

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

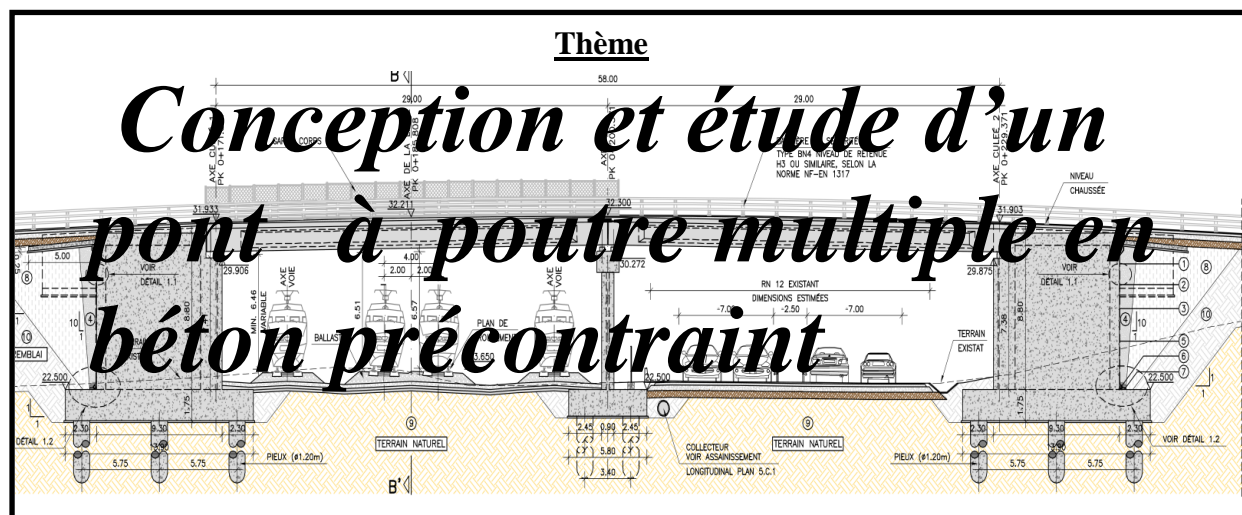
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DE GENIE ELECTRIQUE ET D'INFORMATIQUE
DEPARTEMENT D'ELECTROTECHNIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes
De MASTER PROFESSIONNEL
Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie civil
Spécialité : **voies et ouvrages d'art**

Présenté par
BEN MESSAOUD REDOUANE



Mémoire soutenu publiquement le : 01/10/2016

Encadré par :

MLLE : CHAOU

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma promotrice madame Chahour Kahina Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mon projet d'étude

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier .

Je remercie mon frères Ouahib , et ma sœur Newel pour leur encouragement.

Enfin, je remercie tous mes Ami(e)s que j'aime tant ,lynda, hamza, djamel , yacine , rezak, brahim,lyes , azwaw, koussaila, et tout mes camarade de classe promotion VOA 2015/2016... Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement. À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction et Présentation du projet.

| | |
|---|----|
| 1) Introduction générale..... | 01 |
| 2) Présentation du projet de la pénétrante..... | 02 |
| 3- Conception générale | 03 |
| 4) donnée naturelle | 03 |

Chapitre II : Conception et choix des variantes.

| | |
|---|----|
| 1) Critères de choix du type d'ouvrage..... | 08 |
| 2) Choix des variantes..... | 08 |
| 2-1) Analyse des variantes..... | 14 |
| 3)conception de la culée | 15 |
| 4)conception de la pile | 19 |
| 5) Choix des types de fondation..... | 16 |

Chapitre III: Caractéristique des matériaux.

| | |
|-------------------|----|
| Introduction..... | 24 |
| 1) Le béton..... | 24 |
| 2) Aciers..... | 31 |

Chapitre IV : Pré dimensionnement.

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 37 |
| 1) Pré dimensionnement des éléments des poutres..... | 37 |
| 1-1) Les poutres..... | 37 |
| 1-2) L'hourdis..... | 39 |
| 2) caractéristiques géométriques des poutres..... | 41 |

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges.

| | |
|-------------------------------------|----|
| Introduction..... | 43 |
| Classification des charges..... | 43 |
| 1) Les charges permanentes..... | 44 |
| 1-1) Les éléments porteurs..... | 44 |
| 1-2) Les éléments non porteurs..... | 46 |
| 2) Charges routiers..... | 47 |
| 2-1) Système de charges A(L)..... | 48 |
| 2-2) Système de charges B..... | 49 |
| 2-3) Surcharge militaire..... | 53 |
| 2-4) Charges exceptionnelles..... | 54 |
| 2-5) Surcharge sur trottoir..... | 54 |

Chapitre VI : Modélisation.

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 56 |
| 1) Présentation du logiciel..... | 56 |
| 2) Modèle de calcul..... | 56 |
| 2-1) Les cas de charges considérées..... | 57 |
| 2-2) Les combinaisons de charges..... | 57 |
| 3) Effort interne dans les poutres..... | 58 |
| 4) Etude du platelage..... | 59 |
| 4-1) Flexion longitudinale..... | 59 |
| 4-2) Flexion transversale..... | 60 |
| 4-3) Ferrailage de la dalle..... | |
| 5) Etude a la torsion..... | 62 |
| 5-1) Effet de la torsion..... | 63 |
| 5-2) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion..... | 64 |

Chapitre VII : Etude de la précontrainte.

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 65 |
| Définition de la précontrainte..... | 65 |
| 1) Calcul du nombre de câbles..... | 68 |
| 2) Vérifications des sections..... | 69 |
| 3) Tracé du câble..... | 70 |
| 4) Calcul des caractéristiques des sections géométrique des sections nettes..... | 74 |
| 5) Fuseaux limites..... | 77 |
| 5-1) Fuseaux limite de traction..... | 77 |
| 5-2) Fuseaux limite de compression..... | 78 |
| 6) Les pertes de précontrainte..... | 79 |
| 6-1) les pertes instantanées..... | 79 |
| 6-2)-Les pertes différées..... | 85 |

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales.

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 91 |
| 1) Justification des contraintes normales..... | 91 |
| 1-1) Justification à L'ELS..... | 91 |
| 1-2) Justification à L'ELU..... | 98 |
| 2) principe de la méthode de justification..... | 99 |

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles.

| | |
|---|-----|
| Introduction..... | 104 |
| 1) Justification des contraintes à L'ELS..... | 104 |
| 2) Contraintes de cisaillement dû à l'effort tranchant..... | 104 |
| 3) Justification à L'ELU..... | 106 |

Chapitre X : Etude de la zone d'about

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 110 |
| Etude de la zone d'about..... | 110 |
| 1) Justification de la bielle d'about..... | 110 |
| 2) Justification de l'équilibre du coin inferieur..... | 113 |
| 3) Justificatif relative a l'introduction des forces de précontrainte..... | 115 |

Chapitre XI : Calcul des déformations.

| | |
|---------------------------------|-----|
| Introduction..... | 127 |
| 1) Calcul des flèches..... | 127 |
| 2) Calcul des rotations..... | 130 |
| 3) Calcul des déplacements..... | 130 |

Chapitre XII : Equipement de pont.

| | |
|----------------------------------|-----|
| Introduction..... | 132 |
| 1) Appareils d'appui..... | 132 |
| 2) Joint de chaussé..... | 142 |
| 3) Etude du sommier d'appui..... | 144 |

Chapitre XIII : Etude de la culée.

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 148 |
| 1) Choix <i>de la morphologie</i> | 148 |
| 2) implantation de la culée..... | 149 |
| 3) pré dimensionnement de la culée..... | 149 |
| 4) évaluation des effort sollicitant la culée..... | 159 |

Chapitre XIV : Etude de la pile.

| | |
|-------------------------------|-----|
| Introduction..... | 158 |
| 1) structure des appuis | 158 |
| 2) pile de type voile | 159 |
| 3) Etude de fondation | 163 |

Conclusion générale.

Annexe.

Bibliographie.

1 INTRODUCTION générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Il comprend notamment :

- Les gros œuvres en général, quelque soit le type de construction ou de bâtiment.
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, Tunnels, etc.
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...
- Les infrastructures urbaines : ponts, égouts, etc...
- Les gratte-ciel

D'une façon générale, on appelle Un **pont** une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cordeau ; voie de communication ; vallée ; etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsque il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si l'ouverture est de dimension respectable. En fin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont.

Il peut être mobile ou (pont levant) ou pont tournant
Un pont provisoire peut aussi être constitué par des Bateaux spécialisés (pont de bateaux).



Figure 1: Pont de bateau

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes : la période romaine et la période contemporaine.

- La période romaine : L'empire romain, qui occupait la majeure partie de l'Europe, maîtrisait les techniques de construction. Le pont représentatif de cette période était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant plus de 2 000 ans, la conception des ponts n'a pas connu d'évolution.
- La période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le

développement des ponts en béton armé puis en précontraint, des ponts suspendus de grande portée et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

La forme des ponts évolue en fonction du matériau disponible. Jusqu'au XXI^e siècle, deux matériaux ont principalement influencé la forme : la pierre et l'acier. De nouveaux matériaux issus de l'industrie de la construction ont été introduits et les méthodes et moyens de calculs ont évolué. Des prototypes de ponts ont été construits avec un béton à ultra hautes performances possédant une résistance à la compression pouvant aller jusqu'à 200 MPa. Des ponts ont également été construits avec des matériaux composites, assemblages de résines et de fibres de carbone, pouvant résister à des efforts extrêmement élevés. Des formes nouvelles sont apparues. L'histoire des ponts est en continuelle évolution.

Cinq classes de ponts sont définies selon leur structure : les ponts voûtés, les ponts à poutre, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts haubanés. Des critères spécifiques conduisent pour chacune de ces classes à définir une typologie qui lui est propre. Le matériau utilisé est un des critères de différenciation communs à l'ensemble des classes. Selon le matériau, les modes de conception, de construction, de surveillance et d'entretien seront différents. Chaque type de pont est adapté à une plage de portée, les ponts suspendus permettant les plus grandes portées.

Si les ponts ont connu une magnificence pendant la période romaine, leur aura a disparu avec l'effondrement de l'empire romain. Le pont devient alors un ouvrage d'artisan, construit par reproduction de modèles et de méthodes éprouvés. Avec le progrès dans la connaissance des sciences physiques et celle des matériaux, le pont devient un ouvrage d'art grâce aux ingénieurs. Les architectes enfin, avec des contraintes techniques aux limites repoussées, peuvent aujourd'hui laisser libre cours à leur imagination pour créer des œuvres d'art.

La construction des ponts est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication, infranchissables de manière simple ou dangereuse pour les usagers.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des 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 influents sur sa conception.

2- Présentation du projet :

La construction de la nouvelle gare de Bordj Menaiel oblige à construire un nouvel échangeur qui permet de rétablir les connexions entre la CW123 et la RN12 ainsi qu'établir les accès routiers à la nouvelle gare.

Ce nouvel échangeur implique la construction de deux nouveaux ouvrages, les ponts routes 15.9 et 16.3, tenant en compte les nouvelles contraintes imposées par la construction de la plateforme de la voie ferrée.

La construction du nouveau chemin de fer implique la construction d'un nouvel ouvrage (pont route 15.9) en tenant compte de nouvelles contraintes. Actuellement, la circulation sur la RN12 ainsi que sur la CW123 est très importante.

Le Pont Routier du PK 15+962 a une longueur de 58.0 m et il est formé par un tablier en poutres précontraintes « double T » de deux travées isostatiques de 29.00 m de portée chacune.

La section transversale du tablier a une largeur totale de 17.40m qui permet de maintenir deux chaussées de circulation en chaque direction et des trottoirs (1.70+2x3.50+2x3.50+1.70m). La dalle de compression a une épaisseur minimale de 0.25m et suit la géométrie de la route avec une pente de 2.50 %. Le tablier est droit en plan et il s'appuie sur les culées et piles intermédiaires par moyen des appareils d'appui en néoprène frété. Les culées et piles sont en béton armé et leurs fondations profondes sont constituées de pieux de 1.20m de diamètre.

3- Conception générale :

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. Dans chaque cas, le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées dont les principales sont de deux sortes :

4- Données naturelles :

4-1- Données géotechniques :





Le site retenu pour l'implantation de cet ouvrage est situé à Bourdj Menaiel à environ 20kms au Nord de la ville BOUMERDES à une altitude moyenne de 90m.

Du point de vue géologique et selon la carte de BOUMERDES, cette région est caractérisée par des argiles

La campagne de reconnaissance géotechnique, comporte l'exécution les essais suivants :

- Deux (02) essais de sondages carotte notés **Sgc.5** et **Sgc.6** et réalisés aux droits des culées, de 20.00 m de profondeur.
- Quatre (04) essais de pénétration dynamique notés **K1** à **K4** poussés jusqu'aux refus à l'aide du pénétromètre automatique " **BORRO** ".
- Trois (03) essais pressiométriques réalisés au droit du sondage SP.1 correspondant à la culée N°1.
- Un piézomètre a par ailleurs été posé au droit du sondage **SN.2** pour suivre et contrôler une éventuelle remontée d'eau dans le sol.

Chapitre I: [INTRODUCTION et présentation de projet]

| Projet : GARE BOURDJ MENAIEL | | | | Dossier N° : | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|---------------------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|--------|---|------|------------------------|--------------|---------------|--|---|--------------------------------|--|----------------------------------|--|
| Endroit : 16+052 | | | | Sondage : SCG 05 | | | | | | | | | | | | |
| Date début : 19/05/2009 | | Coordonnées GPS : | | Boue de forage : EAU CLAIRE | | Etat des échantillons : | | | | | | | | | | |
| Date fin : 19/05/2009 | | X : 564 251,211 | | Type forage : GEOTECHNIQUE | | Intact Révisé Perlu Carotte | | | | | | | | | | |
| Profondeur forée (m) : 14,15 | | Y : 4 067 717,014 | | Foreuse : WIRTH | |     | | | | | | | | | | |
| Niveau d'eau (m) : 8 | | Z : 21,37 | | | | | | | | | | | | | | |
| Echelle (m) | Élévation (m) Profondeur (m) | Récupération | Nb coups/15cm | N ou ROD | Tubage | Type et Numéro | État | Profondeur Échantillon | Niveau d'eau | Symboles | DESCRIPTION | ESSAIS DE LABORATOIRE | | | | |
| 1.0 | 16,70 | 100% | | | | | | | | | Couche végétale brune forcée concrétionnaire | | | | | |
| 2.0 | 2,30 | 100% | 3 - 3 | 8 | | | | 3,00 | | | | PV - AG - S - L - W - CIS - Rc - OED | | | | |
| 3.0 | | 100% | 5 | | | | | 3,48 | | | | | | | | |
| 4.0 | | 100% | | | | | | 4,00 | | | | | | | | |
| 5.0 | | 100% | | | | | | 4,20 | | | | | | | | |
| 6.0 | | 100% | 5 - 6 | 14 | | | | 5,40 | | | | | | | | |
| 7.0 | 14,00 | 100% | 8 | | | | | 6,00 | | | | | | | | |
| 8.0 | 7,00 | 30% | | | | | | | | | | | | | | |
| 9.0 | 12,00 | 100% | 9 - 7 | 10 | | | | 5,00 | | | | | | | | |
| 10.0 | 9,00 | 100% | 12 - 13 | 20 | | | | 5,50 | | | | | | | | |
| 11.0 | 10,80 | 100% | 7 | | | | | 10,20 | | | | | | | | |
| 12.0 | 10,20 | 100% | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.0 | 10,00 | 100% | 6 - 6 | 16 | | | | 11,00 | | | | | | | | |
| 14.0 | 6,85 | 100% | 5 | | | | | 12,30 | | | | | | | | |
| 15.0 | 11,15 | | | | | | | 12,95 | | | | | | | | |
| 16.0 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17.0 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| REMARQUES : | | | | | | | | | | | TYPE D'ÉCHANTILLON : | | ABBREVIATIONS : | | | |
| | | | | | | | | | | | CF : Carotte rapide | | AG : Analyse granulométrique | | CIS : Cisaillement circulaire | |
| | | | | | | | | | | | TH : Tête à paroi lisse | | S : Sédimentaire | | TR : Cisaillement Triaxial | |
| | | | | | | | | | | | PS : Tête à piston fixe | | L : Unités d'Aalenberg (VL, P) | | Rc : Résistance à la compression | |
| | | | | | | | | | | | CR : Tête carottier | | W : Teneur en eau | | OED : Essai oedométrique | |
| | | | | | | | | | | | TO : Tête ouvert | | PV : Poids volumique (6d, 6h) | | GL : Conteneur libre | |
| | | | | | | | | | | | | | AC : Analyse chimique | | R : Représentation d'embrèvement | |
| Préparé par : | | | | Vérifié par : | | | | 2009/0009 | | Page : 1 de 1 | | | | | | |

Le 1^{er} sondage carotte

4-2- Données climatiques :

4-2-1- La Température :

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

4-2-2- La Neige :

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

4-2-3- Le Vent :

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

4-3- Donnée sismologique :

Un séisme et une succession de déplacement rapides imposés à la fondation d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec l'Eurocode 8 partie 1-1 et partie 5.

L'Eurocode 8 (partie 1-1) contient les prescriptions fondamentales et les critères de conformité à ces prescriptions, applicables aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil en zone sismique. De plus, cette partie contient les règles permettant la représentation des actions sismiques et leur combinaison avec d'autres actions.

Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie (voir « Règles parasismiques applicables au domaine

des Ouvrages d'Art - RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 »), l'ouvrage d'art est situé dans la zone Iib (Wilaya de Boumerdes, Commune d'Isser, Bordj Menaiel et Nacir

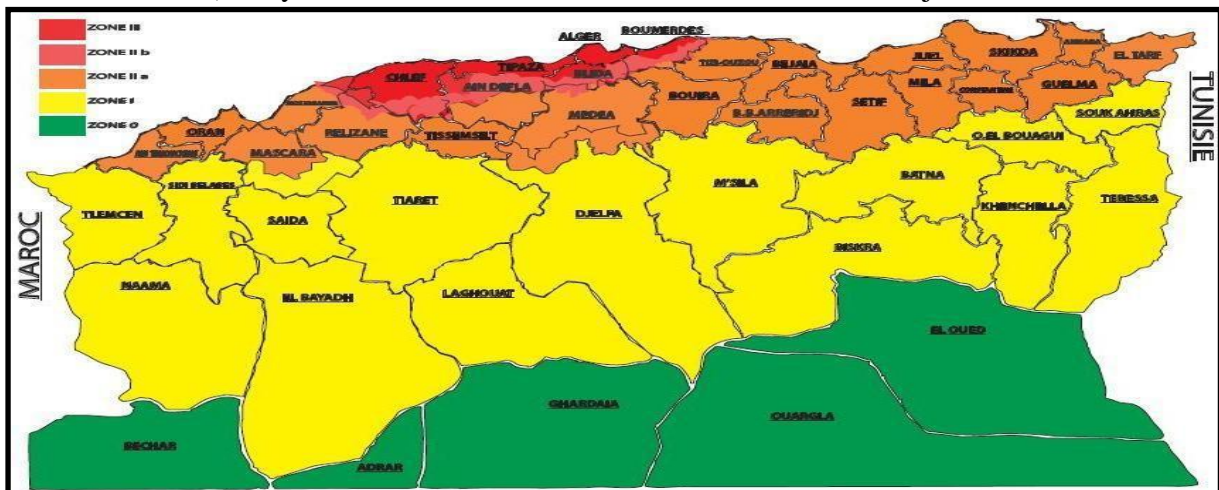


Figure 2: Zonification sismique

5- Données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

- Les données relatives à la voie portée qui sont : Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont : Les gabarits et les ouvertures

Le Pont Routier du PK15+962 se trouve dans une zone d'activité sismique, par conséquent, les accélérations du terrain (zone type IIb, pont d'importance 2, $a_g=0.25g$, d'accord avec la (RPOA 2008) sont importants qu'elles conditionnent les dimensions de structure.

Les contraintes des culées prennent en compte la rigidité de la culée et celle de la terre de remblais située derrière la culée. Dans les culées on considère une ouverture de 50 mm (sans considérer l'épaisseur de la bande élastomère) dans la direction longitudinale. En raison de cet espacement, ces contraintes ont un comportement non linéaire. Etant donné que nous utilisons une analyse dynamique linéaire, nous devons évaluer la rigidité effective des culées.

En prévision d'un bon comportement face aux actions sismiques non prévues, les piles seront armées avec des critères de confinement et de capacité pour éviter dans tous les cas des ruptures fragiles.

1- Choix et type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies c'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- profil en long de la chaussée
- position possible pour les appuis
- la nature du sol
- le gabarit à respecter
- la brèche de l'ouvrage

2- Comment procéder au choix :

Les différentes conditions imposées conduisent suivant les cas à diverses conclusions :

Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire toutes les conditions, ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée. Dans ce cas, il faut modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités, soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits.

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés, la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus par exemple pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre un pont en béton armé-béton précontraint et un pont métallique.

Trois variantes sont envisagées :

- Variante N°1 : pont mixte
- Variante N°2 : pont construit en voussoirs préfabriqués
- Variante N°3 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

2-1- Variante N°1 :

Pont mixte :(pont mixte à poutre de 2 travées de 29 m)

L'appellation de « pont mixte » recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (Pont à poutres sous chaussées), on distingue les poutres en **I** à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes

2-1-1- Pré-dimensionnement de la poutre :

a) **Nombre de poutre** : le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la (Lu) largeur du tablier et (λ) l'entre axe dans notre cas :

$$N = Lu / \lambda = 17.4 / 3 = 5.8$$

$$N = 6 \text{ poutres}$$

b) **Elancement de poutres** : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de L/25 ce qui nous donne **h = 1,2m**, (avec L = 29 m) L :longueur de la travée

c) **Epaisseur de l'âme des poutres** : L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les Cinq conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- 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

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

- De résistance.
- D'instabilité.

- **Semelle supérieure en travée :**

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de 200mm
- Une épaisseur de 15mm

- **Semelle supérieure sur appui :**

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc:

- Une largeur de 400mm
- Une épaisseur de 20mm

- **Semelle inférieure en travée :**

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc:

- Une largeur de 300mm
- Une épaisseur de 30mm

- **Semelle inférieure sur appui :**

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

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

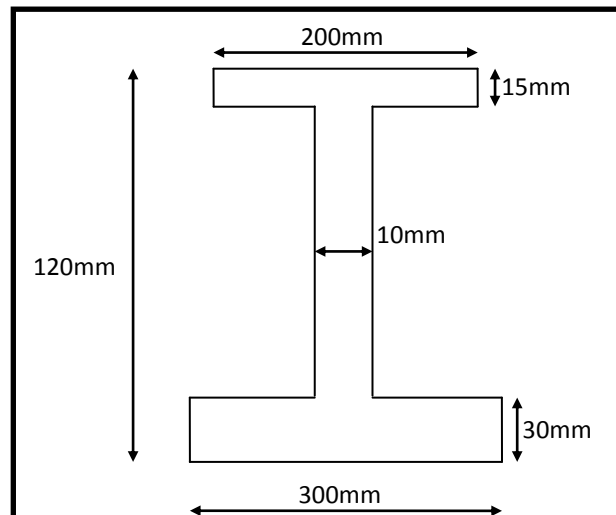


Fig.1 Coupe transversale de la poutre à mi travée

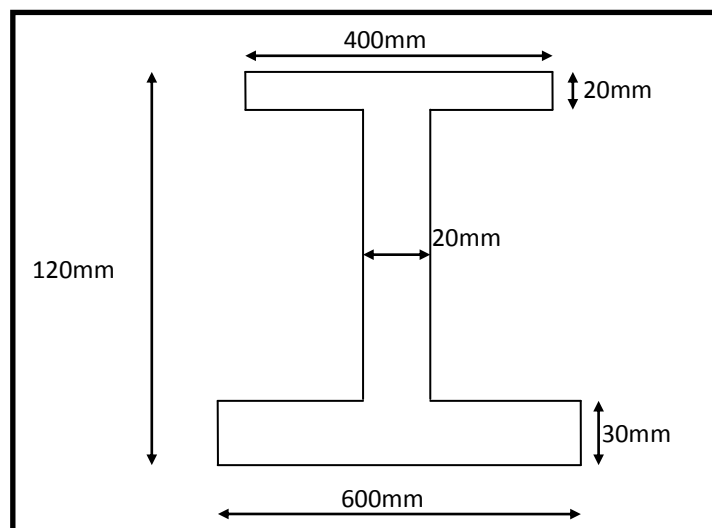


Fig. .2 Coupe transversale de la poutre sur appui

2-1-2- Les avantages et Les inconvénients de la poutre :

a) Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.

b) Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

2-2- Variante N°2: Ponts poussé construit en voussoirs préfabriqués :

Dans ce type d'ouvrage est réalisé dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basse par un hourdis inférieur.

L'hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

Dans les ponts à poutres caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, l'hourdis supérieur comme l'hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrure comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

2-2-1- Pré dimensionnement du voussoir :

a) Elancements usuels pour les tabliers de hauteur constante :

$L/25 \leq h \leq L/20$ on fixe $h = 1,3m$ (avec $L = 29m$).

b) Hourdis supérieur :

- Le choix de $a = B/2 = 8.7m$ (avec $B = 17.4m$ la largeur utile).
- L'épaisseur de l'hourdis supérieur est comprise entre $a/30 \leq e_s \leq a/25$

On fixe $e_s = 32cm$

- La largeur $b = (B - a)/2 = 4.35m$

c) Hourdis inférieur :

L'épaisseur inférieure est généralement entre $18 \leq e_i \leq 3\Phi$ on fixe $e_i = 20\text{cm}$

d) 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 à $50 e_a = 36\text{cm}$

$\theta = 1/20$ à $1/10$ par rapport à l'horizontale

$\alpha = 1/2$ par rapport à la verticale

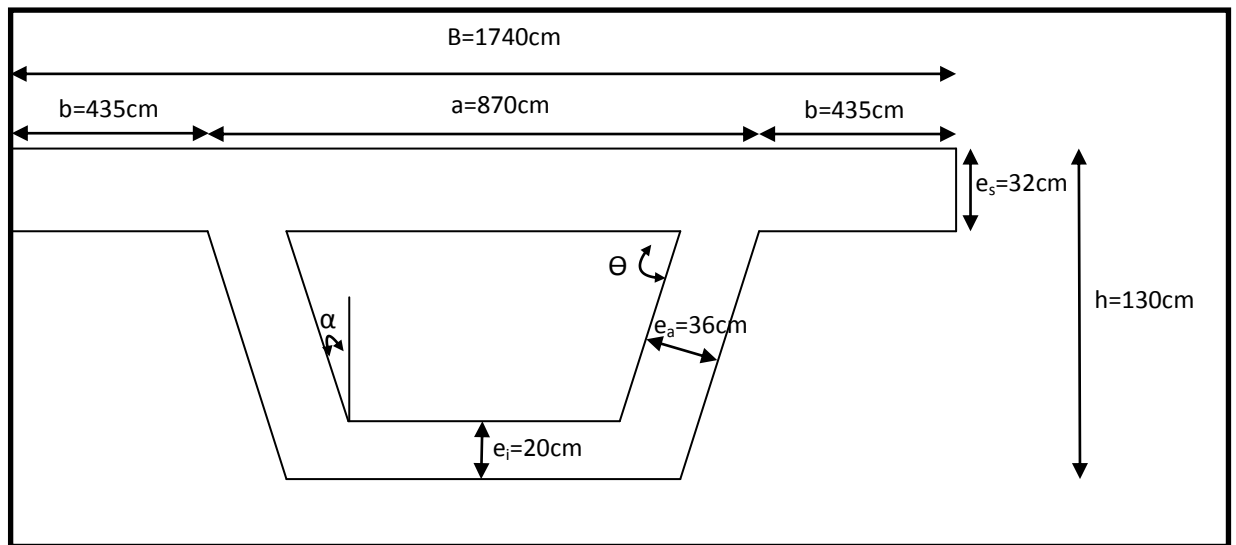


Fig. 2 .3 Coupe transversale du voussoir

2-3- Variante N°3 : pont à poutres en béton précontrainte par poste tension:(Pont à deux travées de 29m de longueur)

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

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

2-3-1- Pré dimensionnement de la poutre:

Le pré dimensionnement est fait selon le document « **SETRA** »

a) Elancement de la poutre : $L/22 < h_t < L/18 \Rightarrow 1,30 < h_t < 1,61\text{m}$

On fixe : $h_t = 1.30\text{m}$

b) La largeur de la table de compression : $0,6 h_t < b < 0,7 h_t \Rightarrow 0,876 < b < 1,03$

On fixe : $b = 1.03$

c) Epaisseur de la table de compression : $10 \leq e \leq 15\text{cm}$, On fixe : $e = 11.5\text{cm}$

d) Largeur de talon : $40 < L_t < 55\text{cm}$, On fixe $L_t = 55\text{cm}$

Mais cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

- e) **Epaisseur du talon et :** On fixe $e_t = 15\text{cm}$
- f) **Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :** $18 < b_0 < 25\text{cm}$
 On prend : $b_0 = 18\text{cm}$
- g) **Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :**
 On prend : $b_0 = 55\text{cm}$
- h) **Goussets :** C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$
- **Gousset du talon :** En travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$
 A l'appui il n'est pas de gousset
 - **Gousset de la table de compression:**
 - **En travée:** $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 10\text{cm}$
 - **A l'appui:** $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 5.5\text{cm}$
- i) **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0 :** $18 \leq h_0 \leq 25$, On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$
- j) **Nombre de poutres :** Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et La espacement $N = (L_a / \lambda) + 1$
 L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à 16.37m
 λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$
 Donc on prend: $\lambda = 1,637\text{m}$, **N = 11 poutre**

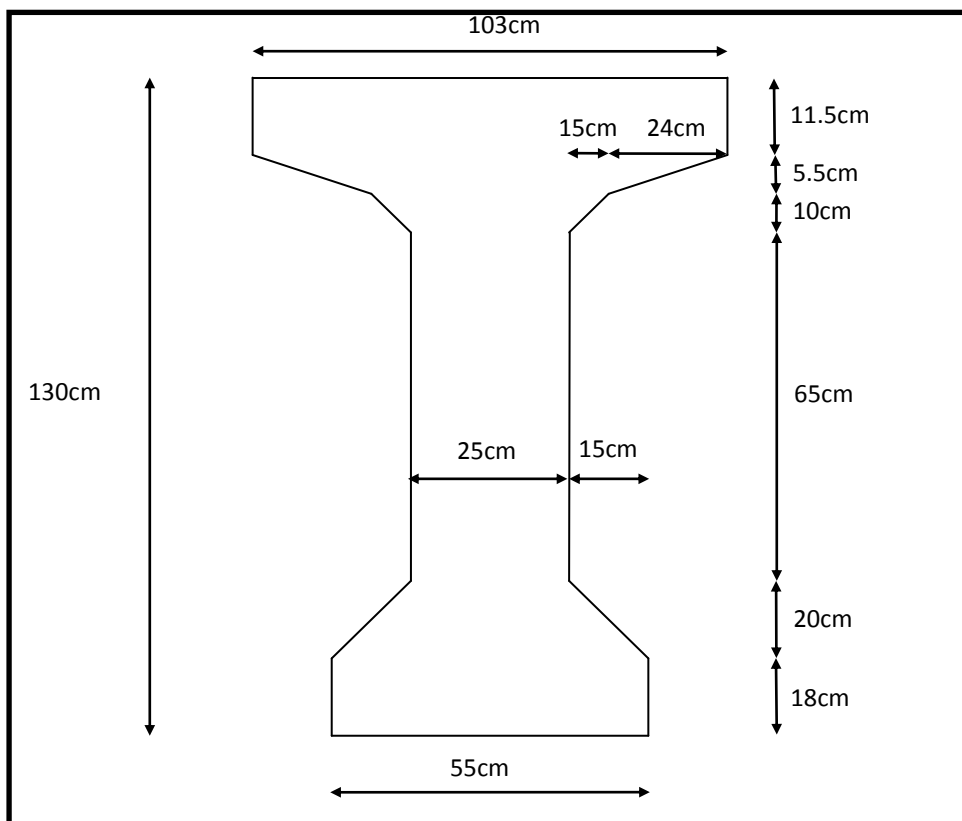


Fig.4 Coupe transversale de la poutre à mi travée

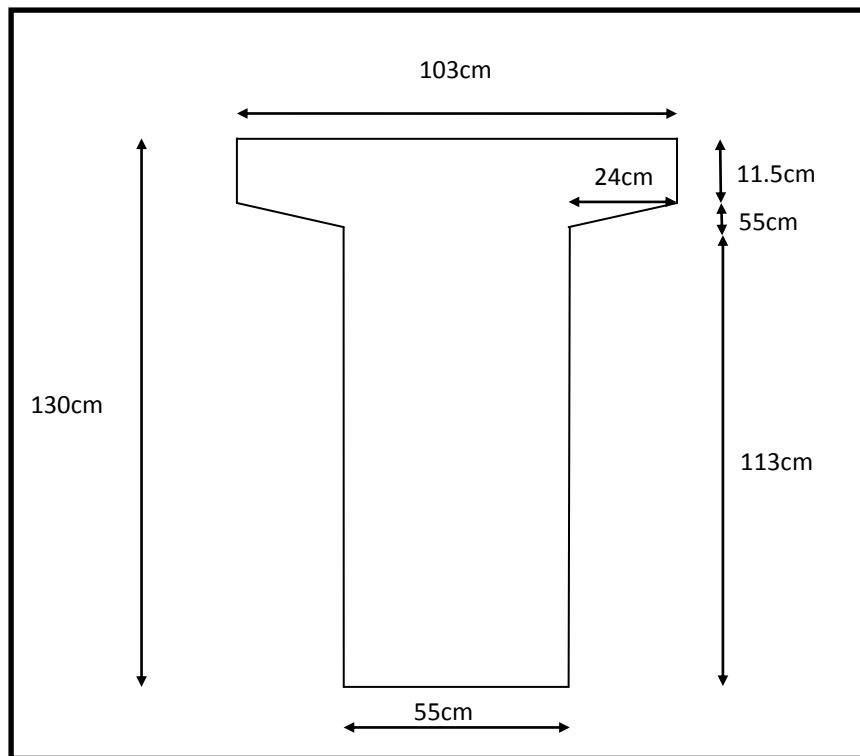


fig.5 Coupe transversale de la poutre sur appui

2-3-2- Les avantages et Les inconvénients de la poutre :

a) Les avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.

b) Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

2-4- Analyse multicritère :

| | Pont mixte | Pont en voussoir préfabriqué | Pont a poutre en béton précontrainte (2 travées) |
|-------------------|-----------------|------------------------------|--|
| Economie | chère | très chère | moins chère |
| Entretien | très difficiles | facile | Facile |
| Esthétique | mauvaise | bonne | Bonne |
| Exécution | facile | difficile | Facile |
| Délais (chantier) | 6 mois | 13 mois | 9 mois |

Tab.II.1 : Tableaux d analyse des variante

2-5- Critiques et conclusion :

- a) **Pour le pont mixte** : les points sensibles de cette variante sont :
« L'économie, entretien et esthétique».
- **Pour l'économie** : ce cas demande la préfabrication des poutres (soudure), et le transport.
 - **Pour l'entretien** : sera un problème majeur pour ce type d'ouvrage, nécessite un entretien périodique (peinture).
 - **Pour esthétique** : mauvaise intégration par rapport au site.
- b) **Pour le pont en voussoir préfabriqué** : les points sensibles de cette variante sont : « L'économie, exécution et le délai ».
- **Pour l'économie** : procédure de réalisation coûteuse.
 - **Pour l'exécution** : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvres qualifiées.
 - **Pour le délai** : délais important par rapport aux autres variantes.
- c) **Pour le pont à poutre en béton précontrainte** : les six points de cette variante sont favorables

Après les mesures des différents points des trois variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre en béton précontrainte (2 travées) à travées indépendante

3- Conception des culées :

3-1- Généralité :

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

3-2- Fonction des culées :

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

3-2-1- Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanente.

3-2-2- Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

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

3-3- Choix du type de culée :

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

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de 4,5m, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

3-3-1- Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

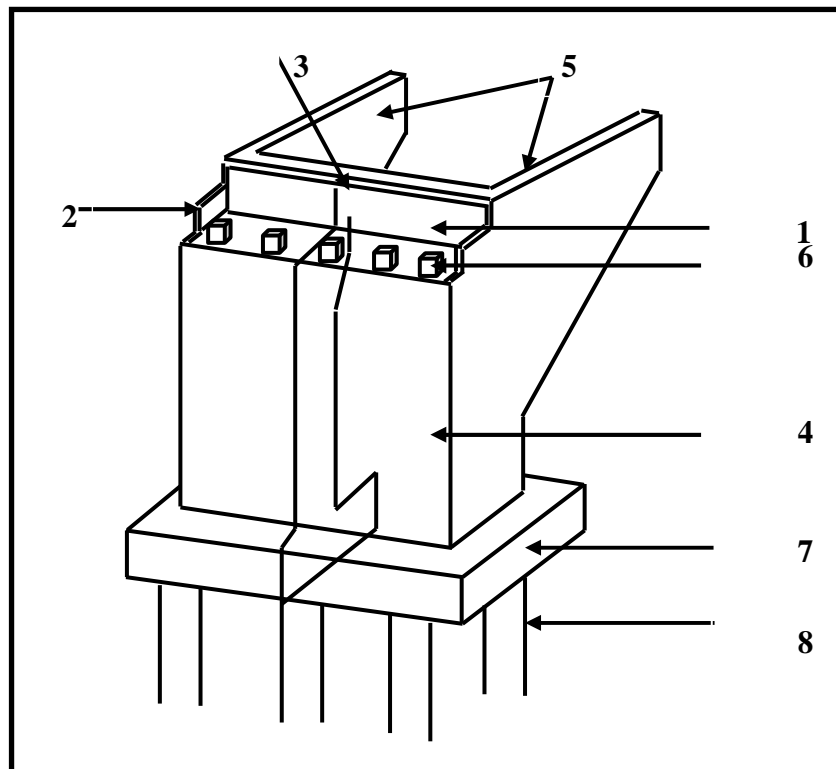


Fig.6 Vue panoramique d'une culée remblayée

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

3-3-2- Pré dimensionnement de la culée remblayée:

a) Le mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,8 à 1,2m selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front. Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appui ne doit pas être inférieur à 20cm.

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

On fixe l'épaisseur du mur est de 1.2m.

b) Les murs en retour :

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

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

On prend 50cm.

Longueur du mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, donc on trouve une longueur : $L = 9,30m$.

c) Mur garde grève :

Le mur garde grève à pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussé des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

d) Sommier d'appui :

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

façon à permettre :

- l'implantation des appareils d'appui.
 - La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appui.
 - Assurer l'évacuation des eaux, du moins en phase de construction du tablier.
- Donc on donne généralement une pente d'au moins 2% à l'arase supérieur du sommier et on recueille les eaux dans une cunette réalisée contre le mur garde grève

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

Pour ce cas l'épaisseur du sommier est = 0.2m.

e) Dalle de transition :

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

Longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai donc on trouve une longueur : $L = 9$ m. L'épaisseur: $e = 0,3$ m

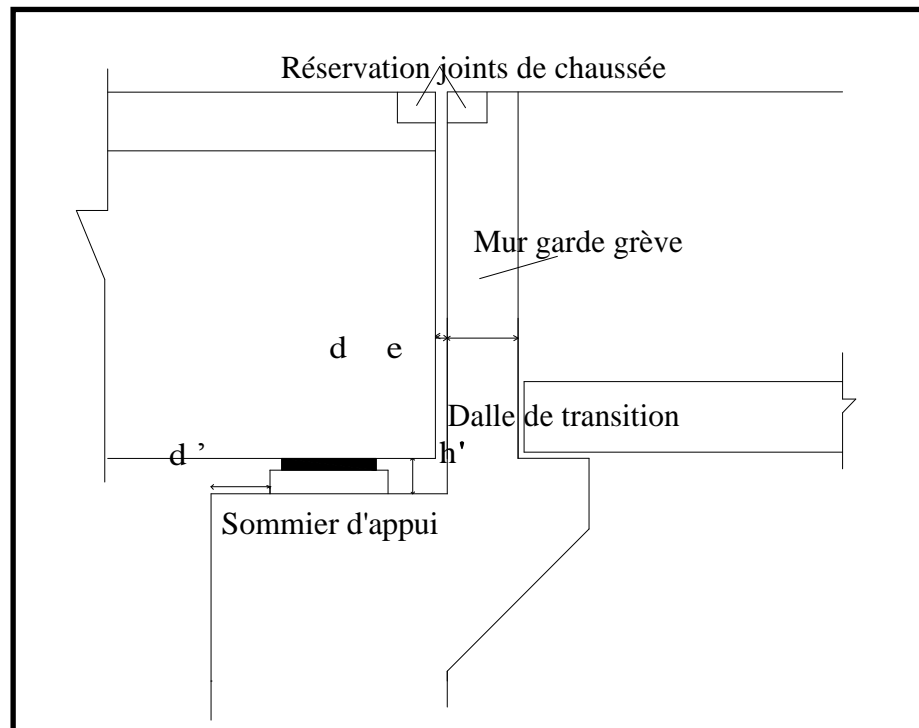


Fig.7 Dimensionnement de tête de culée

$d \geq 5\text{cm}$. → On fixe : $d=10\text{cm}$
 $e = \max(30\text{cm}, h/8)$, $h= 1.9\text{m}$ → on fixe:
 $e=30\text{cm}$ $h' \geq 25\text{cm}$. → On fixe : $h'=25.2\text{cm}$
 $d' \geq 20\text{cm}$ → On fixe : $d'=35\text{cm}$

Remarque :

On note l'ajout de deux plots parasismiques de $(50 \times 50 \text{ cm}^2)$ entre la poutre de rive et celle qui la précède pour éviter le déplacement des poutres vers l'extérieur en cas de séisme.

4- Conception des piles :

4-1- Généralité :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur.

On peut classer à deux familles:

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

4-2- Les piles :

Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement. Piles poteaux ou colonnes:

Elles peuvent être libre en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

4-2-1- Critères de choix des piles:

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

- ✓ Critères géométriques.
- ✓ Critères mécaniques.

- ✓ Critères économiques.
- ✓ Critères esthétiques.

Cet ouvrage franchit une AUTOROUTE, donc on a opté pour une pile portique pour les raisons suivantes :

- Cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.

Remarque :

On note l'ajout de deux plots parasismiques (50x50 cm²) entre la poutre de rive et celle qui la précède pour éviter le déplacement des poutres vers l'extérieur en cas de séisme.

4-2-2- Pré dimensionnement des éléments de la pile :

a) Dimension du chevêtre :

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liés par un chevêtre dans le cas contraire. La présence d'un chevêtre devient obligatoire, car il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier « freinage, séisme ... », il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être rendue difficile si l'on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante
 $hc \leq 1,25 ht$ (avec $ht = 1,78m$ hauteurs du tablier)

On fixe $hc=1,2m$

La largeur du chevêtre est donc de l'ordre de 2m

b) Dimension d'un fût :

Le dimensionnement des fûts des piles fait appel à trois critères:

- ✓ Un critère de résistance mécanique.
- ✓ Un critère de robustesse.
- ✓ Un critère esthétique.

Le nombre des éléments porteurs est lié au nombre des points d'appuis de la structure, et les proportions des éléments porteurs doivent être étudiées à partir de perspectives réalistes.

Le diamètre minimal du fût est de 1,2m. Donc on fixe, $e=4.8m$

L'espacement entre deux fûts est l'espacement entre deux points d'appui.

Donc la valeur de $L1 / L2$ varie de 0,2 à 0,5,

Tel que : $L1$ est l'entraxe de rive.

$L2$ est l'espacement entre les deux axes de fûts.

On a $L1 = 1.925m$,

Et : $L2 = 1.637/0,4$

Donc : $L2 = 4.08m$, L'espacement entre les deux axes de fûts.

5- Les fondations :

Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes. Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

5-1- Classification des fondations :

5-1-1- Fondation superficielle :

Elles sont mise en œuvre lorsque il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

5-1-2- Fondation profonde :

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

- ✓ Fondation par puits (semi profonde)
- ✓ Fondation par pieux (profonde) il y a : Les pieux qui travail par frottement et des pieux résiste par pointe. Les pieux forés et les pieux battus.

Dans notre cas on utilise les pieux profonds forés qui travaillent par frottement à cause de notre mauvais sol.

5-2- Choix des pieux :

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra :

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

5-2-1- Choix du diamètre des pieux :

Le choix du diamètre est important, puisque la largeur de la semelle, est sensiblement proportionnelle et que le coût de cette dernière croit assez vite avec ces dimensions. D'une façon générale, le choix d'un grand diamètre est meilleur que celui d'un forêt de petits pieux parce que les pieux de grands diamètres sont mieux contrôlables dans l'exécution.

La longueur des pieux aura une incidence non négligeable sur le diamètre puisque les pieux doivent présenter une certaine rigidité, surtout s'ils risquent d'être soumis à des efforts parasites importants, en première approximation, pour les pieux forés le diamètre pouvait aller jusqu'à 2,5m, mais il ne faut pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,80m car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton central.

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

5-2-2- Choix de l'entraxe des pieux :

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

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

5-3- Nombre des pieux :

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

5-4- Semelle de liaison :

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

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

Lorsque les pieux sont arasés à un niveau voisin de celui des appareils d'appui et s'ils se présentent sur 2 files, la semelle assure le transfert de charge des appareils d'appui sur les pieux.

5-4-1- Dimensionnement de la semelle :

a) La longueur de la semelle :

La longueur de la semelle dépend de l'appui, pour notre ouvrage on a les appuis multiples, dans ce cas la longueur de la semelle dépend de la largeur de l'appui,

$$L_s = (n-0,2).e$$

Avec : n : est le nombre d'éléments porteurs, dans notre cas $n = 3$

e : la distance entre les axes : $e = 4.08\text{m}$

$$\text{Donc } L_s = (3 - 0,2).4.8 = 17.40\text{m},$$

b) L'épaisseur de la semelle :

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

$h_s \geq 1,2 \Phi = 1,44\text{m}$ On fixe : $h_s = 1,6\text{m}$

c) Largeur de la semelle :

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

La largeur de la semelle sera : $B \geq (3n-1) \Phi$ Avec n: le nombre de files

$$B = (3 \times 2 - 1) \times 1.2 = 6\text{m} \text{ on fixe: } B = 5,8\text{m}$$

L_s

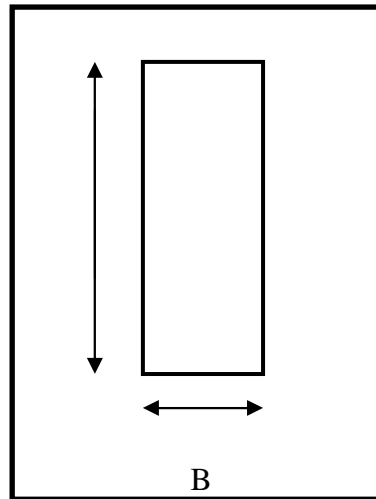


Fig.8 Vue en plan De la semelle

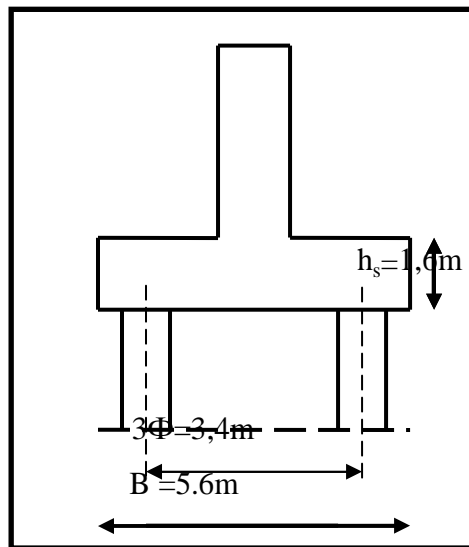


Fig.9 Coupe transversal De la fondation

1. Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne , en grande partie, la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 BPEL91 modifié99,

Le pont et construis par la précontrainte :

Le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression, alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture. La précontrainte consiste à tendre les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois se mettre en traction, puisqu'il était déjà en partie comprimé.

Selon que cette tension appliquée aux armatures (appelé câble de précontrainte ou toron de précontrainte) est effectuée avant la prise complète du béton ou postérieurement à celle-ci, on distingue la précontrainte par pré-tension et la précontrainte par post-tension.

La pré-tension :

La pré-tension (le plus souvent utilisée en bâtiment), les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence. Cette technique ne permet pas d'atteindre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en post-tension.

La post-tension:

La post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe, est généralement réservée aux grands ouvrages (ponts) puisqu'elle nécessite la mise en œuvre d'encombrantes « pièces d'about » (dispositifs mis en place de part et d'autre de l'ouvrage et permettant la mise en tension des câbles).

1.Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène le ciment, le sable, le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants (SIKA). Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque, on dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une heure). Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier est Il a une bonne durabilité résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPa à 50 MPa et à la traction de 2 à 5 MPa) selon les prescriptions du **BAEL** ou **BPEL**

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

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

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

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées. Avec un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères. Donc de très grande portée, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre)

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c. à d 500 Kg de ciment pour 1 m³ de béton). Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A325.

Caractéristiques mécaniques du béton

1.1 Résistance du béton

La valeur caractéristique du béton notée « f_{cj} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte

Pour un béton âge de **J jours** on a : **(B.A.E.L 91)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{MP} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Pour notre ouvrage la résistance a la comprissions

- Béton pour piles et culées C30/37.

Résistance caractéristique du béton en éprouvette cylindrique $f_{cj} = 30 \text{MPa}$.

- Béton pour semelles C25/30

Résistance caractéristique du béton en éprouvette cylindrique $f_{cj} = 25 \text{MPa}$.

- Béton Dalle tablier C35/45

Résistance caractéristique du béton en éprouvette cylindrique $f_{cj} = 35 \text{MPa}$.

- Béton de propreté C15/20

Résistance caractéristique du béton en éprouvette cylindrique $f_{cj} = 15 \text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28}$$

- Béton Poutres précontraintes C45/55

Résistance caractéristique du béton en éprouvette cylindrique $f_{cj} = 45 \text{MPa}$.

- Mortier par base de nivellement appareil d'appui $f_{cj} > 50 \text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation suivante :

Pour un béton âge de J jours on a :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad (\text{MPa}). \quad (\text{B.A.E.L 91}).$$

Pour notre ouvrage la résistance a la traction

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6+0.06 \times 50 = 3.6 \text{ MPA} \\ 0.6+0.06 \times 45 = 3.3 \text{ MPA} \\ 0.6+0.06 \times 35 = 2.7 \text{ MPA} \\ 0.6+0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPA} \\ 0.6+0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA} \\ 0.6+0.06 \times 15 = 1.5 \text{ MPA} \end{cases}$$

1-2- Contraintes admissibles :

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

1-2-1- Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

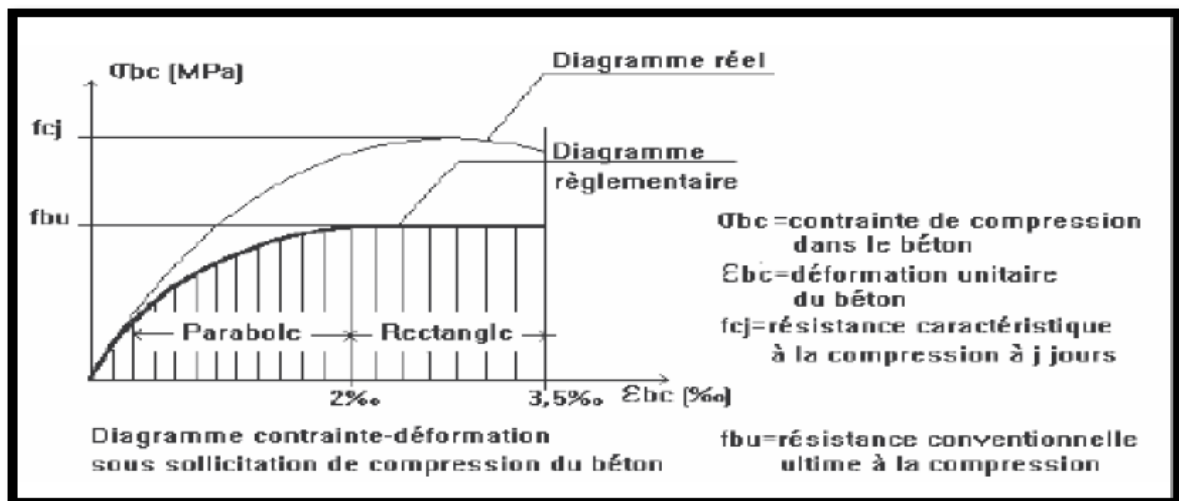


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton à l'ELU
 En générale on utilise le diagramme simplifié (idéalisé) dit « Parabole- Rectangle », et

lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données Expérimentales probantes, il est nécessaire d'adopter le diagramme réel.

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad \text{.(B.A.E.L 91).}$$

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où : Pour notre ouvrage la contrainte admissibles à la compression (E.L.U) :

$$f_{bu} = \begin{cases} 28,33\text{Mpa. en situation durable ou transitoire pour } f_{c28} = 50\text{MPa.} \\ 36,95\text{Mpa. en situation accidentelle pour } f_{c28}=50\text{MPa.} \\ 25,5\text{Mpa. en situation durable ou transitoire pour } f_{c28} = 45\text{MPa.} \\ 33,26\text{Mpa. en situation accidentelle pour } f_{c28}=45\text{MPa.} \\ 19,83\text{Mpa. en situation durable ou transitoire pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{Mpa. en situation accidentelle pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 17\text{Mpa. en situation durable ou transitoire pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \\ 22.17\text{Mpa. en situation accidentelle pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \end{cases}$$

1-2-2- Contrainte admissible à la compression (E.L.S):

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{ouvrage fini en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction. On situation accidentelle} \end{cases}$$

1-2-3- Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées Selon les classes des ouvrages.

Classe I :

Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section quelque soit le cas de la charge et la présence de milieux très agressif. En situation d'exécution, la traction est limitée à $0.7 f_{tj}$.

Classe II :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction la contrainte de traction est limitée f_{tj} dans la section d'enrobage et à $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes la traction est nulle dans la section d'enrobage.

En situation d'exécution, la traction est limitée à $0.7 f_{tj}$ dans la section d'enrobage et à $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

1-2-4- Contrainte admissible au cisaillement :

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

σ_x précontrainte suivant x

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

$$\overline{\tau}_1^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

- 2^{ème} par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau}_2^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2 f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales.

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

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

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

$$\tau_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj})$$

1-3 déformations longitudinales :

Elles peuvent être calculées à l'aide du « module instantané de déformation longitudinale (module de Young) E_{ij} à j jours d'âge déterminé à partir de sa résistance à la compression f_{cj} et on distingue :

Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

1-4 module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3 E_{ij}$$

L'indice « v » vient de Freyssinet, qui considérait qu'il s'agissait du module « vrai » du béton.

1-5- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson.

1-6- Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. (c'est le rapport entre la déformation

Longitudinale et transversale).

Le raccourcissement longitudinal induit une augmentation transversale.

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} \quad \left\{ \begin{array}{l} l, t : \text{longueur et largeur de l'élément considéré.} \\ \Delta l : \text{La variation longitudinale de l'élément.} \\ \Delta t : \text{La variation transversale de l'élément} \end{array} \right.$$

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

1-7- déformations différées :

On distingue deux déformations différées qui apparaissent dans la vie d'un ouvrage en béton :

1-7-1- le retrait :

Le retrait est dû à l'évaporation de l'eau qui n'est pas nécessaire à la prise du ciment mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton, pour faciliter sa mise en œuvre.

L'importance du retrait dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ l'humidité relative de l'air ambiant (le retrait augmente quand l'humidité diminue).
- ✓ les dimensions de la pièce (le retrait est plus grand pour les pièces peu épaisses).
- ✓ la quantité d'armatures situées à l'intérieur de la pièce qui freinent le retrait.
- ✓ la quantité d'eau mise en œuvre (le retrait augmente avec cette valeur).
- ✓ le dosage du ciment (le retrait augmente avec la quantité du ciment).
- ✓ le temps écoulé.

1-7-2- le fluage :

Il correspond à une déformation croissant dans le temps sous contrainte constante,

Une pièce soumise à la compression simple se raccourcit à la mise en application de la charge, appelle raccourcissement élastique instantané

$$\frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}}$$

Mais dans le temps, la pièce continue à se raccourcir pour atteindre, au bout d'un temps infini (plusieurs années), une limite qui est de l'ordre de « 3 fois le raccourcissement instantané ».

C'est de la qu'on pouvait écrire : $\frac{\Delta l_v}{l} = \frac{3 \Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}/3} = \frac{\sigma}{E_{vj}}$

Le fluage est un phénomène complexe qui n'est ni linéaire ni réversible il dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ du dosage du ciment.
- ✓ la teneur en eau.
- ✓ de l'humidité relative de l'air.
- ✓ du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge.
- ✓ de l'épaisseur moyenne de la pièce.

1-8-Effet de la température :

Le béton armé et donc le béton précontraint n'aurait jamais pu exister si « les coefficients de dilatation thermique » des deux matériaux béton et acier avaient été très différents.

Le coefficient de dilatation de l'acier valant 10^{-5} celui du béton varie de **0,8 à 1,2 X 10^{-5}**

Donc dans les calculs on pourra retenir la valeur 10^{-5} par degré Celsius pour le béton Précontraint.

2-L'acier :

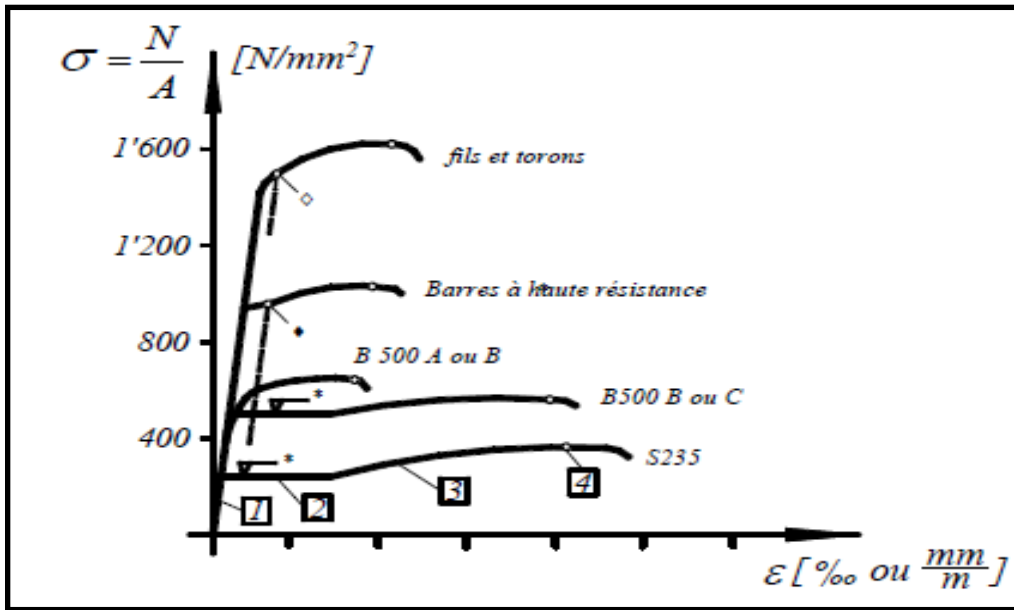


Figure 1.6: Diagramme contrainte-déformation pour les différents types d'armature

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

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

PROCAUTION DE MISE À TERRE ET LES AUVENTS DE PROTECTION DE LA CATÉNAIRE

Il faut prévoir la mise à la terre des armatures, poteaux, ainsi que tous les éléments métalliques, dans le but de protéger les personnes et les installations des effets dérivés de la différence de potentiel générée par le propre système de la traction électrique dans des conditions normales, et dans des conditions anormales (pannes, court-circuit, décharge atmosphérique, etc).

2-1-Aciers passifs :

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

2-1-1-La limite élastique :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Pour une situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{Pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

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

Pour les calculs sous sollicitations normale, on substitue aux diagrammes expérimentaux un diagramme idéalisé qui se compose conventionnellement :

- De droite de Hooke, de pente $E_s = 2 \times 10^5$ MPa qui est le module d'élasticité.
- D'un palier horizontale d'ordonnée f_e .

2-1-3- Contrainte limite de traction :

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

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

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

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

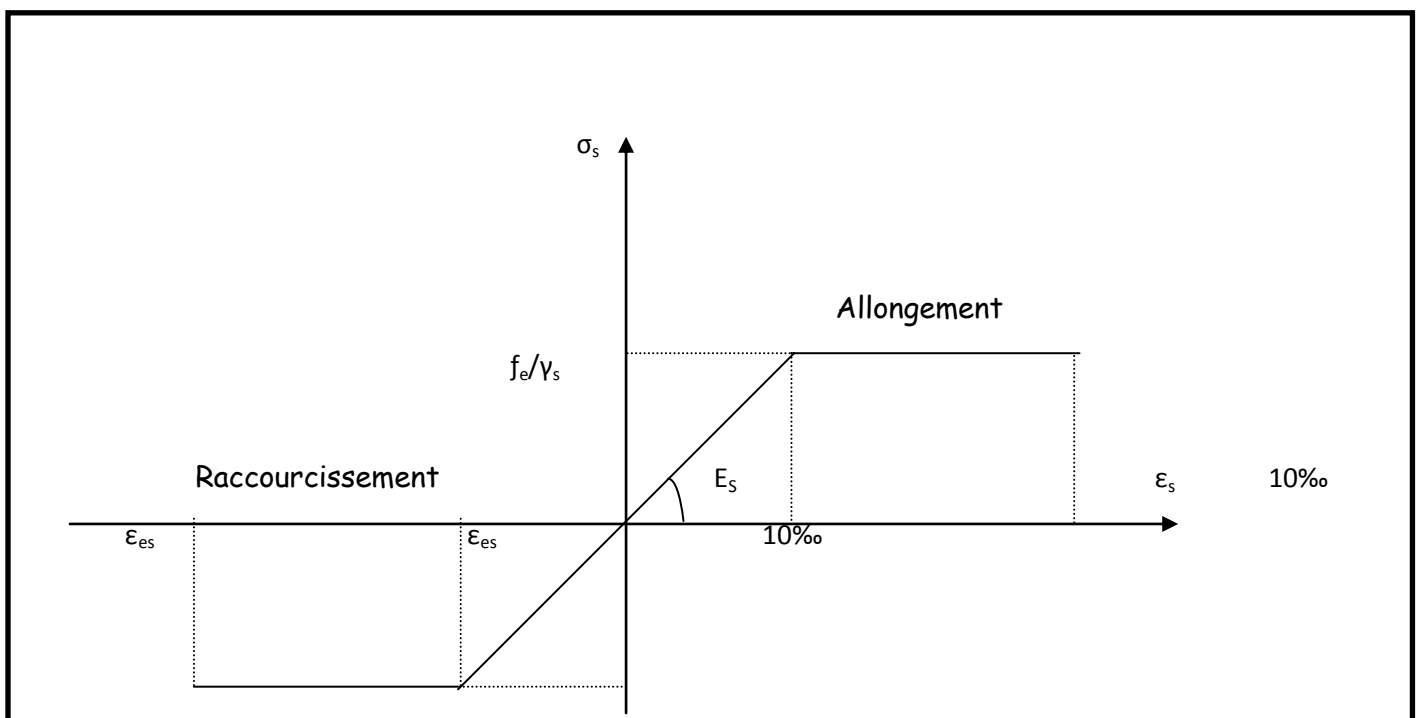


Fig. 3.1.diagrammes contraintes déformations

2-2- Les aciers actifs :

Ce sont des armatures en acier à haute résistance utilisées pour les constructions en béton précontraint..

- Les armatures actives sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par trois catégories : fils, barres, Torons.



Toron avec clavettes à l'extrémité pour l'ancrage sur la tête

le tableau suivant résume les limites d'écoulement et les résistances à la traction des aciers de précontrainte couramment utilisés

| Type d'acier de précontrainte | Limite d'écoulement $f_{p0.1,k}$ [N/mm ²] | Résistance à la traction f_{pk} [N/mm ²] | |
|-------------------------------|---|--|-----------|
| fils | Ø = 3, 4 et 5 mm | 1600 | 1860 |
| | Ø = 6 mm | 1520 | 1770 |
| | Ø = 7 et 8 mm | 1440 | 1670 |
| | Ø = 10 mm | 1300 | 1570 |
| torons | Ø = 12.9 mm, A=100 mm ² | 1600 | 1860 |
| | Ø = 15.3 mm, A=140 mm ² | 1520/1600 | 1770/1860 |
| | Ø = 15.7 mm, A=150 mm ² | 1520/1600 | 1770/1860 |
| Barres écrouies | Ø = 20 mm | 900 | 1100 |
| | Ø = 26, 32 et 36 mm | 830/1080 | 1030/1230 |

Tab.III.1. caractéristique des aciers passifs

la contrainte dans les aciers de précontrainte sous charges permanentes (état limite de service, sans actions variables) est limitée de la façon suivante :

f_{pk} : résistance à la traction

- $P_0 \leq 0.75 f_{pk}$ lors de la mise en tension des câbles

- $P_0 \leq 0.7 f_{pk}$ immédiatement après la mise en tension (précontrainte par post-tension) ou après la libération des ancrages d'extrémité (précontrainte par pré-tension). Le but de ces limites est de limiter :

- les pertes dues à la relaxation ;
- les probabilités de ruptures imprévues des ancrages.

- les déformations plastiques dans les zones où les câbles sont déviés.

Puisque la précontrainte a généralement un effet favorable, sa force initiale est généralement choisie afin d'atteindre ces limites. Si, par contre, la force de précontrainte a un effet défavorable et la taille du câble ne peut pas être réduite car sa résistance à l'état limite ultime est indispensable (indice d'une mauvaise conception de la précontrainte et de la section), la contrainte dans les aciers de précontrainte lors de la mise en tension devra néanmoins être choisie afin de pouvoir activer sa résistance à l'état limite ultime avec des déformations raisonnables. C'est pour cela que la SIA 2622012 fixe, par exemple, la limite inférieure de la contrainte restante dans l'acier de précontrainte après déduction de toutes les pertes à $0,45 f_{pk}$

- ✓ Pour notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute Résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On Utilisera des câbles **12T15**.



Câble précontrainte 12t15

Caractéristiques mécaniques :

1-Résistance à la rupture :

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne **f_{prg}** .

- Dans notre projet : **$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$**

2-Limite élastique :

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de **1 %**, on la désigne par **peg**. Dans notre projet $f_{peg} = 1583$ MPa. L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL**

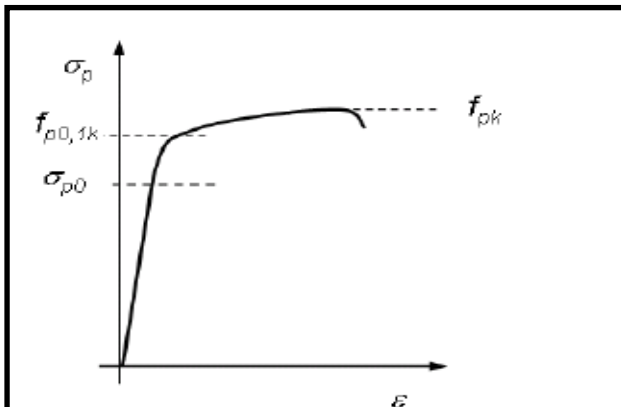


Figure 1.7: Diagramme contrainte-déformation des aciers de précontrainte et contrainte initiale en fonction de la résistance à la traction

3-La relaxation :

Lorsque on tend un fil d'acier à une contrainte élevée (voisine de sa limite élastique) et qu'on maintient constante sa longueur, on constate une diminution de la contrainte au cours du temps, cette perte de tension s'appelle la relaxation de l'acier, celle-ci produit une perte de précontrainte dont il faudra tenir compte.

La relaxation des armatures sont classées en trois catégories :

- ✓ RN relaxation normale.
- ✓ BR basse relaxation.
- ✓ TBR très basse relaxation.

Des essais ont montré que la température influe énormément sur la relaxation ainsi à 80°C on peut atteindre en quelques heures la relaxation qui ne se produit qu'au bout de milliers d'heures à 20°C .

Le phénomène de relaxation n'a pas encore reçu d'explication scientifique satisfaisante à l'heure actuelle.

4-Corrosion sous tension :

Une armature tendue est plus sensible à la corrosion qu'au repos, c'est la raison pour laquelle une attention toute particulière est apportée à la protection des armatures de précontrainte par :

- ✓ des enrobages importants.
- ✓ une limitation des contraintes de traction du béton au niveau de l'armature.
- ✓ une bonne mise en place des câbles dans les gaines.
- ✓ une injection soignée de colles.

5-Résistance à la fatigue :

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure provoqué par les variations de déformations que lui imposent les actions variables et répétées.

Particulièrement si l'ouvrage est un pont –routier ou un pont –rail à grand trafic.

Lorsqu'on soumet un acier à une variation de contrainte, on constate après un grand nombre de cycles, une rupture de l'acier sans que la contrainte de rupture n'ait jamais été atteinte.

Les armatures de précontrainte sont plus sensibles à la fatigue que les armatures de BA car elles travaillent à des contraintes très élevées, parfois sous moment négatif et parfois sous moment positif de façon permanente.

1 Introduction :

Une fois effectués les choix fondamentaux de la conception dictés par les conditions locales et par l'expérience d'ouvrages similaires, il reste à déterminer les principales cotes de coffrage des poutres. Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce afin d'augmenter la rigidité flexionnelle de la poutre. Pour cela on choisit une section en I avec un espacement (entraxe des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de la pré-dalle à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression.

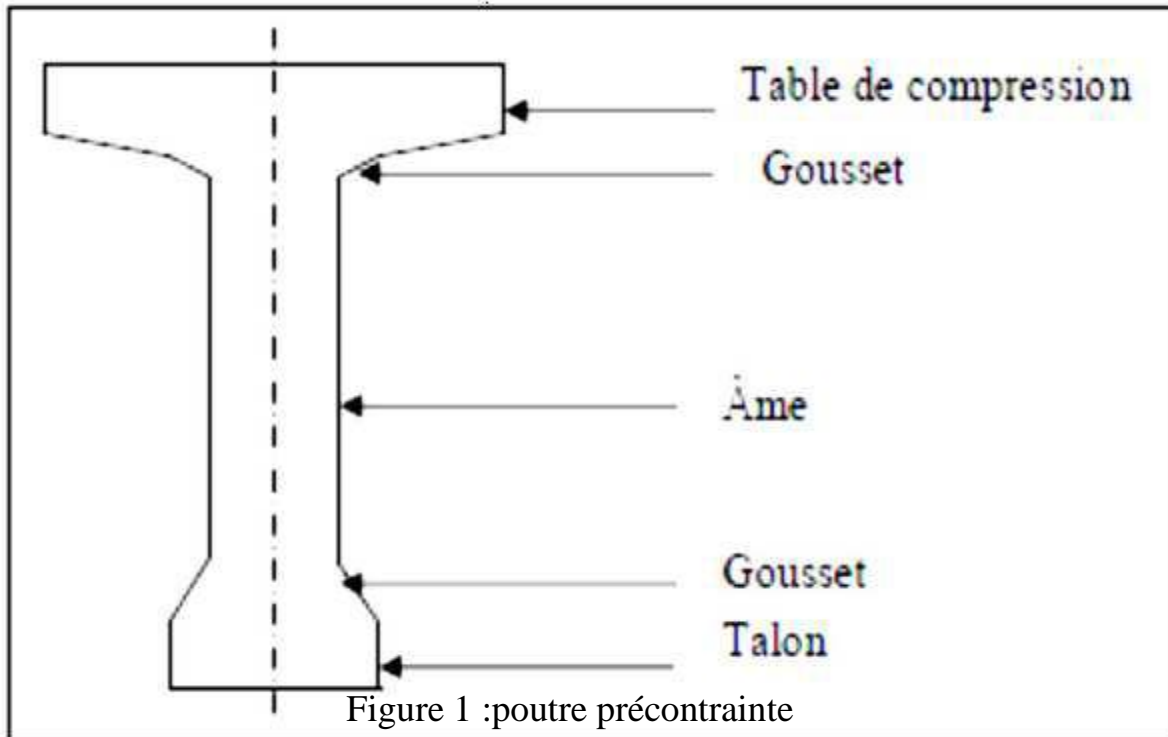


Figure 1 :poutre précontrainte

2 Dimensionnement des éléments du tablier:

2-1 Les poutres :

Une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, ou en béton armé ou précontraint. En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires: d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

A/ L'espacement entre axes des poutres: (λ)

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions et, des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi des poutres en section **I**, la largeur de la table de compression est l'égerment inferieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir l'espacement entres- axes des poutres: $1,5 \leq \lambda \leq 2,5$

donc on fixe l'espacement $\lambda = 1,63$

B/ Nombre de poutre :

le nombre des poutres est déterminé par: $N = (La / \lambda) + 1$

La: est la distance entre appui de rive = 16.37

on fixe l'espacement $\lambda = 1,637\text{m}$

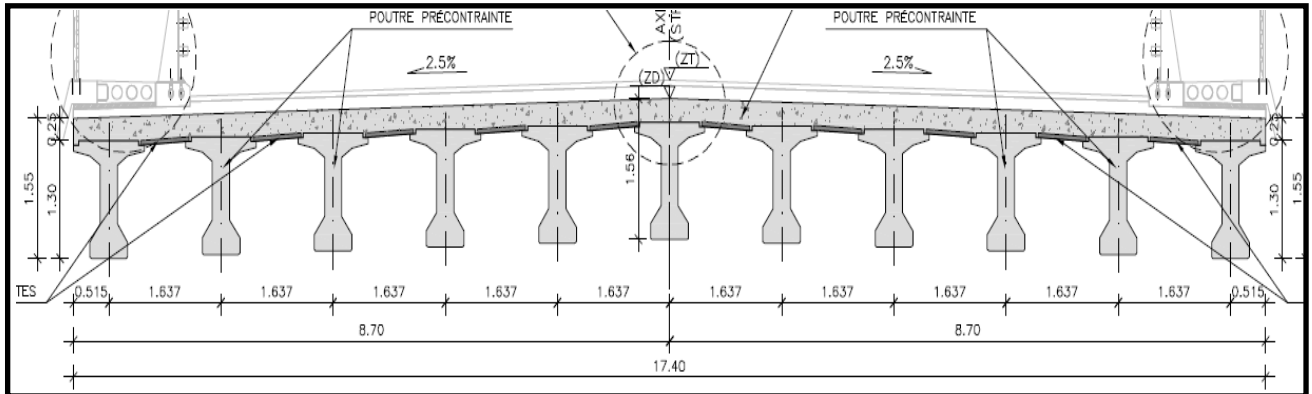


Figure 2 : disposition des poutre

$$N = (16.37 / 1.637) + 1 = 11 \text{ poutres } N = 11 \text{ poutres}$$

C/ hauteur de la poutre:

La hauteur de la poutre de pont dont la portée dépasse ou égale à 20m ($L \geq 20\text{m}$) est donnée

Par la condition suivante:

$$L/20 - 0,2 \leq H_p \leq L/20 + 0,5$$

Pour $L = 29\text{M}$ on aura: $1,25 \leq H_p \leq 1,95$

On prend: **$H_p = 1,30\text{m}$**

D/ membrure supérieure (table de compression) b:

La largeur **b** de la dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral et, elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée par la relation suivante:

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

Alors: $0,9 \leq b \leq 1,05\text{m}$ On prend: **$b = 1,03\text{m}$**

❖ Remarque :

Dans ce cas, des prés-dalle sont nécessaires pour le coffrage du hourdis.

on prévoit des goussets qui jouent un triple rôle :

- ✓ -faciliter la mise en œuvre du béton
- ✓ -assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- ✓ -permettre de loger les ancrages des câbles.

E/ Epaisseur de l'âme (b_0):

section médiane:

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et faciliter la bonne mise en place

du béton. Son épaisseur est donnée par la formule suivante : $b_0 \geq (H_p / 36) + 6 + \Phi_{ext.gaine}$

$$b_0 \geq (130 / 36) + 6 + 8,8 \rightarrow b_0 \geq 18,41\text{cm}$$

On prend: **$b_0 = 25\text{cm}$**

Section d'about:

L'épaisseur de l'âme b_0 est imposée par les plaques de répartitions sur lesquelles s'appuie le Socle du vérin lors de la mise en tension des câbles. Elle donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq a+10$$

Avec:

A: largeur de la plaque d'ancrage ($a=45\text{cm}$)

Donc: $b_0=55\text{cm}$

F/ Talon:

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de Précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'écaler sous la poussée au vide des armatures. Sa largeur b_t est comprise entre 40 et 70cm

En prend : **$b_t=65\text{cm}$**

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10cm et 20cm, pour permettre un bon bétonnage.

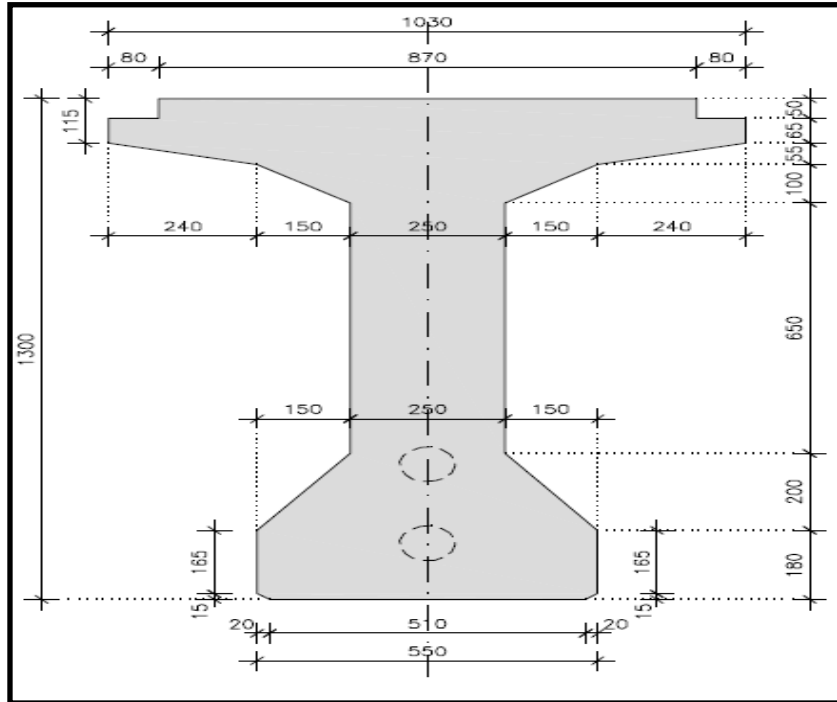
En prend : **$h_t=18\text{cm}$**

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correcte du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

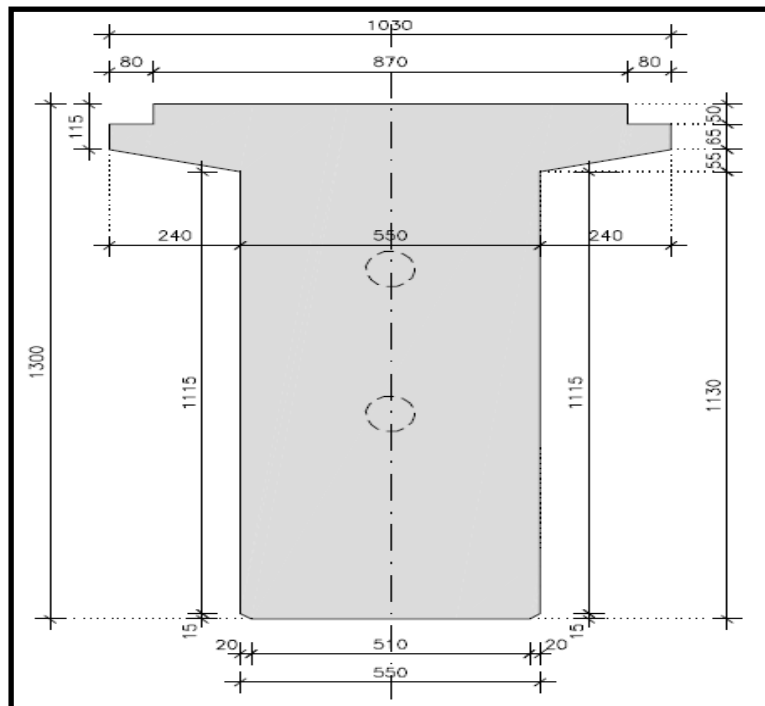
$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2-hg}{b_t-b_0} \leq 3/2$$

Avec hg: hauteur du gousset

- a) **Goussets** : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$
- Gousset du talon : En travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$
A l'appui il n'est ya pas de gousset
 - Gousset de la table de compression:
 - En travée: $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 10\text{cm}$
 - A l'appui: $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$
- b) **Epaisseur de l'hourdis (la dalle)** h_0 : $18 \leq h_0 \leq 25$, On fixe : $h_0 = 20\text{cm}$.



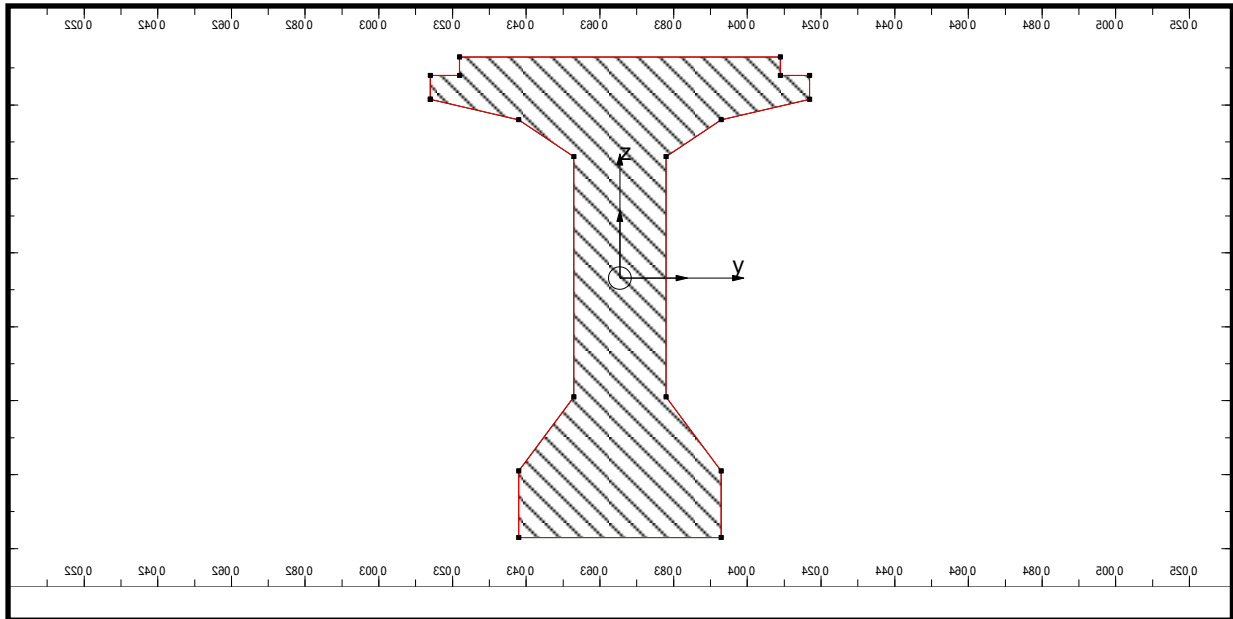
GÉOMÉTRIE POUTRE PRÉCONTRAÎTE
COUPE TRANSVERSALE B-B'
ÉCHELLE 1:10 (COTES EN mm.)



GÉOMÉTRIE POUTRE PRÉCONTRAÎTE
COUPE TRANSVERSALE A-A'
ÉCHELLE 1:10 (COTES EN mm.)

AVEC LE LOGICIEL ROBOT EN OBTIENT L'ANALYSE DE LA SECTION GEOMETRIQUE

ANALYSE DE LA SECTION 1

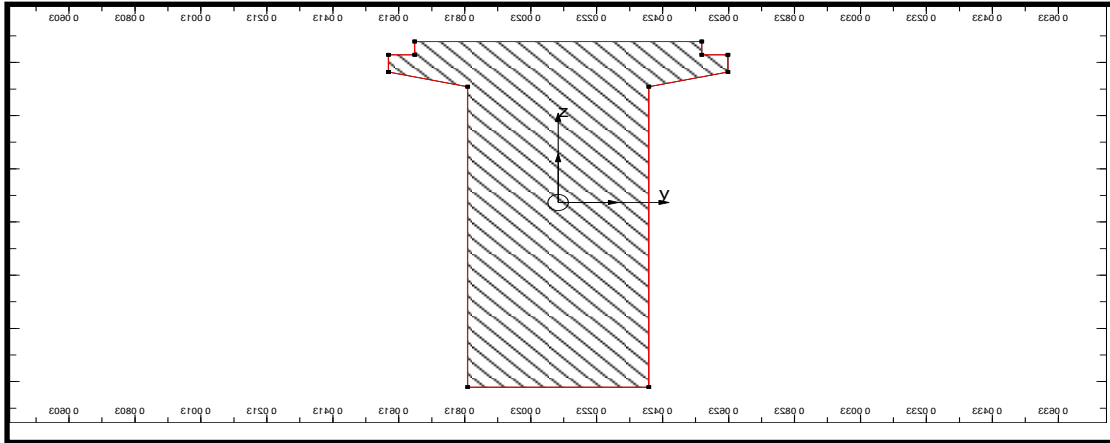


Coupe transversale de la poutre a mi travée

| | B (cm²) | I_g(cm⁴) | V (cm) | V' (cm) | ρ % | h (cm) | r² (cm²) |
|---------------|---------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------|------------|---------------|---------------------------------------|
| POUTRE | 5354.00 | 10685767.72 | 59.8 | 70.2 | 50 | 130 | 2247.12 |

Tab.III.1 : caractéristique géométrique de la poutre a mi travée

ANALYSE DE LA SECTION 2



Coupe transversale de la poutre sur appui

| | B (cm²) | Ig(cm⁴) | V (cm) | V' (cm) | ρ % | h (cm) | r² (cm²) |
|--------|---------------------------|---------------------------|---------------|----------------|------------|---------------|---------------------------------------|
| POUTRE | 7754 | 14579486.47 | 60.5 | 69.5 | 44.7 | 130 | 1880.25 |

Tab.III.2 : caractéristique géométrique de la poutre sur appui

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 à un ouvrage peuvent être permanentes ou variable.

- Les actions permanentes comprennent :

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

- Les actions variable, de leur côté, 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 à satisfaire strictement les 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 (RPA99).
L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon L'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.

2.Calcul des charges:

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les Éléments non porteurs et des installations fixes.

- ✓ **les éléments porteurs :** ces charges concernent le tablier seul (charges permanent).
- ✓ **les éléments non porteurs :** tels que le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, Garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

2-1 calcul des charges permanentes (CP):

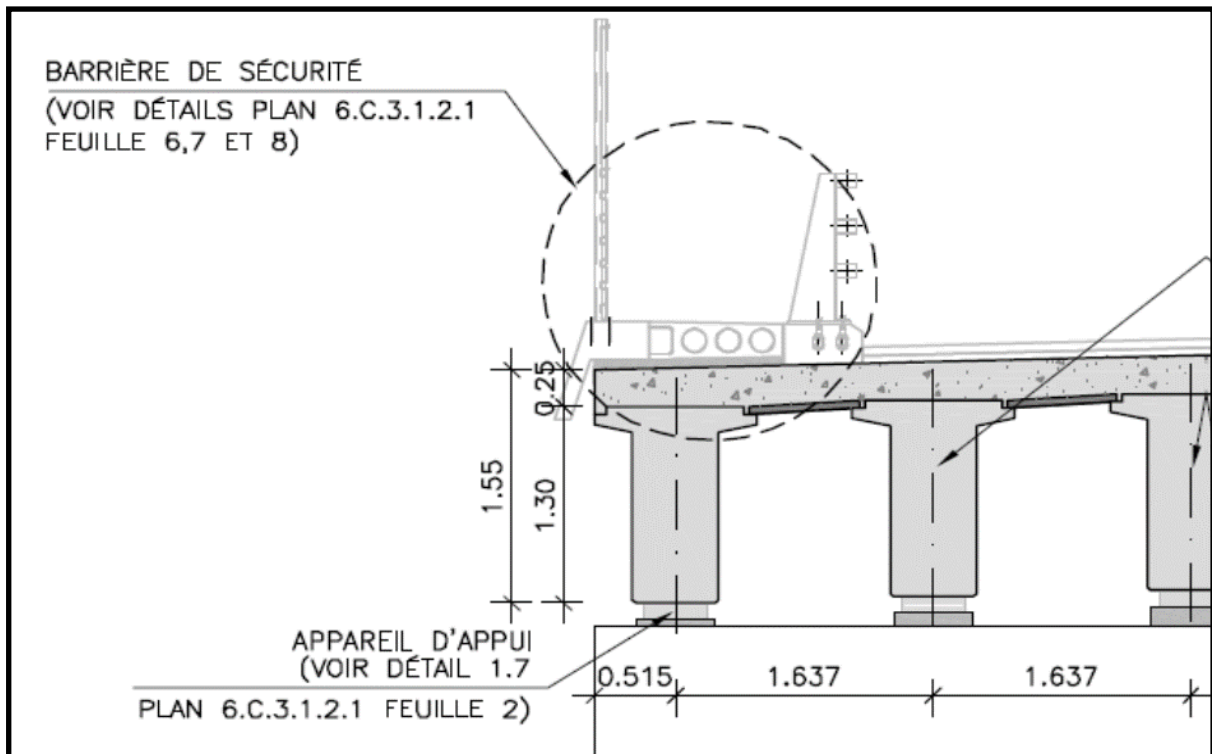


Fig.1: dimension du hourdis revenant aux poutres

Epaisseur de la dalle est de 25 cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive :

$$P = 0.25 * 1.3335 * 2.5 * 1 = 0.833 \text{ t/ml}$$

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

$$P = 0.25 * 1.637 * 2.5 * 1 = 1.023 \text{ t/ml}$$

Le poids propre de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = (2 * 0.833) + (9 * 1.023) = 10.873 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{dalle}} = 10.873 \text{ t/ml}$$

b. Les poutres

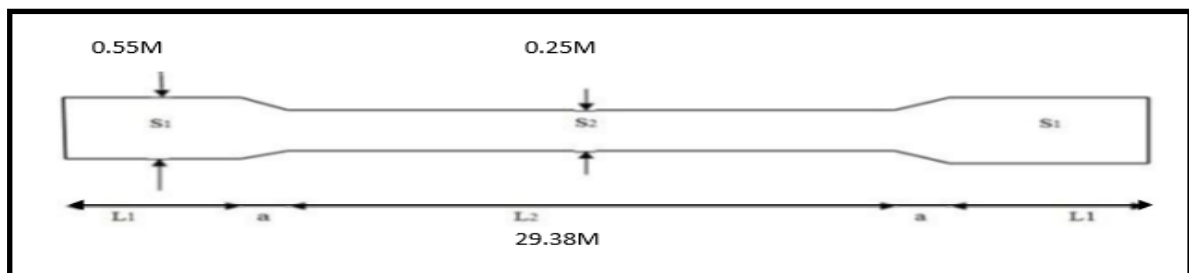


Fig.V-2: Coupe longitudinale d'une poutre

L'inclinaison du gousset 45°.

S_1 = section d'about au niveau de l'âme.

S_2 = section médiane au niveau de l'âme.

L_1 = longueur de la section d'about.

L_2 = longueur de la section médiane.

a = longueur du gousset qui a une inclinaison de 45°

$a = 0.30$ m

$S_1 = 7754$ cm²

$S_2 = 5354$ cm²

$$L_1 = \frac{L}{4} = \frac{29.38}{4} = 7.345 \text{ m}$$

$$L_2 = L - (2 * L_1 + 2 * a) \Leftrightarrow 29.38 - (2 * 7.345 + 2 * 0.30) = 14.09 \text{ m}$$

Section équivalente de la poutre :

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left(2 * \left(L_1 * S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} * a \right) + L_2 * S_2 \right)$$

$$S_{eq} = 6578.5 \text{ cm}^2 = 0.6578.5 \text{ M}^2$$

- Poids propre de la poutre :

$$\text{Poids propre} = \rho_{\text{béton}} * S_{eq} = 2.5 * 0.6578 = 1.6445 \text{ t/ml}$$

- Poids propre des poutres : POUR UNE TRAVE

$$\text{Poids poutres} = 11 * 1.6445 = 18.0895 \text{ t/ml.}$$

- Poids propre de l'entretoise :

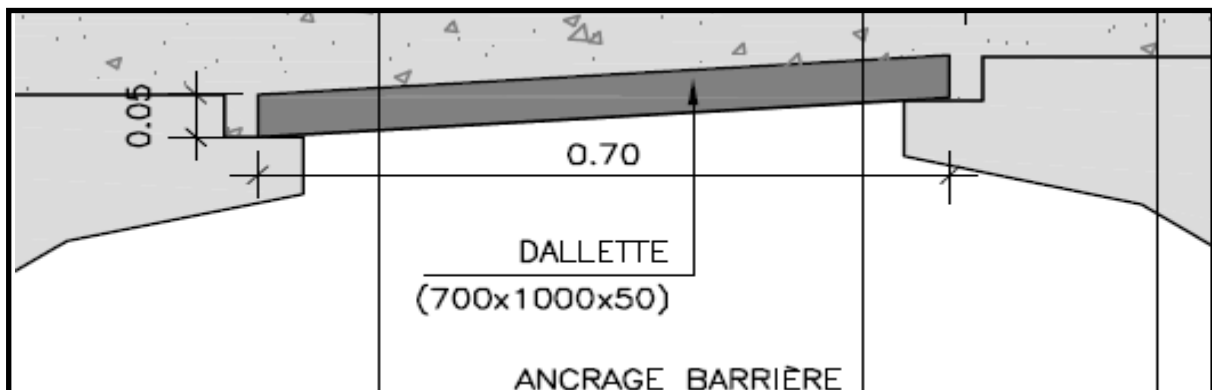


Fig. V-3: Coupe transversal du tablier.

Poids d'entretoise = $\rho_{\text{béton}} * S * N = 2.5 * (0.7*1*0.05) * 10 = 0.875 \text{ t/ml}$

Poids d'entretoise = 0.875 t/ml

2-2 Les éléments non porteurs :

a. Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 07 cm d'épaisseur de densité 2.2 t / m³. Et d'une couche d'étanchéité d'épaisseur de 03 cm et de densité 2.2 t / m³.

Poids chaussée = ((0.07 + 0.03) * 2.2 * 10.5) = 2.31 t /ml

b. Poids trottoir :

Poids trottoir = 1.70 * 0.20 * 2.5 = 0.85 t/ml

Poids trottoirs = 1.70 t/ml

c. Poids de la corniche Poids corniche = 0.125 t/ml

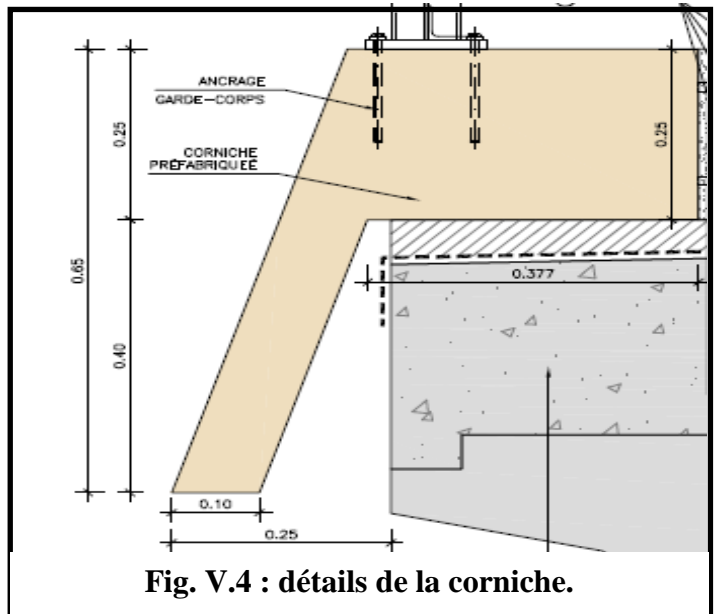


Fig. V.4 : détails de la corniche.

e. Poids de glissière:

Poids glissière = 0.01 t/ml

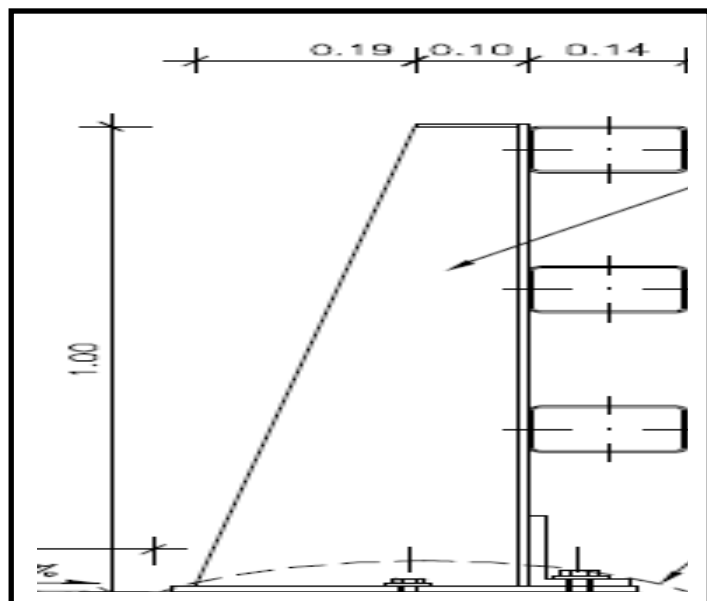


Fig. V.5 : détails du glissière

e. Poids de garde corps:

Poids de garde corps = 0.06 t/ml

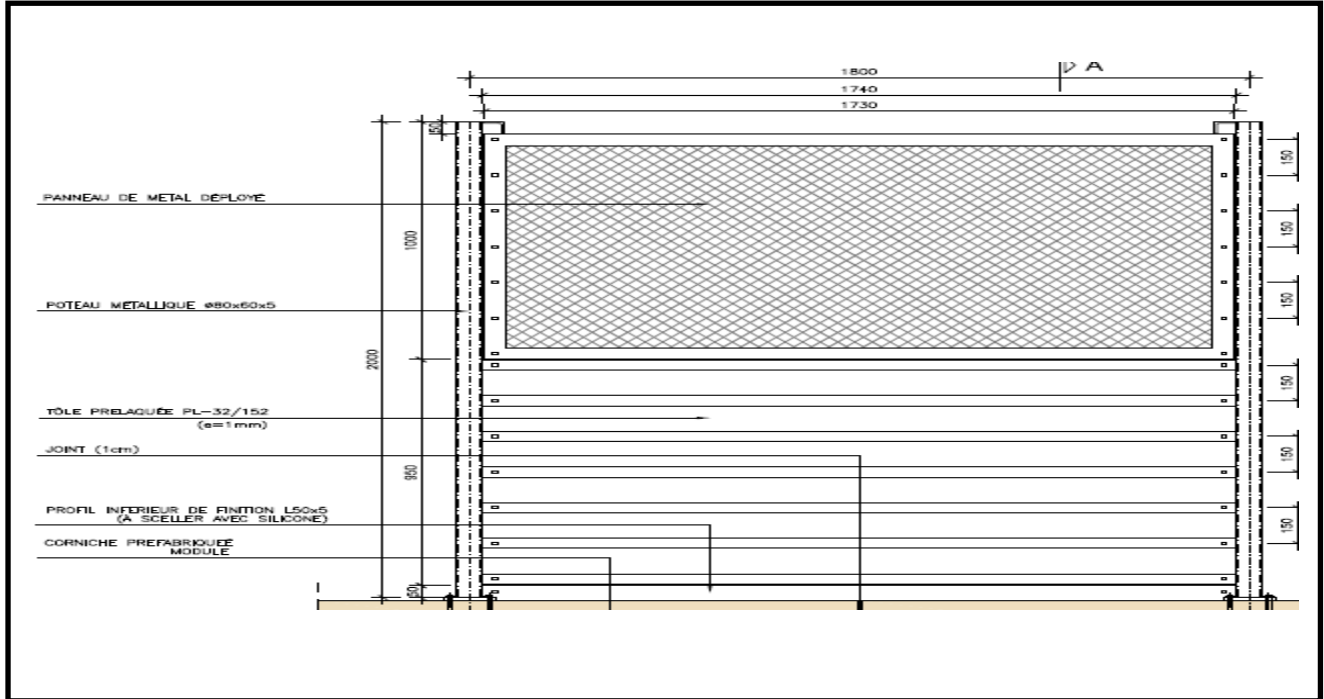


Fig. V.6 : détails garde corps

Poids total du tablier :

Poids total = charges permanentes + charges permanentes complémentaire

$$\text{Poids total} = (10.873 + 18.0895 + 0.875) + (2.31 + 1.70 + 2 * (0.125 + 0.1 + 0.06)) = 34.42 \text{ t/ml.}$$

POUR UNE TRAVE :

$$\text{Poids total} = 34.42 * 29 = 1011.19 \text{ t.}$$

POUR LES 2 TRAVER :

$$\text{Poids total} = 1011.19 \text{ t.} * 2 = 2022.4 \text{ t}$$

3) Les charges routières :

(Selon le document R.C.P.R) Une bonne conception d'un pont se base essentiellement sur une bonne estimation des surcharges.

- la surcharge de type A(l).
- système B.
- la surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle D 240.
- Les surcharges sur les trottoirs

Caractéristiques du pont :

a. La largeur rouable :

Elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence.

b. la largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable : en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissières ou barrières).

c. la largeur chargeable :

Par convention les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière quotient par 03 de leur chargeable, exprimée en mètres

$$N = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ m}$$

Le nombre de voies est égal à 04 voies.

Les ponts routes sont rangés en 03 classes en fonction de la largeur rouable et de leur désignation.

- Les ponts de première classe :

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieure ou égale à 07 mètres ($L_r \geq 07 \text{ m}$).

- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès de telle chaussée.

- Les ponts de largeur rouable inférieure à 07 mètres ($L_r \leq 07 \text{ m}$) qui sont désignés par le C.P.S.

- Les ponts de deuxième classe :

- Les ponts supportant des chaussées à deux voies, de largeur rouable comprise entre 5.50 m et 07 m.

- Les ponts de troisième classe :

- Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies, de largeur rouable inférieure ou égale à 3.50 mètres ($L_r \leq 3.50 \text{ m}$).

Pour notre projet c'est un pont de classe I $\Leftrightarrow L_r \geq 07 \text{ m}$

3-1) système de charges $A(l)$:

Pour les ponts comportent des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supportant une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau V-1

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} \text{ (t/m}^2\text{)} \quad A(l) = 0.23 + \frac{36}{58 + 12} = 0.744 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Cette valeur de $A(l)$ est à multiplier par des coefficients de correction a_1 et a_2 les valeurs du coefficient a_1 sont données dans le tableau ci-dessous :

| Nombre de voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|----------------------|-------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe Du Pont | 1 ère | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
| | 2 ème | 1 | 0.9 | - | - | - |
| | 3 ème | 0.9 | 0.8 | - | - | - |

Tab.1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de voies} = 3 \\ \text{Classe de pont} = 1 \end{array} \right. \iff a_1 = 0.75$$

En suite la charge $A(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 qui est donnée par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V : étant la largeur d'une voie.

$$V = \frac{L_c}{N_v} = \frac{14}{4} = 3.5 \text{ m}$$

V_0 : ayant pour valeurs $\left\{ \begin{array}{l} 3.50 \text{ m pour les ponts de la 1}^{\text{er}} \text{ classe} \\ 3.00 \text{ m pour les ponts de la 2}^{\text{eme}} \text{ classe.} \\ 2.75 \text{ m pour les ponts de la 3}^{\text{eme}} \text{ classe.} \end{array} \right.$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$A(l) = a_1 * a_2 * A(l) = 0.75 * 1 * 0.744 = 0.558 \text{ t/m}^2$$

3-2) système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de ponts :

- le système B_c se compose de camion type.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

a. Surcharge B_c :

Un camion de type B_c comporte trois essieux, tous à roue simple munies de pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivante :

- Charge total 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière 120KN
- Charge portée par l'essieu avant 60 KN

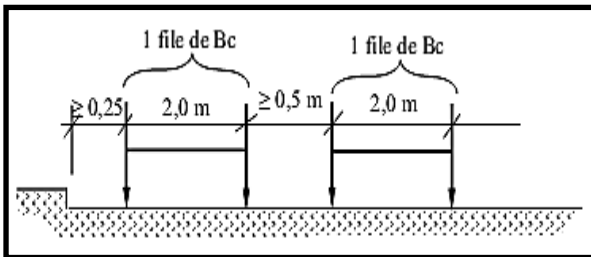
- Longueur d'encombrement 10.50 m
- Largeur d'encombrement 02.50 m
- Distance des essieux arrière 01.50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 04.50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 02.00 m

On dispose sur la chaussée au 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.

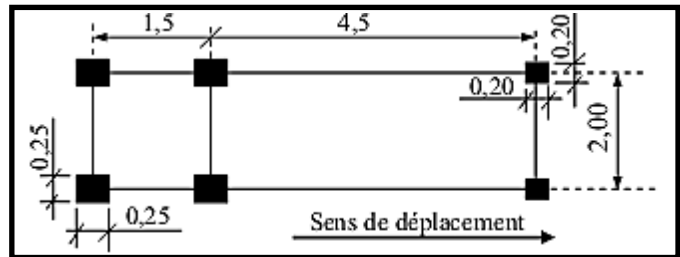
- Disposition dans le sens transversal :

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur.

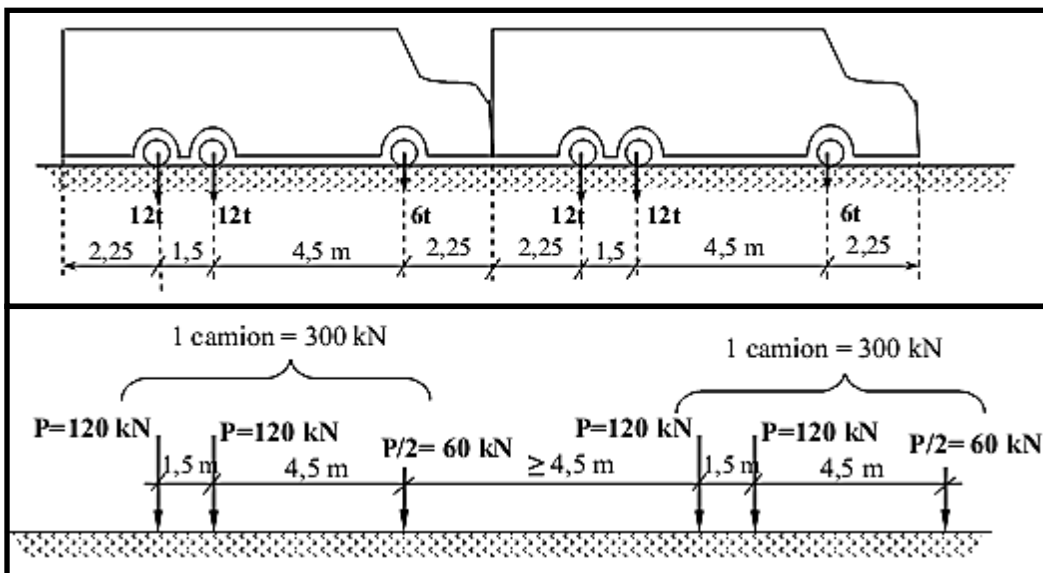
Nombre maximale de files que l'on dispose égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible



D disposition transversale



En plan



Disposition Longitudinale

Fig.7 : disposition transversale, en plan et Longitudinale du convoi BC

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

| Nombre de voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-----------------|-------|------|------|------|------|------|
| Classe Du Pont | 1 ère | 1.20 | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70 |
| | 2 ème | 1.00 | 1.00 | - | - | - |
| | 3 ème | 1.00 | 0.80 | - | - | - |

Tab.V.2: Coefficient bc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de voies} = 4 \\ \text{Classe de pont} = 1 \end{array} \right. \longleftrightarrow \mathbf{b_c = 0.80}$$

- Calcul de S : surcharge Bc maximale :

$$S = 30 * 4 * 2 * 0.8 = 192 \text{ t}$$

Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * G} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

S

POUR 1 travée

G : la charge permanente. **G = 1011.19 t**

L : portée de la travée. **L = 29.38 m**

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1011.19}{192}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 29.38} = 1.085$$

$$\delta = 1.085$$

| Nombre de voies | bc | Charges par essieux (t) | |
|-----------------|------|-------------------------|--------------------------------------|
| 01 voie | 1.20 | Essieu avant | 1 * 6 * 1.2 * 1.085 = 7.812 |
| | | Essieu arrière | 2 * 6 * 1.20 * 1.085 = 15.624 |
| 02 voies | 1.10 | Essieu avant | 12 * 1.10 * 1.085 = 14.322 |
| | | Essieu arrière | 24 * 1.10 * 1.085 = 28.644 |
| 03 voies | 0.95 | Essieu avant | 18 * 0.95 * 1.085 = 18.5535 |
| | | Essieu arrière | 36 * 0.95 * 1.085 = 37.107 |
| 04 voies | 0.80 | Essieu avant | 24 * 0.80 * 1.085 = 20.832 |
| | | Essieu arrière | 48 * 0.80 * 1.085 = 41.664 |

Tab.V.3 : Récapitulatif de la charge Bc par voie

b. Surcharge Bt :

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2 * 16t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

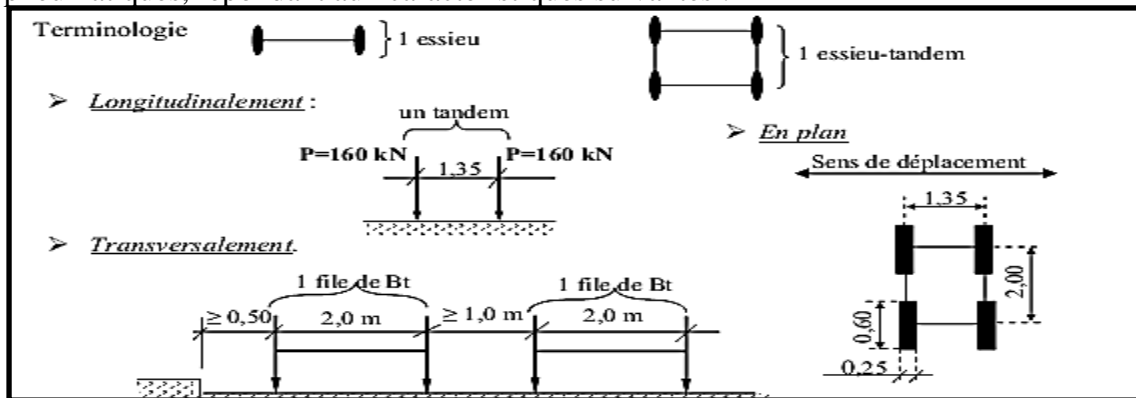


Fig.8 : caractéristiques du système Bt.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé disposer sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système B_t est multipliée par un Coefficient b_t déduit du tableau suivant :

| Classe de pont | 1 ^{er} | 2 ^{eme} | 3 ^{eme} |
|-------------------|-----------------|------------------|------------------|
| Coefficient B_t | 1.00 | 0.9 | - |

Tab.4 : valeurs du coefficient Bt en fonction de la classe de pont.

Pont de classe I \Leftrightarrow Coefficient $B_t = 1.00$

$$S_{Bt} = 32 * 2 * 1.00 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + 0.6 \frac{1}{1 + 4 * G} + 0.4 \frac{1}{1 + 0.2 * L}$$

S

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1011.19}{64}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 29.38} = 1.058$$

$$\delta = 1.058$$

| Désignation | b_t | S | δ | Charges par essieux (t) |
|-------------|-------|----|----------|----------------------------|
| Une file | 1.00 | 32 | 1.0588 | $16 * 1 * 1.058 = 16.928t$ |
| Deux files | 1.00 | 64 | 1.058 | $16 * 2 * 1.58 = 33.856$ |

Tab.5 : valeur charge Bt par essieu.

c. Surcharge Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3m), qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

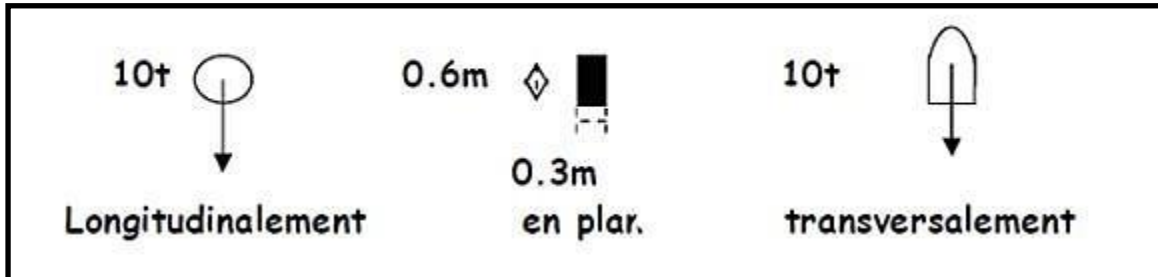


Fig.9: caractéristiques du système Br

La charge de système Br est multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ

$$S_{Br} = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * G} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1011.19}{10}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 29.38} = 1.059$$

$$\delta = 1.059$$

3-3) surcharge militaire :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120 les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de **36,6m**.
- Poids total **110 t**

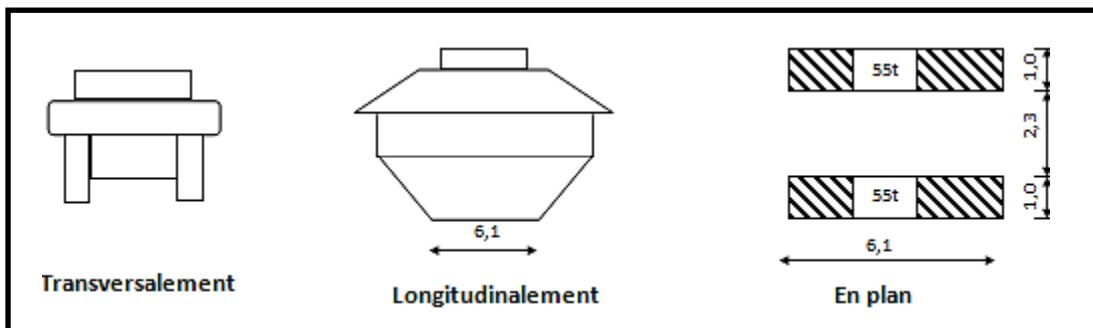


Fig.10: caractéristiques du système Mc120.

- Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * G} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1011.19}{110}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 29.38} = 1.074$$

$$\delta = 1.074$$

$$P = 110 \cdot 1.074 = 118.14 \text{ t}$$

$$\frac{P/ml = 118.14}{6.1} = 19.37 \text{ t/ml}$$

3-4) charges exceptionnelles :

- Convoi D₂₄₀ :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique.

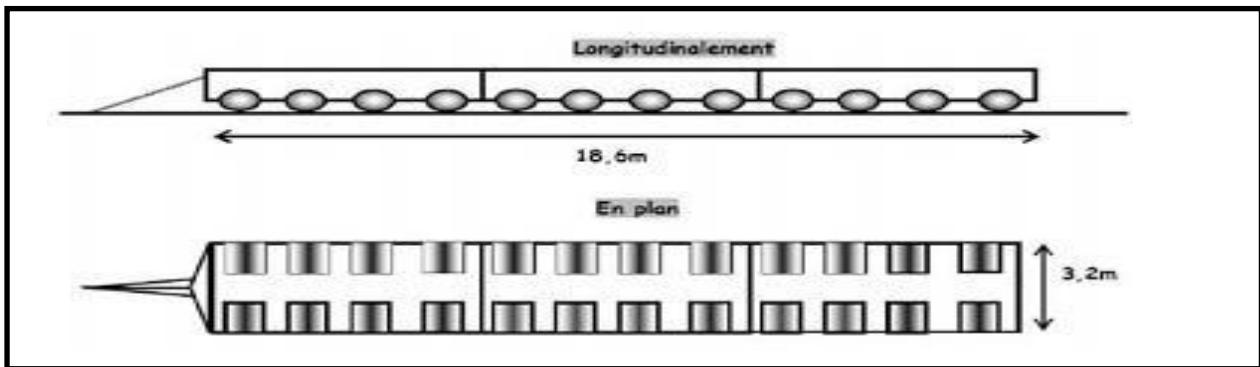


Fig.11: caractéristiques du système D240

$$P = 240 \text{ t} \qquad \text{Largeur : } 18.6 \text{ m}$$

$$P/ml = \frac{240}{18.60} = 12.90 \text{ t/ml}$$

3-5) Surcharge sur trottoir :

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg / m²

- 150 kg/m² pour la flexion longitudinale.
- 450 kg/m² pour la flexion locale.
- Largeur du trottoir est 1.70 m..

Un trottoir chargé :

$$P_1 = 0.150 \cdot 1.70 = 0.255 \text{ t/ml.}$$

Deux trottoirs chargés :

$$P_2 = 2 \cdot 0.255 = 0.51 \text{ t/ml.}$$

- Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont des surcharges roulantes et par conséquent doivent être multipliées par un coefficient de majoration pour effets dynamiques, δ . Ce coefficient, applicable aux trois systèmes B_c, B_t, B_r chaque élément du pont. Il est déterminé à partir de la formule.

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * G} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

S

1er cas : Quand il s'agit d'un hourdis de pont à poutre sous-chaussées.

L : La longueur, L, sera prise égale à la plus petite valeur entre la largeur roulable, L_r et la portée des poutres $L_{portée}$. Mais si la distance entre les poutres de rive, L supérieure à la largeur roulable, L_r on prendra pour la longueur L, la plus petite valeur entre L_{rive} et $L_{portée}$.
C'est-à-dire : $L = \inf [\sup (L_r, L_{rive}) ; L_{portée}]$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_r = 14 \text{ m.} \Leftrightarrow L_1 = \max (14, 17.4) \Leftrightarrow L_1 = 17.4 \text{ m.} \\ L_{rive} = 17.4 \text{ m} \end{array} \right. \quad L = \min (L_1, L_{travée}) \Leftrightarrow L = \min (17.4, 29.38) = 17.4 \text{ m}$$

G : est le poids propre d'une section du hourdis, et des éléments reposant sur lui, de longueur L et de même largeur que le tablier.

S : est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur L du tablier en respectant les règlements indiqués ci-dessus pour chaque système.

$S = \text{Sup} (B_c, B_t, B_r)$.

2ème cas :

Quand il s'agit des poutres principales.

Ce coefficient se calcule de la même manière que précédemment sauf que L change en L travée et le poids considéré est celle de tout le tablier de la travée.

Le coefficient δ ainsi calculé s'applique aux poutres principales et aux entretoises.

Le poids du tablier :

$P = (\text{poids chaussée} + \text{poids dalle} + \text{poids trottoir})$

$P = (2.31 + 10.873 + 1.70) * 14 = 208.36 \text{ t}$

$P = 208.36 \text{ t}$

| | | P (t) | S (t) | L (m) | δ |
|-----------|---------|---------|--------------------------|-------|----------|
| Système B | Poutres | 1011.19 | $B_{max} = B_c = 192$ | 29.38 | 1.085 |
| | Dalle | 208.36 | $B_{max} = B_c = 156.27$ | 14 | 1.1 |
| Système M | Poutres | 1011.19 | $Mc_{120} = 110$ | 29.38 | 1.074 |
| | Dalle | 208.36 | $Mc_{120} = 110$ | 14 | 1.175 |

Tab.6 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

1) Présentation du logiciel robot :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

2) Modèle de calcul :

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres. Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples.

Vu que le pont est constitué de 02 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

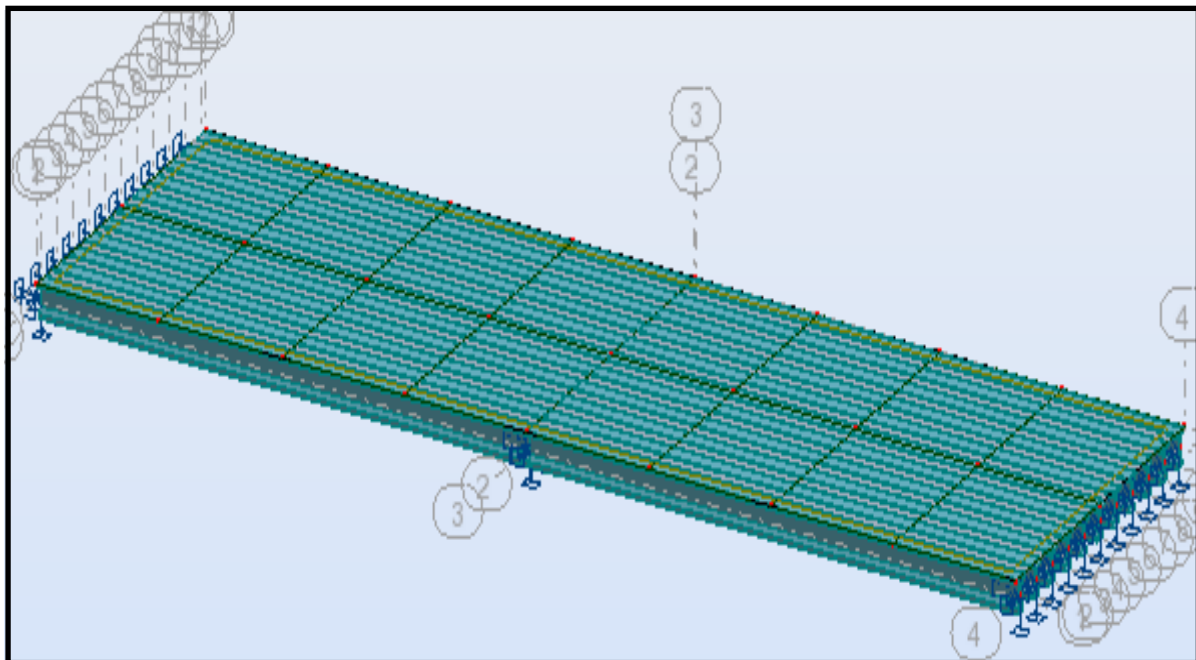


Fig.1 : vue du modèle du tablier en 3D POUR LES 2 TRAVER

2-1) Les cas de charge considérés :

| Désignation | Valeur |
|------------------------------------|---|
| Poids propre du tablier G | 344.2 KN/Ml |
| Surcharge sur trottoirs Q_{Trot} | Charge uniforme de 1.5 KN/m ² |
| Surcharge A(l) | Charge uniforme de 5.58 KN/M ² |
| Système BC | Charge concentré 30 KN pour les essieux avant et 60 KN pour les essieux arrière |
| MC120 | Charge uniforme de 90.16 KN/m ² par chenille |
| D240 | Charge uniforme de 40.3 KN/m ² |
| Température | $\Delta T = 30^{\circ}c$ |
| Le vent | $F_T = 5.67$ KN/m, $F_L = 0.71$ KN/m, $F_V = 9.72$ KN/m |

Tableau 1 : valeurs des charges considérées

2-2) Les combinaisons de charges :

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon

le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

| Action prépondérante | combinaison |
|----------------------|---|
| A L'E.L.U | $1.35G + 1.6 (A(l) + Q_{Trot})$ |
| | $1.35G + 1.6 (B_C + Q_{Trot})$ |
| | $1.35G + 1.35M_{C120}$ |
| | $1.35G + 1.35D_{240}$ |
| | $1.35G + 1.5V$ |
| A L'E.L.S | $G + 1.2 (A(l) + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$ |
| | $G + 1.2 (B_C + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$ |
| | $G + M_{C120} + 0.5\Delta T$ |
| | $G + D_{240} + 0.5\Delta T$ |
| | $G + V$ |

Tableau 2: combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

3) Effort interne dans les poutres

a) **Moment fléchissant :**

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable $1.35G + 1.6 (A(I) + QTrot)$ à l'E.L.U

$G + 1.2(A(I) + QTrot) + 0.5\Delta T$ à l'E.L.S

$M_{max} = 3270.80 \text{ KN.m}$ à l'ELU

avec : Q_{trot} : surcharge trottoir

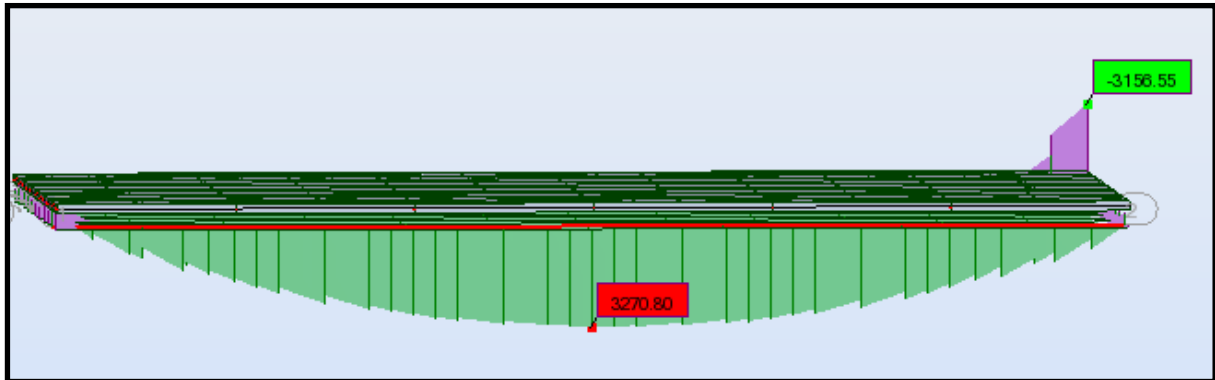


Fig. 2 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{max} = 2434.90 \text{ KN.m}$ à l'ELS

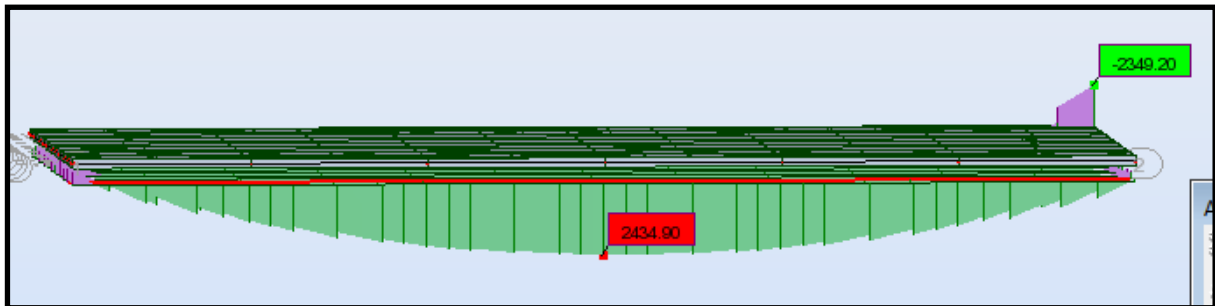


Fig3:diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) **Effort tranchant :**

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable

$1.35G + 1.6 (A(I) + QTrot)$ à l'E.L.U et $G + 1.2 (A(I) + QTrot) + 0.5\Delta T$ à l'E.L.S aux niveaux des appuis. $T_{max} = 890.95 \text{ KN}$ a l'ELU

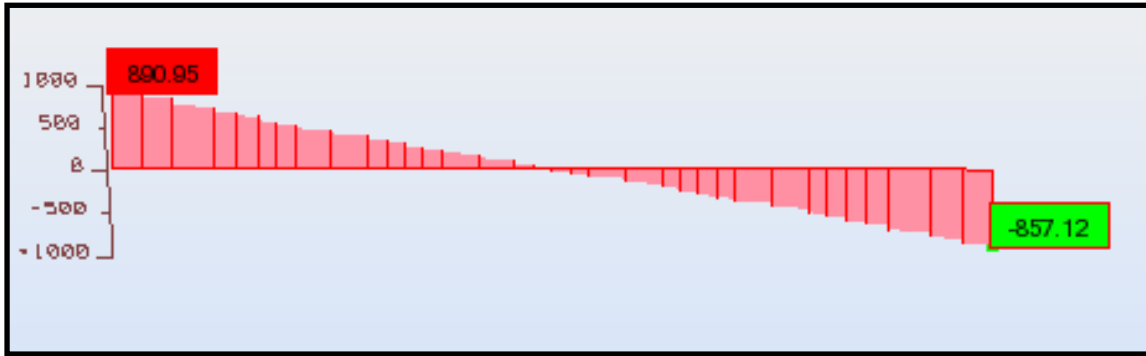


Fig. 4 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

Tmax = 663.41 KN a l'ELS

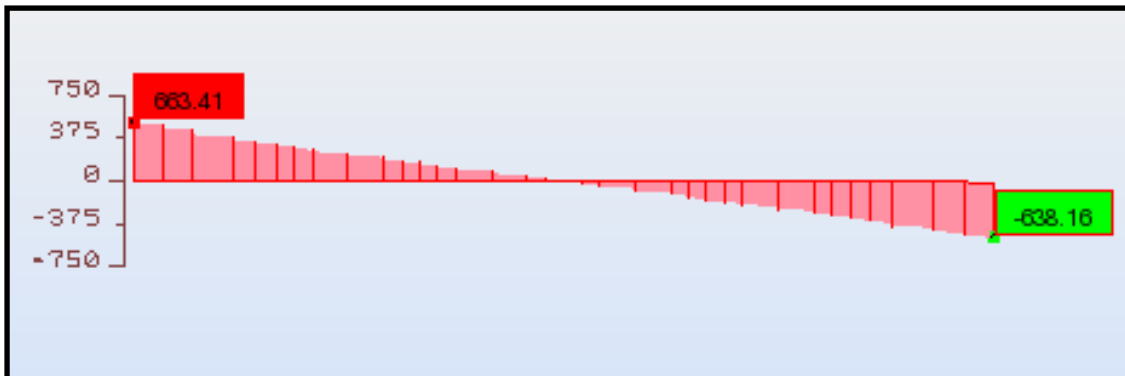


Fig. 5 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

4) Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

4-1) flexion longitudinale

Le moment maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (1.35G + 1.35D240) à l'E.L.U. **Mmax= 25.65 KN.m** avec : D₂₄₀ : charge de convoi D240

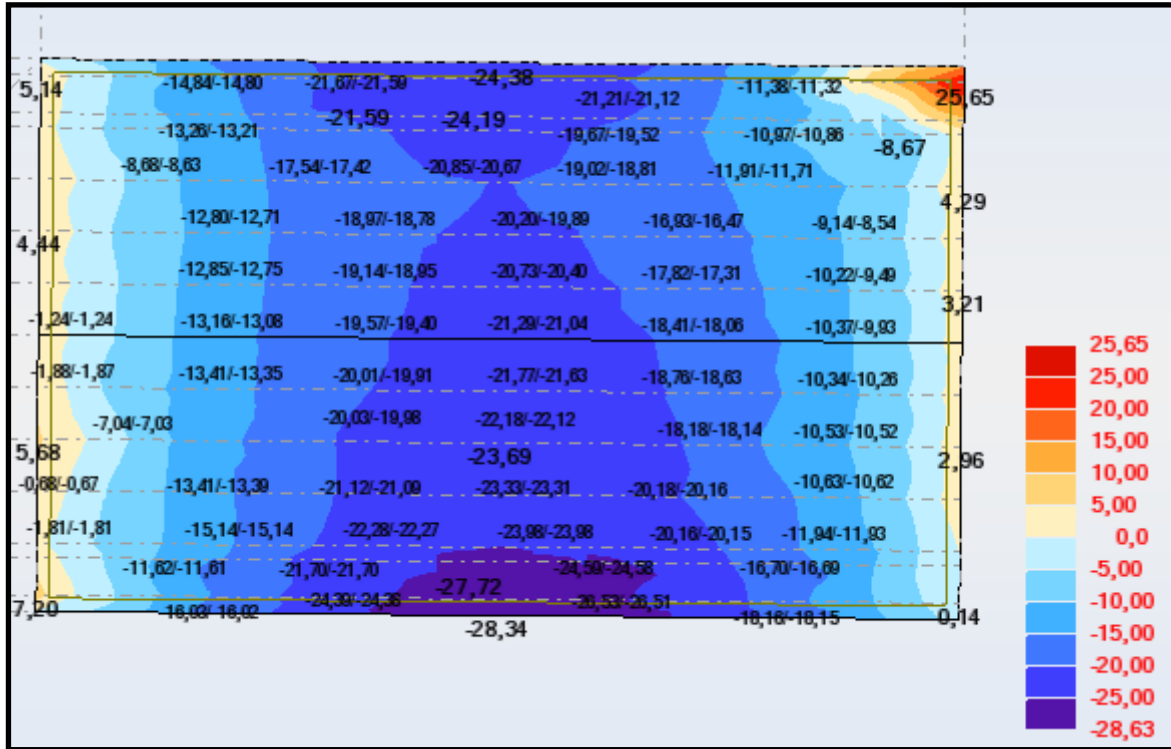


Fig. 6 Moment maximum longitudinal dans la dalle

$M_{min} = -28.6 \text{ kN.m}$

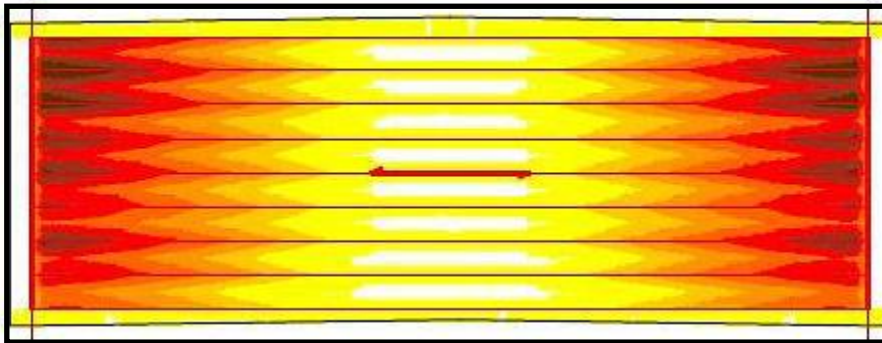


Fig. 7 Moment minimum longitudinal dans la dalle

4-2) flexion transversale :

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison (1.35G + 1.35D240) à l'E.L.U

$M_{max} = 18.98 \text{ kN.m}$

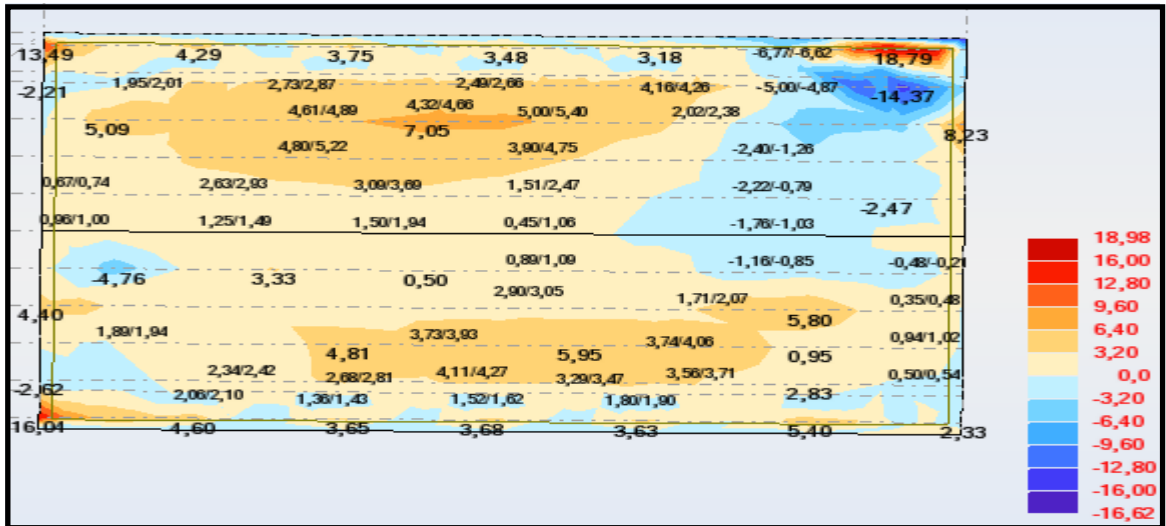
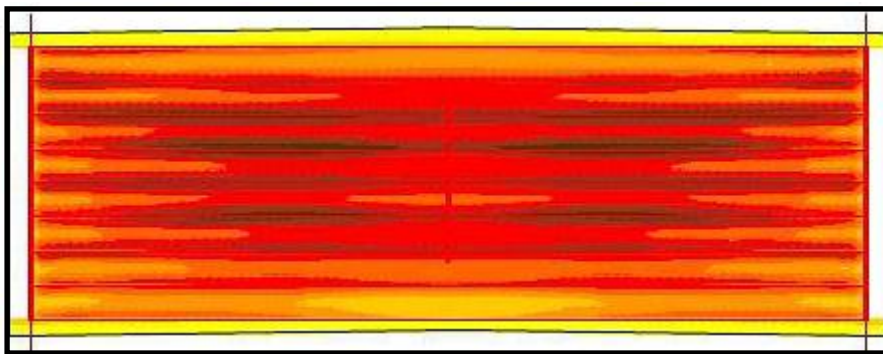


Fig. 8 Moment maximum transversal dans la dalle

$M_{\min} = -16.62 \text{ kN.m}$



4-3) ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle revient à étudier une section rectangulaire de dimensions $b=100 \text{ cm}$ et $h=20 \text{ cm}$ le calcul se fera par logiciel **ROBOT EXPERT 2010** selon les règles du **B.A.E.L.91** avec les vérifications Des sections a P.E.L.S.

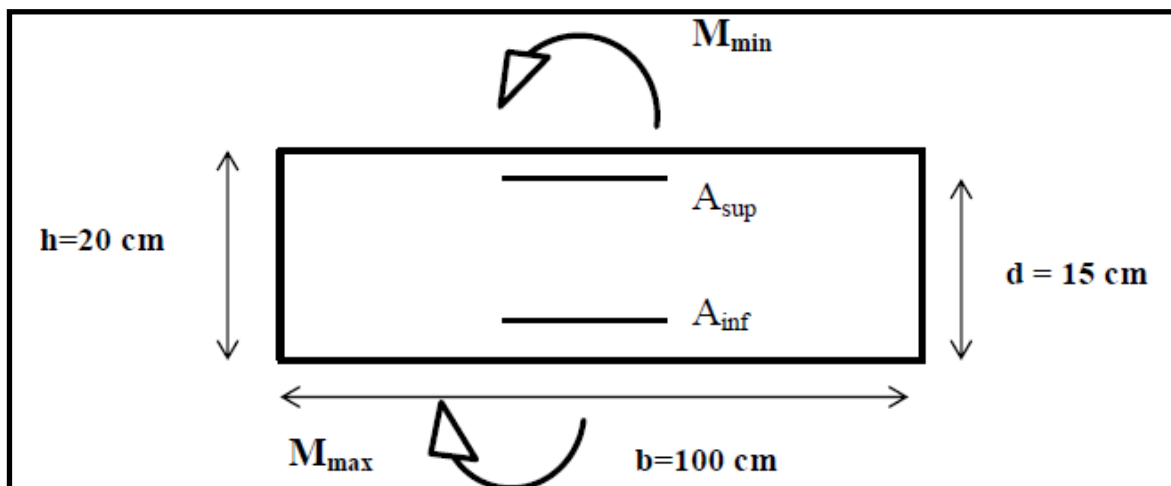


Fig.10 section de calcul d'armatures de la dalle

- Armature inférieure longitudinale sous $M_{max} = 25.65 \text{ KN.m}$
 $A_{inf} = 4.5 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures inférieure longitudinale **4HA14**
- Armature supérieure longitudinale sous $M_{min} = -28.6 \text{ KN.m}$
 $A_{sup} = 3.9 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures supérieure longitudinale **4HA14**
- Armature inférieure transversale sous $M_{max} = 18.9 \text{ KN.m}$
 $A_{inf} = 2.8 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures inférieure transversale **4HA12**
- Armature supérieure transversale sous $M_{min} = -16.62 \text{ KN.m}$
 $A_{sup} = 2.9 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures supérieures transversale **4HA12**.

La condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ti}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,15 * 2,7 / 500 = 1,86 \text{ cm}^2 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

| Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Nappe inf\u00e9rieure | Nappe sup\u00e9rieure | Nappe inf\u00e9rieure | Nappe sup\u00e9rieure |
| 4HA14 | 4HA14 | 4HA12 | 4HA12 |

Tab.VI-3 tableau r\u00e9capitulatif des armatures de la dalle

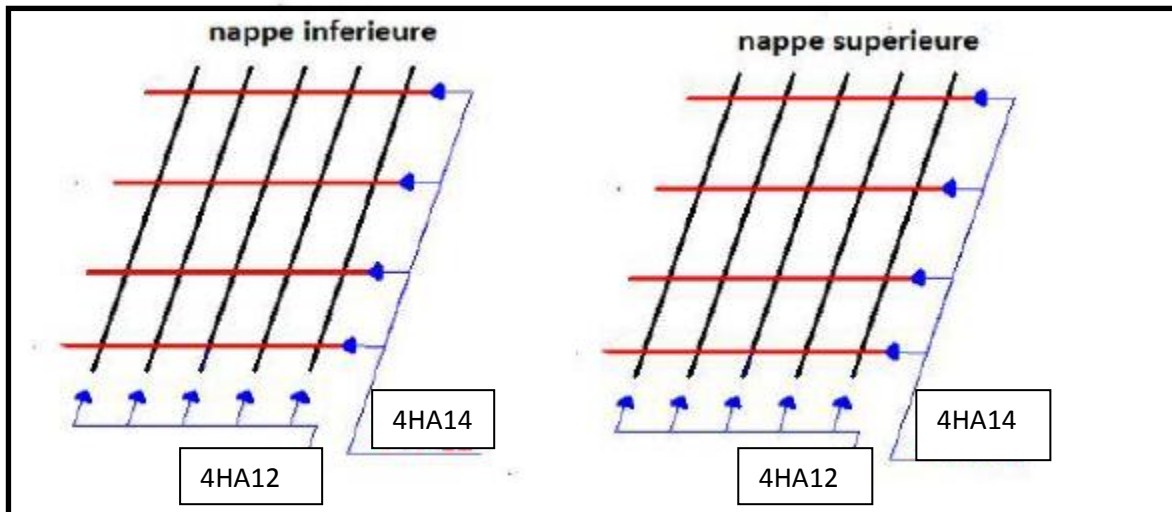


Fig.11 Vue en plan du ferrailage de la dalle

5) \u00e9tude a la torsion:

La torsion est un ph\u00e9nom\u00e8ne courant dans les structures de b\u00e2timent ou d'ouvrages d'art, est la plus part du temps n\u00e9gligeable car difficile \u00e0 appr\u00e9hender. Le b\u00e9ton est un mat\u00e9riau peu r\u00e9sistant \u00e0 la traction donc au cisaillement tr\u00e8s vite il se fissure, ce qu'entra\u00eene automatiquement une diminution tr\u00e8s importante de sa rigidit\u00e9 de torsion.

| | a(m) | b(m) | R | k | t*10 ⁻⁴ m ⁴ |
|-----|-------|-------|------------|--------|-----------------------------------|
| 1 | 0,2 | 2,187 | 0,09144947 | 0.5368 | 68.710 |
| 2 | 0,115 | 1,03 | 0,11165049 | 0.6179 | 7.723 |
| 3*2 | 0,055 | 0,24 | 0,22916667 | 0.5203 | 0.4776 |
| 4*2 | 0,12 | 0,12 | 1 | 0.4227 | 0.0213 |
| 5*2 | 0,1 | 0,1 | 1 | 0.4107 | 0.4107 |
| 6 | 0,25 | 1,3 | 0,19230769 | 0.7351 | 223.470 |
| 7*2 | 0,15 | 0,2 | 0,75 | 0.4166 | 2.812 |
| 8 | 0,18 | 0,55 | 0,32727273 | 0.4647 | 9.410 |

Tab. 4 : calcul de l'inertie de torsion τ .

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{\text{âme}} = 85.812 * 10^{-4} \text{m}^4 \\ \tau_{\text{total}} = 316.868 * 10^{-4} \text{m}^4 \end{array} \right\} \tau_{\text{total}} = \frac{\tau_{\text{âme}}}{179.002} = 0.9006$$

Donc l'âme reprend 90.06 % du moment appliqué à la poutre.

| Etat | Moment dans la poutre KN. m | Moment dans l'âme KN. m |
|------|-----------------------------|-------------------------|
| ELU | 89.095 | 80.23 |
| ELS | 63.64 | 57.31 |

Tab. 5 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

5.2) Calcul des contraintes tangentielles de torsion :

la contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de côté « a » et « b » est maximal au milieu du grand côté « b » sa valeur est donné par :

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{M_t}{a^3} * \frac{1}{R} * \left[4.48 - 1.81 * \frac{R - 1}{\sqrt{2 + R^2}} \right]$$

$$a = a_{\text{net}} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$a = \frac{25 - 8.5}{2} = 20.75 \text{ cm}$$

. On à :

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{130}{20.75} = 6.26$$

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{M_t}{(0.2075)^3} * \frac{1}{6.12} \left[4.48 - 1.81 * \frac{6.26 - 1}{\sqrt{2 + (6.26)^2}} \right] = 0.0460 M_t$$

Donc :

$$E. L. U \Rightarrow \tau_{\text{âme}} = 0.0460 * 8.023 = 0.369 \text{ Mpa}$$

$$E. L. S \Rightarrow \tau_{\text{âme}} = 0.0460 * 5.37 = 0.24 \text{ Mpa}$$

Introduction :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

1) Définition de la précontrainte :

« Pré-contraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.» **E. Freyssinet**

L'utilisation de la précontrainte dans la construction des ouvrages d'art occupe depuis des nombreuses années une place très importante grâce à des avantages techniques et économiques incontestables.

- Structures plus élancées.
- Portées plus grandes
- Déformation réduite.
- Bon comportement vis-à-vis de la fissuration.
- Résistance à la fatigue élevée.

On distingue plusieurs modes de précontrainte les plus utilisés sont:

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

a. Précontrainte par post-tension :

La mise en tension des armatures après durcissement du béton, les armatures sont logés dans des gaines étanches placées dans des coffrages avant bétonnage lorsque le béton attient une résistance suffisante les armatures de précontrainte sont tendues grâce à des vérins prenant appui sur le béton de la pièce (de l'élément) qui est ainsi précontraint.

Lorsque l'allongement requis est atteint, on bloque les câbles à l'aide d'appareils d'ancrages. On peut faire la mise en tension soit en tendant les câbles aux deux extrémités, soit à une seule extrémité en utilisant un ancrage passif à l'autre extrémité.

Phases d'exécutions :

Les différentes phases d'exécution ont été illustrées dans l'**annexe 1**

b. Définition des classes de vérification :

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement à élaborer des Recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

1. Classe I :

Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs nucléaires ou autres enceinte étanche.

2. Classe II : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

3. Classe III : On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

Notre projet de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (humidité, pluie, Neige etc., due à l'humidité de front de mer de boumerdes.) L'ouvrage est calculé en classe II.

b. 1 Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

Selon l'ouvrage de la précontrainte elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte.
- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares.

b. 2 Précontrainte minimale :

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous-critique ou sur-critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale

$$P_{\min} = \sup (P_I; P_{II})$$

Avec :

P_I : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous-critique.

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas où la section est sur-critique.

b. 3 Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S :

$M_{\max} = 250 \text{ t. m}$ Sous la combinaison la plus défavorable $G + 1.2 (A(I) + Q_{\text{Trot}})$

$M_{\min} = 125 \text{ t. m}$ sous(G) le poids propre du tablier.

$$\Delta M = 250 - 125 = 125 \text{ t. m}$$

| | B (cm ²) | I _g (cm ⁴) | V (cm) | V' (cm) | ρ % | h (cm) | r ² (cm ²) |
|-----------|----------------------|-----------------------------------|--------|---------|-----|--------|-----------------------------------|
| POUTRE | 5354.00 | 10685767.72 | 59.8 | 70.2 | 50 | 130 | 2247.12 |
| PTR+HOUDI | 9728 | 29447463.51 | 48.4 | 101.6 | 45 | 150 | 4266.49 |

Tab.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

1. Les contraintes limites :

- Les contraintes limites de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} -(0.6 + 0.06 * f_{c28}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ti} = 0.6 + 0.06 * 45 = -3.3 \text{ Mpa (dans la zone d'enrobage).} \\ -1.5 * f_{t28} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ti} = 1.5 * 3.3 = -4.95 \text{ Mpa (hors section d'enrobage).} \end{cases}$$

Section sous-critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} * (V \bar{\sigma}_{ti} - V' \bar{\sigma}_{ts})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} \\ (V + V') = h \end{cases}$$

$$d' = 1.5 * \phi = 1.5 * 8.5 = 12.75 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{On admit: } d' = 13 \text{ cm.}$$

$$P_I = \frac{125 * 103}{0.5 * 130} + \frac{5354}{130} * 130 * (-3.3 * 10^{-1}) = 156.26 \text{ KN}$$

$$P_I = 156.26 \text{ KN}$$

Section sur-critique :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho * B * V * \bar{\sigma}_{ti}}{\rho * V + V' - d'}$$

$$= \frac{250 * 10^3 + 0.5 * 5354 * 59.8 * (-3.3 * 10^{-1})}{(0.5 * 59.8 + 70.2 - 13)} = 2263.74 \text{ KN}$$

$$(0.5 * 59.8 + 70.2 - 13)$$

$$P_{II} = 2263.74 \text{ KN}$$

$P_I = 156.26 \text{ KN} < P_{II} = 2263.74 \text{ KN} \Rightarrow$ La section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique **PI** n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = \sup(156.26 \text{ KN}, 2263.74 \text{ KN}) = 2263.74 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 2263.74 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(V' - d') = -(70.2 - 13) = 57.2 \text{ cm.}$$

1) Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de "P0" avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0.68 * P_0 \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{2263.74}{0.68} = 3329.03 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit: $n = \frac{P_0}{P_{01}}$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15.

- Diamètre des câbles : 15 mm
- Diamètre extérieur de la gaine : 8.5 cm.
- Section minimal du câble : 140 mm²
- $f_{peg} = 1583 \text{ Mpa}$
- $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{P0} = \min \{0.8 * f_{prg}, 0.9 * f_{peg}\} \Leftrightarrow \min \{1416, 1424.7\}$$

$$\sigma_{P0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P0} * A = 1416 * 1680 * 10^{-3} = 2378.88 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{3329.03}{2378.88} = 1.39$$

soit 02 câbles de 12T15

$$P_{\min} = 2 * 2378.88 = 4757.76 \text{ kn}$$

2) Vérification des sections :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\min} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\max} * V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\max} * V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{cs}$; $\bar{\sigma}_{ci}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ts}$; $\bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

2-1) Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait au 14^{ème} jour.

a. contrainte limite en compression :

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 * f_{c14}$$

$$f_{c14} = \frac{j}{4.76+0.83*j} * f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 45\text{Mpa}$$

$$f_{c14} = \frac{14}{4.76 + 0.83 * 14} * 45 = 38.461 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 * 38.13 = 22.88 \text{ MPA}$$

b. contrainte limite en traction :

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 * f_{c14} = 2.888 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} -(0.6 + 0.06 * f_{c28}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ti} = 0.6 + 0.06 * 38.13 = -2.88 \text{ Mpa (dans la zone d'enrobage).} \\ -1.5 * f_{t14} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ts} = 1.5 * 2.888 = -4.33 \text{ Mpa (hors section d'enrobage).} \end{cases}$$

Vérification des contraintes supérieure :

A la mise en tension n'est soumise qu'à son poids propre $qG = 2.25 \text{ t/ml}$

$$M_{\min} = MG = \frac{2.25 * 29.38^2}{8} = 242.77 \text{ t/ml} = 2427.7 \text{ KN/ml}$$

8

Les câbles seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, les pertes instantanées sont

Estimées à 10 %.

$$P = 1.02 * P_{\min} - 0.8 * P_{\min} * \Delta\sigma \Rightarrow$$

$$P = 1.02 * P_{\min} - 0.8 * 0.1 * P_{\min}$$

$$\text{D'où : } P = 0.94 * P_{\min} = 0.94 * 4757.76 = 4472.29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$e_0 = -(v' - d) = 58.2$$

$$= \frac{4472.29}{5354} - \frac{4472.29 * 58.2 * 59.8}{10685767.7} + \frac{2427.7 * 59.8 * 10^2}{10685767.72}$$

$$= 0.7372 \text{ KN/cm}^2 = 7.372 \text{ Mpa}$$

7.372 Mpa \geq -4.33 Mpa condition vérifiée.

Vérification des contraintes inférieure :

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{min} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\Leftrightarrow \frac{4472.29}{5354} + \frac{4472.29 * 58.2 * 70.2}{10685767.72} - \frac{2427.7 * 70.2 * 10^2}{10685767.72} = 0.95039$$

$$= 0.95039 \text{KN/cm}^2 = 9.50 \text{ Mpa}$$

9.50 Mpa ≤ 22.88Mpa condition vérifiée.

⇒ Donc au 14 ème jour les contraintes sont vérifiées.

Conclusion :

On dispose une seul famille de câble,c'est-à-dire 02 câbles de(12T15) sur l'about de la poutre.

3) Tracé du câble :

a. Tracé des câbles moyen fictif :

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.

La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment Mp qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

b. Positionnement des câbles :

Les câbles son régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de précontrainte, l'angle de relevage des câbles est $2^\circ < \alpha < 20^\circ$.

Les câbles de la deuxième famille est ancré dans des couches situées en fibre supérieure des poutres, l'angle de relevage est $20^\circ < \alpha < 30^\circ$, ce qui assure une bonne réduction de l'effort tranchant, dans notre cas on possède que des câbles de la première famille. $2^\circ < \alpha < 20^\circ$

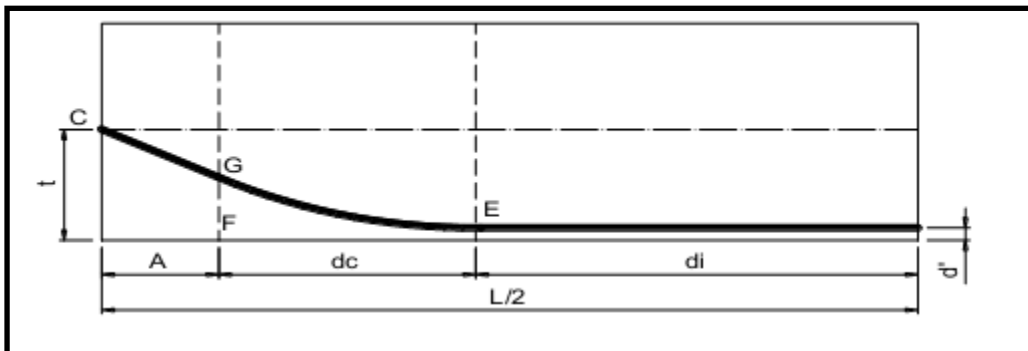


Fig.1 : Tracé d'un câble

E : point de début de relevage.

t : hauteur du point « c » par rapport à la fibre inférieure.

E_G : tronçon parabolique d'équation $y = ax^2$

G_C : tronçon rectiligne pour permettre la transmission convenable d'effort entre l'appareil

d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne G_C doit être égale à la dérivée de $Y = a * x^2$ pour $x = d_c$

$$\text{Donc : } y' = (d_c) = 2 * a * d_c = \text{tg } \alpha \quad \Rightarrow a = \frac{\text{tg} \alpha}{2 * d_c}$$

$$G_C = a * d_c^2 = t - d' - G_C * \sin \alpha$$

$$A = G_C * \cos \alpha \Rightarrow G_C = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow G_C * \sin \alpha = A * \text{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow a * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg} \alpha \Leftrightarrow \frac{\text{tg} \alpha}{2 * d_c} * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg} \alpha$$

$$d_c = \frac{2}{\text{tg} \alpha} * (t - d' - A * \text{tg} \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit $A = 1$ m, et on trouve :

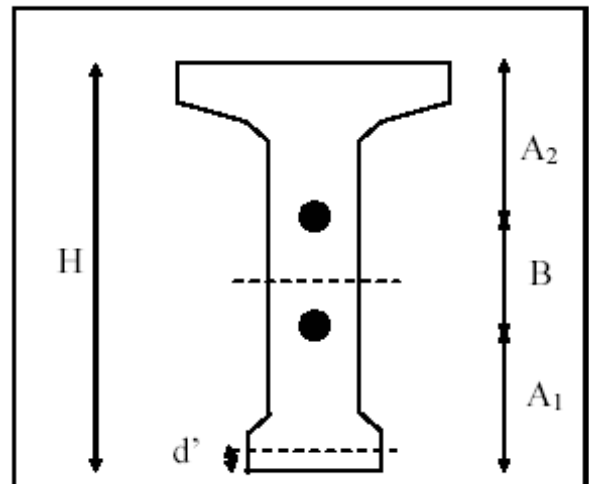
$$d_c = \frac{2}{\text{tg} \alpha} * (t - \text{tg} \alpha - d')$$

3) Disposition constructives des câbles :

Au niveau de la section médiane, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section médiane et la section d'about.

- **Section d'about :**

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0.40m entre les deux câbles :



- **Tracé des câbles 1 et 2 sortant de l'about :**

$$Y_g = 0,702\text{m.}$$

On fixe $B = 0,40\text{m}$

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

$$Y_g = A_1 + 40 + A_1 / 2 = 70,2\text{cm.} \rightarrow A_1 = 50.2 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 130 - (50.2 + 40) \rightarrow A_2 = 39.8 \text{ cm.}$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

| | N° du câble | $\alpha(^{\circ})$ | $\text{tg}\alpha$ | d' | t | d_c | a |
|-------------------------|-------------|--------------------|-------------------|------|-----|-------|---------|
| 1 ^{er} famille | 1 | 7 | 0.052 | 0.1 | 0.6 | 6.14 | 0.00999 |
| | 2 | 11 | 0.194 | 0.1 | 1 | 7.26 | 0.013 |

Tab.2 : paramètre de calcul des câbles.

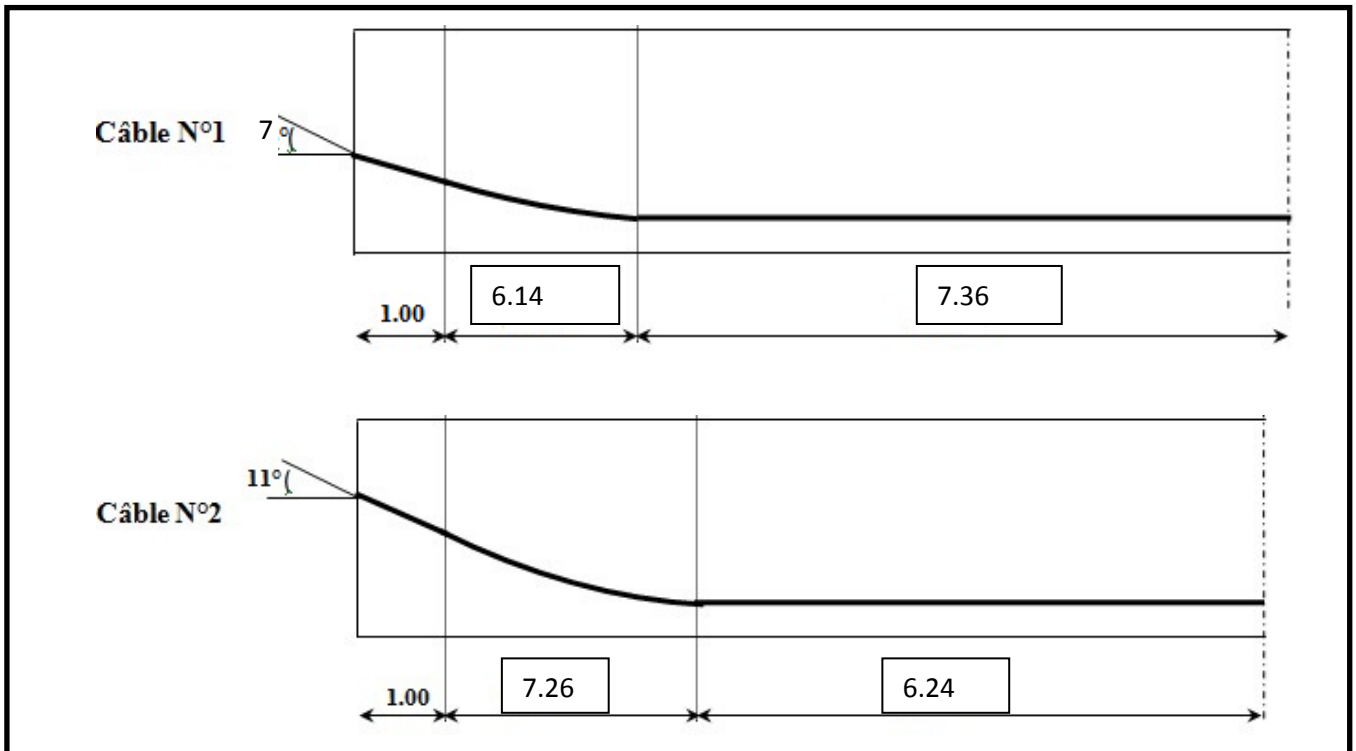


Fig.2 : Tracé des câbles donne la poutre

Longueur total du câble :

$$L_t = L_r + L_c$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable des efforts.

L_d : Longueur du tronçon droit du câble.

L_c : Longueur du tronçon parabolique du câble.

$$L_c = \frac{1}{4 * a} * [\ln * (a * dc + \sqrt{1 + (2 * dc)^2}) + 2 * a * dc * \sqrt{1 + (2 * dc)^2}]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\text{Cos}\alpha}$$

| N° du câble | Cosα | Lc (m) | Lr (m) | Ld (m) | $\frac{L_T}{2}$ (m) |
|-------------|--------|--------|--------|--------|---------------------|
| 1 | 0.9986 | 6.281 | 1.515 | 7.36 | 15.156 |
| 2 | 0.9816 | 7.392 | 1.528 | 6.24 | 15.16 |

Tab.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles.

d. Câble moyen fictif :

Dans tout élément en béton précontraint, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalant sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

Section d'appui : (2 câbles)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Câble 01 : } t_1 = 0.6 \text{ m} \\ \text{Câble 02 : } t_2 = 1.0 \text{ m} \end{array} \right\} t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{2} = \frac{0.6+1}{2} = 0.8 \text{ m}$$

Section à X (m) de l'appui :

$$t_i = d' + a_i + x_i^2 \quad \text{Avec } x_i = d_c$$

- Section médiane (0.5L) :

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = 0.10 \text{ m} \Rightarrow t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{2} = 0.10 \text{ m.}$$

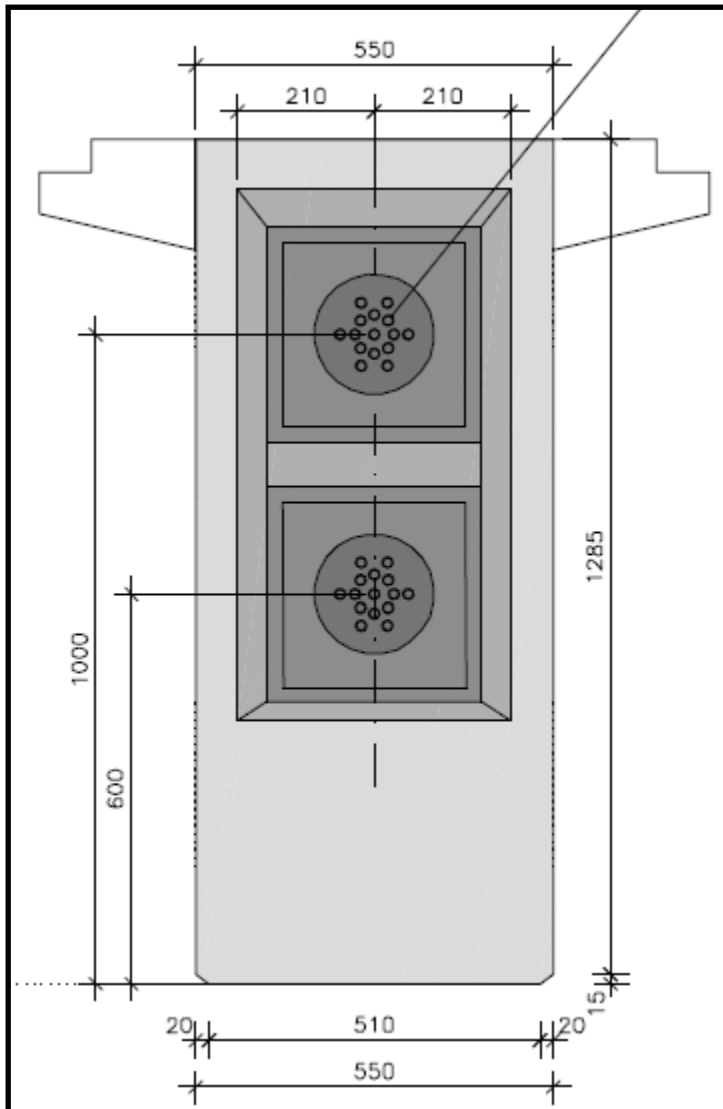


Fig.2 : poutre section d about

4) Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes :

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

4-1) Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :



Fig.4: composantes de la force de précontrainte.

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \sum Z_i * P_i * \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i \\ N = \sum \cos \alpha_i * P_i * \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i \end{array} \right.$$

Avec :

P : force de précontrainte d'un câble.

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

$$P_i * \sum Z_i * \cos \alpha_i = NZ \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i * \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec :

$$N = P * \sum \cos \alpha_i$$

a. Section d'about (poutre seule) :

| | α° | Sin α | Cos α | Z _i | Z _i * Cos α | Z _i ² (m ²) |
|----------|----------------|--------------|--------------|----------------|-------------------------------|---|
| 1 | 7 | 0.122 | 0.993 | 0.6 | 0.596 | 0.355 |
| 2 | 11 | 0.191 | 0.982 | 1 | 0.982 | 0.964 |
| Σ | / | / | 1.975 | 1.6 | 1.578 | 1.319 |

Tab.4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z = \frac{\sum Z_i * \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1.578}{1.975} = 0.799m$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = \frac{n * \pi * \phi^4_{\text{gaine}}}{4}$$

Avec : $\phi_{\text{gaine}} = 8.5 \text{ cm}$.

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g(\Delta) = \frac{n * \pi * \phi^4_{\text{gaine}}}{64} + \frac{\pi * \phi^4_{\text{gaine}} * \sum Z_i^2}{4}$$

$$I_g(\Delta) = \frac{2 * \pi * 8.5^4}{64} + \frac{\pi * 8.5^4 * 131.9}{4} = 541005.32 \text{ cm}^4$$

Section de la gaine :

$$I_g(\Delta) = \frac{n * \pi * \phi^4_{\text{gaine}}}{4}$$

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

$$I_g(\Delta) = \frac{\pi * 8.5^4}{4} = 56.745 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas : Bgaine = n * 56.745 = 2 * 56.745 = 113.49 cm²

$$S_{\Delta} = Z * B = 79.9 * 113.49 = 9067.851 \text{ cm}^3$$

Section d'about (poutre seule) :

| Désignation | B(cm ²) | Z(cm) | S _Δ (cm ³) | I _(Δ) (cm ⁴) |
|---------------|---------------------|-------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| Section brute | 7754 | 79.9 | 619544.6 | 1070457.32 |
| Gaines | 113.49 | | 9067.851 | 541005.32 |
| Section nette | 7640 | | 610476.749 | 529452 |

| V'(cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|--------|--------|-----------------------------------|-------------|---------------------|
| 69.3 | 60.7 | 12140301.69 | 37.8 | 10.6 |

Tab.5 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

$$\rho = \frac{I_G}{B * V * V'}$$

$$e_p = Z - V'$$

$$V = h - V'$$

Section d'about (poutre +hourdis)

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés.

| Désignation | B(cm ²) | Z(cm) | (cm ³) | I _(Δ) (cm ⁴) |
|---------------|---------------------|-------|--------------------|-------------------------------------|
| Section brute | 12128 | 79.9 | 969027.2 | 1682383.77 |
| Gaines | 113.49 | | 9067.851 | 541005.32 |
| Section nette | 12014.51 | | 959959.35 | 1141378.45 |

| V'(cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) |
|--------|--------|-----------------------------------|-------------|---------------------|
| 95 | 55 | 32796813.79 | 52.2 | -15.1 |

Tab.6 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

SECTION MEDIANE

| | B (cm ²) | I _G (cm ⁴) | V (cm) | V' (cm) | ρ % | h (cm) | e _p (cm) |
|------------|----------------------|-----------------------------------|--------|---------|------|--------|---------------------|
| POUTRE | 5354.00 | 10685767.72 | 59.8 | 70.2 | 47.5 | 130 | -79.8 |
| PTR+HOURDI | 9615.14 | 29371921.86 | 48.2 | 101.8 | 62.2 | 150 | -91.8 |

Tab. 1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

5) Fuseaux limites :

Le fuseau limite est une zone limitée par 02 courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections.

5-1) fuseau limite de traction :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-C' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq C - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec :

$$C' = \rho * V'$$

$$C = \rho * V$$

$$e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

C', C : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

M_{min} : Moment du aux charges permanentes.

M_{max} : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges.

$$P = P_i * \Sigma \cos \alpha_i$$

P : tension finale probable dans le câble $P_1 = 0.68 * P_0 = 0.68 * 2378.88 = 1617.63 \text{ KN}$.

| Section | 0.00 L | 0.25 L | 0.50 L |
|--------------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| M _{max} (t.m) | 0 | 203 | 250 |
| M _m (t.m) | 0 | 100 | 125 |
| P(t) | 319.5 | 329.5 | 329.5 |
| ρ (%) | 37.8 | 61.5 | 61.5 |
| C' (cm) | 26.19 | 62.7 | 62.7 |
| C (cm) | 22.94 | 29.89 | 29.89 |
| $\frac{M_{\max}}{P}$ | 0 | 61.7 | 75.87 |
| $\frac{M_{\min}}{P}$ | 0 | 30.34 | 37.9 |
| $-C' - \frac{M_{\min}}{P}$ (I) | -26.19 | -93.04 | -100.6 |
| $C - \frac{M_{\max}}{P}$ (II) | 22.94 | -31.81 | -45.98 |
| e _p | 10.6 | -91.2 | -91.2 |
| (I) ≤ e _p ≤ (II) | -26.19 ≤ 10.6 ≤ 22.94 | -93.04 ≤ -91.2 ≤ -31.81 | -100.6 ≤ -91.2 ≤ -45.98 |
| Vérification | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

Tab.8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).

5-2) fuseau limite de compression :

C'est le domaine à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

limites de compression soient respectées en tout point. Il est tracé à partir de l'expression suivante :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec :

$$a' = \min(e_1 ; e_2)$$

$$a' = \min(e'_1 ; e'_2)$$

$$-e'_1 = \rho * V * \left(1 - \bar{\sigma}_c * \frac{B}{P}\right)$$

$$-e'_2 = \rho * V' * \left(-1 + \bar{\sigma}_t * \frac{B}{P}\right)$$

$$e_1 = \rho * V * \left(1 - \bar{\sigma}_t * \frac{B}{P}\right)$$

$$e_2 \stackrel{\text{Avec}}{=} \rho * V' * \left(-1 + \bar{\sigma}_c * \frac{B}{P}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

| | | | |
|---|----------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci}$ | 27 | 27 | 27 |
| $\bar{\sigma}_t$ | 3.3 | 3.3 | 3.3 |
| M_{\max} (t.m) | 0 | 203 | 250 |
| M_m (t.m) | 0 | 100 | 125 |
| $P(t)$ | 319.5 | 329.5 | 329.5 |
| $-e_1'$ | 147.21 | 235.2 | 235.2 |
| $-e_2'$ | 20.4 | 62.51 | 62.51 |
| a' | 20.4 | 62.57 | 62.51 |
| e_1 | 17.87 | 28.48 | 28.48 |
| e_2 | 20.66 | 493.37 | 493.37 |
| a | 17.87 | 28.48 | 28.48 |
| $-a' - \frac{M_{\min}}{P}$ (I) | 147.21 | -92.85 | -100.41 |
| $a - \frac{M_{\max}}{P}$ (II) | 17.87 | -33 | -47.4 |
| e_p | 10.6 | -91.2 | -91.2 |
| $I) \leq e_p \leq (II)$ | $20.4 \leq e_p \leq 17.87$ | $-92.85 \leq e_p \leq -33$ | $-100.41 \leq e_p \leq -47.4$ |
| Vérification | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

Tab.9 : Caractéristiques du fuseau limite de compression (poutre + hourdis).

6) Les pertes de précontrainte :

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédés de mise en tension

Les pertes instantanées :

Qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement aux frottements du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanément de mise en tension des câbles.

Les pertes différées :

Qui se produisent dans temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton et à la relaxation des armatures.

6-1) Les pertes instantanées :

a. Perte par frottement :

Lors de la mise en tension de câbles, celui-ci se plaque contre la génératrice concave de la gaine, dans la partie courbe de son tracé. Il en résulte un frottement qui réduit progressivement la tension du câble à partir de l'extrémité active.

La tension en un point d'abscisse X, après la mise en tension est :

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

σ_{p0} : Tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

α : Sommes des angles du point d'abscisse (x) à l'ancrage. $\alpha_1=7^\circ / \alpha_2=18^\circ$

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Donc la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p = \sigma_{p0} * (1 - e^{(-f*\alpha - \varphi*x)})$$

| Section | 0.00 L | 0.29 L=1 | 0.25 L=7.25 | 0.5 L=14.5 |
|----------|--------|----------|----------------|----------------|
| Câble 01 | 0 | 0 | 0.1396 | 0.1396 |
| Câble 01 | 0 | 0 | 0.19198 | 0.19198 |

Tab.10 : les différentes valeurs de α (rd)

| Section | $\Delta\sigma_\varphi(x) \text{ (Mpa)}$ | | | |
|-----------------------------|--|-------------|--------|-------|
| | 0.00 L | 0.029L | 0.25 L | 0.5 L |
| Abscisse | 0 | 1 | 7.25 | 14.5 |
| Câble 01 | 0 | 2.83 | 55.15 | 74.6 |
| Câble 02 | 0 | 2.83 | 67.79 | 87.2 |
| Valeurs moyen des 02 câbles | 0 | 2.83 | 61.47 | 80.9 |

Tab.11: les valeurs des pertes par frottement dans les différentes sections.

b. Perte par recul d'ancrage:

À la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger

mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement. Il y a perte de tension.

L'importance du recule d'ancrage dépend du procédé utilisé.

La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elles sont équilibrées par les frottements entre la gaine et le câble.

Câble N° 01 : La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$$

$$\sigma_A = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 \text{ Mpa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * \mathbf{0.1396} - 0.002 * 7.14) = 1360.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * \mathbf{0.1396} - 0.002 * 14.5) = 1339.35 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = \frac{[\sigma_A - \sigma_B] * AB}{2} = \frac{[1416 - 1413.168] * 1}{2} = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1413.168 - 13389.27] * 1 = 23.898 \text{ Mpa. m}$$

$$S_3 = \frac{[\sigma_B - \sigma_C] * BC}{2} = \frac{[1413.168 - 1360.19] * 6.14}{2} = 162.64 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1360.19 - 1339.35] * 7.14 = 148.798 \text{ Mpa. m}$$

$$S_5 = \frac{[\sigma_C - \sigma_D] * CD}{2} = \frac{[1360.19 - 1339.35] * 7.36}{2} = 76.69 \text{ Mpa. m}$$

$$\text{On a : } S = 2 * \sum S_i = 2 * 413.442 = 826.88 \text{ Mpa. M}$$

D'autre part on a pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950 \text{ Mpa. M}$$

$$g.E_p > S \Rightarrow \text{il se produit une chute de tension } \Delta\sigma_m$$

$$g.E_p = S + \Delta\sigma_m * AD$$

$$\Delta\sigma_m = 950 - 826.88 / 14.5 = 8.49$$

Le diagramme de chute de tension avant et après le blocage d'ancrage

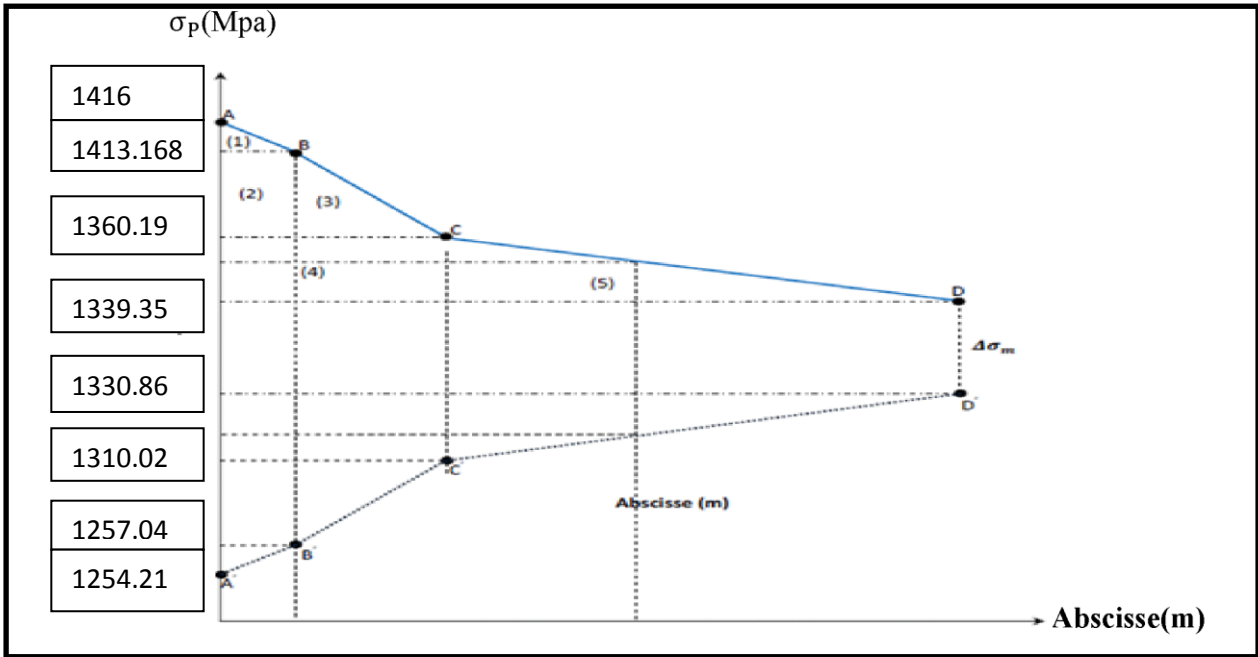


Fig. .5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1

Câble N° 02 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$$

$$\sigma_A = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 \text{ Mpa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * \mathbf{0.19198} - 0.002 * 7.14) = 1346.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * \mathbf{0.19198} - 0.002 * 14.5) = 1326.01 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = [1416 - 1413.168] * \frac{1}{2} = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1413.168 - 1346.84] * 1 = 66.328 \text{ Mpa. m}$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = [1413.168 - 1346.84] * \frac{7.26}{2} = 240.77 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1346.84 - 1326.01] * 8.26 = 172.056 \text{ Mpa. m}$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = [1346.84 - 1326.01] * \frac{7.36}{2} = 76.65 \text{ Mpa. m}$$

$$\text{On a : } S = 2 * \sum S_i = 2 * 557.22 = 1114.4488 \text{ Mpa. M}$$

D'autre part on a pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950 \text{ Mpa. m}$$

$\Rightarrow g * E_p < S$: Donc le point « M » n'appartient pas à BC, le point « M » appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence)

$$g * E_p = S_{\text{Aire (ABCMC'B'A')}}$$

$$S_1 = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = 66.328 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 240.77 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_c - \sigma_m] * AC = [1346.84 - \sigma_m] * 8.26$$

$$S_5 = \frac{[\sigma_c - \sigma_m] * (x - 4.725)}{2} = \frac{[1346.84 - \sigma_m] * (x - 8.26)}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = \frac{308.514 + [(1346.84 - \sigma_m) * (8.26 + \frac{x - 8.26}{2})]}{2}$$

$$S = 617.028 + (1346.84 - \sigma_m) * (8.26 + x)$$

$$\sigma_m = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 * (1 - 0.18 * 0.19198 - 0.002x)$$

$$= 1367.69 - 2.832 x$$

$$\sigma_m = 1367.069 - 2.832 x$$

$$S = 626.468 + \left[1346.84 - (1367.069 - 2.832 x) \right] * (8.26 + x)$$

$$2.832 * x^2 - 655.07 + 3.161x = 0$$

$$x = 14.50 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1367.068 - (2.832 * 14.50) = 1326.01 \text{ MPa. m}$$

$$\sigma_m = 1326.01 \text{ Mpa.}$$

Le diagramme de chute de tension avant et après le blocage d ancrage

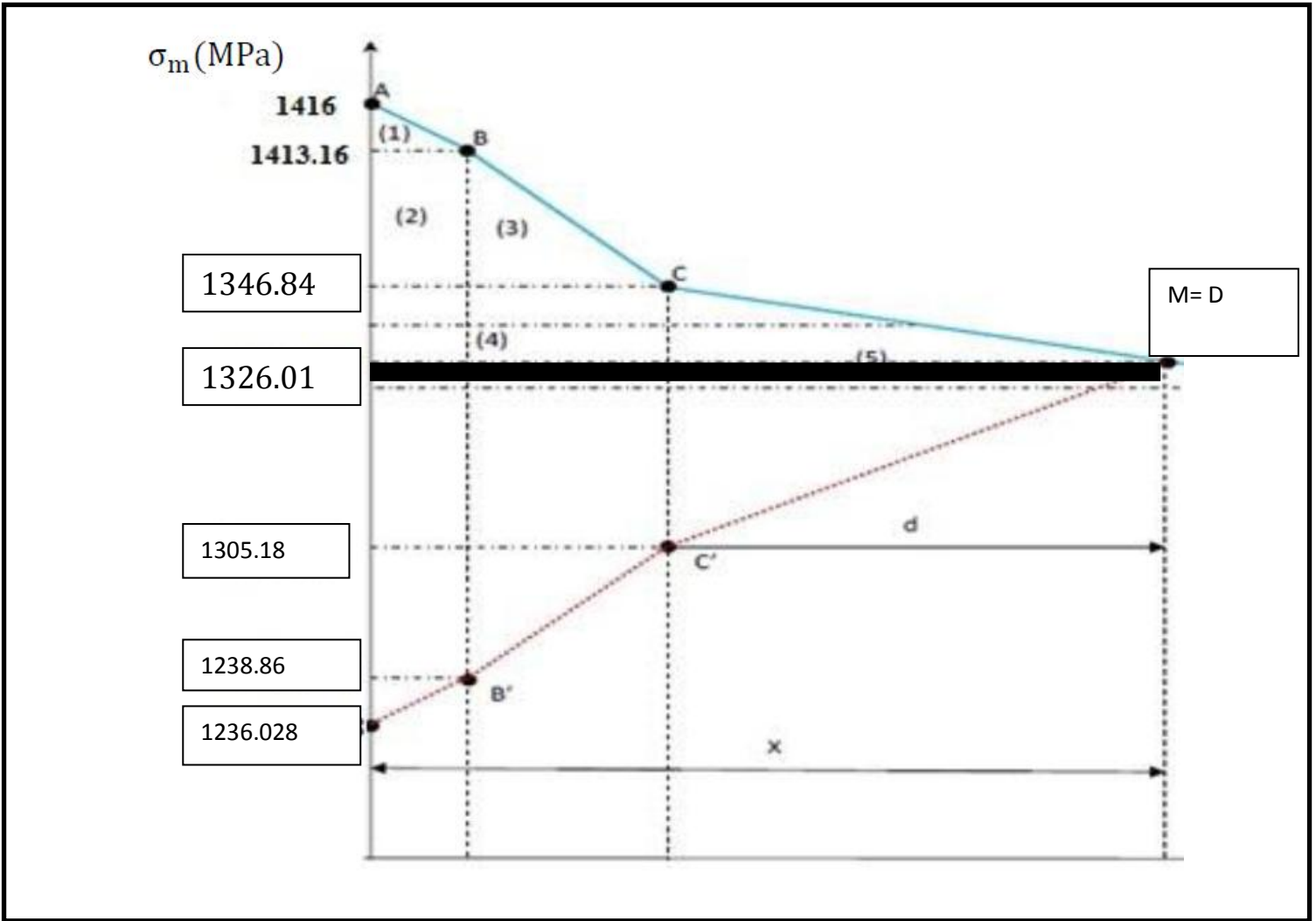


Fig .5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

| Section | 0.00 L | 0.029L | 0.25 L | 0.5 L |
|-----------------------------|--------|---------|--------|-------|
| Abscisse (m) | 0 | 1 | 7.25 | 14.5 |
| Câble N° 01 | 161.79 | 156.128 | 50.17 | 8.49 |
| Câble N° 02 | 179.97 | 174.3 | 41.66 | 0.00 |
| Valeur moyenne Des 2 câbles | 170.88 | 165.21 | 8.51 | 4.25 |

c. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble et ainsi de suite, la mise en tension des câbles se fera au 14^{ème} jour.

c.1. Les pertes des câbles :

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanément de mise en tension :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} * \sigma_{bn}(x) * \frac{E_p}{E_{ij}} \rightarrow \text{(BPEL art 3.3.13)}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles

$\sigma_{bn}(x)$: Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculées au niveau du câble moyen.

E_{ij} : Module instantané de déformation de béton j jours

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g * e_p}{I_G} + n * A_p * \frac{\sigma_{pi}}{B} * \left(1 + \frac{B * (e_p)^2}{I_G} \right)$$

Avec :

I_G : Inertie de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre la poutre à l'abscisse « x ».

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute perte déjà déterminée.

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Après développement la formule précédente s'écrit sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3 * E_{bij}} * \frac{M_g * e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3 * E_{bij}} * \frac{n * A_p * (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} * \left[1 + \frac{B * (e_p)^2}{I_G} \right]$$

Exemple de calcul : Section d'about.

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 7640 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 38.14 \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = 37023.85 \text{ Mpa}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

$$e_p = 10.6 \text{ cm}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ Mpa}$$

$$q = 2.152 \text{ t/ml}$$

$$M_g = q * x * \frac{(L-x)}{8} \text{ à } x=0 \Leftrightarrow M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = \frac{1.9 * 10^5}{3 * 37023.85} * \left[\frac{2 * 1680 * (1416 - 170.88)}{7640 * 10^2} \right] * \left[1 + \frac{7640 * 10^2 * (10.60)^2}{12140301.69} \right] = 68.18 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = 68.18 \text{ Mpa}$$

Nous donnons ci-après les valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton dans les différentes sections de la poutre.

| Les câbles | Sections | 0.00 L | 0.25 L | 0.5 L |
|------------|------------------------------|--------|--------|-------|
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa] | | 68.18 | 68.32 |

Tab.13: Pertes par raccourcissement instantané du béton des différentes sections

d. **Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{\phi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Les pertes instantanées totales pour tous les câbles à différentes sections sont données dans le tableau suivant

| Sections | 0.00L | 0.25 L | 0.50 L |
|------------------------------|---------|---------|---------|
| Abscisse | 0 | 7.25 | 14.5 |
| Câble N° 01 | 229.94 | 173.64 | 151.41 |
| Câble N° 02 | 248.15 | 177.77 | 155.52 |
| Valeurs moyenne De 02 câbles | 239.045 | 175.705 | 153.465 |

La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections est donnée dans le tableau suivant :

| Sections | 0.00L | 0.25 L | 0.50 L |
|------------------------------|---------|---------|----------|
| Abscisse | 0 | 7.25 | 14.5 |
| Câble N° 01 | 1186.06 | 1242.36 | 1264.59 |
| Câble N° 02 | 1167.85 | 1238.23 | 1260.48 |
| Valeurs moyenne De 02 câbles | 1176.95 | 1240.29 | 1262.535 |

Tab.15: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

6-2) Les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformation et des contraintes des matériaux en présence : retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

a. Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 » :

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension.

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r * [1 - r(t_0)] * E_p$$

$$\begin{cases} r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 * r_m} \\ r_m = \frac{B}{\mu} = \frac{\text{section}}{\text{périmètre extérieur}} \end{cases}$$

r_m : Rayon moyen de la section.

t_0 : Âge du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait du béton tel que : $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r * r(t) = 3 * 10^{-4}$ (nord Algérien)

Section d'about :

$$\begin{aligned} B &= 7640.52 \text{ cm}^2 & \Rightarrow r_m &= \frac{7640.52}{456.2} = 16.74 \text{ Cm} \\ \text{Périmètre} &= 456.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Section médiane :

$$\begin{aligned} B &= 5241.24 \text{ cm}^2 & \Rightarrow r_m &= \frac{5241.24}{482.3} = 10.87 \text{ Cm} \\ \text{Périmètre} &= 482.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pertes dans les câbles :

Les deux (02) câbles sont mis en tension à $t_0 = 14$ jour

Après le coulage de la poutre :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 * 16.74} = 0.085 \text{ (section d'about)}$$

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 * 10.87} = 0.125 \text{ (section médiane)}$$

Section d'about :

$$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.085] * 1.9 * 10^5 = 52.155 \text{ Mpa}$$

Section médiane :

$$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.125] * 1.9 * 10^5 = 49.875 \text{ Mpa}$$

b. Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] * \sigma_{pi}(x) \quad (\text{Art 3.3.2.3B. P. E. L})$$

Avec :

$\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

ρ_{1000} : 2.5 % valeur de relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ Mpa : contrainte de rupture garantie.

σ_{p0} : 1416 Mpa

Exemple de calcul 0.25 L :

$$\sigma_{pi}(0.25 L) = 1240.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * 2.5 * \frac{[1240.29 - 0.43]}{1860} * 1240.29 = 44.06 \text{ Mpa}$$

| Les câbles | Sections | 0.00 L | 0.25 L | 0.5 L |
|------------|------------------------------|---------|---------|----------|
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa] | 1176.95 | 1240.29 | 1262.535 |
| | $\Delta(x)$ [Mpa] | 35.79 | 44.06 | 47.11 |

Tab.16: pertes par relaxation dans les câbles.

c. Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »:

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_r = (\sigma_b - \sigma_m) * \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_m : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

Pertes dans les câbles :

$$\sigma_m = \frac{M_g * e_p}{I_G} + \frac{\sigma_{pi}(x) * n * A_p * [1 + e_p^2 * \frac{B}{I_G}]}{B}$$

Avec $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte après tout instantané.

$$M_g = \frac{q * L^2}{8} = \frac{2.152 * 29^2}{8} = 226.229 \text{ t.m}$$

$$I_G = 10685767.72 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -89.8 \text{ cm}$$

$$\sigma_{pi}(0.5L) = 1262.535 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{226.229 * (-89.8) * 10^4}{10685767.72} + \frac{1262.535 * 2 * 1680 * [1 + \frac{5241.24 * (-89.8)^2}{10685767.72}]}{5241.24 * 10^2}$$

$$\sigma_m = 21.09$$

D'après le B.P.E.L la perte différée total :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5 * \Delta\sigma_p}{6} \Leftrightarrow \Delta\sigma_d = 43.605 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5 * 47.11}{6}$$

$$= 82.86 + \Delta\sigma_{fl} \implies \Delta\sigma_d = 82.86 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue lorsque toutes les pertes sont produites donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g * e_p}{I_G} + n * A_p * \frac{[\sigma_{pi}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L)]}{B} * \left[1 + \frac{B * e_p^2}{I_G}\right]$$

Avec :

$$\sigma_{pi}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L) = \sigma_{\infty}(0.5L) : \text{Tension finale probable à la section médiane.}$$

La formule peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 * \sigma_m(0.5L) - n * A_p * \frac{\Delta\sigma_d(0.5L)}{B} * \left(1 + \frac{B * e_p^2}{I_G}\right)\right] * \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 * 20.38 - 2 * 1680 * \frac{(80.32 + \Delta\sigma_{fl}) * (1 + \frac{5241.24 * (-89.80)^2}{10685767.72})}{5241.24 * 10^2}\right] * \frac{(1.9 * 10^5)}{37023.85}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 202.92 - 0.1628 * \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 174.51 \text{ Mpa}$$

| | | | | |
|-------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| LES CABLES | Sections | 0.00L | 0.25 L | 0.50 L |
| | Abscisse | 0 | 7.25 | 14.5 |
| | $\Delta\sigma_d$ [Mpa] | $73.43 + \Delta\sigma_{fl}$ | $80.32 + \Delta\sigma_{fl}$ | $82.86 + \Delta\sigma_{fl}$ |
| | M_g [t. m] | 0 | 173.3 | 226.229 |
| | $\sigma_{pi}(x)$ [Mpa] | 1176.95 | 1240.29 | 1279.215 |
| | $\sigma_m(x)$ [Mpa] | 5.675 | 20.38 | 21.09 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa] | 55.512 | 168.69 | 174.51 |

Tab.17: pertes par fluage dans les câbles.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5 * \frac{\Delta\sigma_p}{6}$$

Pour calculer la perte totale à une instante donnée intermédiaire, on utilise la formule suivante

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) * \Delta\sigma_d$$

| | | | | |
|-------------------|------------------------------|---------|--------|--------|
| LES CABLES | Sections | 0.00L | 0.25 L | 0.50 L |
| | Abscisse | 0 | 7.25 | 14.5 |
| | $\Delta\sigma_r$ [Mpa] | 52.155 | 49.875 | 49.875 |
| | $\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa] | 35.79 | 44.06 | 47.11 |
| | $\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa] | 55.512 | 168.69 | 174.51 |
| | $\sigma_{diff}(x)$ [Mpa] | 137.492 | 255.28 | 263.64 |

Tab.18: pertes différées totales des différentes sections.

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_{\infty}}{\sigma_{p0}} * 100$$

$$\Delta\sigma_{\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Avec :

$\Delta\sigma_{diff}(x)$: Pertes différée finale.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après pertes instantané).

| | | | |
|-------------------------------|----------|--------|--------|
| Sections | 0.00L | 0.25 L | 0.50 L |
| Abscisse | 0 | 7.25 | 14.5 |
| $\Delta\sigma_{\infty}$ [Mpa] | 1039.458 | 985.01 | 998.89 |
| % de perte | 26.59 | 30.4 | 29.45 |

Tab.19: pourcentage des pertes.

Conclusion :

Nous remarquons que la perte totale varie entre 26.59% de σ_{p0} et 30.4% de σ_{p0} , ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale P_0 (32% de σ_{p0}).

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

Introduction :

La justification de la stabilité d'un élément d'une structure doit obligatoirement comprendre deux vérifications, vis-à-vis de l'E.L.U et l'E.L.S.

Les vérifications à l'E.L.U ont pour objet de satisfaire l'équilibre statique, la résistance et la stabilité de forme de l'élément.

Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles.

Ses vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.

La contrainte normale s'exerçant dans une section droite est exprimée par

$$\sigma_y = \frac{P}{B} * \left(1 \pm \frac{e_p * y}{r^2} \right) \pm \frac{M * y}{I}$$

Avec :

y: Distance entre le centre de gravité et le point d'application de la précontrainte.

$$\sigma_{\min} \leq \sigma_y \leq \sigma_{\max}$$

1) Justification des contraintes normale :

1-1) Justification à l'E.L.S :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

| Classe II | Contraintes | Situation | Exploitation | | | Construction |
|------------------|----------------------------|-------------|--------------|-----------|------------------|--------------|
| | | Combinaison | Rare | Fréquente | Quasi permanente | Rare |
| | | Zone | | | | |
| $\bar{\sigma}_t$ | Dans la section d'enrobage | | $-f_{tj}$ | 0 | / | $-f_{tj}$ |
| | Hors de section d'enrobage | | $-1.5f_{tj}$ | / | / | $-1.5f_{tj}$ |
| $\bar{\sigma}_c$ | Pour toute la section | | $0.6f_{c28}$ | / | $0.5f_{c28}$ | $0.6f_{c1}$ |

Tab-1 : Valeur limites des contraintes dans le béton.

a. Distance des armatures de précontrainte aux parements :

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, (le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$d' \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} * a, (a: \text{largeur du paquet}). \\ \emptyset: \text{diamètre de la gaine, } (\emptyset = 8.5 \text{ cm}) \\ d' : 05 \text{ cm (ouvrage courant)} \end{array} \right. \Leftrightarrow d' = \sup \left\{ \begin{array}{l} 6.375 \text{ cm} \\ 8.5 \text{ cm} \\ 05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

$$a = \emptyset = 8.5 \text{ cm}$$

$$d' = 8.5 \text{ cm} .$$

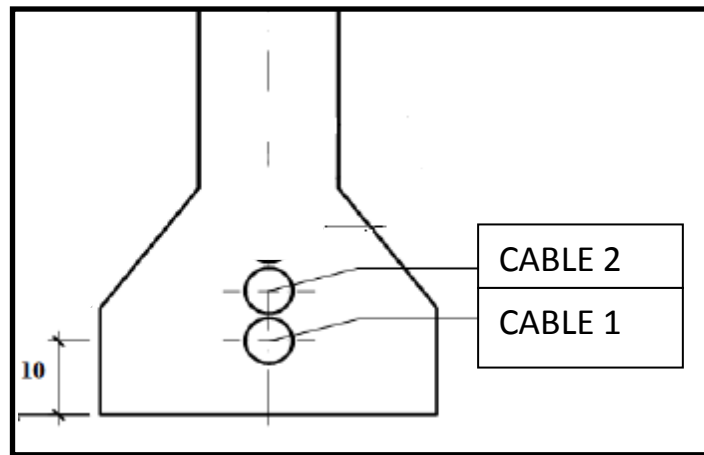


Fig.1 : Détail du talon (section médiane)

- Les matériaux :

| σ \ Days | 07 | 14 | 21 | 28 |
|-----------------|-------|-------|-------|-----|
| f_{c_j} [Mpa] | 29.80 | 38.46 | 42.58 | 45 |
| f_{t_j} [Mpa] | 2.388 | 2.907 | 3.155 | 3.3 |

Tab-2 : valeur de f_{c_j} et f_{t_j}

- Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

b. Tension de calcul en B.P.E.L : (B.P.E.L 91 Art.1.3)

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = 1.02 * \sigma_{p0} - 0.8 * \Delta\sigma_j \\ \sigma_{p2} = 0.98 * \sigma_{p0} - 1.02 * \Delta\sigma_j \end{cases}$$

Avec :

σ_{p0} : Tension initial.

$\Delta\sigma_j$: Sommes des toutes les pertes d'âge considéré.

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

c. Phase de construction :

| Phase N° | Date [jour] | Opérations | Caractéristique |
|----------|-------------|--|---|
| 0 | 0 | coulage de la poutre préfabriquée | / |
| I | 14 | On tire les mêmes câbles à 100% | - section résistante : poutre. - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles |
| II | 50 | Coulage du hourdis et des entretoises d'about | - Section résistante : poutre - Poids de la poutre - Poids du hourdis + entretoises. - Précontrainte des câbles.. |
| III | 84 | Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...etc.) | - Section résistante : poutre + hourdis. - poids propre du tablier. - Précontrainte des câbles. |
| IV | > 90 | Mise en service de l'ouvrage | - Section résistante : poutre + hourdis. - Poids propre du tablier. - Surcharges appliquées. - Précontrainte des câbles. |

Tab-3 : Les différentes phases de construction.

1) Vérification des contraintes :

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

- Phase de construction :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) + \frac{M_{\min} * V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{t_s} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V'}{r^2}\right) - \frac{M_{\min} * V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{c_i} \end{cases}$$

- Phase d'exploitation:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_2}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) + \frac{M_{\min} * V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{t_s} \\ \sigma_i = \frac{P_2}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V'}{r^2}\right) - \frac{M_{\min} * V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{c_i} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{t_s} = -1.5 * f_{t_j} \\ \bar{\sigma}_{c_i} = 0.6 * f_{c_j} \end{cases} \quad \text{en construction.}$$

$$\bar{\sigma}_{c_s} = 0.6 * f_{c_{28}}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{t_i} = -1.5 * f_{t_{28}} \\ \bar{\sigma}_{t_i} = -f_{t_{28}} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{hors de la section d'enrobage} \\ \text{dans la section d'enrobaeg} \end{array}$$

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

a. Vérfications des contraintes pour les différentes phases :

Exemple de calcul : section d'about

| | B(cm ²) | V'(cm) | V (cm) | I _G (cm ⁴) | ρ (%) | e _p (cm) | r ² |
|-----------------------|---------------------|--------|--------|-----------------------------------|-------------|---------------------|----------------|
| Poutre seule | 7640 | 69.3 | 60.7 | 12140301.69 | 37.8 | 10.6 | 1624.38 |
| Poutre +hourdi | 12014.5 | 95 | 55 | 32796813.79 | 52.2 | -15.1 | 2729.54 |

Phase I :

A14 jours mise en tension des 02 câbles à 100 %.

$$\sigma_{po} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * \sigma_{po} - 0.8 * \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 239.045 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 239.045 = 1253.084 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p1} = 2 * 1680 * 1253.084 * 10^{-3} = 4210.36 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 4210.4$$

$$\sigma_s = \frac{P_1 * (1 - e_p * V)}{B * r_2} \geq \bar{\sigma}_{ts} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s = \frac{4210.4 * 10}{7640} * \frac{(1 - 10.6 * 60.7)}{1624.38} = 7.69$$

$$= 7.69 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 7.69 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.361 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1 * (1 + e_p * V)}{B * r_2} \geq \bar{\sigma}_{ts} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s = \frac{4210.4 * 10}{7640} * \frac{(1 + 10.6 * 69.3)}{1624.38} = 8.003$$

$$= 8.003 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 8.003 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 23.06 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Phase II :

$$\sigma_{po} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * \sigma_{po} - 0.8 * \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 274.835 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 274.835 = 1224.452 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p1} = 2 * 1680 * 1224.452 * 10^{-3} = 4114.16 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 4114.16 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1 * (1 - e_p * V)}{B * r_2} \geq \bar{\sigma}_{ts} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s = \frac{4114.16 * 10}{7640} * \frac{(1 - 10.6 * 60.7)}{1624.38} = 3.25$$

$$= 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 3.25 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1 * (1 + e_p * V)}{B * r_2} \geq \bar{\sigma}_{ts} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s = \frac{4114.16 * 10}{7640} * \frac{(1 + 10.6 * 69.3)}{1624.38} = 7.82$$

$$= 2.94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 2.94 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

Phase III :

$$\sigma_{po} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * \sigma_{po} - 0.8 * \Delta\sigma_j \text{ Ou } \Delta\sigma_j = 330.347 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 330.347 = 1180.042 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p1} = 2 * 1680 * 1180.042 * 10^{-3} = 3964.94 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 3964.94 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1 * (1 - \frac{e_p * V}{r_2})}{B} \geq \bar{\sigma}_{ts} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{3964.94 * 10 * (1 - \frac{15.1 * 55}{2729.54})}{12014.5} = 2.29$$

$$= 2.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 2.29 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1 * (1 - \frac{e_p * V}{r_2})}{B} \geq \bar{\sigma}_{ts} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{3964.94 * 10 * (1 + \frac{15.1 * 95}{2729.54})}{12014.5} = 5.03$$

$$= 1.56 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 1.56 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Phase d'exploitation:

Phase IV :

$$\sigma_{po} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p2} = 0.98 * \sigma_{po} - 1.02 * \Delta\sigma_j \text{ Ou } \Delta\sigma_j = 376.542 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p2} = 0.98 * 1416 - 1.02 * 376.542 = 935.83 \text{ Mpa.}$$

$$P_2 = n * A_p * \sigma_{p1} = 2 * 1680 * 935.83 * 10^{-3} = 3141.6 \text{ KN.}$$

$$P_2 = 3141.6 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_2 * (1 - \frac{e_p * V}{r_2})}{B} \geq \bar{\sigma}_{ts} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{3141.6 * 10 * (1 - \frac{15.1 * 55}{2729.54})}{12014.5} = 1.81$$

$$= 1.81 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 1.81 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1 * (1 - \frac{e_p * V}{r_2})}{B} \geq \bar{\sigma}_{ts} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{3141.6 * 10 * (1 + \frac{15.1 * 95}{2729.54})}{12014.5} = 3.98$$

$$= 3.98 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 1.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

| Phases | P _i [KN] | M KN.m | σ _s [Mpa] | σ̄ _s [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | observation |
|--------|---------------------|--------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| I | 4210.4 | 0 | 7.69 | -4.36 | 8.003 | 23.06 | Vérifiée |
| II | 4114.16 | 0 | 3.25 | -4.95 | 7.82 | 27 | Vérifiée |
| III | 3964.94 | 0 | 2.29 | -4.95 | 5.03 | 27 | Vérifiée |
| IV | 3141.6 | 0 | 1.81 | -4.95 | 3.98 | 27 | Vérifiée |

Tab.5 : Contraintes des différentes phases dans la section d'about.

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

Section 0.25 L :

| Phases | P _i [KN] | σ _s [Mpa] | σ̄ _s [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | observation |
|--------|---------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| I | 5237 | 6.9 | -4.36 | 13.11 | 23.06 | Vérifiée |
| II | 4245.39 | 5.62 | -4.95 | 10.63 | 27 | Vérifiée |
| III | 3964.94 | 2.07 | -4.95 | 5.48 | 27 | Vérifiée |
| IV | 3141.6 | 2.17 | -4.95 | 5.73 | 27 | Vérifiée |

Section 0.5 L :

| Phases | P _i [KN] | σ _s [Mpa] | σ̄ _s [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | σ̄ _i [Mpa] | observation |
|--------|---------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| I | 4440.38 | 5.88 | -4.36 | 11.12 | 23.06 | Vérifiée |
| II | 4313.736 | 5.71 | -4.95 | 10.8 | 27 | Vérifiée |
| III | 3844.91 | 2.61 | -4.95 | 6.92 | 27 | Vérifiée |
| IV | 3233.08 | 7.45 | -4.95 | -1.71 | 27 | Vérifiée |

Tab.5 : Contraintes des différentes phases dans la section median

Conclusion :

Les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service.

2) Ferraillage passif longitudinal :

Le ferraillage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau.
- Les armatures dans les zones tendues.

a. Les armatures de peau :

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en Tension des câbles de précontraintes. La section minimale est :

$$A_{\min} = \max \{ 03 \text{ cm}^2 / \text{ml de parement} / \text{perpendiculaire à leur direction.} \\ 0.1 \% B \text{ (section brute du béton).} \}$$

$$0.1 \% B = 0.001 * 5354.00 = 5.354 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures **HA 10** tous les 20 cm.

b. Les armatures longitudinales dans la zone tendue:

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{B_t}}{f_e} * \frac{f_{tj}}{\sigma_{B_t}}$$

B_t : Section de béton tendue.

N_{B_t} : Résultante des contraintes de traction.

f_{tj} : La contrainte caractéristique de traction du béton.

σ_{B_t} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier passif utilisé.

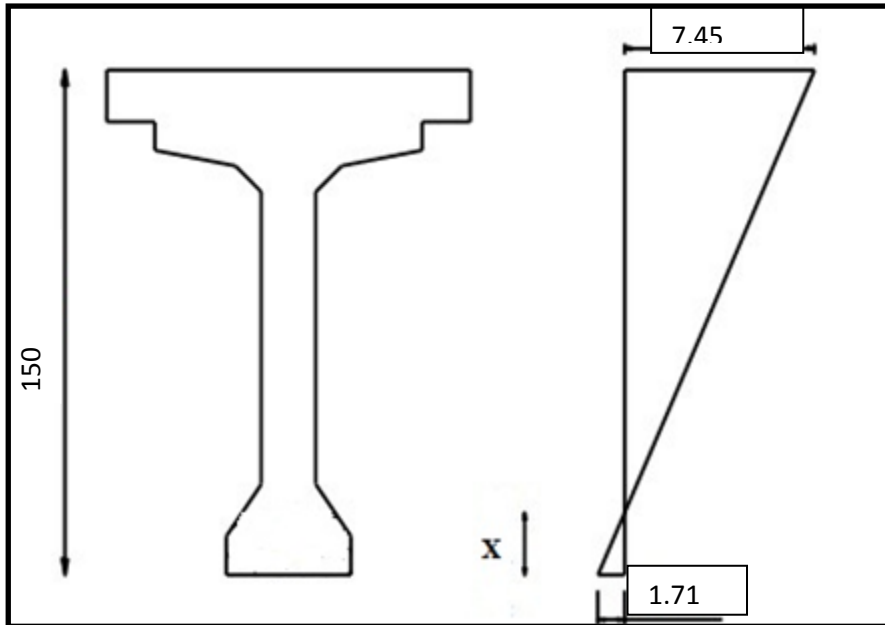


Fig. -2 : Diagrammes des contraintes normales, phase V.

$$\frac{8.477}{Y} = \frac{1.71}{x} ; \quad y = h - x \Rightarrow 7.45 * x = 1.71 * (h - x)$$

$$x = \frac{1.71 * 1.5}{7.45 + 1.71} = 0.28 \text{ m} \approx 28 \text{ cm.}$$

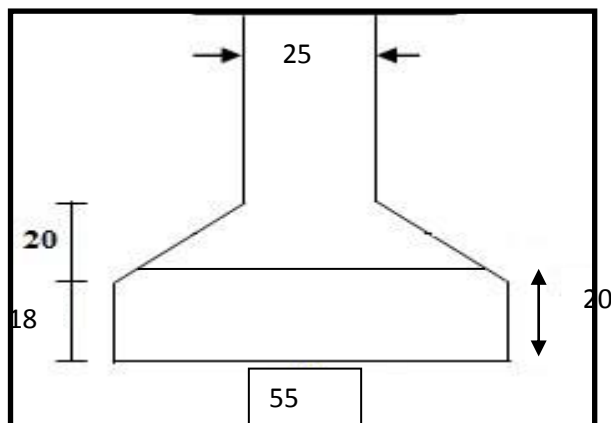


Fig-3 : Détail du talon.

$$N_{Bt} = \frac{(55 * 18) + (30 + 55) * 10}{2} = 1415 \text{ cm}$$

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

$$\sigma_{Bt} = \frac{B_t * \sigma_i}{2} = \frac{1415 * 1.71 * 10^{-1}}{2} = 120.98 \text{ KN}$$

$$A_s = \left[\frac{1415 + \left(\frac{120.98 * 10^3 * 3.3}{500} \right)}{1000} \right] * 10^{-2} = 4.68 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.634 \text{ cm}^2$ On adopte **4HA14 = 5.65 cm²**

c. Ferrailage passif transversal (armature du talon):

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$\begin{cases} A_c * f_c \geq C * t * f_{t28} \text{ si } \phi_{\text{ext(gaine)}} < 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} \\ A_c * f_c \geq 1.3 * t * f_{t28} * \phi_{\text{ext}} \text{ si } C > 1.3 * 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} \end{cases}$$

t : Espacement des armatures.

C = 10 cm (enrobage des câbles).

$\phi_{\text{ext(gaine)}} : 8.5 \text{ cm.}$

$C > 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} = 1.3 * 8.5 = 11.05 \text{ cm.}$

$$\frac{A_c \geq 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} * f_{t28}}{t * f_c} = 0.0729 \text{ cm}$$

On fixe $A_c = 2\text{HA}10$ soit 1.57 cm^2

$t \leq 21.536 \text{ cm}$ Soit $t = 20 \text{ cm.}$

1-2) Justification à l'E.L.U :

Les justifications vis-à-vis des E.L.U complémentaires des E.L.S s'avèrent indispensables, car un dépassement des charges caractéristique (prise en compte à l'E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

a. Hypothèse de calculs :

- La résistance de béton tendu est négligée.
- Les sections droites avant déformation restent planes après déformations.
- L'adhérence est parfaite entre le béton et l'acier.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

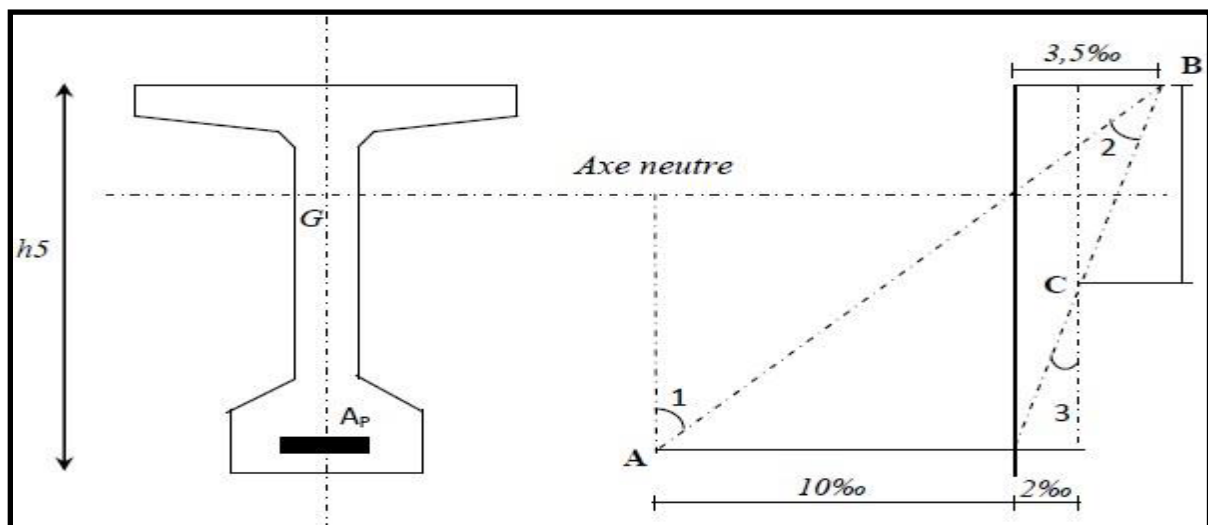


Fig-4 : Règle des trois pivots.

b. Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes :

Considérons une section droite d'une poutre sollicitée en flexion composée, pour laquelle l'E.L.U est atteinte.

Le problème qui se pose, est de déduire du diagramme de déformations, les valeurs des contraintes sur toute la hauteur de la section et pour l'ensemble des matériaux. On détermine d'abord l'évolution des contraintes dans la zone comprimée du béton, puis on détermine la section dans les aciers de précontrainte.

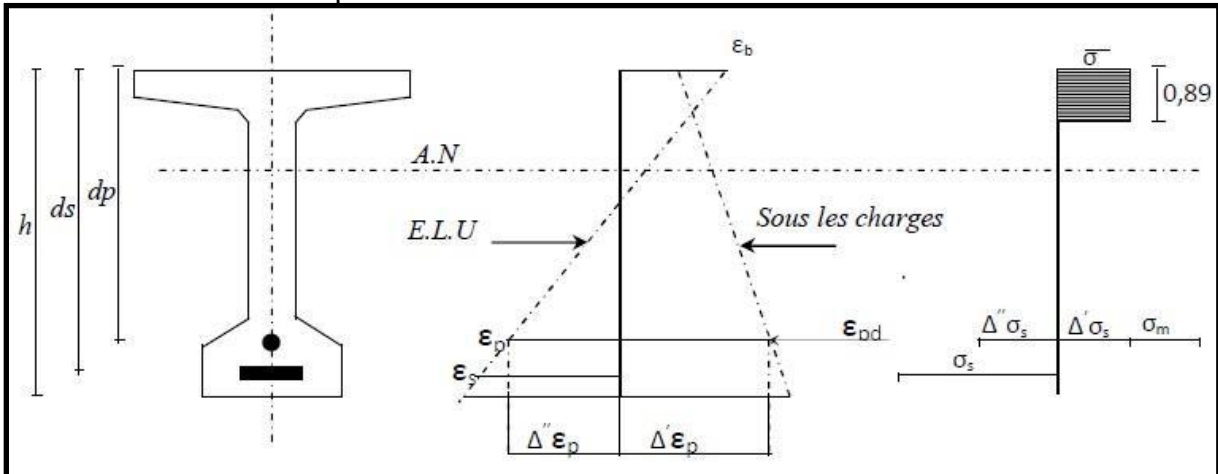


Fig-5 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

3) Principe de la méthode de justification :

Il s'agit de s'assurer que les sollicitations agissantes réglementaires de calcul, que nous désignerons "Su" n'entraînent pas l'apparition du domaine E.L.U dans la section.

Vu la résistance des matériaux constituant un ouvrage, on définira pour une section, droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\bar{S}_u (\bar{N}_u; \bar{M}_{Um})$ d'où on peut définir une courbe fermée dite « **courbe d'interaction moment fléchissant-effort tranchant** ».

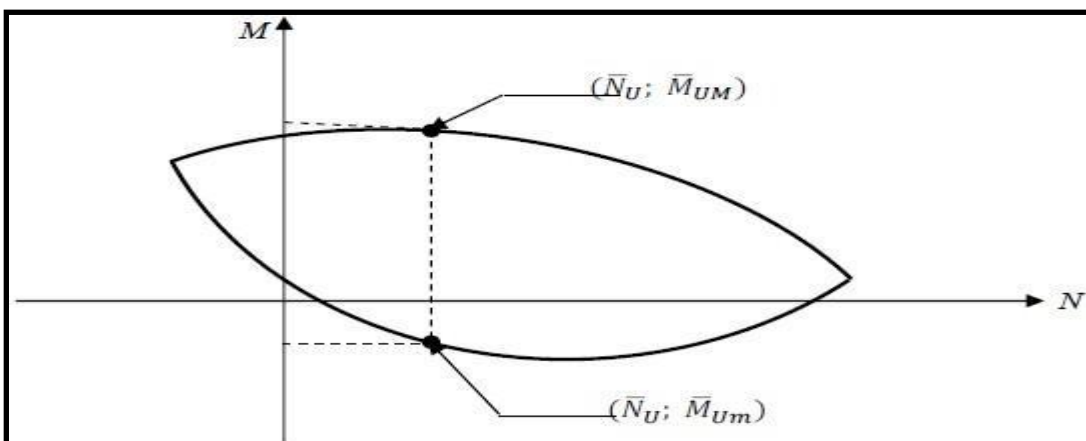


Fig.6 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour faciliter la tâche en pratique, on propose la justification suivante :

- On fixe un des paramètres, généralement \bar{N}_u , en prenant cette dernière égale à N_u qui est

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

celui développé par les sollicitations de calcul "Su "

- On détermine les deux moments résistants ultimes \bar{M}_{um} et \bar{M}_{uM} correspondants à N_u et on doit vérifier

$$\bar{M}_{um} \leq M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités suivantes :

- Equation d'équilibre :

$$M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

Avec :

M_u : Moment en point de passage de l'armature moyenne de précontrainte.

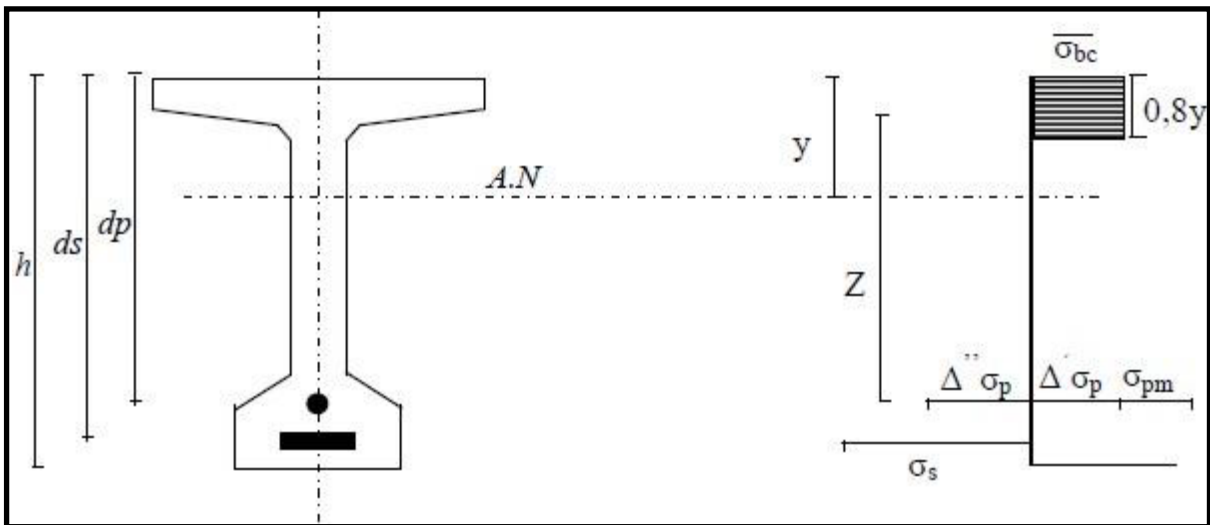


Fig-7 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

L'équilibre est donné :

$$N_u = \frac{\beta_c * 0.85 * f_{c28} * A_p * \Delta\sigma_p - A_s * \sigma_s}{\theta * \gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

Le moment résistant est définie alors par :

$$\bar{M}_{uM} = \frac{\beta_c * 0.85 * f_{c28} * Z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s}{\theta * \gamma_b} \dots \dots \dots (2)$$

a. Equation liée à l'hypothèse des sections planes :

$$\Delta''\epsilon_p = \frac{d_p - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\epsilon_b = \frac{y}{y} \dots \dots \dots$$

$$\epsilon_s = \frac{d_s - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

$$\epsilon_b = \frac{y}{y} \dots \dots \dots$$

b. Equations donnant le comportement de l'acier :

- Pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g * \epsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- Pour les armatures de précontrainte :

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

$$\Delta\sigma_p = f * (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

c. Equation traduisant l'atteinte d'un E.L.U :

Il existe deux possibilité, suivante que cette état est atteint sur le béton ou sur l'acier.

Nous constatons qu'il ya 07 inconnues : $\Delta\sigma_p$; σ_s ; y ; $\Delta''\varepsilon_p$; $\Delta'\varepsilon_p$; ε_b ; ε_s ; \bar{M}_{uM}

Le problème est résolu par approximation successive à partir d'un diagramme des déformations choisi à priori, par exemple celui passant par le pivot A et B ce qui impose :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \end{array} \right. \text{ A partir de ces valeurs, l'équation (4) donne « y » :$$

$$\left. \begin{array}{l} (5) \rightarrow \sigma_s \\ (3) \rightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \rightarrow \Delta\sigma_p \end{array} \right\} \text{ et on calcul } N_u \text{ par l'équation (1)}$$

- Si $\bar{N}_u > N_u$: la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autre de A

- $\bar{N}_u < N_u$: le diagramme doit pivoter autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine \bar{M}_{uM} et on vérifiée que :

$$M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

Application a notre projet :

$$\begin{array}{ll} d_p = 141.5 \text{ cm.} & A_p = 16.80 * 2 = 33.60 \text{ cm}^2 \\ d_s = 145 \text{ cm.} & A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \\ H = 150 \text{ cm} & M_{max} = 327.08 \text{ t. m} \end{array}$$

$$N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_c) * n * A_p = 998.89 * 2 * 10^{-3} * 1680 = 3356.2704 \text{ KN.}$$

$$N_u = 3356.2704 \text{ KN}$$

$$(1) \Rightarrow \bar{N}_u = \beta_c * \sigma_{bc} - A_p * \Delta\sigma_p - \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow 3356.2704 * 10^3 = 25.5 * 10^{-1} * \beta_c - 3360 * \Delta\sigma_p - 565 * \sigma_s$$

$$M_{uM} = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28} * Z}{\theta * \gamma_b} + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow 25.5 * \beta_c * Z + 5.65 * (145 - 141.5) * \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = 25.5 * \beta_c * Z + 19.775 * \sigma_s$$

La surtension des armatures de précontrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = f * (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{3356.2704 * 10^3}{3360} = 998.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m [P_m * e_p + M_{min}]}{B} * \frac{e_p}{I_G}$$

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

$$\frac{3356.2704 * 10^3 + [3356.2704 * 10^3 * (-91.8) * 10 + 2500 * 10^6] * \frac{-91.8}{29371921.86}}{9615.14}$$

$$= 2.165 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{998.89}{1.9 * 10^5} = 5.257 * 10^{-1}$$

$$\Delta' \varepsilon_p = 5 * \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 * \frac{5.257}{1.9 * 10^5} = 1.383 * 10^{-4}$$

$$\text{De (4) : } \varepsilon_s = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{d_s}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}} = \frac{145}{1 + \frac{10}{3.5}} = 39.59 \text{ cm}$$

$$\text{De (3) : } \Delta'' \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_b * (d_p - y)}{Y} = \frac{3.5 * (1.415 - 0.3959)}{0.3959} = 9.00 * 10^{-3}$$

$$\text{De (5) : } \sigma_s = 438 \text{ Mpa } (\varepsilon_s = 10 \text{ ‰})$$

$$\text{De (6) : } \Delta \sigma_p = f * (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p * (5.257 * 10^{-3} + 1.383 * 10^{-4} + 9.00 * 10^{-3}) - \sigma_p * (5.257 * 10^{-3}) = 9.138 * 10^{-3} * \sigma_p$$

Pour :

$$\sigma_p = \frac{0.9 * f_{peg}}{1.15} = \frac{0.9 * 1583}{1.15} = 1238.87 \text{ Mpa}$$

On à :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1238.87}{1.9 * 10^5} = 6.52 * 10^{-3} \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_p < 6.52 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = E_p * \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_p > 6.52 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive.}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.257 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 5.257 * 10^{-3} * 190000 = 998.83 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_p = 6.52 * 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = 6.52 * 10^{-3} * 190000 = 1238 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\Delta \sigma_p = 1238. - 1052.22 = 186.56 \text{ Mpa}$$

$$\text{De (1) : } \beta_c = 0.8 * y * b_{moy}$$

Avec :

$$y = 0.3959 \text{ m.}$$

b_{moy} : Largeur moyenne (hourdis + table de poutre).

$$b_{moy} = \frac{95 + 100}{2} = 0.975 \text{ m.}$$

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales

$$\beta_c = 0.8 * 0.3959 * 0.975 = 0.3088 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\bar{N}_u = \beta_c * \sigma_{bc} - A_p * \Delta\sigma_p - \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow (0.3088 * 10^6 * 25.5) - (33.60 * 10^2 * 186.56) - (6.15 * 10^2 * 438)$$

$$\bar{N}_u = -620 \text{ KN.}$$

$$\bar{N}_u < N_u$$

On déduira :

Le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} * Z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s$$

$$M_{\max} = 25.5 * \beta_c * Z + 21.525 * \sigma_s$$

Avec :

$$Z = d_p - 0.4 * y = 141.5 - (0.4 * 0.3959 * 10^2) = 125.66 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_{uM} &= 25.5 * 10^3 * 0.3088 * 1.2566 + 21.525 * 438 * 10^3 \\ &= 25180.63 \text{ KN. m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 3270.80 < 9437.84 \text{ KN. m} \Leftrightarrow \text{la résistance à l'E. L. U est assurée}$$

Conclusion :

Les contraintes normales n'excèdent pas les contraintes admissibles de compression.

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représenté par l'âme, celui-ci donc dimensionné de façon à :

- Résisté à l'effort tranchant.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le B.P.E.L 91 on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier.
- En E.L.S à une vérification des contraintes.

1) Justification des contraintes à l'E.L.S :

Cette justification à pour but de montre que les efforts tranchants cumulés, ainsi que les moments fléchissant et l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contrainte en un point de la section.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle.

σ_t : Contrainte normale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle. Les contraintes σ_x ; τ ; σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * \left[0.6 * f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t \right] * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

Si $\sigma_x < 0$, alors les conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots(2)$$

Dns notre cas $\sigma_t = 0$ alors (1) et (2) peuvent s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * \left[0.6 * f_{cj} - \sigma_x \right] * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * \sigma_x \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)'$$

$$\tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * f_{tj} \dots\dots\dots(2)'$$

2) Contraintes de cisaillement dû à l'effort tranchant :

Cette contrainte est calculée comme suit :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{red} * S}{I_n * b_n}$$

Avec : V_{red} : Effort tranchant réduit, $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n (P_i * \sin \alpha_i)$

S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ »

b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre $b_n = b_0 - m * k * \emptyset$

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

m : Nombre de câble par lit.

$K = \frac{1}{2}$ Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

In : Moment d'inertie net par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

Application au projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend les deux câbles de précontrainte.

La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phase de construction :

$\tau = \tau_v$: Pour les phases : **I, II, III** (phase de construction).

$\tau = \tau_v + \tau_T$: Pour la phase **IV** (phase d'exploitation).

- Caractéristiques géométriques de la section nette :

| | B (cm²) | V' (cm) | V (cm) | I_G (cm⁴) | ρ (%) | e_p (cm) | r² |
|-----------------------|---------------------------|----------------|---------------|---------------------------------------|--------------|---------------------------|----------------------|
| Poutre seule | 7640 | 69.3 | 60.7 | 12140301.69 | 37.8 | 10.6 | 1624.38 |
| Poutre +hourdi | 12014.5 | 95 | 55 | 32796813.79 | 52.2 | -15.1 | 2729.54 |

Tab.1 : Les caractéristiques géométriques de la section nette.

Phase I : à 14 jours mise en tension des 02 câbles à 100%.

$$g = 2.102 \text{ t/ml} \Rightarrow V_q = \frac{g * L}{2} = \frac{2.102 * 29}{2} = 30.48 \text{ t.}$$

$$\Delta\sigma_j = 239.045 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 239.045 = 1253.084 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p1} = 2 * 1680 * 1253.084 * 10^{-3} = 4210.36 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = 304.8 - \frac{4210.36 * 0.3127}{2} = -353.48 \text{ KN}$$

$$\tau_v(y) = \frac{V_{red} * S}{I_n * b_n}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 55 - \frac{8.5}{2} = 50.75 \text{ cm.}$$

$$\tau(y) = \frac{-353.48 * 10}{50.75 * 0.8 * 130} = -0.669 \text{ Mpa}$$

- Effort normale N1 au niveau du centre de gravité :

$$N_1 = \frac{P_1}{2} * \sum_{i=1} \cos \alpha_i$$

$$\Rightarrow \frac{4210 * 1.974}{2} = 4155.27 \text{ kN}$$

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

$$\sigma_s = \frac{N_1 * (1 - e_p * V)}{B} = \frac{4155.27 * 10 * (1 - \frac{10.6 * 60.7}{7640})}{1624.38} = 3.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1 * (1 + e_p * V')}{B} = \frac{4155.27 * 10 * (1 + \frac{10.6 * 69.3}{7640})}{1624.38} = 7.89 \text{ Mpa}$$

- Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s * V}{H} = 3.28 + \frac{7.89 - 3.28 * 60.7}{130} = 5.432 \text{ Mpa.}$$

Vérification des deux inégalités(1) :

$$\tau_2 = 0.0112 \leq 0.4 * 2.907 * (2.907 + \frac{2 * 5.432}{3}) = 7.59$$

$$\tau_2 = 0.0112 \leq \frac{2 * 2.907 * [0.6 * 38.46 - 5.432] * [2.907 + \frac{2 * 5.432}{3}]}{38.46}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.0112 \leq 7.59 \\ 0.0112 \leq 17.41 \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée.}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

| Phases | V[KN] | N[KN] | V _{red} KN | $\tau(y)$ Mp a | Contrainte normalesMpa | | | vérifications | |
|--------|--------|---------|---------------------|-------------------|------------------------|------------|------------|---------------|----------------|
| | | | | | σ_s | σ_i | σ_G | Inégalité 1 | Inégalité 2 |
| I | 304.8 | 4155.27 | -353.48 | -0.1058 | 3.28 | 7.89 | 5.43 | 0.0112 ≤ 7.59 | 0.0112 ≤ 17.41 |
| II | 689.15 | 4102.31 | 358.21 | -0.591 | 3.01 | 7.3 | 4.9 | 0.394 ≤ 9.245 | 0.394 ≤ 21.943 |
| III | 696.24 | 4005.21 | 913.8 | -0.546 | 2.24 | 6.4 | 4.25 | 0.361 ≤ 8.03 | 0.361 ≤ 20.091 |
| IV | 700.79 | 3921.57 | -344.22 | -0.482 | 1.89 | 4.3 | 3.5 | 0.232 ≤ 7.026 | 0.232 ≤ 19.01 |

Tab.2 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases en construction et exploitation.

3) Justification à l'E.L.U (B. P. E. L 91 Art. 7 - 3) :

a. Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_t et leur espacement S_t

$$S_t \leq \min\{1m; 0.8 * h; 3 * b_0\} = \{1m; 1.2m; 1.65m\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1m$$

Le minimum d'armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 * b_n * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n * S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_{tmin} \geq 0.6 * b_n * \gamma_s}{S_t} \Rightarrow \frac{0.6 * 1.15 * 50.75 * 100}{400} = 5.4596 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit des cadres **HA12**. $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$, soit **2HA12**.

$$S_t \leq \frac{A_t * f_c}{0.6 * \gamma_s * b_n} = \frac{2.26 * 400 * 10^{-4}}{0.6 * 1.15 * 50.75} = 0.4139 \text{ m.}$$

On prendre $S_t = 15 \text{ cm}$ aux appuis et **20 cm en travée**.

b. Justification des armatures tangentielles :

L'objectif de cette vérification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s * b_n} \geq (\tau_{red} - \frac{f_{ij}}{3}) * \tan \beta_u + \frac{f_{ij}}{3} \quad (\text{B. P. E. L Art : 7.3,22})$$

$$\tau_{red} \leq \frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s * b_n} * \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2 * \beta_u = 2 * \frac{\tau_{red}}{b_n * S_t * \gamma_s}$$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \tau_v^u + \tau_t^u \quad (\text{avec } \tau_t^u \text{ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant})$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{red}^u}{0.8 * h * b_n} \quad \text{et} \quad V_{red}^u = V_u^{max} - \frac{P_u}{n} * \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n * (\sigma_{p_o} - \Delta \sigma_j)$$

Avec :

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_{\infty} = 376.542 \text{ Mpa.}$$

$$P_u = 2 * (1416 - 376.542) * 1680 * 10^{-3} = 3492.57 \text{ KN.}$$

$$V_{red}^u = 890.95 - \left(\frac{3492.57}{2} \right) * 0.3126 = 345.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{red}^u}{0.8 * h * b_n} = \frac{345.06 * 10}{0.8 * 130 * 50.75} = 0.653 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{red}^u = 0.653 + 0.602 = 1.255 \text{ Mpa} \quad (\tau_t^u : \text{Contrainte due à l'effort de torsion}).$$

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

Angle d'inclinaison :

$$N_u = \frac{P_u * \Sigma \cos \alpha_i}{N} = \frac{3492.57 * 1.974}{2} = 3447.47 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{3447.47 * 10}{12014.5} * \left(1 - \frac{15.1 * 55}{2729.54}\right) = 2.00 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = \frac{3447.47 * 10}{12014.5} * \left(1 + \frac{15.1 * 95}{2729.54}\right) = 4.4 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_G = \sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} * V$$

$$= 2.00 + 4.4 - \frac{2.00 * 55}{150} = 2.9 \text{ Mpa.}$$

D'où :

$$\tan 2 * \beta_u = \frac{2 * \tau_{red}}{b_n * S_t * \gamma_s} = \frac{2 * 1.255}{2.9} = 0.865$$

$$\beta_u = 20.43^\circ$$

Comme β_u est borné inférieurement de 30° , alors on prends $\beta_u = 30^\circ$

c. Détermination des armatures verticales:

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) * \frac{1.15 * b_n}{f_e} * \tan \beta$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(1.255 - \frac{3.3}{3} \right) * \frac{1.15 * 50.75 * 100}{400} * \tan 30$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{S_t} \geq \max(3.11; 5.4596) = 5.4596 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit comme ferrailage transversale : **2HA10 + 2HA12** soit $A_t = 3.83 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3.83}{5.459} = 0.70$$

On prendra $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la section médiane.

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentiels

d. Armature transversal supérieure :

Elles doivent être au moins égales à 2 cm²/ml soit un cadre HA12 tous les 20 cm.

$$\tau_{v_u}^2 + \tau_{T_u}^2 \leq \left(\frac{f_{c_j}}{4 * \gamma_d} \right)$$

$$\Rightarrow (0.653)^2 + (0.602)^2 = 1.395 \leq \left(\frac{45}{4 * 1.5} \right)^2 = 56.25$$

0.79 ≤ 56.25 vérifiée.

e. Justification des armatures longitudinales :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibré soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par les recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de l'axe neutre vaut :

$$F_t = \tau_T^u * b_n \cot \beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{âme nette}}}$$

Avec :

$$B_{\text{âme nette}} = B_{\text{berut}} - B_{\text{gaine}}$$

$$B_{\text{âme nette}} = (1.50 * 0.55) - \frac{3 * \pi * 0.085^2}{4} = 0.807 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_t = \frac{0.602 * 0.5075 * 1.73}{0.807} = 0.654 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = 0.524 \text{ Mpa} < \sigma_G = 3.742 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentiels n'excèdent pas les contraintes de traction et de cisaillement.

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles

Introduction :

Lorsque les armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section SA d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écart sensiblement de celle obtenue par les règles de R.D.M du faite que le principe de Saint-venant n'est pas satisfait au voisinage de SA.

A cette effet, il y a lieu de procéder dans cette effet, il y a lieu de procéder dans cette zone à :

a- A des vérifications permettant de réduire, à un niveau convenable la probabilité d'apparition des fissures.

b- A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

Etude de la zone d'about :

Les justifications à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

1- Justification de la bielle d'about. (**Art. 7. 5, 1 B. P. E. L.**)

2- Justification de l'équilibre du coin inférieur. (**Art. 7. 5, 2 B. P. E. L.**)

3- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (**Art. 8 B. P. E. L.**)

1) Justification de la bielle d'about :

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about.

1.1)- Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliques à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle β_u tel que :

$$4- \tan \beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{x_u} - \sigma_{t_u}} \quad (\beta_u \leq 30^\circ) \quad (\text{Art. 3, 2. B. P. E. L.})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibre la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i on définit les angles d'inclinaison θ_k par :

$$\tan \theta_k = \frac{R_U - \sum_{i=1}^k F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_U : Composante verticale de la réaction d'appui ($R_U = V_U$).

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « β_u » pour le rang r du câble si l'on à

$$\tan \theta_r \leq \tan \beta_u$$

$$\tan \theta_{r-1} \leq \tan \beta_u$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

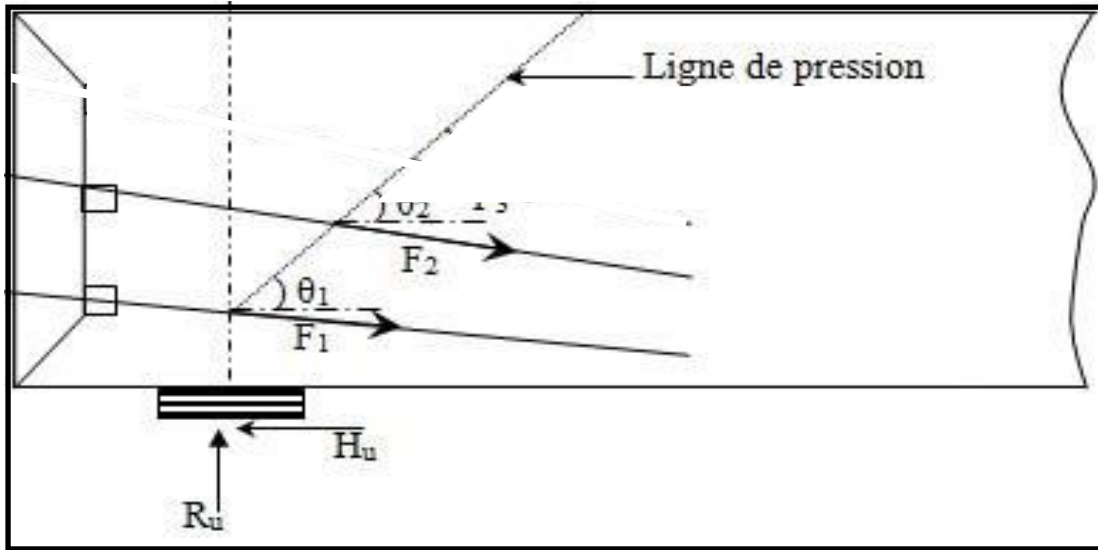


Fig.1 : Inclinaison de la bielle unique du béton

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « d_r » de la fibre supérieure.

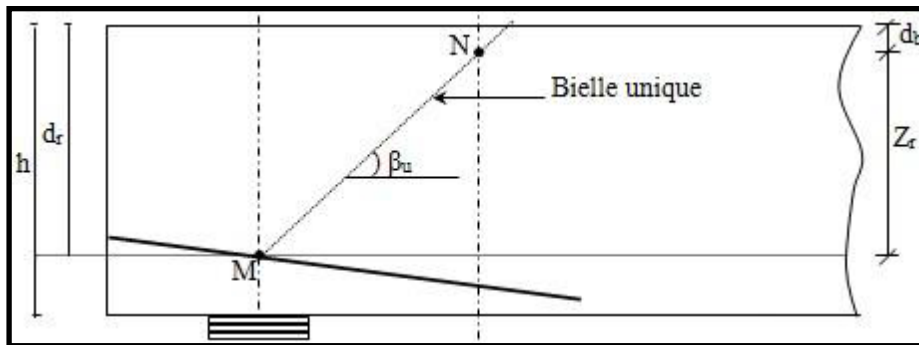


Fig.2 : La bielle d'about

Avec :

MN : Axe de la bielle.

Z_r : Hauteur de la bielle.

d_b : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

d_r : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} * A_t * \frac{f_e * \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s * \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S_t} * F_{tu} * \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

α_i : Inclinaison du câble de précontrainte.

S_t : Espacement des armatures passives transversales.

A_t : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

F_{tu} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

1.2) Vérification des armatures transversales :

- Si $Z_r \geq Z$: la section d'armatures à prendre compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.

- Si $Z_r < Z$: la section, majorée d' $\frac{z}{Z_r}$ est à répartir sur la longueur $Z_r * \cot \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui.

- Application au projet :

$V_u = 890.95 \text{ KN}$.

$$V_{red} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{im} * \sin \alpha_i$$

P_{im} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$P_{im} = \begin{cases} \min & 1.2 * \sigma_{pm} = 1.2 * (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) = 1.2 * (1416 - 376.542) = 1247.34 \text{ Mpa} \\ f_{prg} = \frac{1770}{1.15} = 1539.13 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$P_{im} = \min \begin{cases} 1247.34 \text{ Mpa} \\ 1539.13 \text{ Mpa} \end{cases} \Leftrightarrow P_{im} = 1247.34 \text{ Mpa}$$

$$F_{lim} = 1680 * 1247.37 * 10^{-3} = 2095.58 \text{ KN}.$$

$$F_{lim} = 2095.58 \text{ KN}.$$

$$\beta_u = 30^\circ$$

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u \quad i=1-2$$

Avec :

$$H_u = 0.1 * G_{tablier} = 1045.966 \text{ KN}.$$

$$\sum F_i * \cos \alpha_i - H_u$$

$$= 2095.58 * (\cos 7 + \cos 11) - 1045.966 = 3091.072 \text{ KN}.$$

$$(R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i) * \cot \beta_u = (890.95 - 2095.58 * 0.313) * \cot 30$$

Chapitre X : Etude de la zone d'about

$$= 408.95 \text{ KN.}$$

3091.072 KN \geq 408.95 KN vérifiée \Rightarrow le rang "r" existe.

- Angle d'inclinaison :

$$\tan \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

| Indice k | Ru KN | $\Sigma F_i \sin \alpha_i$ | $\Sigma F_i \cos \alpha_i$ | H_u | $\tan \theta_k$ | θ_k |
|----------|--------|----------------------------|----------------------------|----------|-----------------|------------|
| 1 | 890.95 | 253.38 | 2079.95 | 1045.966 | 0.55 | 29 |
| 2 | | 399.85 | 2057.07 | 1045.966 | 0.49 | 26 |

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_{k1} = 29 > \beta_u = 30 \\ \theta_{k2} = 26 < \beta_u = 30 \end{array} \right.$$

On constat que l'équilibre est atteint au niveau du 1^{er} câble.

Donc :

$$d_r = 130 - 60 = 70 \text{ cm.}$$

$$Z_r = d_r - h = \frac{70}{10} - \frac{130}{10} = 57 \text{ cm}$$

$$Z = 0.8 * H = 0.8 * 130 = 104 \text{ cm.}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort Tranchant est modifiée dans le rapport $\frac{Z_r}{Z}$.

Soit :

$$\frac{104}{57} * 3.83 = 7.02 \text{ cm.}$$

57

Donc la nouvelle section d'armature transversale est égale à 7.02 cm² soit **5HA14**

$$A_t = 7.02 \text{ cm.}$$

Sera répartie sur une longueur comme suit :

$$L = Z_r * \cot \beta_u = 57 * \cot 30 = 122.59 \text{ cm.}$$

2) justification de l'équilibre du coin inférieur :

Lorsque la réaction d'appui « R » d'une poutre est appliqués au voisinage d'une arrête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas risque de fendage d'un coin de béton, entraînant l'arrête. Le plan de rupture passe par le nu intérieur de l'appui.

Pour éviter toute rupture par fendage, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quelques soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t * f_e}{\gamma_s} \geq \lambda * (R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$$

Avec :

Chapitre X : Etude de la zone d'about

A_t : Section d'armature de coutures.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

F_{Hlim} : Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa limite).

F_{vlim} : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - \tan \theta}{1 + 1.5 * \tan \theta}$$

2.1) Section d'armature minimale :

Lorsque la vérification précédente aboutit à $A_t = 0$, il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donné par :

$$A_{tmin} = \frac{0.04 * R_u * \gamma_s}{f_e} * (5 - 4 * K) \quad \text{avec : } 0 < K < 1$$

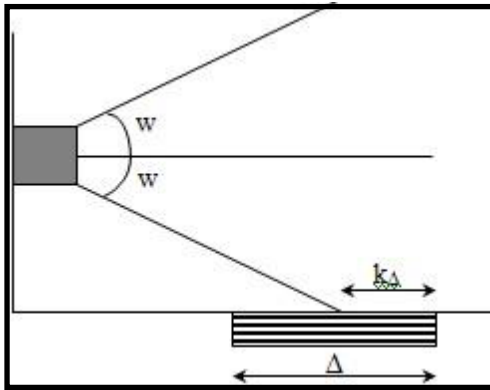


Fig.3 : Equilibre du coin inférieur.

$F_{lim} = 2095.58 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} F_{Hlim} = F_{lim} * \cos \alpha \\ F_{vlim} = F_{lim} * \sin \alpha \end{cases}$$

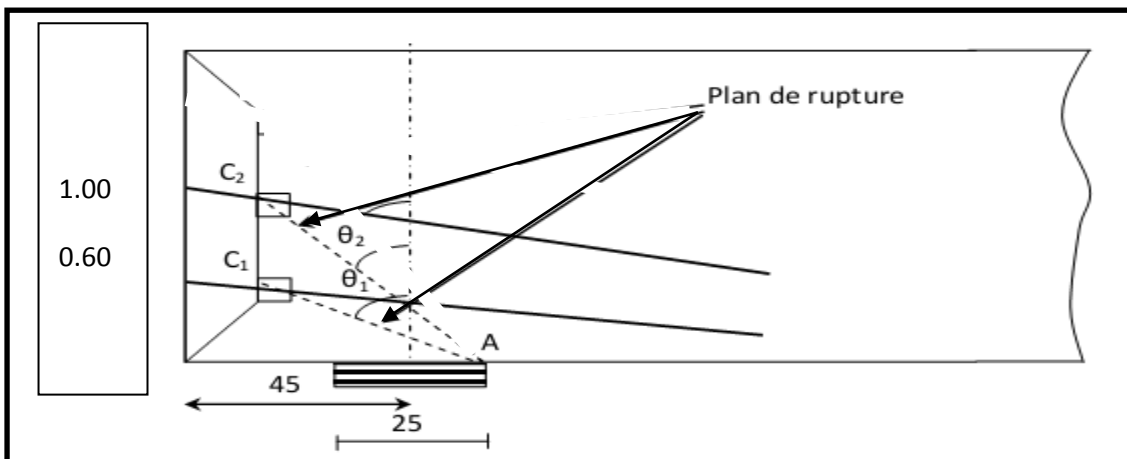


Fig.4 : Equilibre du coin inférieur.

Chapitre X : Etude de la zone d'about

| Plan de rupture | F _{vlim} (KN) | F _{Hlim} (KN) | tan θ | λ | R _u (KN) | H _u (KN) | $\frac{A_t * f_e}{\gamma_s}$ | $\lambda * (R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$ | Vérification |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|-------|------|------------------------|------------------------|------------------------------|---|--------------|
| AC1 | 255.3 | 2079.38 | 0.81 | 0.31 | 890.95 | 1045.966 | 33478.26 | ≥ -678 | Vérifié |
| AC2 | 399.74 | 2056.5 | 0.69 | 0.39 | | | | ≥ -507.592 | Vérifié |

Le tableau montre que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité précédente. Donc les armatures de coutures sont négligeables. Toute fois le B.P.E.L propose une section minimale en vu de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

$$A_{tmin} = \frac{0.04 * R_u * \gamma_s}{f_e} * (5 - 4 * K)$$

Avec :

K : compris entre 0 et 1.

Δ : Dimension de l'appareil.

K_Δ : Longueur de l'appareil d'appui.

Dans notre cas K = 0.5

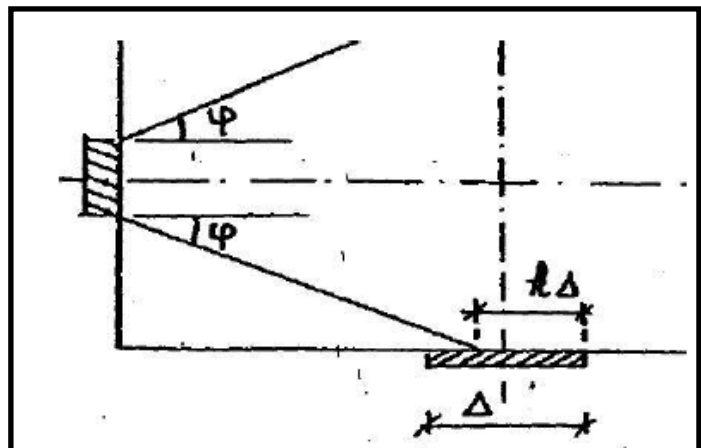


Fig.5 : interaction ancrage-appui.

$$A_{tmin} = \frac{0.04 * 890 * 1.15}{400} * (5 - 4 * 0.5) = 3.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 3.7 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre une section **4HA12** ⇒ **A_{tmin} = 3.7 cm²**

3) justification relative à l'introduction des forces de précontrainte :

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions.

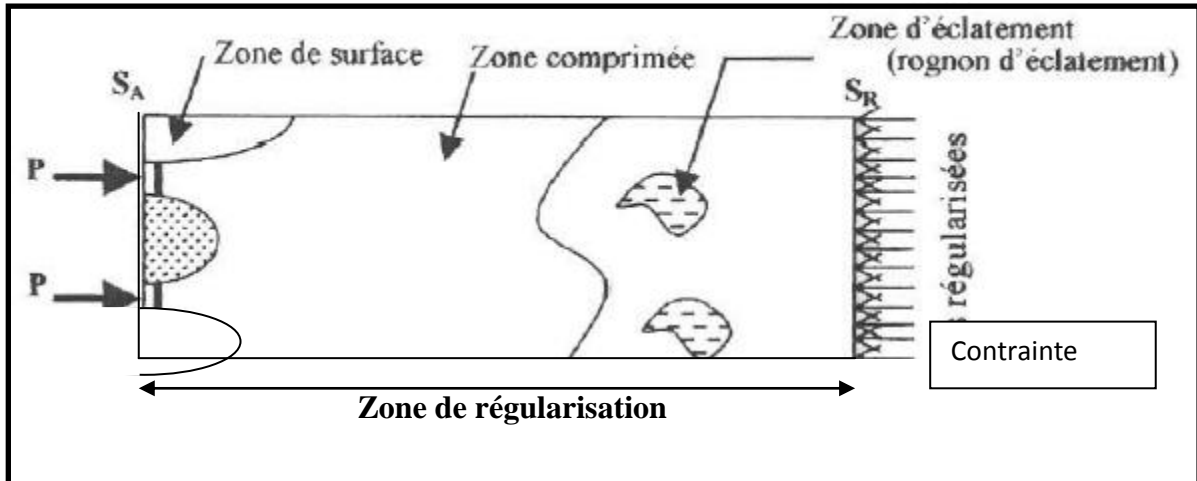


Fig.6 : les trois zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de Régularisation.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue. Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimension $(d * d)$, et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort d'éclatement).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

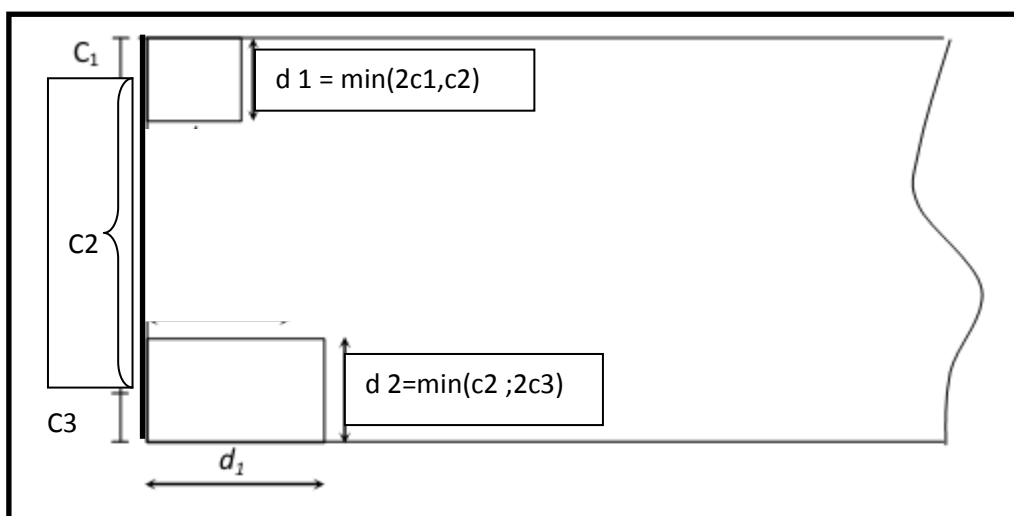


Fig.7: prisme symétrique.

3-1) équilibre de la zone de 1ère régularisation:

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifeste dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et la disposition d'armature passive.

a. Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section A_S est :

$$A_S = 0.04 * \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau « j ».

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

b. Effet d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton.(traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

- Contraintes dans le béton :

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de Vérifier que la contrainte moyenne de compression « σ_{cj} » à l'extrémité de la zone 1^{ère} Régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b * d_j} \leq \frac{2}{3} * F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) * \frac{b}{b * d_j} \leq 1.25 * F_{tj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j0} : Force à l'origine du câble ancré au niveau j.

c. Ferrailage d'éclatement:

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées à celle qui résulte des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « SA », sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section C'acier transversale tel que :

$$A_t = \begin{cases} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j * \sigma_{slim}} & \text{avec: } R_j = 0.25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * F_{j0} \\ 0.15 * \frac{\max * F_{j0}}{\sigma_{slim}} & \text{avec: } \sigma_{slim} = \frac{2}{3} * f_e \end{cases}$$

. Avec :

$K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.

$K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

3-2) Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

La zone de régularisation des contraintes, peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans « S_A » et « S_R ».

- Sur la section (S_A), des forces concentrées F_j (F_{jx} ; F_{jt}).

- Entre (S_A) et (S_R), des efforts répartis (courbure et frottement).

- Sur (S_R), des contraintes normales σ (F_j) et tangentielles τ (F_j), réparties selon le principe de NAVIER (F_j : effort isostatique de précontrainte appliqués sur S_R).

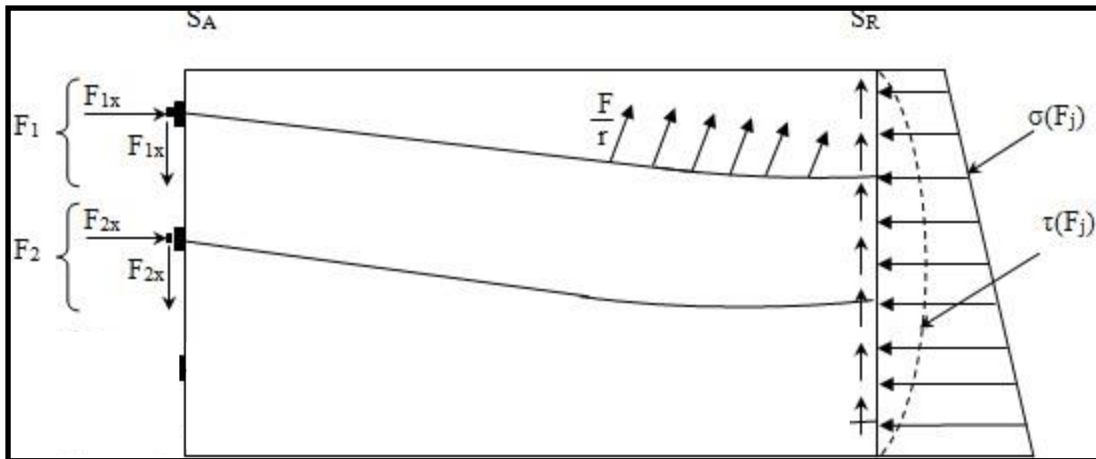


Fig.8: Transmission des forces dans la zone de régularisation.

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.

- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure)

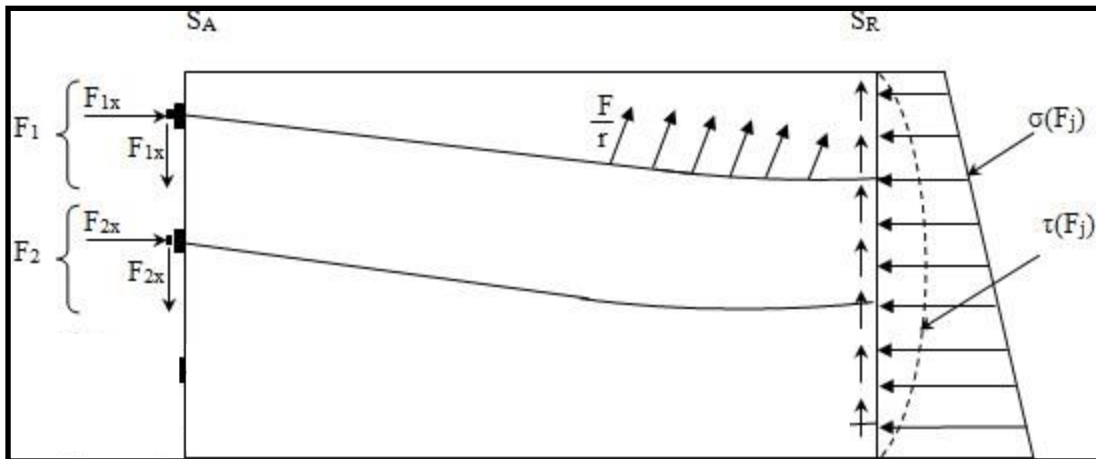


Fig.9: Equilibre général.

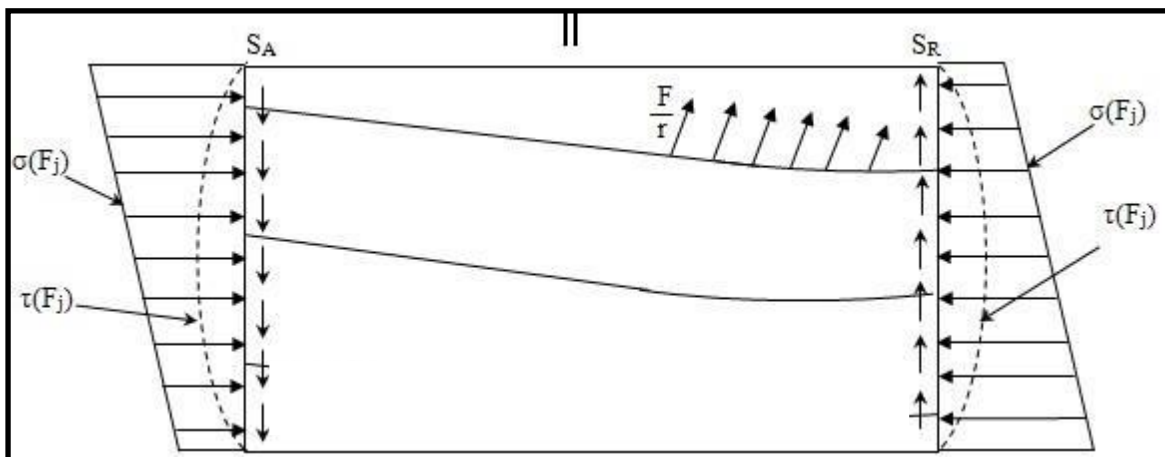


Fig.10: Equilibre selon la RDM.

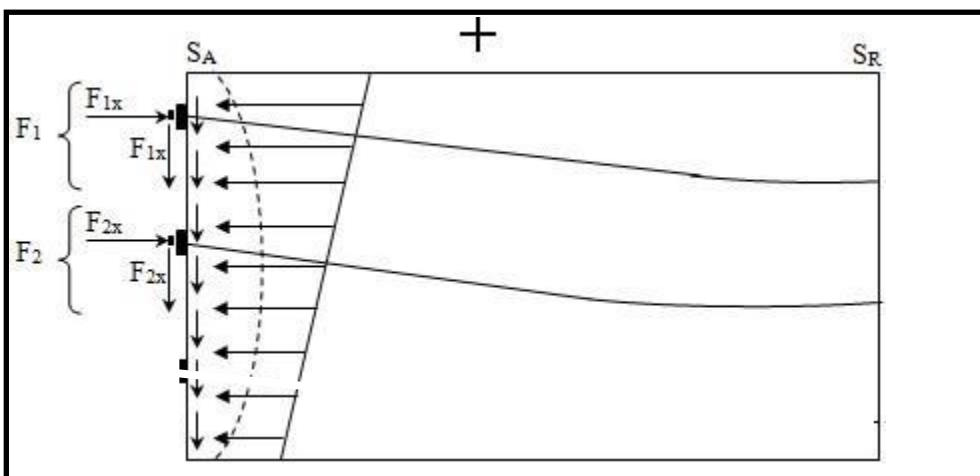


Fig.11: Equilibre général de diffusion pure.

Chapitre X : Etude de la zone d'about

Sur un plan de coupure horizontal quelconque « B_C » distant de « t » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM : effort tranchant V(x), moment fléchissant M_t et effort normale N_t.

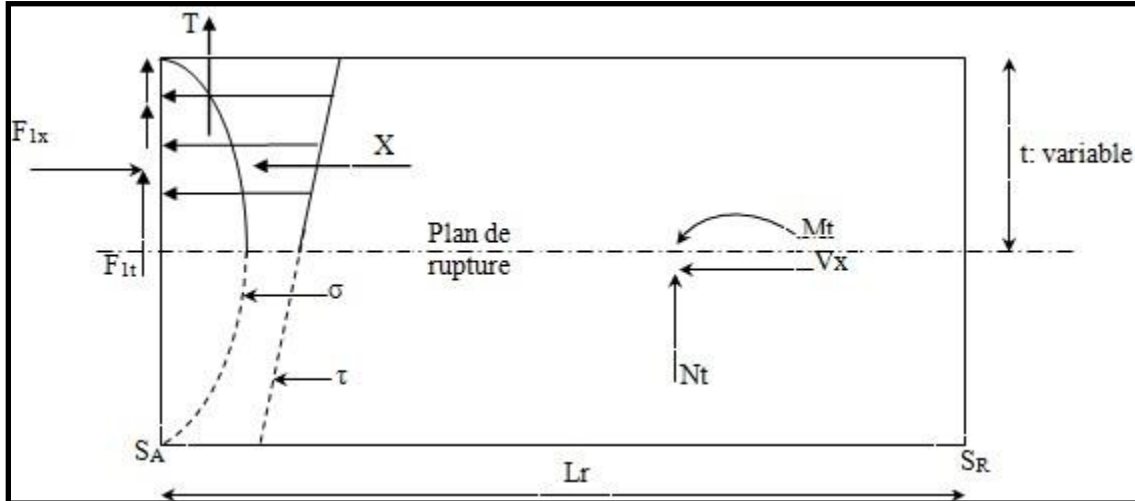


Fig. X.12: Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion pure.

3-3) justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

a. Justification des contraintes :

Sur chaque plan de coupure d'ordonnée « t » la contrainte de cisaillement est conventionnellement prise égale à :

$$\tau = \frac{V_x}{b * I_x}$$

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte « τ » la plus défavorable qui résulte (au même niveau « t ») de l'équilibre selon la RDM de l'ensemble des sollicitations. Soit τ_{gmax} la contrainte globale maximale de cisaillement.

$$\tau_{gmax} = \max[(\tau_d + \tau)_t]$$

Cette contrainte doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{gmax} \leq 1.5 * f_{ij}$$

- Armature d'équilibre général :

Les armatures transversales régissant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écarté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = V_x * \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 * \tau_d} \right)^2 \right]$$

Chapitre X : Etude de la zone d'about

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau où $V_x = V_{x_{max}}$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} * f_e}$$

Avec :

V_{xe} : Effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

- Si $A_c < A_s + A_e$: aucun renforcement n'est à prévoir.
- Si $A_c > A_s + A_e$: il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_e et de même façonnage qu'entre S_A et S_R , la section totale des aciers au moins égale à A_c . Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section S_A sur une longueur au plus égale à $\frac{2}{3} l_r$

Application au projet :

1. Effet de surface :

- Plan vertical :

$$\max F_{j0} = 2063.577 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{0.04 * 2095.58 * 10^3}{3} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 * 400}{3}$$

Soit : **3HA12** ($A = 3.39 \text{ cm}^2$)

- Plan horizontale :

Pour le plan de diffusion horizontal, on l'effort appliqué par les deux câbles.

$$A_s = 2 * \frac{0.04 * 2095.58 * 10^3}{\frac{2 * 400}{3}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre autour de chaque ancrage ($A = 3 * 3.39 = 10.17 \text{ cm}^2$).

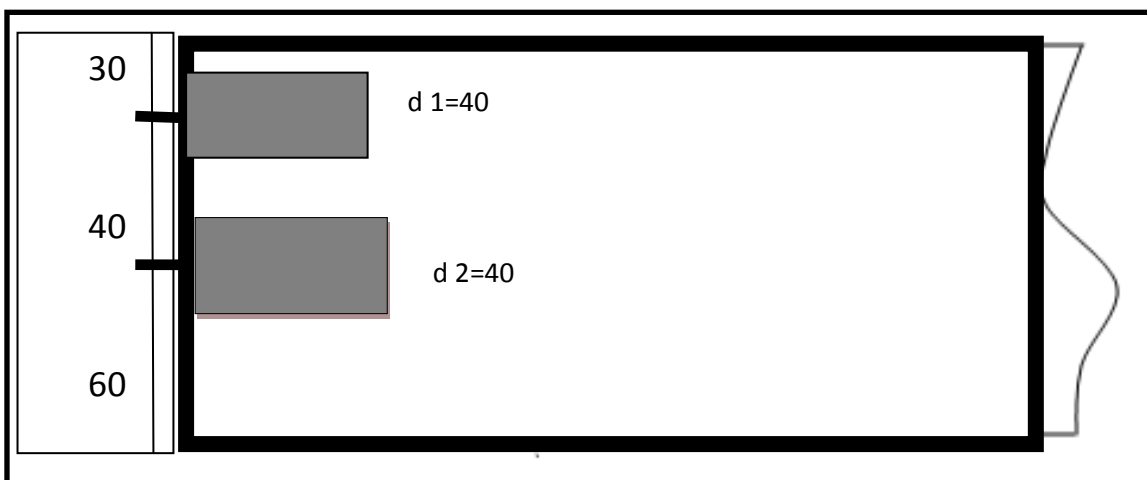


Fig.13: Zone de 1ère régularisation (prismes symétriques).

2. Effet d'éclatement :

a. Vérification des contraintes :

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{2095.58 * 10^3}{400 * 350} = 14.96 \leq 2 * f_{c14} = \frac{25.64}{3} \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{2095.58 * 10^3}{400 * 350} = 14.96 \leq 2 * f_{c14} = \frac{25.64}{3} \text{ Mpa} \Rightarrow \text{les contraintes sont vérifiées.}$$

- Contrainte de traction :

$$\sigma_{t1} = 0.5 * \left(1 - \frac{24}{30}\right) * 14.96 = 1.496 \leq 1.25 * f_{t14} = 3.633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{t2} = 0.5 * \left(1 - \frac{24}{30}\right) * 14.96 = 1.496 \leq 1.25 * f_{t14} = 3.633 \text{ Mpa.}$$

⇒ les contraintes sont vérifiées.

b. Ferrailage d'éclatement :

- Plan vertical :

$$A_t = \begin{cases} A_{e1} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{40}\right) * \frac{(2095.58 * 10^3)}{\frac{2 * 400}{3}} = 7.85 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{40}\right) * \frac{(2095.58 * 10^3)}{\frac{2 * 400}{3}} = 7.85 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{e1} = 7.85 \text{ cm}^2$, soit un cadre à prendre 3*2 cadres de **HA12** ($A_e = 3 * 2 * 3.39 = 20.34 \text{ cm}^2$), sur une profondeur de 40 cm.

- Plan horizontal:

$$A_t = \begin{cases} \frac{0.15 * 2095.58 * 10^3}{\frac{2 * 400 * 100}{3}} = 26.83 \text{ cm}^2 \\ 0.25 * \left(1 - \frac{24}{35}\right) * \frac{(2095.58 * 10^3)}{\frac{2 * 400 * 100}{3}} = 10.22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t = 26.83 \text{ cm}^2$, soit à disposer 3 cadres **HA14** autour de chaque ancrage.

c. Effet d'équilibre général :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}$$

Câble (01) : $\sigma_{pi} = 1416 - 229.94 = 1186.06 \text{ Mpa.}$

Câble (02) : $\sigma_{pi} = 1416 - 248.15 = 1167.85 \text{ Mpa.}$

$$F_1 = 1186.06 * 1680 * 10^{-3} = 1992.58 \text{ Mpa.}$$

$$F_2 = 1167.85 * 1680 * 10^{-3} = 1961.98 \text{ Mpa}$$

$$F_j = \begin{cases} F_{xj} = F_j * \cos \alpha_j \\ F_{tj} = F_j * \sin \alpha_j \end{cases}$$

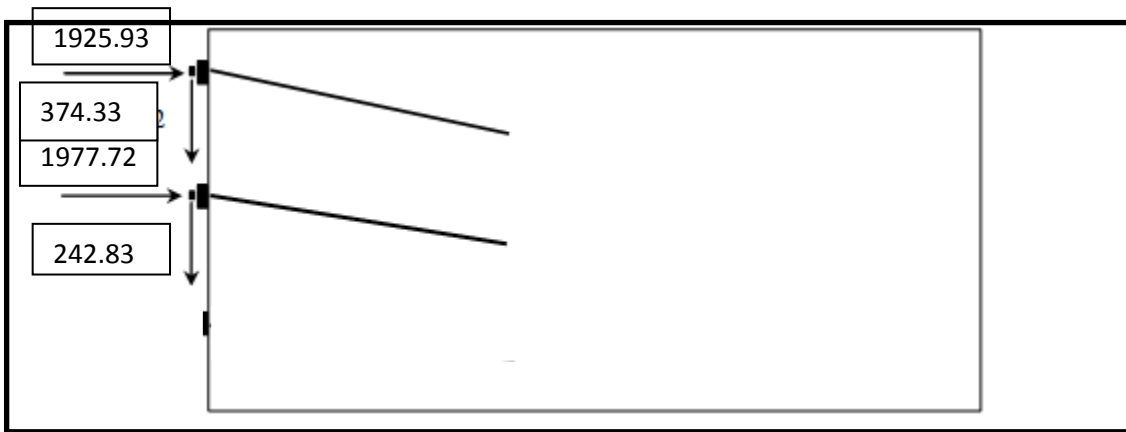


Fig.14: Composante des efforts de précontrainte.

3. Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_s = \frac{\sum (P_i * \cos \alpha_i)}{B_{nette}} + \frac{\sum (P_i * \cos \alpha_i * e_{pi}) * y}{I_{net}} ; e_{pi} = Z - V'$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_s = \frac{(1977.72 + 1925.93) * 10 + (1977.72 * (-19.9) + 1925.93 * (20.1))}{764 + 14579486.47}$$

$$= 5.109 \text{ Mpa.}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_s = \frac{(1977.72 + 1925.93) * 10 - (1977.72 * (-19.9) + 1925.93 * (20.1))}{764 + 14579486.47}$$

$$= 5.759 \text{ Mpa.}$$

4. Contraintes tangentielle à l'about:

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n * 0.8 * h} ; V_{red} = V - \sum F_i * \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 890.95 - (617.16) = 273.79 \text{ KN.}$$

D'où :

$$\tau(t) = \frac{273.79 * 10}{0.8 * 130 * 50.75} = 0.518 \text{ Mpa} > -1.5 * f_{ij} = -4.95 \text{ Mpa.}$$

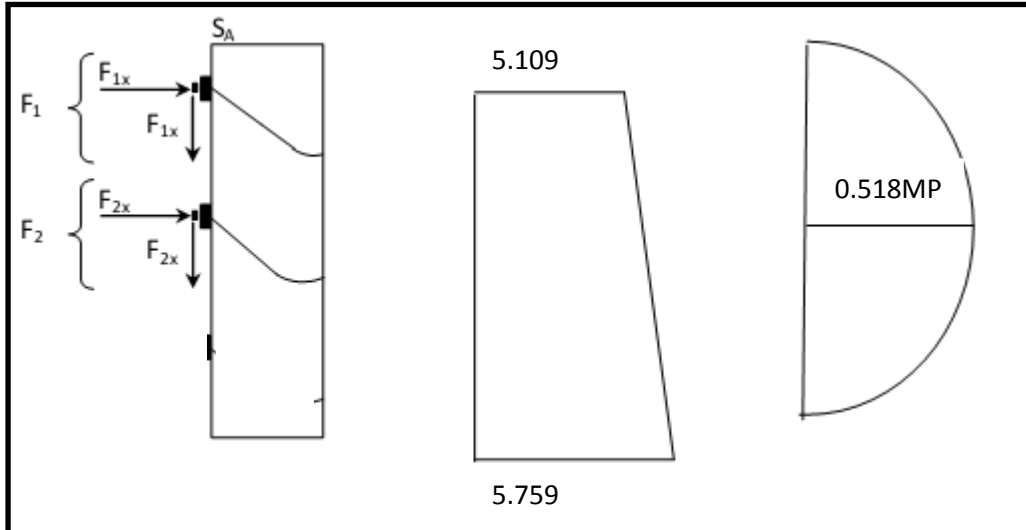


Fig.15: Contraintes normales et tangentielles.

5. Calcul des sollicitations:

$$\sigma(F_j) = 5.109 + \frac{5.759 - 5.109}{1.30} t = 5.109 + 0.5t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) * b * dt$$

; b = 55cm.

$$= 2.809 t + 0.1375 t^2 \text{ (MN)}$$

$$\tau(F_j) = a * t^2 + b * t + c$$

$$\tau(t=0) \Rightarrow c = 0$$

$$\tau(t=h) = \tau_{\max} = 0.518 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \frac{d\tau}{dt} = 0$$

$$\Rightarrow 2 a t + b = 0 \Rightarrow t = \frac{-b}{2a} \Rightarrow \frac{-b}{a} = h = 1.30 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau(t=h) = \tau(t=0.65) = a(0.65)^2 + b(0.65) = 0.518$$

$$\Rightarrow a + b = 0.518 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \begin{cases} a = -1.73 \\ b = 2.24 \end{cases}$$

$$\tau(F_j) = -1.73 t^2 + 2.24 t$$

$$\Rightarrow T(t) = \int \tau(F_j) * e * dt = -0.0588 t^3 + 0.112 t^2$$

Chapitre X : Etude de la zone d'about

Calcul des efforts tranchants :

$$V(t) = \sum F_i * \cos \alpha_i - X(t)$$

$$X_t = 2.809 t + 0.1375 t^2 \text{ (MN)}$$

| Câbles | $\alpha(^{\circ})$ | F_i (KN) | F_{ix} (KN) | F_{it} (KN) |
|--------|--------------------|------------|---------------|---------------|
| 1 | 7 | 1992.58 | 1977.72 | 242.83 |
| 2 | 11 | 1961.98 | 1925.93 | 374.33 |

Tab .3 : décomposition de l'effort F_i .

- { Au dessus F_1 : $0 \leq t \leq 30$; $X(t) = 0.855 \text{ MN} \Rightarrow V_x(t) = -0.855 \text{ MN}$
 En dessous de F_1 : $V_x = -0.855 + 1.92593 = 1.07093 \text{ MN}$

- { Au dessus F_2 : $30 \leq t \leq 70$; $X(t) = 1.179 \text{ MN} \Rightarrow V_x(t) = -0.1077 \text{ MN}$
 En dessous de F_2 : $V_x = -0.1077 + 1.97772 = 1.8699 \text{ MN}$

- **Calcul des efforts normaux :**
 $T(t) = -0.0588 t^3 + 0.112 t^2$
 $N(t) = \sum F_i * \sin \alpha_i - T(t)$

- { Au dessus F_1 : $0 \leq t \leq 30$; $T(t) = 0.0084 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = -0.0084 \text{ MN}$
 En dessous de F_1 : $N_x = -0.0083 + 0.37433 = 0.366 \text{ MN}$

- { Au dessus F_2 : $30 \leq t \leq 70$; $T(t) = 0.0263 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = 0.339 \text{ MN}$
 En dessous de F_2 : $N_x = 0.339 + 0.24283 = 0.5825 \text{ MN}$

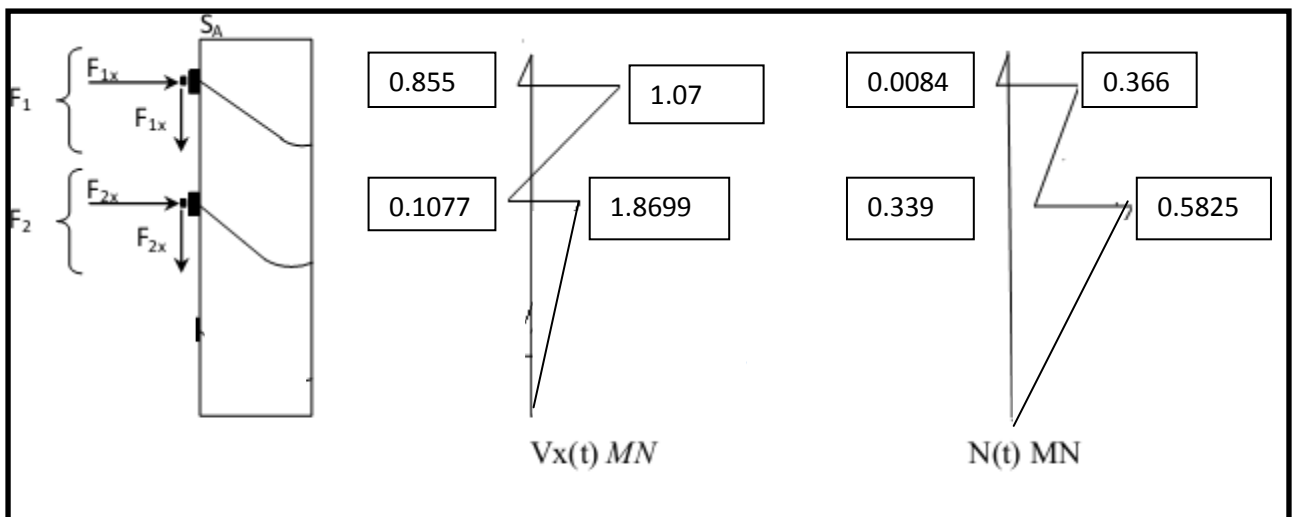


Fig.15: Diagramme des efforts tranchants et efforts normaux.

6. Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2 * V_x}{b * h} = \frac{2 * 1.8699}{0.55 * 1.3} = 5.23 \text{ Mpa.}$$

$$V_x = V_{x_{\max}} * \left[1 - \left(\frac{f_{t_{28}}}{3 * \tau_d} \right)^2 \right]$$

$$= 1.8699 * \left[1 - \left(\frac{3.3}{3 * 3.16} \right)^2 \right] = 1.52 \text{ MN.}$$

$$A_s = \frac{(1.52 - 0.582) * 10^4}{\frac{2 * 400}{3}} = 34.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s + A_e = 7.41 + 27.85 = 35.26 \text{ cm}^2 > A_c = 28.11 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée \Rightarrow aucun renforcement n'est à prévo .

Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte qui engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent les rotations et les déplacements d'appui.

1) calcul des flèches :

1-1) flèche due au poids propre de la structure:

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane. La flèche à mi travée est donnée par l'expression suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 E_V I_G} = \frac{5 M_G L^2}{48 E_V I_G}$$

Avec :

E_V : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_V = 3700^3 \sqrt{FC28} = 3700^3 \sqrt{45} = 13160.5 \text{ MPa}$$

I_G : Moment d'inertie (poutre + hourdis)

$$I_G = 40802131.38 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment sous charges permanente

$$M_G = 125 \text{ t. m}$$

$$f_G = 2.38 \text{ cm}$$

1-2) flèche due aux surcharges:

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 250 - 125 = 125 \text{ t. m}$$

Même calcul que pour la flèche due au poids propre

$$f_S = 2.38 \text{ cm}$$

1-3) contre flèche de précontrainte :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} dx$$

Avec M_x dx est 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.

Diagramme des moments de précontraintes :

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

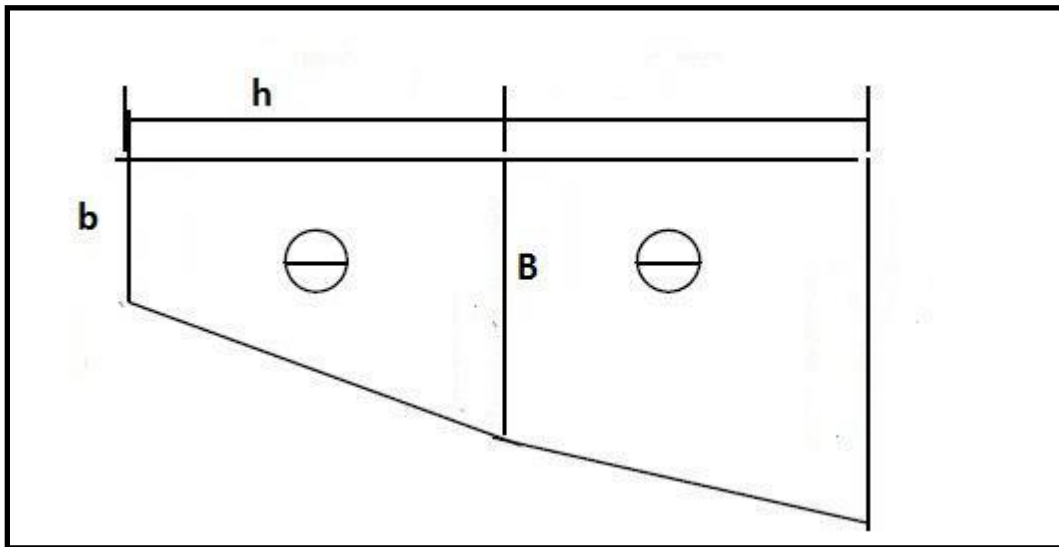


Fig-1 diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre

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

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

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :

$$M_p = N * e$$

N : Effort de précontrainte et **e** : excentricité.

Avec :

$$N = \frac{N_i + N_f}{2}$$

Ou : $Nx = P \Sigma \cos \alpha$

N_i : Effort normale initial $N_i = \sigma_{pi} * A_p$

N_f : Effort normal final (en service). $N_f = \sigma_{ps} * A_p$

P : Effort de précontrainte donné par câble.

σ_{pi} : Tension initiale probable **TabVII.15**

σ_{ps} : Tension finale probable **Tab.VII.19**

A_p : 1680 mm² (section d'acier de précontrainte).

| section | N_i (t) | N_f (t) | N (t) | e (m) | M_p (t.m) |
|--------------|-----------|-----------|--------------|--------------|----------------------------|
| 0.00L | 395.45 | 349.26 | 372.35 | -0.151 | 56.22 |
| 0.25L | 416.74 | 330.96 | 373.85 | -0.918 | 343.19 |
| 0.5L | 424.21 | 335.62 | 379.91 | -0.918 | 348.75 |

Tab-1 Valeurs du moment due a la précontrainte à différentes sections

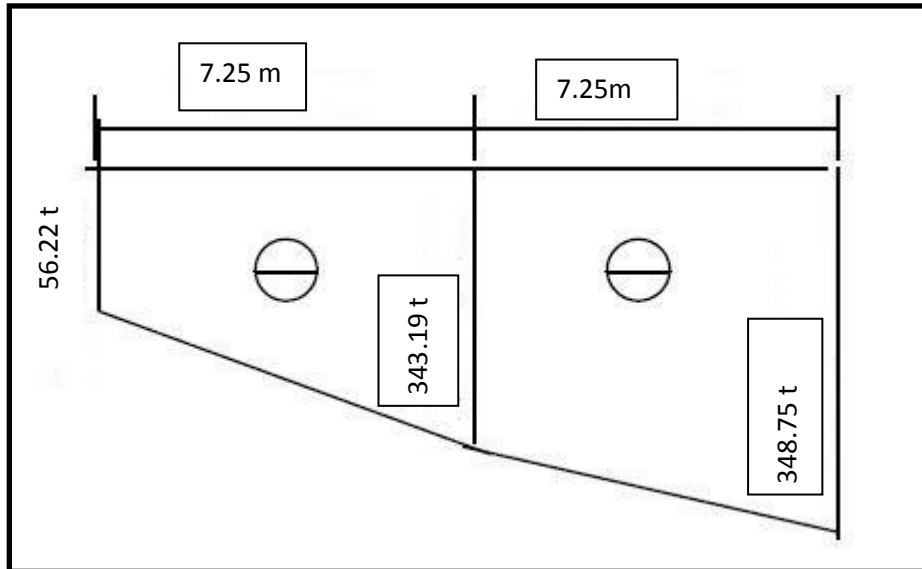


Fig-2 diagramme des moments de précontrainte

- **Trapèze (1)**

$$X_1 = \frac{7.25 * (2 * 562.2 + 3431.9)}{3(562.2 + 3431.9)} = 2.75 \text{ m}$$

D'où

$$\frac{1}{E_I} \int_0^{7.25} M X. dx = \frac{X_1 * A_1}{E_I} = \frac{2.75 * (562.2 + 3431.9) * 7.25}{2E_I} = \frac{39816.18}{E_I}$$

- **Trapèze (2)**

$$X_2 = \frac{7.25 * (2 * 3487.5 + 3431.9) + 7.25}{3(3487.5 + 3431.9)} = 10.88 \text{ m}$$

$$\frac{1}{E_I} \int_{7.25}^{14.5} M X. dx = \frac{X_2 * A_2}{E_I} = \frac{10.88 * (3487.5 + 3431.9) * 7.25}{2E_I} = \frac{273019.2}{E_I}$$

$$f_p = \frac{-(39816.18 + 273019.2) * 10^{11}}{13160.5 * 40802131.38 * 10^4} = -5.82 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Flèche totale :

- **En service à vide :**

$$f = f_G + f_p = 2.38 - 5.82 = -3.44 \text{ cm}$$

- **En service en charge :**

$$f = f_G + f_p + f_s = 2.38 - 5.82 + 2.83 = -0.16 \text{ cm}$$

En conclusion la flèche en service en charge est inférieure à la flèche admissible ($L/500 = 5.8 \text{ cm}$) donc la poutre est vérifiée vis-à-vis de la flèche.

2) calcul des rotations :

2-1) rotations sous le poids propre:

La rotation α à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\alpha_G = \frac{q_G * L^3}{E_V * I_G} = \frac{M_G * L}{3 * E_V * I_G}$$

$$\alpha_G = 2.25 * 10^{-3} \text{ rd}$$

2-2) rotations sous les charges:

$$\alpha_s = \frac{q_s * L^3}{E_V * I_G} = \frac{M_s * L}{3 * E_V * I_G}$$

$$\alpha_s = 2.25 * 10^{-3} \text{ rd}$$

2-3) rotations sous la précontrainte:

$$\alpha_p = \frac{1}{EI} \int M_X dx = - \frac{\sum A_i}{EI}$$

Avec A_i aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\alpha_p = - \frac{2 \left(\frac{562.2+3431.9}{2} + \frac{3487.5 + 3431.9}{2} \right)}{13160.5 * 40802131.38} * 7.25 * 10^5 = -1.47 * 10^{-2} \text{rd}$$

$$\alpha_p = -1.47 * 10^{-2} \text{rd}$$

Rotation résultante :

- **A vide :**

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p = 2.25 * 10^{-3} - 1.47 * 10^{-2} = -1.245 * 10^{-2} \text{rd}$$

- **En charge :**

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p + \alpha_s = (3.75 + 8.43) * 10^{-3} - 2 * 10^{-2} = -1.02 * 10^{-3} \text{rd}$$

3) calcul des déplacements d'appuis :

3-1) déplacements dû à la rotation :

$$\Delta \alpha = \frac{\alpha * h}{2} = \frac{-1.245 * 10^{-2} * 130}{2} = -0.81 \text{cm}$$

3-2) déplacements dû au retrait :

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

$$\Delta r = \epsilon_r * \frac{L}{2} = 3 * 10^{-4} * \frac{2900}{2} = 0.435 \text{cm}$$

3-3) déplacements dû au fluage :

$$\Delta f = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} * L}{2}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_b}{E_i} = 5.62 * 10^{-4}$$

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen

$$\sigma_b = \frac{\Delta_{\text{flu}} * E_i + \sigma_M}{E_p} = 11.01 \text{MPa}$$

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen **chap. VII.**

Δ_{flu} : Perte due au fluage **chap. VII**

E_p : Module d'élasticité de l'acier

E_i : Module de déformation longitudinale instantané.

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{C28}} = 11000 * \sqrt[3]{45} = 39125.82 \text{MPa}$$

$$\Delta f = 0.81 \text{ cm}$$

3-4) déplacements dû à la variation de température :

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = \frac{2900}{10000} = \mp 0.29 \text{ cm}$$

Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}+} = \Delta\alpha + \Delta r + \Delta f + \Delta t = -0.81 + 0.435 + 0.81 + 0.29 = \mathbf{0.725 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\text{max}-} = \Delta\alpha + \Delta r + \Delta f - \Delta t = -0.81 + 0.435 + 0.81 - 0.29 = \mathbf{0.145 \text{ cm}}$$

Conclusion :

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elleiks ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Introduction :

Les équipements de pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

1) Appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquelles il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère comme de la matière consommable; à ce titre on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. Placés entre le tablier et les appuis leur rôles et de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

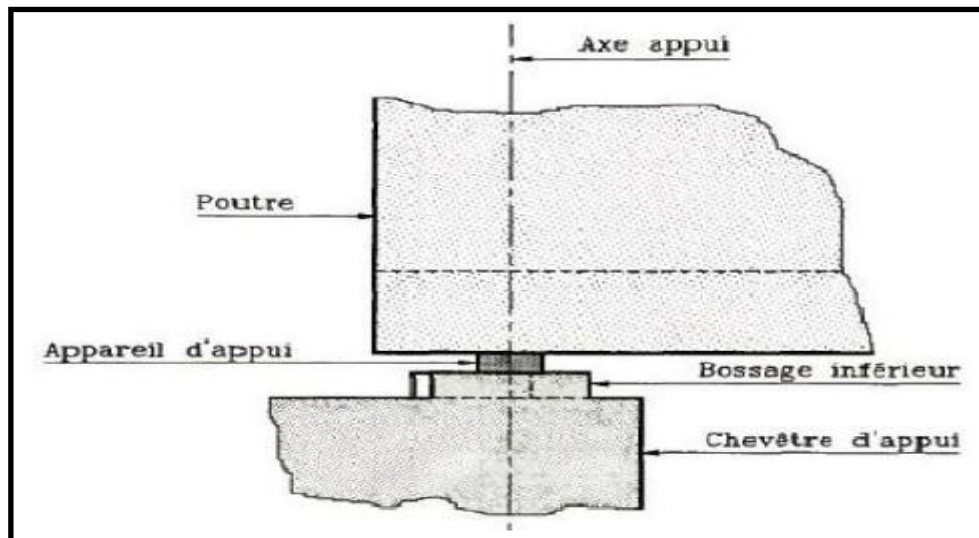


Fig-1 : disposition des appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté
- Les appareils d'appuis spéciaux
- Les appareils d'appuis métalliques.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs ; descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et des dispositions constructives.

On se référant au document de la **SETRA (réf 4)** relatif sur les appareils d'appuis qui stipule que pour des réactions d'appuis limitées à **12MN** (calculées à l'E.L.U) ; l'appareil d'appui en élastomère fretté

convient parfaitement en plus des avantages qu'il présente : Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle, le cout relativement modéré et il n'exige aucun entretien.

1-1) Définition :

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé (renforcé inférieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation ; l'élastomère est un matériau qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après déformation sous contrainte.

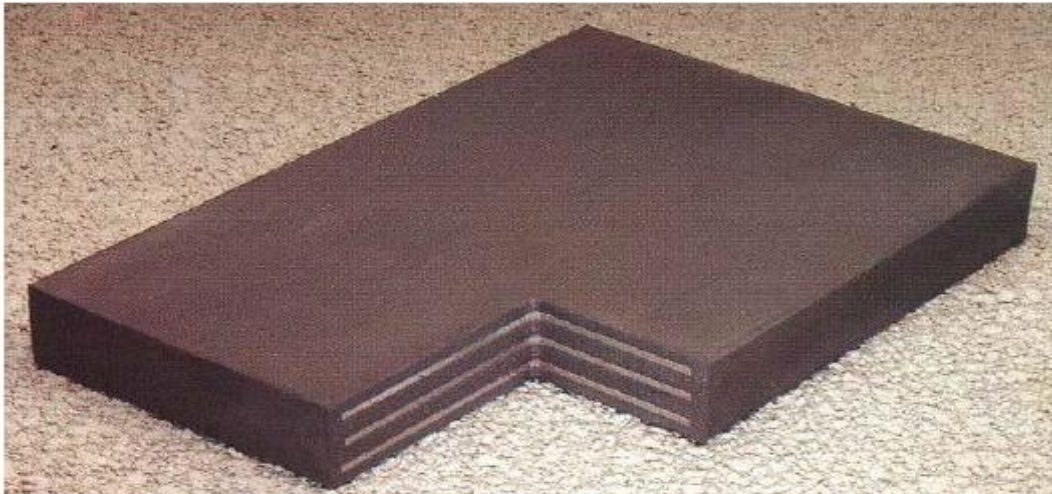


Fig-2 : appareil d'appui élastomère fretté

1-2) Définitions géométriques :

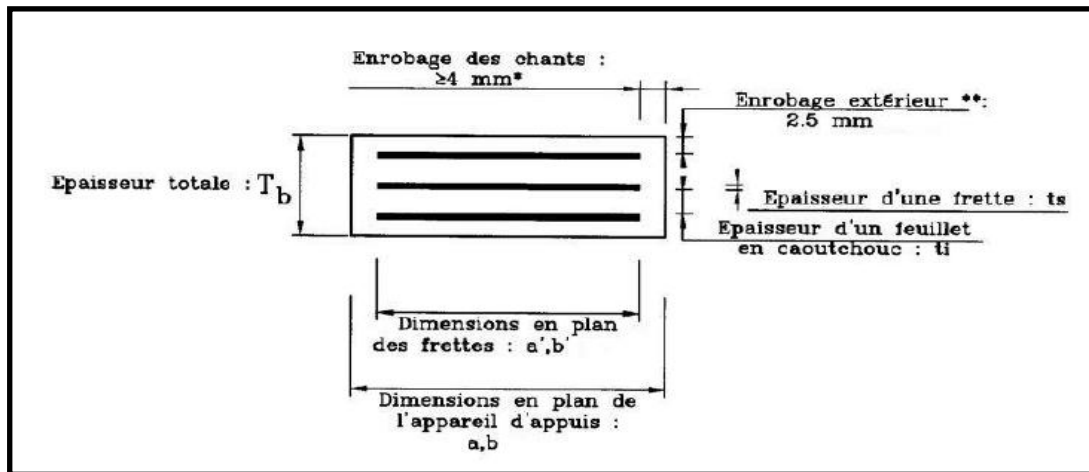


Fig-3 constitutions géométriques d'un appareil d'appui

1-3) Dimensionnement de l'appareil d'appui:

Principe :

Pour le dimensionnement de l'appareil d'appui en a utilisé le document de la SETRA (réf 4) dont le principe et de justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale aux états limites ultimes, sous l'action de sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément au document 04 des vérifications aux états limites doivent être faites pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées.

2) Comportement de l'appareil d'appui.

2-1) Comportement sous effort normal :

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ϵ_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui.

Elle est donnée par la formule :

$$\epsilon_c = \frac{\tau N}{G} = \frac{1,5 Fz}{GA_r S}$$

G désigne le module conventionnel de l'élastomère avec $G = 0,9$ MPa et A_r est la surface en plan effective.

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right) \text{ avec } A' = a' * b'$$

V_x : déformation horizontale

S : est le coefficient de forme de la couche i

$$S = \frac{A'}{2(a'+b')t_i}$$

t_i : épaisseur normale d'une couche de néoprène

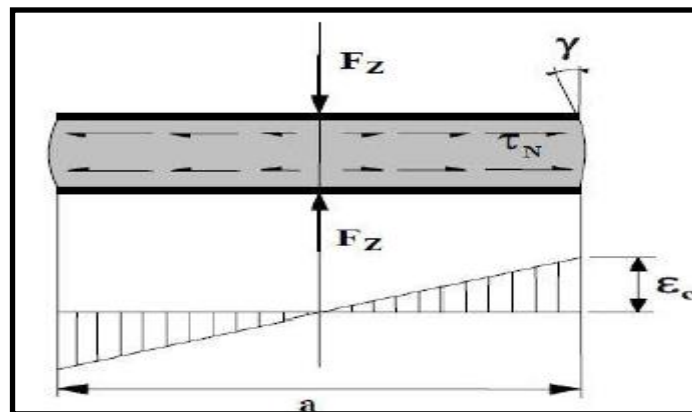


Fig-4 distorsion de l'appareil d'appui sous

Effort normal.

2-2) Comportement sous un effort horizontal z_0

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement V_X ou sous un effort horizontal F_X , la distorsion est donnée par la formule

$$\epsilon_q = \frac{V_X}{Tq} = \frac{F_X}{Gab} e$$

Dans ces formules, le module G sera pris égal à **0,9 MPa** pour les chargements statiques et à **1,8 MPa** sous les actions dynamiques



Fig-5 distorsion de l'appareil d'appui sous effort horizontal

2-3) Comportement sous une rotation d'axe horizontal :

La valeur de la distorsion ϵ_α , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

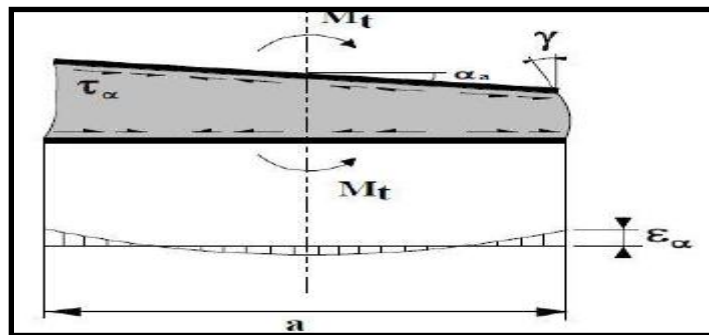


Fig-6 distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

3) Vérification du dimensionnement :

3-1) limitation de la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_T = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$$

De plus, la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux est limité à $1:\varepsilon_q < 1$.

3-2) Traction dans les frettes :

Les frettes doivent avoir au moins **2 mm** d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. Pour des appareils d'appui dont les feuilletts sont d'épaisseur constante **ti**, l'épaisseur minimale **ts** des frettes est définie par la formule :

$$T_s = \frac{2,6 F_z t_i}{A_r F_y}$$

Avec :

F_z : Effort vertical maximum appliqué

F_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235)

3-3) Condition limite en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'État Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum V_z \geq \frac{(a' a + b' a b)}{3}$$

Avec :

α_a et α_b rotations d'axes perpendiculaires aux côtés **a** et **b** de l'appareil d'appui

$\sum V_z$: Somme des déformations verticales calculées comme suite

$$\sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E b} \right)$$

Ou : $E_b = 2000 \text{ MPa}$

3-4) Stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S}{3 T e}$$

3-5) Condition de non glissement :

$$F_{XY} < U_e F_Z \text{ et } \frac{F_Z G_{\min}}{A_r} \geq 3 \text{MPa}$$

Avec :

$F_Z G_{\min}$: Réaction minimale sous charges permanentes

F_Z et F_{XY} : Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure avec :

$$U_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_m} \text{ ou } \sigma_m = \frac{F_Z}{A_r} \text{ en (MPa).}$$

$K_f = 0,6$ pour le béton.

Application pour notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

1) Calcul des efforts horizontaux : (réf 2)

a) Effort de freinage du a la surcharge A(L) :

$$F_A(L) = \frac{A(L) * S}{20 + (0,0035 * S)}$$

Avec : $A(L) = 0,558 \text{ t/m}^2$ **chap. V**

$S = 17,4 * 29,0 = 504,6 \text{ m}^2$ (surface surchargée)

Dou : $F_A(L) = 129,4 \text{ KN}$

$H_A(L) =$ poids d'un camion / N appuis

$$H_A(L) = \frac{129,4}{2 * 9} = 7,2 \text{ KN}$$

b) Effort de freinage du a la surcharge BC:

Chaque essieu d'un camion de système **BC** peut développer un effort de freinage égala son poids ; parmi les camions qu'on peut placer un seul est supposé freiner.

$$F_{BC} = 30t = 300 \text{ KN}$$

$H_{BC} =$ poids d'un camion / N appuis

$$H_{BC} = \frac{300}{2 * 9} = 16,66 \text{ KN}$$

2) Déformations dues aux retrait, fluage, dilatation et à la rotation : (chap. XI)

$$\begin{aligned}\Delta f &= 0,81 \text{ cm} \\ \Delta r &= 0.435 \text{ cm} \\ \Delta \alpha &= -0,81 \text{ cm} \\ \Delta t &= \mp 0.29 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\text{D'où } V_1 = 0.725 \text{ cm}$$

3) Dimensionnement :

a) Aire de l'appareil d'appui

Sous réserve de justification complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

Dans notre cas nous partirons sur la petite valeur de la fourchette soit : 20MPa
On obtient donc, pour la réaction verticale maximale $F_z = 890.95 \text{ kN} = 0,89 \text{ MN}$

D'où

$$A' > \frac{0.89}{20} = 0.0445 \text{ soit } 445 \text{ cm}^2$$

b) Hauteur nette de l'élastomère :

La condition habituellement prépondérante est celle de ε_q liée au déplacement horizontal maximal

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \text{ avec } V_x = V_1 + V_2$$

Considérons :

V_1 : Déplacement horizontal maximale dû à la retrait fluage et dilatation

V_2 : Déplacement horizontal maximale dû au freinage.

$$V_x = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_x * T_q}{2G_{ab}} = 0,01535 + \frac{0,016 * T_q}{2 * 0,9 * 0,0455}$$

$$V_x = 0.01535 + 0.195 T_q$$

$$\varepsilon_q = \frac{0,01535 + 0,195 T_q}{T_q} \leq 1 \text{ d'ou } T_q \geq 0.0181 \text{ m}$$

Considérons :

V_1 : Déplacement horizontal maximale dû à la retrait fluage et dilatation

$V_2 = 0$

$$V_X = V_1 = 0.0191\text{m d'où } T_q \geq 0.0191\text{m}$$

On peut choisir 5 feuilles intermédiaires de 12mm et 2 enrobages de 2.5, soit 65mm

b) Dimensions en plan :

On respectant la surface minimale trouvé 0.455m^2 et en conservant une pression minimale de 3MPa sous charge permanente minimale avec $F_{z\text{min}} = 663.41 \text{ KN} = 0.66341 \text{ MN}$

$$A' \leq \frac{0.66341}{3} = 0.221 \text{ soit } 2211 \text{ cm}^2$$

On peut choisir les dimensions $a = 400 \text{ mm}$, $b = 500\text{mm}$ avec un enrobage totale de $2*5=10\text{mm}$

Soit les valeurs : $a'=390\text{mm}$, $b'=490\text{mm}$ et $A' = 1911\text{cm}^2$

d) Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme d'une feuille

$$S = \frac{a' * b'}{2t(a'+b')} = \frac{0,390 * 0,490}{2 * 0,12(0,390 + 0,490)} = 9.04$$

Pression moyenne

$$\sigma_m = \frac{Fz}{Ar} \text{ avec } Ar = A' \left(1 - \frac{Vx}{a'} - \frac{Vy}{b'}\right)$$

On pourra souvent négliger l'effet de VY et utilisé la valeur maximale de VX

$$Ar = 0.1911 \left(1 - \frac{0,0191}{0,390}\right) = 0.1817\text{m}$$

d'où $\sigma_m = 4.9 \text{ MPa}$

Épaisseur totale de l'élastomère est de $T_e = 65\text{mm}$

Pression limite

$$\sigma_{lim} = \frac{2 a' G S}{3 T e} = \frac{2 * 0,39 * 0,9 * 9,04}{3 * 0,065} = 33,36 \text{ MPa}$$

$\sigma_{lim} = 33.36 \text{ MPa} > \sigma_m = 4.9 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

e) Respect de la limite de déformation :

$$\varepsilon_T = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$$

$$\varepsilon_c = \frac{\tau N}{G} = \frac{1,5 F z}{G A r S} = \frac{1,5 * 0,89}{0,9 * 0,1817 * 9,04} = 0,903$$

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T q} = \frac{0,01535 + 0,195 * 0,065}{0,065} = 0,43$$

$$\varepsilon_a = \frac{(a'^2 \alpha a) t i}{2 \sum t i^3} = \frac{0,39^2 * 0,01 * 0,012}{2 * (5 * 0,012^3 + 0,0025^3)} = 1,05$$

Avec $\alpha_a = 0,01 = 0,0078 + 0,003$ (de défaut de pose)

$\varepsilon_T = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) = 0,903 + 0,43 + 1,05 = 2,38 < 7$ **Condition vérifiée**

f) Stabilité en rotation :

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

Tassement théorique :

$$V_Z = \sum \frac{F Z t i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E b} \right) = \frac{0,890 * 0,065}{0,1911} \left(\frac{1}{5 * 0,9 * 9,04^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,0009 \text{ m}$$

Valeur de stabilité en rotation :

$$\frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{3} = \frac{0,39 * 0,01 + 0,49 * 0}{3} = 0,0013 \text{ m}$$

$$V_Z = \sum \frac{F Z t i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E b} \right) > \frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{3} \text{ **Condition vérifiée**}$$

g) Vérification de la condition de non-glissement :

$$FX < \mu_e FZ \quad \text{et} \quad \frac{FZ \cdot G_{\min}}{A_r} \geq 3 \text{MPa}$$

$$\frac{FZ \cdot G_{\min}}{A_r} = \frac{0.663}{0.1817} = 3.64 \text{MPa} > 3 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec} \quad A_r = 0.1911 \left(1 - \frac{0.0191}{0.390}\right) = 0.1806 \text{ m}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{1.5 * 0.6}{4.9} = 0.284 \quad \text{avec} \quad K_f = 0.6 \text{ (pour le béton)}$$

$$f_x = \left(\frac{0.019}{0.065} * 0.9 * 0.39 * 0.49\right) + 0.019 = 0.069 < \mu_e FZ = 0.284 * 0.663$$

$$= 0.19 \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Dimensionnement des frettes :

$$t_s = \frac{2.6 FZ t_i}{A_r F_y} = \frac{2.6 * 0.89 * 0.012}{0.1817 * 235} = 0.00065 \text{ m}$$

Pour un appareil d'appui de **400 x 500**, on prendra des frettes de **3 mm** d'épaisseur.

4) joint de chaussée :

4.1) Définition :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux retraités différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).

L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.



fig.-7 Joint de chaussée

4.2) Le choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 v/ jour
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 v/jour

Et le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage qui assure un trafic journalier plus de 3000 véhicules donc on opte pour un joint lourd type **C W 50** avec un souffle minimale de **W=50mm**

4.3) Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au freinage doit être inférieur à W.

$$\Delta L + \varepsilon_f < W$$

- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme doit être inférieur à $1.3W$

$$\Delta L + \varepsilon_s < 1.3W$$

Le déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta L = \Delta r + \Delta f + \Delta t = 0.435 + 0.81 + 0.29 = 1,535 \text{ cm}$$

Le déplacement du au freinage

$$\varepsilon_f = \frac{HBc * Tq}{2 G a b} = \frac{0.016 * 0.065}{2 * 0.9 * 0.2} = 0.00288\text{m} = \mathbf{2.88\text{mm}}$$

Le déplacement du au séisme :

$$\varepsilon_s = \frac{H_s * Tq}{2 G a b} = \frac{0.07 * 0.065}{2 * 0.9 * 0.2} = \mathbf{12.6\text{mm}}$$

Avec

$$H_s = 0,10 G = 0.1 * 1011.19 = 101t \text{ (Ou } G \text{ est le poids du tablier)}$$

$$H_{s/\text{appui}} = 101/2 * 11 = 4.6t = 0.046 \text{ MN}$$

Combinaisons :

$$\Delta L + \varepsilon_f = 18.23\text{mm} < W = 50\text{mm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\Delta L + \varepsilon_s = 27.95\text{mm} < 1.3W = 65\text{mm} \text{ Condition vérifiée}$$

5) Etude du sommier d'appui : (selon document de la **STRA PP 73**)

Des efforts localisés non négligeables sont susceptible de se produire à la partie supérieure des voiles (chevêtre) sous l'effet des charges verticales prévenant du tablier principalement lorsque la liaison tablier-chevêtre est assure par des appareils d'appuis discontinus (plaques d'élastomère fretté). Il ya donc lieu de déterminer les efforts et le ferrailage correspondant.

a. Ferrailage du sommier d'appuis :

- Armatures de chaînage :

La section de ferrailage de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles pour le calcul des armatures de semelles.

$$A_{ch} = 0.25 * \frac{R_{max}}{\frac{2*f_e}{3*\gamma_s}} = 0.25 * \frac{890.95 * 10^3}{\frac{2*400}{3*1.15}} = 9.7 \text{ cm}^2$$

Ach = 9.7 cm² on prend 2Ø16 avec St = 20cm

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrée aux extrémités. Pour limiter la propagation d'éventuelle fissuration, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage sur une hauteur H.

$$H = 0.125 * \frac{R_{max}}{\frac{2*f_e}{3*\gamma_s}} = 0.125 * \frac{890.95 * 10^3}{\frac{2*400}{3*1.15}} = 48 \text{ cm}^2$$

On prend H = 50 cm.

- Armature de surface et d'éclatement :

Elles sont constituées par des nappes de frettage disposées au droit des appareils d'appuis et des emplacements choisis pour les vérins.

- Une frette supérieure elle est disposée le plus près possible de la surface supérieure d'appui soit 10cm d'enrobage.

- Cette frette est constituée par des armatures Ø 8

- Une ou des frettes inférieures d'éclatement disposées à une profondeur comprise entre $\frac{E}{3}$ et E, à partir de la face supérieure de l'appui

E : Épaisseur de l'appui.

Cette frette inférieure n'est à prévoir que sous les appareils d'appuis et si la contrainte d'éclatement supérieure à $\bar{\sigma}$

$\bar{\sigma}$: Contrainte admissible de traction.

Par analogie avec les règles relatives aux efforts d'éclatement dans les ouvrages en béton précontraint on pourra estimer que cette contrainte d'éclatement est égale à :

$$\sigma_y = 0.5 * (1 - \delta) * \bar{\sigma}_b$$

$$\delta = \frac{a}{E} = \frac{\text{largeure de l'appareil d'appui}}{\text{epaisseur de l'appui}}$$

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

$$E = 1600 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{500}{1600} = 0.3125$$

$$\sigma_y = 0.5 * (1 - 0.3125)21 = 7.218 \text{ Mpa}$$

⇒ Une nappe inférieure sous les appareils d'appui est à prévoir.

La surface couverte par les frettes est un rectangle dont les dimensions en plan sont les suivantes :

- Perpendiculairement à la ligne d'appui, la largeur du chevêtre est diminuée de 05 cm.

Largeur de la frette : $17.4 - 0.05 = 17.35 \text{ m}$.

- Parallèlement à la ligne d'appui, la longueur de l'appareil d'appui augmentée de l'épaisseur du chevêtre. $1.20 + 0.4 = 1.60 \text{ m}$

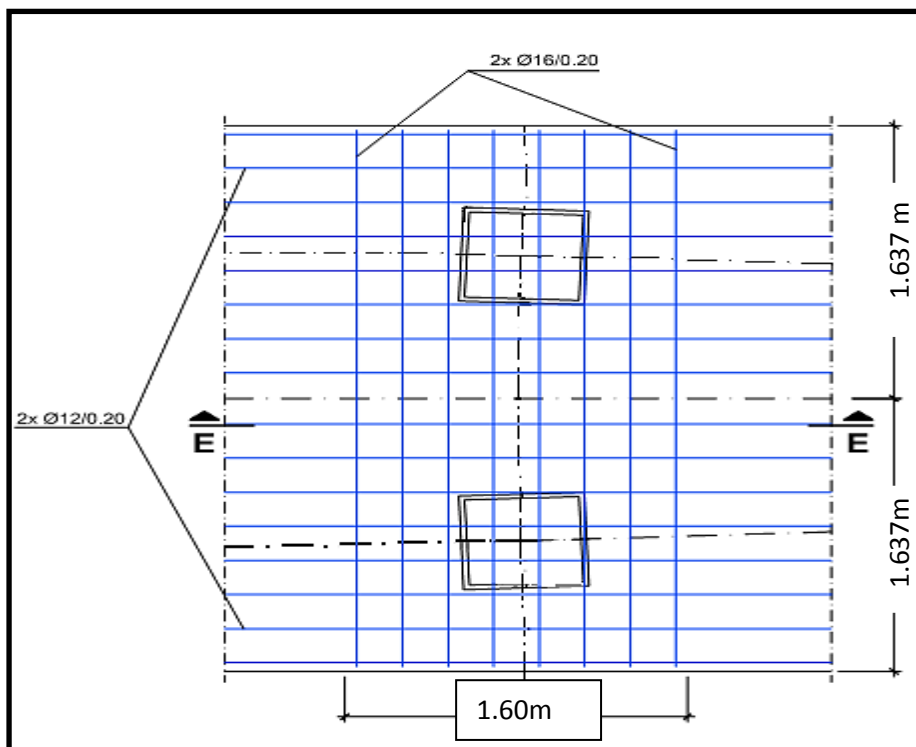
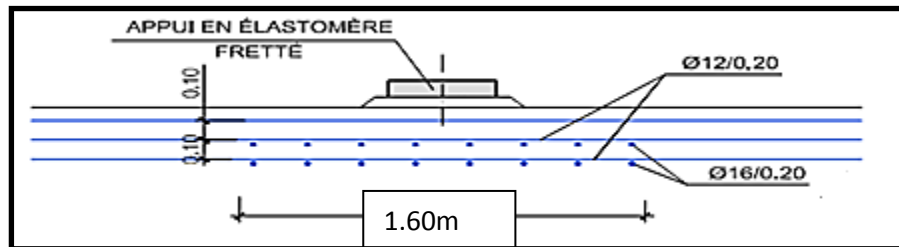


Fig-8 : ferrailages du sommier d'appui



COUPE A-A

Fig-8 : ferrailages du sommier d'appui

Introduction:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, son rôle consiste à assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc elle assure les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que celles des piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

1)- Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblai).
- ✓ Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

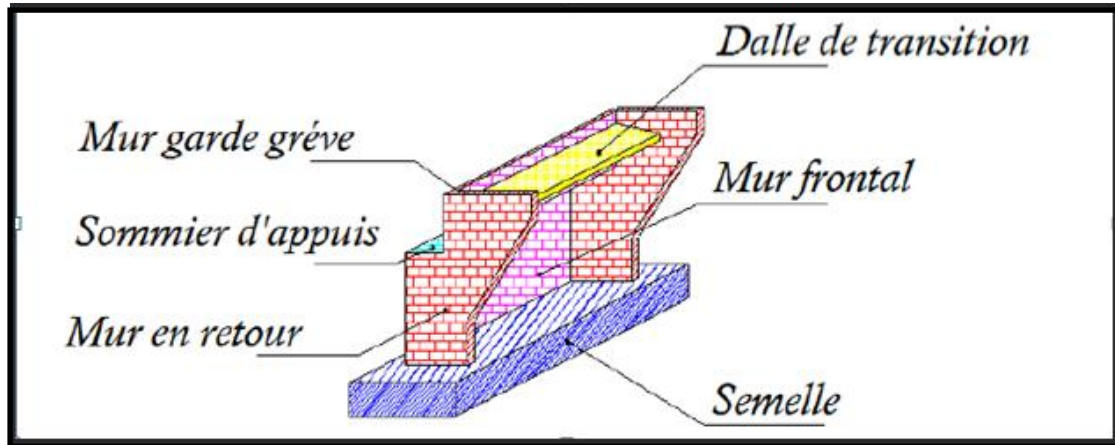


Figure-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

2)- Implantation de la culée :

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

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

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

| Désignation | culée 1(gauche) | culée 2(droite) |
|----------------------------|-----------------|-----------------|
| Cote projet(m) | 31,933 | 31,933 |
| Cote de la fondation(m) | 20,000 | 20,000 |
| Hauteur de culées(m) | 11,933 | 11,933 |
| Hauteur de mur de front(m) | 8,8 | 8.8 |

Tableau-1 : Implantation de la culée.

3)- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : *Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants »*.

Le pré dimensionnement de la culée se fera uniquement pour la culée la plus haute (et puisque nos deux culées ont la même hauteur donc on prend l'une d'eux).

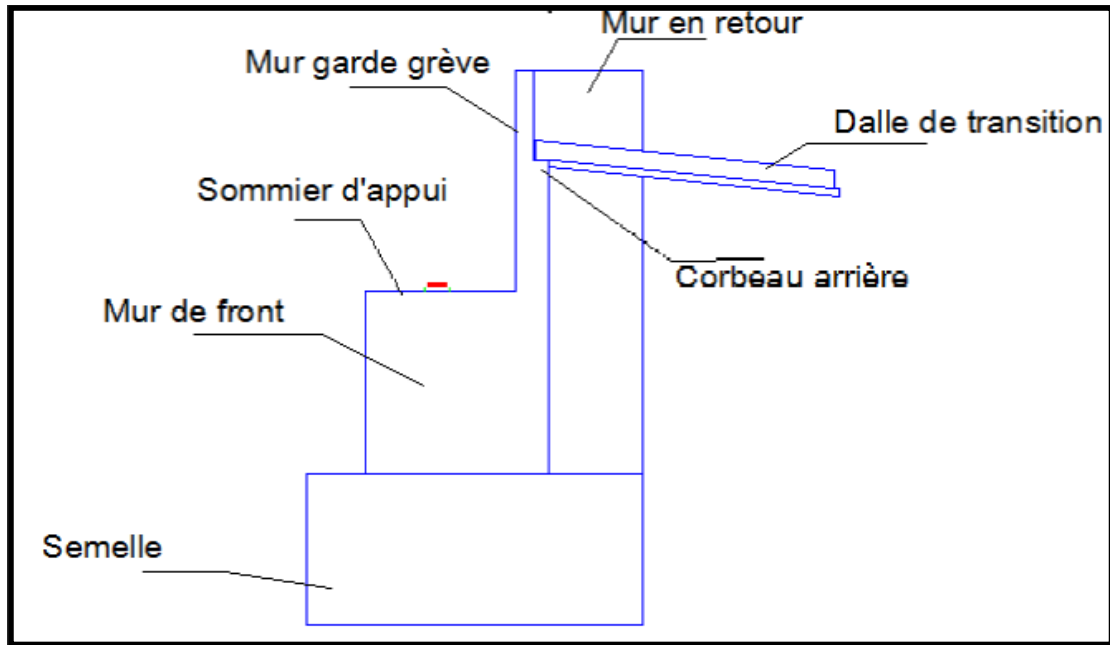


Fig-2 Eléments d'une culée enterrée.

3.1)- Mur de garde grève :

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

➤ **La hauteur du mur garde grève « h » :**

$$h = h_{\text{poutre sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$H = 1,30 + 0,2 + 0,2 = 1,7 \text{ m.}$$

➤ **L'épaisseur du mur :**

$$e = \max \left(0,3\text{m} ; \frac{h}{8} \right)$$

$$e = (0,3\text{m} ; 0,21 \text{ m}) = 0,3\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } e = 0,3 \text{ m.}$$

➤ **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 16,70 \text{ m.}$$

3.2)- Le mur de front :

➤ La hauteur de mur frontale :

$$h = 7,38\text{m}$$

➤ L'épaisseur de mur :

On prend l'épaisseur $e = 1,20\text{ m}$.

➤ La longueur de mur frontale:

$L =$ la largeur de tablier, donc $\longrightarrow L = 17.40\text{ m}$

3.3)- Les murs en retour :

➤ La hauteur des murs en retour :

La hauteur de mur est : celle de la culée $\longrightarrow h = 8,8$

➤ L'épaisseur du mur en retour :

$$e = 35\text{cm}.$$

➤ La longueur des murs en retour :

$$L = 8,95\text{m}.$$

3.4)- Dalle de transition :

➤ La longueur de la dalle :

$$L = \text{Min} [6\text{ m}, \text{Max} (3\text{ m}, 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai $H = 10\text{ m}$.

$$\text{Donc : } L = \text{Min} [6\text{ m}, \text{Max} (3\text{ m}, 6\text{m})]$$

$$L=6\text{m}$$

➤ L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement $e = 25\text{cm}$

La dalle de transition suit une pente de $P = 10\%$.

3.5)- La semelle :

➤ **L'épaisseur de la semelle :**

e = 1,75 m.

➤ **La longueur de la semelle:**

L = 20,40. (Sept pieux de 1,20 m de diamètre).

➤ **La largeur de la semelle :**

B = 13,90 m. (trois pieux de 1,20 m de diamètre)

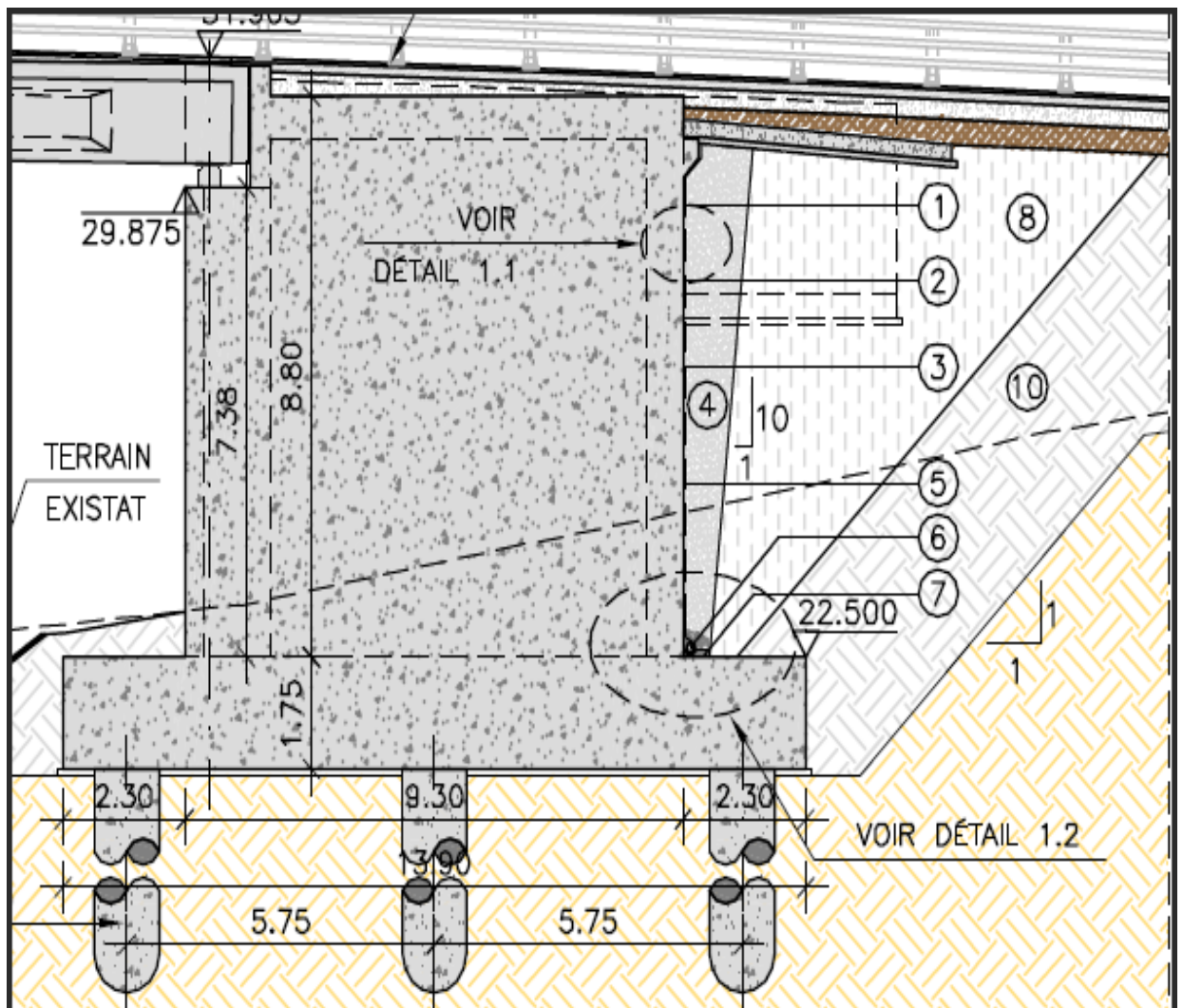


Figure -4 : Les dimensions de la culée.

4)- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

4.1)- Calcul du coefficient de poussée :

➤ Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

➤ Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE-OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\phi - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\phi - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme : $K = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)}$

$\epsilon_H = 0,1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\epsilon_V = 0,07$: accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \epsilon_H \cdot G$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \cdot G$

(RPOA)

En conditions sismiques on prend :

$$\epsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2$$

$$\epsilon_v = 0,3\epsilon_h = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \text{ et } \epsilon_V = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \text{ et } \epsilon_V = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \text{ et } V = -0,07$$

(RPOA)

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0,00$$

$$K = 1$$

$$\theta = \theta^\circ$$

$$K_{ah} = 0,3$$

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme :

| Action du séisme. | Notation | ε_H | ε_V | K | θ° | Kah |
|------------------------|----------------------|-----------------|-----------------|-------|----------------|-------|
| Condition normale | 1 ^{er} cas | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,333 |
| Vertical + Horizontal. | 2 ^{ème} cas | 0,10 | 0,07 | 1,075 | 5,340 | 0,420 |
| Horizontal. | 3 ^{ème} cas | 0,10 | 0,00 | 1,005 | 5,710 | 0,395 |
| Vertical + Horizontal. | 4 ^{ème} cas | 0,10 | -0,07 | 0,935 | 6,140 | 0,375 |

Tableau -2 :récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

● **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1t / m^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 t / m^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

| | Calcul des P | Efforts horizontaux $\epsilon_H P$ | Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) P$ | Bras de levier $\ll H \gg$ | Bras de levier $\ll V \gg$ | Moment de renversement $F_H V$ | Moment stabilisateur $F_V H$ |
|---------------------|--------------|------------------------------------|--|----------------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| Mur de garde Grève | 21,293 | 0 | 21,293 | 9,98 | 6,95 | 0 | 212,50414 |
| | | 2,13 | 22,78 | 9,98 | 6,95 | 14,8035 | 227,3444 |
| | | | 21,293 | 9,98 | 6,95 | 14,8035 | 212,50414 |
| | | | 19,80 | 9,98 | 6,95 | 14,8035 | 197,604 |
| Mur frontal | 616,23 | 0 | 616,23 | 5,44 | 2,9 | 0 | 3117,6096 |
| | | 61,62 | 659,366 | 5,44 | 2,9 | 178,698 | 281,424 |
| | | | 616,23 | 5,44 | 2,9 | 178,698 | 3352,2912 |
| | | | 573,09 | 5,44 | 2,9 | 178,698 | 301,104 |
| Mur en retour | 45,76 | 0 | 45,76 | 6,15 | 2,9 | 0 | 281,424 |
| | | 4,58 | 48,96 | 6,15 | 2,9 | 13,282 | 261,744 |
| | | | 45,76 | 6,15 | 2,9 | 13,282 | 735,20125 |
| | | | 42,56 | 6,15 | 2,9 | 13,282 | |
| Semelle | 840,23 | 0 | 840,23 | 0,875 | 9,15 | 0 | 786,66875 |
| | | 84,02 | 899,05 | 0,875 | 9,15 | 768,783 | 735,20125 |
| | | | 840,23 | 0,875 | 9,15 | 768,783 | 683,73375 |
| | | | 781,41 | 0,875 | 9,15 | 768,783 | 389,0625 |
| Dalle de transition | 37,5 | 0 | 37,5 | 10,375 | 14,6 | 0 | 416,296875 |
| | | 3,75 | 40,125 | 10,375 | 14,6 | 54,75 | 389,0625 |
| | | | 37,5 | 10,375 | 14,6 | 54,75 | 361,828125 |
| | | | 34,875 | 10,375 | 14,6 | 54,75 | 575,55 |
| Poids des terres | 115,11 | 0 | 115,11 | 5 | 14,6 | 0 | 615,8 |

| | | | | | | | |
|---|-------------|-------------|---------|------|------|----------|-----------|
| sur Dalle de transition. | 115,11 | 11,51 | 123,16 | 5 | 14,6 | 168,046 | 575,55 |
| | | | 115,11 | 5 | 14,6 | 168,046 | 535,25 |
| | | | 107,05 | 5 | 14,6 | 168,046 | 301,68825 |
| Poids des terres sur la semelle | 49,055 | 0 | 49,055 | 6,15 | 16,4 | 0 | 301,68825 |
| | | 4,91 | 52,488 | 6,15 | 16,4 | 80,524 | 322,8012 |
| | | | 49,055 | 6,15 | 16,4 | 80,524 | 301,68825 |
| | | | 45,621 | 6,15 | 16,4 | 80,524 | 280,56915 |
| Poids des surcharges sur la semelle | 455,12 | 0 | 455,12 | 5 | 9,15 | 0 | 2275,6 |
| | | 45,51 | 486,978 | 5 | 9,15 | 416,4165 | 2434,89 |
| | | | 455,12 | 5 | 9,15 | 416,4165 | 2275,6 |
| | | | 423,26 | 5 | 9,15 | 416,4165 | 2116,3 |
| Poussé des terres $P = \frac{1}{2} \gamma H^2$ LK_{ah} | CN | 500,499 | 50,05 | / | 16,4 | 820,82 | / |
| | SH | 593,68 5 | 59,37 | | 16,4 | 973,668 | / |
| | SH+ SV ↑ | 562,12 2 | 56,21 | | 16,4 | 921,844 | / |
| | SH+ SV ↓ | 631,26 | 63,13 | | 16,4 | 1035,332 | / |
| | | | | | | | |
| Poussée des Surcharge s q.L.H.K _{ah} | CN | 48,937 | 4,89 | / | 9,15 | 44,7435 | / |
| | SH | 58,049 | 5,81 | | 9,15 | 53,1615 | / |
| | SH+ SV ↑ | 54,963 | 5,49 | | 9,15 | 50,2335 | / |
| | SH+ SV ↓ | 61,723 | 6,17 | | 9,15 | 56,4555 | / |
| | | | | | | | |

Tableau -5: Calcul des moments et des efforts globaux

4.2)- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement :

| Cas | H (t) | V(t) | Mr (t.m) | Ms (t.m) | $\frac{M_s}{M_r}$ | $\frac{V}{H} \tan \varphi$ |
|-----|---------|----------|---------------|---------------|-------------------|----------------------------|
| 1 | 54,94 | 2180,298 | 865,5635 | 8007,59162 | 9,25130464 | 12,8976493 |
| 2 | 65,18 | 2332,907 | 2722,1325 | 5228,01735 | 1,92055947 | 11,6323224 |
| 3 | 61,7 | 2180,298 | 2667,3805 | 7489,33372 | 2,80774855 | 11,4845519 |
| 4 | 69,3 | 2027,666 | 2787,0905 | 4161,8779 | 1,50001 | 9,50925613 |

Tableau -4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{MS}{MR} \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{MS}{MR} \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

✚ **Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 04 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

1)- DEFINITION :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres : Aquatique, terrestre.

- ♦ Mode de construction du tablier.
- ♦ Urbain ou rural.
- ♦ Hauteur de la brèche à franchir.
- ♦ Mode d'exécution des fondations.
- ♦ Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

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

2)- Structures des appuis :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

2.1)- Une superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- ♦ Des appareils d'appuis définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- ♦ Des éventuels appareils d'appui provisoires
- ♦ De niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

2.2)- Une fondation:

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

Pour notre cas on va choisir une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert des descentes de charges aux sols. Les caractéristiques sont définies dans le document **SETRA** « Appui des tabliers PP73 1.1.2 conception et choix des piles ».

3)- Pile de type voile :

Elles sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). L'hypothèse d'un chevêtre est levée ; la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.
Pré dimensionnement de la pile :

La pile centrale est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux et par un voile verticale. Epaisseur du voile E :

$$E = S_{up} (0,5(m) ; (4H+L)/100 + 0,1 m).$$

Tel que :

H et la hauteur de la pile.

L : la portée des travées.

$$\text{On a } H = 6,57 \text{ m} \quad L = 29 \text{ m.}$$

Donc : E= 0,65 m. on prend E = 0,9 m

4)- Ferrailage du voile :

La pile sera considéré comme une console encastree dans la semelle de fondation

4.1)-Evaluation des charges et surcharges

Charge verticale : tablier + pile = **2022,4t**

Charge du vent : **W= 0,2t**

Force de freinage : **FF = 0,36 t**

4.2)-Evaluation des surcharges sismiques :

E_y : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.

$$E_y = \pm 0.20 G = 404,48 \text{ t}$$

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

$$E_x = \pm 0.14 G = 283,13 \text{ t}$$

4.3)-Les combinaisons :

État Limite de Service **E.L.S** : $G_P + G_{tab} + W + FF$

État Limite Ultime **E.L.U**: $1, 35(G_P + G_{tab}) + 1, 5(W+FF)$

État Limite Admissible **E.L.A**: $G_P + V + E_X$

$$G_P + V + E_Y$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable

| Combinaison | ELS | ELU | ELA |
|-------------|--------|----------------|--------|
| N(t) | 295,33 | 1554,76 | 230,38 |
| M (t.m) | 136,56 | 454,74 | 97,36 |

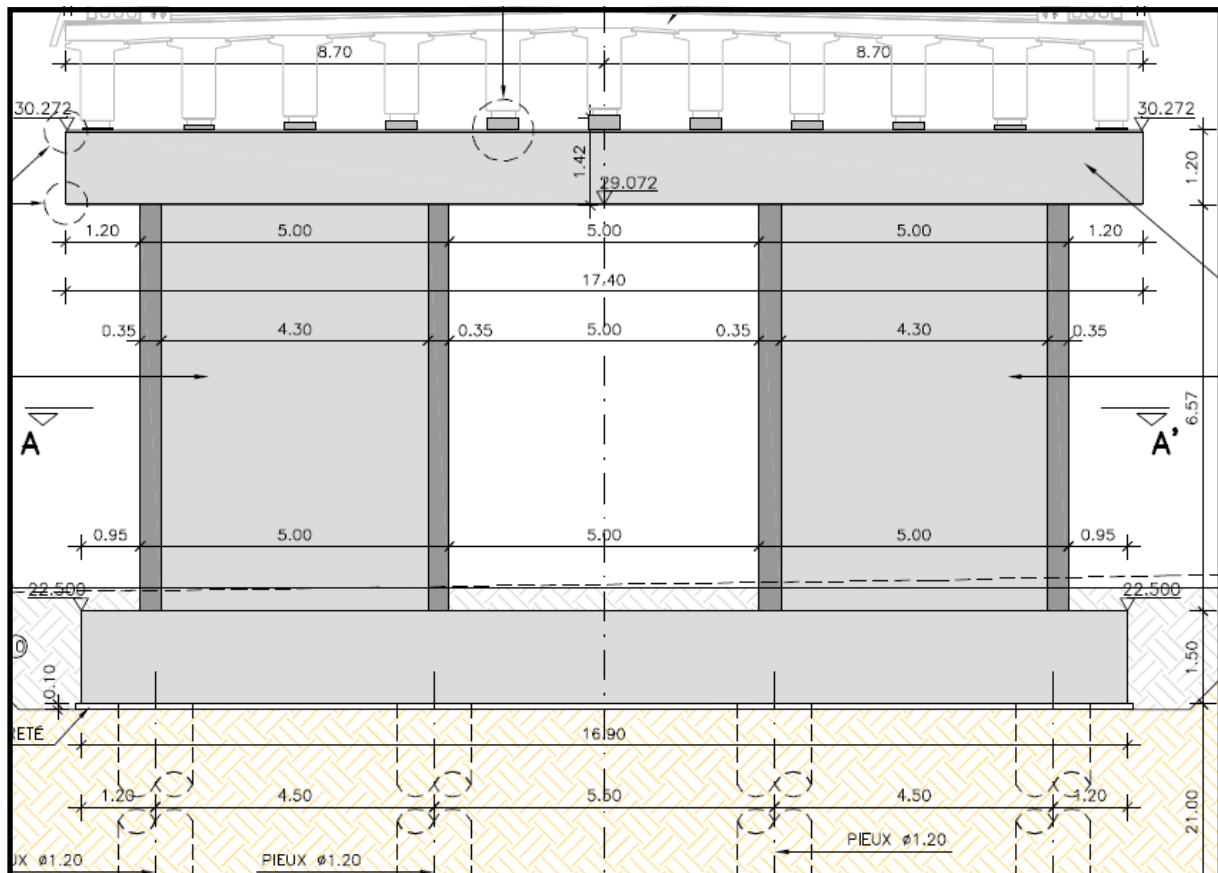


Fig 1 : détail la pille de pont

Ferrailage en flexion composée :

A l'ELU on a :

$$M_u = 454,74t$$

$$N_u = 1554,76t$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0,29 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 6.57 = 4.599 \text{ m}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{4.599}{0.9} = 5.11$$

Donc on va calculer avec la méthode forfaitaire :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Calcul de e_a :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \{ 2 \text{ cm} ; 2.628 \text{ cm} \} = 2.628 \text{ cm} = 0.026 \text{ m}$$

Calcul de e_2 :

$$e_2 = 3 \times \frac{l_f^2}{h} \times 10^{-4} \times (2 + \alpha + \Phi) = 0.0303 \text{ m}$$

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 1er ordre (avant application des coefficients de pondération)

$\Phi = 2$, rapport de la déformation finale due aux fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = 136.56/454.74 = 0,30$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.29 + 0.0303 + 0.026 = 0.346 \text{ m}$$

$$M_u = N \times e = 537,94 \text{ t.m}$$

Donc ferrailage du voile à l'état limite ultime avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1554,76 \text{ t} \\ M_u = 537,94 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

Selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{s_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 2.22$$

$$F_e = 400$$

$$b = 5.00$$

$d = 0.9h = 0.81 \text{ m}$

$A_{\min} = 51,69 \text{ cm}^2 \text{ HA } 32$

Ferrailage horizontal :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton

$A_{sIH} = 0.05\% \times hp \times E = 0.05 \times 6.57 \times 0.90 = 29.56 \text{ m}$

Soit la section d'armature : **6 HA 25**

Avec :

$S_t = 15 \text{ cm.}$

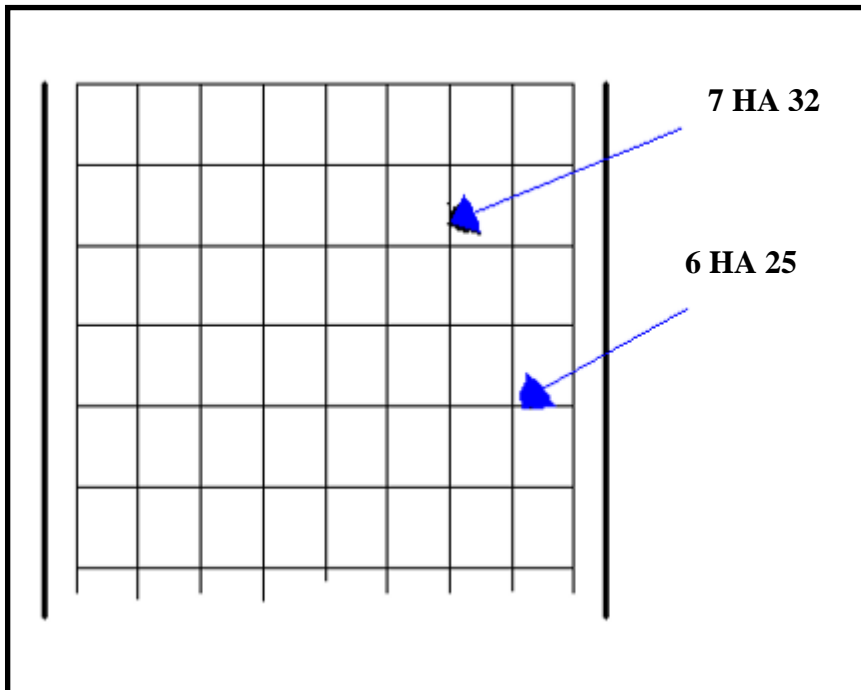


Fig 2 : ferrailage de la pile de pont

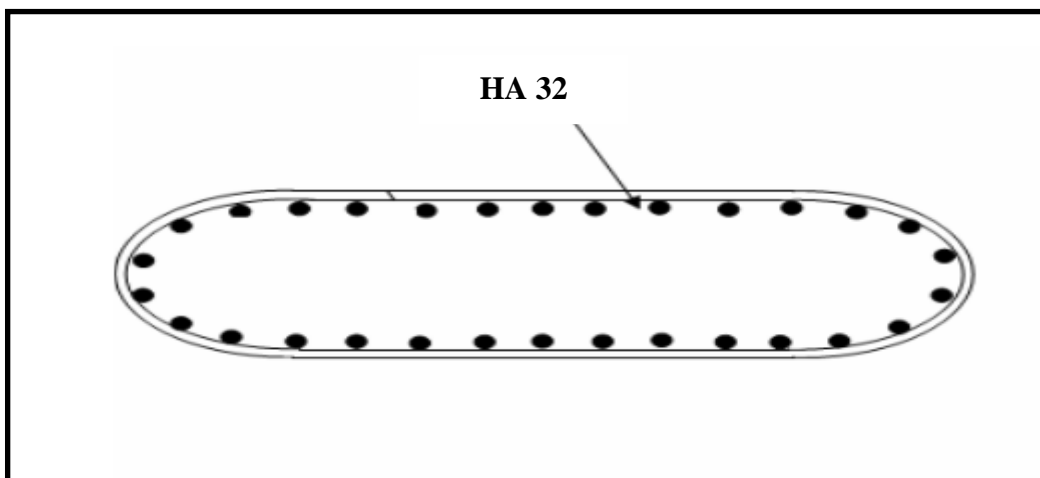


Fig3: Croquis du ferrailage de la pile (voile)

5)- Les Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

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

5.1)- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux d'environ **12 m** de profondeur, et de diamètre $\Phi = 1,20 \text{ m}$.

Donc nous avons optés pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

5.2)- La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

La largeur : $B = 5,4 \text{ m}$

La longueur : $L_s = 16,9 \text{ m}$

La hauteur : $h_t = 1,5 \text{ m}$

Poids propre de la semelle :

$$16,9 \times 5,4 \times 1,5 \times 2,5 = 342,225 \text{ t.}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

5.3)- Étude et ferrailage de la semelle :

5.3.1)- Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

❖ **Conditions normales :**

$N_{\max} = 1554,76t.$

$M_{\max} = 454,74t.m.$

$$R_i = \frac{1554,76}{8} + \frac{454,74}{(1.2 \times 3.4^2 + 1.2 \times 4.5^2)} = 206,25t$$

$$R_i = \frac{1554,76}{8} - \frac{454,74}{(1.2 \times 3.4^2 + 1.2 \times 4.5^2)} = 182.43t$$

❖ **Conditions sismiques :**

$N_{\max} = 230,38t.$

$M_{\max} = 97,36t.m.$

$$R_i = \frac{230,38}{8} + \frac{97,36}{((3.4^2) \times 1.2 + (4.5^2) \times 1.2)} = 31,34t$$

$$R_i = \frac{230,36}{8} - \frac{97,36}{((3.4^2) \times 1.2 + (4.5^2) \times 1.2)} = 26,24 t$$

Conclusion :

On constate que : $R_{\max} = 206,25 < 550 t$ **Condition de poinçonnement vérifiée**

$R_{\min} = 26,24 > 0$ **Condition de non soulèvement vérifiée**

5.3.2)- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :

A. Armatures transversales inférieures :

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{L - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

L = 5,8 m,

b = 0.9 m,

h = 1.5 m,

d = 1.45

N_{max} = 1554,76t

σ_s: La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante : $M_x = R_{max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

M_{max} = 2,675R_{max}

1) Condition normale :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26\ 667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{2,675}{d} = \frac{206,26}{26\ 667} \times \frac{2,675}{1,45} = 0,0143 \text{ m}^2$$

A₁ = 143 cm².

2) Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{2,675}{d} = \frac{31,34}{40000} \times \frac{2,675}{1,45} = 0,0014 \text{ m}^2$$

A₂ = 14 cm².

 Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : **A₁ = 143 cm².**

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une section (b₀×h) avec :

b₀ = Φ + h_{semelle} = 1,2 + 1,5 = 1,8 m

$$\frac{A_s}{b_0} = 79,44 \text{ cm}^2$$

soit : **10 HA Φ 32** ($A_{si} = 80,42 \text{ cm}^2$)

3) Armatures de répartition:

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{143}{3} = 47,66 \text{ cm}^2$$

$A_r = 47,66 \text{ cm}^2$ Soit: **6HA Φ 32/ ml** ($A_1=48.25 \text{ cm}^2$), $S_t=15 \text{ cm}$

B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

5.4)- Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique de descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer tous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

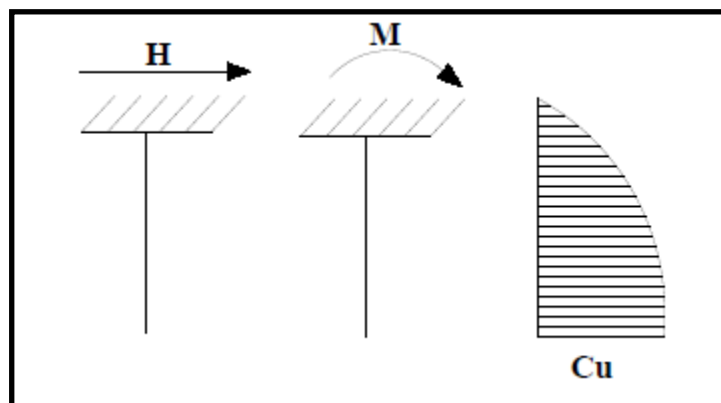


Figure XI-9 : Ferrailage de la semelle

5.4.1)- Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

\bar{P} Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à

$\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λ_L .

A. Calcul de « λ » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$b = \Phi$ pieu = 120 cm.

$C_u = 3,5$ Kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\ 000$ MPa

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\ 000 \times 0,1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1} \longrightarrow \lambda_L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

B. Effort horizontal maximum en tête du pieu « \bar{P} »:

$$\bar{P} = \frac{T_y}{16}$$

❖ **Condition normale :**

$$T_y = 90,45 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{90,45}{16} = 5,65 \text{ t/pieu}$$

❖ **Condition sismique :**

$$T_y = 977,526 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{977,526}{16} = 61,09 \text{ t/pieu}$$

C. Détermination des coefficients « $\chi_{\theta M}$ » et « $\chi_{\theta P}$ »:

$$\lambda_L=2 \longrightarrow \chi_{\theta P}=1,35 \text{ et } \chi_{\theta M}=1,69$$

$$\lambda_L=3 \longrightarrow \chi_{\theta P}=1,16 \text{ et } \chi_{\theta M}=1,48$$

Donc :

$$\lambda_L = 2,895 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1,19 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,513$$

D. Calcul de \bar{M} :

❖ Condition normale :

$$\bar{P} = 5,65 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -18,75 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique :

E. $\bar{P} = 61,09 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -202,73 \text{ t.m}$

✚ Donc le moment maximale dans le pieu est $\bar{M} = -202,73 \text{ t.m}$

5.4.2)- Ferrailage des pieux :

A. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :

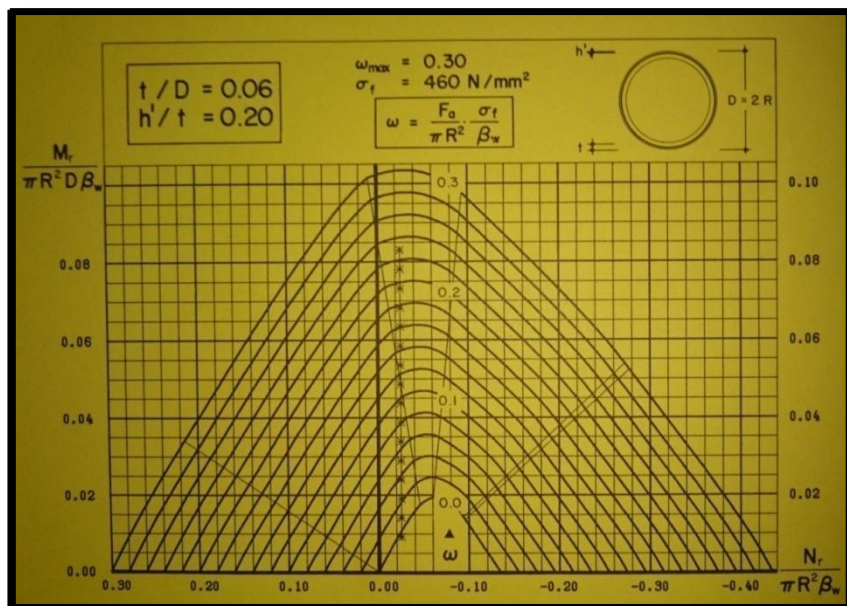


Figure XI-12 :abaques de Walther

a) Données d'entrée de l'abaque

$N_{\min} = 230,38t.$

$M_{\max} = 97,36t.m.$

❖ **Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

Avec :

D : Diamètre du pieu

h : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{97,36}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = \mathbf{0,026} \\ \frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{230,38}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = \mathbf{0,075} \end{array} \right.$$

Avec:

β_w : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : Rayon du pieu.

D : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : $\omega = \mathbf{0,01}$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{Fa \times fe}{\pi R^2 \beta_w} \quad \longrightarrow \quad = \omega \times \frac{\pi R^2 \beta_w}{fe}$$

Fa : la section des armatures.

fe = **400 MPa** (on utilise des FeE400).

$$Fa = \mathbf{0,01} \times \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = \mathbf{7,36 \text{ cm.}}$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à **1%** de la surface du pieu.
D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**).

Alors :

$$A_{\min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = \mathbf{113,04 \text{ cm}^2}$$

On prendra **24HA Φ 25** avec un espacement de **15 cm**.

B. Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3}$$

Donc on prendra du **HA Φ 16**

Φ_t : Diamètre des armatures transversales ;

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales ;

Un **enrobage** de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

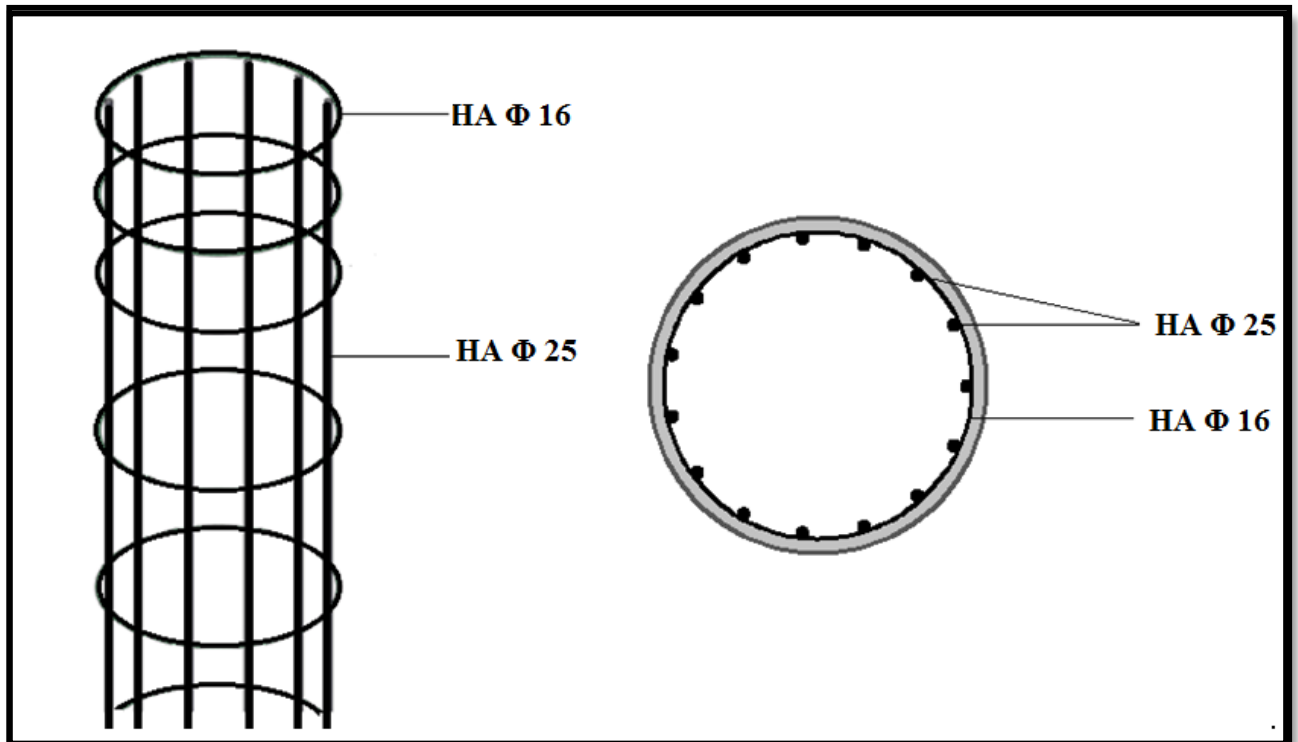


Figure -13 : Ferrailage du pieu de la pile

Conclusion :

Mon projet intitulé « conception et étude d'un pont à poutres multiples » inscrit dans le cadre du projet de la nouvelle gare de Bordj Menaiel oblige à construire un nouvel échangeur qui permet de rétablir les connexions entre la CW123 et la RN12 ainsi qu'établir les accès routiers à la nouvelle gare, il ma permis d'applique, et d'approfondir mes connaissance acquises durant la formation.

Durant la réalisation de ce mémoire, nous avons pu connaitre les différentes étapes pour l'établissement d'un projet de pont en commençant par la conception générale et la détermination des différentes variantes possibles une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

Nous espérons avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

Enfin, nous espérons que les connaissances aquises lors du stage nous permettront d'affronter la vie active avec courage et sincérité.