



REPUBLIQUE ALGERIANNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur Et de la recherche scientifique

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

Faculté des Sciences appliquées

Département de génie civil et hydraulique

Spécialité : génie civil

Option : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Mémoire De FIN D'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master



Thème :

*Etude d'un viaduc à poutres multiples de la
voie expresse reliant Ain El Hammam –
Draa El Mizan Wilaya de Tizi-Ouzou*

Dirigée par :

MESSAI Abderraouf / ABIMOULOUY Youcef

Présenté par :

- BENHELLAL Hocine
- ZANE Chouaib

Soutenu publiquement devant le jury :

Président : BENTEBBA Mohamed Tahar

Examineur : SALHI IMAD

PROMOTION : MAI 2017

Remerciements :

*On tient d'abord à remercier
infiniment Monsieur MESSAI
Abderraouf et Monsieur
ABIMOULOUD Youcef*

*Pour leur grande responsabilité et
pour tous les précieux conseils ainsi
que leur orientation afin d'achever ce
travail.*

*on voudrait aussi remercier toutes
les personnes qui ont participé de
près ou de loin à cette recherche et à
l'élaboration de ce mémoire.*

INTRODUCTION

CHAPITRE I: GENERALITE

I.1- Introduction	1
I.2- Présentation du projet	1

CHAPITRE II: CONCEPTION GENERALE

II.1- Choix et type d'ouvrage	5
II.2 -Critères de choix du type d'ouvrage	5
II.3 - Variante I Pont mixtes	5
II.4 Variante II Pont a poutres en béton précontraint	7
II.5 - Variante III Pont a caisson ferme	9
II.6 L'INFRASTRUCTURE	10

CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1- Introduction	13
III.2- Béton	13
III.3 Acier	15

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUEMENT TABLIER

IV .1-Introduction	18
IV .2- Dimensionnement des éléments du tablier	18
IV .3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	23

CHAPITRE V : REPARTIONS LONGITUDINAL DES EFFORTS

V.1- Introduction	26
V.2- Calcul des charges	26
V.3- Calcul des surcharges	29
V.4- Evaluation des efforts dans la poutre	37
V.5- Moments fléchissant dus aux sur charges	38
V.6 - Calcul des efforts tranchants	43

CHAPITRE VI : EFFORTS TRANSVERSAUX

VI.1- Modélisation du tablier	47
VI.2- Modélisation de la poutre	47
VI.3 -Modélisation du tablier	48
VI.4-Eléments de réduction	49

CHAPITRE VII - ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1 Introduction	51
VII.2- Dimensionnement de la précontrainte	53
VII.3- Calcul des pertes de précontraintes	64
VII.4- Vérification de la flexion à mi- travée (ELS)	71
VII.5- Ferrailage de la poutre	73
VII.6- déformation	78

Chapitre VIII - ETUDE DE L'HOURLDIS

VIII.1- Introduction	83
VIII.2- Etude de la flexion longitudinale	83
VIII.3- Etude de la flexion transversale	84
VIII.4.Résistance aux efforts tranchants	86
VIII.5. Condition de non poinçonnement	87
VIII.6. Etude de la prédalle	88

CHAPITRE IX : LES EQUIPEMENTS

IX .1.Introduction	89
IX. 2. Principe de dimensionnement	89
IX.3 Ferrailage Les appuis	94
IX.5 Joins de chaussée	96

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1- Etude de la pile	98
X.2- Etude de la culée	114

CONCLUSION

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I :

- Figure 1 Trace en Plan
- Figure 2 Profil en long
- Figure 3 Profil en traverse

CHAPITRE II :

- Figure 1 Les dimensions des poutres à mi travée et à l'about
- Figure 2 Les dimensions des poutres à mi travée et à l'about
- Figure 3 Prédimensionnement du voussoir

CHAPITRE III :

- *Figure 1* Diagramme contrainte-déformation de béton
- *Figure 2* Diagramme contrainte-déformation de l'acier

CHAPITRE IV :

- Figure 1 Poutre préfabriquée Précontrainte
- Figure 2 Table de compression et hourdis général
- Figure 3 angles de Gousset
- Figure 4 Section Sans L'Hourdis
- Figure 5 Section avec L'Hourdis

CHAPITRE V :

- Figure 4 Vue en plan de la poutre en béton précontraint
- Figure 2 dalle
- Figure 3 coupes transversales de la dalle
- Figure 4 Coupe transversale trottoir
- Figure 5 convoi Bc
- Figure 6 convoi Bt
- Figure 7 convoi Mc 120
- Figure 8 convoi D240

CHAPITRE VI :

- Figure 1 Modélisation de la poutre
- Figure 2 Modélisation de la tablier
- Figure 3 le moment max 1,35 (G+D240)
- Figure 4 l'effort tranchant max 1,35 (G+D240)

CHAPITRE VII :

- Figure 1 Diagramme de la combinaison quasi permanent de P1
- figure 2 Diagramme de la combinaison quasi permanent de P2
- figure 3 Diagramme du quasi fréquent permanent de P1
- Figure 4 Diagramme du quasi fréquent permanent de P2
- figure 5 Diagramme du rare permanent de P1
- figure 6 Diagramme du rare permanent de P2

CHAPITRE VIII :

- Figure 1 ferrailage la dalle en travée (flexion longitudinale)
- Figure 2 schéma ferrailage la dalle en appui (flexion longitudinale)
- Figure 3 ferrailage la dalle en travée (flexion transversale)
- Figure 4 ferrailage la dalle en appui (flexion transversale)

CHAPITRE IX :

- Figure 1 constitution type d'un appareil d'appui de type B
- Figure 2 définition géométrique d'un appareil d'appui

CHAPITRE X :

- Figure 1 Coupe longitudinale de pile
- Figure 2 Diagramme du moment fléchissant
- Figure 3 Diagramme du les efforts tranchants
- Figure 4 Section de torsion
- Figure 5 Ferrailage du fût
- Figure 6 Ferrailage de voile
- Figure 7 dimension de la semelle.
- Figure 8 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).
- Figure 9 Ferrailage de la semelle (nappe supérieur).
- Figure 10 Ferrailage des pieux
- Figure 11 Coupe longitudinale
- Figure 12 schéma ferrailage de Mur garde grève
- Figure 13 Ferrailage de la dalle de transition
- Figure 14 Ferrailage du mur de front.
- Figure 15 Ferrailage du mur en retour
- Figure 16 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)
- Figure 17 Ferrailage de la semelle (nappe inférieur)
- Figure 18 ferrailage des pieux

CHAPITRE II :

- Tableau 1 Analyse multicritère

CHAPITRE IV :

- Tableau 1 Caractéristique géométrique de la poutre mi- travée Seul
- Tableau 2 Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée avec l'hourdis
- Tableau 3 Caractéristique géométrique de la poutre d'about seul
- Tableau 4 Caractéristique géométrique de la poutre d'about avec l'hourdis

CHAPITRE V :

- Tableau 2 Le poids de trottoir + la corniche
- Tableau 2 Le poids propre
- Tableau 3 Classe de ponts routes
- Tableau 4 valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge
- Tableau 5 Charge A (L) par voie
- Tableau.6 valeurs de coefficient Bc
- Tableau 7 charges de Bc par essieux
- Tableau 8 charges de Bt par essieux
- Tableau 9 force de freinages Bc
- Tableau 10 Elément de réduction dus au Poutre Seul
- Tableau 11 Elément de réduction dus au dalle
- Tableau 12 Elément de réduction dus au superstructure
- Tableau 13 Elément de réduction dus au Poids
- Tableau 14 Elément de réduction dus au Système A(1)
- Tableau 15 Elément de réduction dus au trottoir
- Tableau.16 M et T de système Bc $X=0,25L$
- Tableau 17 des Moments fléchissant à la section $X=0,25L$
- Tableau 18 M et T de système Bc $X=0,5L$
- Tableau 19 des Moments fléchissant à la section $X=0,5L$
- Tableau 20 efforts tranchants à $x=0,00L$
- Tableau 21 efforts tranchants à $x=0,25L$

CHAPITRE VI :

- Tableau 1 les moments et les efforts tranchant ELU/ELS
- Tableau 2 les moments Max ELU/ELS
- Tableau 3 les efforts Max ELU/ELS

CHAPITRE VII :

- Tableau 1 caractéristiques géométriques de la poutre
- Tableau 2 Récapitulatif des résultats de précontrainte
- Tableau 3 combinaison quasi permanent de P1 et P2
- Tableau 4 Combinaison Fréquente permanent de P1 et P2
- Tableau 5 Combinaison rare permanent de P1 et P2
- Tableau 6 Tracé de câble N°1
- Tableau 7 Tracé de câble N°2
- Tableau 8 Tracé de câble N°3

- Tableau 9 Pertes dues au frottement
- Tableau 10 Pertes d'ancrage
- Tableau 11 Pertes d'ancrage
- Tableau 12 pertes par raccourcissement instantanée câble d'about
- Tableau 13 pertes par raccourcissement instantanée câble à l'extrados
- Tableau 14 récapitulatif des pertes instantanées
- Tableau 15 Pertes dues au retrait du béton
- Tableau 16 Perte due à la relaxation des aciers
- Tableau 17 Pertes dues au fluage
- Tableau 18 Les pertes différées
- Tableau 19 pourcentage des pertes totales
- Tableau 20 Calcul de la force de la précontrainte moyenne
- Tableau 21 Détermination des forces de précontrainte

CHAPITRE VIII :

- Tableau 1 Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison : 1.35 G+D240
- Tableau 2 Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison : 1.35 G+D240 (transversale)

CHAPITRE X :

- Tableau 1 Réactions dues aux surcharges
- Tableau 2 charges et surcharges engendrées à la tête de la pile
- Tableau 3 combinaisons des cas de charges à la tête de la pile
- Tableau 4 Coefficient de poussées
- Tableau 5 charge permanente / poussée de terre / surcharge sur remblai / Coefficient de poussées
- Tableau 6 Valeurs de vérification au glissement
- Tableau 7 Valeurs de vérification au renversement
- Tableau 8 Ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontale
- Tableau 9 les efforts agissant sur la semelle

Introduction :

Le sujet de notre projet consiste à faire Conception et étude d'un pont viaduc .

En premier lieu notre tâche sera basée sur la recherche d'une meilleure conception de ce Pont viaduc , en tannant compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du tracé routier et on proposera quelques solutions envisageables pour retenir la variante qui nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillé.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisque il est destiné à offrir un service d'usager, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Dans ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un viaduc à poutres multiples de la voie expresse reliant Ain El Hammam – Draa El Mizan Wilaya de Tizi-Ouzou Donc nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un viaduc , où nous allons traiter les étapes principales de l' étude d' un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.

I.1- Introduction :

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

Le souci de l'ingénieur est de trouver une solution adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, cette solution doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Dans ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un viaduc à poutres multiples de la voie expresse (2x2) reliant Ain El Hammam – Draa El Mizan Wilaya de Tizi-Ouzou Donc nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un viaduc.

I. 2- Présentation du projet

La réalisation des viaducs a connu un progrès notable, qui est lié au développement dans les matériaux de construction, les techniques d'exécution et les méthodes du calcul ... etc.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont ; c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles ; elle fait suivre une démarche itérative ; tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité de qualité architecturale.

L'ouvrage, qui fait l'objet de notre étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la voie expresse.

Portée : 8 travées indépendantes de 33.5 m de longueur.

Pont en béton précontraint avec 8 poutres principales en BP.

Les appuis sont composés de deux culées et 8 piles.

I.2.1- Recueil des données naturelles :

C'est une étape essentielle dans l'élaboration du projet.

- La topographie :

Pour déterminer le degré des terrassements et les cotes d'implantation des appuis

- La reconnaissance géotechnique :

Pour déterminer la portance du sol de fondation. Donc il faut procéder à des études géotechniques préalables au moyen de forages d'identification géologique, de

sondage, d'essais physique et mécanique sur des échantillons soumis à laboratoires...
... etc.

Les résultats des études géologiques sont interpréter et utilisés pour le choix de type de fondation et leur dimensionnement.

- Les actions naturelles :
 - ✓ effet du vent :

Il est considéré comme une pression statique dans les structure rigide telles que les viaducs en béton, par contre les viaducs souples (pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude sur la variation de vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

- ✓ effet de la neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les viaducs. Cela peut se produire dans certains cas particuliers.

- ✓ effet de température :

C'est une influence sur la vie de la structure suivent les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

La température intervient dans les justifications des joints de chausse, des appareils d'appuis et des d'appuis.

- ✓ effet de séisme :

Un séisme est une succession de déplacement, rapide à la fondation d'un ouvrage.

Les efforts sont identique à ceux dus à une accélération uniforme présentant une composante horizontal de direction quelconque égal $0.2g$ à et une composante verticale égale à $\pm 0.1g$; avec g est l'accélération de la pesanteur. Notre ouvrage qui se trouve dans la zone aII.

1.2.2- Recueil des données fonctionnelles :

Elles sont fixées par le maitre de l'ouvrage.

On distingue :

- ✓ les données géométrique relatives à la vois portée qui sont :

Le tracé en plan, le profile en long et le profile en travers

- ✓ Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont :

Le gabarit et les ouvertures.

- ✓ données relative à la voie portée :

a) **Tracé en plan** :

C'est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée ; pour notre cas, la structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 300 m.

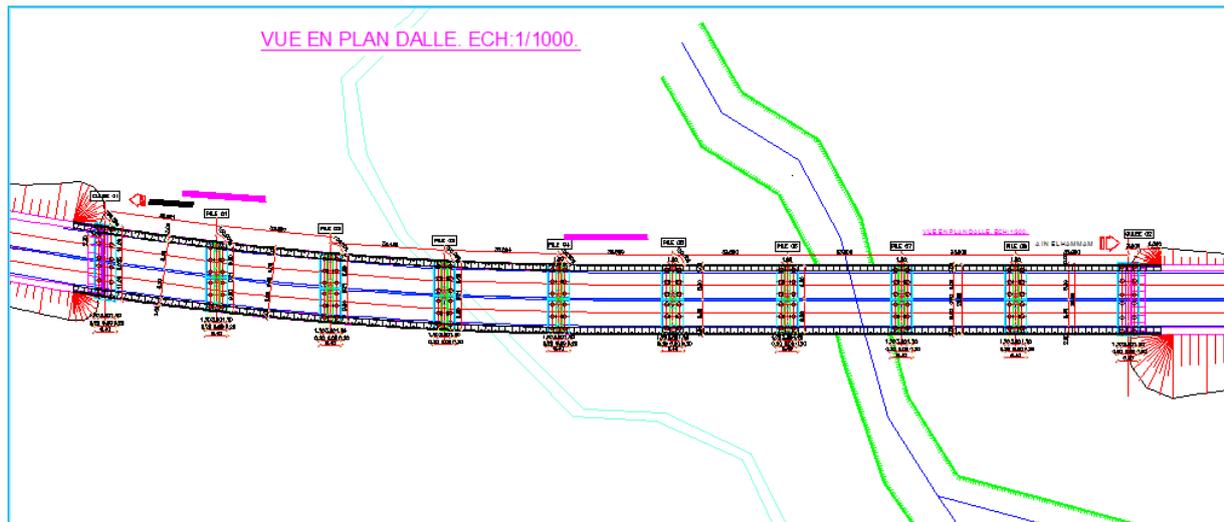


Figure 1 Trace en Plan

b) **profil en long** :

C'est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. Donc il définit en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

- ❖ Pour notre ouvrage, il présente une pente longitudinale de 2,5%.

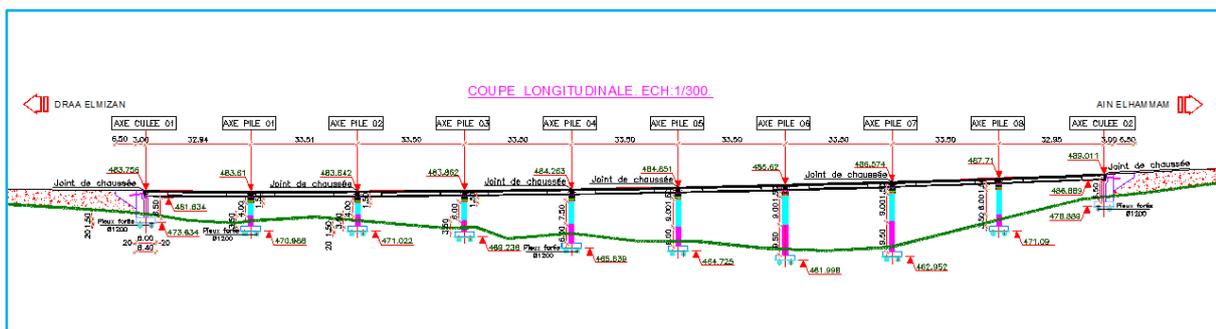


Figure 2 Profil en long

c) **Profil en travers** :

C'est l'ensemble des éléments qui définissant la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

- ❖ Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier.

Notre ouvrage comprend :

L'illustration suivante présente les *deux tabliers* indépendants

- largeur tablier $L=10,2$ m
- Largeur du roulable $L_r=8,00$ m.
- Largeur de trottoir $L=1,50$ m.
- Nombre de voie de circulation $N=2$ voies.
- divers 2.5 %.

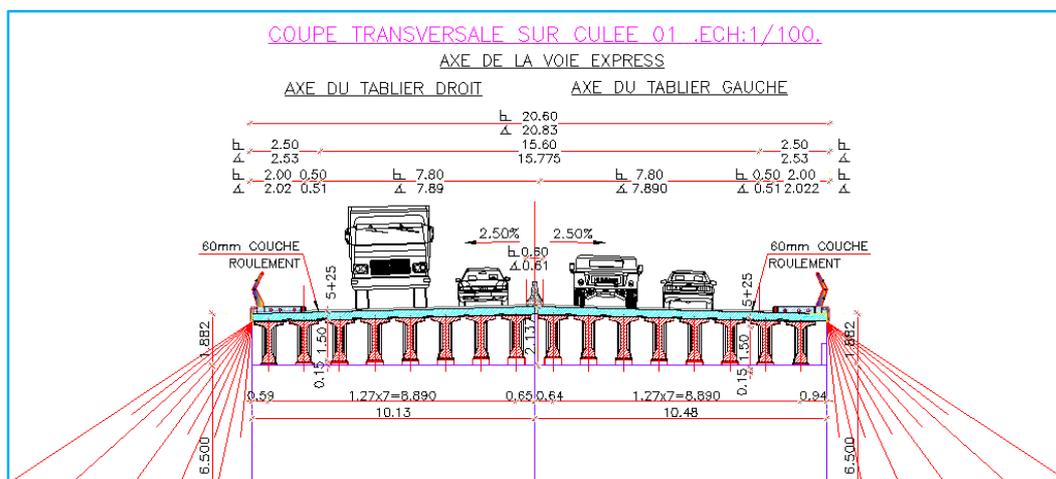


Figure 3 Profil en traverse

II.1- Choix du type d'ouvrage

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leur limites et leurs couts, Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

II.2 -Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante:

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....) ;
 - Selon le matériau principal dont ils sont constitués ;
 - Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
 - Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes ;
 - Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.
- ✓ pont mixte ou métallique.
 - ✓ Pont à poutre en béton précontraint.
 - ✓ Pont à caisson fermé.

II.3 - Variante I Pont mixtes :

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques, dans les deux cas la dalle est connecté à la semelle supérieur des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

3.1-Prédimensionnement de la poutre :

· Nombre de poutre : le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier (L_u) et l'entraxe (λ) $N = L_u / \lambda = 10,20 / 4 = 2,5$ donc $N = 3$ poutres

Elancement de poutres : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $h = L/25$ ce qui nous donne $h = 1.4m$, (avec $L = 35m$)

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

- Résistance au cisaillement.
- Flambement.
- Fatigue.
- Voilement.

On considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui, sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons :

- Une épaisseur de 10mm à mi travée
- Une épaisseur de 20mm sur appui

Semelles : les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

Epaisseur t_s (en travée) $12 \text{ mm} < t_i < 40 \text{ mm}$ Donc : $t_s = 15 \text{ mm}$

Epaisseur t_s (sur appui) $20 \text{ mm} < t_i < 40$ Donc : $t_s = 20\text{mm}$

Epaisseur t_i (en travée) : $20 \text{ mm} < t_i < 40$ Donc : $t_i = 20 \text{ mm}$

Epaisseur t_i (sur appui) $30\text{mm} < t_i < 60$ Donc : $t_i = 30 \text{ mm}$

La largeur b_s : lorsque la portée déterminante va de 30 a 100m $400 \text{ mm} < t_i < 800$

Donc : $b_s = 400 \text{ mm}$

La largeur b_i : Lorsque la portée déterminante va de 30 a 100 m $500 \text{ mm} < t_i < 1200 \text{ mm}$

Donc : $b_i = 500 \text{ mm}$

Epaisseur de la dalle : Donc : $e_m = 20\text{cm}$

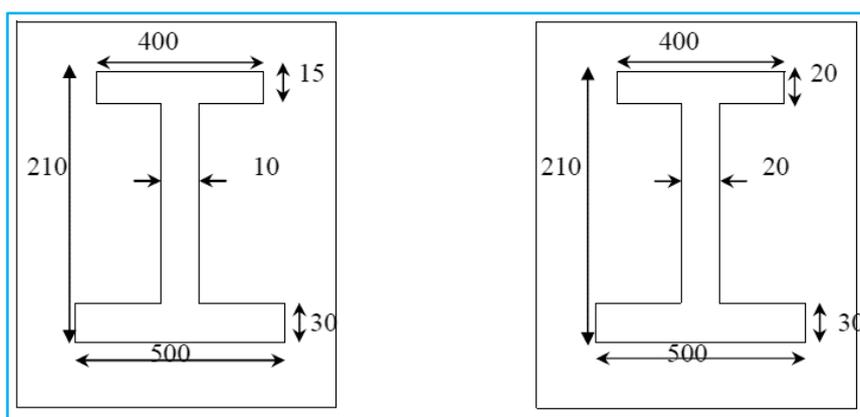


Figure 1-Les dimensions des poutres à mi travée et à l'about

3.2 -Les avantages :

- ✓ rapidité et simplicité de mise en œuvre.

- ✓ possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- ✓ simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- ✓ légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.

3.3-les inconvénients :

- ✓ risque de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- ✓ risque de voilement, déversement des poutres.
- ✓ nécessité de visites périodique et entretien courant.
- ✓ sensibilité au gradient thermique.
- ✓ matériaux très chers.

III.4 - Variante II Pont a poutres en béton précontraint:

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutre préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétention ou par post tension.

Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m, leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

4.1- Prédimensionnement de la poutre :

Hauteur des poutres : $\frac{L}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{l}{20} + 0.5$ $1.47 \leq ht \leq 1.62$ on fixe $h_t = 1.5 m$

Epaisseur de âme : $b_0 \geq 9 + \frac{ht}{40} = 12.75$ On prend :

- En about : $b_0 = 35 cm$
- En travée $b_0 = 21 cm$

Table de compression : $b \geq 0.6 h_t$ $b \geq 0.9 m$ on fixe $b = 1.03 m$

Gousset de la table de compression :

En travée: $\alpha 1 = 11^\circ \Rightarrow e 1 = 6cm$

$\alpha 2 = 45^\circ \Rightarrow e 2 = 10cm$

A l'about: $\alpha 1 = 11^\circ \Rightarrow e 1 = 6cm$

$\alpha 2 = 45^\circ \Rightarrow e 2 = 3cm$

Talon : Largeur du talon : $40 \leq Lt \leq 70$ on fixe $Lt = 47 cm$ Epaisseur du talon : $Et = 15$

Gousset du talon :

En travée : $\alpha 3 = 45^\circ \Rightarrow e 3 = 13cm$

A l'about : $\alpha 3 = 56^\circ \Rightarrow e 3 = 9cm$

Nombre des poutres : $N = \frac{10.2}{1.5} + 1 = 7.8 = \boxed{8 \text{ poutre}}$ entraxe Réél : **1.275 m**

Hourdis : On prend épaisseur de la dalle $e_{dalle} = \boxed{20 \text{ cm}}$

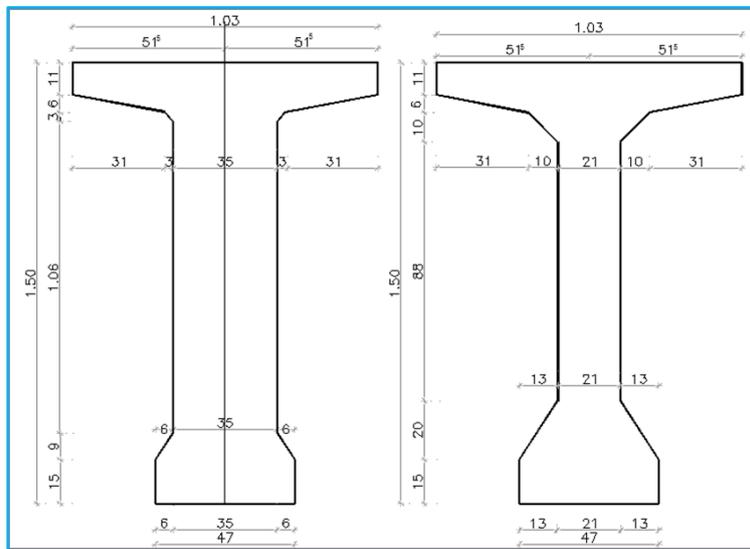


Figure 2 Les dimensions des poutres à mi travée et à l'about

4.2 - Les avantages :

- ✓ préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- ✓ simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- ✓ le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
- ✓ la matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
- ✓ les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de béton armé.
- ✓ la possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- ✓ la possibilité d'assembles des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- ✓ le pont à poutre en BP ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

4.3- les inconvénients :

- ✓ la nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✓ l'obligation d'attendre que la mise en tension soit fait pour pouvoir décoffrer.
- ✓ la nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose de gaines et câble et pour la mise en tension des câbles.

II.5 - Variante III Pont a caisson ferme:

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par traçons a partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée a l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors auto porteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable.

Dont notre ouvrage on prend la hauteur constante.

5.1 Prédimensionnement du voussoir :

· Elancements usuels pour les tabliers de hauteur constante : $L/25 \leq h \leq L/20$ on fixe $h = 2m$ (avec $L = 45m$).

· Hourdis supérieur : Le choix de $a = B/2 = 8m$ (avec B la largeur utile).

· L'épaisseur de l'hourdis supérieur est compris entre $a/30 \leq E_s \leq a/25$ On fixe $E_s = 25cm$

· La largeur $b = (B - a)/2 = 3.7m$

· Hourdis inférieur : L'épaisseur inférieure est égale $0.4m$

· Epaisseur des âmes : Le choix d'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage. Et dépend aussi des différentes portées. Pour les portées inférieures a $50m$ $E_a = 36cm$
 $\theta = 1/20$ a $1/10$ par rapport a l'horizontale
 $\alpha = 1/2$ par rapport a la verticale

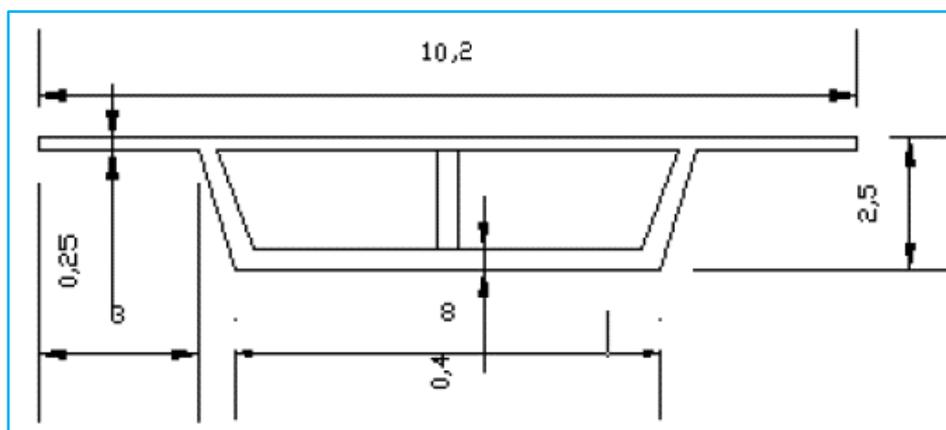


Figure 3 Prédimensionnement du voussoir

5.2 - Les avantages :

- ✓ la durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- ✓ sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- ✓ la portée de ce type de ponts est plus grande.
- ✓ rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

5.3 - Les inconvénients

- ✓ les ponts construits par encorbellement 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 du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

❖ Analyse multicritère :

	<i>P. CAISSON</i>	<i>P. MIXTE</i>	<i>P. A Poutre En BP</i>
<i>Economie</i>	–	–	+
<i>Entretien</i>	–	+	+
<i>Esthétique</i>	+	+	+
<i>Exécution</i>	+	+	+

Tableau 1 Analyse multicritéré

• Conclusion :

- ✓ Le type d'ouvrage qui sera retenu donc le pont à poutre précontraintes par post tension à neuf travées indépendantes
- ✓ Le signe : $\begin{cases} (-) \text{ peu favorable} \\ (+) \text{ favorable} \end{cases}$

II.6 L'infrastructure :

Les trois travées s'appuient sur deux culées et huit (8) piles en fût conçus en béton armée et fondés sur des pieux forés.

6.1 Culée :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage. On distingue plusieurs familles de culées :

- ✓ Les culées en terrées.
- ✓ Les culées remblayées.
- ✓ Les culées creuses.
- ✓ Les culées en terre armée.
- ✓ Les culées contrepoids.

a) Choix du type de culée :

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant l'oued. Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

❖ Culée remblayée :

- La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en BA
- Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage
- les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions

6.2 Piles :

Une pile est un appui intermédiaire, 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 d'un très grand nombre de paramètres

- ✓ Aquatique, terrestre.
- ✓ Mode de construction du tablier
- ✓ Urbain ou rural
- ✓ Hauteur de la brèche 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

totalemment encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

On peut classer à deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles)
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne)

❖ Critères de choix des piles :

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

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

6.3 Fondations :

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouille, rabattement de la nappe..), ou celles provenant d'autres parties du projet.

❖ Classification des fondations :

- Fondation superficielle
- Fondation profonde
- Notre projet fondation profonde

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante Pour supporter la structure, on a deux types :

Fondation par puits (semi profonde)

Fondation par pieux (profonde)

❖ Choix des pieux :

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra

- ✓ De l'importance de l'ouvrage
- ✓ Des charges pouvant supporter
- ✓ Des caractéristiques du sol sous-jacent.

III-1 : Introduction

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisée ; le béton et l'acier.

Les règlements B.A.E.L91 et B.P.E.L91 utilisant les états limites,

- ✓ E.L.U : concernant le nom ruine de l'ouvrage.
- ✓ E.L.S : concernant la durabilité.

Dans nos calcule, on se base sur Ces deux règlement donne les caractéristique des matériaux dépendent de ces lois.

III-2 Le béton :

- ✓ Le béton est défini par la valeur de sa résistance ce à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée F_{c28} .
- ✓ Le béton est dosé à $400 \frac{kg}{cm^3}$ de ciment CPA 325.
- ✓ Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5 \frac{t}{m^3}$
- ✓ Contrôle strict béton vibré avec utilisation d'adjuvants.

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Poutre en T précontraintes préfabriquées, pieux de fondation :

$$F_{c28} = \begin{cases} \begin{cases} 35 MPa & Si \quad j \geq 28 \text{ jour} \\ 27 MPa \end{cases} \\ f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad Si \quad j \leq 28 \text{ jour} \end{cases}$$

❖ Résistance caractéristique à la traction :

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

$$F_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.7 MPa & \rightarrow \text{pour } f_{c28} = 35 MPa, j \geq 28 \text{ jour} \\ 0.6 + 0.06 f_{cj} & \rightarrow Si \quad j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

❖ Contrainte de calcul à L'E.L.U :

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

le coefficient θ est fixe à 1 l'oresquela durée probable d'applicationde la combinaison d'action considérée est superieur à 24 h:

- ✓ à 0.9 : l'orsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

✓ à 0.85 : l'orsque elle est inférieure à 1 h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \rightarrow \text{en situation durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \rightarrow \text{en situation accidentelles.} \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} f_{bu} = 19.83 \text{ MPa} & \rightarrow \text{en situation durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 25.86 \text{ MPa} & \rightarrow \text{en situation accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 15.30 \text{ MPa} & \rightarrow \text{en situation ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} & \rightarrow \text{en situation accidentelles pour } f_{c28} = 37 \text{ MPa} \end{cases}$$

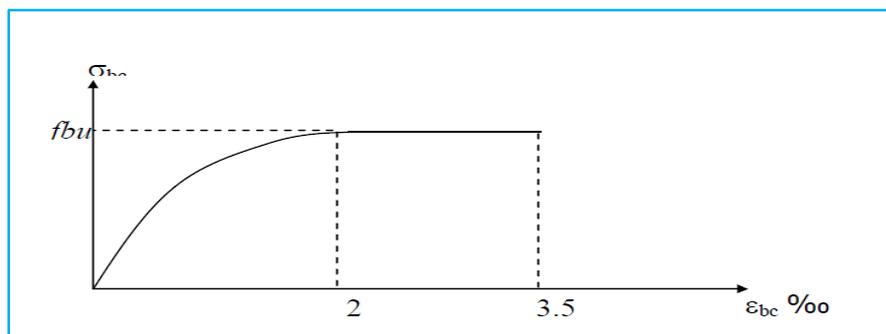


Figure.1. Diagramme contrainte-déformation de béton

❖ Contrainte de calcul pour L'E.L.S :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{er construction} \end{cases}$$

❖ Déformation longitudinales :

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h.

La déformation longitudinale instantanée du béton $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$

- Sous des contraintes de longue durée d'application. On à un module de déformation

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$; E_{vj} : module de déformation différée

❖ Déformation transversale du béton :

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} ; \vartheta: \text{coefficient de poisson}$$

$$\vartheta = \begin{cases} 0 & \rightarrow \text{pour un béton fissuré (E.L.U)} \\ 0.2 & \rightarrow \text{pour un béton non fissuré (E.L.S)} \end{cases}$$

III .3- L'acier :

3.1 - Acier du béton armé :

○ Acier passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armée.

✓ La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haut Adhérence de classe $F_e E 400$

Type 2, sa limite élastique égalée à 400 MPa.

✓ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

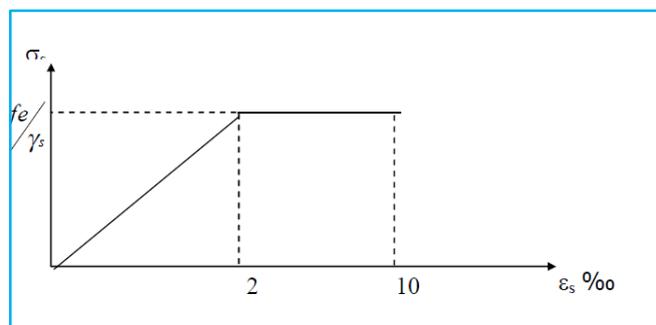


Figure .2 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

✓ Contrainte limite de traction :

✓ E.L.U :

Dans les calculs relatifs à E.L.U, On introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{en situation accidentelle} \\ 1.15 & \rightarrow \text{en situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

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

✓ E.L.S :

Dans c'est état, la contraint limite de traction dépend de type de fissuration :

- fissuration peu nuisible $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}})$
- fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{n \times f_{tj}})$

Avec : $n = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour les treillis soudés et les ronds lisses} \\ 1.6 & \rightarrow \text{pour les aciers à haut Adherence} \end{cases}$

3.2 - Acier de béton précontraint :

○ Acier 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 :
 - File.
 - Barres
 - Torons

La précontrainte initial à prendre en compte dans les calculs est données 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

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

○ La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, On définit la limite élastique comme étant un allongement résistance de 0.1% la limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

○ Module de Young :

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

$$\begin{cases} E_p = 200000 \text{ MPa} & \text{pour les barres} \\ E_p = 190000 \text{ Mpa} & \text{les torons} \end{cases}$$

○ Diagramme contraintes – déformation :

IL est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature). Puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. En fin, la rupture survient pour une contrainte $1.06 f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_P \sigma_P}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0.9 f_{peg}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\text{Si } \sigma_p < 0.9f_{peg}$$

- Pour notre projet :

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

Nous choisirons des câble 12T15 ayons les caractéristiques suivantes :

- ✓ Câble de type FREYSSINET
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p=1668\text{mm}^2$
- ✓ Diamètre de la gaine $D_{ext}=80\text{mm}$.
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg}=1623\text{MPa}$
- ✓ Contrainte de rupture garantie $F_{prg}=1814\text{MPa}$
- ✓ Coefficient de frottement angulaire $f=0,2 \text{ rad}^{-1}$
- ✓ Coefficient de frottement linéaire $=2.10^{-3}\text{m}^{-1}$.
- ✓ Recul d'ancrage $g=6\text{mm}$
- ✓ Relaxation à 1000 heures TBR
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p=190000\text{MPa}$

IV.1- Introduction :

Les viaducs à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post-tension.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de dalléttes à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur. Dans ce chapitre on va déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

IV.2- Prédimensionnement des éléments du tablier :

Document S.E.T.R (Pont à poutre préfabriquée précontraintes par post-tension) « VIPP »

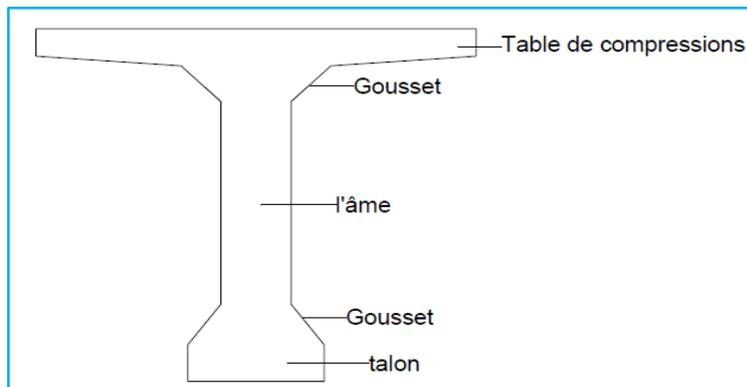


Figure 1 Poutre préfabriquée Précontrainte

IV.2.1 Prédimensionnement de la poutre :

❖ Hauteur des poutres :

L'élanacement usuel se situe aux environs du 1/17 et 1/20 de la portée, ce qui fixe Hauteur totale du tablier (poutre hourdis) : $\frac{L}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0.5$ avec :

L : longueur d'un travée 33,40 m

$$1.47 \leq h_t \leq 1.62 \text{ on fixe } h_t = 1.5 \text{ m}$$

❖ Epaisseur de âme :

Epaisseur de l'âme : $b_0 \geq 9 + \frac{ht}{40} = 12.75$ On prend :

- En about : $b_0 = 35 \text{ cm}$
- En travée $b_0 = 21 \text{ cm}$

❖ Table de compression :

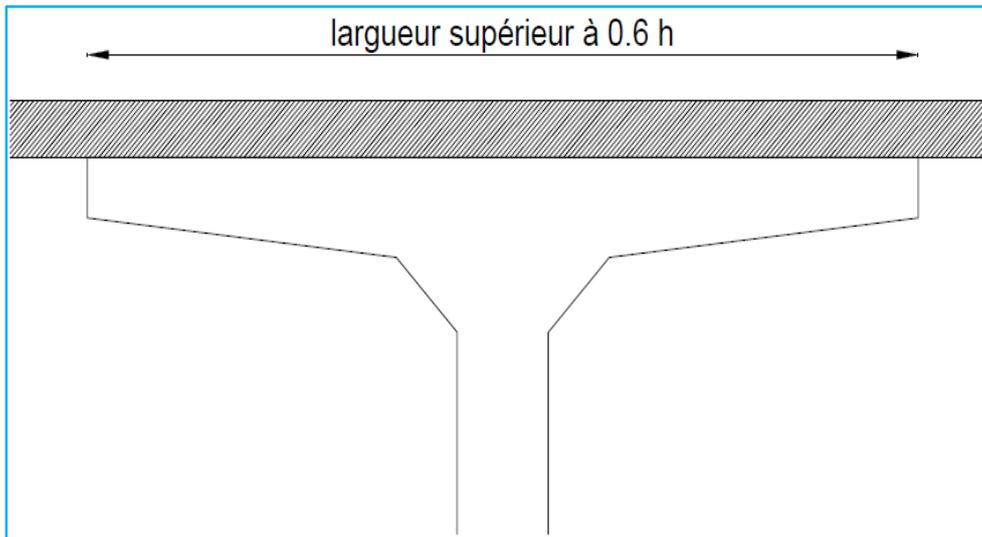


Figure .2 Table de compression et hourdis général

Largeur de table de la compression : $b \geq 0.6 h_t$ $b \geq 0.9 \text{ m}$ on fixe $b = 1.03 \text{ m}$

Gousset de la table de compression :

En travée: $\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{cm}$

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10\text{cm}$

A l'about: $\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{cm}$

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 3\text{cm}$

❖ Talon :

Largeur du talon : $40 \leq Lt \leq 70$ on fixe $Lt = 47 \text{ cm}$

Epaisseur du talon : $Et = 15$

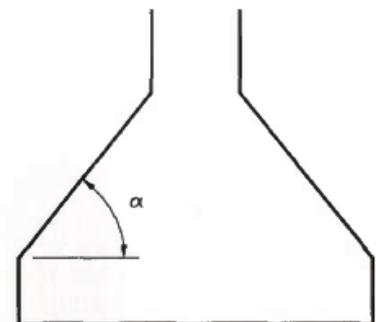


Figure 3 angles de Gousset

Gousset du talon :

En travée : $\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 13\text{cm}$

A l'about : $\alpha_3 = 56 \Rightarrow e_3 = 9\text{cm}$

❖ Nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

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

✓ d : l'entraxe = 1.5 m

✓ L_a : entraxe entre les deux poutre de l'extremite

✓ Le largeur de la table de compression = 1.03 m

✓ L : largeur de tablier = 10.2 m

$$N = \frac{10.2}{1.5} + 1 = 7.8 = \boxed{8\text{poutre}} \text{ entraxe Réel : } \mathbf{1.275\text{ m}}$$

IV.2.2 Hourdis :

Le hourdis est d'épaisseur sensiblement constante. Les variations d'épaisseur nécessaires sont faibles et sont essentiellement dues à l'adaptation au dévers transversal.

Cette épaisseur est directement liée à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres. Elle dépend, à une moindre échelle, de l'existence ou non d'entretoises intermédiaires en travée et du choix fait pour le mode de liaison transversale (précontrainte ou en béton armé). La portée transversale à prendre en compte est explicitée sur les schémas ci-dessous en fonction de l'inclinaison du gousset d'âme.

L'épaisseur du hourdis est voisine du 1/16 de la portée transversale.

Un dimensionnement rapide permet de retenir les épaisseurs suivantes, en fonction de l'écartement e des poutres :

0.16m pour $e < 2.75\text{ m}$

0.18m pour $2,75\text{m} < e < 3.50\text{m}$

0.20m pour $e > 3.50\text{m}$

Toutefois, l'épaisseur minimale de 0,16 m n'est que rarement retenue, du fait du faible bras de levier des aciers.

- Donc On prend épaisseur de la dalle $\boxed{e_{dalle} = 20\text{ cm}}$

IV.2.3 Equipement du tablier :

A. Trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants par rapport à la chaussée. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Sur les ponts des autoroutes, il n'y a pas de trottoir, seulement il faut prévoir un passage de service de 1,40 m environ de largeur.

B. Corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

C. Dispositifs de retenus

Ils sont placés sur les bords des ponts pour retenir les piétons ou les véhicules en perdition. Selon la fonction on distingue

D. Glissières de sécurité

Le rôle des glissières est de sécurité les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement, c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

E. Garde-corps

Le rôle des garde-corps est de sécurité les piétons sur les trottoirs et les véhicules circulant sur le pont, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique.

F. Barrières

Leur rôle est de retenir les véhicules. Selon le poids et la vitesse du véhicule à retenir, les barrières sont classées en : barrières légères, barrières normales et barrières lourdes dont les barrières normales sont les plus utilisées.

Notre viaduc est un viaduc d'autoroute, donc, on réserve au trottoir d'une largeur de 1,50m, il sera encadré par une barrière de type BN4, un garde-corps et suivi d'une corniche.

❖ Caractéristiques de pont (résumé)

- ✓ La portée : la portée des poutres est de 33,5 m
- ✓ Profil en travers : un devers unique de 2,5%.
- ✓ Les poutres : 8 poutres de 33,4m de hauteur et de 1.5 m et d'entre axe de 1.275 m.
- ✓ La dalle : une largeur droite de 10.2 et une épaisseur de 0.20m.
- ✓ Trottoir avec corniche : une largeur de 1.50m
- ✓ Dispositifs de retenus : un garde-corps.
- ✓ Chaussée : de deux voies de 4.00 m chaque voie.
- ✓ Revêtement : en béton bitumineux de 6 cm d'épaisseur.

IV.3- Caractéristique géométrique des poutres :

Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

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

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute)

S/Δ : Moment statique telle que S/Δ (nette) = S/Δ (brute) -5% S/Δ (brute)

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

I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

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

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

B : c'est la section de la poutre telle que (B nette) = B (brute) - 5% B (brute)

$$V' = S/\Delta / B$$

$$V = H_t - V'$$

$$I_G = I_{\Delta} - B * V'$$

IV.3.1- Section mi-travée :

❖ Section mi-travée Sans l'hourdis :

N° Section	X(b)	Y(h)	B_i (cm ²)	Z_{CDG}	$S_{\Delta} = B_i Z_{CDG}$	I_0 (cm ⁴)	$I_{\Delta} = I_0 + B_i Z_{CDG}^2$
1	103	11	1133	144,5	163718,5	11424,41667	23668747,67
2	41	6	246	136	33456	738	4550754
3	21	118	2478	74	183372	2875306	16444834
4	47	15	705	7,5	5287,5	13218,75	52875
5*2	31	6	186	136	25296	372	3440628
6*2	10	10	100	129,67	12966,667	555,5555556	1681900,086
7*2	13	13	169	19,333	3267,333333	1586,722222	64755,16667
brute			5017		427364,0003		49904493,92

H_t	B_{nette} (cm ²)	S_{Δ} (cm ³)	I_{Δ} (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	I_G (cm ⁴)	ρ (%)
150	4766,15	405995,81	47409269,22	85,18	64,82	13500270,52	49%

Tableau 1 Caractéristique géométrique de la poutre mi-tavée Seul

❖ Section mi-travée Avec l'hourdis

Section	X(b)	Y(h)	B_i (cm ²)	Z_{CDG}	$S_{\Delta} = B_i Z_{CDG}$	I_0 (cm ⁴)	$I_{\Delta} = I_0 + B_i Z_{CDG}^2$
S. poutre	/	/	5017	/	427364		49904493,9
S. hourdis	127,5	20	2550	160	408000	85000	65365000
Somme			7567		835364		115269494

H_t	B_{nette} (cm ²)	S_{Δ} (cm ³)	I_{Δ} (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	I_G (cm ⁴)	ρ (%)
165	7188,65	793595,8	109506019	110,40	59,60	23048929,22	46%

Tableau .2 Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée avec l'hourdis

IV.3.2- poutre d'about :

❖ Section d'about Sans l'hourdis :

N° Section	X(b)	Y(h)	B _i (cm ²)	Z _{/CDG}	S _{/Δ} =B _i Z _{/CDG}	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} =I ₀ + B _i Z _{/CDG} ²
1	103	11	1133	144,5	163718,5	11424,41667	23668747,67
2	41	6	246	136	33456	738	4550754
3	35	118	4130	74	305620	4792176,667	27408056,67
4	47	15	705	7,5	5287,5	13218,75	52875
5*2	31	6	186	137	25482	372	3491406
6*2	3	3	9	132	1188	4,5	156820,5
7*2	6	9	54	18	972	243	17739
Somme			6463		535724		59346398,83

H _t	B _{nette} (cm ²)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ(%)
150	6139,85	508937,8	56379078,89	82,89	67,11	14939744,93	42%

Tableau 3 Caractéristique géométrique de la poutre d'about seul

❖ Section d'about Avec l'hourdis

Section	X(b)	Y(h)	B _i (cm ²)	Z _{/CDG}	S _{/Δ} =B _i Z _{/CDG}	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} =I ₀ + B _i Z _{/CDG} ²
S. poutre			6463		535718,07		59346398,8
S. hourdis	127,5	20	2550	160	408000	85000	65365000
Somme			9013		943718,07		124711399

H _t	B _{nette} (cm ²)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ(%)
170	8562,35	896532,167	118475829	104,71	65,29	25898151,79	42%

Tableau 4 Caractéristique géométrique de la poutre d'about avec l'hourdis

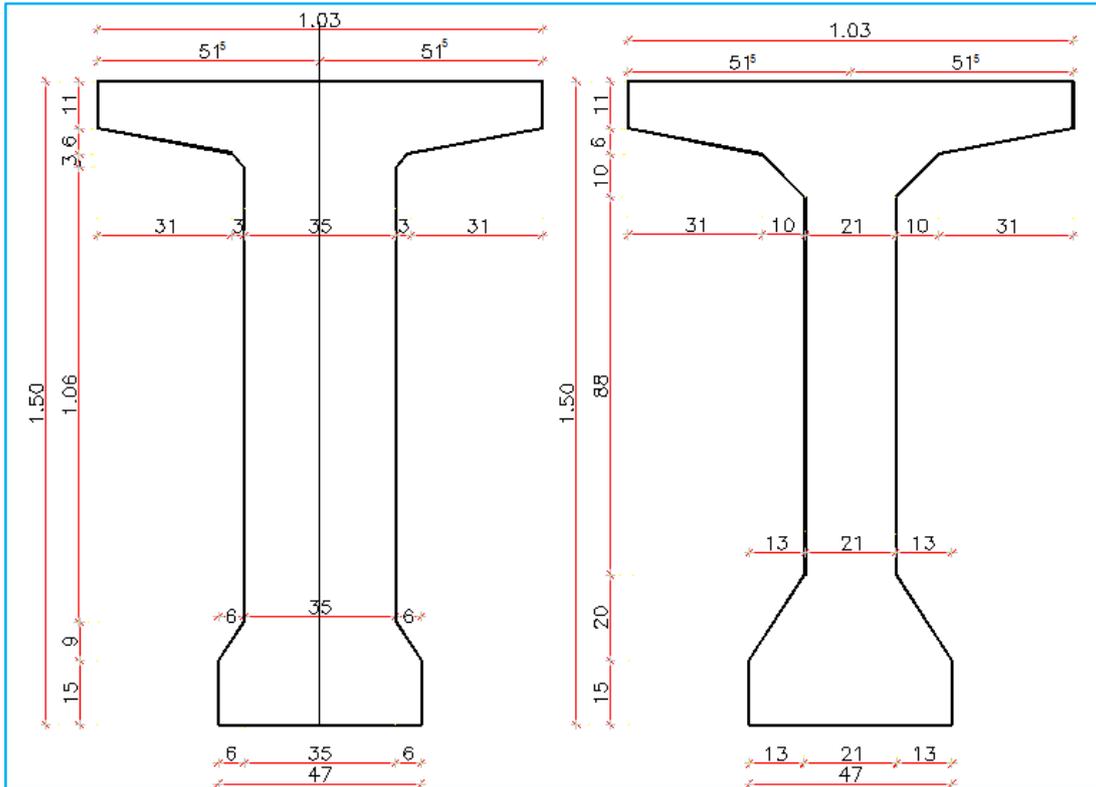


Figure 4 Section Sans L'Hourdis

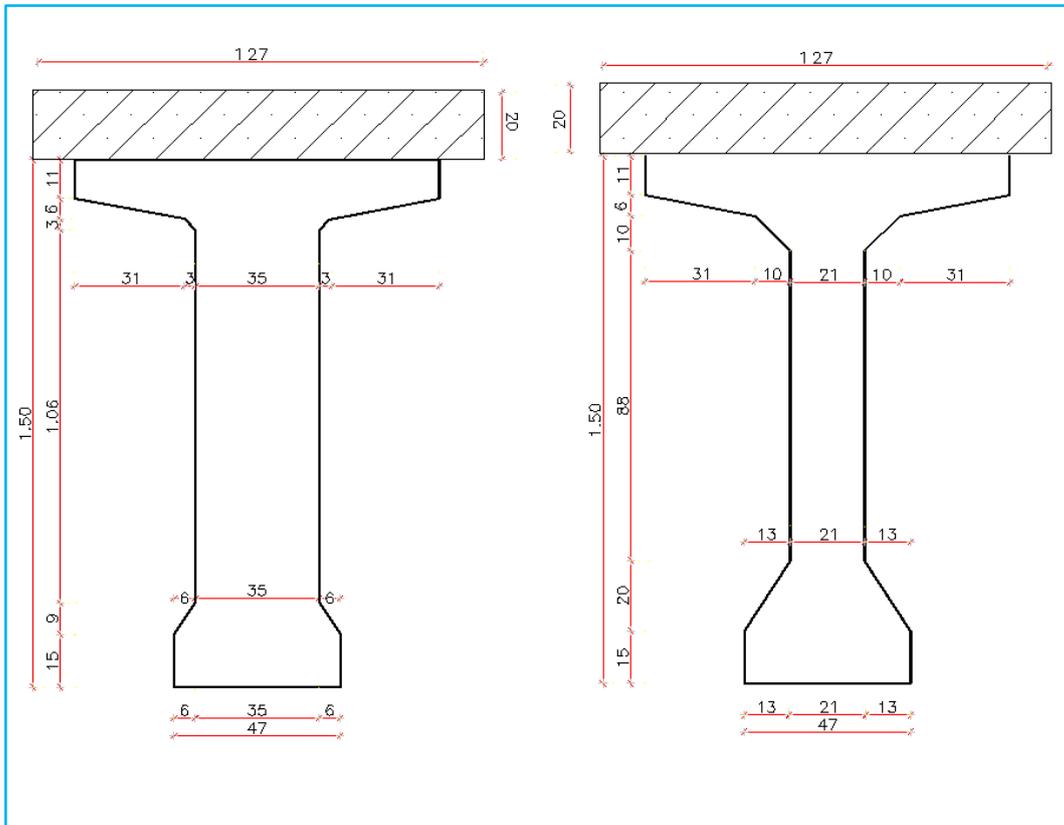


Figure 5 Section avec L'Hourdis

V.1- Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées a un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

A) Les actions permanentes comprennent :

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

B) Les actions variables, de leur cote, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II); ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien ((RPA 99)).

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul a la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages

V.2 Calcul des charges permanentes et complément :**2.1. Les charges permanentes :**

Ces charges sont appelées CP ; et concernent :

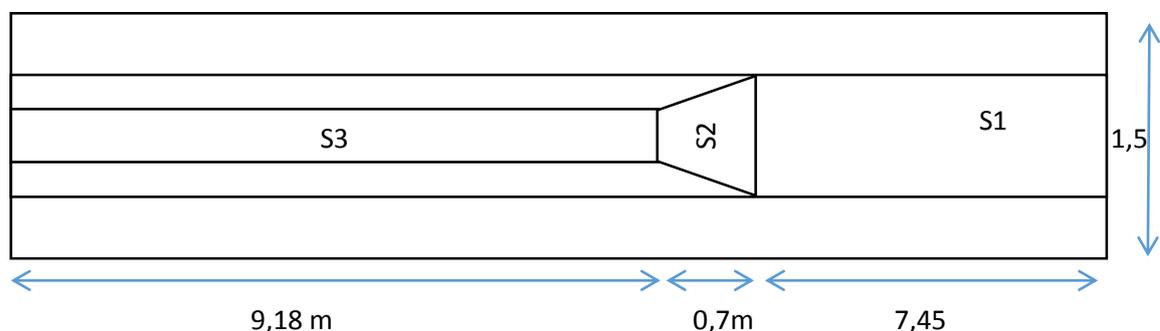
❖ **La poutre (POIDS PROPRE DE LA POUTRE):**

Figure 1 Vue en plan de la poutre en béton précontraint

- $\rho_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$
- $L_o \text{ poutre} = 33.40 \text{ m}$

La section	S_1	S_2	S_3
L'Aire (m ²)	0,646	0,574	0,502
L(m)	7,45	0,07	9,18

- $P_{i \text{ poutre}} = \rho_{\text{béton}} \times S_i \times L_i$

P_1	10,83	t
P_2	0.1169	t
P_3	11,52	t

- le poids de la poutre en mètre linéaire :

$$P = \frac{P_{\text{total}}}{L_{\text{o poutre}}} = 1,334 \text{ t/ml}$$

❖ La dalle (POIDS PROPRE DE LA DALLE):

- $\rho_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$
- $L_{\text{o dalle}} = 33.40 \text{ m}$
- $L_{\text{a dalle}} = 10,20 \text{ m}$
- $E_{ps} = 0.20 \text{ m}$
- $S_{\text{dalle}} = 1.96 \text{ m}^2$

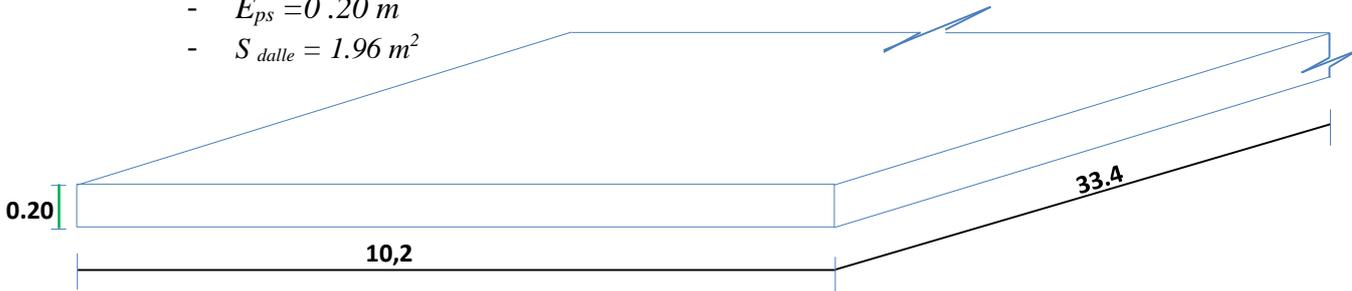


Figure 2 dalle

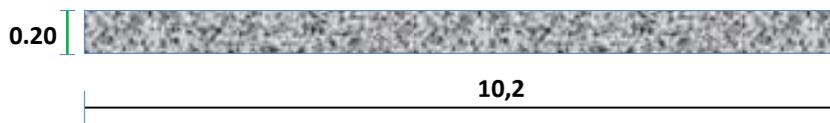


Figure.3 coupe transversale de la dalle

$$P_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times S \times L$$

- le poids de la dalle en mètre linéaire :

$$P_{\text{dalle}} = 2.5 \times 10,2 \times 0,2 = 5,1 \text{ t/ml}$$

2.2 Les compléments des Charges permanentes :

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les glissières de sécurité.
- Les garde-corps

❖ Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité :

- $\rho_{\text{béton bitumineux}} = 2.2 \text{ t/m}^3$
- $E_{ps} = 0.06\text{m}$
- $L = 8 \text{ m}$
- $S_{\text{revêt chape}} = 0.06 \times 8 \times 2n2 = 1,056 \text{ t/ml}$

❖ Le poids de trottoir + la corniche :

- $P_{\text{corniches}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{corniche}} = 2.5 \times 0.1050$
- $P_{\text{corniches}} = 0.25 \text{ t/ml.}$
- $P_{\text{trottoir}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{trottoir}} = 2.5 \times 0.38$
- $P_{\text{trottoir}} = 0.95 \text{ t/ml}$
- $P_{\text{garde-corps métallique}} = 0,1 \text{ t/ml}$
- $P_{\text{garde-corps béton}} = 0,37 \text{ t/ml}$

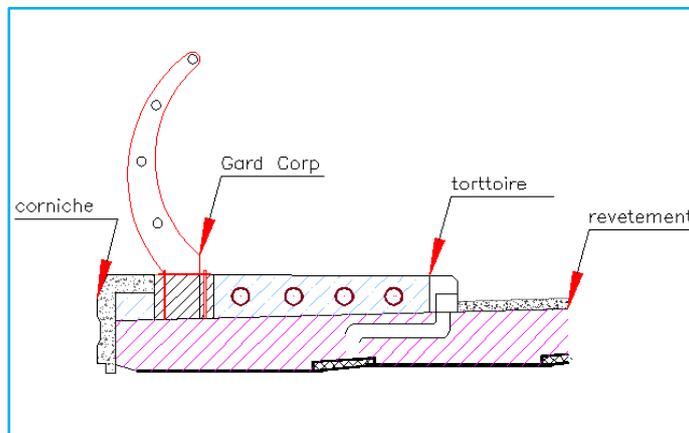


Figure.4 Coupe transversale trottoir

Tableau 1 Le poids de trottoir + la corniche

$P_{\text{revêt chape}}(\text{t/ml})$	$P_{\text{corniche}}(\text{t/ml})$	$P_{\text{trottoir}}(\text{t/ml})$	$P_{\text{garde-corps métallique}} (\text{t/ml})$	$P_{\text{garde-corps béton}} (\text{t/ml})$
1,056	0.25	0.95	0,1	0,37
CCP	2,73 t/ml			

1.4. la charge par poutre :

<i>Charge (t/ml)</i>	<i>Poids</i>	<i>nombre</i>	<i>totale</i>	18,53 x 33,40 = 620,672 t
<i>Poutre</i>	1,344	8	10,752	
<i>Dalle</i>	0,6375	8	5,1	
<i>revêtement</i>	1,056	1	1,056	
<i>trottoir</i>	0,95	1	0,95	
<i>corniche</i>	0,25	1	0,25	
<i>gard corp M</i>	0,1	1	0,1	
<i>gard corp B</i>	0,375	1	0,375	
Σ			18,53 t/ml	

Tableau 2 Le poids propre

V.3 Calcul des surcharges routières :

Elles sont définies par le D.T.R (RCPR 2008) et Selon le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- La surcharge sur trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Cependant la chaussée n'est pas totalement chargée; donc on définit la largeur chargeable qui se déduit de la largeur roulable.

- La largeur roulable (L_r) :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

- La largeur chargeable (L_c) :

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière ou séparateur) lorsqu'il existe.

Pour chaque côté, un trottoir surmonté d'une barrière et un garde-corps et une corniche à l'extrémité. Donc :

$$L_r = 8 \text{ m}$$

$$L_c = 8 \text{ m}$$

- Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{8}{3} = 2,66m.$$

$$N=2 \text{ voies.}$$

- La largeur de la voie :

$$L_{\text{voie}} = \frac{L_c}{N} = \frac{8}{2} = 4m.$$

$$L_{\text{voie}}=4m.$$

- Classe de ponts routes :

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur roulable les suivantes :

<i>La classe de pont</i>	<i>La largeur roulable</i>
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5.5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5.50 \text{ m}$

Tableau 3 Classe de ponts routes

On a $L_r \geq 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 1^{ere} classe.

- ❖ La surcharge de type A(L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur **La** chargée, il est défini par la formule suivante :

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}.$$

Avec : L est la portée du pont.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.40 + 12}$$

$$A(L) = 1.023 \text{ t/m}^2$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.0	1.0	0.9	0.75	0.7
2	1.0	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Tableau .4 valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Dans notre projet on a :

$$V = 4 \text{ m donc } a_2 = V_0/V = 3,5/4 = 0,875$$

NBR de voies	a_1	a_2	$A(L)$	L_a	$A(L) \text{ (t/ml)}$
1	1	0,875	1.023	4	3,580
2	1	0,875	1.023	8	7,161

Tableau 5 Charge A (L) par voie

❖ Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- ✓ Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10t).

○ Surcharge B_c :

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

- ✓ Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- ✓ Masse portée par l'essieu avant 6 t.
- ✓ Longueur d'encombrement 10, 5 m.
- ✓ Largeur d'encombrement 2,5 m.
- ✓ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5 m.
- ✓ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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

✓ Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

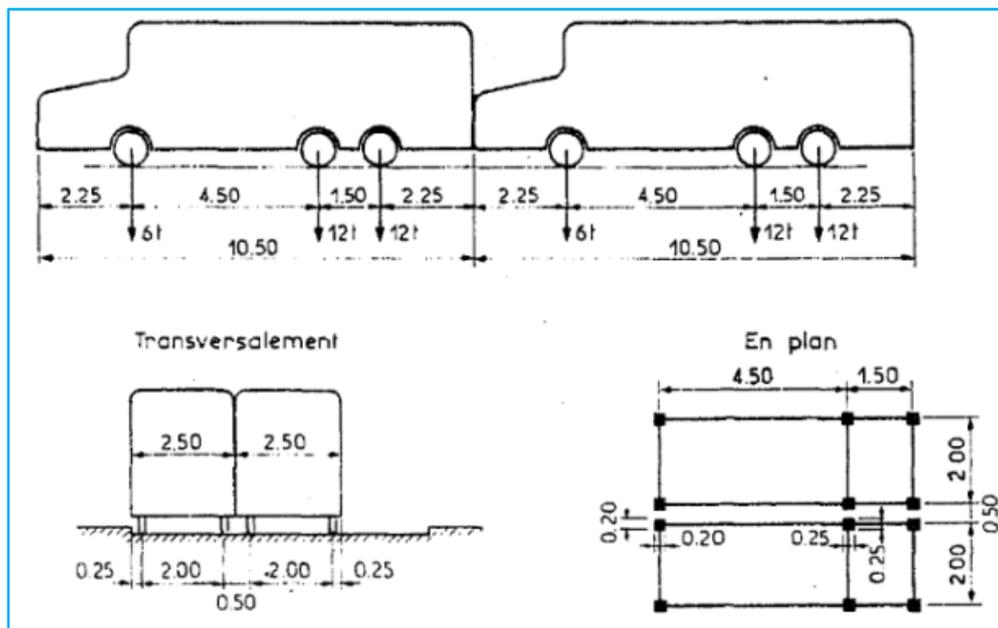


Figure.5 convoi Bc

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 :

Classe de pont	Nombre de files considère				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	-	-	-
3	1.0	0.8	-	-	-

Tableau.6 valeurs de coefficient Bc

✓ Calcul des coefficients dynamiques :

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

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L : la longueur de l'élément, L = 33.40 m.

G : la charge permanente. G = 620,672 t

S : Surchage Bc maximale multipliée au préalable par bc.

Avec : S = S₁xb_c

Surcharges max = 2x30x2 = 120 t

On a un pont de 1^{ere} classe et 2 files donc : Bc = 1.10

$$S = S_1 \times Bc = 120 \times 1.10 \rightarrow S = 132 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{620,672}{132}} = \mathbf{1.082} ;$$

Nbr de voies	Bc	Charge par essieu en (t)		
1	1.2	E. AV	1×6×1.2×1.082	7.7904
		E. AR	1×12×1.2×1.082	15.5808
2	1.10	E.AV	2×6×1.1×1.082	14.2824
		E.AR	2×12×1.1×1.082	28.5648

Tableau 7 charges de Bc par essieux

- Surchage B_t: Il se compose de groupe de deux essieux tandems, deux tandems au plus sont disposés de pont sur la chaussée pour les ponts routes supportant au moins 2 voies

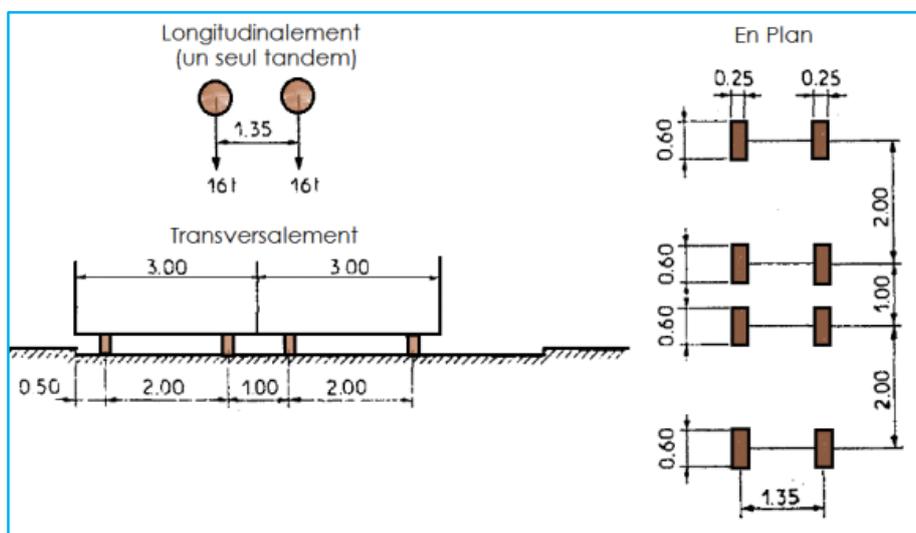


Figure 6 convoi Bt

de circulation les valeurs des charges du système Bt sont multiplié par δ_{bt} et par le coefficient Bt qui est fonction de la classe

$$: S = S_1 \times b_c$$

$$\text{Surcharges max} = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

On a un pont de 1^{ère} classe et 2 files donc : $B_c = 1$

$$S = S_1 \times B_c = 64 \times 1 \rightarrow S = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{620,672}{64}} = 1.064$$

Nbr de voies	Bt	Charge par essieux en (t)	
1	1	$1 \times 16 \times 1 \times 1.064$	17.075
2	1	$2 \times 16 \times 1 \times 1.064$	34.149

Tableau 8 charges de Bt par essieux

❖ Surcharges militaires M_c120 :

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

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille : 6,10m.

Largeur d'une chenille : 1,00m.

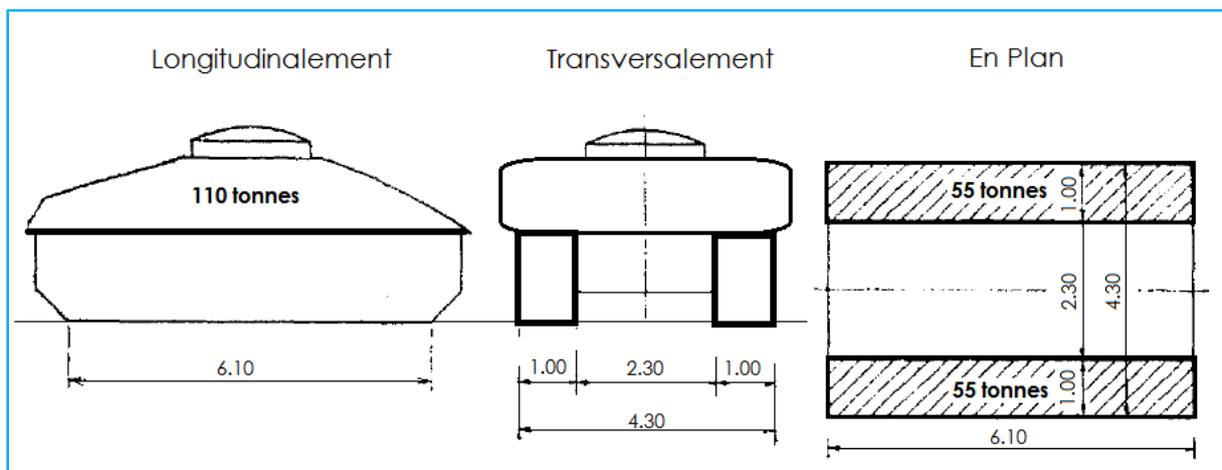


Figure 7 convoi $M_c 120$

✓ Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{620,672}{110}} = 1,078$$

$$P = 110 \times 1,078 = 118,529t$$

$$P_{Mc120} = \frac{118,529}{6,1} = 19,431 t/ml$$

❖ . La surcharge exceptionnelle convois D240 t :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux

Essieux de 2400 kilo Newtons de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

$$P_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,90 t/ml =$$

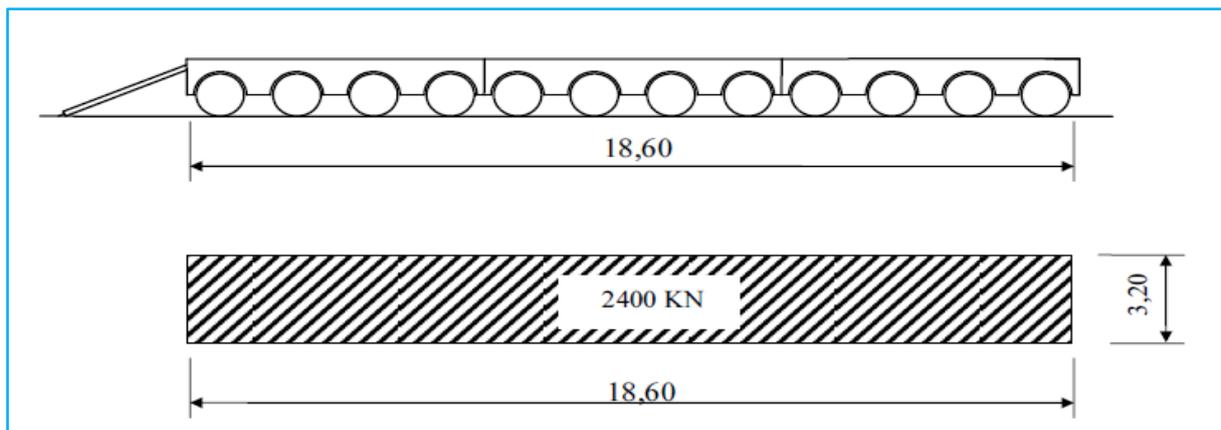


Figure 8 convoi D240

❖ La surcharge sur trottoirs :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m².

La Largeur du trottoir est de 1.5 m.

✓ Pour un trottoir chargé :

$$P_{tr} = 0,15 \times 1,5 = 0,225 t/ml.$$

❖ Effet dû au vent :

Le vent souffle horizontalement et verticalement à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la surface frappé normalement une pression.

❖ Effet dû au Séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les effets de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

Horizontalement: $F_H = 0,10G$.

Verticalement: $F_V = 0,07G$.

Dans notre cas : $F_H = 0,1 \times 620,672 = 62,06 \text{ t}$

$$F_V = 0,07 \times 620,672 = 43,45 \text{ t}$$

❖ force de freinage :

Les charges de chaussées des systèmes A1 et Bc sont susceptibles de développer dans réactions de freinage, efforts qui s'exercent à la surface de la chaussée dans un sens ou l'autre

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

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

Avec :

$$F = \frac{AS}{20 + 0,0035S}$$

$S = L_c \cdot L$ (La surface chargée par m^2)

	$A(L)(t)$	$S(m^2)$	$F_H(t)$
1 voie	$3.580 \times 33,40 = 119.572$	$4 \times 33,4 = 133,6$	5,878
2 voies	$7.161 \times 33,40 = 239.1774$	$8 \times 33,4 = 267,2$	11,5518

Tableau 9 force de freinages Bc

Selon le fascicule 61 titre 2 concernant le système de Bc, l'effort de freinage est limité au poids d'un véhicule, donc $F_H = 30 \text{ t}$.

V.4- Evaluation des efforts dans la poutre :

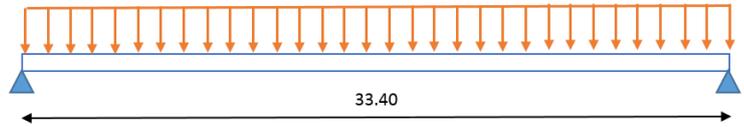
❖ Elément de réduction dus au poids :

✓ Réaction : L'RDM donnée

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

✓ Moment : $M_x = \frac{gL}{2}x - \frac{g}{2}x^2$

✓ Effort tranchant : $R_a = R_b - gx$



Poutre Seul : G= 1.344 t/m			
	X	M(x)	T(x)
0L	0,000	0,000	22,445
0,25L	8,350	140,561	11,222
0,5L	16,700	187,414	0,000

Tableau 10 Elément de réduction dus au Poutre Seul

Dalle : G=0.638 t/ml			
	X	M(x)	T(x)
0L	0,000	0,000	10,646
0,25L	8,350	66,672	5,323
0,5L	16,700	88,896	0,000

Tableau 11 Elément de réduction dus au dalle

Superstructure : G=0.340 T/ml			
	X	M(x)	T(x)
0L	0,000	0,000	5,678
0,25L	8,350	35,558	2,839
0,5L	16,700	47,411	0,000

Tableau 12 Elément de réduction dus au superstructure

Totale			
	X	M(x)	T(x)
0L	0,000	0,000	38,769
0,25L	8,350	242,791	19,385
0,5L	16,700	323,722	0,000

Tableau 13 Elément de réduction dus au Poids

V.5- Moments fléchissant dus aux surcharges :○ Utilisation des lignes d'influences :

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

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

○ Calcul des moments :

Surcharge A(L) et Surcharge sur trottoir :

A(l)		x=0,5L	x=0,25L
		M(x)	M(x)
1 voie	3,580	499,213	374,432
2 voies	7,161	998,566	748,969

Tableau 14 Elément de réduction dus au Système A(l)

Trottoir	M(x = 0,5L)	M(x = 0,25L)
0,225	31,375	23,533

Tableau 15 Elément de réduction dus au trottoir

1 phase X = 0,25L :✓ Système B_c :

Pour obtenir le moment maximal en une section donnée **c**, il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} W_{L1} > \frac{W \times a}{L} \\ W_{L2} < \frac{W \times a}{L} \end{cases}$$

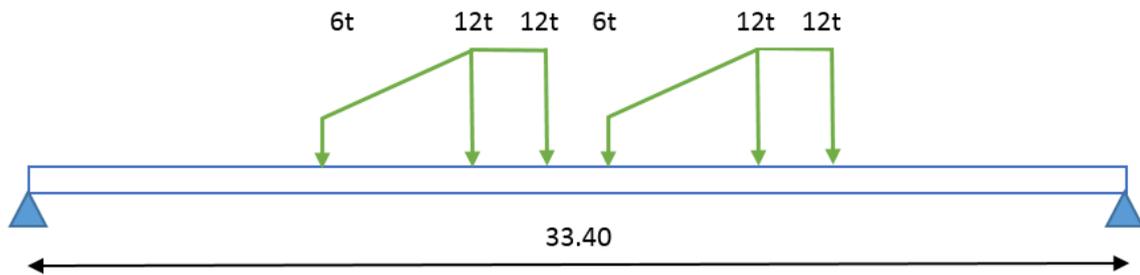
W : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W_{L1} : résultante des forces appliquées à gauche de **c** y compris celle sur **c**.

W_{L2} : résultante des forces appliquées à gauche de **c** en négligeant celle sur **c**.

a: distance de **c** à l'appui de gauche.

On obtient le tableau suivant :



Force en c	W	(W.a)/L	W _{L1}	W _{L1} >(W.a)/L	W _{L2}	W _{L2} <(W.a)/L
P1=6t	60	15	6	non	0	oui
P2=12t	60	15	18	oui	6	oui
P3=12t	60	15	30	oui	18	non
P4=6t	54	13,5	30	oui	24	non
P5=12t	30	7,5	18	oui	6	oui
P6=12t	30	7,5	30	oui	18	non

Selon le tableau, La position du système de charges qui provoquant le moment maximum dans la section C est obtenue lorsque la charge ($P_2 = 12t$) est appliquée en C.

o cas P2 sur c

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	M(x)
2,8875	6,255	5,89	4,7626	3,637	3,26	274,4046
6	12	12	6	12	12	
17,325	75,06	70,68	28,5756	43,644	39,12	

Tableau.16 M et T de système Bc X=0,25L

o Moments :

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

$$M = 274,4046 \text{ t.m}$$

Donc on déduit que le 1^{er} cas est le cas le plus défavorable.

✓ Système B_t :

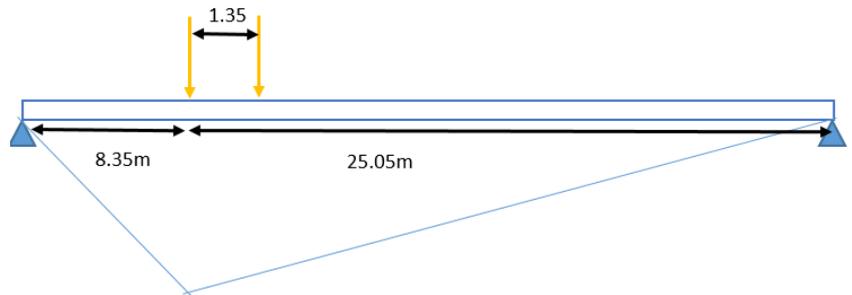
$$Y_1=6.255$$

$$Y_2=5.925$$

○ Moments :

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

$$M = 194.88 \text{ t.m}$$



✓ Convoi M_{C120}

$$\alpha = \frac{a}{L} * d = \frac{8.35}{33.4} * 6.1 = 1.525$$

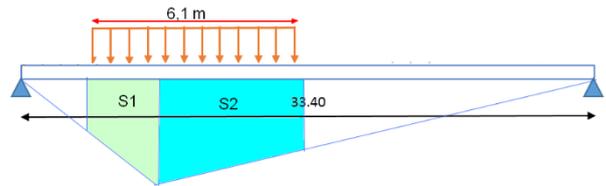
$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0.25) \times 6.1 = 4.575 \text{ m}$$

$$y_1 = y_3 = 5.11875 \text{ m}$$

$$y_2 = 6.255 \text{ m}$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = S_1 + S_2 = 8.673 + 26.02 = 34.693 \text{ m}^2$$



✓ Charge exceptionnelle D_{240}

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8.1}{32.4} = 0.25$$

$$\alpha \times d = 0.25 \times 18.6 = 4.65 \text{ m}$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0.25) \times 18.6 = 13.95 \text{ m}$$

$$y_1 = y_3 = 2.775 \text{ m}$$

$$y_2 = 6.255 \text{ m}$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 83.979 \text{ m}^2$$

✓ Les résultats dans le Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$:

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	$M_0=M/8$
A(L)	1 voie	1.1938	3.580	104.59	374.432	46.804
	2 voies	1.1938	7.161		748.969	93.621
B _C	1 file	E.AV	7.7904	7.6501	356.287	44.538
		E.AR	15.5808	19.042		
	2 files	E.AV	14.2824	7.6501	653.193	81.649
		E.AR	28.5648	19.042		
B _t		1 tandem	<i>17.075</i>	12.18	207.97	25.996
		2 tandems	<i>34.149</i>	12.18	415.874	51.984
Mc120		118.529	19.431	34.693	674.119	84.264
D240		240	12.903	83.979	1083.59	135.447
Trottoir	1 trottoir	0.150	0.225	104.59	23.533	2.94.159

Tableau 17 des Moments fléchissant à la section $X=0,25L$

✓ 2 phase $X=0,5L$:

✓ Système B_C :

Force en c	W	(W.a)/L	W_{L1}	$W_{L1}>(W.a)/L$	W_{L2}	$W_{L2}<(W.a)/L$
P1=6t	48	24	6	non	0	oui
P2=12t	60	30	18	non	6	oui
P3=12t	<u>60</u>	<u>30</u>	<u>30</u>	<u>oui</u>	<u>18</u>	<u>oui</u>
P4=6t	<u>60</u>	<u>30</u>	<u>36</u>	<u>oui</u>	<u>30</u>	<u>oui</u>
P5=12t	60	30	48	oui	36	non
P6=12t	54	27	54	oui	42	non

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

- 1^{er} cas : p3 sur c

y ₁	4,957
y ₂	7,441
y ₃	8,268
y ₄	6,236
y ₅	4,22
y ₆	3,548

- ✓ 2^{eme} cas : p4 sur c

y ₁	3,255
y ₂	5,433
y ₃	6,159
y ₄	8,34
y ₅	6,021
y ₆	5,247

- Moments

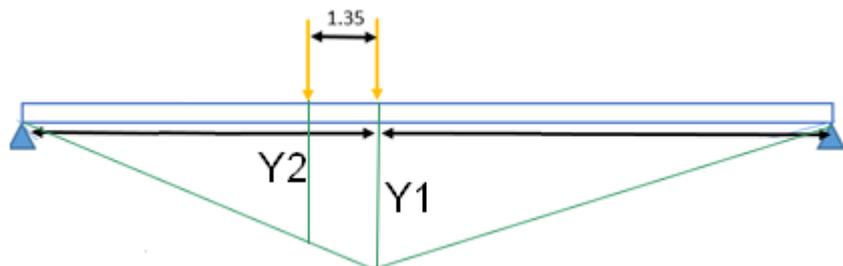
Le cas	Moment (t.m)
1	348,882
2	343,89

Tableau 18 M et T de système Bc X=0,5L

- ✓ Système B_t :

$$Y_1 = 8.347$$

$$Y_2 = 7.687$$



- ✓ Convoi M_{C120}

$$y_1 = 8.1 \text{ m}$$

$$\alpha \times d = 3.05 \text{ m}$$

$$y_1 = y_3 = 6.575 \text{ m}$$

$$S = S_1 + S_2 = 44.76 \text{ m}^2$$

✓ Charge exceptionnelle D₂₄₀

$$y_1 = 8.1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{16.2}{32.4} = 0.5$$

$$\alpha \times d = 0.5 \times 18.6 = 9.3 \text{ m}$$

$$y_1 = y_2 = 3.45 \text{ m}$$

$$S = S_1 + S_2 = 107.415 \text{ m}$$

✓ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$:

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Σy_i	M (t.m)	M0=M/8
A(L)	1 voie	1.194	3.580	139.445	499.213	62.402
	2 voies	1.194	7.161		998.566	124.821
B _c	1 file	E.AV	7.7904	11.193	452.988	56.623
		E.AR	15.5808	23.477		
	2 files	E.AV	14.2824	11.193	830.479	103.809
		E.AR	28.5648	23.477		
B _t		1 tandem	17.075	16.034	273.732	34,216556
		2 tandems	34.149	16.034	547.465	68,433112
Mc120		18.032	19.47	44.76	899,339	112.417
D240		12.903	12.90	107.415	1445,975	180.7468
Trottoir	1 trottoir	0.150	0.225	139.445	31.375	3.921

Tableau 19 des Moments fléchissant à la section $X=0,5L$.

V.6- Calcul des efforts tranchants :

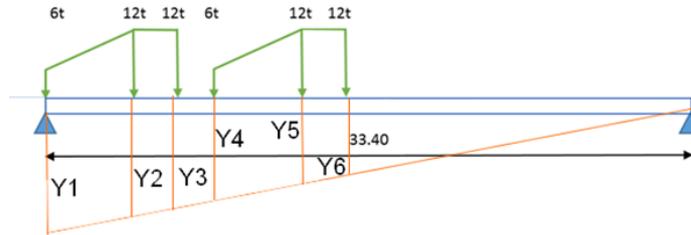
✓ 1 phase X = 0L :

✓ Surcharge A(L) et Surcharge sur trottoir :

$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1$$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{33.4}{2} = 16.7 \text{ m}$$

✓ Système B_c :



y_1	1
y_2	0,867
y_3	0.822
y_4	0.687
y_5	0.552
y_6	0.507

✓ Système B_t :

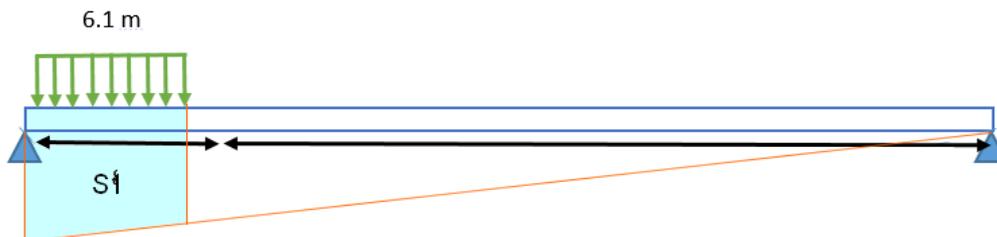
$$Y_1=1$$

$$Y_2=0.9615$$

✓ Convoi M_{C120}

$$y_1 = 1 \text{ m} , y_2 = 0.819 \text{ m}$$

$$S = 5.548 \text{ m}^2$$



✓ Charge exceptionnelle D_{240}

$$y_2 = 0.444 \text{ m}$$

$$S = 13.429 \text{ m}$$

✓ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$:

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Σy_i	T (t.m)	T0=M/8
A(L)	1 voie	1.194	3.580	16.7	59.786	7.473
	2 voies	1.194	7.161		119.5887	14.948
Bc	1 file	E.AV	7.7904	1.69	55.9584	6.993
		E.AR	15.5808	2.748		
	2 files	E.AV	14.2824	1.69	102.5905	12.824
		E.AR	28.5648	2.748		
Bt		1 tandem	17.075	1.9615	33.4867	4.186
		2 tandems	34.149	1.9615	66.97345	8.371
Mc120		18.032	19.47	5.5479	107.80	13.475
D240		12.903	12.90	13.429	173.2769	21.659
Trottoir	1 trottoir	0.150	0.225	16.7	3.7575	0.469

Tableau 20 efforts tranchants à $x=0,00L$

✓ 2 phase $X=0,25L$:

✓ Surcharge A(L) et Surcharge sur trottoir :

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{8.1}{32.40} = 0.25$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{24.3}{32.40} = 0.75$$

$$S = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0.75 \times 24.3}{2}$$

$$S = 9.1125 \text{ m}$$

✓ Système Bc :

y1	0.75
y2	0.703
y3	0.565
y4	0.426
y5	0.380
y6	0.252

✓ Convoi Mc120

$$y_1 = 0.75$$

$$y_2 = 0.562$$

$$S = (0.75 + 0.562) \times \frac{6.1}{2}$$

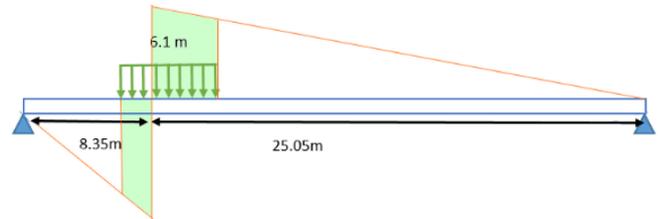
$$S = 4.0016 \text{ m}^2$$

✓ Charge exceptionnelle D240

$$y_1 = 0.176$$

$$y_2 = 0.75$$

$$S = (0.75 + 0.176) \times \frac{18.6}{2} \rightarrow S = 8.612 \text{ m}^2$$



disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t.m)	T0=M/8
A(L)	1 voie	1.194	3.580	16.7	59.786	7.473
	2 voies	1.194	7.161		119.5887	14.948
Bc	1 file	E.AV	7.7904	1.69	55.9584	6.993
		E.AR	15.5808	2.748		
	2 files	E.AV	14.2824	1.69	102.5905	12.824
		E.AR	28.5648	2.748		
Bt		1 tandem	17.075	1.9615	33.4867	4.186
		2 tandems	34.149	1.9615	66.97345	8.371
Mc120		18.032	19.47	5.5479	107.80	13.475
D240		12.903	12.90	13.429	173.2769	21.659
Trottoir	1 trottoir	0.150	0.225	16.7	3.7575	0.469

Tableau 21 efforts tranchants à $x=0,25L$

VI.1- Modélisation du tablier

En utilisent le logiciel Robot Structural Analysis 2015

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans line structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

VI.2 Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

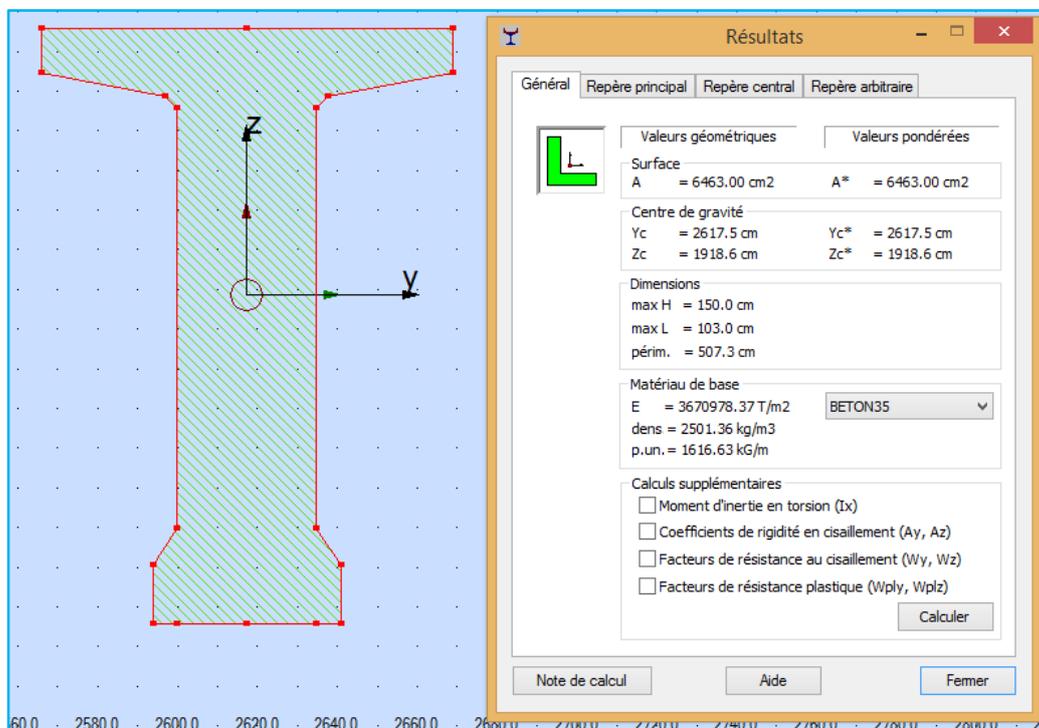


Figure .1 Modélisation de la poutre

VI.3 Modélisation du tablier :

La dalle est modélisée en élément SHELLE à 4 noeuds.

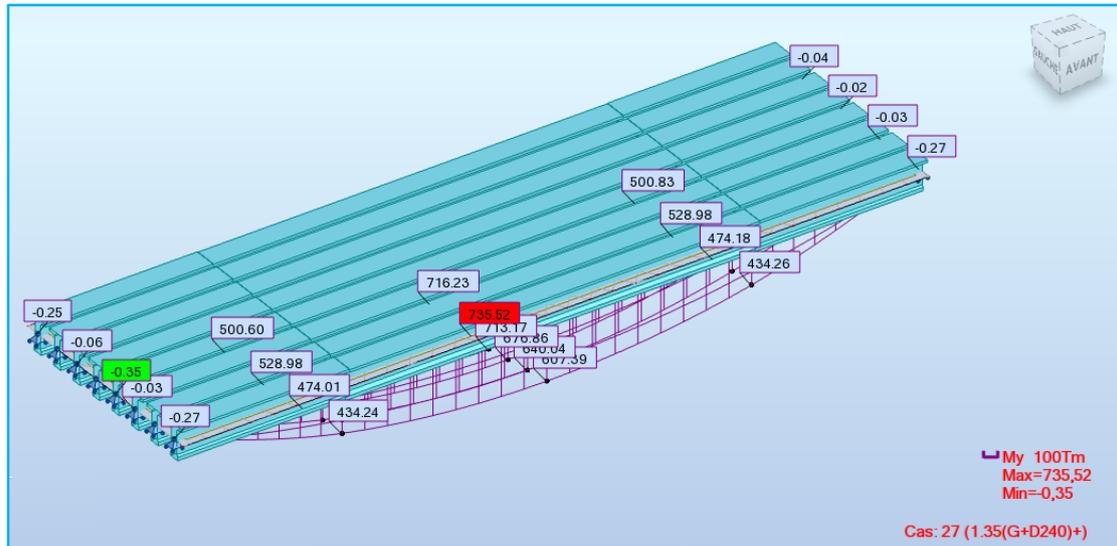


Figure .2 Modélisation de la tablier

VI.4 Eléments de réduction :

Pour la détermination des efforts maximum on prend en considération les combinaisons

de **(B.P.E.L.)** :

Pour l'Etat limite ultime **(E.L.U.)**:

- $1,35G+1,6(AI+Str)$
- $1,35G+1,6(Bc+Str)$
- $1,35(G+Mc120)$
- $1,35(G+D240)$

Pour l'Etat limite de service **(E.L.S.)**:

- $G+1,2(AI+Str)$
- $G+1,2(Bc+Str)$
- $G+Mc120$
- $G+D240$

<i>Désignation</i>	<i>Moment en travée (t.m)</i>	<i>L'effort tranchant aux appuis (t)</i>
ELU		
<i>1,35G+1,6(AI+Str)</i>	659,61	83,09
<i>1,35G+1,6(Bc+Str)</i>	559,65	69,54
<i>1,35(G+Mc120)</i>	593,21	77,98
<i>1,35(G+D240)</i>	735,52	108,93
ELS		
<i>G+1,2(AI+Str)</i>	490,79	61,80
<i>G+1,2(Bc+Str)</i>	435,42	59,68
<i>G+Mc120</i>	438,90	57,76
<i>G+D240</i>	544,83	80,69

Tableau .1 les moment et les effort tranchant ELU/ELS

A). Moment fléchissant :

Donc la poutre la plus sollicitée est la poutre P5

ELU	1,35(G+D240)	735,52 t.m
ELS	G+D240	544,83 t.m

Tableau .2 les moments Max ELU/ELS

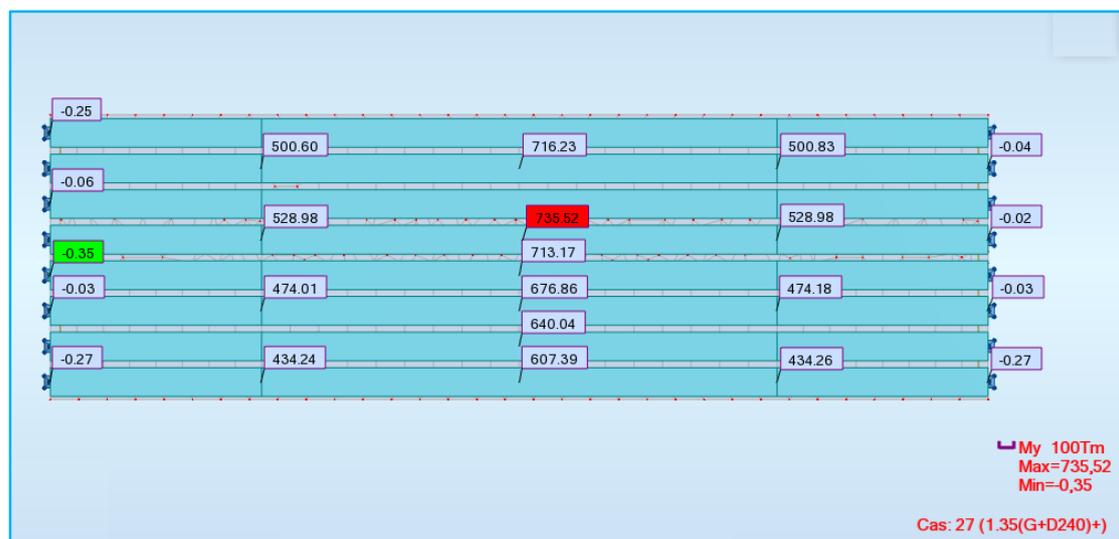


Figure .3 les moments max 1,35 (G+D240)

B). Effort tranchant :

Après avoir déterminé, l'effort tranchant maximum donné par les combinaisons suivante:

ELU	$1,35(G+D240)$	108,93 t
ELS	$G+D240$	80,69 t

Tableau 3 les effort Max ELU/ELS

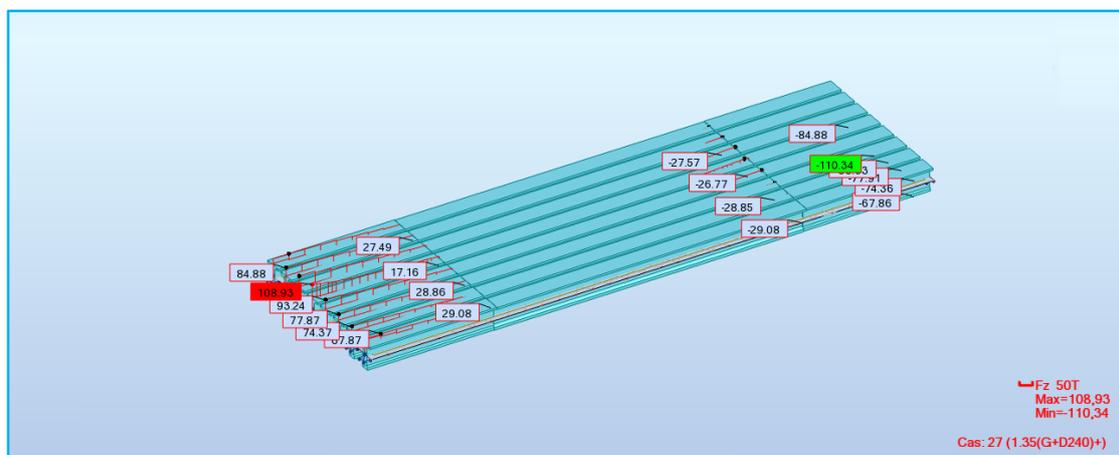


Figure 4 l'effort tranchant max 1,35 (G+D240)

VII.1 Introduction

La précontrainte consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service des contraintes contraires à celles produites par les charges extérieures. Cette définition s'applique en particulier au béton qui est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction.

1.2 Procédes de la précontrainte

- ✓ Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension »
- ✓ Les câbles utilisés sont des **12T15 TBR** type **Freyssinet**.

❖ Calcul de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- Phase de mise en tension :

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- Variation dans le temps de la tension dans le câble :

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

❖ Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée, l'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

❖ Programme de mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0.9f_{c28 \text{ min}}$.

❖ Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage, Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- ✓ Pose de gaines.
- ✓ Montage des ancrages.
- ✓ Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- ✓ Pré blocage des ancrages fixés.
- ✓ Bétonnage.
- ✓ Mise en tension des câbles.
- ✓ Coupe des sur longueurs.
- ✓ Injection.
- ✓ Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la plaque d'about et les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite. On mesure l'allongement du câble, après mise en tension de la précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment

dans le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement après réalisation du cachetage définitif.
Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

La recette d'un coulis de ciment : 25 kg de ciment + 6 kg de sable 0/2 mm (tamisé) + 12 litre d'eau+ Plastifiant (750g intra plat de Sika)

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- ✓ Lever la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.
- ✓ Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- ✓ Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

VIII.2 Dimensionnement de la précontrainte

2.1 Calcul la précontrainte :

- Caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P₅), qui correspond à la position « 0,5L » et dans la section médiane, alors, on prend en compte la section.

	<i>B brutes</i>	<i>V'</i>	<i>V</i>	<i>I_G</i>	<i>ρ</i>
Poutre Seul	0.5017	0.8518	0.6481	0.135	48%
+ dalle	0,757	1,104	0,596	0,230	46%

Tableau .1 caractéristiques géométriques de la poutre

L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10}, d \leq \frac{150}{10} = 14.5 \text{ cm}$$

On adopte : $d = 10 \text{ cm}$

○ Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

▶ $F_{c28} = 35$

▶ $F_{t28} = 2.7$

▶ $\sigma_t = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28}) = -2.7 \text{ MPa}$ (Dans la section d'enrobage).

▶ $\sigma_t = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$ (Hors de la section d'enrobage).

Alors : $P_{min} = \max(P_1, P_2)$

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

M_{max} : Moment maximale sous l'effet de G+D240 (en charge).

$M_{max} = 5.448 \text{ MN.m}$

M_{min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide).

$M_{min} = 3.109 \text{ MN.m}$

✓ En section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S}{h} (V\bar{\sigma}_{ti} + V\bar{\sigma}_{ts})$$

$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 2.339 \text{ MN.m}$

La valeur minimale du précontraint est donnée par l'expression $P_{min} = \text{Sup} (P_I ; P_{II})$

$$\begin{cases} P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + B\delta_{ti} \\ P_{II} = \frac{\delta_{ti} \frac{I}{V} + M_{max}}{c' - v' - d'} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_I = \frac{2.339}{0.46 * 1.75} + 0.7565 * (-2.7) \\ P_{II} = \frac{-2.7 * \frac{0.23049}{1.104} + 5.4483}{0.275 + 1.104 + 5.4483} \end{cases} \quad \begin{cases} P_I = 0.863 \text{ MN} \\ P_{II} = 4.057 \text{ MN} \end{cases}$$

$P_{min} = \text{Sup} (P_I ; P_{II}) = 4,057$ Donc la section est sur critique

2.2 Calcul du nombre des câbles :

❖ Caracteristiques géométriques et mécaniques du câble :

Nous choisirons des câble **12T15** ayons les caractéristiques suivantes :

- ✓ Câble de type **FREYSSINET**
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p=1668\text{mm}^2$
- ✓ Diamètre de la gaine $D_{\text{ext}}=80\text{mm}$.
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $F_{\text{peg}}=1623\text{MPa}$
- ✓ Contrainte de rupture garantie $F_{\text{PrG}} =1814\text{MPa}$
- ✓ Coefficient de frottement angulaire $f=0,2 \text{ rad}^{-1}$
- ✓ Coefficient de frottement linéaire $\varphi=2.10^{-3}\text{m}^{-1}$.
- ✓ Recul d'ancrage $g=6\text{mm}$
- ✓ Relaxation à 1000 heures $\rho = 2,5\% \text{ TBR}$
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p=190000\text{MPa}$

Fixions à priori l'intensité des pertes(AP) à 25% de la tension initiale P_0 . En tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte.

$$P_0 = \frac{P_{\text{min}}}{0,98 - \left(\frac{0,25P_0}{P_0}\right)} = \frac{4.057}{0.68} = 5.9661$$

$$n = \frac{P_0}{P} \quad \text{avec}$$

P : précontrainte développé pour un câble

$$P = \sigma_{P_0} * A_p$$

$$\sigma_{P_0} = \min(0,8f_{\text{prg}} ; 0,9 f_{\text{peg}}) = \min (1488; 1397,7)$$

$$P=1400 * 1,668 * 10^{-3} = 2,32 \text{ MN}$$

$$n = \frac{5.9661}{2.32} = 2.57$$

On prend le nombre des câbles est égale à 3.

$$P_0 = n * P = 3 * 2,32 = 6,96 \text{ MN}$$

Résumé :

<i>Précontrainte P_{min} (MN)</i>	<i>Nombre de câbles</i>	<i>Précontrainte initiale P (MN)</i>
4,057 MN	3 câbles 12T15	6,96 MPA

Tableau .2 Récapitulatif des résultats de précontrainte

2.3 Vérification A L'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0,8\Delta P_0 = 1,02 * 6,96 - (0,8 * 0,25 * 6,96) = 5,65 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P_0 = 0,98 * 6,96 - (1,2 * 0,25 * 6,96) = 4,75 \text{ MN}$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule

Vérification sous combinaison :

- Quasi-permanente : P+G
- Fréquente : P+G+0.72Q
- Rare : P+G+1.2Q

❖ Combinaison Quasi-permanente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P * e * V}{I} + \frac{M_{min} * V}{I} > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} + \frac{P * e * V}{I} - \frac{M_{min} * V'}{I} < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	<i>résulta</i>
P1 =5,65 MPa	11,44	-19,04	+15,31	7,15
	11,44	+19,25	15,47	16.66
P2 =4,75 MPa	9,49	15,80	15,31	8.38
	9,49	21,23	20,58	10.89

Tableau .3 combinaison quasi permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 7,15 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 16.66 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

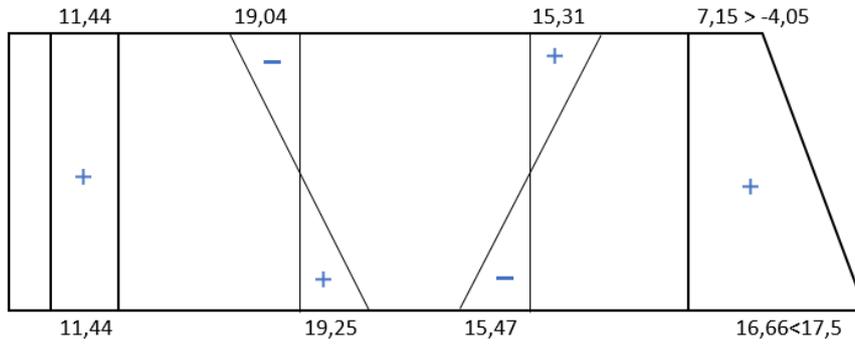


Figure.1 Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1

$$P2 = \begin{cases} 8,38 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 10,89 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

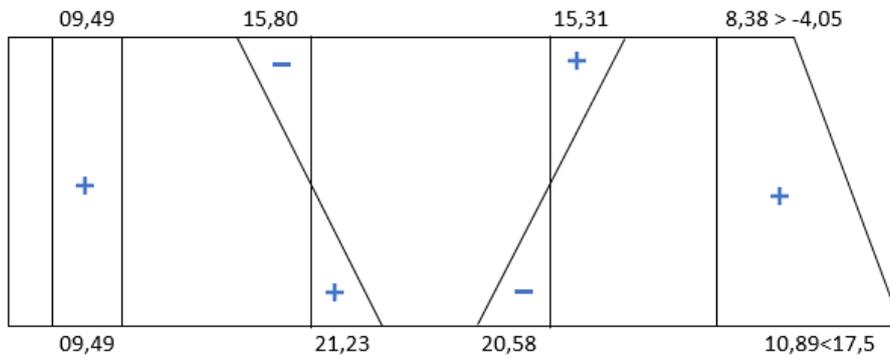


figure .2 Diagramme de la combinaison quasi permanent de P2

❖ **Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P * e * V}{I} + \frac{M_{min} * V}{I} + \frac{0,72M_q V}{I} > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} + \frac{P * e * V}{I} - \frac{M_{min} * V'}{I} - \frac{0,72M_q V'}{I} < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	$\frac{0,72M_q V}{I}$	résulta
$P1 = 5,65 \text{ MPa}$	11,44	19,04	15,31	7,98	15,23
	11,44	19,25	15,47	10,73	6.05
$P2 = 4,75 \text{ MPa}$	9,49	15,80	15,31	7,98	16,47
	9,49	21,23	20,58	10,73	0.26

Tableau .4 Combinaison Fréquente permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 15,23 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 6.05 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

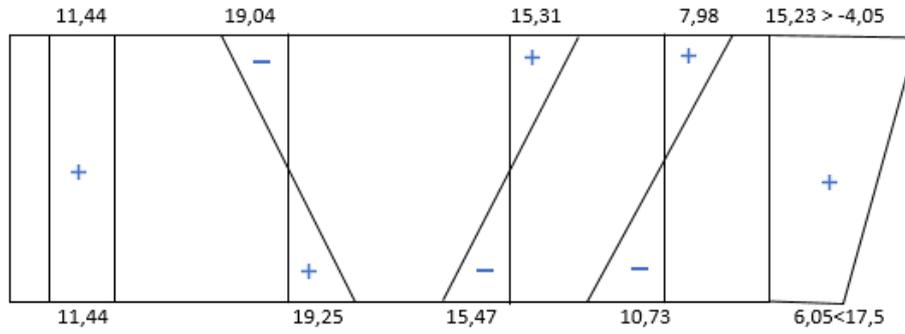


figure .3 Diagramme de la quasi fréquente permanent de P1

$$P2 = \begin{cases} 16,47 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,26 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

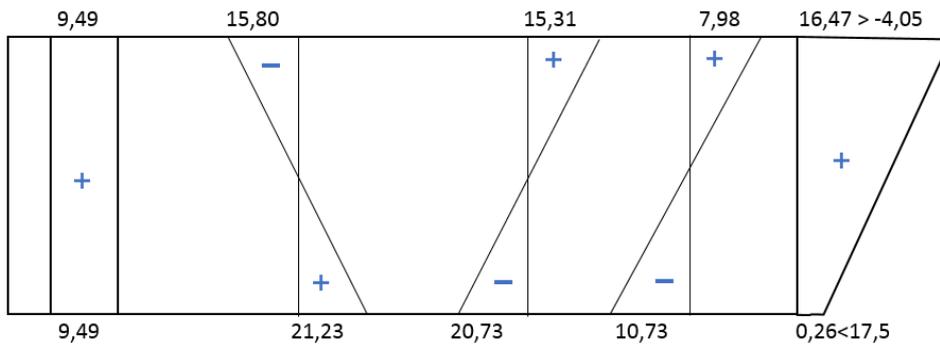


Figure .4 Diagramme du quasi fréquent permanent de P2

❖ **Combinaison rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P * e * V}{I} + \frac{M_{min} * V}{I} + \frac{1,2M_q V}{I} > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} + \frac{P * e * V}{I} - \frac{M_{min} * V'}{I} - \frac{1,2M_q V'}{I} < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	$\frac{1,2M_q V}{I}$	résulta
P1 = 5,65 MPa	11,44	19,04	15,31	13,31	20.62
	11,44	19,25	15,47	17,88	1.05
P2 = 4,75 MPa	9,49	15,80	15,31	13,31	21.86
	9,49	21,23	20,58	17,88	0,13

Tableau .5 Combinaison rare permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 21,01 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 1,42 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

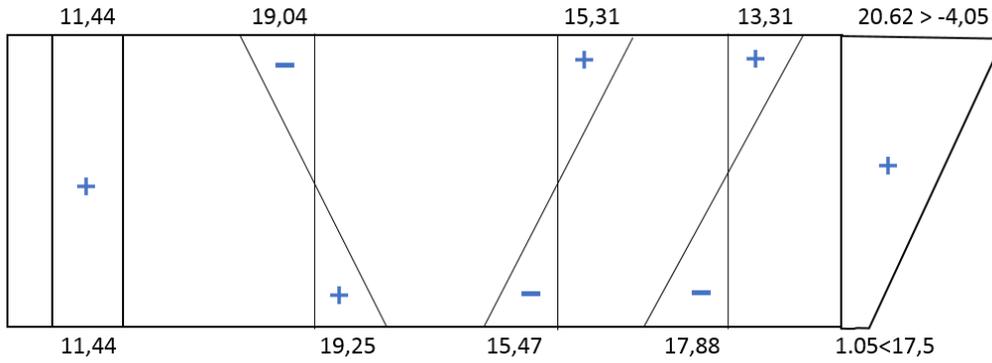


figure .5 Diagramme de la rare permanente de P1

$$P2 = \begin{cases} 21,86 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,13 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

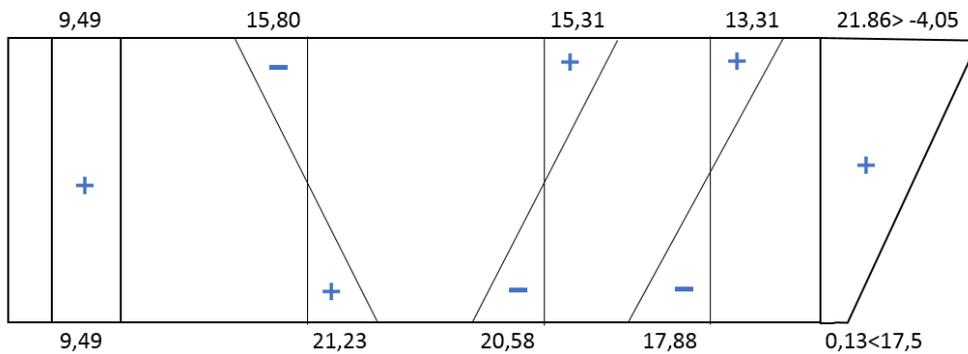


figure .6 Diagramme de la rare permanente de P2

VIII.2.4 Vérification à l'ELU :

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

o **Moment Ultime :**

$$M_u = 7.35 \text{ MN.m}$$

La Contrainte du béton :

$$\sigma_{bcu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$$

o **Calcul moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h \times \sigma_{bcu} \times \left(d - \frac{0.8 \cdot h}{2} \right)$$

$$M_t = 0.8 \times 1.27 \times 0.3 \times 19.83 \times \left(1.56 - \frac{0.8 \cdot 0.5}{2} \right) = 8.867 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 8.867 > M_u = 7.35 \text{ MN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table donc ce cas on considéré que : $M_n = M_u$ La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h)

○ *Calcul du moment réduit :*

$$\mu_u = \frac{Mu}{b * d^2 * \sigma_{bcu}} = \frac{7.35}{1.275 * 1.565^2 * 19.83}$$

$$\mu_u = 0.119$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.159$$

$$\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon \frac{1 - \alpha}{\alpha} \text{ avec } \varepsilon_b : \text{Raccourcissement du béton (3.5 ‰)}$$

$$\Delta\varepsilon_0 = 18.53 ‰ > 10 ‰$$

Détermination de σ_1 et ε_1 :

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

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p : Section totale des aciers actifs

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} = 5.20 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{5.20}{3 \cdot 1668 \cdot 10^{-6}} = 1039.186 \leq \sigma_{po} = 1400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1039.186}{190000} = 5.47 ‰$$

Détermination de σ_2 et ε_2 :

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

σ_c : la contrainte du béton au niveau du cable

$$\sigma_c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm \cdot e^2}{I} - \frac{Mg \cdot e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{5.20}{0.75} + \frac{5.20 * 0.93^2}{0.23} - \frac{3.109 * 0.93}{0.23} = 13.06$$

$$\sigma_2 = 1039.158 + (13.6 * 5) = 1104.56 < 1400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Domaine élastique}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1104.56}{190000} = 5.81 ‰$$

Détermination de σ_3 et ε_3 :

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3$$

$$\varepsilon_3 = 5.81 + 10 = 15.81 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰} \Rightarrow \text{domaine élastique}$$

Par approximation On a : $\sigma_3 = 3005.80 \text{ MPa}$

VIII.2.5 Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :

$$A_s > \frac{F_b}{\sigma_3}$$

$$F_b = 0.8 \times \alpha \times b_0 \times \sigma_{bcu} = 5.152 \text{ MN}$$

$$A_p = 3 \times 1668 \times 10^{-6} = 5.004 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \frac{F_b}{\sigma_3} = 5.004 \times 10^{-3} > 11.71 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VIII.2.6 DISPOSITION DES CABLES

En utilisant le document « **FRESSINET INTERNATIONAL** », le tracé s'effectue de la manière suivante :

- la précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontraint 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 :

$$Y = a x^2 + b x + c.$$

$$Y' = 2a x + b.$$

$$Y'' = 2a.$$

o **Section d'about :**

$$Y_g = 0,82 \text{ m}$$

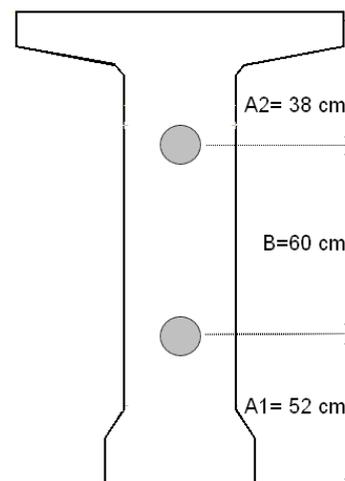
En fixé $B = 0,60 \text{ m}$

$$Y_g = \frac{A_1 + 0,6 + A_1}{2} = 0,82 \text{ cm}$$

$$A_1 = 0,52 \text{ m}$$

$$A_2 = 0,38 \text{ m}$$

- o **Section médiane :** En respectant la distance de f autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre, on choisit la disposition suivante :



L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2$$

$$\operatorname{tg}\alpha = 2ax$$

✓ **Câble n°1**

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_1 = C_1 = 0,82 - 0,30 = 0,52 \text{ m} \dots\dots(1)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_1 = 0,135 = A_1 (16,7)^2 + B_1 (16,7) + 0,52 \dots\dots(2)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_1' = 2 A_1 (16,7) + B_1 = 0 \Rightarrow A_1 = - B_1 / 16,7 \times 2 \dots\dots(3)$$

En remplaçant A1 dans l'équation (2) on a : $- 16,7 B_1 / 2 + B_1 (16,7) = -0,385 \Rightarrow B_1 = -0,046$

$$\text{D'où : } A_1 = 1,37 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 1,37 \cdot 10^{-3} X^2 - 0,046 X + 0,52$$

$$Y' = 2,74 \cdot 10^{-3} X - 0,046$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

X_i	Y_i	α
0	0,520	2,634
0,5	0,497	2,555
2	0,434	2,319
4	0,358	2,005
5	0,324	1,847
6	0,294	1,690
8	0,240	1,375
8,35	0,232	1,320
10	0,198	1,060
12	0,166	0,745
14	0,146	0,430
16	0,136	0,115
16,7	0,135	0,004

Tableau .6 Tracé de câble N°1

✓ **Câble n°2**

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_2 = C_2 = 0,82 + 0,30 = 1,12 \text{ m} \dots\dots(1)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_2 = 0,135 = A_2 (16,7)^2 + B_2 (16,7) + 1,12 \dots(2)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_2' = 2 A_2 (16,7) + B_2 = 0 \Rightarrow A_2 = - B_2 / 16,7 \times 2 \dots(3)$$

En remplaçant A2 dans l'équation (2) on a : $- 16,7 B_2 / 2 + B_2 (16,7) = 0,135 \Rightarrow B_2 = - 0,118$

D'où : $A_2 = 3,47 \cdot 10^{-3}$

Donc : $Y_2 = 3,47 \cdot 10^{-3} X^2 - 0,118 X + 1,12$

$Y' = 6,94 \cdot 10^{-3} X - 0,118$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Xi</i>	<i>Yi</i>	<i>α</i>
0	1,120	6,673
0,5	1,062	6,477
2	0,900	5,886
4	0,708	5,096
5	0,622	4,700
6	0,543	4,304
8	0,406	3,511
8,35	0,385	3,372
10	0,297	2,716
12	0,216	1,920
14	0,163	1,124
16	0,137	0,327
16,7	0,135	0,048

Tableau .7 Tracé de câble N°2

✓ **Câble n°3 :**

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de $\alpha = 24^\circ$ (standard)

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1,32 \text{ m} \dots(1)$$

$$X = 10,7 \Rightarrow Y_3 = 0,23 = A_3 (10,7)^2 + B_3 (10,7) + 1,32 \dots(2)$$

$$X = 10,7 \Rightarrow Y_3' = 2 A_3 (10,7) + B_3 = 0 \Rightarrow A_3 = - B_3 / 10,7 \times 2 \dots(3)$$

En remplaçant A2 dans l'équation (2) on a : $- 10,7 B_3 / 2 + B_3 (10,7) = 0,23 \Rightarrow B_3 = - 0,206$

D'où : $A_3 = 9,34 \cdot 10^{-3}$

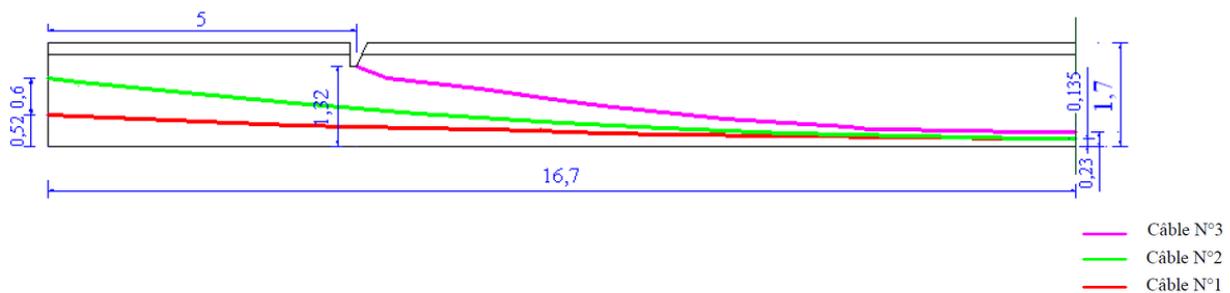
Donc : $Y_3 = 9,34 \cdot 10^{-3} X^2 - 0,206 X + 1,32$

$$Y_3' = 18,68 \cdot 10^{-3} X - 0,206$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

X_i	Y_i	α
0	1,320	11,475
0,5	1,219	10,960
2	0,945	9,405
4	0,646	7,310
5	0,524	6,255
6	0,421	5,195
8	0,270	3,066
8,35	0,252	2,692
10	0,195	0,928
11,7	0,224	0,179

Tableau VII.7 Tracé de câble N°2



VIII.3 calcul des pertes de Précontraintes

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. on doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- pertes instantanées
- pertes différés

VIII.3.1 Pertes instantanées

Se produisent au moment de la mise en tension, elles sont due au raccourcissement élastique du béton, frottement câble/béton et le glissement (recule d'ancrage).

3.1.1 Pertes par frottements :

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

Sa formule est donnée par :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \phi L)})$$

Avec :

L : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension

e : la base des logarithmes népériens

α : l'angle de relevage du câble en radians

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine $\Rightarrow p0 = 1400$

f : coefficient de frottement fils sur gaine $\Rightarrow f = 0,2/\text{rad}$

ϕ : coefficient de frottement en ligne droite $\Rightarrow \phi = 0,002$

l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD

	Câble n°	L	α	$f\alpha + \phi L$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\Delta\sigma_{f\text{moy}}(x)$
0,25L	1	8,3551	0,0459676	0,025903719	35,7995345	45,3867682
	2	8,3824	0,11647047	0,040058894	54,97400188	
	3	3,3989	0,2002785	0,044853501	61,40743706	
0,5L	1	16,7058	0,0459676	0,042605119	58,39438414	67,829441
	2	16,7381	0,11647047	0,056770294	77,26449789	
	3	10,776	0,2002785	0,061607701	83,6476558	

Tableau .9 Pertes dues au frottement

3.1.2 Pertes par recule d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$d = \sqrt{\frac{g * E_p}{\delta_{p0} (f * \frac{\alpha}{L} + \phi)}}$$

g : intensité de recule d'ancrage 6 mm

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte= 190000 MPa

Câble n°	L	α	$F\alpha/L + \phi$	d
1	33,4116	0,0459676	0,00227516	18,65371149
2	33,4762	0,11647047	0,00269584	17,13657738
3	21,552	0,2002785	0,003858561	14,32380862

Tableau .10 Pertes d'ancrage

$d < L/2 \Rightarrow$ on tire les câbles par les deux extrémités

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{res} = 2\delta_{p0} \left(f * \frac{\alpha}{L} + \phi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\delta \text{ rec } (0,25L) = \Delta\delta \text{ rec } (0,00L) (1 - 0,25L/d)$$

$$\Delta\delta \text{ rec } (0,5L) = \Delta\delta \text{ rec } (0,00L) (1 - 0,5L/d)$$

<i>N° câble</i>	<i>d</i>	<i>Δδ rec (0L)</i>	<i>Δδ rec (0,25L)</i>	<i>Δδ rec (0,5L)</i>
<i>1</i>	<i>18,91831636</i>	<i>123,961499</i>	<i>69,2484635</i>	<i>14,533</i>
<i>2</i>	<i>17,37966154</i>	<i>134,936049</i>	<i>70,1064775</i>	<i>5,272</i>
<i>3</i>	<i>14,52699336</i>	<i>0</i>	<i>68,6427955</i>	<i>0</i>

Tableau 11 Pertes d'ancrage

3.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Ces pertes sont dues au non simultanée de mise en tension des n câbles.

La perte moyenne par câble est :

$$\Delta\delta_{rac} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{\sigma_b}{E_i} E_p$$

δ_b: Contrainte parabole du béton

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1,9 10⁵ MPa

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton = 11000³√f_{c28} = 3,59x10⁴ MPa

- *pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about*

$$\delta_b = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{I} + \frac{M_G * e}{I}$$

Avec : P=N*Ap (Δδ_{po} - Δδ_{fr})

La section considérée est la section de la poutre seule.

À 7 jours :

σ₇ = 23,24 MPa

E_i = 3,14 10⁴ MPa

E_a = 190000 MPa

D'où : Δσ = 3,02 σ'_{bj}

À 28 jours :

σ₂₈ = 35 MPa

E_i = 3,6 10⁶ MPa

D'où : Δσ = 2,63 σ'_b

<i>X</i>	<i>0</i>	<i>0,25L</i>	<i>0,5L</i>
<i>P</i>	<i>4,6704</i>	<i>4,4922</i>	<i>4,417</i>
<i>E_p</i>	<i>0,009</i>	<i>0,577</i>	<i>0,716</i>
<i>M_p</i>	<i>0,000</i>	<i>1,406</i>	<i>1,874</i>
<i>I</i>	<i>0,149</i>	<i>0,131</i>	<i>0,128</i>
<i>B</i>	<i>0,643</i>	<i>0,488</i>	<i>0,488</i>
<i>σ'_{bj}</i>	<i>7,229</i>	<i>14,436</i>	<i>16,226</i>
<i>Δσ à 7 jours</i>	<i>21,831</i>	<i>43,596</i>	<i>49,001</i>
<i>Δσ à 28 jours</i>	<i>19,012</i>	<i>37,966</i>	<i>42,673</i>

Tableau .12 pertes par raccourcissement instantané câble d'about

• *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 1ère et la 2ème série de câbles.

La contrainte σ'_{bj} est donnée par:

$$\sigma'_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_2 e_1^2}{I_p} + \frac{M_p e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_D}{I_t}$$

$$P1 = 2 \times 1668 (1400 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac})$$

$$P2 = 1 \times 1668 (1400 - \Delta\sigma_{fr})$$

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

	0,00L	0,25L	0,5L
<i>frot</i>	0	45,3867682	67,829441
<i>recul</i>	129,448774	69,6774705	0
<i>recr</i>	19,012	37,966	42,673
P1	4,1751	4,1599	4,3018
P2	2,0876	2,0799	2,1509
B_p	0,6463	0,488436	0,488436
B_t	0,892469	0,743436	0,743436
<i>e₁</i>	-0,009	-0,577	-0,716
<i>e₂</i>	-0,229	-0,828	-0,966
I_p	0,149	0,131	0,128
I_t	0,259	0,222	0,218
M_p	0,000	1,406	1,874
M_d	0,000	0,667	0,889
σ'_{bj}	9,225	19,861	23,098
$\Delta\sigma$	24,261	52,235	60,749

Tableau .13 pertes par raccourcissement instantanée câble à l'extrados

récapitulatif des pertes instantanées (MPa) :

<i>Désignation</i>	<i>Section</i>	<i>Frottement</i>	<i>Recal</i>	<i>raccourcissement</i>	<i>Totales</i>
<i>Câbles de l'about</i>	<i>0,00L</i>	<i>0,000</i>	<i>129,449</i>	<i>17,012</i>	<i>146.703</i>
	<i>0,25L</i>	<i>45,386</i>	<i>69,677</i>	<i>35,966</i>	<i>150.565</i>
	<i>0,50L</i>	<i>67,829</i>	<i>9,903</i>	<i>43,673</i>	<i>110.922</i>
<i>Câbles de l'extrados</i>	<i>0,00L</i>	<i>0,000</i>	<i>161.433</i>	<i>0.000</i>	<i>161.433</i>
	<i>0,25L</i>	<i>61,400</i>	<i>68,643</i>	<i>52,235</i>	<i>183,278</i>
	<i>0,50L</i>	<i>83,647</i>	<i>0,000</i>	<i>62.237</i>	<i>145.884</i>

Tableau 14 récapitulatif des pertes instantanées

VIII.3.2 PERTES DIFFEREES

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

3.2.1 Pertes dues au retrait du béton

La perte finale due au retrait du béton est donnée par : $\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r (1 - r(j)) EP$

$\epsilon_r = 0,0003$ étant le retrait total du béton

j : 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 à l'about*

$$B_n = 6374 \text{ cm}^2$$

$$P = 507,2 \text{ m}$$

$$r(m) = 12,67 \text{ m}$$

$$\text{A 7 Jours : } r(7)=0,057 \Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 53,571 \text{ MPa}$$

$$\text{A 28 jours : } r(28)=0,197 \Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 45,771 \text{ MPa}$$

- *Pour le câble à l'extrados*

$$B_n = 4884 \text{ cm}^2$$

$$P = 623,6 \text{ cm}$$

$$r(m) = 7,83 \text{ m}$$

$$\text{A 7 Jours : } r(7)=0,09 \Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 51,87 \text{ MPa}$$

$$\text{A 28 jours : } r(28)=0,28 \Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 41,04 \text{ MPa}$$

Pertes dues au retrait du béton		
	<i>7 Jours</i>	<i>28 Jours</i>
câbles à l'about	53,571	45,771
câble à l'extrados	51,87	41,04

Tableau 15 Pertes dues au retrait du béton

3.2.2 Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

Compte tenue de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir

en général « TBR » Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage $\rho_{1000} = 2.5\%$

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (u - u_0) \sigma_{Pi}(x)$$

avec :

σ_{Pi} : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

$$\sigma_{Pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i \quad \text{avec } u = \frac{\sigma_{Pi}}{f_{prg}}$$

u_0 : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

Désignation	Section	Pi	u	$\Delta\sigma_{rel}$
Câbles de l'about	0,00L	1251,539	0,673	45,594
	0,25L	1246,970	0,670	44,968
	0,50L	1279,595	0,688	49,512
Câbles de l'extrados	0,00L	1375,739	0,740	63,898
	0,25L	1217,722	0,655	41,041
	0,50L	1255,604	0,675	46,154

Tableau 16 Perte due à la relaxation des aciers

3.2.3 Pertes dues au fluage :

Les pertes dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{II}$$

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 tirés à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$

K_{fl} : coefficient de fluage

$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = 3 (E_i - E_v) / E_v = 2$ (BAEL 91)

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc : $K_{fl} = 1,7$

	0,00L	0,25L	0,50L
câbles à l'about	58,91	121,14	147,13
câble à l'extrados	0	106,80	124,94

Tableau 17 Pertes dues au fluage

Les pertes différées :

		0,00L	0,25L	0,50L
câbles à l'about	retrait	45,771	45,771	45,771
	relaxation	45,594	44,968	49,512
	fluage	29,457	32,698	26,657
	Totale	113,223	115,943	113,688
câbles à l'extradose	retrait	41,04	41,04	41,04
	relaxation	63,898	41,041	46,154
	fluage	0,000	58,302	60,0219214
	Totale	41,040	147,928	151,080

Tableau 18 Les pertes différées

VIII.3.3 Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées)

% pertes = $\Delta\sigma$ totale / 3 x 1400 (MPa)

x	0L	0,25L	0,5L
Pertes	722,3251097	854,194615	910,800197
Pourcentage (%)	17%	20%	22%

Tableau 19 pourcentage des pertes totales

L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15.

VIII.4 Vérification de la flexion à mi- travée :

La vérification est effectuée à mi- travée, point critique en flexion. On vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant deux phases :

1^{ere} Phase :

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le B.P.E.L donne :

$P_m = P_0 - \sigma_{pi}$; dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

<i>X</i>	<i>0</i>	<i>0,25L</i>	<i>0,5L</i>
$\Delta\sigma_i$	1400	1400	1400
$\Delta\sigma_i$	161,433	183,252	145,884
$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$	2,274	2,581	2,055
P_m	4,68	4,38	4,90

Tableau 20 Calcul de la force de la précontrainte moyenne

2^{eme} Phase :

Cette étape commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure, dans cette phase, on considère les pertes instantanées et différée

<i>X</i>	<i>0</i>	<i>0,25L</i>	<i>0,5L</i>
$\Delta\sigma_i$	161,433	183,252	145,884
$\Delta\sigma_d$	295,961	335,963	267,455
Somme	457,39	519,22	413,34
$\Delta\sigma_{pi}$	2,274	2,581	2,055
P_1	5,28	5,03	5,46
P_2	4,09	3,72	4,35

Tableau 21 Détermination des forces de précontrainte

La vérification des contraintes est satisfaisante cependant nous récapitulons le cas de la section médiane $x=L/2 = 16.70$ est la plus défavorable

Vérification sous combinaison :

- Quasi-permanente : P+G
- Fréquente : P+G+0.72Q
- Rare : P+G+1.2Q

❖ **Combinaison Quasi-permanente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	<i>résulta</i>
P1 =5,28MPa	7,10	8,85	4,05	3,65
	7,10	26,18	12,01	17,32
P2 =4,09MPa	5,50	6,86	4,05	4,04
	5,50	20,29	12,01	9,83

Tableau VII.21 combinaison quasi permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 3,65 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 17,32 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$P2 = \begin{cases} 4,04 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 9,83 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

❖ **Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	$\frac{0,72M_q V}{I}$	<i>résulta</i>
P1 =5,28MPa	7,10	8,85	5,39	2,92	15,23
	7,10	26,18	15,94	8,64	6.05
P2 =4,09MPa	5,50	6,86	5,39	2,92	16,47
	5,50	20,29	15,94	8,64	0.26

Tableau VII.22 Combinaison Fréquente permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 15,23 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 6.05 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$P2 = \begin{cases} 16,47 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 0.26 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

❖ **Combinaison rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

	$\frac{P}{B}$	$\frac{P * e * V}{I}$	$\frac{M_{min} * V}{I}$	$\frac{1,2M_qV}{I}$	<i>résulta</i>
P1 = 5,28MPa	7,10	8,85	5,39	13,31	20.62
	7,10	26,18	15,94	17,88	1.05
P2 = 4,09MPa	5,50	6,86	5,39	13,31	21.86
	5,50	20,29	15,94	17,88	6.82

Tableau VII.23 Combinaison rare permanent de P1 et P2

$$P1 = \begin{cases} 20,62 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 1,05 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$P2 = \begin{cases} 22,31 > \delta_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 6,82 < \delta_{ts} = 17,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

VIII.5 Ferrailage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

VIII.5.1 Armature de peau :

5.1.1 Sens longitudinal :

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de 3 cm²/m.

On prend **3T12 = 3.39 cm²/m.**

5.1.2 Sens transversal :

On dispose 2cm²/m comme ferrailage.

On propose : cadre de **4T14 = 6.16 cm²** avec espacement de 15 cm.

VIII.5.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de **0.5%** de la section du béton.

$$\text{Soit } A_{st} = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{bt} * f_{tj}}{f_e * \sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : surface du béton tendu (cm).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{ij} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

$$\sigma_s = 8,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = -4,58 \text{ MPa}$$

$$\frac{-4,58}{y} = \frac{8,91}{h - y}$$

$$Y = 0,509 \text{ m}$$

$$B_t = 4,58 * 0,509 * 0,5 = 1,165 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} * B_t}{2} = \frac{4,58 * 1,165}{2} = 2,667$$

$$A_{st} = \frac{1,165}{1000} + \frac{2,665 * 2,7}{500 * 4,58} = 43,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 9H25 = 44 \text{ cm}^2$$

VIII.5.3. Vérification de l'effort tranchant :

VIII.5.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

5.3.1.1 Contrainte de cisaillement :

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donné par la formule :

$$\tau = \frac{V_r}{bn - Z}$$

Avec :

V_r : L'effort tranchant réduit ;

I_x : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

$S(y)$: Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y ».

$b(y)$: La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

$$b_n = b_0 - 1/2 * 0.08 = 0.47 - 0.5 * 0.08 = 0.43m$$

$$z = I/S = 0.259 / (0.6034 * 0.398) = 1.26m$$

• **L'effort tranchant réduit :**

$$V_r = V - P \sin$$

On travaille sur la poutre la plus défavorable.

L'inclinaison « α » du câble moyen n°2 :

$$Y = a \cdot x^2$$

On prend : $x = 16.7m$

Y : l'ordonnée du câble moyen en about

$$a = y/x^2 = 0.8 / 16.7^2 = 2.86 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{donc : } \alpha = y' = 2 \cdot a \cdot x = 2 * 2,75 * 10^{-3} * 16.7 = 6,673^\circ$$

$$V = V_{\max} \text{ en ELS} = 0.807$$

$$P(x=0) = 0.5 (1.02 P_o - 0.8 p_i)$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} * P_o = \frac{146}{1400} * 6,96 = 0,729$$

$$P = 0.5 (1.02 (6,96) - 0.8 (0.729)) = 3.258 \text{ MN}$$

$$V_r = 0.807 - 3.258 \sin (6,673^\circ) = 0.38 \text{ MN}$$

$$\tau(y) = \tau(0) = \frac{V_r}{0,43-1,20} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0,4 * f_{tj} * (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = \sqrt{0,4 * (\frac{f_{tj}}{f_{cj}}) * (0,6 f_{cj} - \sigma_x)}$$

$\sigma_x = \text{contrainte normal longitudinale}$

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + (P * e_p + M) \frac{V}{I}$$

Au niveau du centre de gravité : G : $\sigma_x(0) = \frac{P}{B}$

B : la Section brute d'about (poutre + dalle)

P : la précontrainte en service (on considère les pertes instantanées et différées dans cette phase

- **Calcul du cisaillement à l'ELS :**

La détermination de l'état de contrainte est faite au niveau du centre de gravité de la section homogène d'about (poutre + dalle).

- ✓ **Contrainte normale longitudinale :**

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + \frac{(P * ep + M)V}{I}$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton vaut : $\sigma_x(y) = \sigma_g = \frac{P}{B}$

$$P = 0,98P_0 - 1,2 \Delta P$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} * P_0 = \frac{413}{1400} * 6,96 = 2,05$$

$$P = 4,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x(y) = \frac{4,36}{0,8917} = 4,889 \text{ MPa}$$

- **Méthode pratique de justification :**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \text{Min} (\tau_1 ; \tau_2)$$

$$\tau_1 = \sqrt{0,4 * 2,7 * (2,7 + \frac{2}{3} * 4,889)} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \sqrt{0,4 * \left(\frac{2,7}{35}\right) * (0,6 * 35 - 4,889)} = 0,712$$

Donc $\tau(0) = 0,70 \text{ MPa} < 0,712 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifier est : $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$.

$$\sigma_x = 4,889 \text{ MPa} < 0.4 * 35 = 14 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- **Calcul à l'ELU :**

il faut que $\tau \leq \frac{F_{cj}}{4 * \gamma_b}$

$V_u = 1.089 \text{ MN.}$

$P = 4,36 \text{ MN.}$

$V_{ru} = V_u - P \sin(6,673) = 0.582 \text{ MN}$

$$\tau = \frac{0,582}{0,43 * 1,26} = 1,128$$

$$\tau = 1,128 \leq \frac{35}{4 * 1,15} = 5,83 \text{ Mpa condition vérifiée}$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = 2 \frac{\tau_u}{\sigma_x} = 2 * \frac{1,128}{4,889} = 0,46$$

$$\beta_u = 12,35^\circ < 30^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales :**

Les règles B.P.E.L précisent qu'est bornée inférieurement à 30°.

$$\frac{A_s}{b_n * S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan \beta_u$$

$$\frac{A_s}{0,43 * S_t} * \frac{500}{1,15} \geq \left(1,128 - \frac{2,7}{3} \right) 0,22$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq 4,95 \text{ cm/ml}$$

On adopte le ferrailage minimum T14= 6,16 cm²

L'espacement maximum des cadres :

$$S_t \leq \text{Min} (0.8h ; 3b_0 ; 1) = S_t \leq \text{min} (1.2 ; 1.41 ; 1) = 1 \text{ m.}$$

VII.6 Déformation :

- Les charges et les surcharges ainsi que les efforts de précontrainte provoquent des déformations de la poutre qui sont :

- Les flèches maximales à mi travée
- Les rotations à l'appui.

6.1 Flèches et contre flèches**a) Flèche due aux 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 :

$$f_G = \frac{5 \times q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G}$$

$$= \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G} ; \quad E_v: \text{module de déformation longitudinal différée.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.95 \text{ MPa.}$$

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + hourdis).

$$I_G = 0,2589 \text{ m}^4$$

$$M_G = 274,72 \text{ t.m}$$

$$f_G = \frac{5 \times 274,72 \times (33.40)^2 \times 10^8}{48 \times 12102.95 \times 25898151,79} = 10,18 \text{ cm}$$

b) Flèche due aux surcharges :

Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi D240 Le moment du au D240 à L/2 est

$$M_{A(L)} = 180,74 \text{ t.m}$$

$$f_S = \frac{5 \times 180,74 \times (33.40)^2 \times 10^8}{48 \times 12102.95 \times 25898151,79} = 6,70 \text{ cm}$$

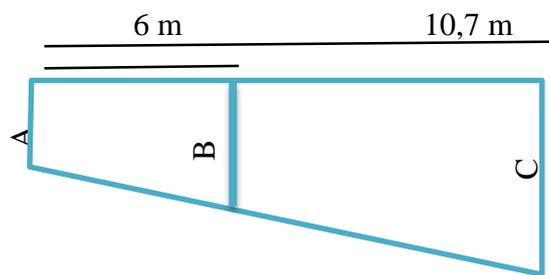
c) Contre flèche :

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par:

$$F_P = \int_0^L \frac{M x}{EI} dx$$

Avec: M_x dx : le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

2Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:



Dans la section considérée on a :

$$M_i = N_i \times e_i \quad \text{avec } N_i = P_i \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

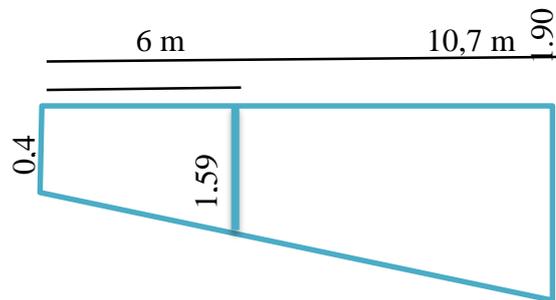
$$\text{Donc : } P = \sigma_{pm} \times A_p = \frac{\sigma_{P_i} + \sigma_{P_s}}{2} \times A_p \quad \text{avec } \begin{cases} \sigma_{P_i} : \text{contrainte initiale} \\ \sigma_{P_s} : \text{contrainte en service (finale)} \end{cases}$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)}$$

Section	$\sigma_{P_i}(\text{MPa})$	$P_i (\text{MN})$	$\sum \cos \alpha_i$	$N_i(\text{MN})$	$e_{P_i}(\text{m})$	$M_{P_i}(\text{MN.m})$
0.00 m	1140,074	2.046	0,985	2,019	-0.229	-0.46
L/4 = 8.35 m	1133,493	1.930	0.998	1,92	-0.828	-1,595
L/2 = 16.7 m	1175,391	1.971	1	1,971	-0.966	-1,904

Tableau 22 valeurs des moment aux différents section .



Trapèze 1 :

$$X_1 = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} = \frac{6(2 \times 1,595 + 0,46)}{3(1,595 + 0,46)} = 3,55m$$

$$F_P = \int_0^6 \frac{M x}{EI} dx = \frac{1}{EI} \int_0^6 Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 3,677 \times \frac{(1,595 + 0,46) \times 6}{2EI} = 21,84 \frac{1}{EI}$$

Trapèze 2 :

$$X_2 = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} = \frac{10,7 \times (2 \times 1,904 + 1,595)}{3(1,904 + 1,595)} + 6 = 11,51 m$$

$$F_P = \int_6^{16,7} \frac{M x}{EI} dx = \frac{1}{EI} \int_6^{16,7} Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 11,51 \times \frac{(1,904 + 1,595) \times 10,7}{2EI} = 215,15 \frac{1}{EI}$$

$$F_P = \frac{(21,84 + 215,15)}{121,0295 \times 0,2589} = -7,62 cm.$$

Le Signe (-) montre que la flèche est dirigé vers le haut.

➤ Flèche totale : En service

- à vide : $F = F_G + F_P = 10,18 - 7,62 = 2.62 cm.$

- $2,62cm \leq 11.13 cm \dots \dots \dots C.V$

- en charge : $F = F_G + F_P + F_S \leq \frac{L}{300} \Rightarrow$

$9,32cm \leq 11.13 cm \dots \dots \dots C.V$

6.2 Calcule des Rotation :

a) Sous le poids propre :

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = \frac{q_G \times L^3}{24 \times E_v I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v I_G} = \frac{274 \times (33.40) 10^6}{3 \times 12102.95 \times 25898151.79} = 8,077 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

b) Sous les surcharges :

$$\beta_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_v I_G} = \frac{180,74 \times (33.40) 10^6}{3 \times 12102.95 \times 25898151,79} = 6,42 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

c) Sous la précontrainte :

$$\beta_P = \int \frac{M x}{EI} dx = -\sum \frac{A_i}{EI}$$

A_i : arie de trapèze sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_P = \frac{(1,595 + 0,46) \times \frac{6}{3} + (1,904 + 1,595) \times \frac{10,7}{2}}{3 \times 121,02 \times 0,2589815179}$$

$$\beta_P = -18.25 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

6.3) Rotation résultante :

- à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P \Rightarrow \beta = 8,077 \times 10^{-3} - 18.25 \times 10^{-3} = -10,173 \times 10^{-3} \text{ rd}$
- en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_S \Rightarrow \beta = 8,077 \times 10^{-3} - 18.25 \times 10^{-3} + 6,42 \times 10^{-3}$
 $= -3,75 \times 10^{-3} \text{ rd}$

6.4) Calcule des déplacements d'appuis :

a) Déplacement du a la rotation :

- à vide :

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \times h}{2} = \frac{-10,173 \times 10^{-3} \times 150}{2} = -0.76 \text{ cm.}$$

- En charge :

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \times h}{2} = \frac{3,75 \times 10^{-3} \times 170}{2} = -0.32 \text{ cm.}$$

b) Déplacement du au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\epsilon_r = 3,10^{-4}$

$$\Rightarrow \Delta_r = \frac{\epsilon_r \cdot L}{2} = \frac{3.10^{-4} \times 3340}{2} = 0,5 \text{ cm}$$

c) Déplacement du au fluage :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\epsilon_{\text{flu}} \cdot L}{2}$$

$$\epsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \cdot \sigma_b}{E_i}$$

Avec :

 σ_b : contraint finale dans le béton au niveau du fibre inferieure sur appui. E_i : module d'élasticité longitudinale du béton.

$$\sigma_b = 6.261 \text{ MPA}$$

$$\epsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 6.261}{35981,73} = 3.48 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta_{\text{flu}} = \frac{3,48 \times 10^{-4} \times 3340}{2} = 0,5812 \text{ cm}$$

d) Déplacement du a la variation de la température :

A partir de la température ambiante, nous envisageons une variation pour :

$$\text{longue durée } \epsilon = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta_t = 3 \times 10^{-4} \times \frac{33,40}{2} = 0,501 \text{ cm}$$

➤ Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta t = -0.043 + 0,501 + 1,002 + 0,501 \quad \Delta_{\text{max}}^+ = 2,046 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta\omega + \Delta r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta t = -0.043 + 0,501 + 1,002 - 0,501$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 1,545 \text{ cm}$$

VIII.1- Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

VIII.2- Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura :
Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison : **1.35 G+D240**

	<i>ELU (t.m)</i>	<i>ELS (t.m)</i>
<i>En travée</i>	7,88	5,84
<i>En appui</i>	8,85	6,65

Tableau .1 Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison : 1.35 G+D240

2. 1. Détermination des ferrailages :

Béton dosé a 350kg/m3

Fc28 = 35MPa

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence.

On détermine le ferrailage par un mètre linaire, pour cela on prend la largeur b = 1m

- **En travée :**

$M_u = 7.88 \text{ MN.m}$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$$

$d = 0,9 * h = 0,18$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * h^2 * f_{bcu}}$$

$\mu_u = \frac{7,88}{1 * 0,18^2 * 19,83} = 0,123$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$

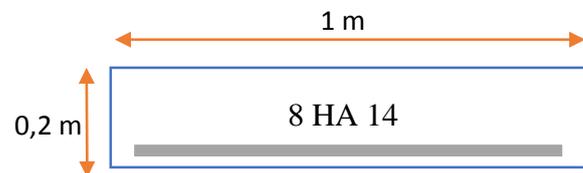


Figure 1 ferrailage la dalle en travée (flexion longitudinale)

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7,88}{0,17 \cdot 4,36} = 10,80 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 8 HA 14 avec $AS = 12,32 \text{ cm}^2$

- **En Appui :**

$$Mu = 8,85 \text{ MN.m}$$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,18$$

$$\mu_u = \frac{8,85}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 19,83} = 0,15$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,21$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,16$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,85}{0,16 \cdot 4,36} = 12,27 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 8 HA 14 avec $AS = 12,32 \text{ cm}^2$

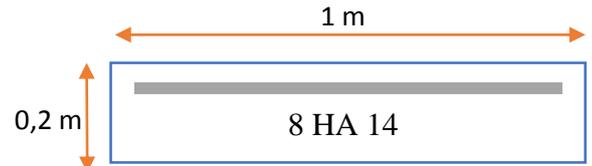


Figure 2 ferrailage la dalle en appui (flexion longitudinale)

VIII.3- Etude de la flexion transversale :

On aura a ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par les combinaisons: **1.35 G+D240**

	<i>ELU (t.m)</i>	<i>ELS (t.m)</i>
En travée	5,84	2,85
En appui	6,65	5,98

Tableau 2 Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison : 1.35 G+D240 (transversale)

- **En travée :**

$$Mu = 2,85 \text{ MN.m}$$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 * h = 0,18$$

$$\mu_u = \frac{2,85}{1 * 0,18^2 * 19,83} = 0,07$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,09$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z * \sigma_s} = \frac{2,85}{0,17 * 4,36} = 5,11 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 5 HA 12 avec $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

- **En Appui :**

$$Mu = 5,98 \text{ MN.m}$$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 * h = 0,18$$

$$\mu_u = \frac{5,98}{1 * 0,18^2 * 19,83} = 0,10$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,14$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z * \sigma_s} = \frac{5,98}{0,16 * 4,36} = 7,90 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 7 HA12 avec $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{st}}{b * d} \geq \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} b * d = \frac{0,23 * 2,7}{500} 1 * 0,18 * 10^4 = 2,24 \text{ cm}^4/\text{ml}$$

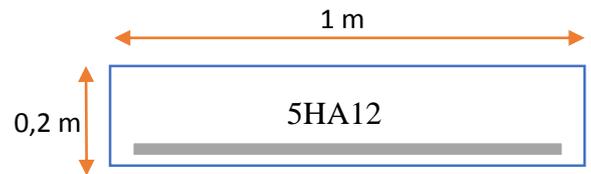


Figure 3 ferrailage la dalle en travée (flexion transversale)

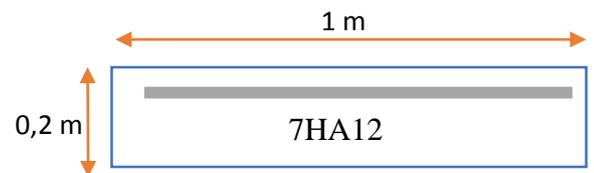


Figure 4 ferrailage la dalle en appui (flexion transversale)

VIII.4. Résistance aux efforts tranchants :**4.1. Justification de béton :**

On adopte des armatures droites avec $\alpha=90^\circ$

- **Transversalement :**

$$T_u = 37,8 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{378 * 10^{-3}}{1 * 0.18}$$

$$\tau_u = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \Rightarrow \quad 2.1 < 3.5 \text{ MPa}$$

Donc la section qu'on a adopté est bonne et puisque u est trop faible donc ya pas une armature transversal.

- **Longitudinalement :**

$$T_u = 300.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{300 * 10^{-3}}{1 * 0.18}$$

$$\tau_u = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \Rightarrow \quad 1.66 < 3.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié}$$

VII.5. Condition de non poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

Condition à vérifier :

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

Avec :

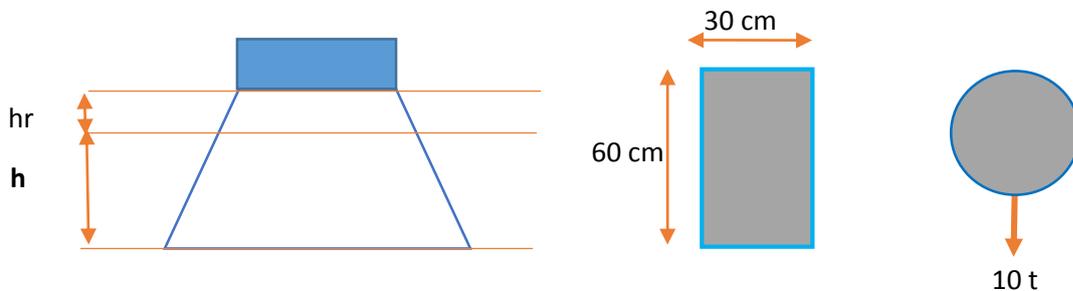
Qu : Charge de calcul à l'état limite ultime.

Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jour.

hr : Hauteur du revêtement



$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

$$Q_u = 1.5 \sigma_{br} \cdot Q = 10 t$$

$$U_c = 2 (U' + V')$$

$$\begin{cases} U' = U + h + 2hr \\ V' = V + h + 2hr \end{cases}$$

$$\begin{cases} U' = 30 + 20 + 12 = 62 \text{ cm} \\ V' = 60 + 20 + 12 = 92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$U_c = 2 (62 + 92) = 308 \text{ cm}$$

$$Q_u = 10t < 0.045 \cdot 3.08 \cdot 0.2 \cdot \frac{3500}{1.5} = 64.68 t$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée, il n'y a pas de risque de poinçonnement..

VIII.6. Etude de la prédalle :**IX.6.1 Introduction :**

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle (l'hourdis).

IX.6.2 Dimensionnement :

On prend une section de : $(a*b) = (0.35 * 1)$.

On adopte comme épaisseur de la prédalle $e_p = 0.05$ m.

La longueur de la prédalle on propose : 1 m.

On utilise pour le ferrailage des ronds lisses FeE215 ($\sigma_s = 187$ MPa).

Descentes des charges :

Poids dalle $G_1 = 0.20 * 1 * 2.5 = 0.5$ t.ml

Poids prédalle $G_2 = 0.05 * 1 * 2.5 = 0.125$ t.ml

$G = 0.625$ t.ml

Charge d'exploitation :

D'après le règlement B.A.E.L : $Q = 1$ KN/ml

Détermination des moments :

On suppose que la dalle est une poutre de 1 m de largeur appuyée sur les deux côtés :

$$M_g = \frac{0,625 * 0,35^2}{8} = 0,0096 \text{ t.m}$$

$$M_q = \frac{0,1 * 0,35^2}{8} = 0,0015 \text{ t.m}$$

IX.6.3 Détermination des ferrailages :

$$M_u = 1,35M_g + 1,5 M_q \quad ==> M_u = 0,015 \text{ t.m}$$

$$M_s = 1M_g + M_q \quad ==> M_u = 0,011 \text{ t.m}$$

$$f_{bcu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 * 0,05 = 0,045$$

$$\mu_u = \frac{0,015}{1 * 0,045^2 * 1983} = 0,0037$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0046$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{0,015}{0,18 * 1,87} = 4,46 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

IX.1. Introduction :

Ces appareils, placés entre une structure et ses supports, sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées. Ils sont chargés de :

- Transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation ;
- Transmettre en tout ou en partie, les efforts horizontaux dus aux effets de modifications de longueur du tablier (effets thermiques, retrait, fluage) ou aux effets introduits par les charges d'exploitation (freinage, force centrifuge) ;

Permettre les rotations du tablier sous charges d'exploitation ou à la suite de déformations différées de la structure ;

Pour chaque pile on mettra deux lignes de quatre appareils d'appui en élastomère fretté CIPEC. Chaque appareil se trouvant sous le talon d'une poutre (figure 61).

Pour les culées, on dispose une ligne de quatre appareils d'appui.

La distance donc entre les appareils d'appui est : $d = 1,275 \text{ m}$.

IX.2. Principe de dimensionnement:

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. L'appareil d'appui est soumise à la compression, la distorsion et à la rotation.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B est représentée ci-dessous :

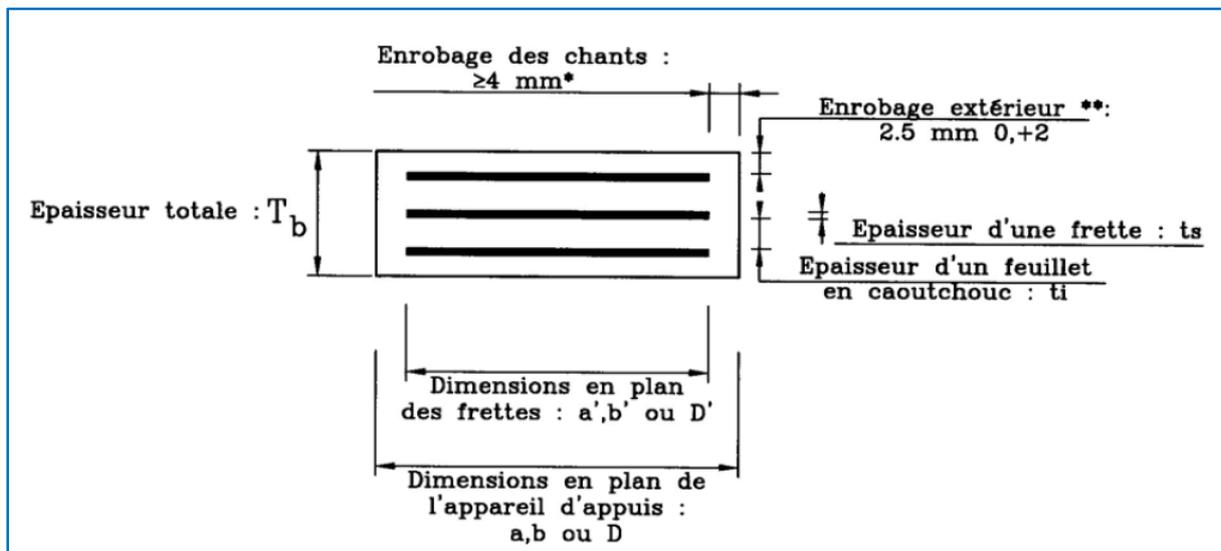


Figure 1 constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

2.1 Réactions d'appuis :

Les efforts normaux sollicitant les appareils d'appui sont déduits des réactions d'appuis dues aux différents cas de charges

$$\begin{cases} N_{max} = 108,93 \text{ t} \\ N_{min} = 22,440 \text{ t} \end{cases}$$

2.2 Détermination des dimensions :

En se référant à la norme NF EN 1337, nous calculerons les appareils d'appui dans l'état limite ultime en effectuant les vérifications suivantes :

- La distorsion totale maximale.
- Résistance au cisaillement.
- Stabilité à la rotation, au flambement et au glissement.

2.2I.5.1. Aire de l'appareil d'appui :

D'après les recommandations de SETRA, la contrainte moyenne de compression est comprise entre 20 et 25 MPa.

$$\sigma = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

N_{max} : la réaction maximale qui s'exerce sur l'appui à l'ELU.

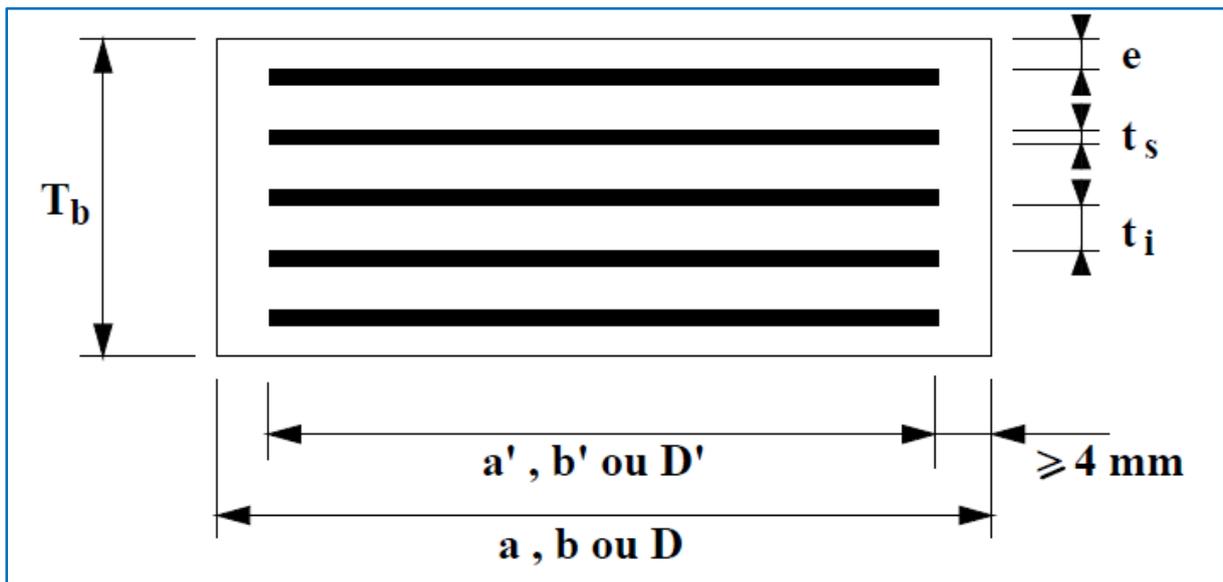


Figure 2 définition géométrique d'un appareil d'appui

Pour les appareils d'appui, leurs surfaces doivent vérifier la relation suivante:

$$a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma}$$

$$A' = a \times b \geq \frac{108,93}{20} = 544,65 \text{ cm}^2$$

Hauteur nette d'élastomère :

La condition habituellement prépondérante est celle de ε_q liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci est dû, essentiellement, au déplacement imposé par la température un forme sur la structure plus éventuellement le déplacement dû à la force de freinage.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \text{ avec } V_x = V_1 + V_2$$

V_1 = déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait.

V_2 = déplacement horizontal maximal dû au freinage.

$$V_x = V_1 + \frac{H_x \times T_q}{2 \times G \times a \times b}$$

G désigne le module conventionnel de l'élastomère avec $G = 0,9$ MPa.

H_x : Effort de freinage, il est calculé par la formule :

$$H_x = 0,3/8 = 0,0375 \text{ MN/appui}$$

1^{ere} combinaison : $V_x = V_1 + V_2$

$$V_x = 0,0205 + \frac{0,0375 \times T_q}{2 \times 0,9 \times 0,054}$$

$$V_x = 0,0205 + 0,38 T_q$$

$$\frac{V_x}{T_q} \leq 1 \text{ Donc } T_q = 33,06 \text{ mm}$$

2^{eme} combinaison : $V_x = V_1 \Rightarrow V_2 = 0$

$$\text{Donc } \Rightarrow T_q = 20 \text{ mm}$$

Pour information, la combinaison n° 1 nous donne : $T_q \geq 0,033 \text{ m}$

On adopte 3 feuillets intermédiaires de 10 mm et 2 enrobages de 5 mm

Alors : $T = 40 \text{ mm}$

Dimensions en plan :

On peut donc choisir un appareil parmi la gamme des produits disponibles, en respectant la surface minimale, mais en conservant une pression moyenne minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale.

On détermine donc une surface maximale : $A' \leq \frac{N_{min}}{3}$

$$A' \leq \frac{22,44}{3} = 741 \text{ cm}^2$$

Les dimensions sont donc :

$$200 \times 300 \quad A' = 0,0551 \text{ m}^2$$

$$200 \times 350 \quad A' = 0,0646 \text{ m}^2$$

$$250 \times 250 \quad A' = 0,576 \text{ m}^2$$

Nota : la surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage total de $2 \times 5 = 10$ mm.

On choisit habituellement un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a, parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation ($a < b$). Ceci conduit à choisir un appareil d'appui de 200x 350.

Soit les valeurs $a' = 340$ mm $b' = 390$ mm et $A' = 1326$ cm².

2.3. Dimensionnement des frettes :

La condition à vérifier pour les frettes est :

$$ts = \frac{2,6 \times N_{max} \times t_i}{A_r \times f_y} = 0,001 \text{ m avec } f_y = 235 \text{ MPA}$$

Pour un appareil d'appui de 200x 350 **on prendra des frettes de 2 mm d'épaisseur (Selon SETRA)**

Nouveau calcul du déplacement total pour la 3^{ème} combinaison (avec A' réelle) :

$$V_x = 0,0205 + \frac{0,0375 \times 0,040}{2 \times 0,9 \times 0,2 \times 0,35} = 0,012 \text{ m} = 12 \text{ mm}$$

On retiendra donc $v_x = \max(12 ; 20 ; 33) = 33$ mm

$$A_r = 0,0646 \times \left(1 - \frac{0,033}{0,39}\right)$$

$A_r = 0,0591 > A = 0,05446$ **Condition vérifiée => L'appareil d'appui convient.**

2.4 Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme pour le feuillet vaut :

$$S = S_1 = \frac{a' \times b'}{2 \times t \times (a' + b')}$$

$$S = S_1 = \frac{0,19 \times 0,34}{2 \times 0,01 \times (0,19 + 0,34)} = 6,09$$

Et :

$$\sigma_m = \frac{1,08}{0,0646} = 16,72 \text{ MPa}$$

$$T_e = 4 \times 0,01 = 0,04 \text{ m}$$

Et on a :

$$\sigma_{lim} = \frac{2a'GS}{3T_e}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times 0,19 \times 0,9 \times 6,09}{3 \times 0,04} = 17,35 \text{ MPa}$$

$\sigma_{lim} > \sigma_m$ pas risque de flambement

2.5 Respect de la limite de déformation :

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère par la relation : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$

Avec :

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times N_{max}}{G \times A_s \times S} = \frac{1,5 \times 1,08}{0,9 \times 0,0646 \times 6,09} = 4,57$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0,033}{0,04} = 0,82$$

$$\varepsilon_q = \frac{a'^2 \times \alpha_t \times t}{2 \times (n \times t^3 + 2 \times e^3)} \varepsilon_q = \frac{0,19^2 \times 0,0037 \times 0,01}{2 \times (8 \times 0,01^3 + 2 \times 0,005^3)} = 0,07$$

$5,46 < 7$ La condition est vérifiée.

2.6 Stabilité en rotation :

On s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui par la formule :

$$V_z = \frac{N_{max} \times T_e}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{Eb} \right) \geq \frac{a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{Kr}$$

Avec :

- α_a et α_b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui ;
- K_r : coefficient égal à 3 ;
- n : nombre d'appareils.
- $E_b = 2000 \text{ MPa}$
-

On a alors : $\frac{a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{Kr} = \frac{0,19 \times 0,0037 + 0,34 \times 0}{3} = 0,023 \text{ cm}$

$$\text{Et } \frac{N_{max} \times T_e}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{Eb} \right) = \frac{1,08 \times 0,04}{0,0646} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 6,09} + \frac{1}{2000} \right) = 0,025 \text{ cm} > 0,023 \text{ cm}$$

Donc condition vérifiée

2.7 Vérification de la condition de non-glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti cheminement, si

μ_e Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure. Le coefficient μ_e est imposé par la norme dans la plupart des cas :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} = 0,40 \text{ avrc } K_f = 0,6 \text{ pour le béton}$$

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} + H_x$$

$$F_{xy} = \frac{0,033 \times 0,9 \times 0,19 \times 0,34}{0,04} + 0,0375 = 0,085 \text{ MN}$$

$$\mu_e \times F_z = 0,43 > F_{xy} = 0,085 \text{ Condition Vérifiée}$$

IX.3. Les appuis :

3.1 Fonction des d'appuis :

- 1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui
- 2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- 3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- 4- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

3.2 Dimensionnement des dés appuis :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

Dimensionnement des dès d'appuis :

$$A = a + 15 = 35 \text{ cm}$$

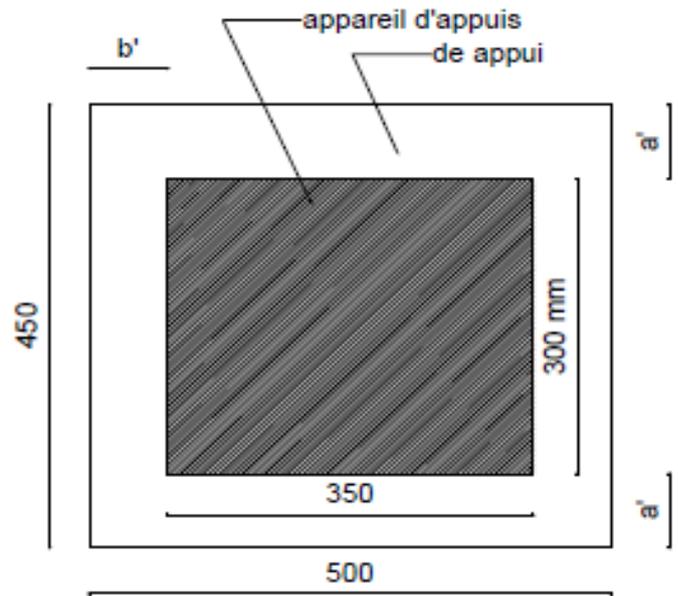
$$B = b + 15 = 50 \text{ cm}$$

$$B_0 = a \times b = 1750 \text{ cm} \quad ; \text{ avec } B_0: \text{ surface de néoprène.}$$

$$P_0 = 2(35 + 50) = 170 \text{ cm} \quad ; \text{ avec } P_0: \text{ le perimetre de néoprène.}$$

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1750}{170} = 20,58 \text{ cm} ; \text{ On prend } \boxed{h = 20 \text{ cm.}}$$

Dimensionnement des dés appuis	
A	35 cm
B	50 cm
a'	7,5 cm
b'	7,5 cm



4.3 Ferrailage de dé appui :

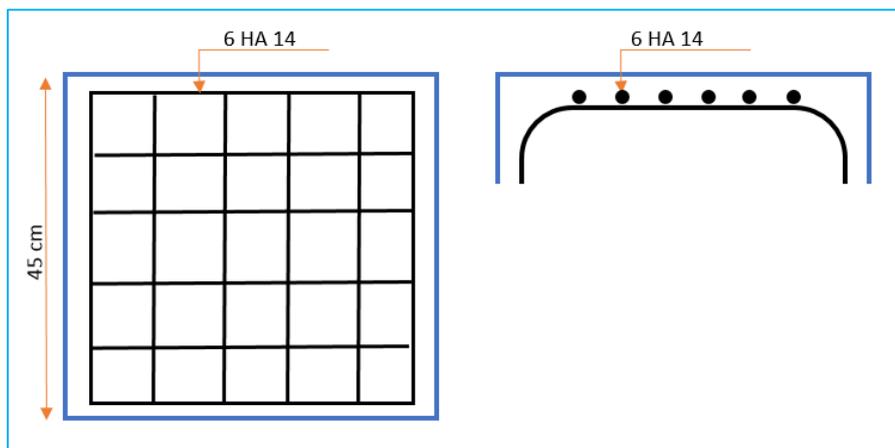
Elle doit reprendre l'effet N_{max} ; N_{min} donnée par *Robot Structural Analysis 2015*

- $N_{max} = 108.93 t$
- $N_{min} = -93,03 t$

Avec : $\bar{\sigma}_{su} = 348 MPa$; $\bar{\sigma}_s = 240 MPa$

$$A_s = \max \left\{ \frac{0.25N_u}{\bar{\sigma}_{su}} ; \frac{0.25N_s}{\sigma_s} \right\} = \max \left\{ \frac{0.25 \times 108.93}{348} ; \frac{0.25 \times 22,4}{240} \right\} \times 10^4 = \max \left\{ 7,09 cm^2 ; 2,23 cm^2 \right\} = \boxed{7,09 cm^2}$$

Soit **6 HA 14** ($A_s = 9.24 cm^2$) dans les deux sens pour limiter la propagation de la fissure.



IX.4 Joins de chaussée :

Les charges d'exploitations engendrent des déplacements ou des déformations pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gêne à des variations. Il convient donc de résoudre le tablier librement dilatable en aménageant du jeu à chaque coupure, entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité et ils se calculent selon deux conditions :

- le déplacement dû aux vibrations linéaires (retrait, fluage température et freinage), doit être inférieur à W ;
- le déplacement dû aux variations linéaires et au séisme, doit être inférieur à $1.3W$.

Différents type de joint de chaussée :

- ✓ Les joints lourds > 3000 véhiculés.
- ✓ Les joints semi lourd (1000 et 3000 véhiculés par jour).
- ✓ Les joints légers < 1000 véhiculés par jour.

Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- 1- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage $(\Delta_{toute} + \varepsilon_f) < T$
- 2- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme.

$$(\Delta_{toute} + \varepsilon_s) < 1,3 T$$

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints **ALGAFLEX**.

Déplacement dû aux variations linéaires Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par : $\Delta_{toute} = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T = 1,459 \text{ cm}$

Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante : Avec :

- Le module d'élasticité transversal $G = 80 \frac{t}{m^2}$ pour des variations lentes.
- Le module d'élasticité transversal $G = 160 \frac{t}{m^2}$ pour des variations instantanées

$$\varepsilon_f = \frac{T \times H_f}{G \times S} = \frac{0,04 \times 0,0375}{1,6 \times 0,35 \times 0,20} = 1,34 \text{ cm} = 13,4 \text{ mm}$$

Déplacement dû au séisme :

$$\varepsilon_s = \frac{T \times H_s}{G \times S} = \frac{4 \times 3,878}{160 \times 0,35 \times 0,2} = 1,38 \text{ cm} = 13,8 \text{ mm}$$

Combinaison :

$$\Delta_{\text{totale}} + \varepsilon_s = 1,459 + 1,34 = 2,8 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{totale}} + \varepsilon_f = 1,459 + 1,38 = 2,84 \text{ cm}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte au joint T80.

XI.1.ÉTUDE DE LA PILE

1.1. Introduction :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté à la solution d' une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d' éviter l' implantation d' un obstacle fasse à la coure d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

1.2 Prédimensionnement de la pile :

Chevêtre :

La largeur : 1.8m

La hauteur : 1.5m

La longueur : 10,2 m

Le fut :

Le diamètre : 1,5 m

La hauteur : 9 m

Le voile :

La longueur : 9,5m

La hauteur : 8,7m

La largeur: 1,5m

La semelle :

La largeur : 6.00m

La hauteur : 1.5m

La longueur : 9.5m

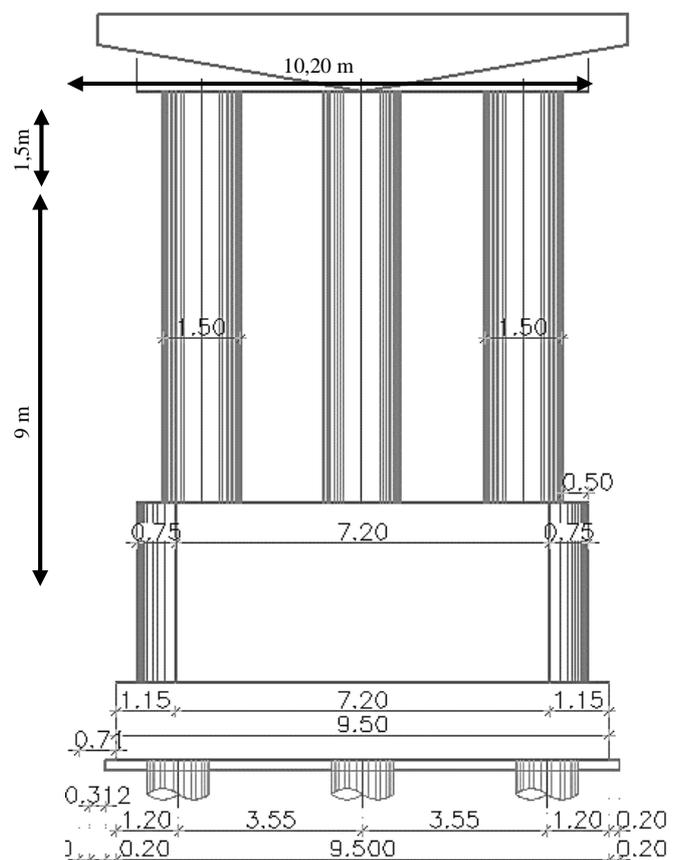


Figure 1 Coupe longitudinale de pile

1.3 Répartition des charges et surcharges sur la pile :

a. Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier = 620,7 t.

La charge reprise par chaque pile : **RCP = G = 620,7 t.**

b. Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Deux travées chargées :

Désignation	Surcharge	Réaction (t)
A(l)	0,875	290,79
Bc	120	121,32
D240	240	210,179
Mc120	110	107,752
trottoir	0,225	15,03

Tableau 1 Réactions dues aux surcharges

$$ELS : \begin{cases} R_1 = R_{cp} + 1,2(R_{A(l)} + R_{st}) = 987,656 t \\ R_2 = R_{cp} + R_{D240} + 1,2R_{st} = 848,887 t \end{cases}$$

$$ELU : \begin{cases} R_1 = 1,35R_{cp} + 1,6(R_{A(l)} + R_{st}) = 1326,26t \\ R_2 = 1,35(R_{cp} + R_{D240}) = 1121,68 t \end{cases}$$

La réaction la plus défavorable est celle du convoi **DA(l)** à l' **ELU: R1= 1326,26 t.**

1.4 Etude et ferrailage de la pile :

1.4.1 Chevêtre :

L' étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

a) Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

• **Evaluation des efforts :**

L' étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l' aide du logiciel **Robot 2015**, le chevêtre est modélisé telle que une poutre simplement appuyée sur les fûts.

- Section transversale du chevêtre : **(1,8m x 1,5 m).**
- Réaction due au poids propre du tablier : **77.5 t.**

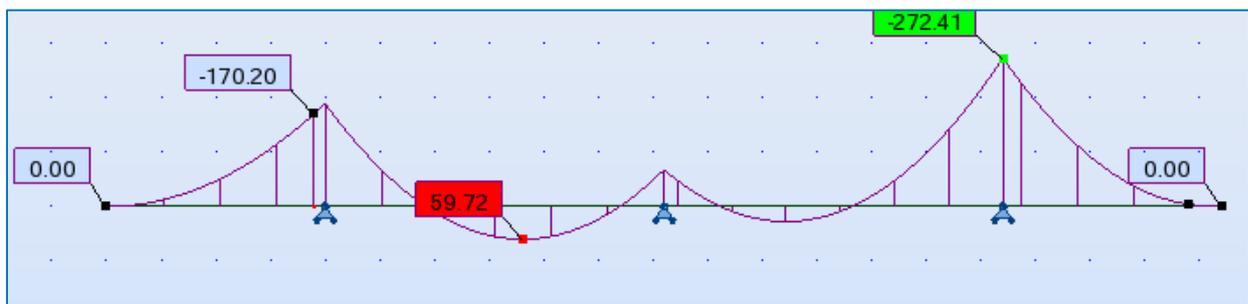


Figure 2 Diagramme du moment fléchissant

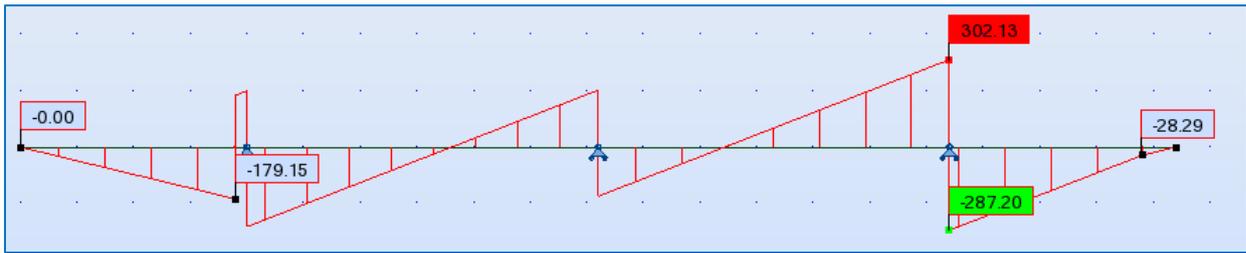


Figure 3 Diagramme du les efforts tranchants

Résultats :

$$ELU \ 1,35G + 1,6(A(l) + Sr) : \begin{cases} M_{max} = 59,72 \text{ t.m} \\ M_{min} = -272,41 \text{ t.m} \\ T_{max} = 302,13 \text{ t} \end{cases}$$

$$ELS \ G + 1,2(A(l) + Sr) : \begin{cases} M_{max} = 44,60 \text{ t.m} \\ M_{min} = -202,62 \text{ t.m} \\ T_{max} = 224,79 \text{ t} \end{cases}$$

• **Ferrailage :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91 à l'aide du logiciel *Robot Expert 2011*, les résultats obtenus sont (voir l'annexe):

Section d'armatures supérieures (sur appui): $A_s = 68,5 \text{ cm}^2$ soit : **9 HA32** ($A_s = 72,38 \text{ cm}^2$).

Section d'armatures inférieures (mi travée): $A_s = 31,0 \text{ cm}^2$ soit : **7 HA25** ($A_s = 34,36 \text{ cm}^2$).

➤ **Armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{3,02}{1,8 \times 1,5} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \inf [4\text{MPa}; 0.1fc28] = 3\text{MPa}$$

Pour fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau_u < \tau'_s \dots \dots C.V$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de **St** inférieur à **20 cm** d'après « **S.E.T.R.A** » :

$$\frac{At}{St} < \frac{(\tau_u - 0,3fc28 K)}{0.9fe} \gamma_s b_o \text{ avec } K = 1$$

$$At \geq 4,67 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{5 \text{ cadres HA12 } At = 5,65 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification à ELS :**

On fait la vérification à L'E.L.S : $M_{ser} = 44,60 \text{ t.m}$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}) = 215,55$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,3 < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 215,15 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification des contraintes à mi travée:**

$$\sigma_{bc} = 9,18 < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 247,79 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CNV}$$

Pour $A_s = 80,4 \text{ cm}^2$ soit **10 HA32**

$$\sigma_{bc} = 8,2 < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 184,7 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

b) Etude du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée**. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion. Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi = $\emptyset/6 = 0,25 \text{ m}$ telle que : $\emptyset = 1.50 \text{ m}$, $e = 55 \text{ cm}$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage de la surcharge A(L),

➤ **Calcul du moment de torsion :**

✓ **moment de torsion du au surcharge A(L) :**

$$M_{u1} = 1.35 [(RG + RA(L)) \times e - RG \times e]$$

$$M_{u1} = 1.35 \times RA(L) \times e = 1.35 \times 36,35 \times 0.55$$

$$M_{u1} = 26,99 \text{ t.m}$$

✓ **moment de torsion du au poids propre G :**

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à -d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$RG = 77,58/2 = 38.79 \text{ t/appui}$$

$$\text{Donc } M = 1.35 \times RG \times e = 1.35 \times 38.79 \times 0.55 = 28.80 \text{ t.m}$$

$$\text{On prend } M/2 \text{ donc } 28.80 / 2 = 14.4 \text{ t.m (S.E.T.R.A)}$$

$$\text{Donc } M_{u2} = 14.4 \text{ t.m}$$

✓ **moment de torsion du au force de freinage :**

On considère un moment de torsion M_{t3} du au l'effort de freinage.

$$F_t = (30/2) \times 1.5 = 22.5 \text{ t} \quad M_{t3} = 1.35 \times F_t \times h/2 = 1.35 \times 22.5 \times 1.5/2 = 22.78 \text{ t.m}$$

$$M_{tu \text{ max}} = (M_{u1}, M_{u2}, M_{u3})$$

$$M_{tu \text{ max}} = (26,99, 14,4, 22,78), \text{ Donc : } M_{tu \text{ max}} = 19,42 \text{ t.m}$$

c) Ferrailage de chevêtre à la torsion :

✓ Contraintes tangentielles :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur l_t limitée au diamètre du fut.

Hauteur de chevêtre :

$$l_t = b \text{ si } b \leq x + h.$$

$$l_t = x + h \text{ si } b > x + h.$$

$$x + h = 1,5 + 1,5 = 3\text{m} > b = 2 \text{ m} \quad l_t = 2 \text{ m}.$$

$$b_n = \varnothing / 6 = 1,2/6 = 0,25 \text{ m}.$$

$$\Omega = (2 - 2 \times 0,25) \times (1,5 - 2 \times 0,25) = 1,5 \text{ m}$$

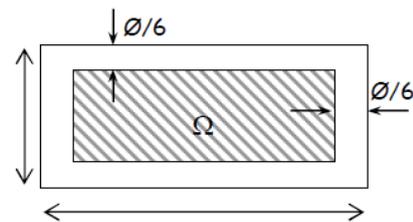


Figure 4 Section de torsion.

$$\text{La contrainte tangentielle : } \tau = \frac{M_{tu \text{ Max}}}{2\Omega b_n} = \mathbf{0,35 \text{ MPa.}}$$

on doit vérifier : $t_u + t_{bt} \leq t = 3 \text{ MPa}$

$$t_u = 1,119 + 0,35 = 1,469 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

t_u : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

t_{bt} : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

t : Contrainte de cisaillement limite.

a) Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{M_{tu \text{ Max}} U}{\frac{2\Omega f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,99 \times 6,4 \times 10^{-2}}{2 \times 1,5 \times 348} \geq \mathbf{16,54 \text{ cm}^2}$$

Avec U : périmètre extérieur = 6,4 m.

Donc : on prend **6HA20** pour $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

$$A_s = \frac{M_{tu \text{ Max}}}{2\Omega f_e / \gamma_s} = 2,58 \text{ cm}^2 = \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA)

$$\text{D'où : } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 7,23 + 2,58 = 9,81$$

espacement de 15 cm

8 cadre HA12 et 8 étriers HA8 , avec un

c) Pourcentage minimum des armatures transversales :

$$A_s \geq 0,4b_0 / f_e \quad A_t \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

1.4.2 Etude de Fut :**a) Vérification de flambement du fût :**

$$L_c = 0.7 \times 9,1 = 6,37 \text{ m.}$$

$$l = l_c / i. \text{ telle que : } i = D / 4 = 0.3$$

$$l = 6,37 / 0.3 = 21,23 < 35. \text{ Donc : pas de risque de flambement}$$

b) Evaluation des efforts :○ **Conditions normales :****1-Charges verticales :**

$$P_{futs} = 3 \frac{\pi D^2}{4} \times 9 \times 2,5 = 119,22 \text{ t}$$

$$\text{Tablier + chevêtre + 3 fûts} = 808,77 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : A(l) + ST} = 305,82 \text{ t.}$$

$$Q_v = 803,43 + 305,82 = 1114,59 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par fût : } Q_v = \mathbf{375,53 \text{ t.}}$$

2- Charges horizontales :Freinage :

$$\text{Freinage dû à Bc : } H_A = ((30/2) \times 1.2) / 3 = 6 \text{ t/fut}$$

Vent :

Le vent agit sur la face latérale du pont avec un transité de vent 0,20 t/m²

$$H_{\text{Vent}} = \text{Fut} + \text{chevêtre} : H_v = 0,20 (3 \times 1,5 \times 9 + 1.80 \times 1.5) / 3 = 2,88 \text{ t}$$

Variation linéaire :

Seul l'effort dû à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul.

$$H = \frac{\varepsilon \times a \times b}{T} = (8 \times 0.324 \times 25 \times 40) / 5 = 518 \text{ kg/appui, il y a 16 (8 \times 2) appuis}$$

$$\text{Donc } H = 518 \times 16 = 8295 \text{ kg} = 8,26 \text{ t, Soit par fut } \mathbf{H/3 = 2,77 \text{ t/fut}}$$

Moments à la base du fût :

$$\text{- Freinage : } M_{BC} = 6 \times (9 + 1,5) = 47,25 \text{ t.m.}$$

$$\text{- Le vent : } M_v = 2,88 \times (9 + 1,5) = 24,04 \text{ t.m.}$$

$$\text{- Variation linéaire : } 2,77 \times (9 + 1,5) = 29,08 \text{ t.m.}$$

$$M = 122,33 \text{ t.m}$$

○ **Conditions sismiques :**

L'intensité du séisme est :

$$= 0,1 G = 0,1 \times 375,53 = 37,15 \text{ t.}$$

$$= 0,07 G = 0,07 \times 375,53 = 26,01 \text{ t.}$$

$$M_{SH} = 0,1 (620,7 \times 11,7 + 68,85 \times 9,75 + 119,22 \times 4,5) / 3 = 282,33 \text{ t.m..}$$

Donc : $M_{MAX} = 282,33 + 122,33 \text{ t/m} = 404,66 \text{ t.m.}$

$N_{MAX} = 375,53 - 26 = 349,5 \text{ t.}$

c) Ferrailage:

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

$A_s = 129 \text{ cm}^2$. Soit : **27 HA25** pour $A_s = 132,54 \text{ cm}^2$. (Voir l'annexe)

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de **HA10** espacés de **20cm** en zones courantes et de **15 cm** en zones de jonction.

Condition de non fragilité :

$4A_s / \pi D^2 \geq 0,23f_{tj} / f_e$. (A_s : section des armateurs tendus)

$A_s = 121.75 \text{ cm}^2 \geq 3,05 \text{ cm}^2$ **Vérifie.**

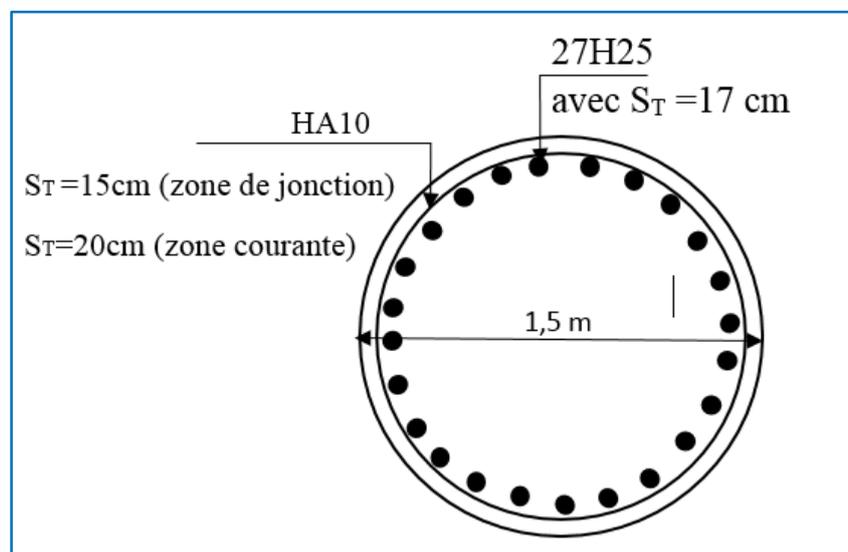


Figure 5 Ferrailage du fût

1.4.3 Etude de Voile :

La Voile sera considérée comme une console encastree dans la semelle de fondation.

a) Évaluation des charges et surcharges

1. Charges verticales $G=620,672 \text{ t}$

Surcharge d'exploitation : $BC = 121,32 \text{ t}$

$A(L)=290,79 \text{ t}$

$Mc120 = 107,752 \text{ t}$

Surcharge du trottoir : $Pt= 15,03 \text{ t}$

2. Charges horizontales

Freinage dû au system A(L) : H = 6,86 t

Freinage dû au system BC : H 12t BC = 6 t

Variation linéaire : 6 ,65 t

a) Évaluation des surcharges sismiques

Hs = 0,33t

Vs = 0 ,07Ru Pile = 43,45 t

Charges et surcharges

Effort	Fv(t)	Fh(t)	M(t.m)
G	620,672	6.65	69.825
A(l)	209,39	6,86	72.03
Bc	121 ,32	6	63
ST	15,03	/	/
séisme	43,45	0,33	6.6

Tableau 2 charges et surcharges engendrées à la tête de la pile

Effort	Fv (t)	FH (t)	M (t.m)
1,35(G)+1,6(A(L)+ST)	1927.64	19.93	209.51
1,35(G)+1,6(BC+ST)	1656.47	18.57	195.06
G +S+A(L)+ST	888.542	13.84	148.455
G +S+BC+ST	1009.35	12.98	139.425
G +1,2(A(L)+ST)	1432.41	14.63	156.261
G +1,2(BC+ST)	1241.05	13.85	145.425

Tableau 3: combinaisons des cas de charges à la tête de la pile

➤ Ferrailage à la flexion composée :

○ Sollicitation de calcul :

$$ELU : \begin{cases} Mu = 209,51 \text{ t} \\ Nu = 1927,64 \text{ t} \end{cases}$$

$$e1 = \frac{M}{N} = 0,108$$

$$lf=0,7 \times lo = 0,7 \times 9,5 \text{ m} = 6,65 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{lf}{h} = \frac{6.65}{1,5} = 4,43 < \max\left(15, \frac{20 \times e1}{h}\right) \Rightarrow 4,43 < 15$$

Donc :

On va calculer avec la méthode forfaitaire qui consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l' excentricité totale : e = e1+ea+e2

Calcul de l'excentricité :

$$e1 = \frac{M}{N} = 0,108$$

Calcul de ea :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{500}\right) = \max(2\text{cm}; 3,8\text{cm}) \Rightarrow 3,8\text{cm}$$

$$e_a = 0,0038 \text{ m et } L = 950 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + Mq} = 0,325$$

$$e_2 = 3 \times \frac{L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) = 3 \times \frac{6,65^2}{10^4 \times 1,5} \times (2 + 0,325 \times 2) = 0,0234 \text{ m}$$

Ou :

- L_f : longueur de flambement.

- h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- α : Moment de premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanente divisé par le moment total du 1^{er} ordre (avant application des coefficients de pondération) .

- $\varphi = 2$, rapport de la déformation finale due au fluage, sur la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,135$$

$$Mu = N \times e$$

Donc

$$ELU : \begin{cases} Mu = 260,23 \text{ t} \\ Nu = 1927,64 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage du voile à l'état limite ultime :**

$A_s = 0,00\text{cm}^2$ (section entièrement comprimée).

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_s \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$d=0,9h=0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ et } b=8,7 \text{ m}$$

Donc $A_s = 162,08 \text{ cm}^2$. On prend : **21HA32** pour $A_s = 168,80 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferraillage transversal:**

La section d' armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale du béton.

$$A_{SH} = 0,05\% \times h_p \times E$$

$$A_{SH} = 0,05\% \times 950 \times 150$$

$$A_{SH} = 71,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \times 12\text{HA}20 = 75,4 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 30 \text{ cm}$

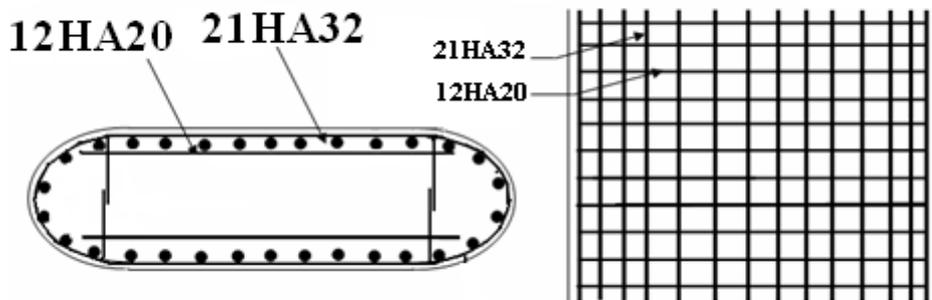


Figure 6 Ferrailage de voile

1.44 semelle sous pile

On a une semelle rectangulaire sous voile, sollicitée par un effort normal N et un moment M , tous les deux centrés.

➤ Étude de la semelle (suivant la largeur) :

Longueur : $L = 9,5$ m

Largeur : $B = 6,00$ m

Épaisseur : $E = 1,5$ m

Charges verticales :

Chevêtre $G_{\text{chevêtre}} = 68,85$ t

Tablier $G_{\text{tablier}} = 620,672$ t

Voile $G_{\text{voile}} = 293,625$ t

Fut $G_{\text{fut}} = 119,28$ t

Total $G_{\text{total}} = 1102,427$ t

Poids de la semelle = 213,75 t

Poids des terres = 153,25 t

Poids de l'eau sur la semelle : $47,42 \times 4 \times 1 = 189,68$ t

➤ Calcul des sollicitations dans la semelle

Due au freinage $M = 15 \times 9,5 = 126,726$ t.m

Le vent $M = 119,828$ t.m

• Conditions normales

$N = 1659,107$ t

$M = 126,72$ t.m

• Condition sismique

$G (1 \pm 0,07)$ avec $G = 1469,427$ t

$N_{\text{max}} = 1572,286$ t

$N_{\text{min}} = 1366,567$ t

Séisme : $M = 1415.057t.m$

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx Y}{\sum Y^2} \pm \frac{MyX}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

$$N1 = \frac{1659,107}{6} + \frac{126,72 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 288.251 t$$

$$N2 = \frac{1659.107}{6} - \frac{126.72 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 264.784 t$$

Condition sismique :

$$N1 = \frac{1572.286}{6} + \frac{1415.057 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 393.071 t$$

$$N2 = \frac{1572.286}{6} - \frac{1415.057 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 131,023 t$$

➤ **Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :**

a. Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,45 \Rightarrow \alpha = 45 < 45^\circ \dots \dots CV$$

$$b = 1,5 \text{ et } c = 3,6 ; h = 1,45$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,45m \geq 1,425 m \dots \dots C. v$$

Condition normale :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700t/m^2$$

$$A = \frac{N1}{\sigma} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{288.251}{26700} \frac{1,425}{1,45} = 106,09cm^2$$

$$A_{inf} = 106.09 \text{ cm}^2$$

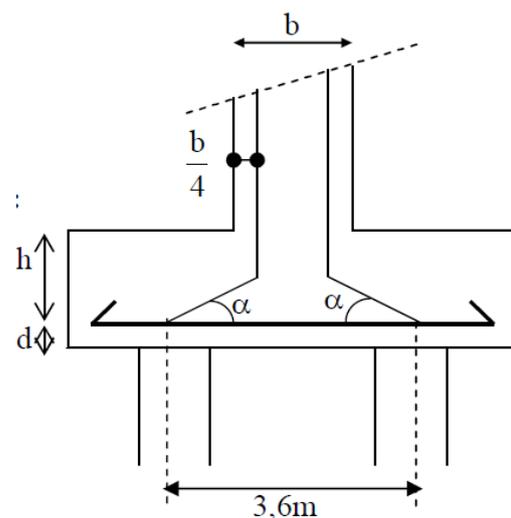


Figure 7 dimension de la semelle.

Condition sismique :

$$\sigma_a = \sigma_e = 40000t/m^2$$

$$A = \frac{N1}{\sigma} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{393.071}{40000} \frac{1,425}{1,45} = 96.57 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 106.09 \text{ cm}^2$

On prend: **14HA32** $A_{inf} = 112,59 \text{ cm}^2$

n : Nombre de barre = 14barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m

L'espacement est de $St = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{(1,2 + 1,4)}{13} = 20 \text{ cm}$ on prend $St = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,4 + 1,2 = \mathbf{2,6 \text{ m}}$.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{106.09}{3} = 35.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{8HA25} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

b-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{106.09}{3} = 35.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{8HA25} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

C-Armatures de construction :**1. Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{1}{10} A = \frac{106,09}{10} = 10,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA12} = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{(1,2 + 1,4)}{9} = 28,88 = 30 \text{ cm}$$

2. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{106.09}{3} = 35.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{8HA25} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

$$St = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{(1,2 + 1,4)}{7} = 37,14 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

3. Armatures latérales :

$$A_l = \frac{1}{10} A = \frac{106,09}{10} = 10,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA12} = \mathbf{11,30 \text{ cm}^2}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1m**

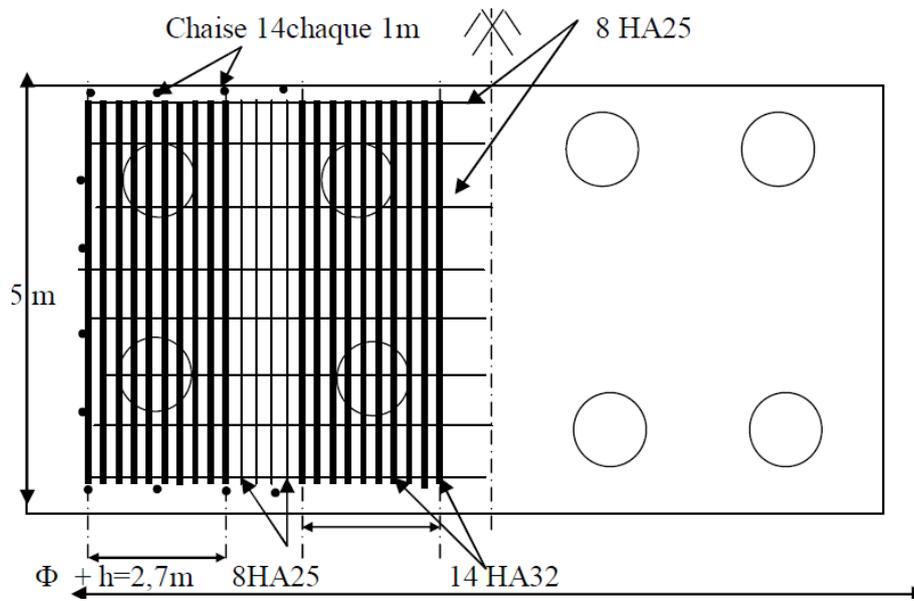


Figure 8 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

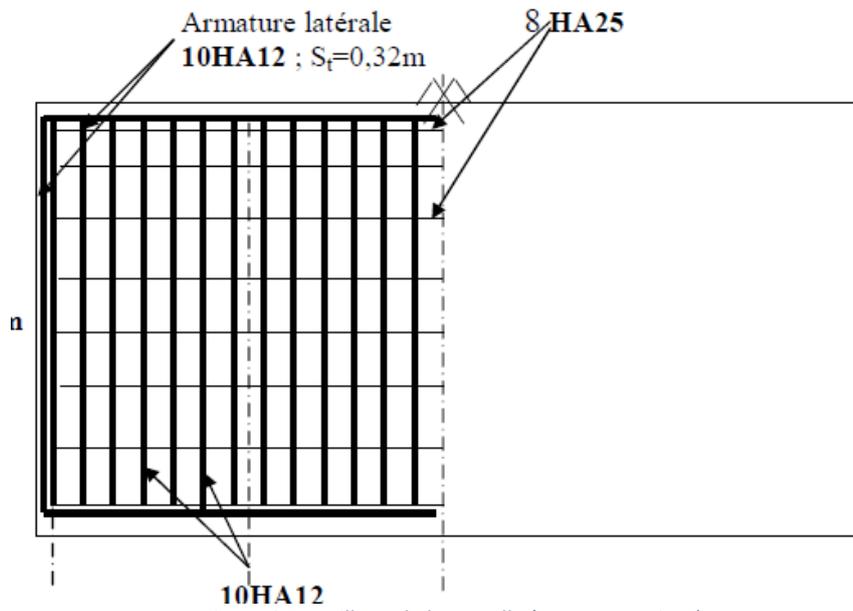


Figure 9 Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

1.4. 5 Les pieux :

▪ Action sur les pieux :

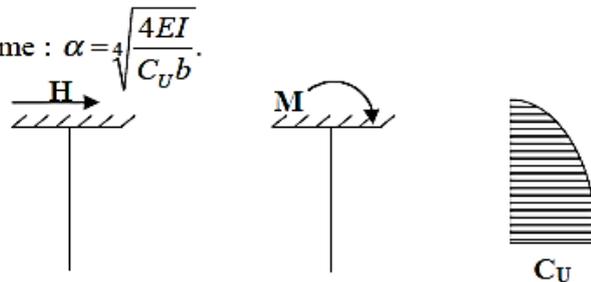
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.
C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$.



α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de **λ** :
b = $\phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.
C_U = $5,6 \text{ kg/cm}^2$.

Figure .14.Actions sur les pieux

E : module d'élasticité du béton = $21000 \sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.263 \text{ m}^{-1}$$

D'où : $\lambda L = 0.277 \times 20 = 5.27$ avec $L = 20 \text{ m}$

Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

Freinage = $12,47 \text{ t}$
 Variation linéaire : $6,65 \text{ t}$
H = $12,47 + 6,65 = 19,5 \text{ t}$. D'où : $P = H/6$
 $P = 3,25 \text{ t/pieu}$

➤ **Condition sismique :**

Séisme = 43.45 t
 Variation linéaire : $6,65 \text{ t}$
H = 50.1 t . D'où : $P = H/6 = 8.35 \text{ t/pieu}$.

• **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

M : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 6 \quad \chi_{\theta P} = 1,65 \quad \chi_{\theta M} = 1,45$$

$$\lambda L = 4 \quad \chi_{\theta P} = 1,26 \quad \chi_{\theta M} = 1,54$$

$$\lambda L = 5,54 \quad \chi_{\theta P} = 1,38 \quad \chi_{\theta M} = 1,609$$

Condition normale : $P = 3,25 \text{ t / pieu} \Rightarrow M = -10,06 \text{ m}$.

Condition sismique : $P = 8,35 \text{ t / pieu} \Rightarrow M = -25,85 \text{ t.m}$.

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ **en fonction de Z** : (Abaques de WARNER).

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M	-5.3	-1.46	1.2	2.14	2.31	1.92	1.23	0.36
P	-18,67	-5.15	4.24	7.55	8.15	6.79	4.36	1.29

Détermination des moments tout le long du pieu : $M(z) = \chi_{\theta M} M + \frac{P}{\lambda} \chi_{\theta P}$

➤ **Condition normale** $M(z) = -10,06 \chi_{\theta M} + \frac{3,66}{0,277} \chi_{\theta P}$

➤ **Condition sismique** $M(z) = -25,85 \chi_{\theta M} + \frac{11,45}{0,277} \chi_{\theta P}$

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : **$M_{\max} = - 25,85 \text{ t.m}$** .

▪ **Ferraillage des pieux :**

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 :

$N_{\min} = 131,023 \text{ t}$

$M_{\max} = 25,85 \text{ t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,006 \\ \frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = 0,036 \end{array} \right\} \Rightarrow w = 0,18$$

$w = \frac{Fa \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,24 \Rightarrow Fa = 132,76 \text{ cm}^2$ On prend **17HA32** pour **$A_s = 136,72 \text{ cm}^2$**

$$S_t = \frac{2\pi R}{17} = 22,17 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On prendra des cercles fermé avec de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = 12,24 < 18 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 185,64 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

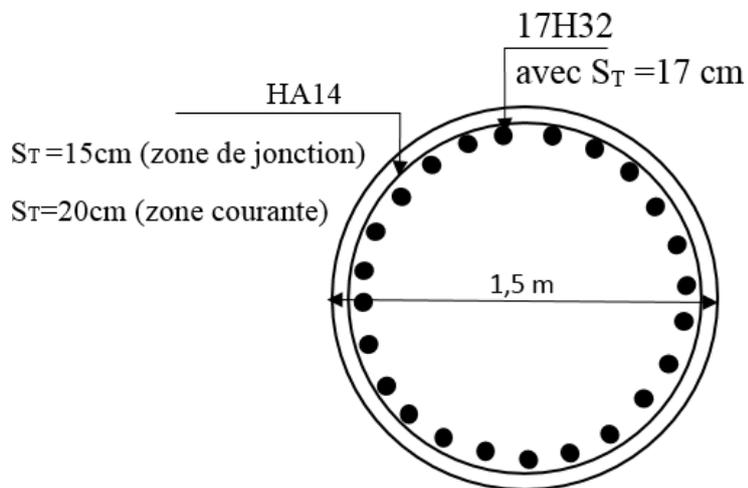


Figure 10 Ferrailage des pieux

XI.2. ETUDE DE CULEE

2.1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

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

2.2. Pré dimensionnement du cule :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{culée} = 14,60 \text{ m}$

a) Mur garde grève :

$H = 1,90 \text{ m}$, $E = 0,30 \text{ m}$

b) Dalle de transition :

$L = 5,00 \text{ m}$, $E = 0,30 \text{ m}$

c) Semelle :

$L = 15,72 \text{ m}$, $E = 1,60 \text{ m}$, Largeur = 6 m

d) Mur en retour :

$L = 8,6 \text{ m}$, $E = 0,60 \text{ m}$

e) Mur frontal :

$L = 14,672 \text{ m}$, $E = 1,2 \text{ m}$, $H = 6,5 \text{ m}$

f) corbeau :

$L = 13,672 \text{ m}$, $E = 0,55 \text{ m}$, $H_1 = 1,90 \text{ m}$, $H_2 = 0,55 \text{ m}$

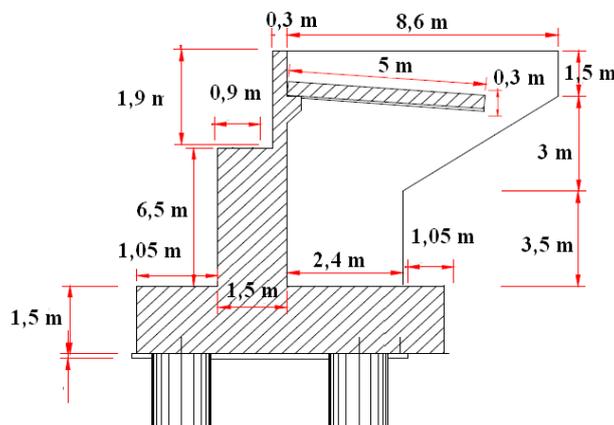


Figure 11 Coupe longitudinale

2.2. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

2.2.1 Détermination du coefficient de poussée λ_{ah} :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

avec :

- $\theta = 35^\circ$: Angle de frottement interne
- $\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée
- $\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement
- $\beta = 0$: Angle de talus

$$K = \sqrt{\varepsilon_H + (1 \pm \varepsilon_V)}$$

Avec :

$\varepsilon_H = 0,2$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0,1$ Coefficient sismique verticale

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

	ε_H	ε_V	K	θ	λ_{ah}
Action de séisme	0	0	1	0	0.271
Condition normale	0,2	0,1	1,068	10,305	0.402
Condition séismique	0,2	-0,1	0,969	18,589	0.391

Tableau 4 Coefficient de poussées

2.2.2 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Désignation	ε_H	P	$\varepsilon_H \cdot P$	E_V	$(1 + e_V) \cdot P$	Z_V	Z_h	MR	MS
Poids de Tablier	0	620.672	0	0	620.672	6.7	1.7	0	1055.14
	0.2		124.13	0.1	682.74			831.67	1160.66
	0.2		124.13	-0.1	558.6			831.67	949.62
Mur garde grève	0	14.53	0	0	14.53	8.95	2.55	0	37.05
	0.2		2.91	0.1	15.98			26.04	40.75
	0.2		2.91	-0.1	13.08			26.04	33.35
Mur de front	0	248.625	0	0	248.625	4.75	1.95	0	484.82
	0.2		49.73	0.1	273.48			236.22	533.29

		0.2		49.73	-0.1	223.76			236.22	436.33
Mur en retour		0		0	0	45.58			0	260.72
		0.2	45.58	9.12	0.1	48.31	6.95	5.72	63.38	276.33
		0.2		9.12	-0.1	42.85			63.38	245.10
Semelle		0		0	0	247.5			0	742.5
		0.2	247.5	49.5	0.1	272.25	0.75	3	37.13	816.75
		0,2		49.5	-0,1	222.75			37.13	668.25
Poids de la dalle de transition		0		0	0	36			0	187.2
		0.2	36	7.2	0.1	39.6	9.35	5.2	67.32	205.92
		0.2		7.2	-0.1	32.4			67.32	168.48
Corbeau		0		0	0	28.56			0	57.12
		0.2	28.56	5.71	0.1	31.42	6.27	2	35.83	62.84
		0.2		5.71	-0.1	25.7	5		35.83	51.4
POIDS DES TERRES SUR DT		0		0	0	43.2			0	241.92
		0.2	43.2	8.64	0.1	47.52	9.35	5.6	80.78	266.11
		0.2		8.64	-0.1	38.88			80.78	217.73
Poids des Terre sur semelle		0		0	0	306.5			0	1011.45
		0.2	306.50	61.3	0.1	337.15	5.1	3.3	312.63	1112.59
		0.2		61.3	-0.1	275.85			312.63	910.31
Surcharges sur remblai		0		0	0	57.6			0	354.24
		0.2	57.6	11.52	0.1	63.36	10.2	6.5	117.5	411.84
		0.2		11.52	-0.1	51.84			117.5	336.96
poussée des terres	MMG + MF	0.27 1	175.53	175.53	0				754.78	
		0.40 2	260.39	260.39	0.1		4.3		1119.68	
		0.39 1	253.27	253.27	-0.1				1089.06	
poussée des terres	Semelle	0.27 1	175.53	175.53	0				3.02	
		0.40 2	260.39	260.39	0.1		0.5		4.475	
		0.39 1	253.27	253.27	-0.1				4.355	
Poussée due aux surcharges	MMG + MF	0.27 1	26.22	26.22	0		5.7		149.45	
		0.402	38.89	33.48	0.1				221.67	
		0.391	37.83	29.71	-0.1				215.63	
	Semelle	0.271	4.68	4.68	0		0.75		3.51	
0.402		6.94	5.98	0.1				5.21		

<i>Poussée due aux surcharge</i>		0.391	6.75	5.3	-0.1				5.06	
<i>Totale</i>				542.23		1648.77			910.76	4432.16
				638.56		1811.81			3159.535	4887.08
				626.75		1485.71			3122.605	4017.53

Tableau 5 charge permanente / poussée de terre / surcharge sur remblai / Coefficient de poussées

2.2.3 Vérification de la culée :

a) Vérification au glissement :

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5 donc on doit vérifier que : $1,5 \mu \frac{\sum(1+\varepsilon v)P}{\sum \varepsilon h P} > 1,5$

· **C.S :** en condition sismique le C.S.G égale à 1.

Donc on vérifie que: 1

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous : $\mu \frac{\sum(1+\varepsilon v)P}{\sum \varepsilon h P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

<i>Condition</i>	$\sum \varepsilon h P$	$\sum (1 + \varepsilon v)P$	μ	<i>R</i>	<i>CSG</i>	<i>Vérification</i>
<i>CN</i>	542.23	1648.77	0.55	1.67	1,5	Vérifie
<i>H+V+</i>	638.56	1811.81	0.55	1.56	1	Vérifie
<i>H+V-</i>	626.75	1485.71	0.55	1.3	1	Vérifie

Tableau 6 Valeurs de vérification au glissement

b) Vérification au renversement :

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5.

donc on doit vérifier que : $\frac{\sum Ms}{\sum Mr} > 1,5$

C.S : en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on vérifie que : $\frac{\sum Ms}{\sum Mr} > 1,5$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

<i>Condition</i>	<i>Mr</i>	<i>Ms</i>	<i>R</i>	<i>GSR</i>	<i>Vérification</i>
<i>CN</i>	910,76	4432,16	4,87	1,5	Vérifie
<i>H+V+</i>	3159,35	4887,08	1,55	1	Vérifie
<i>H+V-</i>	3122	4017,53	1,29	1	Vérifie

Tableau 7 Valeurs de vérification au renversement

2. 3. Etude et ferrailage de la culée :

2.3.1 Mur garde grève :

a) Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

- **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = \frac{1}{3} P_t \times h = \frac{1}{6} K_a \times \gamma \times h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 0,271$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.80 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où **$M_t = 0,56 \text{ t.m/ml}$**

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière 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.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{avec } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et 1,2 à ELS. .

$Bc = 1.1$: coefficient de pondération du système Bc.

$d = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$Ka = 0.271$.

$h = 1,8m$.

$KELS = 0,48$.

$KELU = 0,64$.

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [-x + 2.1 \ln(0,25x)]_0^h$$

ELU : $M_p = 3,279$ t.m/ml

ELS : $M_p = 0,456$ t.m/ml

• **Moment du à la Force de freinage :**

On concéder un essieu lourde on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière .Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante : $L_f = 0,25 + 2h = 4,05$ m

$$M_f = \frac{6h}{0,25 + 2h} \gamma \times 2,8$$

$$M_f = \begin{cases} 4,504 \text{ t.m ELU} \\ 3,378 \text{ t.m ELS} \end{cases}$$

Donc

$M_{ult} = 1,35 M_P + 1,6(M_t + M_f) = 13,21$ t.m /ml

$M_{ser} = M_P + 1,2(M_t + M_f) = 7,56$ t.m

b) Ferrailage :

1) **Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

Moment maximal: $M_{ELU} = 13,21$ t.m

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 13,21 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (0,3 \times 1) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\}$$

$$\mu_u = \frac{13,21}{1 * 0,27^2 * 17} = 0,106$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.14$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,255$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{13,21}{0,255 * 348} = 14,88 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 8 HA16 avec $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Pour l'armateur de construction on prend (pas d'acier comprimé).

$$A's = \frac{A_s}{3} = 5,36 \text{ cm}^2 \implies 5HA 12$$

$$= 5,68 \text{ cm}^2$$

Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S : $M_{ser} = 7,56 \text{ t.m}$

$$\sigma_{bc} = 12,908 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 209, \text{MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

2) Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ avec } A_s = 3.72$$

$$3.72 < 16,08 \text{ cm}^2 \text{ donc } \dots \dots \dots \text{C.V}$$

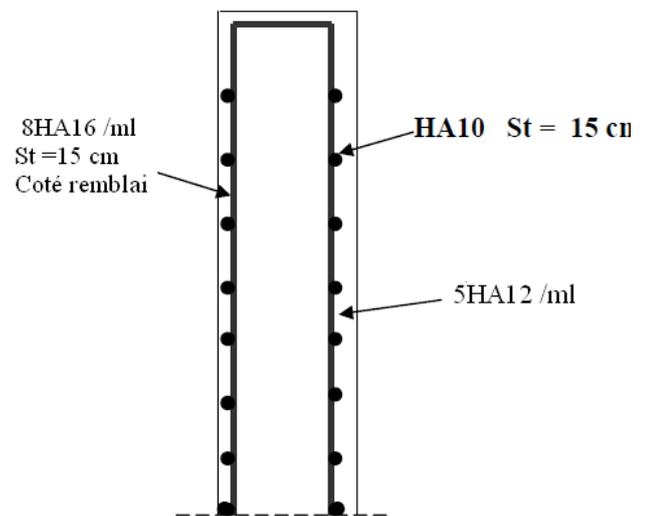
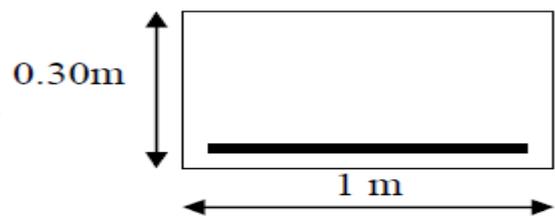


Figure 12 schéma ferrailage de Mur garde grève

2.3.2 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

a)Évaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.

- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0,5 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2$.

- Poids propre du revêtement : $g_3 = 0.176 \text{ t/m}^2$.

- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$

On utilise la combinaison d'action à L'E.LU sachant que $P = 1, 35G + 1, 6 Q$

D'où

$$Mu = \frac{PL^2}{8} = \frac{4.39 \times 5^2}{8} = 13.72 \text{ t.m/ml}$$

ELU : $M = 13,69 \text{ t.m}$, $T = 10,95 \text{ t}$

ELS : $M = 10,2 \text{ t.m}$, $T = 8,16 \text{ t}$

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel Robot Expert 2011

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 13,96 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (} 0,3 \times 1 \text{) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\} As = 15,5 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16** pour $As = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour l'armateur de construction on prend.

$$A's = \frac{As}{3} = 5,36 \text{ cm}^2 \implies 7HA 10 = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S : $M_{ser} = 7,56 \text{ t.m}$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right) = 215,55$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,8 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 199,6 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ avec } As = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$3.72 < 15,2 \text{ cm}^2 \text{ donc } \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 37,8 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{10,95 * 10^{-3}}{1 * 0.27}$$

$$\tau_u = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \inf [4MPa; 0.1fc28] = 3MPa$$

$$\tau_u < \tau'_s \Rightarrow 0,4 < 3 MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{At}{\tau_u St} \leq \frac{\tau_u b}{0,8fe} = \frac{0,4 \times 1}{0,8 \times 400} = 0,12m$$

$$St \leq \min(0,9d; 40cm) = 24,3 cm \text{ soit } St = 20 cm$$

$$At \geq 20 \times 0,12 = 2,4 cm^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{At}{St} \leq \frac{0,4 b}{fe} = \frac{0,4 \times 100}{400} = 0,1cm \text{ avec } St = 20 cm \text{ et } At > 4,2 cm^2$$

Soit 2 cadres de HA12/ml pour $A_s = 4,52 cm^2$.

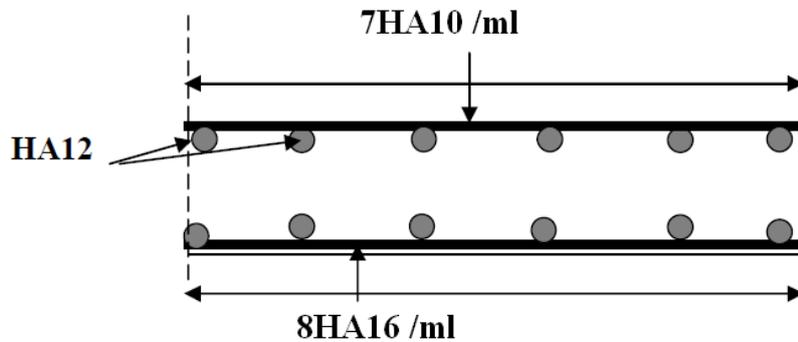


Figure 13 Ferrailage de la dalle de transition

2.3.3 Corbeau :

a) Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,87 t/ml$.
- Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,5 \times 5 \times 1,8 / 2 = 2,25 t/ml$.
- Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 t/ml$.
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 1,9 \times 2,5 / 2 = 2,37 t/ml$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 t/ml$.

$$\text{Réactions : } R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 14.15 t/ml.$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 11.43t/ml.$$

$$\text{Moments : } M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,25 = 3.53 t/ml.$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,25 = 2.85 t/ml.$$

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **Robot Expert 2011**

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 3,53 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (1,9} \times \text{1) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\} A_s = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **2HA8** pour $A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ avec } A_s = 21,4 \text{ cm}^2$$

$1,57 < 21,4 \text{ cm}^2$ donc C.N.V

Donc $A_s = 21,04 \text{ cm}^2$. On prend : **9 HA20** pour $A_s = 22,27 \text{ cm}^2$.

Pour l'armateur de construction on prend.

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 9,42 \text{ cm}^2 \implies 7HA 14 = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après les documents (**SETRA**), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m**.

2.3.4. Mur frontal :**a) Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	N (t)	H (t)	εH . N (t)	$(1+\varepsilon v)$. H (t)	Z v (m)	Z h (m)	MN (t.m)	MH (t.m)	MN	MH
PPT	620.67 2	//	124.1 3	682.74	8.5	0	//	0	1055.1 05	0
MGG	14.53	//	2.906	15.983	7.45	1.35	//	19.62	21.65	21.57
Mur frontal	248.63	//	49.72 6	273.49 3	3.25	0.75	//	0	161.60 9	0
Mur en retour	45.58	//	9.116	50.138	5.45	3.02	//	137.65 2	49.682	151.418
Poids (ddt)	36	//	7.2	39.6	7.75	4	//	144	55.8	158.4
Corbeau	28.56	//	5.712	31.416	5.15	1.5	//	42.84	29.417	47.124
Poids des terres (ddt)	43.2	//	8.64	47.52	8.15	4	//	172.8	70.416	190.08
P. terre sur MGG+MF	//	175.35	//	192.88 5	2.8	//	490.98	//	540.07 8	//
P. surcharges	//	57.6	//	63.36	7.55	//	434.88	//	478.36 8	//
Freinage	//	22.74	//	/	8.4	//	191.016	//	//	//
Totale	1037.1 7	250.95	207.4 3	1397.1 3	//	/	1116.876	516.91	2462.1 2	568.592

Tableau 8 Ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontale

➤ **Effort à la base de la voile :**

	Les conditions normales			Les conditions séismiques		
	M (t. m/m)	N (t/m)	H (t/m)	M (t. m/m)	N (t/m)	H (t/m)
	599.964	1037.17	250.95	1893.533	1397.135	207.135
ELS	60.6	104.76	25.35	191.266	141.125	20.923
ELU	81.81	141.426	34.22	258.209	190.519	28.246

b) Ferrailage :

➤ **Verticalement :**

$$M_u = 81,81 + (141,42 \times 0,75) = 187,879 \text{ t.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 3,53 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (1,5} \times \text{1) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = f_e400 \end{array} \right\}$$

La section est soumise à la flexion composée

$$A = (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bu} \text{ avec } c' = 3 \text{ cm}$$

$$A = (0.337 \times 1.2 - 0.81 \times 0.03) \times 1 \times 1.5 \times 17 = 1227.06 \text{ t.m}$$

$$B = Nu \times (d - c') - Mu = 15.77 \text{ t}$$

$$C = (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bu} = 1836.7 \text{ tm/ml}$$

$B \leq A$ Section partiellement comprimé

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.87979}{1 \times 1.47^2 \times 17} = 0.0511$$

$$\alpha = 0.0655$$

$$Z = 1.47 \times (1 - 0.4\alpha) = 1.431$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{Fe}{\sigma_s}} - \frac{Nu}{\frac{Fe}{\sigma_s}} = \frac{1.88}{1.43 \times 348} - \frac{1.414}{348} < 0$$

$A's=0$ pas d'armature compriméCondition non vérifié.

$$As = \frac{f_{c28}}{Fe} \times B \times 0.23 = 15.31 \text{ cm}^2$$

soit 5HA20 avec 15.71 cm²

Vérification à L'ELS :

$$As'=0 \text{ et } As = 15.71 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 60.6 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 1.867 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

$$\sigma_{bc} = 28.005 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

Armature de Construction :

$$A's = \frac{As}{3} = 5.23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5HA 12 = 5.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{0.34}{1.35} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa}; 0.1 f_{c28}] = 3 \text{ MPa}$$

Pour fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau_u < \tau'_s \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{At}{St} < \frac{Vu}{0.8 fe} = \frac{0.25}{0.8 \times 400} = 0.078 \text{ cm}$$

$$St \leq \min [0.9b; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm soit } St = 30 \text{ cm}$$

$$At \geq 30 \times 0,078 = 2.34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{At}{St} < \frac{0.4b}{fe} = 0.4 \times \frac{100}{400} = 0.1 \text{ cm avec } St = 30 \text{ cm et } At > 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit cadre HA12 pour $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

$$M_{ELU} = 258,209 + 190,519 \times 0,75 = 401,098 \text{ t.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 401,098 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (1,5} \times \text{1) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\}$$

La section est soumise à la flexion composée

$$A = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.03) \times 1 \times 1.2 \times 17 = 1280.18 \text{ t.m/ml}$$

$$B = Nu \times (d - c') - Mu = 10,423t$$

$$C = (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bu} = 2394,36 \text{ tm/ml}$$

$B \leq A$ Section partiellement comprimé

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.01}{1 \times 1.46^2 \times 22,17} = 0.0848$$

$$\alpha = 0.111$$

$$Z = 1.405$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{Fe}{\sigma_s}} - \frac{Nu}{\frac{Fe}{\sigma_s}} = \frac{2.582}{1.405 \times 400} - \frac{1.905}{400} < 0$$

$A's = 0$ pas d'armature compriméCondition non vérifié.

$$A_s = \frac{f_{c28}}{Fe} \times B \times 0.23 = 15.31 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5HA20 \text{ avec } 15.71 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 60.6 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2.051 \text{ MPa} < 16,66 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 30,051 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

D'où :soit $A_s=5HA20=15.71\text{cm}^2$ avec $e=b/5$; $e=20\text{cm}$

$A / 3 = 5.23 \text{ cm}^2$ soit $5HA12=5.65\text{cm}^2/\text{ml}$

$A / 4 =3.927\text{cm}^2$ soit $5HA10=3.93\text{cm}^2/\text{ml}$

$A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **5HA20/ml**

Armature de Construction :

$$A's = \frac{A_s}{3} = 5,23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5HA 12 = 5.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

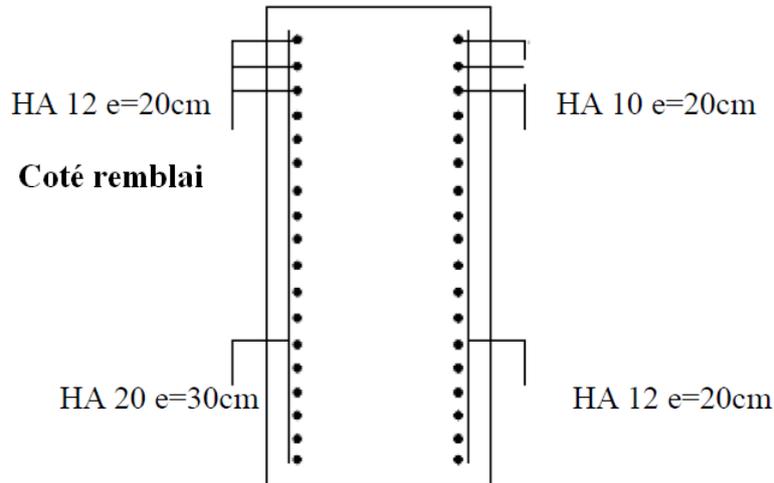


Figure 14 Ferrailage du mur de front.

2.3.5. Mur en retour :

➤ Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

➤ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $Pt = [0,271 \times 1,8 \times (8,4)^2 \times 1] = 17,21 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $Psr = 1,2 \times 8,4 \times 0,271 \times 1 = 2,73 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $Psc = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

▪ **Les moments :**

- Poussée des terres : $Mt = 17,21 \times 1/3(8,4) = 48,19 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $Msr = 2,73 \times 2,18 = 7,644 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 2,4 \times 8,4 = 20,16 \text{ t.m}$.

▪ **Les combinaisons :**

ELU : $MELU = 1.35 Mt + 1.6 (Msr + Msc) = 109,54 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $MELS = Mt + 1.2 (Msr + Msc) = 81,55 \text{ t.m/ml}$.

➤ **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur : $PG = 1 \times 0,6 \times 8,4 \times 2,5 = 12,6 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $Psc = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $Psu = 0,3 \text{ t/ml}$.

▪ **Les moments :**

- Poids propre du mur : $MG = 12,6 \times (2,09) = 26,33 \text{ t.m/ml}$.
- Poids propre de la superstructure: $Msu = 0,3 \times 0,6 = 0,15 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 4,8 \times 8,4 = 38,88 \text{ t.m}$.

▪ **Les combinaisons :**

ELU : $MELU = 1.35 (MG + Msu) + 1.6 Msc = 97,96 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $MELS = (MG + Msu) + 1.2 Msc = 73,136 \text{ t.m/ml}$.

➤ **Ferraillage horizontal:**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **Robot Expert 2011**

$M_{ELU} = 109,54 \text{ t.m/ml}$. $M_{ELS} = 81,58 \text{ t.m/ml}$.

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = \frac{109,54}{8,4} = 13,04 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension} (0,3 \times 1) \text{ m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\} As = 14,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

As = 14,4 cm²/ml. Soit : **8 HA16/ml** pour As = 16,08 cm²/ml.

A's = As / 3 = 5,36 cm²/ml. Soit : **5 HA12/ml** pour A's = 5,65 cm²/ml.

Vérification :

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}}) = 215,55$

$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 8,95 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 198,62 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Ferraillage vertical:**

$$A_s = 16,08 / 4 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6 \text{ HA10/ml}} \text{ pour } A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage de suspension :

$$\text{MELU} = 97,96 \text{ t.m /ml. MELS} = 73,136 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Mu} = 97,96/4 = 24,49 \text{ t.m}$$

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **Robot Expert 2011**

$$\left. \begin{array}{l} M_{ELU} = 24,49 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (} 0,3 \times 1 \text{) m} \\ \text{béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} = fe400 \end{array} \right\} A_s = 24,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 24,49 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{13 \text{ HA16/ml}} \text{ pour } A_s = 26,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A's = A_s / 3 = 8.71 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{8 \text{ HA12}} \text{ pour } A's = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

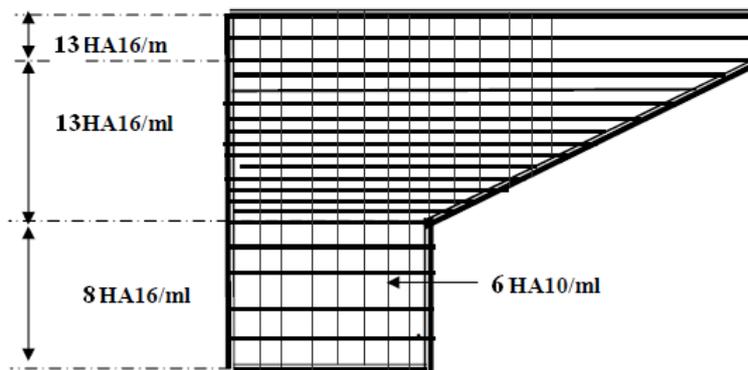


Figure 15 Ferraillage du mur en retour

2.3.6 La semelle :

➤ **Evaluation des efforts agissants sur la semelle :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

	condition	$\varepsilon H.P$	$(1+ev).P$	Mr	Ms
Totale	CN	542.23	1648.77	910.76	4432.16
	H+V ⁺	638.38	1811.81	3159.535	4017.53
	H+V ⁻	626.73	1485.71	3122.606	4017.53

Tableau 9 les efforts agissant sur la semelle

Conditions normales :

$$N_{\max} = 1648.77 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 4432.16 - 910.76 = 3521.4 \text{ t.m.}$$

Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 1764.18 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 1727.545 \text{ t.m.}$$

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

$$N_1 = \frac{1648,7}{6} + \frac{3521,4 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 455,936$$

$$N_2 = \frac{1648,7}{6} - \frac{3521,4 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = -55,26$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1764,18}{6} + \frac{1727,545 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 453,98$$

$$N_1 = \frac{1764,18}{6} - \frac{1727,545 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} = 134,07$$

➤ **Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :****a. Armatures transversales inférieures :**

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,017 \Rightarrow \alpha = 45 < 45^\circ \dots \dots CV$$

$$b = 1,5 \text{ et } c = 3,6 ; h' = 1,45$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,45m \geq 1,425 m \dots \dots C. v$$

Condition normale :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{N1}{\sigma} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{455,98}{40000} \frac{1,425}{1,45} = 167,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 167,81 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\sigma_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{N1}{\sigma} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{453,98}{40000} \frac{1,425}{1,45} = 111,54 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 167,81 \text{ cm}^2$

On prend: **21HA32** $A_{\text{inf}} = 168,89 \text{ cm}^2$

n : Nombre de barre = 21 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m

L'espacement est de $St = \frac{\emptyset + H - d}{n-1} = \frac{(1,2 + 1,45)}{20} = 13,25 \text{ cm}$ on prend $St = 20 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{167,81}{3} = 55,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12HA25 = 58,94 \text{ cm}^2.$$

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.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{167,81}{3} = 55,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12HA25 = 58,94 \text{ cm}^2.$$

Armatures de construction :

4. Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{1}{10} A = \frac{167,81}{10} = 16,78 \text{ cm}^2 \text{ soit } 15HA12 = 16,96 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{\emptyset + H - d}{n-1} = \frac{(1,2 + 1,45)}{14} = 18,92 = 20 \text{ cm}$$

5. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{167,81}{3} = 55,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12\text{HA}25 = 58,94 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{\varnothing + H - d}{n - 1} = \frac{(1,2 + 1,45)}{11} = 24,09 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{1}{10} A = \frac{167,81}{10} = 16,78 \text{ cm}^2 \text{ soit } 15\text{h}12 = 16,96 \text{ cm}^2$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en 15HA12 espacées de 1m

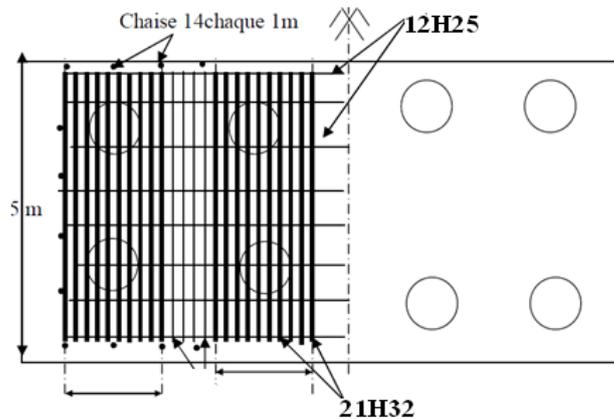


Figure 16 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

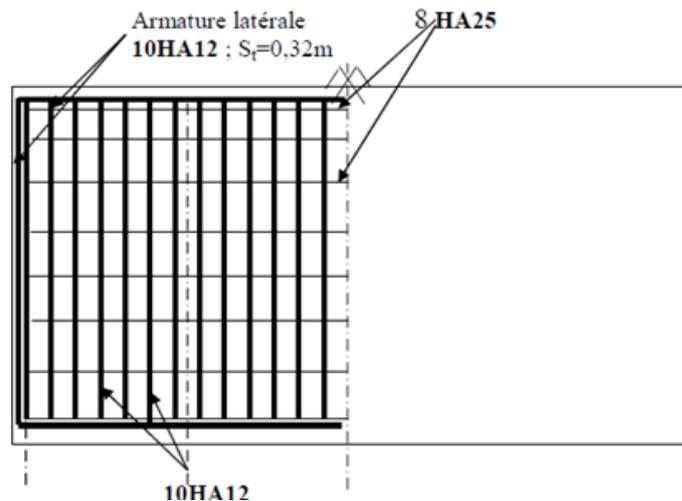


Figure 17 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

2.3.7 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.

a) 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 :

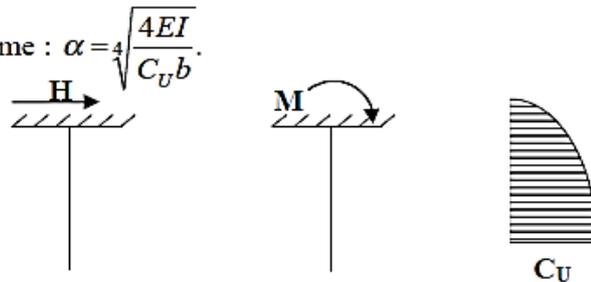
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$.



α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

$$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

$$C_U = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Figure .14.Actions sur les pieux

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000 \sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu} = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.263 \text{ m}^{-1}.$$

$$D'où : \lambda L = 0.263 \times 20 = 5.27 \text{ avec } L = 20 \text{ m}$$

b) Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

$$\text{Freinage} = 22,47 \text{ t.}$$

$$\text{Poussée des terres et surcharges } H_p = 212,47 \text{ t}$$

$$H = 22,47 + 212,47 = 234,94 \text{ t. D'où : } P = H/6$$

$$P = 39,156 \text{ t/pieu}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\text{Séisme} = 124.5 \text{ t.}$$

$$\text{Poussée des terres et surcharges } H_p = 315,17 \text{ t}$$

$$H = 439,3 \text{ t. D'où : } P = H/6 = 73.22 \text{ t/pieu.}$$

c) Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

M : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 6 \quad \chi_{\theta P} = 1,45 \quad \chi_{\theta M} = 1,65$$

$$\lambda L = 4 \quad \chi_{\theta P} = 1,45 \quad \chi_{\theta M} = 1,54$$

$$\lambda L = 5,726 \quad \chi_{\theta P} = 1,415 \quad \chi_{\theta M} = 1,629$$

Condition normale : $P = 39,156 \text{ t / pieu} \Rightarrow M = -129,32 \text{ t.m.}$

Condition sismique : $P = 73,22 \text{ t / pieu} \Rightarrow M = -241,82 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M	-68,86	-20	14,20	26,47	28,9	24,28	15,67	4,66
P	-128,77	-37,4	26,561	49,5	54,05	45,41	29,3	8,71

d) Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = \chi_{\theta M} M + \frac{P}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

➤ **Condition normale** $M(z) = -129,32 \chi_{\theta M} + \frac{39,156}{0,263} \chi_{\theta P}$

➤ **Condition sismique** $M(z) = -241,82 \chi_{\theta M} + \frac{73,22}{0,263} \chi_{\theta P}$

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : **Mmax = - 241,82 t.m.**

e) Ferrailage des pieux :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$N_{\min} = 134,07 \text{ t.}$

$M_{\max} = 241,82 \text{ t.m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mr}{\pi R^2 \beta_w} = 0,059 \\ \frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = 0,039 \end{array} \right\} \implies w = 0,18$$

$w = \frac{Fa \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,18 \implies Fa = 132,76 \text{ cm}^2$ On prend **28 HA25** pour **AS = 137,43 cm²**

$$S_T = \frac{2\pi R}{28} = 13,46 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On prendra des cercles fermé avec de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

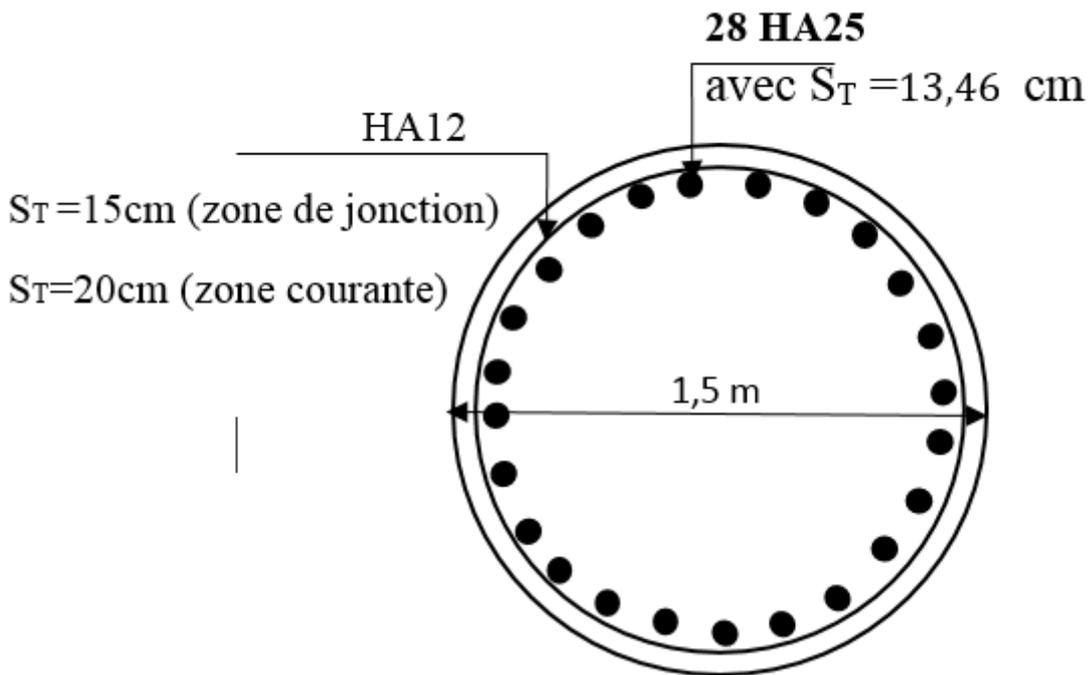


Figure 18 ferrailage des pieux

Conclusion :

Notre projet a été pour but concevoir et étudier d'un viaduc à poutres multiples de la voie expresse (2x2) reliant Ain El Hammam – Draa El Mizan Wilaya de Tizi-Ouzou

Pour cela, on a opté à la stratégie suivante :

Premièrement, il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé trois qui sont : pont mixte, pont en voussoir préfabriqué et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Après le passage pré dimensionnement des trois variantes et en basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variante choisie était celle du pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Deuxièmement, on a entamé l'étude détaillée de la variante choisie.

Notre étude peut être décomposée en deux parties :

La première s'agit de déterminer le nombre et la section des câbles de précontrainte qui assurent la résistance des sections des poutres choisies puis on vérifie les contraintes de compression et de traction de au sein des sections à différentes positions.

La deuxième étape présente l'étude des fondations de l'ouvrage où on pré dimensionne et on calcule les piles (fondations superficielles) et aussi les piles sous chaque fondation (fondations profonde).

On peut dire ici que la partie la plus délicate était celle qui concerne l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

A la fin de ce travail, on a pu acquies une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts à poutres mais elle reste toujours imparfait et qui devra être complété dans la vie professionnelle.

ANNEXE (CHAPITRE VI)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Propriétés du projet: **viaduc à poutres multiples de la voie expresse (2x2) reliant Ain El Hammam – Draa El Mizan**

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 16.700 (m)

Y = 5.100 (m)

Z = 0.000 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 16.700 (m)

Y = 5.091 (m)

Z = 0.000 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 4719252.601 (kg*m²)

Iy = 54519124.862 (kg*m²)

Iz = 59312850.012 (kg*m²)

Masse = 549270.770 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	706
Nombre de barres:	24
Eléments finis linéiques:	347
Eléments finis surfaciques:	790
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	16
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	44
Combinaisons:	9

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	4220
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	3

ANNEXE

Durée max itér. sur sous-espace:	0	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	34	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	55638880	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	0	
Mémoire:	1732916	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	3.871918e-004	1.212853e+013
Précision:	-1	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G.Poutre+Dalle
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.07094e+001 (T*m)
Précision : 1.64750e-009

Cas 2 : G.Rouvêtement
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.02598e-002 (T*m)
Précision : 1.89236e-009

Cas 3 : G.Trottoire
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.15198e-002 (T*m)
Précision : 6.94701e-010

Cas 4 : G.Corniche
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.27669e-003 (T*m)
Précision : 2.40424e-010

Cas 5 : G.Glissaire.B
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.97620e-002 (T*m)
Précision : 7.90518e-010

Cas 6 : G.Glissaire.M
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.48427e-003 (T*m)
Précision : 3.62402e-010

ANNEXE

Cas 7 : Q.AL
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 2.28482e+000 (T*m)
Précision : 2.78967e-009

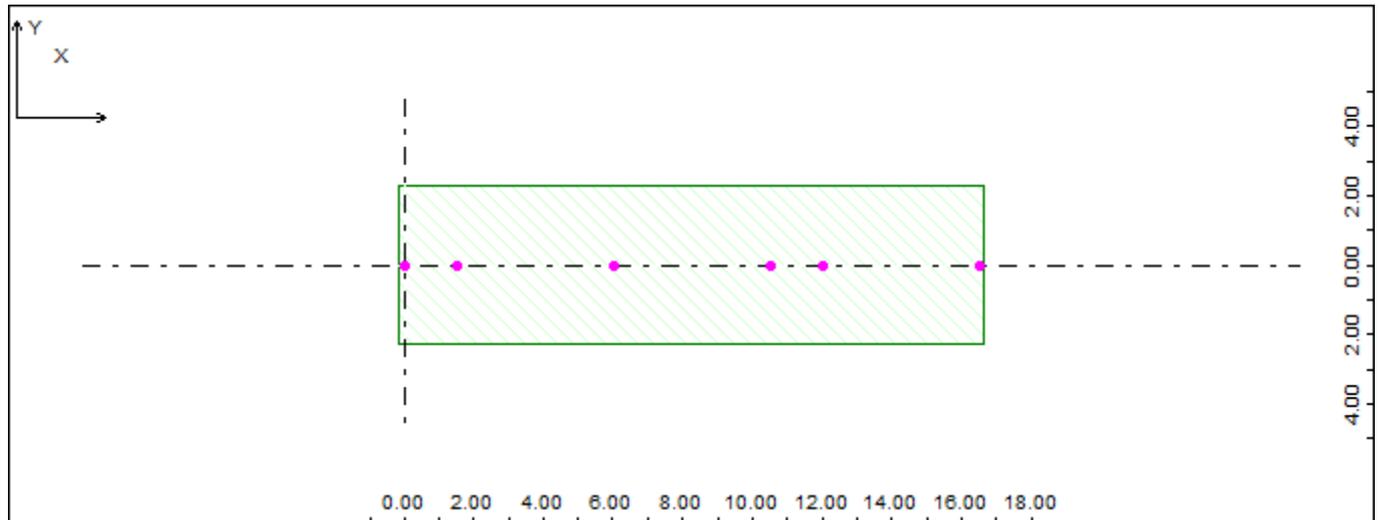
Cas 8 : Q.Troittoire
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.77846e-003 (T*m)
Précision : 4.86621e-010

Cas 9 : Bc2vc
Type d'analyse: Analyse de cas de charges roulantes

Définition du convoi:

Nom: Bc2vc
Unités: m T



Force concentrée	1	FZ =	6.000	X =	0.000	S =	0.000
Force concentrée	2	FZ =	6.000	X =	1.500	S =	0.500
Force concentrée	3	FZ =	3.000	X =	6.000	S =	0.500
Force concentrée	4	FZ =	6.000	X =	10.500	S =	0.500
Force concentrée	5	FZ =	6.000	X =	12.000	S =	0.500
Force concentrée	6	FZ =	3.000	X =	16.500	S =	0.500
Force concentrée	7	FZ =	6.000	X =	0.000	S =	4.500
Force concentrée	8	FZ =	6.000	X =	1.500	S =	4.500
Force concentrée	9	FZ =	3.000	X =	6.000	S =	4.500
Force concentrée	10	FZ =	6.000	X =	10.500	S =	4.500
Force concentrée	11	FZ =	6.000	X =	12.000	S =	4.500
Force concentrée	12	FZ =	3.000	X =	16.500	S =	4.500

Début et fin de la route - conditions aux limites:

ANNEXE

Plan de l'application:

Automatique

Pas: 1.000
Direction: 0.000 0.000 -1.000

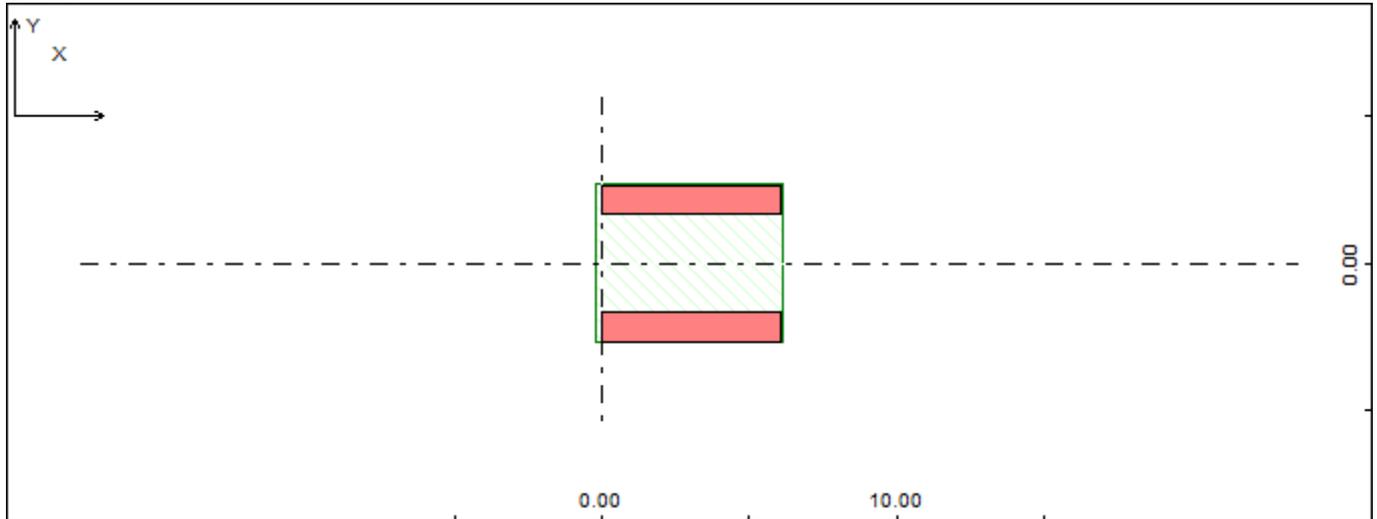
Route:

Coordonnées des points de la polyligne:
1 0.000 5.900 0.000
2 33.400 5.900 0.000

Cas 11 : Mc120
Type d'analyse: Analyse de cas de charges roulantes

Définition du convoi:

Nom: Mc120
Unités: m T



Charge surfacique 1 FZ = 9.020 X = 0.000 S = 4.300 DX =
6.100 DY = 1.000

Début et fin de la route - conditions aux limites:

Plan de l'application:

Automatique

Pas: 1.000

Route:

Coordonnées des points de la polyligne:
1 0.000 5.900 0.000
2 33.400 5.900 0.000

Cas 22 : 1.35(G+D240)
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 23 : G+D240
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 24 : Mc120+
Type d'analyse:

Cas 25 : Mc120-
Type d'analyse:

Cas 26 : 1.35(G+D240)
Type d'analyse:

Cas 27 : 1.35(G+D240)+
Type d'analyse:

Cas 28 : 1.35(G+D240)-
Type d'analyse:

Cas 29 : G+D240
Type d'analyse:

Cas 30 : G+D240+
Type d'analyse:

Cas 31 : G+D240-
Type d'analyse:

Cas 33 : Gtotalee
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 34 : 1,35G+1,6(AI+Sr)
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 35 : 1,35G+1,6(Bc+Sr)
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 36 : 1,35G+1,6(Bc+Sr)
Type d'analyse:

Cas 37 : 1,35G+1,6(Bc+Sr)+

Type d'analyse:

Cas 38 : $1,35G+1,6(Bc+Sr)-$
Type d'analyse:

Cas 39 : $1,35(G+M120)$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 40 : $1,35(G+M120)$
Type d'analyse:

Cas 41 : $1,35(G+M120)+$
Type d'analyse:

Cas 42 : $1,35(G+M120)-$
Type d'analyse:

Cas 43 : $G+1,2(Al+Sr)$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 44 : $G+1,2(Bc+Sr)$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 45 : $G+1,2(Bc+Sr)$
Type d'analyse:

Cas 46 : $G+1,2(Bc+Sr)+$
Type d'analyse:

Cas 47 : $G+1,2(Bc+Sr)-$
Type d'analyse:

Cas 48 : $G+M120$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 49 : $G+M120$
Type d'analyse:

Cas 50 : $G+M120+$
Type d'analyse:

Cas 51 : $G+M120-$
Type d'analyse:

ANNEXE

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	0,00	115,04	0,00	0,00	0,00
Noeud	15	18	18	23	18	15
Cas	$1.35(G+D240)/9$	$1.35(G+D240)/9$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/2$	$1.35(G+D240)/7$	$1.35(G+D240)/1$
MIN	-0,00	-0,00	-1,68	-0,00	-0,00	-0,00
Noeud	3	19	30	15	10	14
Cas	$1.35(G+D240)/6$	$1,35G+1,6(Bc+$	3	$1.35(G+D240)/7$	$1.35(G+D240)/7$	$1.35(G+D240)/1$

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	0,00	108,93	11,03	528,98	0,00
Barre	24	14	14	8	13	15
Noeud	29	19	19	12	17	17
Cas	$1.35(G+D240)/4$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/3$	$1.35(G+D240)/3$
MIN	-0,00	-0,00	-110,34	-11,02	-0,48	-0,00
Barre	3	13	13	7	3	14
Noeud	1	18	18	9	1	20
Cas	$1.35(G+D240)/4$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/1$	$1.35(G+D240)/7$	5	$1.35(G+D240)/1$

ANNEXE (CHAPITRE X)

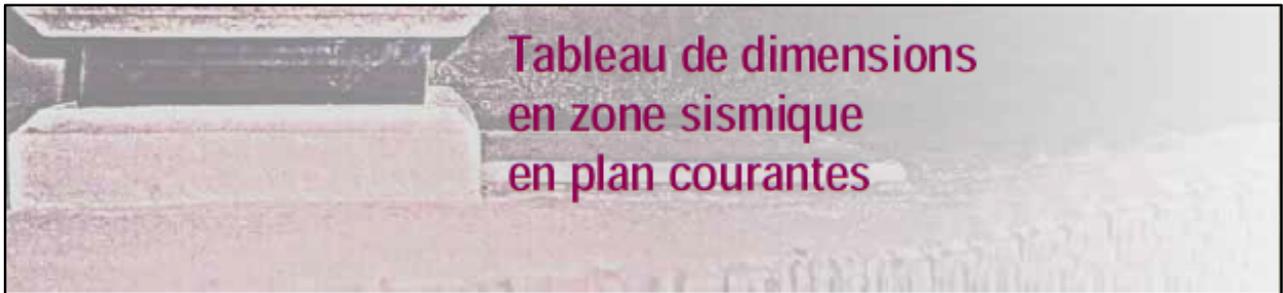


Tableau de dimensions en zone sismique en plan courantes

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillets, $T_q < a/3$ et $T_{b_{max}} < 300$ mm

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm				
a	b	6	8	10	12	
350	500		x			
350	550		x	x		
350	600		x	x		
400	400		x	x		
400	450		x	x		
400	500		x	x		
400	550			x		
400	600			x		
450	500		x	x		
450	550			x		
450	600			x		
500	500		x			
500	550			x		
500	600			x	x	
500	650			x	x	
500	700			x	x	
600	600			x	x	
600	650			x	x	
600	700			x	x	
700	700			x	x	
700	800				x	x
700	900				x	x
800	800				x	x
800	900					x
900	900					x

ANNEXE (CHAPITRE XI)

Expertise de Section en Flexion Simple (Chevêtre)

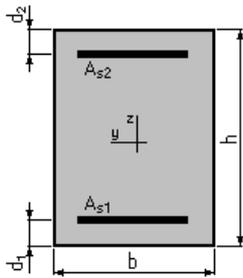
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 180,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 31,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 80,4$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 31,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,43$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

4. Moments appliqués:

Etat Limite de Service M_{\max} (T*m) 44,60

M_{\min} (T*m) -202,62

5. Résultats:

Cas ELS

Coefficient de sécurité:

$M_{\max} = 44,60$ (T*m)
1,17

$M_{\min} = -202,62$ (T*m)

Position de l'axe neutre:

$y = 36,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton:

$\sigma_b = 4,1$ (MPa)

Contrainte limite:

$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 184,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 52,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\lim} = 215,6$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (Fut)

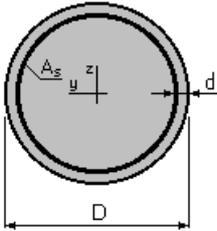
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (T)	M_y (T*m)	M_z (T*m)
1.	ELU	249,50	404,66	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 129,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 883,6$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 35,3$ (cm ²)		
	$\rho = 0,73$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
Section minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELUN = 249,50 (T) $M_y = 404,66$ (T*m) $M_z = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 38,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 126,5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 9,78$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma_s' = 347,8$ (MPa)	

Calcul de Section en Flexion Simple (La dalle de transition)

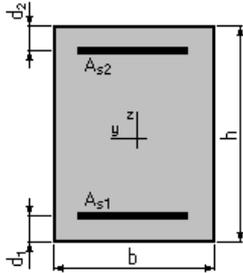
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13,96	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 3,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,57$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 13,96$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,0$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 25,4$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,72$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple (Corbeau)

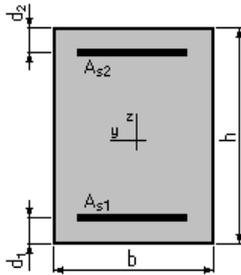
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 190,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3,53	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 21,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,12$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 3,53$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	20,96	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,9$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 95,8$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,31$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple (Mur en retour)

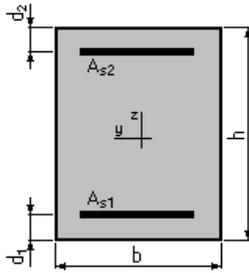
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13,04	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,53$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 13,04$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

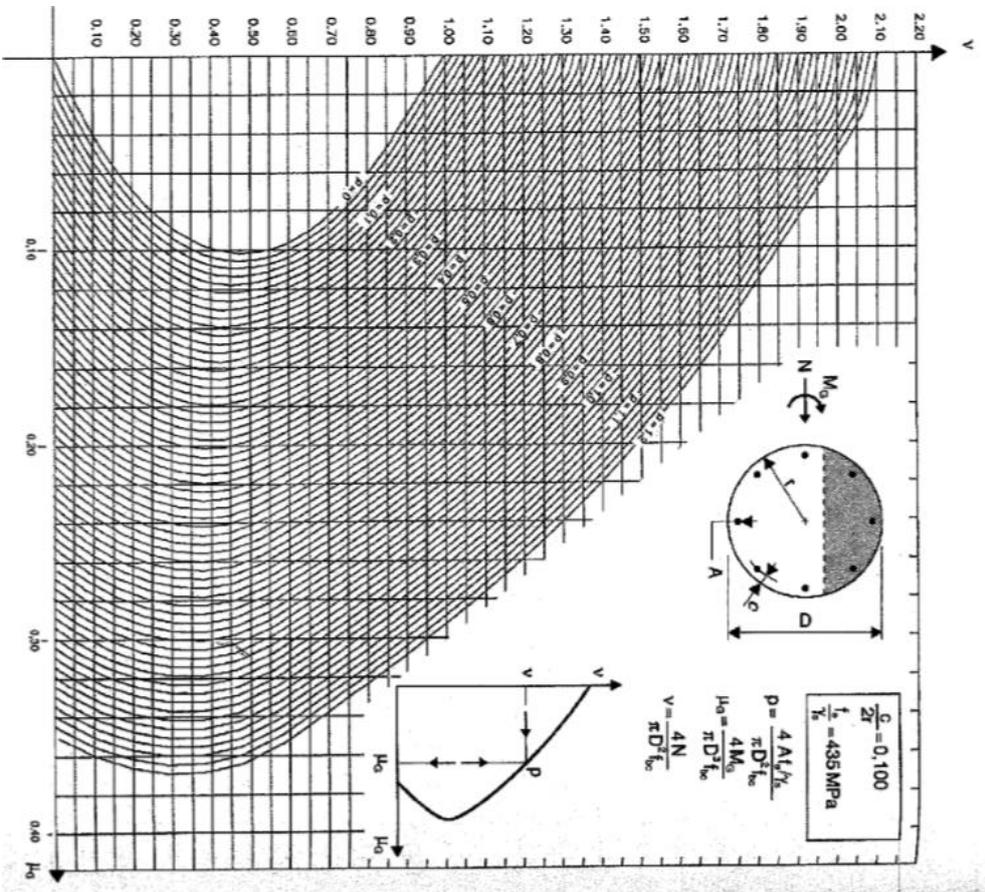
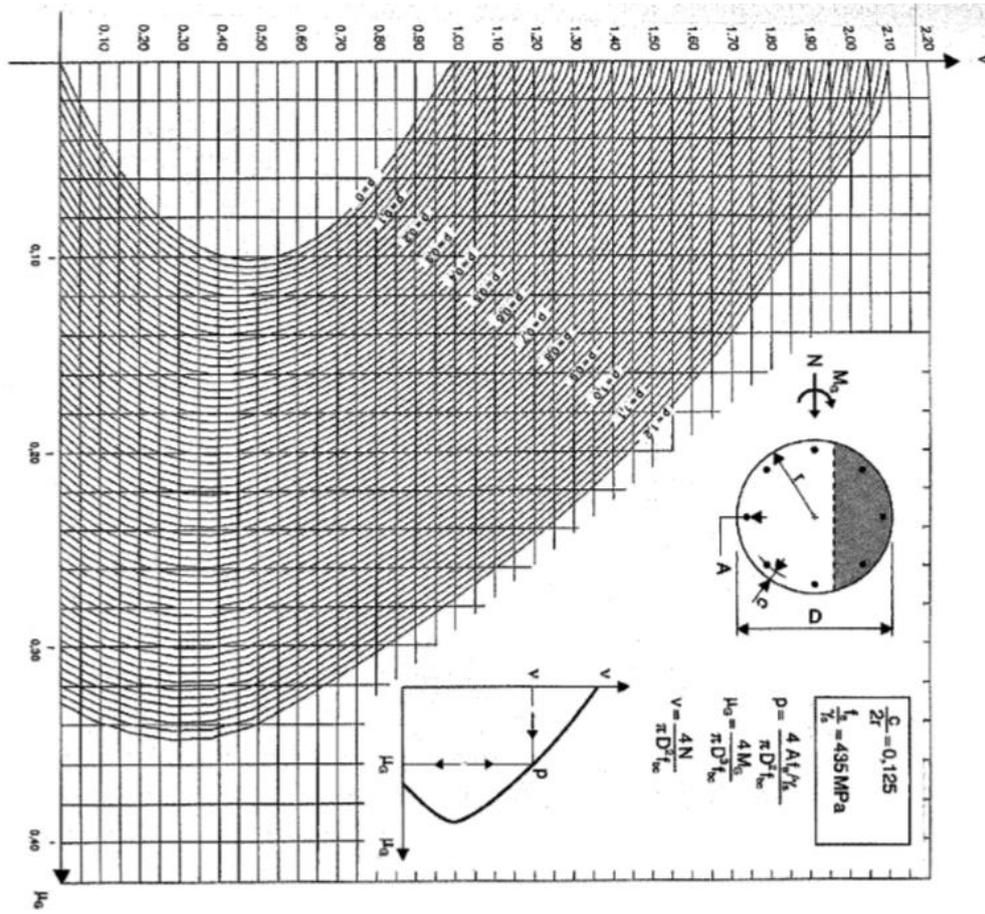
Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,58$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)



les abaques de WARNER

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie :

- Les ouvrages : J.A. Calgaro, M. Virlogeux.
- Cours pratique du béton précontraint
- Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER
- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II).
- Catalogue Freyssinet.
- Appuis des tabliers PP73 SETRA.
- BAEL 91
- CIPAC.
- Thèses ENTP.

Cours :

- Cours d'Ouvrage d'Art (Ecole Nationale D'ingénieurs de Tunis).
- Cours de béton armé .
- Cours de mécanique des sols .
- Le béton précontraint Univ – bechar Mr. Abdelaziz Yazid

Logiciel :

- Robot Structural Analysis 2015
- Robot Expert 2011
- Autocad 2004.
- Microsoft Word ; Excel.