

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



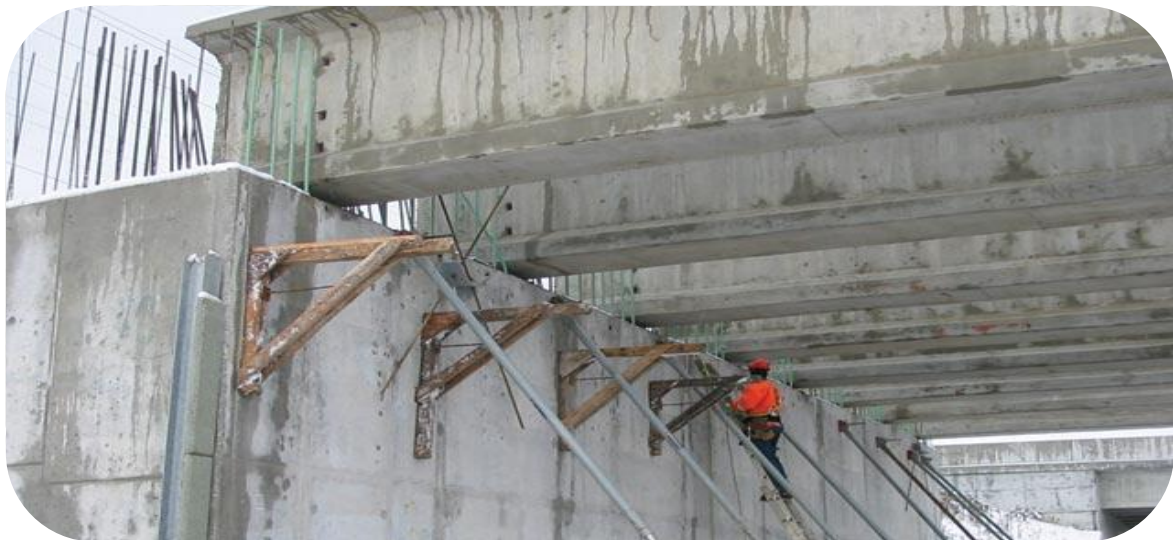
Projet de fin d'études



*En vue d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil,
Option : Voies et Ouvrages d'Arts.*

Thème

*Etude d'un pont à poutres multiples en béton
précontraint*



Proposé : *la direction des travaux publics
de tizi ouzou*

Etudié par :

Mr: IKEN Takfarinas

M^{elle} : YAHIA TENE Kahina

Encadré par :

Mr : ADJRAD Arezki

Promotion 2012-2013



REMERCIEMENT

Avant tous, Nous remercions le bon dieu de nous avoir accordé la santé, le courage et la volonté pour finir ce travail.

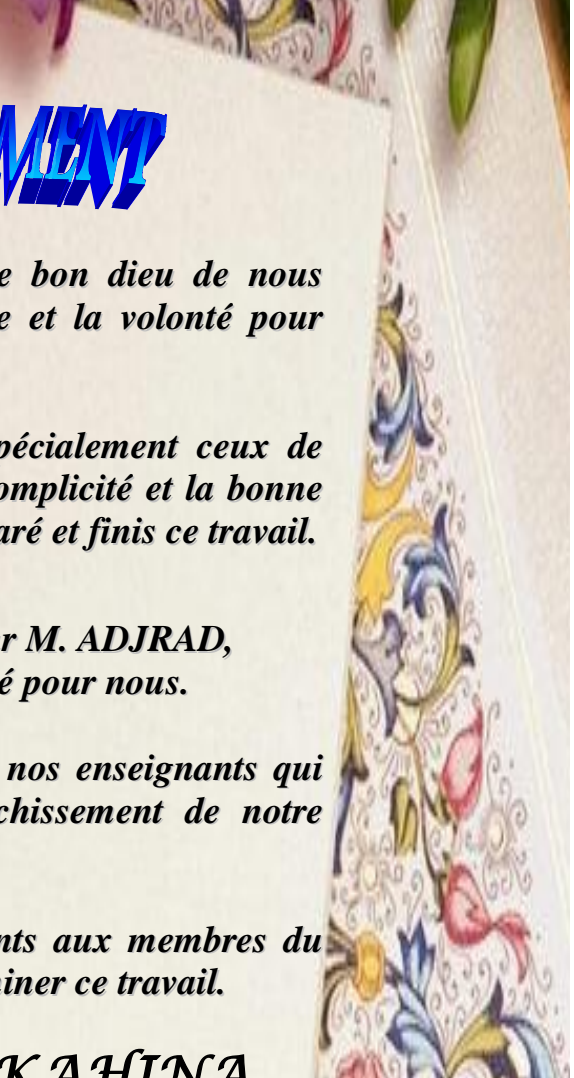
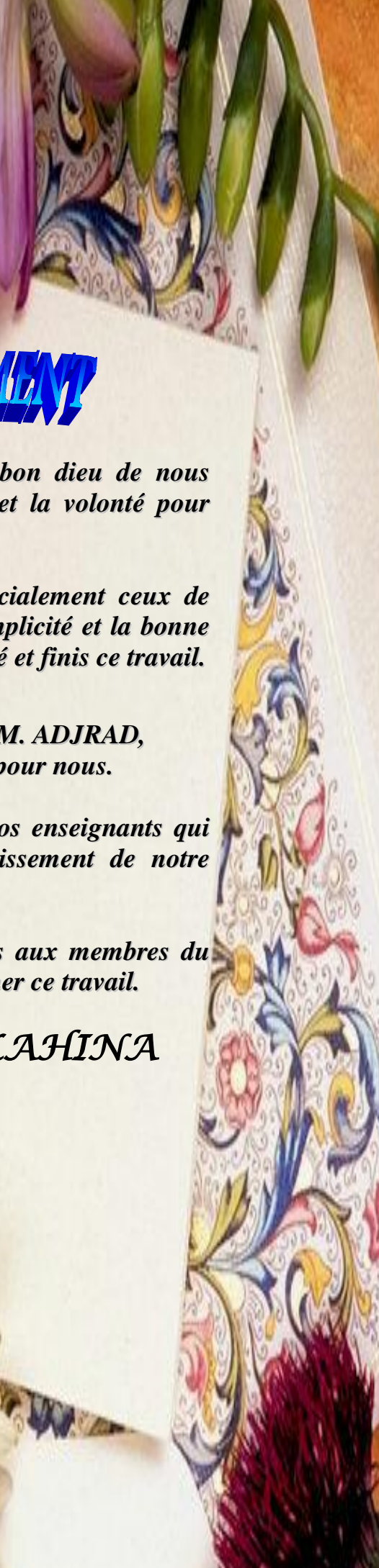
Nous remercions nos camarades, spécialement ceux de notre groupe de VOA, pour l'aide, la complicité et la bonne humeur, dans lesquels nous avons préparé et finis ce travail.

Nous remercions aussi notre promoteur M. ADJRAD, pour son aide et le temps qu'il a consacré pour nous.

Nous devons remercier comme il se doit nos enseignants qui ont contribués à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous fons pour examiner ce travail.

TAKFARINAS et KAHINA



DEDICACES

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

Je dédie ce modeste travail à:

- * La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma
Chère mère.*
- * Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Mon très
cher Père "RABAH".*
- * mon chère frère KARIM et mes chères sœurs, leurs maris et mes
neveux AMENAY et ASSEREM*
- * Mon grand père et à la mémoire de mes autres grands parents
* mes cousins, cousines, oncle et tentes des deux familles
YAHIATENE et BENKAROUNE*
- * Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais
moments mon binôme TAKFARINAS .*
- * toute la promotion de (VOA 2013) spécialement : Fatiha, Soraya,
Sofian, Hassen, Belkacem, Samir et Karim.*
- * tous mes amis spécialement : Farida et son fiancé, Aldjia, Safia*

Kahina Yahiatene



DEDICACES

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

Je dédie ce modeste travail à:

- ✿ *La mémoire de la plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers
ma Chère mère.*
- ✿ *Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Mon très
cher Père "TAHAR".*
- ✿ *mon chère frère MUSTAPHA et KOUSSAILA, mes chères sœurs et
leurs maris et ma nièce.*
 - ✿ *mes grands parents.*
 - ✿ *mes cousins, cousines, oncle et tentes des deux familles
IKEN et AIT CHERIF*
- ✿ *Celle qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais
moments ma binôme KAHINA et sa famille.*
- ✿ *toute la promotion de (VOA 2013) spécialement : Sofian, Hassen,
Belkacem, Samir et Karim.*
- ✿ *tous mes amis spécialement : Said, Belkacem, Madjid.*



Iken Takfarinas

SOMMAIRE :

CHAPITRE I : Généralités (1-6).

I- historique	01
II- Choix du type d'ouvrage.....	03
II-1 Ponts à poutres en béton précontraint.....	03
II-2 Ponts en béton précontraint construits par encorbellement.....	04
II-3 Ponts à tablier mixte.....	04
II-4 Pont dalle.....	05
III- Justification du choix de la variante.....	05
	07

CHAPITRE II : Présentation et description de l'ouvrage (7-16).

I- Introduction	07
II- Présentation et description de l'ouvrage.....	07
III- Structure de pont.....	08
IV- Données naturelles et géotechnique.....	09
V- Données fonctionnelles.....	11
VI- Caractéristiques des matériaux utilisée.....	12

CHAPITRE III : Pré dimensionnement (17-23).

I- Pré dimensionnement de la poutre.....	17
II- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	20
II-1 Caractéristique géométrique de la section brute.....	21
II-2 Caractéristique géométrique de la section nette.....	22

CHAPITRE IV : Calcul des charges et surcharges (24-36).

I- Calcul des charges	24
I-1 Calcul des charges permanentes (CP).....	24
I-2 Calcul du complément des charges permanentes (CCP).....	26
I-3 Poids total propre du tablier.....	27
II- Calculs des surcharges.....	27
II-1 Détermination de la classe du pont.....	28
II-2 Evaluation des surcharges	29

CHAPITRE V : Répartition longitudinale des efforts (37-55).

I- Moment fléchissant.....	37
I-1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	37
I-2 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges.....	37
II- Efforts tranchants dus aux surcharges.....	51
II-1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	51
II-2 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges.....	51

CHAPITRE VI : Répartition transversale des efforts (56-71).

I- Flexibilité de l'entretoisement.....	56
I- Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET.....	57
III- Répartition transversale des moments fléchissant.....	67

IV- Répartition transversale des efforts tranchants.....	68
V- Calcul des sollicitations maximums.....	71

CHAPITRE VII : Etude de platelage (72-108).

I- Etude de la flexion transversale.....	72
II- Etude de la flexion local.....	83
III- Vérification de la dalle au poinçonnement.....	101
IV- Ferrailage de l'hourdis.....	102

CHAPITRE VIII : Etude de la torsion (109-119).

I- Etude de la tordion due à l'excentremets des charges.....	109
II- Calcul des moments de torsion.....	112
III- Effet de torsion	117
V- Calcul de l'inertie de torsion.....	118
VI- Calcul des contraintes tangentielles de torsion.....	118

CHAPITRE IX : Etude des entretoises d'abouts (120-129).

I- Définition et rôle de l'entretoise d'about.....	120
II- Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise.....	120
III- Ferrailage de l'entretoise	126

CHAPITRE X : Etude de la précontrainte et les pertes de tensions (130-166).

I- Dimensionnement de la précontrainte	131
II- Trac2 des câbles.....	135
III- Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	141
IV-Fuseaux limites	144
V- Calcul des pertes.....	146
V-1 Pertes instantanées.....	147
V-2 Pertes différées.....	161
V-3 Calcul du pourcentage des pertes totales	165

CHAPITRE XI : Justification des contraintes normales (167-179).

I- Justification des contraintes à l'ELS.....	167
II- Justification des contraintes à l'ELS	173

CHAPITRE XII : Justification de contraintes tangentielles (180-185).

I- Justification des contraintes à l'ELS.....	180
II- Justification des contraintes à l'ELS	183

CHAPITRE XIII : Etude de la zone d'about (186-202).

I- Zone d'appui simple d'about.....	186
II- Vérification des armatures transversales	188
III- Application au projet.....	188
IV- Ferrailage de la Zone d'about	202

CHAPITRE XIV : Calcul des déformations (203-207).

I- Calcul des flèches.....	203
----------------------------	-----

II- Calcul des rotations.....	205
III-Calcul des déplacements	206

CHAPITRE XV : Les équipements de pont (208-220).

I- Appareil d'appui	209
II- Calcul du joint de chaussée.....	218

CHAPITRE XIV : Etude de la culée (221-240).

I- Pré dimensionnement des culées.....	221
II- Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	221
II-1 Détermination du coefficient de poussée k_{ah}	221
II-2 Calcul des sollicitations.....	222
II-3 Vérification de la culée.....	223
III- Etude et ferrailage de la culée.....	224
III-1 La dalle de transition.....	224
III-2 Mur garde grève.....	225
III-3 Mur frontal.....	228
III-4 Mur en retour.....	230
III-5 Corbeau.....	232
III-6 La semelle.....	233
III-7 Les pieux	239

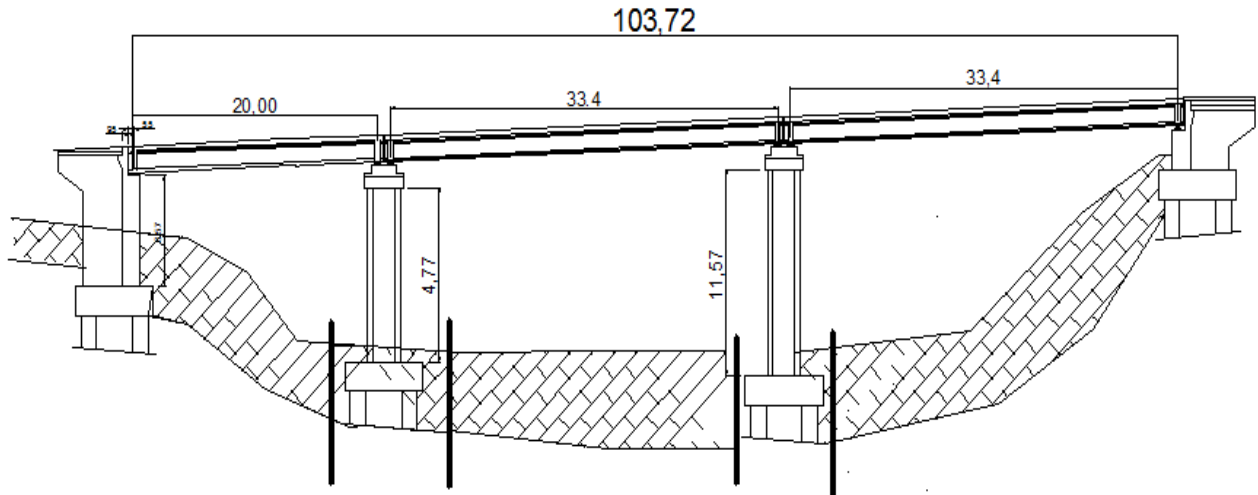
CHAPITRE XVII : Etude de la pile (241-249).

I- Introduction.....	241
II- Choix du type de la pile.....	241
III- Pré dimensionnement de la pile.....	241
IV- Etude et ferrailage de la pile.....	242
IV-1 Le voile.....	242
IV-2 La semelle.....	245
IV-3 Les pieux	246

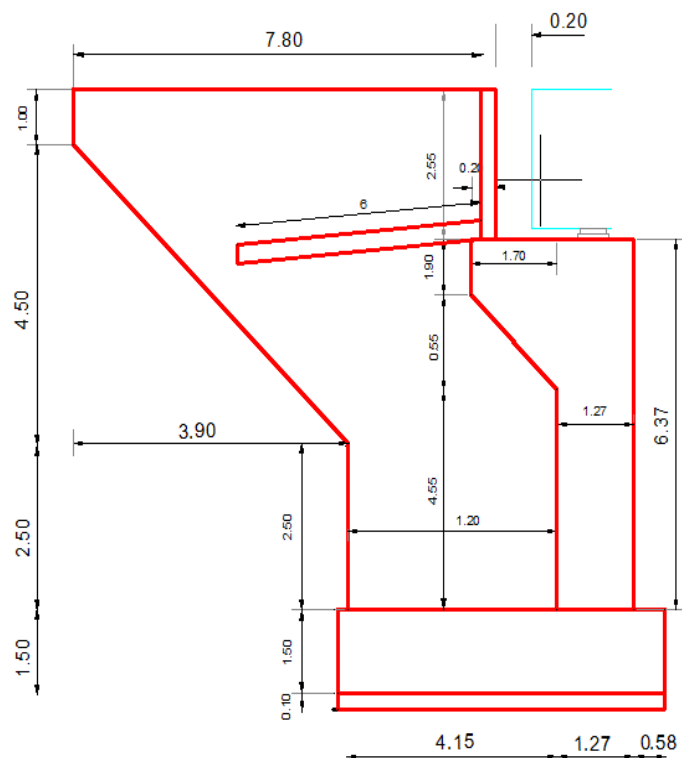
CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE.

COUPE LONGITUDINALE



Coupe Longitudinale de la cule



Chapitre 1

-Généralités-

I.1) historique :

1.1) Fonction des ponts :

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire ou fluviale).

Les obstacles peuvent être :

- Naturels comme les rivières, les vallées.
- Artificiels comme le franchissement de voies de circulation.

1.2) évolution des ponts au cours des temps :

a) Premier ponts :

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, ou à des lianes ou des cordes tendues au travers d'une vallée étroite. De telles structures sont toujours utilisées. Le principe du pont à suspension est extrêmement ancien ; il permet de franchir des distances considérables avec une remarquable économie de moyens. Une corde unique tendue en travers d'une gorge en représente la forme la plus essentielle. On peut l'améliorer en y ajoutant des cordes supplémentaires, un tablier, des côtés pour former des mains courantes. Au VIII^e siècle, en Chine, sont construits des ponts sur ce modèle avec des chaînes en fer.



Fig. I.1 : Arbre, cordes, piles en branche

Lorsque la morphologie du terrain rend difficile la création d'un pont suspendu, on édifie des ponts à travée unique ou multiple. Le pont à piles intermédiaires, amélioré en déposant des rondins pour relier les pierres, est le prototype du pont à travées multiples. Des pieux en bois, enfoncés dans le fond d'une rivière, permettent de constituer les piles. Elles supportent le pont et assurent à la structure en rondins ou en poutres des appuis au milieu du cours d'eau. De tels ponts sur chevalets sont encore très utilisés pour traverser les vallées ou les cours d'eau, à des endroits où ils ne gênent pas la circulation fluviale. L'utilisation de piliers en pierre comme supports intermédiaires marque un progrès supplémentaire dans la construction des ponts à poutres en bois. Des bateaux sont parfois utilisés au lieu de piles fixes.

b) Antiquité :

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

- **Le bois** a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVII^e siècle.

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J-C.

César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les germains en 55 avant J-C.

Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100m sur le Danube, en 105 après J-C.

Le bois a encore été largement utilisé au XIXème siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du siècle.

➤ **La pierre** a de bonnes caractéristiques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50m.

➤ **L'acier**, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.

L'un des grands ingénieurs français de cette époque est **Alexandre Gustave Eiffel** (1832-1923).

➤ Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les **ponts suspendus**, les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable.

Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en 1959, il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608m.

Le Golden Gate Bridge à San Francisco (Etats-Unis), commencé en 1917 et achevé en 1937, Il mesure 1970m de long, la distance entre les 2 tours principales étant de 1280m et leur hauteur est de 230m au-dessus du niveau de l'eau.

➤ C'est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du **béton** est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le **béton armé** (association d'armature en acier au béton), puis le **béton précontraint**. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100m.

c) pont moderne :

C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet met au point le **béton précontraint**. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées

des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que des nouvelles méthodes de construction.

Pont de Luzancy sur la Marne, commencé en 1941 et inauguré en 1946. Pont à béquilles d'une portée de 55m. C'est l'un des premiers grands ouvrages d'Eugène Freyssinet en béton précontraint.

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.

Un des grands ponts est le pont de Messine, pont suspendu, reliant la Sicile et l'Italie. Sa longueur est de 5070m, avec une portée principale de 3300m. Il a été calculé pour résister à des vents de 215km/h et un séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter. Sa construction a commencé en 2006 et mise en service en 2012.

I.2) Choix du type d'ouvrage :

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, On a opté à proposer quatre variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

I.2.1) Ponts à poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre les charges permanentes et les surcharges par une armature active qui est la précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Signalant que la prétention s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension.

On propose des travées indépendantes à poutres en double T à talon d'une longueur identique.

Avantage :

- bon Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- Le béton est toujours comprimé.

Inconvénients :

-La hauteur importante des poutres et leur poids qui augment au fur et à mesure que leur portée augmente.

I.2.2) Ponts en béton précontraint construits par encorbellement :

Ces ponts sont construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant de 70 à 200 m.

Avantage :

-Ouvrages comportant des piles très hautes (construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants) et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).

-Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).

-Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.

Inconvénients :

-Pour des portées inférieures à 50 m la construction par encorbellement est plus coûteuse que les travées indépendantes à poutres préfabriquées.

-Nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et leur mise en tension.

-Nécessité de disposer d'un matériel adéquat pour l'exécution.

I.2.3) Ponts à tablier mixte :

Dans les tabliers métalliques à poutres ou caissons sous chaussée, la dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

_ On propose des travées indépendantes à poutres en I à d'une longueur identique.

Avantage :

-Rapidité et simplicité de mise en œuvre.

-Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.

-Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.

-Possibilité d'extension et de réparation des poutres.

Inconvénients :

-Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.

-Risque de voilement, déversement des poutres.

-Nécessite de visites périodiques et entretien courant.

-Sensibilité au gradient thermique.

I.2.4) Ponts dalle ouverte :

Le domaine d'emploi de ce type de structure est de 15 à 23m.

La dalle précontrainte trouve son intérêt économique dans la simplicité de ses formes, ce qui influence directement sur le coût en main-d'œuvre.

Elle peut rester compétitive jusqu'à 18 mètres, voire 20 mètres, avec une section transversale à encorbellements latéraux (ce qui permet d'alléger le poids propre).

Une dalle est beaucoup plus mince que des poutres, ce qui est un avantage au plan esthétique et au plan des terrassements puisqu'une économie notable peut être faite au niveau des remblais d'accès.

Avantage :

- Minceur du tablier
- Sensibilité modérée aux tassements d'appui
- Construction simple
- Structure robuste et relativement souple
- Liberté dans la conception des formes

Les inconvénients :

- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- Type et nombre des piles importantes
- une grande difficulté d'échafaudage et de coffrage (suite à la circulation des eaux).

I.3) Justification du choix de la variante :

	Ponts à poutres précontraint	Pont construit par encorbellement successif	Pont à tablier mixte	Pont dalle
Economie	+	-	-	-
Entretien	+	+	-	+
Esthétique	-	+	-	+
Exécution	+	-	+	-
Délai	+	-	+	+
coût	+	-	-	-

Tab. I.1 : L'analyse comparative des quatre variantes en quatre aspects majeurs

+ : Favorable.

- : peu favorable.

Commentaires :

- **Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif :**

Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Pour l'économie, le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.

- **Pont à tablier mixte :**

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport. En outre, la nature de franchissant qui est un oued

présente un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

- **Pour le pont dalle :**

Les points sensibles de cette variante sont : l'exécution, le coût et l'esthétique et le délai

Pour le délai : délais moyen.

Pour le coût : coût important par rapport aux autres variantes.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton précontraint coulée en place vue à la circulation des eaux, ce qui engendre une grande difficulté d'échafaudage et de coffrage.

- **Pont à poutres précontraintes :**

En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable, ce qu'il n'est pas intéressant car son implantation est en rase campagne. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.

Conclusion :

En conclusion, on opte pour la solution qui répond à toutes les sujétions qui est le pont à poutres en béton précontraint par post-tension.

Chapitre 2

*- Présentation et description
de l'ouvrage -*

II.1) Introduction :

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

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

Cette démarche se fait généralement en 3 étapes :

- le recueil des données fonctionnelles et naturelles.
- le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économique.
- l'étude de détail de la solution retenue.

Définition :

Un pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou un espace vide entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou des conduites d'eaux. Il s'agit alors d'un aqueduc. Un pont est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur constitué de travées ; permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Le terme passerelle désigne parfois pont relativement petit .On peut classer les ponts en quatre catégories : ponts en arc ; ponts à poutres ; ponts suspendus et ponts à haubans.

II.2) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage, objet de cette étude, se situe dans le tronçon de **RN30A** au **PK38+200** reliant la ville de Tizi-Ouzou et la daïra de ouacif, elle est située près de la localité d'oued de Takhoukht.

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par la direction général des travaux public de Tizi-Ouzou, il consiste à étudier un pont en biais à poutres multiple en béton précontraintes, dans une voies expresse à deux « 2 » sens avec une largeur total de (**b=10,88m**), et une longueur (**L=103,72m**), avec une pente de **2,5%**.

Description de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont à poutres multiple de 3 travées isostatique en béton précontraintes dont :

- deux travées identiques dont la portée est de 33.40 m chaque une, et une autre d'une portée de 20m.
- Longueur total : 103,72 m
- Largeur total : 10.88 m
- Chaussé : 7,5m
- Trottoir : 2 x 1,15m

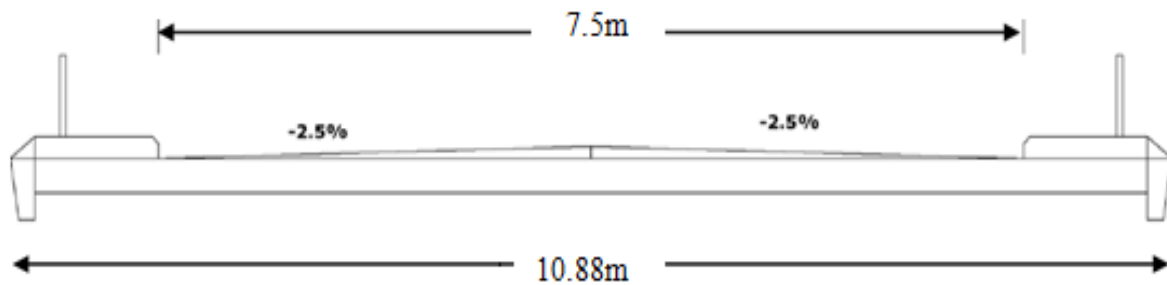


Fig. II.1 : Profile en travers

II.3) Structure de pont :

II.3.1) La super structure :

Comporte le tablier et ces éléments : la poutraison et les appareils d'appuis.

a. Le platelage :

Il est formé d'une dalle en béton armé, coulée sur place par-dessus les poutres, et crée ainsi un bon monolithisme d'ensemble ; une épaisseur de **20cm** couverte d'un revêtement bitumineux de 08cm d'épaisseur avec un ripage transversal de **2.5%** pour faciliter le ruissellement de l'eau

La chaussée comporte deux trottoirs, et deux corniches de part et d'autres.

b. Les trottoirs :

Il existe deux trottoirs avec une largeur de **1,15m** chacun, ils sont préfabriqués et surmontés sur place, ils seront munis de garde corps de **1m** de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voies.

c. Les entretoises :

Les poutres sont solidarisées par des entretoises d'about qui sont nécessaires pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis, ainsi assurent l'encastrement des poutres à la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres.

d. Les poutraisons :

Elle constitue le support de platelage, composé de six (06) poutres préfabriquées en béton précontraint pour les deux travées de 33,40 m, et celle de 20 mètres.

L'entraxe des poutres précontraintes est de 1,75m.

e. Les appareils d'appuis :

Ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements, des efforts horizontaux et permettent la rotation.

Dans notre cas, ils sont constitués d'élastomère fretté, fixés sur les appuis (en général du néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes)

II.3.2) Infrastructure :

La superstructure est supportée par l'infrastructure composée de :

a) **Les appuis** : la superstructure est supportée par (02) culés et (2) piles.

❖ **Culée** : c'est un support réalisé à chaque extrémité du pont, elle doit assurer une

bonne transmission des efforts au sol de fondation, et la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis, et la limitation des déplacements verticaux (tassements). Elle est constituée d'un mur de front surmonté d'un mur de grade grève, et de deux murs de retours, ainsi qu'une dalle de transition.

❖ **Piles** : c'est un appui intermédiaire entre deux travées voisines, elle est constituée par un chevêtre sur lequel repose les poutres, et supporté par les fûts, elle reprend les différentes sollicitations du tablier

b) Les fondations :

Le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol, dans notre cas les fondations sont profondes sur pieux forés de 1.20m de diamètre, surmontées d'une semelle de liaison rigide de 1.50m de hauteur pour les culées, et de 2.00m pour la pile de droite et 1,5m de celle de gauche. Le nombre de pieux est de six pour chaque pile et pour la culée de côté N30A. Pas de pieux pour la culée de côté N30.

II.4) Données naturelles et géotechniques :

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception. Elles se constituent de :

a) **Topographie** : il convient de disposer d'un relevé topographique et une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier stockage, etc.



Fig. II.2: vue satellite de site

L'altitude des deux rives sont égales (189,5m), par contre au niveau de l'oued elle présente une dénivellée de -7,5m (altitude de 182m).

b) **Données sismologiques** :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements,

vitesse ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque égale $0,1G$ et une composante verticale égale à $\pm 0,07G$ telle que G représente le poids total.

La région de TIZI-OUZOU est classée en zone III après le séisme du 21/05/2003

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

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

Alors on a pour objectifs :

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- Dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

c) Données climatiques :

1) La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

2) La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

3) Le vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de :

- 125Kg/m^2 soit ($0,125\text{t/m}^2$ ou $1,25\text{KN/m}^2$) en situation de construction selon la phase du chantier.
- $2,5\text{ KN/m}^2$ en situation de service.

d) Les données hydraulique :

Dans le cas de franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance de crues, débits solides, charriages éventuels de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mise à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillement. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentiel au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

e) Données géotechniques :

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude suffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements des structures déjà exécutées, très onéreux si le sous sol est de nature différente de celle attendue. Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit déjà été fait dans le voisinage

II.5) Données fonctionnelles :**II.5.1) Données relatives à la portée :****a) Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points caractéristiques. Dans notre cas l'ouvrage est en biais.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 103,72m et une pente longitudinale nulle ($I=0\%$).

c) Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : $L_c = 7,5m$
- Nombre de voies de circulation = 2 voies.
- Largeur de trottoir : 1.69m.
- Le divers : 2.5%
- La largeur totale : 10,88m

II.5.2) Données relative à l'obstacle franchi gabarit :

C'est une grandeur associée aux véhicules routiers elle dépend de l'obstacle à franchir.

Elle a comme objectifs :

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- Dimensionner les piles résistées aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

Notre ouvrage franchit un oued au point PK 38+200m de 2 voies.

II.6) Caractéristiques des matériaux utilisés :

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part surs et d'autres part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonction.

Etat limite ultime

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

Etat limite de service

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

Règlements utilisés :

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

II.6.1) Le béton :

Le béton utilisé sera dosé à 400 kg/m^3 , d'un ciment CPA 325 pour les poutres et la dalle, et 350 kg/m^3 pour le reste des éléments. Il sera défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « f_{c28} », donc :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$: pour les culées, les piles et les pieux.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$: pour les poutres et la dalle.

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

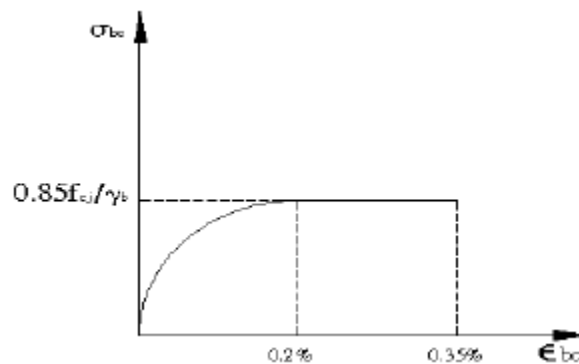


Fig. II.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton

II.6.2) La résistance à la compression et à la traction :

- La compression du béton à « j » jours, ($j < 28$ jours) est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad , \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,83j} \times f_{c28} \quad , \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

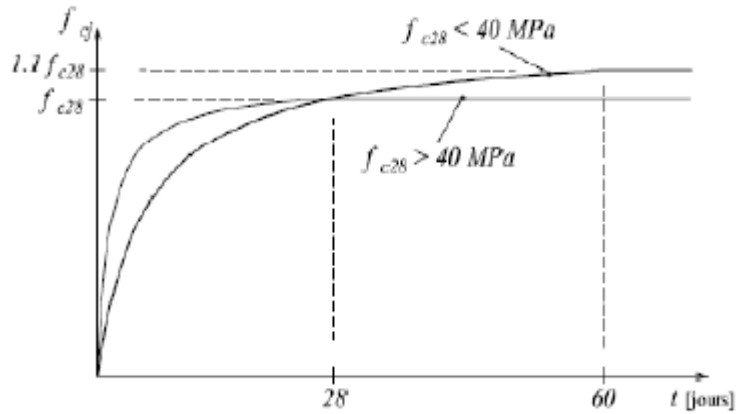


Fig. II.4 : Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- La résistance du béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

- Module de déformation longitudinale instantanée ($t < 24h$) :

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

- Module de déformation transversales « G » :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+V)}$$

Avec : v coefficient de poisson :

$$V = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

$V = 0$ dans le cas béton fissuré (ELU).

$V = 0,2$ dans le cas de béton non fissuré (ELS).

- Module de déformation différée :

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

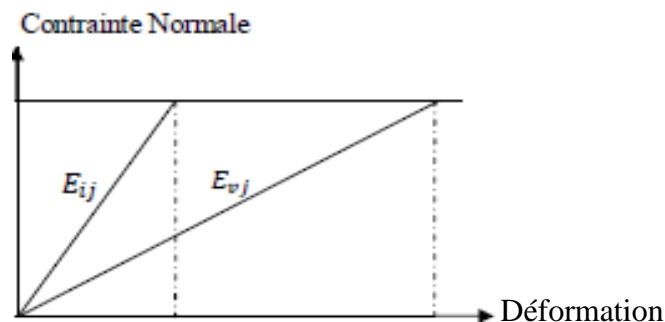


Fig. II.5 : Module de déformation instantanée et différée

- **Contrainte admissible de compression du béton :(art : A4.3.4.1)**

➤ **A L'E.L.U :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec: θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 && \text{pour } t > 24\text{h.} \\ \theta &= 0,9 && \text{pour } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta &= 0,85 && \text{pour } t < 1\text{h} \end{aligned}$$

γ_b : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation) :

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas durable ou transitoire.

➤ **A L'E.L.S :**

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \quad \text{En construction}$$

$$\sigma_b = 0,5 f_{c28} \quad \text{En service.}$$

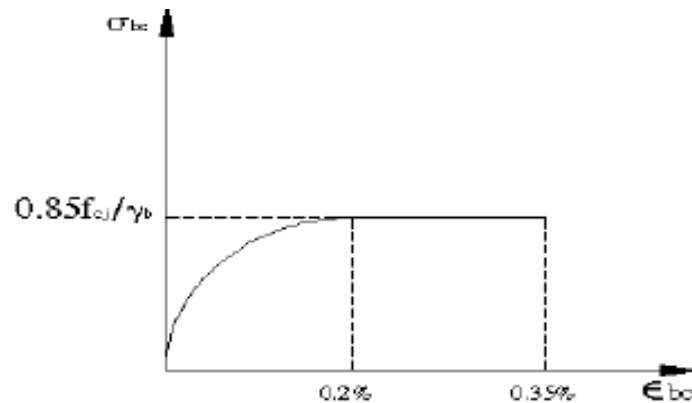


Fig. II.6 : Diagramme contraintes-Déformations

II.6.3) Armatures :

3-1 Aciers passifs :

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives, elles sont identiques à celle utilisées dans le béton armé nécessaire pour :

- Reprendre les efforts tranchants
- Limiter les fissurations
- Servir d'aciers de montages et de peaux.

Les armatures utilisées sont de nuance FeE400 avec:

- sa limite élastique égale à 400Mpa
- Un module d'élasticité longitudinale $E_s=200\ 000$ MPa.

Contrainte limite de traction :

➤ **E.L.U:**

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

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : γ_s coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.00$ → Situation accidentelle.
 $\gamma_s = 1.15$ → Situation durable ou transitoire.

➤ **E.L.S :**

Elle dépend de type de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$

Avec : $n = 1$ → Treillis soudés et ronds lisses.
 $n = 1,6$ → Aciers à haute adhérence.

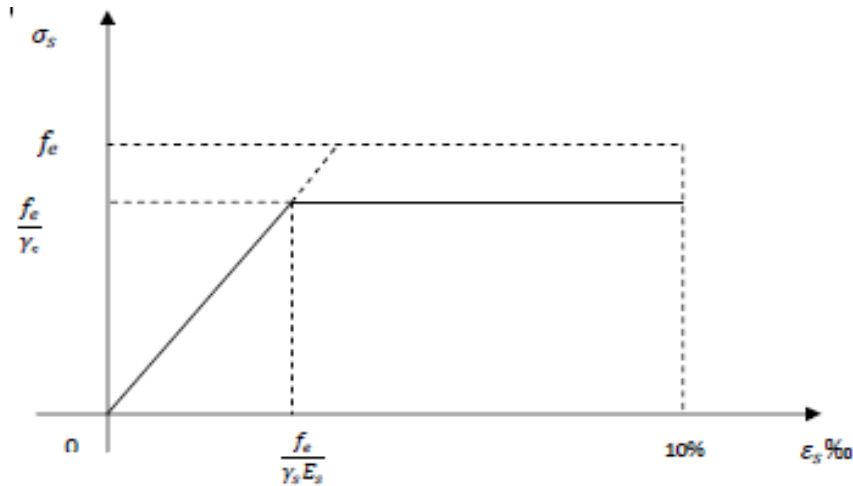


Fig. II.7: diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU

3-2 Aciers actifs :

On utilise des câbles ayant les caractéristiques suivantes :

- **Caractéristiques géométriques :**

Section normale de l'acier (câbles 7T15): $A_p = 973 \text{ mm}^2$.

Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{ext}} = 67 \text{ mm}$.

$\varnothing_{\text{int}} = 60 \text{ mm}$.

- **Caractéristiques mécaniques :**

Contrainte de rupture garantie : $F_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$.

Contrainte limite élastique garantie : $F_{\text{peg}} = 1583 \text{ MPa}$.

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$.

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

Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \text{ ‰}$.

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

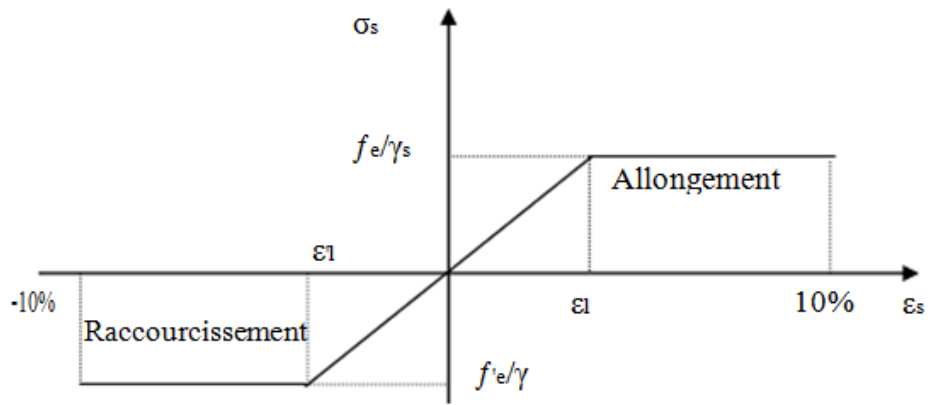


Fig. II.8: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

Chapitre 3

- Pré dimensionnement -

Introduction :

Dans ce présent chapitre nous établirons pré dimensionnement de la superstructure, tout ce qui concerne les caractéristiques de tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis).

III.1) Pré dimensionnement des éléments du tablier :

III.1.1) Les poutres:

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m.

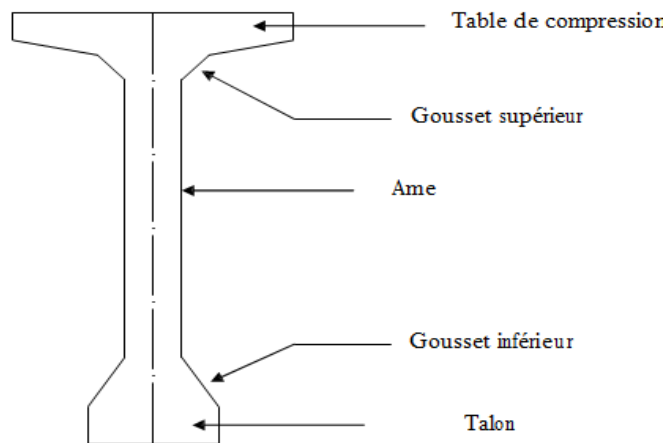


Fig. III.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) L'espacement entre axes des poutres :

L'espacement entre axes des poutres est λ :

$$\text{Où : } 1,5 \leq \lambda \leq 2,5$$

On prend : $\lambda = 1,75 \text{ m}$

b) Le nombre des poutres

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

La : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité

$$La = 8,80 \text{ m}$$

$$N = \frac{8,80}{1,75} + 1 = 6,02. \quad \text{DONC: } N = 6$$

c) Hauteur de la poutre « hP »:

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée dépasse ou égale à 20 m ($L \geq 20 \text{ m}$) est donnée par la condition suivante :

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

Où :

L : distance entre axe des appuis de la travée

Pour $L = 33,40\text{m}$, on a : $1,47 \leq H_t \leq 2,17$

On prend : $H_t = 1,75\text{m}$.

d) Epaisseur de l'âme « b_0 » :

➤ Section médiane :

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton.

Son épaisseur est calculée par la

$$b_0 \geq \frac{H_t}{36} + 6 + \varnothing_{\text{ext. Gaine}} \quad \text{Avec : } (\varnothing_{\text{ext. Gaine}} = 6,7\text{cm}, H_t = 1,75 \text{ m})$$

On aura : $b_0 \geq 17,46 \text{ cm}$

On prend: $b_0 = 20\text{cm}$.

➤ Section d'about :

L'épaisseur de l'âme (b_0) est imposée par les plaques de répartition sur lesquelles s'appuie le socle du vérin, lors de la mise en tension des câbles. Elle est donnée par la relation :

$$b_0 \geq a+10$$

Où : a : largeur de la plaque d'ancrage.

$$a = 24 \text{ cm} \Rightarrow b_0 \geq 24 + 10\text{cm}$$

Donc : $b_0 \geq 34 \text{ cm}$, on prend $b_0 = 35 \text{ cm}$.

d) Table de compression « b » :

La largeur « b » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral. Elle est calculée comme suit :

$$0,6 H_t \leq b \leq 0,7 H_t \quad \text{avec : } H_t = 1,75 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } 1,05 \leq b \leq 1,225$$

On prend $b = 1,10\text{m}$.

Remarque :

Des prés dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis.

On prévoit des goussets de (10 cm x 10 cm) qui jouent un rôle important :

- 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) Le talon :

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane, il est dimensionné de façon à ce que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm, on prend $b_t = 50$ cm.

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, on prend $h_t = 15$ cm.

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

$$1 \leq tg\varphi = \frac{2-h_g}{b_t-b_0} \leq 3/2$$

h_g : hauteur du gousset.

Pour la poutre médiane on aura :

$$\text{On aura alors : } \frac{b_t-b_0}{2} \leq h_g \leq 3/2 \left(\frac{b_t-b_0}{2} \right)$$

$b_t = 50$ cm et $b_0 = 20$ cm

$$\Rightarrow \frac{50-20}{2} \leq h_g \leq 3/2 \left(\frac{50-20}{2} \right). \text{ Donc : } 15 \leq h_g \leq 22,5$$

On prend : $h_g = 20$ cm en section médiane.

Pour la poutre d'about on aura :

$$\frac{b_t-b_0}{2} \leq h_g \leq 3/2 \left(\frac{b_t-b_0}{2} \right)$$

$b_t = 50$ cm et $b_0 = 35$ cm

$$\frac{50-35}{2} \leq h_g \leq 3/2 \left(\frac{50-35}{2} \right)$$

$$7,5 \leq h_g \leq 11,25$$

On prend : $h_g = 10$ cm en section d'about.

f) Epaisseur du hourdis :

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis lié à l'espacement entre axe des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur est :

$$h \geq \lambda/15$$

λ : Distance entre axe des poutres et égale à 1,75 m.

Donc : $h \geq \lambda/15$

$$h \geq 175/15 \quad h \geq 11,66 \text{ cm,}$$

On prend: $h = 20 \text{ cm}$. Justification au poinçonnement par charge concentré.

III.2) Caractéristiques géométriques des poutres :

III.2.1) Notation :

(Δ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à Δ . $I_{\Delta} = I_0 + BxZ^2$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

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

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

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

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

V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = h_t - V' \quad ; \quad V' = S_{\Delta}/B$$

R : Rayon de giration $r^2 = \frac{I_G}{B}$

B : Section transversale totale de la poutre.

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{r^2}{V \cdot V'}$$

h : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.

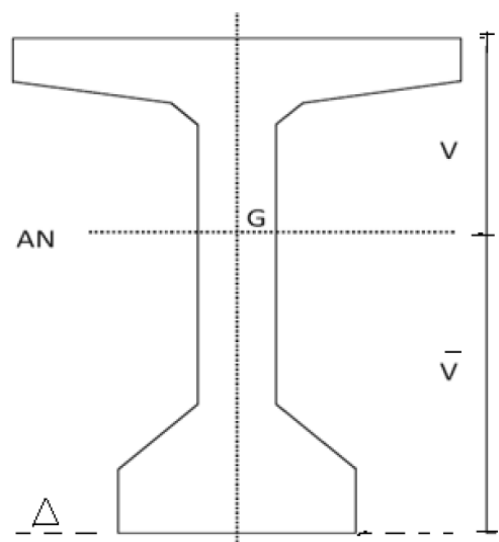


Fig.III.2 : Notation utilisées

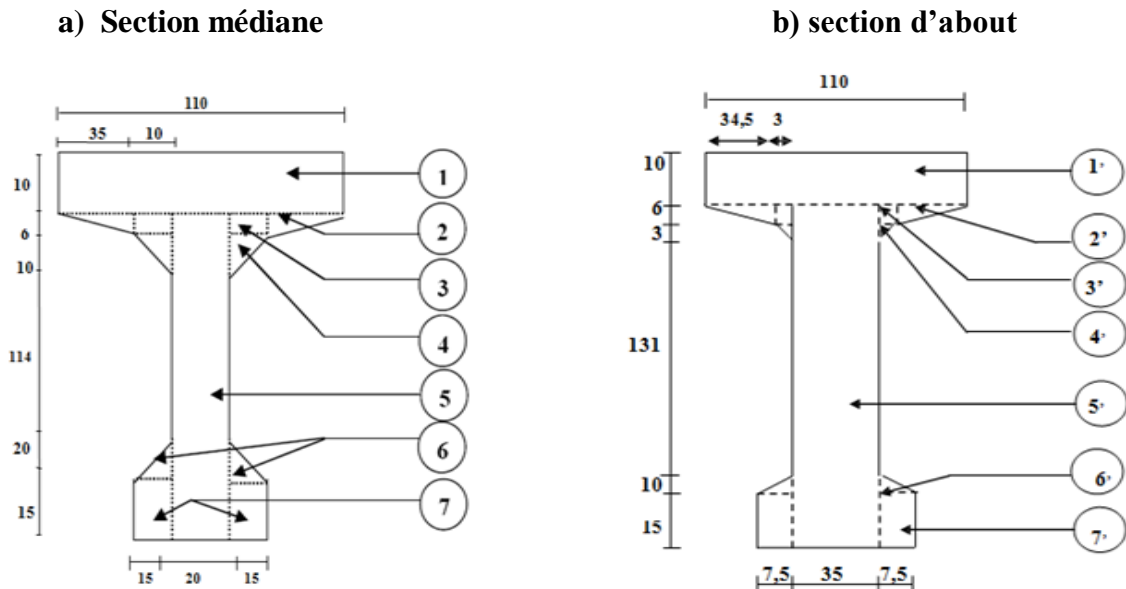
S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

$$Zi' = Zi \left(1 + \frac{h^2}{12 \times Zi^2} \right) \text{ Pour une section rectangulaire.}$$

$$Zi' = Zi \left(1 + \frac{h^2}{18 \times Zi^2} \right) \text{ Pour une section triangulaire.}$$

Remarque : le calcul des sections médianes et d'about des poutres se fait avec et sans hourdis.



FigIII. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre

III.2.2) Caractéristiques géométriques des sections brutes :

III.2.2.1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis :

a) Section médiane :

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \times Z$ (cm ³)	Z' (cm)	I_0 (cm ³ xcm)	$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$
1	110x10	1100	170	187000	170,05	9166,66	31799166,66
2	2(35x6)/2	210	163	34230	163,01	420	5579910
3	2x10x6	120	162	19440	162,02	360	3149640
4	2x(10x10)/2	100	155,66	15566	155,69	555,55	2423559,11
5	165x20	3300	82,5	272250	110	7486875	29947500
6	2x(20x15)/2	300	21,66	6498	22,68	6666,66	147413,34
7	2x15x15	450	7,5	3375	10	8437,5	33750
Total		5580		538359		7512481,37	73080939,11

I_G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
21140004,9	96,480	78,52	3788,53	50

Tableau III-1 : Calcul de l'inertie de la section médiane

b) Section d'about :

Désignation	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ (cm ⁴)
1	110 x 10	1100	170	187000	170,05	9166,66	31799166,66
2	2 x (6 x 34,5/2)	207	163	33741	163,01	414	5500197
3	2 x (6 x 3)	36	162	5832	162,02	108	944892
4	2 x (3 x 3/2)	9	158	1422	158,003	4,5	224680,5
5	165 x 35	5775	82,5	476437,5	110	13102031,25	52408125
6	2 x (10 x 7,5/2)	75	18,33	1374,75	18,63	416,66	25615,83
7	2 x (7,5 x 15)	225	7,5	1687,5	10	4218,75	16875
Total		7427		707494,75		13116359,82	90919551,99

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ
23523723,08	95,26	79,74	3167,32	41

Tableau III.2 : Calcul de l'inertie de la section d'about

III.2.2.2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :

a) poutre intermédiaire et poutre de rive :

	désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre		5580		538359	7512481,37	73080939,11
	Hourdis	20 x 175	3500	185	647500	116666,66	119904166,7
	Poutre + hourdis		9080		1185859	7629148,03	192985105,8
Section d'about	Poutre		7427		707494,75	13116359,82	90919551,99
	Hourdis	20 x 175	3500	185	647500	116666,66	119904166,7
	Poutre + hourdis		10927		1354994,75		210823718,7

	I _G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
Section médiane	38110483,79	130,60	64,40	4197,19	49
Section d'about	42798572,50	124,00	71,00	3916,77	44

Tableau III.3 : Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis.

III.2.3) Caractéristiques géométriques de la section nette :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

- B (nette) = B (brute) - 5% B (brute) = 95% B (brute)
- S_Δ (nette) = S_Δ (brute) - 8% S_Δ (brute) = 92% S_Δ (brute)
- I_Δ (nette) = I_Δ (brute) - 10% I_Δ (brute) = 90% I_Δ (brute)

	Poutre seule		Poutre + hourdis	
	Rive et intermédiaire		Rive et intermédiaire	
	médiane	D'about	médiane	D'about
B (cm³)	5301	7055,65	8626	10380,65
S_Λ	495290,28	650895,17	1090990,28	1246595,17
I_Λ (cm⁴)	65772845,20	81827596,79	173686595,20	189741346,80
I_G (cm⁴)	19496206,55	21781460,38	35701458,28	40039784,96
V' (cm)	93,43	92,25	126,48	120,08
V (cm)	81,57	82,75	68,52	74,92
r²	3677,83	3087,09	4138,81	3857,15
ρ (%)	48	40	47	42

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.

Chapitre 4

- Charges et surcharges -

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 variables.

IV.1) Les charges permanentes:

Elles concernent toute les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de :

- Des éléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Des éléments non porteurs: la superstructure qui est constituer à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

IV.1.1) les éléments porteurs :

IV.1.1.1) La dalle (hourdis):

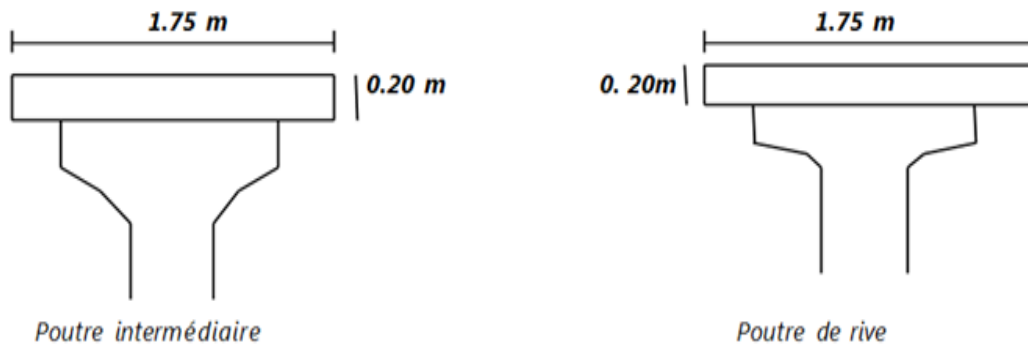


Fig.IV.1: dimension de hourdis revenant aux poutres

Épaisseur de la dalle est de 20cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire et la poutre de rive est :

$$P_i = 0,20 \times 1,75 \times 2,5 \times 1 = 0,875 \text{ t/ml}$$

$$P_i = 0,20 \times 1,75 \times 2,5 \times 1 = 0,875 \text{ t/ml}$$

➤ Le poids propre de la dalle :

$$P_d = 4 \times 0,875 + 2 \times 0,875 = 5,25 \text{ t/ml}$$

$$P_d = 5,25 \text{ t/ml}$$

IV.1.1.2) les poutres:

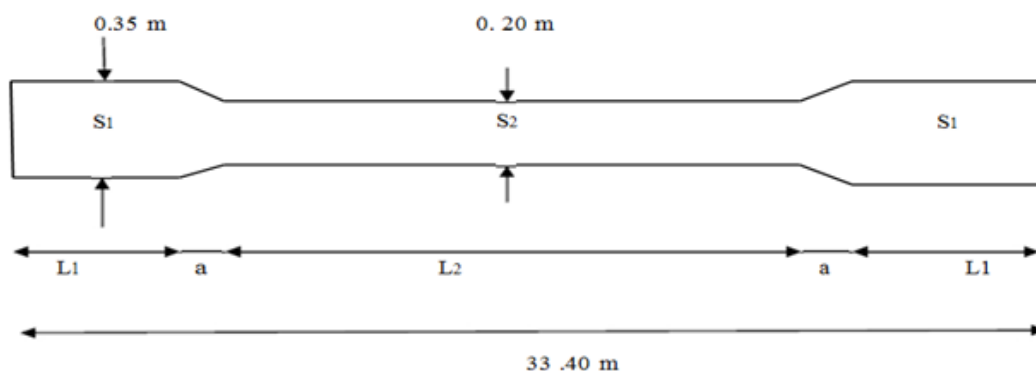


Fig.IV.2: Coupe longitudinales d'une poutre

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

S1 : Section d'about au niveau de l'âme.

S2 : Section médiane au niveau de l'âme.

L1 : longueur de la section d'about ; avec $L1 = L/4$

L2 : longueur de la section médiane ; avec $L2 = L - (2L1 + 2a)$

a : longueur du gousset qui avoir une inclinaison de 45° ; $a = \frac{35-20}{2} = 7,5\text{cm}$

$$L1 = L/4 = 8.35 \text{ m}$$

$$L2 = L - (2L1 + 2a) = 33.40 - (2 \times 8.35 + 2 \times 0,07) = 16,55 \text{ m}$$

$$S1 = 5580 \text{ cm}^2.$$

$$S2 = 7427 \text{ cm}^2.$$

Section équivalent de la poutre :

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left(2 \cdot \left(L1 \cdot S1 + \frac{S1+S2}{2} \cdot a \right) + L2 \cdot S2 \right)$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33,4} \left[2 \cdot \left(8,35 \times 0,558 + \frac{0,5580+0,7421}{2} \times 0,075 \right) + 16,55 \times 0,7421 \right]$$

$$\boxed{Seq = 0,6499 \text{ m}^2}$$

Poids propre de la poutre :

$$Pp = \rho b \cdot Seq = 2,5 \cdot 0,6499 = 1,6247 \text{ t/ml}$$

$$Pp = 1,6247 \text{ t/ml} \text{ d'une seul poutre}$$

Poids de l'ensemble des poutres :

$$Pp = 1,6247 \times 6 = 9,748\text{t/ml}$$

Poids de l'ensemble des poutres par ml

$$\boxed{p_p = 9,748/\text{ml}}$$

IV.1.1.3) Les entretoises et les amorces:

a) les entretoises:

Poids de l'entretoise : $P_{\text{entretoises}} = S \times e \times \rho b$

$$S = \frac{(125+75)}{2} \times 150 = 15\,000 \text{ cm}^2$$

$$S = 1,5 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{entretoises}} = 1,5 \times 0,30 \times 2,5 = 1,125 \text{ t}$$

- **Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive.**

$$P_{\text{entretoises}} = \frac{1,125 \times 1}{33,4} = 0,033 \text{ t/ml}$$

- **Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire.**

$$P_{\text{entretoises}} = \frac{1,125 \times 2}{33,4} = 0,067 \text{ t/ml}$$

$$Pt = 2 \times 0,033 + 4 \times 0,067 = 0,334 \text{ t/ml}$$

$$\boxed{Pt = 0,334 \text{ t/ml}}$$

b) Les amorces :

Poids de l'amorce = $S \times e \times \rho b$

$$S = 45 \times 150 - \left[\left(\frac{35 \times 6}{2} \right) + \left(\frac{6+16}{2} \right) \times 10 + \frac{15 \times 20}{2} + \frac{150 \times 30}{2} \right] = 4135 \text{ cm}^2$$

$$P \text{ amorce} = 0,4135 \times 0,25 \times 2,5 = 0,258 \text{ t}$$

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre de rive.**

$$P \text{ amorce} = \frac{0,258 \times 1}{33,4} = 0,0077 \text{ t/ml}$$

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre intermédiaire :**

$$P \text{ amorce} = \frac{0,258 \times 2}{33,4} = 0,0154 \text{ t/ml}$$

$$P_T = 0,0077 \times 2 + 0,0154 \times 4 = 0,077 \text{ t/ml}$$

$$P_T = 0,077 \text{ t/ml}$$

Donc : Les Charges Permanentes CP total:

$$CP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoise}} + P_{\text{amorce}} = 9,748 + 5,25 + 0,334 + 0,077 = 15,41 \text{ t/ml.}$$

$$CP = 15,41 \text{ t/ml}$$

IV.1.2) les éléments non porteurs :

a) Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 7cm d'épaisseur de densité $2,2 \text{ t/m}^3$, et de couche d'étanchéité d'épaisseur 3 cm et de densité $2,2 \text{ t/m}^3$.

Poutres intermédiaires :

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,2 \times 0,07 \times 1,75 = 0,2695 \text{ t/ml}$$

$$\text{Chape d'étanchéité : } 2,2 \times 0,03 \times 1,75 = 0,1155 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } P_c = 0,2695 + 0,1155 = 0,385 \text{ t/ml}$$

Poutres de rive :

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,2 \times 0,07 \times 0,25 = 0,0385 \text{ t/ml}$$

$$\text{Chape d'étanchéité : } 2,2 \times 0,03 \times 0,25 = 0,0165 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } P_c = 0,0385 + 0,0165 = 0,055 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{chaussée}} = 4 \times 0,385 + 2 \times 0,055 = 1,65 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{chaussée}} = 1,65 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{chaussée}} = 1,65 \text{ t/ml}$$

b) Poids de trottoir :

$$P_t = A_{\text{trottoir}} \times \gamma_b$$

$$A_{\text{trottoir}} = \left[\left[\frac{(0,26 + 0,20)}{2} \right] \times 1,15 - 2 \times \left(\frac{\pi \times 0,1^2}{4} \right) \right] \times 2,5 = 0,622 \text{ t/ml}$$

$$P_t = 0,622 \text{ t/ml}$$

c) Poids de la corniche :

$$P_C = \left[(0,35 \times 0,26) + \left[\frac{(0,19 + 0,14)}{2} \right] \times 0,15 + \left[\frac{(0,19 + 0,11)}{2} \right] \times 0,53 \right] \times 2,5 = 0,488 \text{ t/ml}$$

$$P_C = 0,488 \text{ t/ml}$$

d) poids de Gard de corps :

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

e) poids de glissières :

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

Donc le poids total:

CCP = poids de la chaussée + 2 x (poids de trottoir + Corniche + Glissière de sécurité + Garde corps).

$$CCP = 1,65 + 2 \times (0,622 + 0,488 + 0,06 + 0,10) = 4,19 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 4,19 \text{ t/ml}$$

Poids total propre du tablier :

$$G/\text{ml} = CP + CCP = 15,41 + 4,19 = 19,60 \text{ t/ml.}$$

$$G = G/\text{ml} \times L = 19,6 \times 33,4 = 654,64 \text{ t.}$$

$$G = 654,64 \text{ t}$$

IV.2) calcul des surcharges :

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 M c 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs

Caractéristiques du pont :**a). La largeur roulable (Lr):**

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

b). La largeur chargeable (Lc):

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

c). Dans notre projet on a :

La travée a une portée de : 33,4m

Largueur totale : $L_t = 10,88m$

Largueur roulable : $L_r = 7,50 m$.

Largueur chargeable (Art 2-1 CPC) $L_c = 7,50m$.

Le biais géométrique est de : 116grd

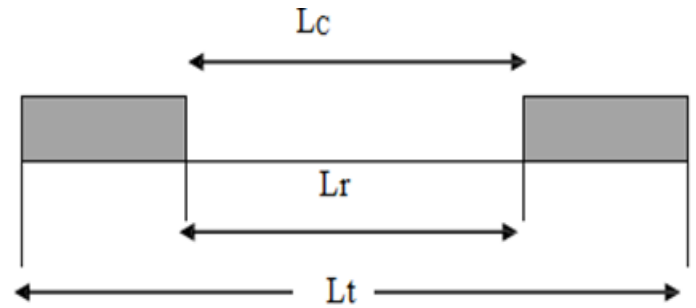


Fig.IV.3: représentation de la largeur roulable

d). Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. $n = \frac{L_c}{3}$

Donc $n = \frac{7,50}{3} = 2,50$

D'où :

$n = 2$ voies

e). Classe de ponts routes :

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

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 m$
2	$5,5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5,5m$

Tableau IV.1 : Classe de pont

On a: $L_r > 7 m$ donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

f). largeur réelle de voies :

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales Au quotient de la largeur chargeable par les nombres de voie.

$V = L_c/N = 7,50 / 2 = 3,75 m$

V_0 : en fonction de classe de pont

1ere classe	2eme classe	3eme classe
3,5 m	3 m	2,75 m

Tableau IV.2 : valeur de V_0

$V_0=3,5\text{m}$ (pont 1ere classe).

IV.2.1) Système de charges A (L) :

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

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

avec :

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

L : portée de travée.

On a: L = 33.4 m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.4+12} = 1022.95 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 1022,95 \text{ kg/m}^2$$

Calcul des coefficients a_1 , a_2 :

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

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Tableau IV.3 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Pour notre cas $a_1=1$

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3.5}{3.75} = 0.933$$

$a_2 = 0,933$

$$A(L) = 1 \times 0,933 \times 1022.95 = 954,41 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 0,9544 \text{ t/m}^2$$

Dans notre projet on a :

Voie chargée	a_1	a_2	$A(L)$ (t/m ²)	La largeur de voies	q_A (t/ml)
1 voie	1	0,933	0,9544	3,75	3,579
2 voies	1	0,933	0,9544	7,5	7,158

Tableau IV.4 : calcul de q_A

IV.2.2) Système de charges B :

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32 t).
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

IV.2.2.1- Surcharge B_c :

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

Désignation	Valeurs	Unité
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	carré de 0,25 m de côté	m
Surface d'impact d'une roue avant	carré de 0,20 m de côté	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 :** nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

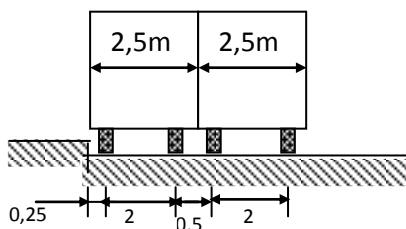


Fig. IV.4 : disposition transversalement

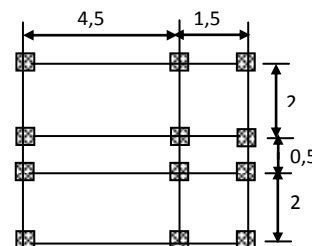


Fig. IV.5 : En plan

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

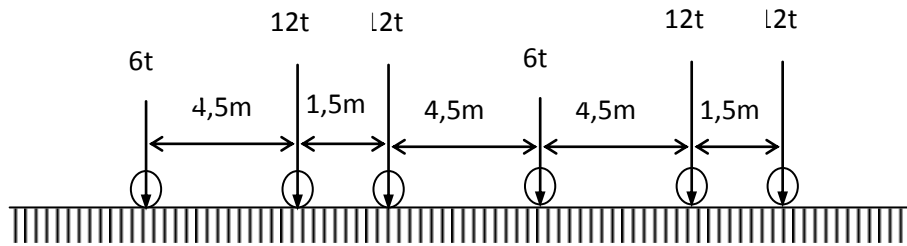


Fig. IV.6 : Longitudinalement

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 B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	>5
Classe du pont	1ere	1,20	1,1	0,95	0,8	0,7
	2eme	1,00	1,00	/	/	/
	3eme	1,00	0,8	/	/	/

Tableau IV.5 : Coefficient b_c

Notre pont est de la 1^{ère} classe avec 02 voies

Alors : $b_c = 1,10$

- **Calcul de S :** Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

$$S = 30 \times 2 \times 2 \times 1,10 = 132 \text{ t.}$$

- **Calcul des coefficients dynamiques :**

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

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

$L = 33,4 \text{ m}$: portée de travée.

G : La charge permanente.

$$G = 654,64 \text{ t/ml}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 654,64 / 132}$$

$\delta = 1,080$

Nombre de voies	b_c	Charge par essieu (t)		
1 voie	1,2	E.AV	1x6 x 1,20 x 1,080	7,776
		E.AR	2x6 x 1,20 x 1,080	15,552
2 voies	1,1	E.AV	12 x 1,10 x 1,080	14,256
		E.AR	24 x 1,10 x 1,080	28,512

Tableau. IV.6 : Récapitulatif charge b_c par voie

IV.2.2.2) Surcharge B_t :

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

Classe du pont	
Première classe	1,0
Deuxième classe	0,95

Tableau. IV.7 : caractéristique du système B_t

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.

Alors : $S_{BT} = 32 \times 2 = 64t$

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

Désignation	Valeur	Unité
Masse portée par chaque essieu	16	T
Distance des essieux	1,35	M
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	M

Tableau. IV.8 : des indices de système B_t

Donc : $S_{BT} = 64 \times 1,0 = 64,0t$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 654,64 / 64,0} = 1,066$$

$$\delta = 1,066$$

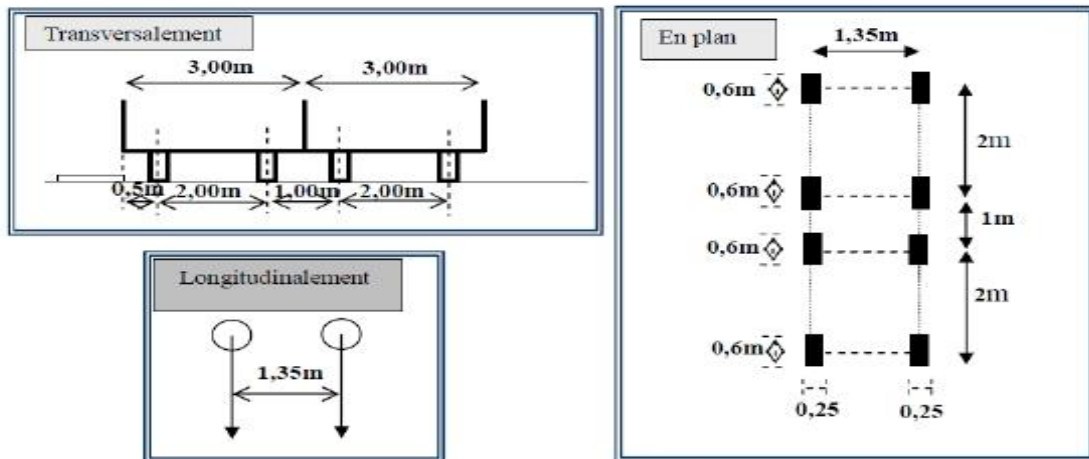


Fig. IV.7: caractéristique de système Bt

• Calcul des coefficients dynamiques :

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

Désignation	b _t	S	δ	Charge par essieu (t)	
Une file	1	32	1,059	16 x 1 x 1,059	16,94
Deux files	1	64	1,066	16 x 2 x 1 x 1,066	34,11

Tableau. IV.9: Charge (b_t) par essieu

IV.2.2.3- Surcharge **B_r**:

Le système **B_r** 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

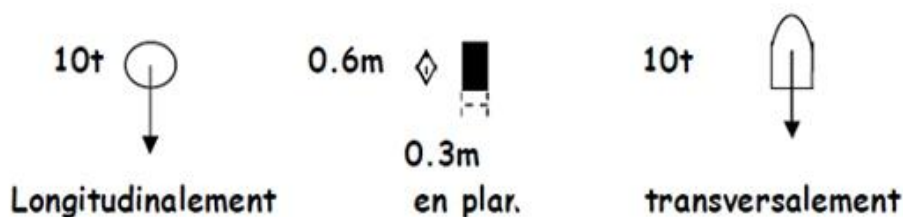


Fig. IV.8: caractéristique de système Br

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 654,64 / 10}$$

$$\delta = 1,054$$

IV.2.3) Surcharge militaire Mc120 :

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**

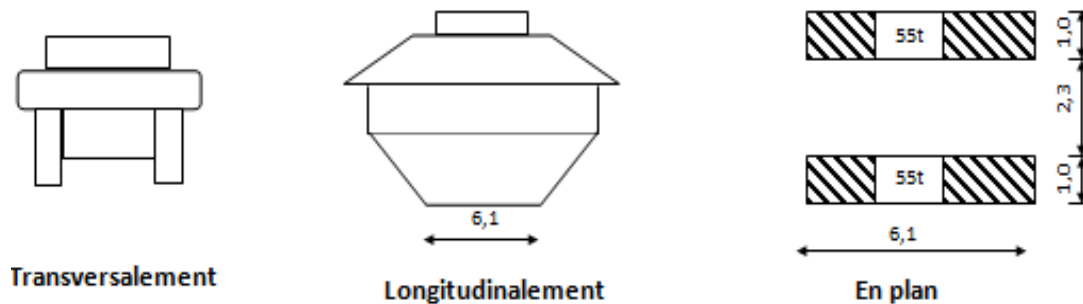


Fig. IV.9: caractéristique de système Mc120

•Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique.

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

$L = 33,4\text{m}$, $G = 654,64 \text{ t}$, $S = 110 \text{ t}$.

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{654,64}{110}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4}$$

$\delta = 1,076$

$P = 110 \times 1,076 = 118,36 \text{ t}$.

$P/\text{ml} = 118,36/6,10 = 19,40 \text{ t/ml}$

$M_{C120} = 19,40 \text{ t/ml}$

IV.2.4) Charges exceptionnelle :

IV.2.4.1) Convoi D₂₄₀ :

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

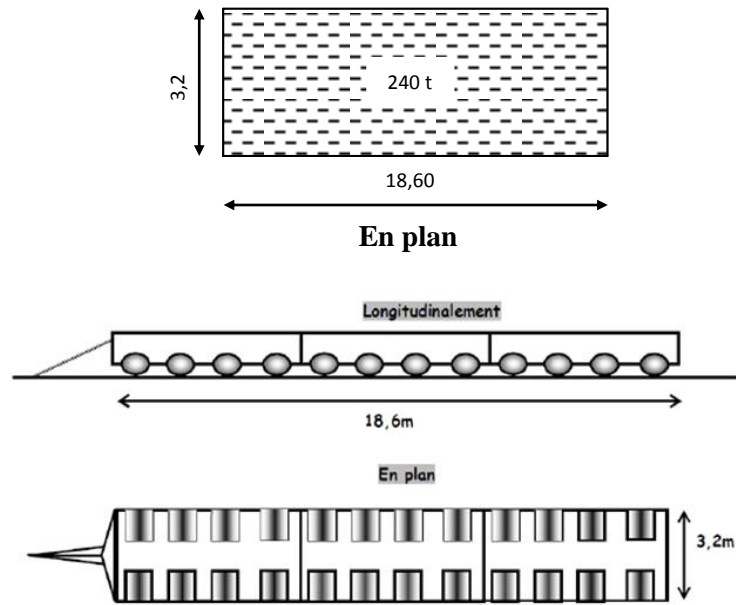


FIG. système D240



Fig. IV.10: caractéristique de système Bt

$$P = 240 \text{ t soit } P = \frac{P}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t / ml}$$

Largeur de 18,6 m

$$D_{240} = 12,90 \text{ t/ml}$$

IV.2.5) Surcharge sur trottoir :

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (selon le fascicule 61-titre II).

150 kg/m² pour la flexion longitudinale.

450 kg/m² pour la flexion locale.

Largeur du trottoir est 1,15 m

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- **Trottoir chargé : P1** = $0,150 \times 1,15 = 0,1725 \text{ t/ml}$
- **Deux Trottoir chargé : P2** = $2 \times 0,1725 = 0,345 \text{ t/ml}$

IV.3) Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges sont majorés par un coefficient dynamique δ . Il est calculé comme suit :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+\frac{4P}{S}}$$

Avec :

L : Longueur de l'élément en mètre.

P : Poids ou charge permanente.

S : Surcharge ou charge du système.

Calcul de δ pour la poutre :

$$L = 33,4\text{m}$$

$$G = 654,64\text{t/ml}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+\frac{4 \times 654,64}{132}} = 1,080$$

Calcul de δ pour la dalle : on calcul « L_1 » telle que :

$$L_1 = \max (L_r ; e \text{ (entre axes des poutres de rives)}).$$

$$L_1 = \max (7,5 ; 8,75) = 8,75 \text{ m}$$

$$L' = \min (L_1 ; \text{portée de la travée}) = (8,75 ; 33,40) = 8,75 \text{ m}$$

Donc, le poids total du tablier (P), (amorces, entretoises et chaussée uniquement) est :

$$P = \{0,334 + 0,077 + 5,25\} \times 8,75 = 49,53\text{t}$$

$$P = 49,53\text{t}.$$

Les valeurs du coefficient dynamique sont résumées dans le tableau ci-dessous :

		"P" (t)	"S" (t)	"L" (m)	δ
Système B	Poutre	654.64	B max = Bc = 132	33.40	1,080
	Dalle	49.53	B max = Bc = 66	8,75	1,295
Système M	Poutre	654.64	Mc 120 = 110	33.40	1,076
	Dalle	49.53	Mc 120 = 110	8,75	1,359

Tableau IV.10 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Chapitre 5

*- Répartition longitudinale
des efforts dans
les poutres -*

Introduction:

Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes (M, T) dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

V.1) Calcul des moments fléchissant longitudinaux:

V.1.1) moment engendré par les charge permanentes :

Poids total de tablier : $G = 654,64t$ (Page 27)

Poids total de tablier /ml : $gt = \frac{654,64}{33,4} = 19,60 t/ml$

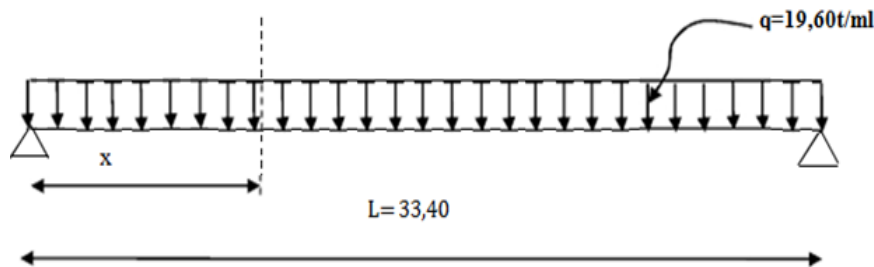


Fig. V.1: Répartition longitudinale de la charge permanente G

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance (x) de l'appui est donnée par la formule suivante : $M(x) = q \cdot x \cdot (L - x)/2$ (V-1)

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Section	0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)	0	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
M (t. m)	0	983,923	1749,198	2295,822	2623,797	2733,122

Tableau. V.1 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes

V.1.2) moment engendre par la surcharge A(l) :

$$A(L) = 954,41 \text{ kg/m}^2 = 0,9544 \text{ t/m}^2$$

$$q_A = n \times L_v \times A(L)$$

$n = 2$ Avec n : nombre de voies $L_v = 3,75\text{m}$ largeur d'une voie

q_A : la surcharge A par mètre linéaire

- Pour deux voies chargées : $q_A = 2 \times 3,75 \times 0,9544 = 7,158 \text{ t/ml}$

- Pour une voie chargée : $q_{A1} = 1 \times 3,75 \times 0,9544 = 3,579 \text{ t/ml}$

En tenant compte de la pente qui égale à 2,5%, soit un angle $\alpha = 1,432^\circ$. en multipliant la charge q_A par $\cos\alpha$ nous aurons :

- Pour deux voies chargées : $q_{A2} = 7,156 \text{ t/ml}$
- Pour une voie chargée : $q_{A1} = 3,578 \text{ t/ml}$

NB : On remarque que $q_A = 7,158 \text{ t/ml} \approx 7,156 \text{ t/ml}$ soit une différence de 0,002 alors la pente est négligeable dans notre calcul.

On prend : $q_A = 7,158 \text{ t/ml}$

Par la formule (V-1) précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau suivant :

Section		0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
Moment Mt (t.m)	1 voie chargée	0	179,66	319,40	419,22	479,11	499,07
	2voies chargée	0	359,33	638,81	838,44	958,22	998,14

Tableau. V.2: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A(L) »

V.1.3) Moment engendrés par les surcharges sur le trottoir :

1 seul trottoir : 0,1725 t

2 trottoirs : 0,345 t

Par la formule (V.1) précédente, on peut calculer les valeurs du moment fléchissant dans les différentes sections qui sont présentées dans le tableau suivant :

Section		0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
Moment Mt (t.m)	1seul trottoir	0	8,66	15,39	20,20	23,09	24,05
	2 trottoirs	0	17,32	30,78	40,41	46,18	48,10

Tableau. V.3: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir

V.1.4) Moments engendrés par les surcharges « Bc » :

On utilise le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Généralement; le maximum absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale

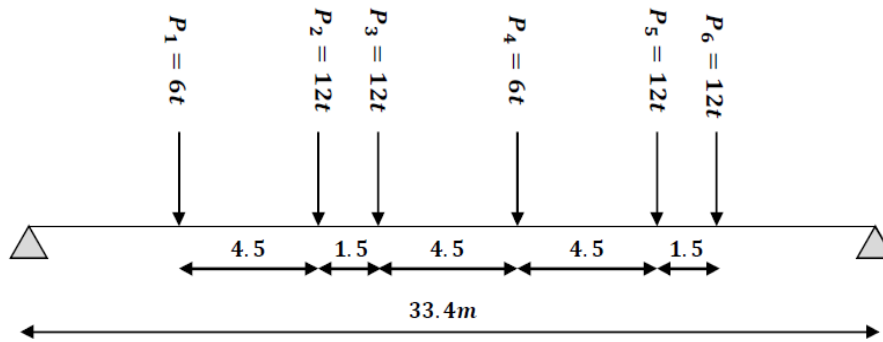


Fig. V.2: système « Bc » disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)

➤ Application de la Méthode de BARRE

• Section dangereuse :

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{K-1} P_i \leq R/2 \leq \sum_{i=1}^K P_i \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec : R : La résultante du système de charge.

P : Charge d'un essieu du camion.

$$R = 6 \times 2 + 12 \times 4 = 60t$$

Charges	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
valeurs (t)	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	0 ≤ 30 ≤ 6	6 ≤ 30 ≤ 18	18 ≤ 30 ≤ 30	30 ≤ 30 ≤ 36	36 ≤ 30 ≤ 48	48 ≤ 30 ≤ 60
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

Tableau. V.4: vérification de l'inégalité (V.2)

Résultat: la section dangereuse sera donnée soit par P₃ ou P₄.

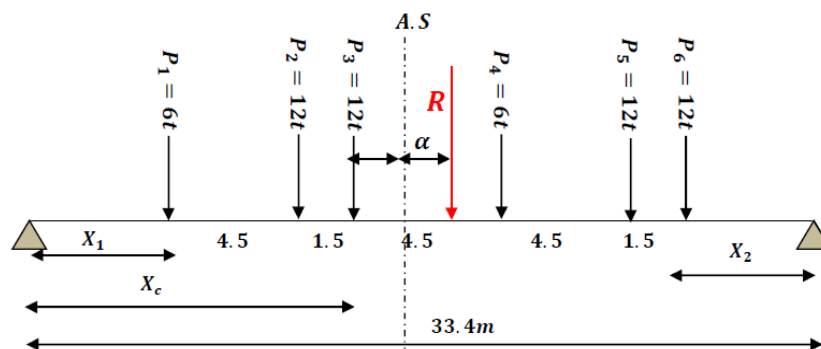


Fig. V.3 : recherche du moment maximal

- Calcul de la distance α:

$$\sum M/R = P_1 x(6 + 2\alpha) + P_2 (1,5 + 2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - P_4 (4,5 - 2\alpha) - P_5 (9 - 2\alpha) - P_6(10,5 - 2\alpha) = 0$$

$$36 + 12\alpha + 18 + 24\alpha + 24\alpha - 27 + 12\alpha - 108 + 24\alpha - 126 + 24\alpha = 0$$

$$\alpha = 1,725 \text{ m}$$

$$X1 = 16,7 - (1,725 + 1,5 + 4,5) = 8,975\text{m}$$

$$X2 = 33,4 - (8,975 + 4,5 - 1,5 - 4,5 - 4,5 - 1,5) = 7,925\text{m}$$

• **Le moment sous P₃ :**

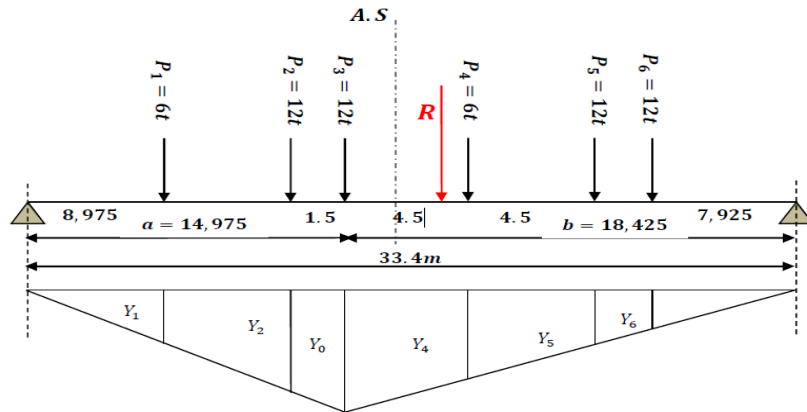


Fig. V.4: ligne d’influence du moment sous P₃

D’après la similitude des triangles semblables :

La valeur de Y₀ est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) X$$

$$Y_0 = \left(\frac{33,4-14,975}{33,4}\right) \times 14,975 = 8,26\text{m}$$

$$0 \leq X \leq 14,975\text{m}$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{8,26}{14,975} X_i$$

$$14,975\text{m} \leq X \leq 33,40\text{m}$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{8,26}{18,425} X_i$$

Y _i	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur(m)	4,95	7,43	8,26	6,24	4,22	3,55

Tableau. V.5 : lignes d’influence du moment sous P₃

Le moment max sous P₃ est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i \dots\dots\dots(V.3)$$

$$M_{\max} = [6(4,95 + 6,24) + 12 (7,43 + 8,26 + 4,22 + 3,55)] = 348,66 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 348,66 \text{ t.m}$$

• **Le moment sous P₄ :**

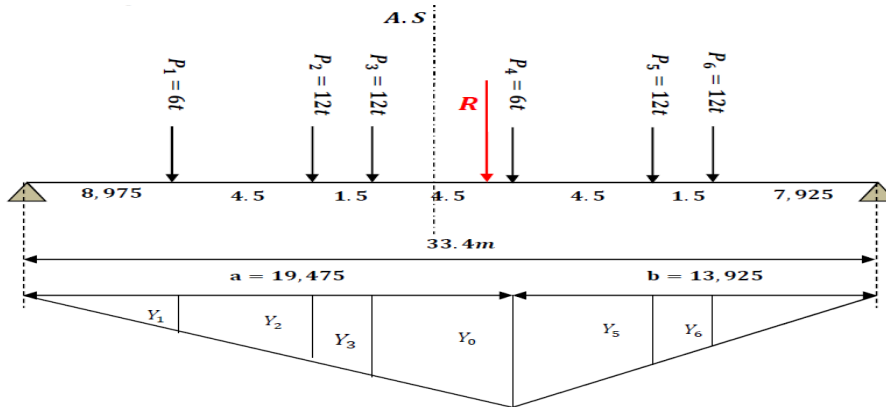


Fig. V.5: lignes d'influences sous P₄

La valeur de Y₀ est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) X$$

$$Y_0 = \left(\frac{33,4-19,475}{33,4}\right) \times 19,475 = 8,12m$$

$$0 \leq X \leq 19,475m \quad Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{8,12}{19,475} X_i$$

$$19,975m \leq X \leq 33,40m \quad Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{8,12}{13,925} X_i$$

Y _i	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur(m)	3,74	5,62	6,24	8,12	5,49	4,62

Tableau. V.6 : .lignes d'influence du moment sous P₄

Le moment max sous P₄ est donné par la formule (V.3) :

$$M_{\max} = [6(3,74 + 8,12) + 12(5,62 + 6,24 + 5,49 + 4,62)]$$

$$M_{\max} = 334,8 \text{ t. m}$$

Conclusion :

Le moment max M_{max} = 348,66 t. m se produit sous P₃ = 12T au droit de la section (c) avec :

$$X_c = 14,975m$$

Remarque : ce calcul est fait pour une seule voie, alors pour deux voies M_{max} = 697,32 t. m

• **Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :**

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant au niveau de (C), cette charge doit vérifier les 'intégralités suivantes :

$$\frac{\sum_{i=1}^j P_i}{a} \geq \frac{\sum_{i=j+1}^n P_i}{b} ; \quad \frac{\sum_{i=1}^{j-1} P_i}{a} \leq \frac{\sum_{i=j}^n P_i}{b}$$

Exemple de calcul :

a) **X = 0,1L** : a = 3,34m

B= 30,06m

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{3,34} \geq \frac{54}{30,06}$	$\frac{18}{3,34} \geq \frac{42}{30,06}$	$\frac{30}{3,34} \geq \frac{30}{30,06}$	$\frac{36}{3,34} \geq \frac{24}{30,06}$	$\frac{48}{3,34} \geq \frac{12}{30,06}$	$\frac{60}{3,34} \geq \frac{0}{30,06}$
Condition 2	$\frac{0}{3,34} \leq \frac{60}{30,06}$	$\frac{6}{3,34} \geq \frac{54}{30,06}$	$\frac{18}{3,34} \geq \frac{42}{30,06}$	$\frac{30}{3,34} \geq \frac{30}{30,06}$	$\frac{36}{3,34} \geq \frac{24}{30,06}$	$\frac{48}{3,34} \geq \frac{12}{30,06}$
Résultat	Oui	Oui	Non	Non	Non	Non

Tableau. V.7: recherche de la section dangereuse S

D’après ce tableau, constate que c’est les charges P₁ et P₂ qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0,1L).

- **Calcul du moment sous P₁ à (x = 0.1L) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 3,34}{33,4}\right) 3,34 = 3,006m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$\begin{cases} 0 \leq X \leq 3,34 & Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = 0,9X_i \\ 3,34 \leq X \leq 33,4 & Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = 0,1X_i \end{cases}$$

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	3,006	2,556	2,406	1,956	1,506	1,356

Tableau. V.8 : Lignes d’influences du moment sous P₁

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{max} (P_1) = 6(3,006 + 1,956) + 12(2,556 + 2,406 + 1,506 + 1,356) = 123,66 \text{ t. m}$$

- **Calcul du moment sous P₂ à (x = 0.1L) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 3,34}{33,4}\right) 3,34 = 3,006m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$\begin{cases} 0 \leq X \leq 3,34 & Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = 0,9X_i \\ 3,34 \leq X \leq 33,4 & Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = 0,1X_i \end{cases}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	0,000	3,006	2,856	2,406	1,956	1,806

Tableau. V.9: Lignes d'influences du moment sous P₂

Le moment max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{max}(P_2) = 6(0 + 2,406) + 12(3,006 + 2,856 + 1,956 + 1,806) = 129,924 \text{ t.m}$$

Donc: $M_{max} = \max(123,66, 129,924) = 129,924 \text{ t.m}$

b) $X = 0,2L$: a = 6,68m B = 26,72m

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{6,68} \geq \frac{54}{26,72}$	$\frac{18}{6,68} \geq \frac{42}{26,72}$	$\frac{30}{6,68} \geq \frac{30}{26,72}$	$\frac{36}{6,68} \geq \frac{24}{26,72}$	$\frac{48}{6,68} \geq \frac{12}{26,72}$	$\frac{60}{6,68} \geq \frac{0}{26,72}$
Condition 2	$\frac{0}{6,68} \leq \frac{60}{26,72}$	$\frac{6}{6,68} \geq \frac{54}{26,72}$	$\frac{18}{6,68} \geq \frac{42}{26,72}$	$\frac{30}{6,68} \geq \frac{30}{26,72}$	$\frac{36}{6,68} \geq \frac{24}{26,72}$	$\frac{48}{6,68} \geq \frac{12}{26,72}$
Résultat	Non	Oui	Non	Non	Non	Non

Tableau. V.10: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P₂ qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0,2L).

- Calcul du moment sous P₂ à (x = 0.2L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 6,68}{33,4}\right) 6,68 = 5,344\text{m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$0 \leq X \leq 6,68 \quad Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = 0,8X_i$$

$$6,68 \leq X \leq 33,4 \quad Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = 0,2X_i$$

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	1,744	5,344	5,044	4,144	3,244	2,944

Tableau. V.11: Lignes d'influences du moment sous P₂

Le moment Max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max} (P_1) = 6(1,744 + 4,144) + 12(5,344 + 5,044 + 4,144 + 2,944) = 234,24 \text{ t.m}$$

c) **X = 0,3L**: a = 10,02m B= 23,38m

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{10,02} \geq \frac{54}{23,38}$	$\frac{18}{10,02} \geq \frac{42}{23,38}$	$\frac{30}{10,02} \geq \frac{30}{23,38}$	$\frac{36}{10,02} \geq \frac{24}{23,38}$	$\frac{48}{10,02} \geq \frac{12}{23,38}$	$\frac{60}{10,02} \geq \frac{0}{23,38}$
Condition 2	$\frac{0}{10,02} \leq \frac{60}{23,38}$	$\frac{6}{10,02} \geq \frac{54}{23,38}$	$\frac{18}{10,02} \geq \frac{42}{23,38}$	$\frac{30}{10,02} \geq \frac{30}{23,38}$	$\frac{36}{10,02} \geq \frac{24}{23,38}$	$\frac{48}{10,02} \geq \frac{12}{23,38}$
Résultat	Non	Oui	Oui	Non	Non	Non

Tableau. V.12: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P₂ et P₃ qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 3L).

- Calcul du moment sous P₂ à (x = 0.3L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c} \right) X_c = \left(\frac{33,4 - 10,02}{33,4} \right) 10,02 = 7,014 \text{ m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	3,864	7,014	6,564	5,214	3,864	3,414

Tableau. V.13: Lignes d'influences du moment sous P₂

Le moment max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max} (P_2) = 6(3,864 + 5,214) + 12(7,014 + 6,564 + 3,864 + 3,414)$$

$$M_{\max} (P_2) = 304,74 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment sous P₃ à (x = 0.3L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c} \right) X_c = \left(\frac{33,4 - 10,02}{33,4} \right) 10,02 = 7,014 \text{ m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	2,814	5,964	7,014	5,664	4,314	3,864

Tableau. V.14: Lignes d'influences du moment sous P₃

Le moment max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max}(P_3) = 6(2,814 + 5,664) + 12(5,964 + 7,014 + 4,314 + 3,864) = 304,74 \text{ t.m}$$

Donc: $M_{\max} = \max(304,74, 304,74) = 304,74 \text{ t.m}$

d) $X = 0,4L$: a = 13,36m B= 20,04m

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{13,36} \geq \frac{54}{20,04}$	$\frac{18}{13,36} \geq \frac{42}{20,04}$	$\frac{30}{13,36} \geq \frac{30}{20,04}$	$\frac{36}{13,36} \geq \frac{24}{20,04}$	$\frac{48}{13,36} \geq \frac{12}{20,04}$	$\frac{60}{13,36} \geq \frac{0}{20,04}$
Condition 2	$\frac{0}{13,36} \leq \frac{60}{20,04}$	$\frac{6}{13,36} \geq \frac{54}{20,04}$	$\frac{18}{13,36} \geq \frac{42}{20,04}$	$\frac{30}{13,36} \geq \frac{30}{20,04}$	$\frac{36}{13,36} \geq \frac{24}{20,04}$	$\frac{48}{13,36} \geq \frac{12}{20,04}$
Résultat	Non	Oui	Oui	Non	Non	Non

Tableau. V.15: recherche de la section dangereuse S

D’après ce tableau, constate que c’est la charge P₃ qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0, 4L).

- Calcul du moment sous P₃ à (x = 0.4L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 13,36}{33,4}\right) 13,36 = 8,016\text{m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	4,416	7,116	8,016	6,216	4,416	3,816

Tableau. V.16: Lignes d’influences du moment sous P₃

Le moment max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max}(P_3) = 6(4,416 + 6,216) + 12(7,116 + 8,016 + 4,416 + 3,816) = 344,16 \text{ t.m}$$

d) $X = 0,5L$: a = 16,7m B= 16,7m

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{16,7} \geq \frac{54}{16,7}$	$\frac{18}{16,7} \geq \frac{42}{16,7}$	$\frac{30}{16,7} \geq \frac{30}{16,7}$	$\frac{36}{16,7} \geq \frac{24}{16,7}$	$\frac{48}{16,7} \geq \frac{12}{16,7}$	$\frac{60}{16,7} \geq \frac{0}{16,7}$
Condition 2	$\frac{0}{16,7} \leq \frac{60}{16,7}$	$\frac{6}{16,7} \geq \frac{54}{16,7}$	$\frac{18}{16,7} \geq \frac{42}{16,7}$	$\frac{30}{16,7} \geq \frac{30}{16,7}$	$\frac{36}{16,7} \geq \frac{24}{16,7}$	$\frac{48}{16,7} \geq \frac{12}{16,7}$
Résultat	Non	Oui	Oui	Oui	Non	Non

Tableau. V.17: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P_3 et P_4 qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 4L).

- **Calcul du moment sous P_3 à ($x = 0.5L$) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 16,7}{33,4}\right) 16,7 = 8,35\text{m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	5,35	7,60	8,35	6,10	3,85	3,10

Tableau. V.18: Lignes d'influences du moment sous P_3

Le moment max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max}(P_3) = 6(5,35 + 6,10) + 12(7,60 + 8,35 + 3,85 + 3,1)$$

$$M_{\max}(P_3) = 343,5 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment sous P_4 à ($x = 0.5L$) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L_c - X_c}{L_c}\right) X_c = \left(\frac{33,4 - 16,7}{33,4}\right) 16,7 = 8,35\text{m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

y	y ₀	y ₂	y ₃	y ₄	y ₅	y ₆
Valeur	3,1	5,35	6,1	8,35	6,1	5,35

Tableau. V.19: Lignes d'influences du moment sous P_4

Le moment max est de : $M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$

$$M_{\max}(P_4) = 6(3,1 + 8,35) + 12(5,35 + 6,10 + 6,10 + 5,35) = 343,5 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } M_{\max} = \max(343,5, 343,5) = 343,5 \text{ t.m}$$

➤ **Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :**

$$M = \delta_p \times b_c \times M_{\max}$$

$b_c = 1,1$ coefficient de pondération pour les deux convois

δ : coefficient dynamique de la poutre.

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

Avec : $P = 654,64$; $S = 132$; $L = 33,4m$ $\delta = 1,080$

Les résultats des moments sous différents sections :

M(t.m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	Non corrigé	0	129,924	234,24	304,74	344,16	343,50
	b_c	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	δ	1,080	1,080	1,080	1,080	1,080	1,080
	1 convoi	0,00	154,349	278,277	362,031	408,862	408,078
	2 convois	0,00	308,699	556,554	724,062	817,724	816,156

Tableau. V.20: Moments de la surcharge B_c dans les différentes sections

V.1.5) Les moments engendrés par les surcharges « Bt » :

Pour les ponts supportant au moins deux types deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t. La section dangereuse peut être obtenue sous P_1 ou P_2 .

$$P_1 = P_2 = 8t \Rightarrow R = \sum_{i=1}^2 P_i = 16t$$

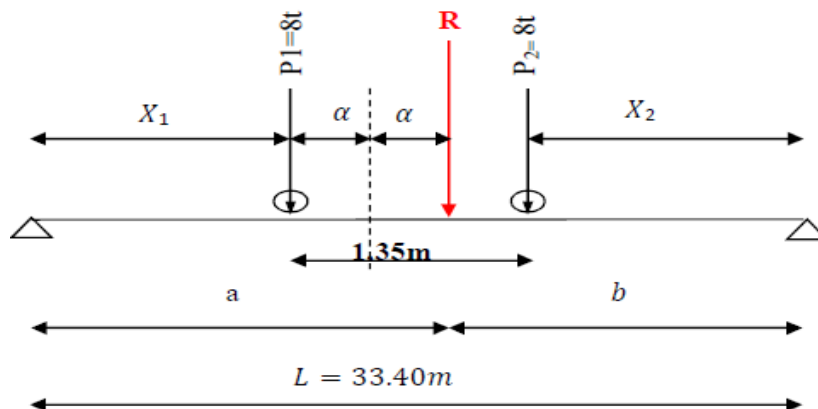


Fig. V.6: Chargement type sous un tandem (système Bt)

$$\Sigma M/R = 0$$

$$8(2\alpha) - 8(1,35 - 2\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{10,80}{32} = 0,3375m$$

Calcul de X_1 et X_2 :

$$X_1 = \frac{33,4}{2} - \alpha = 16,3625m$$

$$X_2 = \frac{33,4}{2} - (1,35 - 0,3375) = 15,6875$$

$$a = 33,4/2 + \alpha = 17,0375 m.$$

$$b = 33,4/2 - \alpha = 16,3625 m$$

- **Calcul du moment max. sous P₁:**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) X$$

$$Y_0 = \left(\frac{33,4-16,3625}{33,4}\right) \times 16,3625 = 8,347\text{m}$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{8,347}{17,0375} \times 15,6875 = 7,685\text{m.}$$

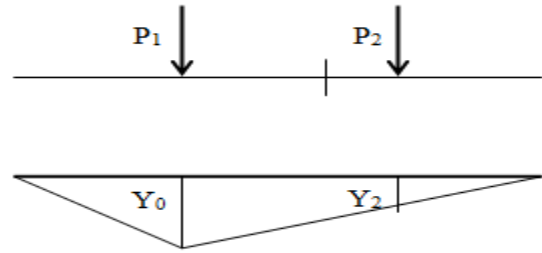


Fig. V.7: moment max. sous P₁

Y _i	Y ₀	Y ₂
Valeur(m)	8,347	7,685

Tableau. V21: lignes d'influence du moment sous P₁

$$M_{\max} = n \sum_{i=1}^2 P_i y_i$$

$$M_{\max} = 2 \times 8 (8,347 + 7,685) = 256,512 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment max. sous P₂:**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) X$$

$$Y_0 = \left(\frac{33,4-17,7125}{33,4}\right) \times 17,7125 = 8,319\text{m}$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{8,319}{17,7125} \times 16,3625 = 7,685\text{m.}$$

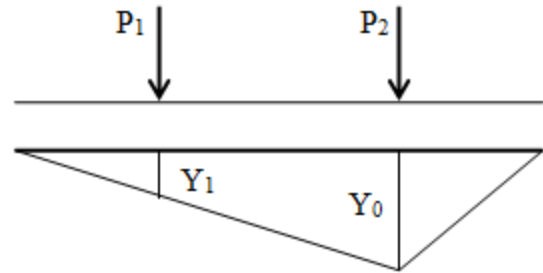


Fig. V.8: moment max. sous P₂

Y _i	Y ₁	Y ₀
Valeur(m)	7,685	8,319

Tableau. V22: lignes d'influence du moment sous P₂

$$M_{\max} = n \sum_{i=1}^2 P_i y_i$$

$$M_{\max} = 2 \times 8 (8,319 + 7,685) = 256,064 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 256,064 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = \max (256,512, 256,064) = 256,512 \text{ t. m}$$

Le moment max. est engendré sous la charge P₁ avec une valeur de 256,512 t. m

Pour un tandem, M_{max} = 256,512 t. m

Pour deux tandem, M_{max} = 2 x 256,512 = 513,024 t. m

Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur bt et le coefficient dynamique δ
δ = 1,069

Notre pont est de 1ere classe => bt = 1,0.

Pour un tandem, M_{max} = 256,512 x 1 x 1,069 = 274,111 t. m

Pour deux tandem, $M_{\max} = 513,024 \times 1 \times 1,069 = 548,423 \text{ t. m}$

De la même façon, on procède pour les autres sections de la travée. Les valeurs du moment dans chacune sont :

Les résultats des moments sous différents sections :

M (t. m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	Non corrigé	0	94,032	166,69	217,968	247,872	256,40
	B_t	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	δ	1,069	1,069	1,069	1,069	1,069	1,069
	1 tandem	0,00	100,52	178,19	233,01	264,975	274,092
	2 tandems	0,00	201,04	356,38	466,02	529,95	548,184

Tableau. V.23 : Moments des surcharges B_t dans les différentes sections

V.1.6) Moment engendré par les surcharges Mc 120 :

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.

De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

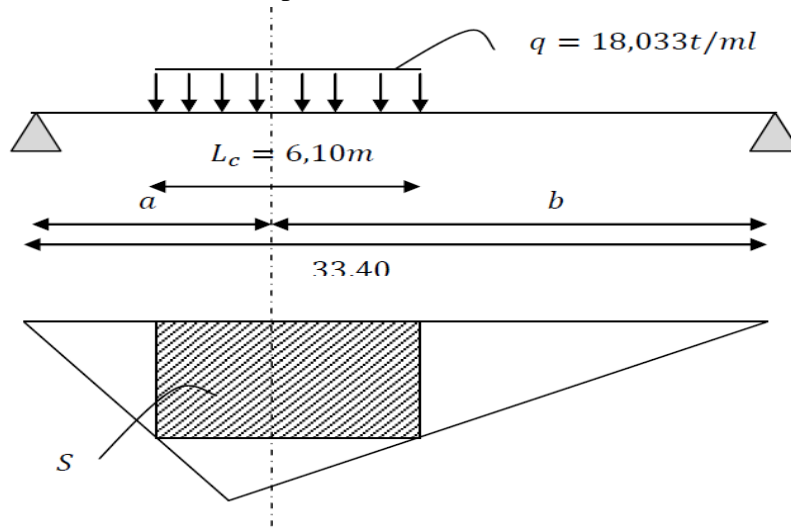


Fig. V.9: Position de Mc120

Le convoi Mc 120 comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN

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

Exemple pour $X = 0,1L$: $a = 3,34\text{m}$ $b = 30,06\text{m}$

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

Avec : $S = \frac{a \times b}{L} \cdot Lc \cdot \left(1 - \frac{Lc}{2L}\right) = 16,66 \text{ m}^2$

=> $M_{\max} = 300,47 \text{ t.m}$

- Calcul du coefficient de majoration dynamique :

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

L : longueur de l'élément => L = 33,4m

P : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinal, P = 654,64 t

S : la charge du système considéré => S = 110 t

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{654,64}{110}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,40} = 1,076$$

De la même méthode, on calcul le moment max pour les autres sections :

	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M (t. m)	δ	1,076	1,076	1,076	1,076	1,076	1,076
	Non corrigé	0	300,47	534,47	701,09	801,24	834,63
	corrigé	0	323,30	574,76	754,37	862,13	898,06

Tableau. V.24 : Moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections

V.1.7). Moment engendré par les surcharges D 240 :

$q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$

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

Avec : $S = \frac{a \times b}{L} \cdot Lc \cdot \left(1 - \frac{Lc}{2L}\right)$

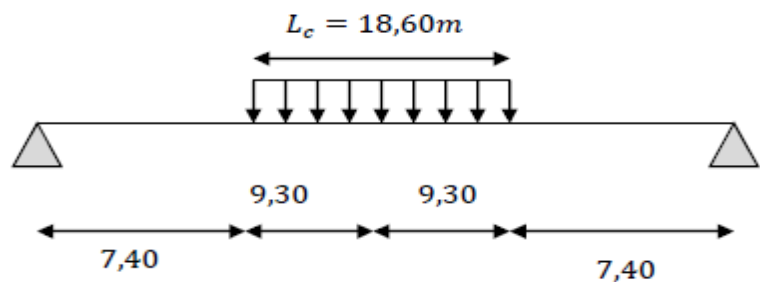


Fig. V.10 : position de D240 sur la travée

On procède de la même manière que la surcharge Mc 120 pour déterminer les moments dans les différentes sections.

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
Abscisse	0	3,34	6,68	10,02	13,36	16,70
M(t.m)	0	520,55	925,42	1214,62	1388,14	1446,00

Tableau. V.25 : Moment des surcharges D240 dans les différentes sections

V.2) calcul des efforts tranchants :

V.2.1) efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

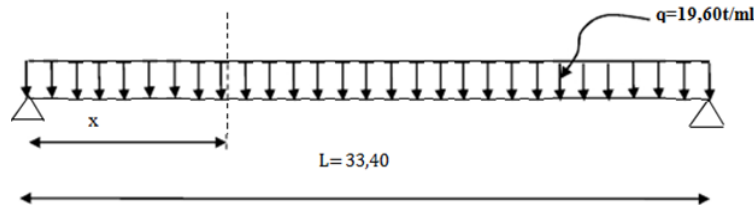


Fig. V.11 : Schéma statique d'une poutre

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(x) = q \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Avec : q = 19,60 t/ml

$$T(x) = 19,6 (16,7 - x)$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci après :

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
X (m)	0	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
T(t)	327,32	261,856	196,392	130,928	65,464	0

Tableau. V.26: effort tranchant dans les différentes sections sous G

V.2.2) Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

Nous utilisons les lignes d'influences, sachant que l'effort tranchant maximal est obtenu on chargeant la partie de la poutre située entre le point C et l'appui le plus éloigné.

$$T = q \cdot \Omega = q \cdot \frac{b^2}{2L}$$

Exemple de calcul x = 0,0L :

$$a = 0.0m \quad b = 33.4m$$

$$A(L) = 1 \cdot 0.933 \cdot \left(230 + \frac{36000}{33,4+12}\right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,9544 \text{ t/m}^2$$

$$q = A \times V$$

$$q = 0,9544 \times 3,75 = 3,579 \text{ t/m}$$

$$T_{\max} = 3,759 \times \left(\frac{33,4}{2}\right)^2 \times 33,40 = 59,77t$$

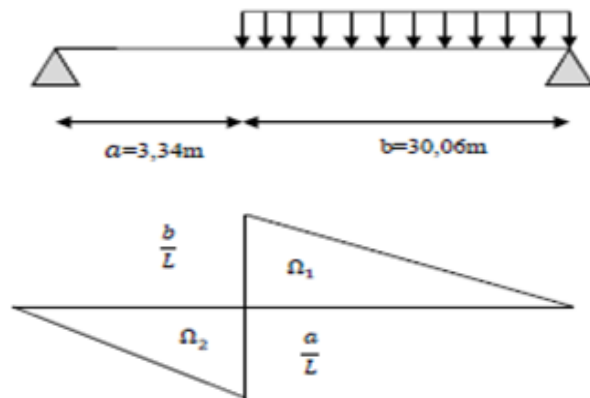


Fig. V.12: Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L

Pour deux voies chargées :

T max = 119,54t

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
T (t)	X (m)	0,00	3,34	6,68	10,02	13,68	16,7
	q (t/ml)	3,579	3,799	4,058	4,365	4,736	5,193
	01 voie	59,77	51,40	43,37	35,72	28,47	21,68
	02 voies	119,54	102,80	86,74	71,43	56,94	43,36

Tableau. V.27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L)

V.2.3)) efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence

- 1 trottoir chargé q = 0,1725 t/ml
- 2 trottoirs chargés q = 0,345 t/ml

$$T = \frac{q}{2.L} (b)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
T (t)	X (m)	0,00	3,34	6,68	10,02	13,68	16,7
	1 trottoir chargé	2,88	2,33	1,84	1,41	1,04	0,72
	2 trottoirs chargés	5,76	4,66	3,68	2,82	2,08	1,44

Tableau. V.28: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs

V.2.4) .Les efforts tranchants engendré par Bc :

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section X = 0.0L

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i \times I_i) \quad \text{Avec : } I_i = I_6 \cdot X_i / L$$

$$I_6 = \frac{b}{L}$$

Exemple de calcul :

Section 0,0L :

a = 0,00m

b = 33,4m

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{33,4}{33,4} = 1$$

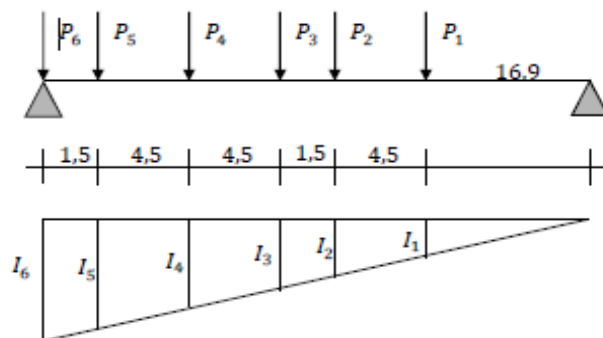


Fig. V.13: Position du système Bc donnant T max à 0 ,0L

I _i	I ₆	I ₅	I ₄	I ₃	I ₂	I ₁
Valeurs (m)	1	0,95	0,82	0,68	0,64	0,50

Tableau. V.29: lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0 L

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0,00	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
T (t) 1 convoi	47,16	41,16	35,16	29,16	23,16	17,16
T (t) 2 convois	94,32	82,32	70,32	58,32	46,32	34,32

Tableau. V.30: efforts tranchants dus à la surcharge Bc dans les différentes sections

V.2.5) effort tranchants engendré par la surcharge Bt :

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule suivante :

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i \times I_i)$$

Exemple de calcul :

X = 0,1L:

a = 3,34m b = 30,06m

I₁ = b/l = 0,9

I₂ = 0,859

T max = 16 (0,9 + 0,859) = 28,15t

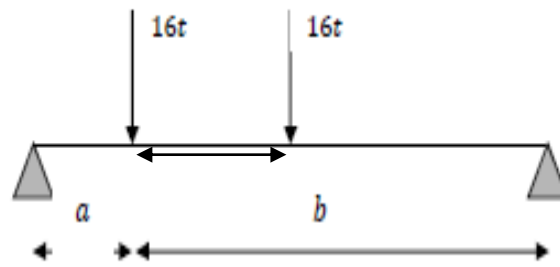


Fig. V.14: surcharge Bt

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0,00	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
T (t) 1 tandem	31,35	28,15	24,95	21,75	18,55	15,35
T (t) 2 tandems	62,70	56,30	49,90	43,50	37,10	30,70

Tableau. V.31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

1.6) efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode RDM :

Exemple X = 0,0L

a = 0,0m b = 33,4m

q = 110/6,1 = 18,033t/ml

$$\sum M/B = R_A.L - q \times 6,1(b - 6,1/2) = 0$$

$$R_A = T \text{ max} = 99,95t$$

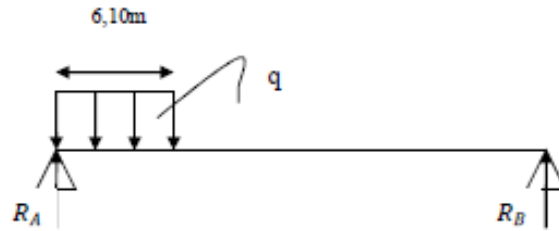


Fig. V.15: surcharge Mc120

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a	0,00	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
T (t)	99,95	88,95	77,95	66,95	55,95	44,95

Tableau. V.32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120 :

1.6) Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:

Avec la méthode utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant du à la surcharge D240 :

Exemple de calcul :

$$X = 0,0L :$$

$$\sum M/B = R_A.L - q \times 18,6(b - 18,6/2) = 0$$

$$R_A = T \text{ max} = 173,17t$$

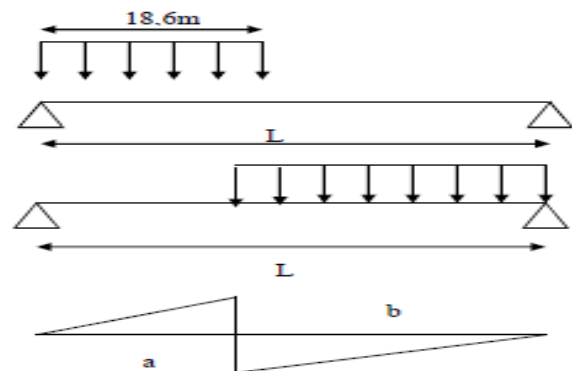


Fig. V.15: surcharge Mc120

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a	0,00	3,34	6,68	10,02	13,36	16,7
T (t)	173,17	149,17	125,17	101,17	77,17	53,17

Tableau. V.33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240 :

Les résultats des moments et efforts tranchant dans les différentes sections sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	N ^{bre} de voies chargées	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
		effort						
G		M (t. m)	0	983,923	1749,198	2295,822	2623,797	2733,122
		T(t)	327,32	261,856	196,392	130,928	65,464	0
A(l)	1 voie chargée	M (t. m)	0	179,66	319,40	419,22	479,11	499,07
		T(t)	59,77	51,40	43,37	35,72	28,47	21,68
	2 voies chargées	M (t. m)	0	359,33	638,81	838,44	958,22	998,14
		T(t)	119,54	102,80	86,74	71,43	56,94	43,36
Trottoirs	1 seul trottoir	M (t. m)	0	8,66	15,39	20,20	23,09	24,05
		T(t)	2,88	2,33	1,84	1,41	1,04	0,72
	2 trottoirs	M (t. m)	0	17,32	30,78	40,41	46,18	48,10
		T(t)	5,76	4,66	3,68	2,82	2,08	1,44
Bc	01 convoi	M (t. m)	0,00	154,349	278,277	362,031	408,862	408,078
		T(t)	47,16	41,16	35,16	29,16	23,16	17,16
	2 convois	M (t. m)	0,00	308,699	556,554	724,062	817,724	816,156
		T(t)	94,32	82,32	70,32	58,32	46,32	34,32
Bt	1 Tandem	M (t. m)	0,00	100,52	178,19	233,01	264,975	274,092
		T(t)	31,35	28,15	24,95	21,75	18,55	15,35
	2 tandem	M (t. m)	0,00	201,04	356,38	466,02	529,95	548,184
		T(t)	62,70	56,30	49,90	43,50	37,10	30,70
Mc 120		M (t. m)	0	323,30	574,76	754,37	862,13	898,06
		T(t)	99,95	88,95	77,95	66,95	55,95	44,95
D 240		M (t. m)	0	520,55	925,42	1214,62	1388,14	1446,00
		T(t)	173,17	149,17	125,17	101,17	77,17	53,17

Tableau. IV.34: récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre

Chapitre 6

- *Répartition transversale
des efforts dans
les poutres -*

VI.1) Flexibilité de l'entretoisement :

La méthode utilisée pour calculer des efforts transversaux est celle de **GUYON-MASSONET** ou **J. COURBON**.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend du coefficient de flexibilité de l'entretoisement (r), celui-ci est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{n}{2} \times \frac{b_1}{L} \times \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec :

n : Nombres de poutres principales

b_1 : entre axes des poutres principales.

L : portée des poutres principales.

I_p : moment d'inertie d'une poutre principale.

I_E : moment d'inertie d'une entretoise.

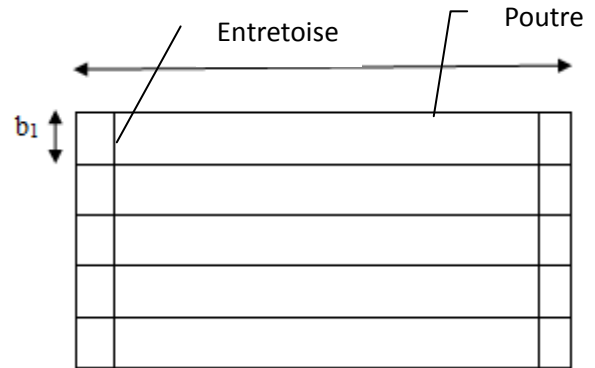


Fig.VI.1 : tablier de pont

- **Si ($r < 0,3$)** : On utilise la méthode de **J. COURBON**, qui considère le tablier infiniment rigide, donc ne tient pas compte des déformations des entretoises (ne tient pas compte de la résistance du tablier).

- **Si ($r \geq 0,3$)** : On utilise la méthode de **GUYON-MASSONNET** qui prend en compte l'effet de la résistance à la torsion du tablier.

Dans notre cas, il n'y a pas d'entretoises intermédiaires, donc c'est le hourdis qui joue leur rôle.

Calcul de (r) :

$n = 6$ poutres.

$b_1 = 1,75$ m.

$L = 33,4$ m

Moment d'inertie d'entretoise :

Dans notre cas, c'est le hourdis qui joue le rôle de l'entretoise.

Pour une bande de 1mètre :

$$I_E = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66\,666,67 \text{ cm}^4$$

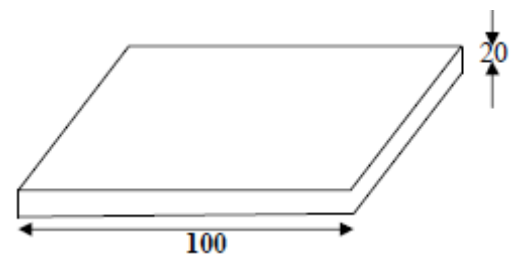


Fig.VI.2 : hourdis (bande de 1mètre)

Moment d'inertie équivalente d'une poutre :

Nos poutres ont des sections variables le long de leurs portées. On calcule leur inertie moyenne avec la relation suivante :

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

I_0 : Moment d'inertie net de la section d'about + dalle.

I_M : Moment d'inertie net de la section médiane + dalle.

a) Poutre de rive :

$$I_0 = 40039784.96 \text{ cm}^4.$$

$$I_M = 35701458.28 \text{ cm}^4.$$

$$I_{m1} = 40039784.96 + (35701458.28 - 40039784.96) \times \frac{8}{3 \cdot \pi} = 36355431,09 \text{ cm}^4$$

b) Poutre intermédiaire :

$$I_0 = 40039784.96 \text{ cm}^4.$$

$$I_M = 34299435.41 \text{ cm}^4.$$

$$I_{m2} = 40039784.96 + (35701458.28 - 40039784.96) \times \frac{8}{3 \cdot \pi} = 36355431,09 \text{ cm}^4$$

Donc, l'inertie moyenne d'une poutre est :

$$I_p = \frac{2 \cdot I_{m1} + 4 \cdot I_{m2}}{6} = 36355431,09 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } r = \frac{6}{2} \times \frac{1,75}{33,4} \times \sqrt[4]{\frac{36355431,09}{66\,666,67}} = 0,75$$

$r = 0,752 > 0,3 \Rightarrow$ on utilise la méthode de **GUYON-MASSONNET**.

VI.2 : Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET.

Elle consiste à remplacer la structure réelle discontinue par une structure fictive continue, ayant pour rigidité en flexion et en torsion, les valeurs moyennes des rigidités dans la structure réelles. La structure fictive ainsi constituée se présente comme une dalle orthotrope, car elle présente des rigidités différentes dans les deux sens (ox , oy), et possède deux bords libres dans le sens transversal et deux bords simplement appuyés dans le sens longitudinal.

On peut analyser, d'une manière approchée, les effets de la répartition transversale des charges, en admettant que cette dernière est la même que si la distribution des charges, selon l'axe du pont, était sinusoïdale est de forme :

$$P(x) = P_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad ; \quad P_1 : \text{Valeur constante du chargement.}$$

Cette méthode consiste à tracer, pour chaque effort interne, les lignes d'influences de son coefficient de répartition transversale, et cela pour les différentes excentricités de la charge, et pour 05 sections de la largeur du pont.

$$e = \left\{ \pm b ; \pm \frac{3b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; 0 \right\}. \quad y = \left\{ + b ; + \frac{3b}{4} ; + \frac{b}{2} ; + \frac{b}{4} ; 0 \right\}.$$

On calcule les lignes d'influences pour les différentes excentricités et on retient les plus grandes valeurs des coefficients correspondants.

VI.2.1 : Calcul des paramètres de torsion et d'entretoisement :

$$P_{(x,y)} = \rho_P \cdot \frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta x^4} + (\gamma_P + \gamma_E) \cdot \frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta x^2 \cdot \delta y^2} + \rho_E \cdot \frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta y^4}$$

L'équation de la déformée du pont est la suivante :

$$P_{(x,y)} = \rho_P \cdot \frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta x^4} + 2 \alpha \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E} \cdot \left(\frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta x^2 \cdot \delta y^2} \right) + \rho_E \cdot \frac{\delta^4 \cdot w_{(x,y)}}{\delta y^4}$$

On déduit l'équation suivante :

$$2 \alpha \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E} = (\gamma_P + \gamma_E) \Rightarrow \alpha = \frac{(\gamma_P + \gamma_E)}{2 \cdot \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} ; \quad \alpha : \text{paramètre de torsion.}$$

- Calcul du paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad \text{Avec : } b = \frac{n \cdot b_1}{2} \quad \text{et } b_1 = 1,75 \text{ m. (entre axe des poutres)}$$

θ : détermine la souplesse de l'entretoisement (plus θ est grand, plus l'entretoisement est souple).

Utilisation pratique de la méthode :

Elle est applicable lorsque le tablier ne présente pas d'entretoises intermédiaires, les poutres ne sont pas infiniment rigides et la rigidité transversale est assurée par la dalle. Le but de la méthode est la détermination du facteur de la répartition transversal K qui est une fonction de la rigidité optionnelle et le coefficient d'entretoisement. Le tablier est constitué de n poutres espacées d'entre-axe de (Kn1) et d'entretoises espacées de (Km1)

Quelques définitions :

- $\Rightarrow \rho_P = \frac{E \cdot I_P}{b_1}$: Rigidité flexionnelle de la poutre par mètre linéaire.
- $\Rightarrow \rho_E = \frac{E \cdot I_E}{L_1}$: Rigidité flexionnelle de l'entretoise par mètre linéaire.
- $\Rightarrow \gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$: Rigidité torsionnelle de la poutre par mètre linéaire.

$$\text{Avec : } C_P = \frac{1}{3} \cdot G \cdot (\sum (b_i \cdot e_i^3) + 0,5 \cdot b_1 \cdot h^3) ;$$

b_i, e_i : dimensions des éléments de la section fictive

h : épaisseur du hourdis ($e = 20$ cm).

$\Rightarrow \gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$: Rigidité torsionnelle de l'entretoise par mètre linéaire.

Avec : $C_E = \frac{G}{6} \cdot d \cdot h^3$ (dans le cas d'une dalle).

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

G : Module de déformation transversale, donné dans le chapitre II. Avec ($\nu = 0$ à L'ELU et $\nu = 0,2$ à L'ELS)

$$C_E = \frac{E}{12 \cdot (1 + 0,2)} \cdot 100 \cdot 20^3 = 55\,555,56 E$$

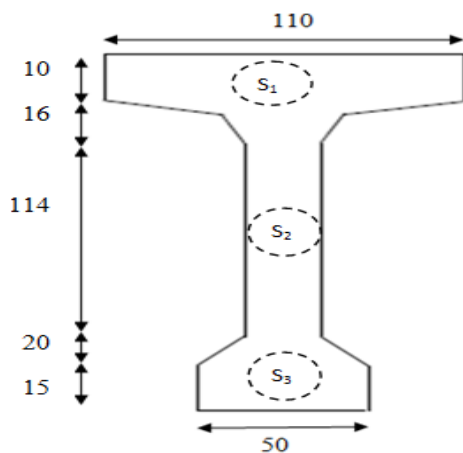
$$\gamma_E = \frac{55\,555,56}{100} = 555,56 E. \quad (L_1 = 1 \text{ mètre linéaire}).$$

$$\rho_P = \frac{E \cdot I_P}{b_1} = \frac{36355431,09 \cdot E}{175} = 207745,32 E$$

$$\rho_E = \frac{66\,666,67 \cdot E}{100} = 666,67 E$$

Pour le calcul de « C_p » et pour faciliter les calculs, on utilise la poutre équivalente pour la section médiane.

Section réelle de la poutre médiane



Section médiane équivalente

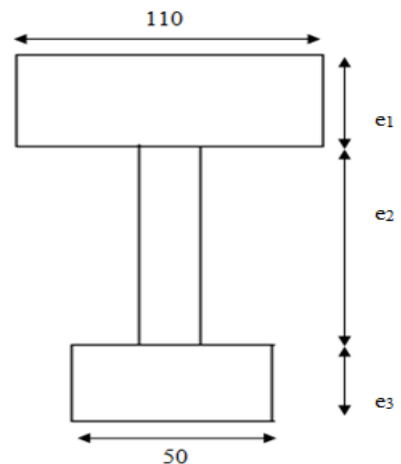


Fig. VI.3: Section équivalente

$$S_1 = (110 \times 10) + 2x \left(\frac{6 \times 35}{2} \right) + 2x (6 \times 10) + 2x \left(\frac{10 \times 10}{2} \right) + (16 \times 20) = 1850 \text{ cm}^2$$

$$e_1 = \frac{1850}{110} = 16,82 \text{ cm}$$

$$S_3 = (50 \times 15) + 2x \left(\frac{20 \times 15}{2} \right) + (20 \times 20) = 1450 \text{ cm}^2$$

$$e_3 = \frac{1450}{50} = 29 \text{ cm}$$

$$e_2 = 175 - (16,82 + 29) = 129,18 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{1}{3} \cdot G \cdot [110 \cdot (16,82)^3 + 20 \cdot (129,18)^3 + 50 \cdot (29)^3 + 0,5 \cdot 175 \cdot 20^3] = \frac{1}{3} \cdot G (45556648,20)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+0,2)} = \frac{E}{2,4} \Rightarrow C_p = 6327312,25 E$$

$$\text{Donc: } \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{6327312,25 \cdot E}{175} = 36156 E.$$

$$\text{Ce qui fait que : } \alpha = \frac{(\gamma_P + \gamma_E)}{2 \cdot \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} = \frac{E \cdot (36156 + 555,56)}{2 \cdot E \cdot \sqrt{199631,22 \times 666,67}} = 1,56$$

Calcul du paramètre d'entretoisement θ :

Dans le cas des ponts biais, la méthode GYON MASSONNET reste globalement valable pour des biais modérés.

Dans notre cas le pont est en biais avec, $\phi = 84$ grads.

$$b = \frac{n \cdot b_1}{2} = \frac{6 \cdot 1,75}{2} = 5,25 \text{m}$$

$$b' = \frac{b}{\sin \phi} = \frac{5,25}{\sin 84} = 5,42 \text{m}$$

$$L' = \frac{L}{\sin \phi} = \frac{33,4}{\sin 84} = 34,48 \text{m}$$

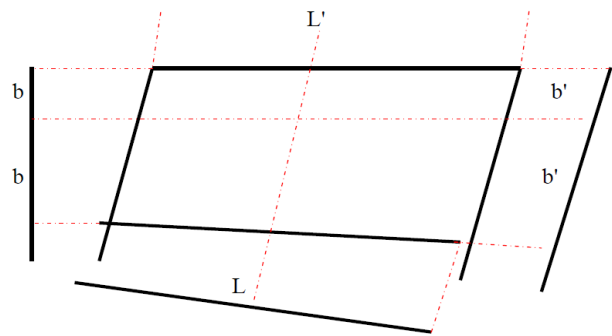


Fig. VI.4: dimensions du pont

Cas longitudinal:

$$\theta = \frac{b}{L'} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5,25}{33,48} \cdot \sqrt[4]{\frac{207745,32}{666,67}} = 0,65.$$

Cas transversal:

$$\theta = \frac{b'}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5,42}{33,40} \cdot \sqrt[4]{\frac{207745,32}{666,67}} = 0,68$$

VI.2.2 : Détermination du coefficient de répartition transversale « $K\alpha$ » :

Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction de la figure ci-dessus, sur une parallèle à l'axe X d'excentricité « e », suivant la loi sinusoïdale suivante :

$$p(x) = p_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l}\right)$$

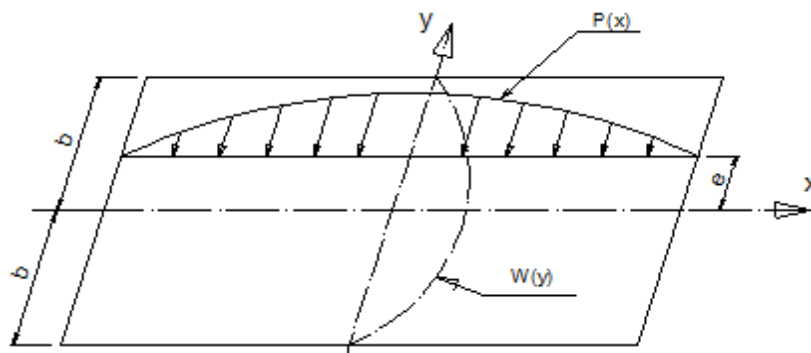


Fig. VI.5 : La déformée du pont sous la charge P(x)

La construction prend une déformée en demi-onde de sinusöide selon l'équation :

$$w(x, y) = W(y) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l}\right)$$

Si la charge $P(x)$, au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur $2b$ de la construction (tout en restant sinusöidale dans le sens longitudinal), la construction prend, alors, une déformée en surface cylindrique w_0 d'équation :

$$w_0(x) = W_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

Le rapport du déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction (sous l'effet d'une charge linéaire $p(x)$), à celui de $w_0(x)$ du même point (sous l'effet de la charge $p_0(x)$ uniformément répartie sur la largeur du pont), désigne le coefficient de répartition transversale $K(y)$, avec :

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0}$$

K : coefficient de répartition transversal qui dépend de $(\theta, \alpha, e/b, y/b)$.

θ : paramètre d'entretoisement

α : paramètre de torsion

e/b : excentricité relative du point considéré de la construction

y/b : ordonné relative du point considéré de la constriction
 Pour éviter de calculer K pour chaque valeur de α , MASSONNET a déduit la formule d'interpolation (formules de SATTLER) suivante :

Dans laquelle on utilise K_0 et K_1 pour les valeurs extrêmes $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$.

$$\text{Pour : } 0 < \theta \leq 0,1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$$

$$\text{Pour : } 0 < \theta \leq 1,0 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1-e0.065-\theta/0.663)}$$

$$\text{Pour : } \theta \geq 0,1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

Si la valeur de θ ne figure pas dans les tables de MASSONNET, les valeurs de K_0 et K_1 doivent subir une interpolation. Pour cela, on prend deux tables correspondantes à deux valeurs de θ qui enveloppent la valeur calculée, qu'on considère par *min* et *max*.

Soit : $\theta_{\min} < \theta_{\text{calculé}} < \theta_{\max}$

$$K_0 = K_{00} + (K_{01} - K_{00}) \cdot \frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}}$$

$$K_1 = K_{10} + (K_{11} - K_{10}) \cdot \frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}}$$

Avec :

K_{00} : Valeur lue pour θ_{\min} et $\alpha = 0$.

K_{01} : Valeur lue pour θ_{\max} et $\alpha = 0$.

K_{10} : Valeur lue pour θ_{\min} et $\alpha = 1$.

K_{11} : Valeur lue pour θ_{\max} et $\alpha = 1$.

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0346	1,4121	1,6143	1,5180	1,2565	0,9520
b/2	-0,5207	-0,1690	0,1974	0,6014	1,0524	1,5180	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,1690	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,9520	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau VI.1 : Valeurs de K_{00} pour $\theta = 0,65$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,0580	1,4938	1,6955	1,4938	1,0580	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,0670	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,0580	1,5548	1,9392	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau VI.2 : Valeurs de K_{01} pour $\theta = 0,70$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,2310	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,6330	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2515	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2515	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,2860	0,3648	0,4734	0,6330	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,2860	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau VI.3 : Valeurs de K_{10} pour $\theta = 0,65$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7080	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,7080
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	1,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,7080	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau VI.4 : Valeurs de K_{11} pour $\theta = 0,70$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0996	0,5843	1,0552	1,4529	1,6353	1,4529	1,0552	0,5843	0,0996
b/4	-0,3160	0,1359	0,5938	1,0508	1,4529	1,6630	1,5364	1,2249	0,8664
b/2	-0,5160	-0,1723	0,1886	0,5938	1,0552	1,5364	1,9169	2,0610	2,1082
3b/4	-0,6133	-0,4048	-0,1723	0,1359	0,5843	1,2249	2,0610	2,9961	3,8745
b	-0,6808	-0,6133	-0,5160	-0,3160	0,0996	0,8664	2,1082	3,8745	6,0401

Tableau VI.5: Valeurs de K_0 pour $\theta = 0,684$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7282	0,8453	0,9944	1,1602	1,2546	1,1602	0,9944	0,8453	0,7282
b/4	0,5048	0,6117	0,7554	0,9465	1,1602	1,3062	1,2669	1,1575	1,0554
b/2	0,3582	0,4493	0,5750	0,7554	0,9944	1,2669	1,4846	1,5306	1,5133
3b/4	0,2638	0,3409	0,4493	0,6117	0,8453	1,1575	1,5306	1,8861	2,1163
b	0,1976	0,2638	0,3582	0,5048	0,7228	1,0554	1,5133	2,1163	2,8368

Tableau VI.6 : Valeurs de K_1 pour $\theta = 0,684$

y \ e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8922	0,9134	0,9785	1,0838	1,1552	1,0838	0,9785	0,9134	0,8922
b/4	0,7189	0,7358	0,7975	0,9192	1,0838	1,2130	1,1965	1,1399	1,1047
b/2	0,5863	0,6115	0,6758	0,7975	0,9785	1,1965	1,3717	1,3921	1,3580
3b/4	0,4926	0,5354	0,6115	0,7358	0,9134	1,1399	1,3921	1,5964	1,6574
b	0,4268	0,4926	0,5863	0,7189	0,8854	1,1047	1,3580	1,6574	2,0008

Tableau VI.7 : Valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0,684$

VI.2.3 : Largeur active et position active :

Pour appliquer la méthode de **MASSONNET**, on considère le pont est d'une largeur $2b$, qui vaut : $2b = n \cdot b_0 + 2d$, (b_0 = entre axe des poutre, d = le débord de hourdis). Tous les calculs précédents sont basés sur la largeur active dont il faut définir la position active de toutes les poutres, ainsi l'excentricité des charges.

Position active des poutres :

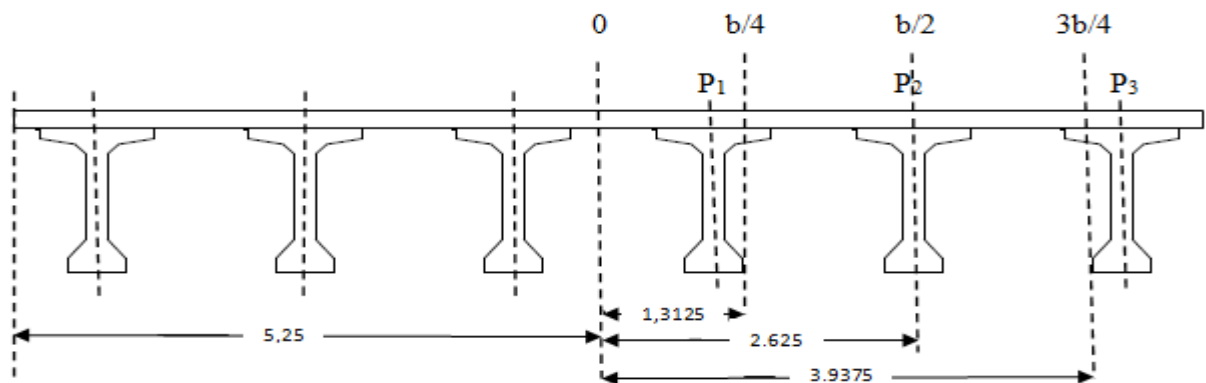


Fig. VI.6 : Position active des poutres

Formule générale d'interpolation :

Les positions des poutres de notre projet ne coïncident pas avec les positions exigées pour l'application de la méthode de MASSONET, Donc pour se faire, il faut faire une interpolation linéaire, pour trouver les valeurs de $K\alpha$ correspondantes aux positions de nous poutres,

Formule générale d'interpolation :

$$K\alpha = K\alpha_0 + (K\alpha_1 - K\alpha_0) \cdot \left(\frac{y_p - y_0}{y_1 - y_0}\right)$$

Avec :

y_p : Coordonnée réelle de la poutre.

y_0 : Coordonnée juste inférieur à y_p .

y_1 : Coordonnée juste supérieure à y_p .

$K\alpha_0$: Coefficient de répartition transversale de la section juste inférieure à y_p .

$K\alpha_1$: Coefficient de répartition transversale de la section juste supérieur à y_p .

Exemple : pour P1

$$Y_P = 0,875, \quad Y_0 = 0, \quad Y_1 = 1,3125$$

$$K\alpha_0 = 0,8922, \quad K\alpha_1 = 0,7189$$

$$K\alpha = 0,8922 + (0,7189 - 0,8922) \cdot \left(\frac{0,875 - 0}{1,3125 - 0}\right) = 0,77$$

Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,77	0,79	0,86	0,97	1,11	1,17	1,12	1,10	1,00
P2	0,58	0,61	0,68	0,80	0,98	1,19	1,37	1,39	1,36
P3	0,47	0,52	0,60	0,73	0,90	1,13	1,38	1,62	1,77

Tableau VI.7 : les valeurs de $K\alpha$ des poutres P1, P2, P3.

Les valeurs de $K\alpha$ trouvées, seront représentées sous formes de graphe « Les lignes d'influences » pour chacune des poutres :

$$K\alpha = f(e)$$

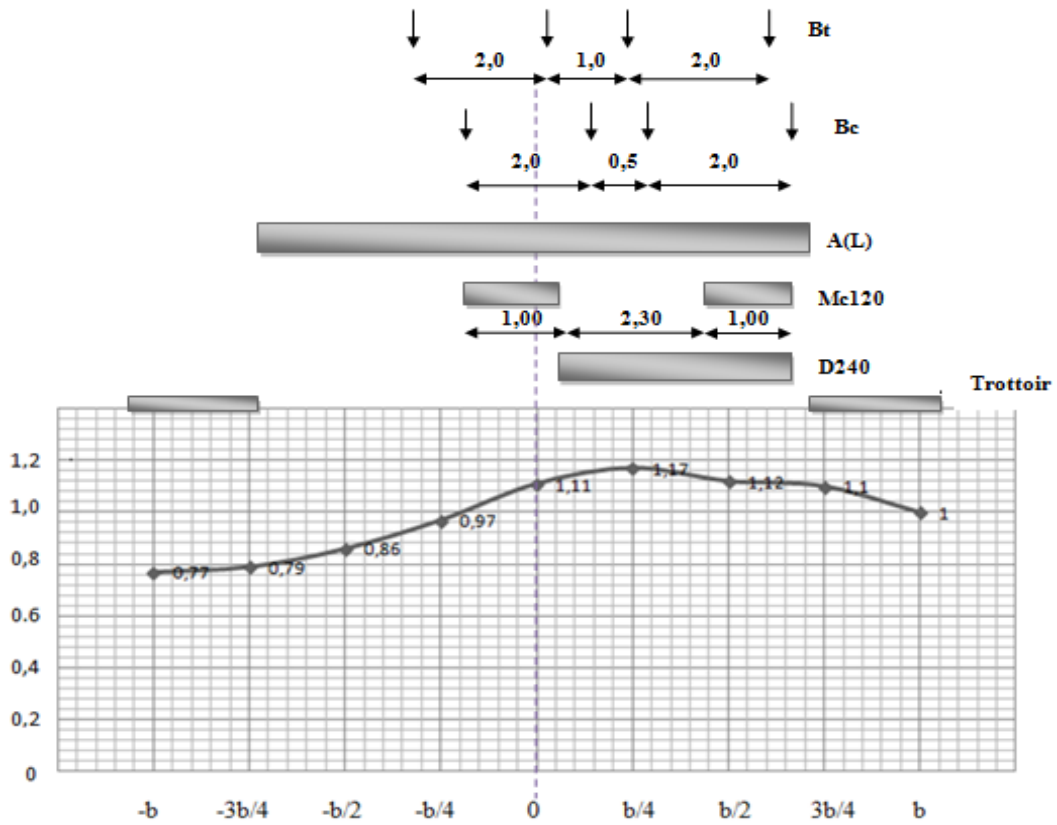


Fig. VI.7 : Ligne d'influence de la poutre P_1

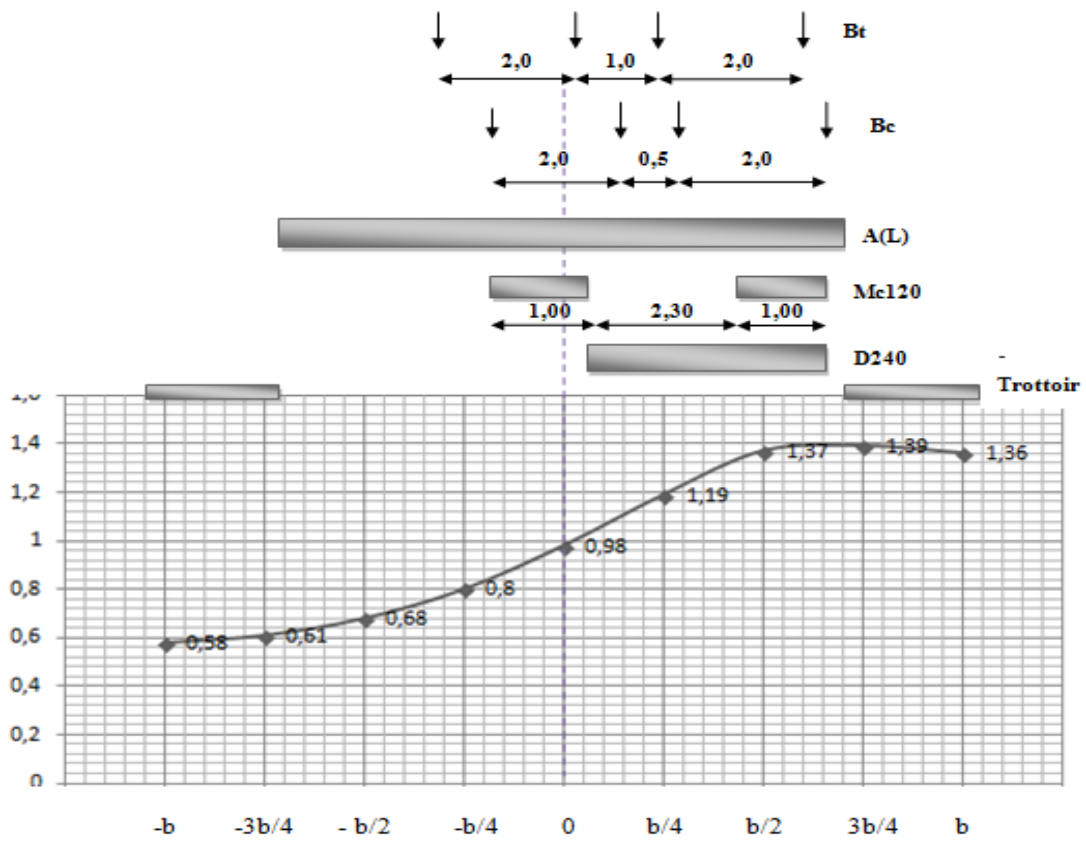


Fig. VI.8 : Ligne d'influence de la poutre P_2

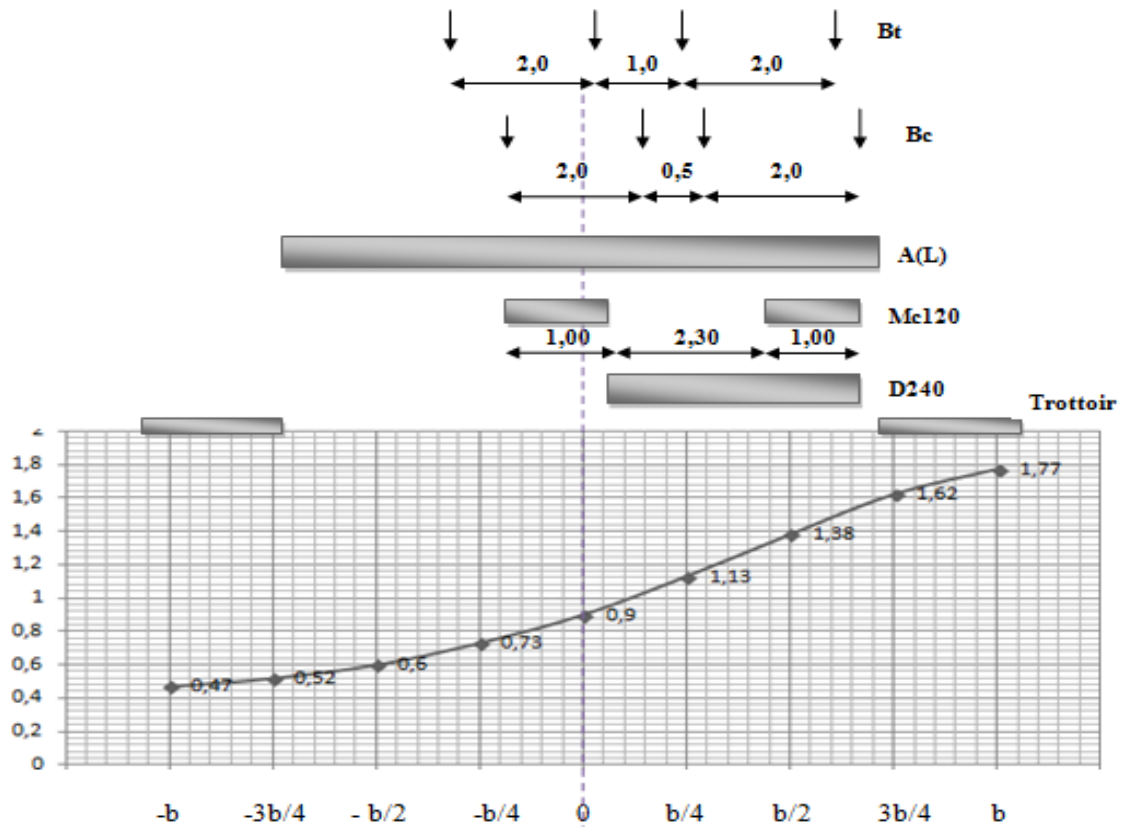


Fig. VI.9 : Ligne d'influence de la poutre P3

VI.2.4) Détermination de $K\alpha$ moy pour chaque poutre et chaque cas de chargement :

a) cas d'une charge uniformément répartie :

$$K\alpha_{moy} = \frac{\sum A_i}{L}$$

Avec :

L : Largeur surchargée.

A_i : aire d'influence de la surcharge (formule de SIMPSON).

$$A_i = \frac{a}{3} \cdot (y_{i-1} + 4y_i + y_{i+1})$$

$$y_i = \frac{y_{i-1} + y_{i+1}}{2}$$

a = 0,25 (pour réduire l'erreur au maximum).

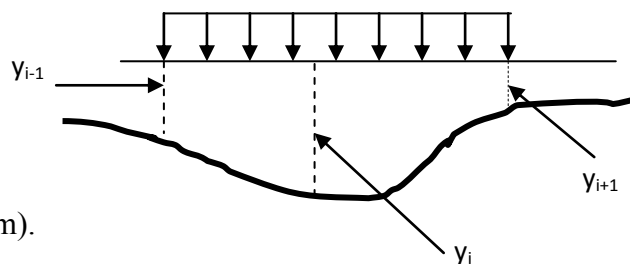


Fig. VI.10 : charge uniformément répartie

b) Cas d'une surcharge concentrée:

$$k\alpha_{moy} = \frac{\sum (p_i \times K_i(y))}{\sum p_i}$$

Remarque : Pour Bc et Bt , les surcharges P_i sont égales dans chaque file, donc, la formule devient :

$$k\alpha_{moy} = \frac{\sum Ki(y)}{n} \quad ; \quad n : \text{Nombre de surcharges concentrées.}$$

En simplifiant P_i dans la formule précédente, $K\alpha_{moy}$ ne va pas dépendre du poids des essieux du système Bc , ni du poids des tandems du système Bt .

Surcharges	N.V.C	P ₁	P ₂	P ₃
A (L)	01 voie	1,20	1,21	1,20
	02 voies	1,08	1,00	1,15
Trottoirs	01 trottoir	0,92	1,40	1,69
	02 trottoirs	0,80	1,00	1,10
Bc	01 convoi	1,13	1,3	1,35
	02 convois	1,11	1,15	1,14
Bt	01 tandem	1,14	1,28	1,30
	02 tandems	1,09	1,08	1,06
Mc120	/	1,10	1,16	1,16
D240	/	1,07	1,23	1,12

Tableau VI.8: valeurs de $K\alpha_{moy}$ pour chaque poutre et chaque type de chargement

VI.3) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants réels dans chaque poutre :

VI.3.1: Moment fléchissant réel :

Le moment fléchissant réel revenant à chaque poutre est calculé avec la formule suivante :

$$M(x, y) = \frac{M_0(x)}{n} \cdot K\alpha_{moy}^{max}$$

Avec :

$M_0(x)$: moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier à l'abscisse (x).

n : nombre de poutres principales.

VI.3.2: Effort tranchant réel :

L'effort tranchant réel revenant à chaque poutre est calculé avec la formule suivante :

$$T(x) = \frac{T_0(x)}{n} \cdot K\alpha_{moy}^{max}$$

$T_0(x)$: Effort tranchant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier à l'abscisse (x).

Type de charge	N ^{bre} de voies chargées	Section effort	K _{α moy}	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
G		M (t. m)	1,00	0	163,99	291,53	382,64	437,30	455,52
		T(t)		54,55	43,64	32,73	21,82	10,91	0
A(l)	1 voie chargée	M (t. m)	1,20	0	35,93	63,88	83,84	95,82	99,81
		T(t)		11,95	10,28	8,67	7,14	5,69	4,33
	2 voies chargées	M (t. m)	1,08	0	64,68	114,98	150,92	172,48	179,66
		T(t)		21,52	18,50	15,61	12,86	10,25	7,80
Trottoirs	1 seul trottoir	M (t. m)	0,92	0	1,33	2,36	3,10	3,54	3,68
		T(t)		0,44	0,35	0,28	0,22	0,16	0,11
	2 trottoirs	M (t. m)	0,80	0	2,31	4,10	5,39	6,16	6,41
		T(t)		0,77	0,62	0,49	0,38	0,28	0,19
Bc	01 convoi	M (t. m)	1,13	0,00	29,07	52,41	68,18	77,00	76,85
		T(t)		8,88	7,75	6,62	5,49	4,36	3,23
	2 convois	M (t. m)	1,11	0,00	57,11	102,96	133,95	151,28	150,99
		T(t)		17,45	15,23	13,01	10,79	8,57	6,35
Bt	1 Tandem	M (t. m)	1,14	0,00	19,10	33,87	44,27	50,34	52,08
		T(t)		5,96	5,35	4,74	4,13	1,62	2,91
	2 tandem	M (t. m)	1,09	0,00	36,52	64,74	84,66	96,27	99,58
		T(t)		11,39	10,23	9,06	7,90	6,74	5,57
Mc 120		M (t. m)	1,10	0	59,27	105,37	138,30	158,06	164,64
		T(t)		18,32	16,31	14,29	12,27	10,26	8,24
D 240		M (t. m)	1,07	0	92,83	165,03	216,61	247,55	257,87
		T(t)		30,88	26,60	22,32	18,04	13,76	9,48

Tableau VI.9: efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P₁

Type de charge	voies chargées	Section effort		$K_{a\text{ moy}}$	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
		M (t. m)	T(t)							
G		M (t. m)	1,00	0	163,98	291,53	382,63	437,30	455,52	
		T(t)		54,55	43,64	32,73	21,82	10,91	0	
A(l)	1 voie chargée	M (t. m)	1,21	0	36,23	64,41	84,54	96,62	100,64	
		T(t)		12,05	10,36	8,74	7,20	5,74	4,37	
	2 voies chargées	M (t. m)	1,00	0	59,88	106,46	139,74	159,70	166,35	
		T(t)		19,92	17,13	14,45	11,90	9,49	7,22	
Trottoirs	1 seul trottoir	M (t. m)	1,40	0	2,02	3,59	4,71	5,38	5,61	
		T(t)		0,67	0,54	0,43	0,33	0,24	0,16	
	2 trottoirs	M (t. m)	1,00	0	2,88	5,13	6,73	7,69	8,02	
		T(t)		0,96	0,77	0,61	0,47	0,34	0,24	
Bc	01 convoi	M (t. m)	1,30	0,00	33,44	60,27	78,44	88,58	88,42	
		T(t)		10,22	8,92	7,62	6,32	5,02	3,72	
	2 convois	M (t. m)	1,15	0,00	59,16	106,67	138,78	156,73	156,43	
		T(t)		18,08	15,77	13,47	11,17	8,87	6,57	
Bt	1 Tandem	M (t. m)	1,28	0,00	21,44	38,01	49,71	56,53	58,47	
		T(t)		6,68	6,00	5,32	4,64	3,95	3,27	
	2 tandem	M (t. m)	1,08	0,00	36,18	64,14	83,88	95,39	98,67	
		T(t)		11,28	10,13	8,98	7,83	6,67	5,52	
Mc 120		M (t. m)	1,16	0	62,50	111,12	145,84	166,67	173,62	
		T(t)		19,32	17,19	15,07	12,94	10,82	8,69	
D 240		M (t. m)	1,23	0	106,71	189,71	248,99	284,57	296,43	
		T(t)		35,50	30,58	25,66	20,74	15,82	10,90	

Tableau VI.10: efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P₂

Type de charge	N ^{bre} de voies chargées	Section effort	K _{u moy}	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
G		M (t. m)	1,00	0	163,98	291,53	382,63	437,30	455,52
		T(t)		54,55	43,64	32,73	21,82	10,91	0
A(l)	1 voie chargée	M (t. m)	1,20	0	35,93	63,88	83,84	95,82	99,81
		T(t)		11,95	10,28	8,67	7,14	5,69	4,33
	2 voies chargées	M (t. m)	1,15	0	68,87	122,44	160,70	183,66	191,31
		T(t)		22,91	19,70	16,62	13,69	10,91	8,31
Trottoirs	1 seul trottoir	M (t. m)	1,69	0	2,44	4,33	5,69	6,50	6,77
		T(t)		0,81	0,65	0,52	0,39	0,29	0,20
	2 trottoirs	M (t. m)	1,10	0	3,17	5,64	7,41	8,46	8,82
		T(t)		1,10	0,85	0,67	0,52	0,38	0,26
Bc	01 convoi	M (t. m)	1,35	0,00	34,73	62,61	81,46	91,99	91,82
		T(t)		10,61	9,26	7,91	6,56	5,21	3,86
	2 convois	M (t. m)	1,14	0,00	58,65	105,74	137,57	155,36	155,07
		T(t)		17,92	15,64	13,36	11,08	8,80	6,52
Bt	1 Tandem	M (t. m)	1,30	0,00	21,78	38,61	50,48	57,41	59,38
		T(t)		6,79	6,10	5,40	4,71	4,02	3,32
	2 tandem	M (t. m)	1,06	0,00	35,52	62,96	82,33	93,62	96,84
		T(t)		11,07	9,94	8,81	7,68	6,55	5,42
Mc 120	/	M (t. m)	1,16	0	62,50	111,12	145,84	166,67	173,62
		T(t)		19,32	17,19	15,07	12,94	10,82	8,69
D 240	/	M (t. m)	1,12	0	97,17	172,74	226,73	259,12	269,92
		T(t)		32,32	27,84	23,36	18,88	14,40	9,92

Tableau VI.11: efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P₃

Combinaison d'action pour les poutres :

Combinaison	ELU	ELS
(I)	1,35G + 1,5(1,07) x[max(A(l), Bc) + trott]	G + 1,2 x max(A(l), Bc) + trott
(II)	1,35G + 1,35max(Mc 120, D240)	G + max(Mc 120, D240)

Tableau VI.12 : Tableau de combinaison d'action pour les poutres

Poutre	Etat	Type	effort	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
P1	E.L.U	I	M (x) (t. m)	0,00	328,89	584,69	767,44	877,07	913,59
			T (x) (t)	109,42	89,60	70,02	50,71	31,63	12,82
		II	M (x) (t. m)	0,00	346,69	616,35	808,97	924,54	963,10
			T (x) (t)	115,33	94,82	74,32	53,81	33,30	12,80
	E.L.S	I	M (x) (t. m)	0,00	243,91	433,60	569,13	650,43	677,52
			T (x) (t)	81,14	66,46	51,95	37,63	23,49	9,55
		II	M (x) (t. m)	0,00	256,82	456,56	599,25	684,85	713,39
			T (x) (t)	85,43	70,24	55,05	39,86	24,67	9,48
P2	E.L.U	I	M (x) (t. m)	0,00	322,10	573,00	751,63	869,02	894,82
			T (x) (t)	107,15	87,64	68,35	49,31	30,50	11,97
		II	M (x) (t. m)	0,00	365,43	649,67	852,68	974,52	1015,13
			T (x) (t)	121,56	100,19	78,82	57,45	36,08	14,71
	E.L.S	I	M (x) (t. m)	0,00	238,72	424,66	557,06	636,63	663,16
			T (x) (t)	79,41	64,96	50,68	36,57	22,64	8,90
		II	M (x) (t. m)	0,00	270,70	481,24	631,21	721,87	751,95
			T (x) (t)	90,05	74,14	58,39	42,56	26,73	10,90
P3	E.L.U	I	M (x) (t. m)	0,00	336,99	599,13	786,36	898,71	936,16
			T (x) (t)	112,18	91,89	71,93	52,26	32,85	13,75
		II	M (x) (t. m)	0,00	352,55	626,76	822,63	940,16	979,34
			T (x) (t)	117,27	96,50	75,72	54,94	34,17	13,39
	E.L.S	I	M (x) (t. m)	0,00	249,80	444,10	582,89	630,62	693,91
			T (x) (t)	83,14	68,13	51,22	38,76	24,38	10,23
		II	M (x) (t. m)	0,00	261,16	463,27	609,73	696,42	725,44
			T (x) (t)	86,87	71,48	56,09	40,70	25,31	9,92

Tableau VI .13: Les efforts internes réels dans les poutres après combinaison.

Remarque :

Nous constatons que, selon le tableau ci-dessus, la poutre P₂ est la plus sollicitée. Le ferrailage des poutres sera donc calculé à base des efforts internes résumés dans le tableau suivant :

	M (t. m)	T (t)
ELU	1015,13	121,56
ELS	751,95	90,05

Tableau VI .14: efforts internes max. dans les poutres

Chapitre 7

- Etude du platelage -

Introduction :

Le platelage est une couverture en béton armé coulé sur place, il joue deux rôles :

- Chaînage transversale des poutres (entretoisement).
- Répartition transversale des efforts.

C'est pour ses deux rôles qu'elle doit l'étudier sous la flexion longitudinale et transversale.

VII.1) Etude de la flexion transversale :

On calcul les coefficients de répartition « μ_x » par la méthode de Guyon Massonnet, en tenant compte de l'influence du coefficient de Poisson « ν »

Afin de trouver la valeur de (μ_α) on fait des interpolations, et ça pour des valeurs de α comprise entre 0 et 1 à l'aide de la formule suivante :

$$(\mu_\alpha)_{0,15} = (\mu_1)_{0,15} + [(\mu_1)_{0,15} - (\mu_0)_0] \times \sqrt{\alpha}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{(\gamma_P + \gamma_E)}{2 \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$$

(μ_α)_{0,15} : Coefficient recherché ν pour ($0 < \alpha < 1$) et $\nu = 0,15$.

(μ_1)_{0,15} : ν pour $\alpha = 1$ et $\nu = 0,15$.

(μ_0)₀ : ν pour $\alpha = 0$ et $\nu = 0$.

VII.1.1) coefficient de répartition « μ_α » :

Pour le cas de calcul du moment transversal, la charge doit être développée en série de **FOURIER**, et on gardera les trois premiers termes harmoniques impairs ($m = 1 ; 3$ et 5).

Le coefficient « μ » dépend de α ; $m\theta$; e/b ; et y/b .

Donc :

$$\begin{array}{l} \theta \longrightarrow \mu_1 \\ 3\theta \longrightarrow \mu_3 \\ 5\theta \longrightarrow \mu_5 \end{array}$$

Remarque :

- Pour le poids propre : $\mu_\alpha = 0$.

Si $5\theta > 2$, on se limite à $m = 1 ; 3$

Dans notre cas $5\theta = 3.875 > 2$, donc on se limitera à $m=1,3$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1394.64	-775.33	-104.10	722.48	1814.33	722.48	-104.10	-775.33	-1394,64
b/4	-849.60	-558.71	-234.73	193.50	814.78	1700.74	356.78	346.16	808,74
b/2	-397.26	-295.96	-178.61	-8.74	263.91	689.46	1295.62	445.54	963.75
3b/4	-103.15	-85.04	-62.63	-25.70	40.85	153.95	326.95	560.16	800,92
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.1 : Valeurs de (μ_α) 10^4 pour $\theta = 0,675$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-333.43	-200.13	-2.90	414.37	1293.42	414.37	2.90	-200.13	-333.43
b/4	-245.71	-196.75	-122.31	42.74	425.77	1276.80	360.34	-111.72	-421.18
b/2	-166.70	-155.43	-138.34	-87.66	54.90	407.80	1206.84	191.29	-473.49
3b/4	-90.56	-92.56	-95.63	-90.69	-56.39	52.93	330.94	964.86	-400.27
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.2 : Valeurs de $(\mu_1)_{0,15}10^4$ pour $\theta = 0,675$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	992.02	-518.29	123.50	29.54	642.80	29.54	136.54	518.29	992.02
b/4	508,55	255.34	18.10	-145.56	-60.10	747.30	364.78	-683,61	-1957.35
b/2	121.27	20.09	-88.04	-186.23	-206.15	56.00	1095.95	-126.27	-2268.60
3b/4	-74.83	-101.95	-136.84	-171.86	-75.80	-73.24	335.92	1470.33	-1900.55
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.3 : Valeurs de $(\mu_\alpha)_{0,15}$ pour $\theta = 0,675$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	24.22	-13.94	-84.57	-85.10	556.36	-85.10	-84.57	-13.94	24.22
b/4	5.17	5.01	-14.65	-82.60	-84.39	555.43	-88.50	-84.97	-10.05
b/2	-1.05	2.92	4.66	-14.81	-82.48	-81.14	563.82	-96.31	-184.23
3b/4	-0.69	-0.42	2.41	2.45	-15.67	-65.31	-15.23	546.84	-651.97
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.4 : Valeurs de $(\mu_0) 10^4$ pour $\theta = 2,025$

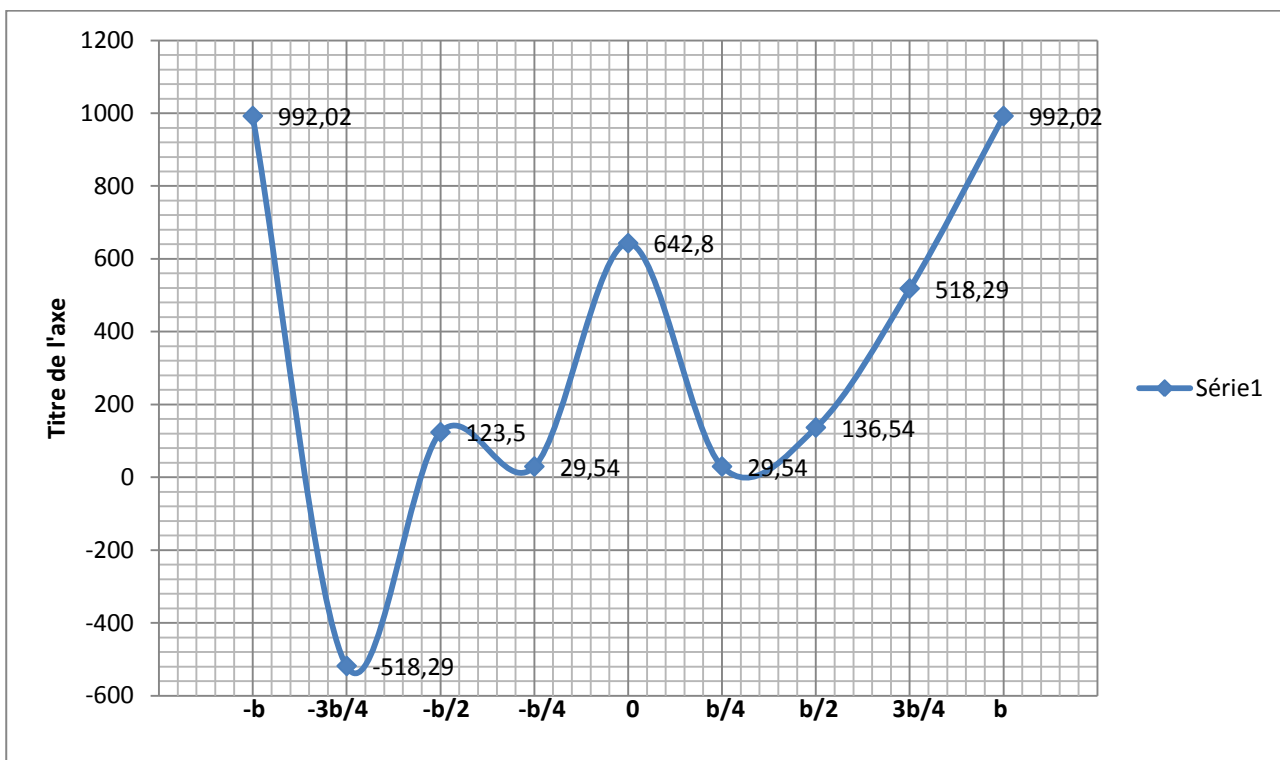
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-4.75	-10.59	-25.69	-16.04	452.33	-16.04	-25.69	-10.59	-4.75
b/4	-1.22	-3.15	-9.83	-25.46	-16.04	452.12	-16.88	-28.44	-17.32
b/2	-0.30	-0.85	-2.96	-9.80	-25.59	-16.64	449.74	-25.53	-56.33
3b/4	-0.07	-0.21	-0.80	-2.95	-9.85	-26.06	-19.75	430.64	-137.69
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.5 : Valeurs de $(\mu_1)_{0,15}10^4$ pour $\theta = 2,025$

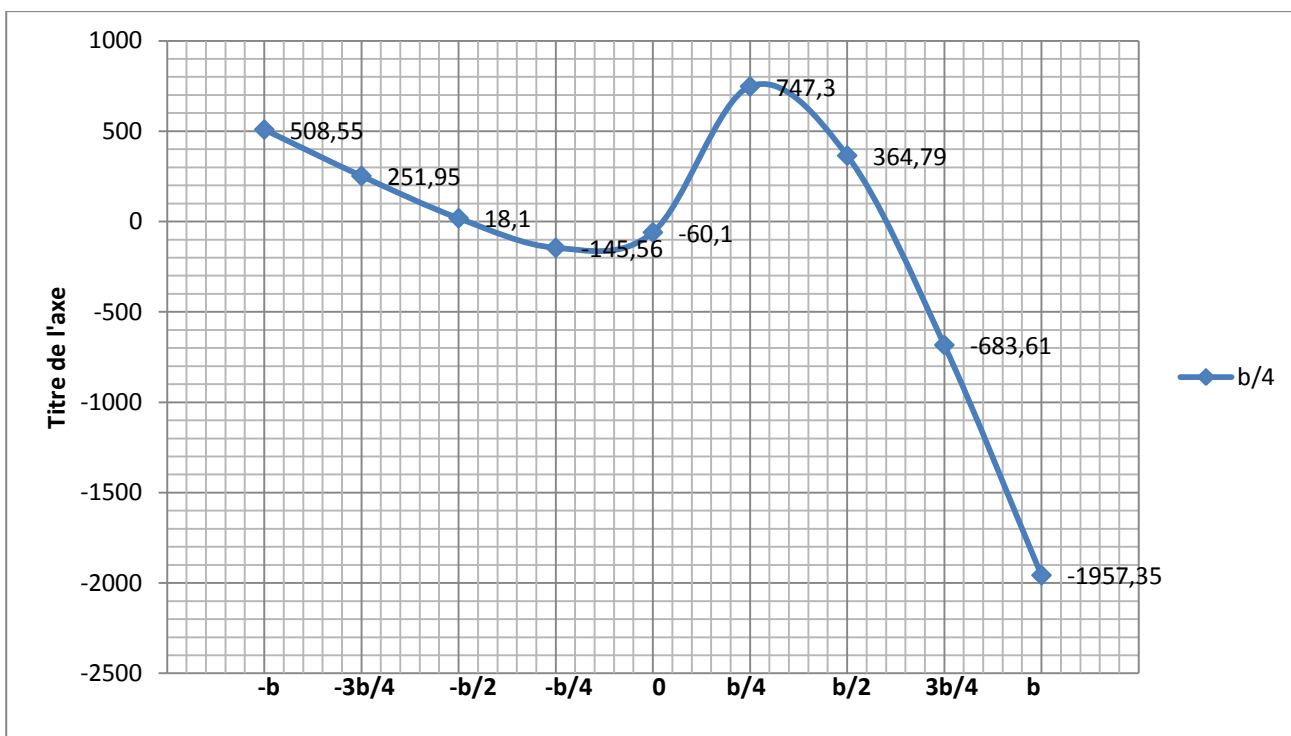
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-40.93	-6.40	47.85	70.22	322.39	70.22	47.85	-6.40	-40.93
b/4	-9.20	-13.34	-3.81	45.91	69.33	323.08	72.57	42.17	-26.42
b/2	0.64	-5.56	-12.48	-3.54	45.46	63.92	307.25	62.87	103.42
3b/4	0.70	0.05	-4.81	-9.69	-2.58	22.96	-25.40	285.51	504.64
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau VII.6 : Valeurs de $(\mu_\alpha)_{0,15}$ pour $\theta = 2,025$

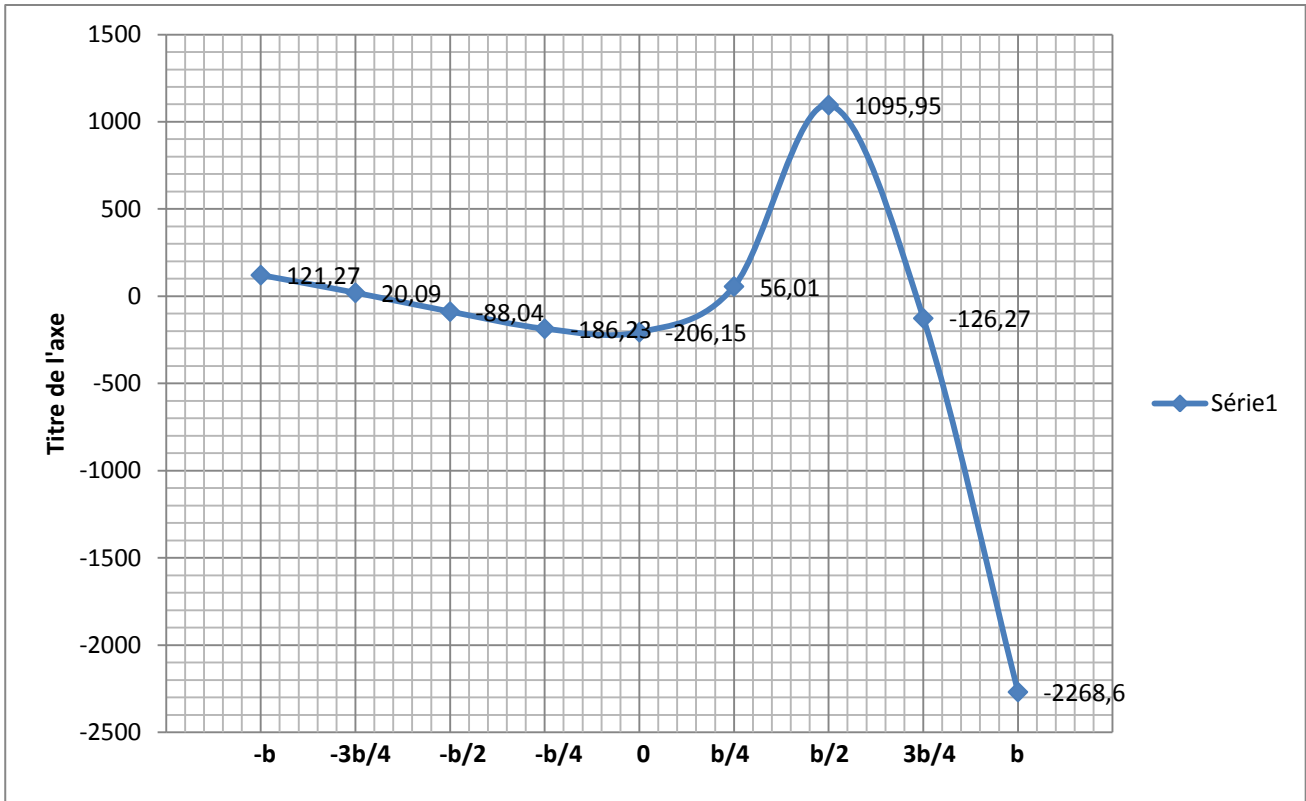
a) Ligne d influence pour $\theta = 0,684$



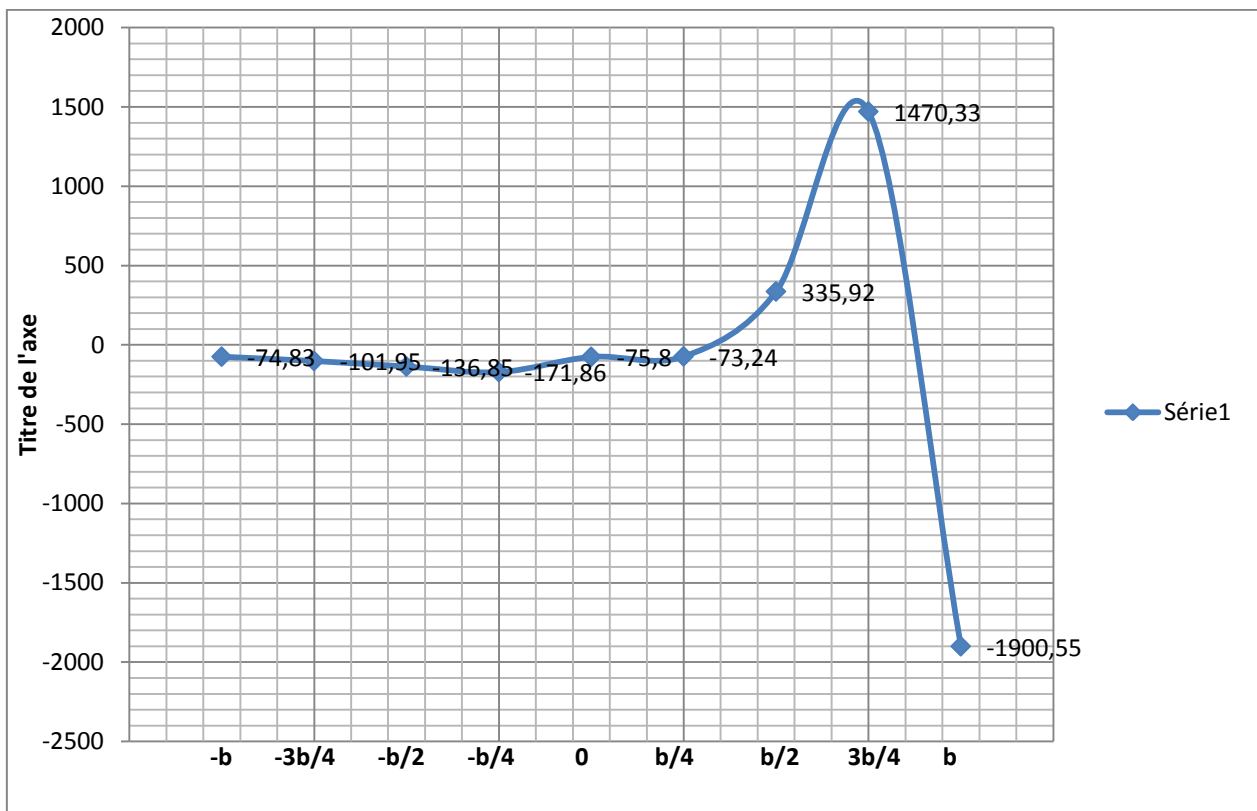
Ligne d'influence pour $y = 0$



Ligne d influence pour $y = b/4$

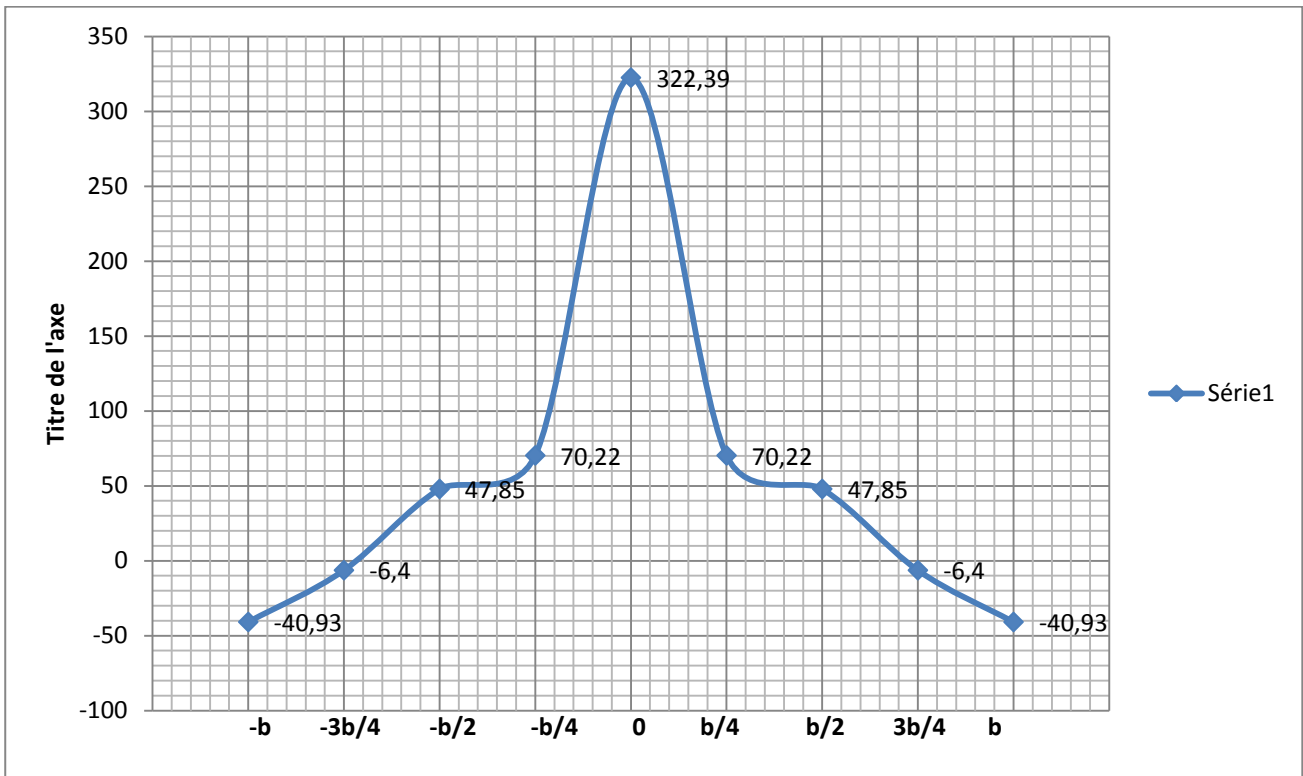


Ligne d'influence pour $y = b/2$

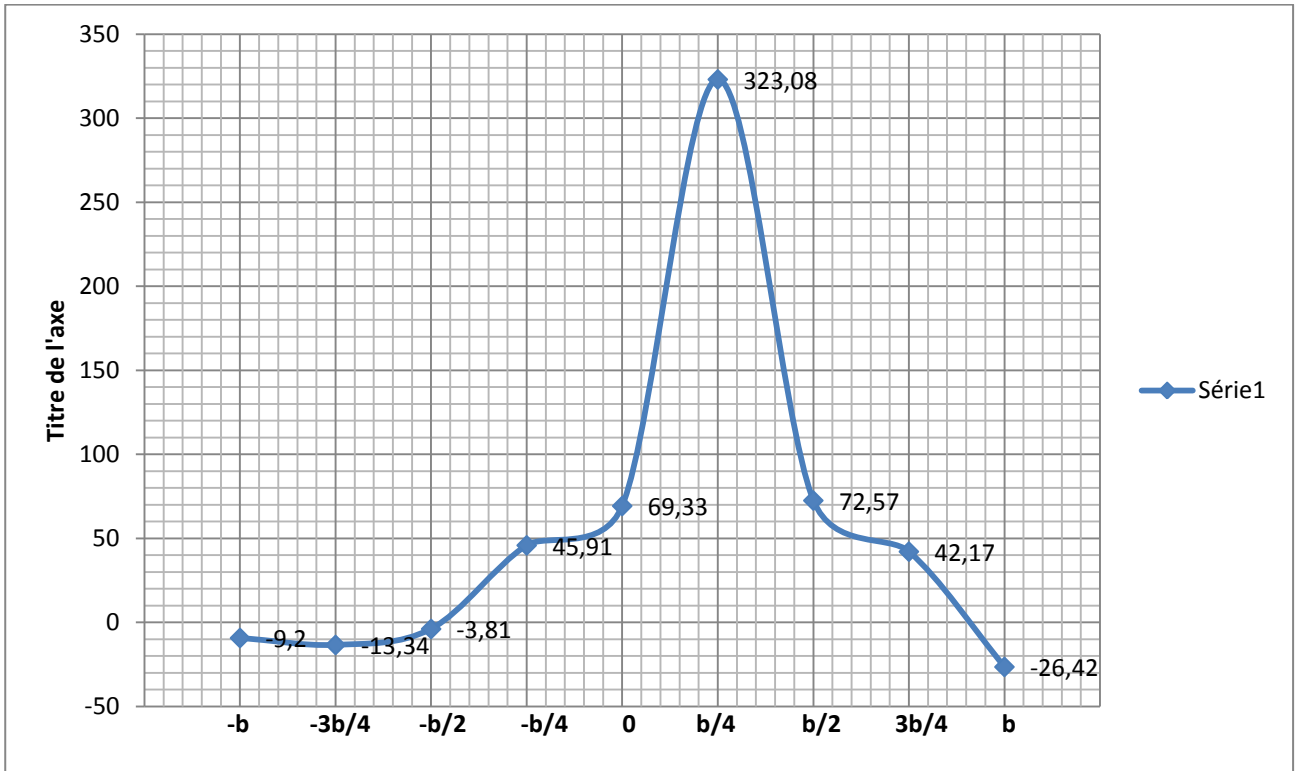


Ligne d influence pour $y = 3b/4$

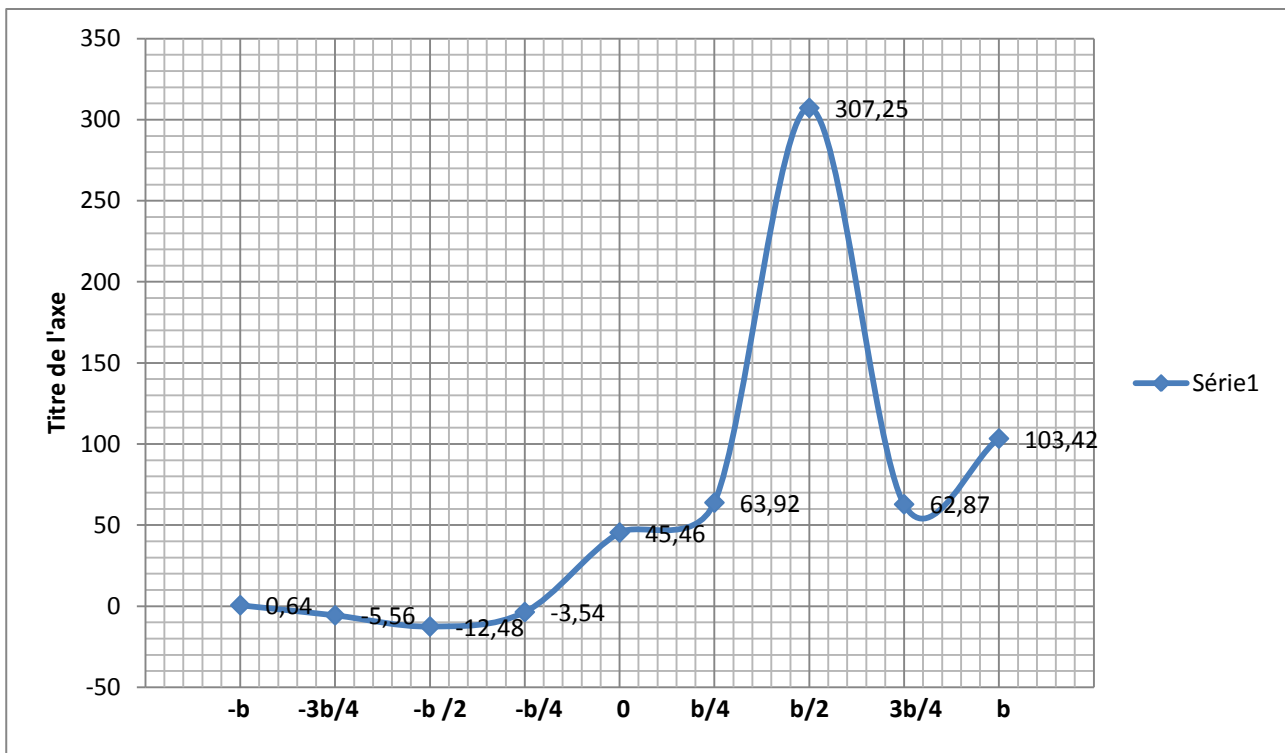
b) Ligne d influence pour $\theta = 2,025$



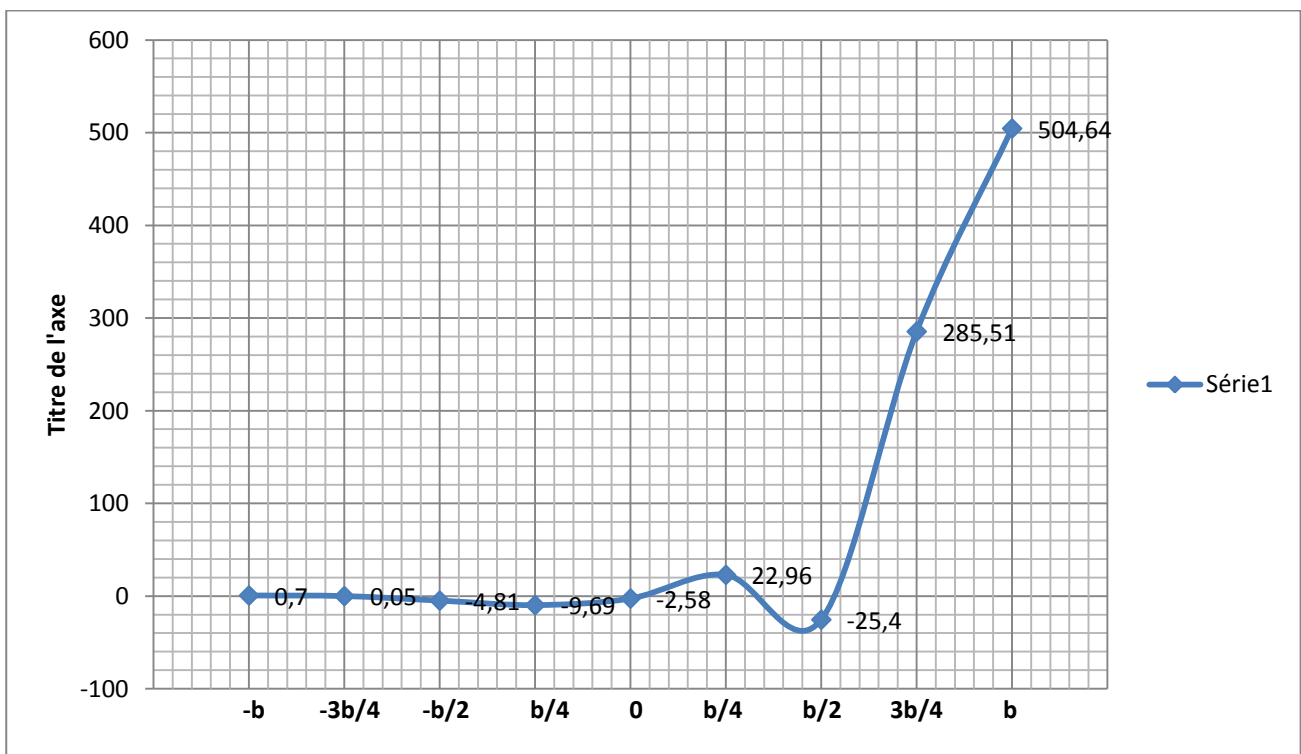
Ligne d'influence pour $y = 0$



Ligne d influence pour $y = b/4$



Ligne d influence pour $y = b/2$



Ligne d influence pour $y = 3b/4$

VII.1.2) Calcul des coefficients $\mu_{\alpha moy}$ sous les charges :

En procédant comme pour le calcul du coefficient $K_{\alpha moy}$, on déduit les valeurs de $(\mu_{\alpha})^{(+)}$ et $(\mu_{\alpha})^{(-)}$. Sauf que cette fois, on sépare les valeurs positives des valeurs négatives. μ_{n-1}

a) Pour une charge concentrée :

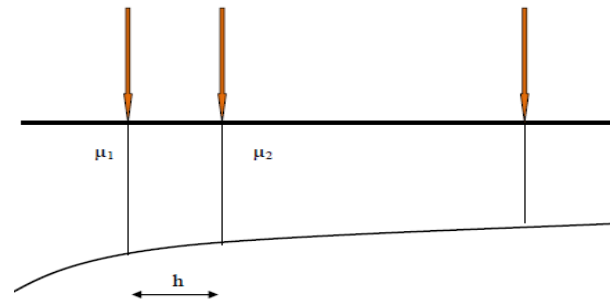
$$\mu_{\alpha, moy} = \frac{\sum \mu_i}{n} = \frac{\mu_1 + \mu_2 + \mu_3 + \dots + \mu_n}{n}$$

b) Pour une charge uniformément répartie :

$$\mu_{\alpha, moy} = S / \text{largeur de la voie}$$

$$S = h/3 (\mu_1 + 4\mu_2 + 2\mu_3 + \dots + 4\mu_{n-1} + \mu_n)$$

$$h = 0,25$$



Ces valeurs sont regroupées dans les tableaux suivants : **Fig.VII.1 : charges concentrées**

Type de surcharge	n de voies	Position y = 0				Position y = b/4			
		$\mu_{\alpha} (\theta) \times 10^4$		$\mu_{\alpha} (3\theta) \times 10^4$		$\mu_{\alpha} (\theta) \times 10^4$		$\mu_{\alpha} (3\theta) \times 10^4$	
		$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$
G		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (L)	1 voie	0,00	205.00	0,00	95.77	30,22	352,88	0,00	144.33
	2 voies	30.22	182.57	0,00	95.60	47,11	190.66	1.50	85.94
trottoirs	1 trott	0.00	680.43	19.56	0,00	0,00	1059,42	1.99	25.00
	2 trott	135.50	372.82	19.56	0,00	173,91	529,71	7.24	12.50
Bc	1 convoi	0.00	195.00	0,00	40.00	110.00	360.00	0,00	175.00
	2 convois	0.00	160	0,00	75.00	90.00	330.00	0,00	158.75
Bt	1 tandem	0.00	160.00	0,00	52.50	0,00	365.00	0,00	180.00
	2 tandems	0.00	227.50	0,00	111.25	25.00	197.50	0,00	120.00
Mc 120		0.00	352.50	0,00	145.00	55.42	70.00	0,00	63.75
D240		0.00	160.00	0,00	80.42	25.83	413.28	0,00	157.42

Tableau VII.7 : Valeurs de μ_{α} pour les positions y = 0 et y = b/4

Type de surcharge	n de voies	Position y = b/2				Position y = 3b/4			
		$\mu_{\alpha} (\theta) \times 10p4$		$\mu_{\alpha} (3\theta) \times 10p4$		$\mu_{\alpha} (\theta) \times 10p4$		$\mu_{\alpha} (3\theta) \times 10p4$	
		$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$	$\mu_{\alpha} (-)$	$\mu_{\alpha} (+)$
G		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (L)	1 voie	37.33	399.55	0,00	137.00	34.66	243.55	4.52	28.33
	2 voies	88.66	199.77	5.84	72.24	97.88	121.77	15.50	14.16
trottoirs	1 trott	643.48	0.00	0,00	69.13	123.20	753.62	0,00	371.00
	2 trott	321.74	23.91	2.64	0,00	117.21	376.81	0,00	0.15
Bc	1 convoi	0,00	260.00	0,00	75.00	20.00	470	0,00	87.50
	2 convois	45.00	130.00	0,00	51.25	80.00	235	2.00	48.75
Bt	1 tandem	0,00	325.00	0,00	122.50	40.00	360	0,00	49.00
	2 tandems	360.00	162.50	2.50	73.75	125.5	180	2.00	24.50
Mc 120		110.00	401.60	0,00	136.33	27.66	54.58	7.76	19.58
D240		33.33	448.44	0,00	153.3	34.89	201.56	5.21	19.27

Tableau VII.8 : Valeurs de μ_{α} pour les positions y = b/2 et y = 3b/4

Type de surcharge	n de voies	$\mu\alpha (\theta) \times 10^4$		$\mu\alpha (3\theta) \times 10^4$	
		$\mu\alpha (-)$	$\mu\alpha (+)$	$\mu\alpha (-)$	$\mu\alpha (+)$
G		0,00	0,00	0,00	0,00
A (L)	1 voie	37.33	399.55	4.52	144.33
	2 voies	97.88	199.77	15.50	95.60
trottoirs	1 trot	643.48	1059.42	19.56	371.00
	2 trot	321.74	529.71	19.56	12.50
Bc	1 convoi	110.00	470.00	0.00	175.00
	2 convois	90.00	330.00	2.00	158.75
Bt	1 tandem	40.00	365.00	0.00	180.00
	2 tandems	360.00	227.50	2.50	120.00
Mc 120		110.00	401.60	7.76	145.00
D240		34.89	448.44	5.21	157.42

Tableau VII.9 : Récapitulation des valeurs maximales de $\mu\alpha$ dans toutes les positions

Remarque :

A noter que les valeurs de $\mu\alpha$ dans les tableaux ci-dessus sont multipliées par 10^4 ,

VII.1.3) Calcul des moments fléchissant transversaux « M^{\pm}_y » :

Les moments fléchissant transversaux sont calculés à l'aide des formules suivantes :

➤ **Charge uniformément répartie :**

$$M_y^{\pm} = \frac{4 \cdot P \cdot b}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^3 \left(\frac{1}{m} \cdot \mu\alpha_m^{\pm} \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right) \right)$$

Avec : $x = \frac{L}{2}$

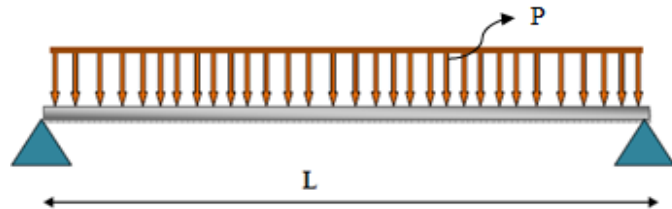


Fig.VII.2 : Charge uniformément répartie

➤ **Charge répartie sur une distance 2c :**

$$M_y^{\pm} = \frac{4 \cdot p \cdot b}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^3 \left(\frac{1}{m} \cdot \mu\alpha_m^{\pm} \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot d}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot c}{L}\right) \right)$$

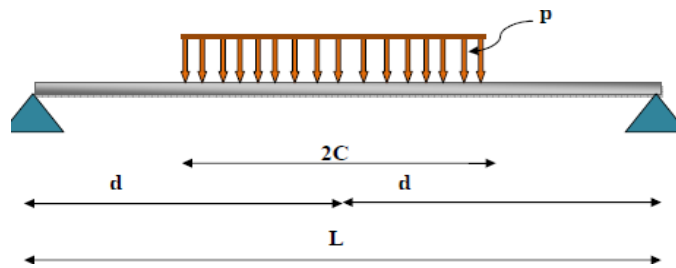


Fig.VII.3 : Charge répartie sur une distance 2c

➤ **Charge concentrée :**

$$M_y^{\pm} = \frac{2 \cdot p \cdot b}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^3 \cdot \sum_{i=1}^b \left(P_i \cdot \mu\alpha_m^{\pm} \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot d_i}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right) \right)$$

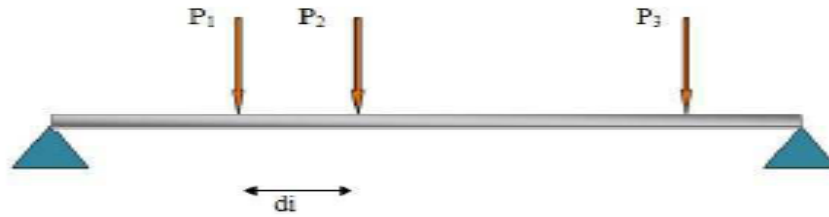


Fig.VII.4 : Charge concentrée

• Charge permanente G :

$$\mu\alpha_{\max}^{\pm} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_y^{\pm} = 0$$

• Surcharge A(l) :

Le moment fléchissant My est maximal pour x = l/2 (à mi-travée). Sa formule devient alors :

$$M_y^{\pm} = \frac{4 \cdot P \cdot b}{\pi} \cdot \left[\mu^{\pm}(\theta) - \frac{1}{3} \mu^{\pm}(3\theta) \right]$$

Avec : P : Charge uniformément répartie.

b : Demi-largeur.

$$P = 0,9544 \times 3,75 = 3,579$$

$$b = 5,25\text{m}$$

$$\pi = 3,14$$

Exemple de calcul :

$$M_y^{\pm} = \frac{4 \times 3,579 \times 5,25}{3,14} \cdot \left[37,33 - \frac{1}{3} \times 4,52 \right] \times 10^{-4} = 0,085$$

Les valeurs des moments fléchissant transversaux, selon le nombre de voies chargées sont :

N.V.C	P (t/ml)	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
01 voie	3,579	0,085	0,841
02 voies	7,158	0,443	0,804

Tableau VII.10 : valeurs du moment fléchissant suivant le nombre de voies chargées

• Surcharge sur les trottoirs :

On utilisant les mêmes formules que pour la surcharge A(l), on trouve :

N.V.C	P (t/ml)	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
01 trottoir	0,1725	0,073	0,110
02 trottoirs	0,345	0,073	0,121

Tableau VII-11 : valeurs du moment fléchissant suivant le nombre de trottoirs chargés

• Surcharge Mc 120 :

Lorsque : $\sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot d}{L}\right) = 1$, le moment est maximal (d = L/2).

En tenant compte de l'effet dynamique, la formule devient :

$$M_y^{\pm} = \frac{4 \cdot P \cdot \delta \cdot b}{\pi} \cdot \left\{ \mu^{\pm}(\theta) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot c}{L}\right) - \frac{1}{3} \cdot \mu^{\pm}(3\theta) \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \pi \cdot c}{L}\right) \right\}$$

On tient compte de l'effet dynamique : $\delta = 1, 1,076$

2C = 6,1m

Les valeurs des moments sont alors :

N.V.C	P (t/ml)	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
01 voie	18,033	0.429	1.949

Tableau VII.12 : valeurs du moment fléchissant transversal sous Mc120

• Surcharge D 240 :

On utilisant les mêmes formules que pour la surcharge Mc 120, on trouve :

2C = 18,6m

Les valeurs des moments sont alors :

N.V.C	P (t/ml)	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
01 voie	12,903	0.096	1.437

Tableau VII.13: valeur du moment fléchissant sous D240

• Surcharge Bc :

$$M_y^{\pm} = \frac{2 \cdot P \cdot b}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^3 \cdot \sum_{i=1}^b \left(P_i \cdot \mu \alpha_m^{\pm} \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot d_i}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right) \right)$$

Le moment maximal se situe à x = 14,975 m.

On prend en compte l'effet dynamique et le coefficient « bc » qui dépend du nombre de voies :

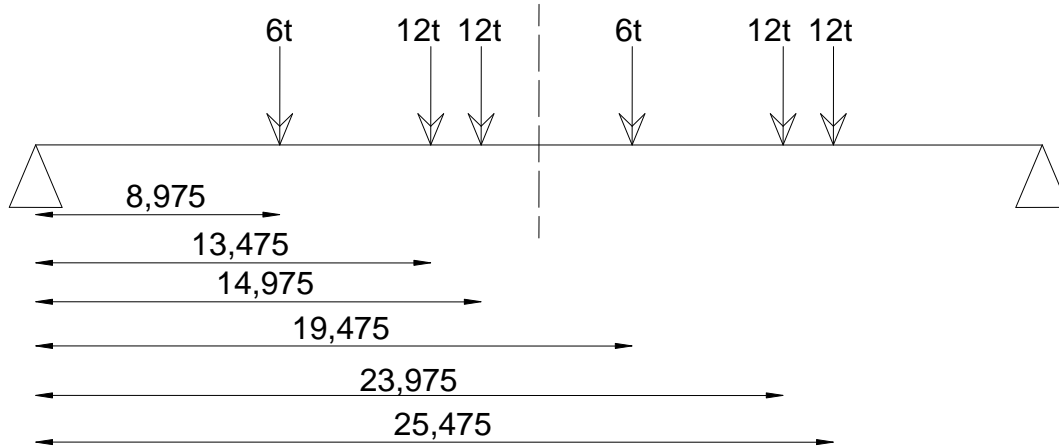


Fig.VII.5: Surcharge Bc

Pi (t)	di (m)	Pi · sin((m · π · di) / L)		sin((m · π · x) / L)		Pi · sin((m · π · di) / L) · sin((m · π · x) / L)	
		m = 1	m = 3	m = 1	m = 3	m = 1	m = 3
6	8,975	4.485	3.432	0.987	-0.884	4.427	-3.034
12	13,475	11.452	-7.365			11.303	6.510
12	14,975	11.842	-10.606			11.688	9.375
6	19,475	5.796	-4.252			5.720	3.758
12	23,975	9.298	5.563			9.177	-4.917
12	25,475	8.139	9.439			8.033	-8.344
				somme		50.348	3.348

Remarque :

Les valeurs du tableau ci-dessus ne sont valables que pour le calcul des moments fléchissant transversaux pour un convoi. Grace à la formule suivante :

$$M_y^\pm = \frac{4 \cdot bc \cdot \delta \cdot b}{\pi} \cdot (50.348 \cdot \mu^\pm(\theta) + 3.348 \cdot \mu^\pm(3\theta))$$

Avec : $\delta = 1,080$, $bc = 1,2$ pour 01 voie chargée et $1,1$ pour deux voies chargées.

Les valeurs des moments, pour la surcharge Bc, sont :

bc	N.V.C	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
1,2	01 voie	0,072	0,313
1,1	02 voies	0,107	0,443

Tableau VII.14 : valeur du moment fléchissant transversal suivant le nombre de convois

- **Surcharge Bt :**

Le moment maximal se situe à $x = 16,3625$ m.

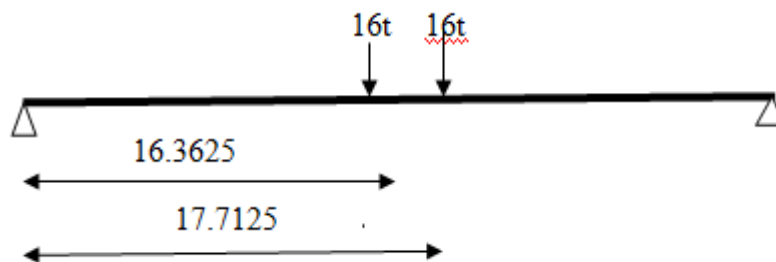


Fig.VII.6: Surcharge Bt

Pi (t)	Di (m)	$Pi \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot di}{L}\right)$		$\sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right)$		$Pi \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot di}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{L}\right)$	
		m = 1	m = 3	m = 1	m = 3	m = 1	m = 3
16	16,3625	15,991	-15.927	0,999	-0,995	15.975	15.845
16	17,7125	15,927	-15.351			15.911	15.274
somme						31.886	31.119

En procédant de la même façon que pour la charge Bc, les valeurs des moments pour Bt sont :

bt	N.V.C	M(-) y (t.m/ml)	M(+) y (t.m/ml)
1,0	01 voie	0.013	0.183
1,0	02 voies	0.245	0.233

Tableau VII.15 : valeur du moment fléchissant transversal suivant le nombre de tandems

	A(L)		Trottoirs		Bc		Bt		Mc 120	D 240
	1 voie	2 voies	1 trott	2 trott	1 conv.	2 conv.	1 tand.	2 tand.		
My(-)	0,085	0,443	0,073	0,073	0,072	0,107	0.013	0.245	0.429	0.096
My(+)	0,841	0,804	0,110	0,121	0,313	0,443	0.183	0.233	1.949	1.437

Tableau VII.16: Récapitulatif des valeurs des moments transversaux des différents efforts (t.m)

Etat	Combinaisons	My(-) [t.m/ml]	My(+) [t.m/ml]
E.L.U	I	0.828	1.544
	II	0.579	2.631
E.L.S	I	0.604	1.130
	II	0.429	1.949

Tableau VII.17: Valeurs des moments fléchissant après combinaison.

$$E. L. U \begin{cases} M_y^+ = 2.631 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \\ M_y^- = -0.828 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \end{cases} ; \quad E. L. S \begin{cases} M_y^+ = 1.949 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \\ M_y^- = -0.604 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \end{cases}$$

VII.2) Etude de la flexion locale :

Le platelage est constitué d’une dalle en béton armé coulé sur place, cette dernière supporte son poids propre, celui de revêtement et les surcharges.

On va assimiler la dalle à un ensemble de panneaux rectangulaire de dimensions l_x et l_y , tel que : $l_x < l_y$. Celle-ci repose, suivant le sens l_x sur les entretoises d’abouts, et suivant le sens l_y sur les poutres principales.

Ces panneaux sont supposés partiellement encastrés dans le sens l_y et libre dans le sens l_x .

Le but de cette étude c’est de pouvoir la ferrailer pour reprendre les efforts provenant de la flexion locale et transversale.

$$l_x = 175 - (2 \cdot 17,5) - \left(2 \cdot \frac{26}{\text{tg}(45)}\right) = 88\text{cm}$$

$$l_x = 0.88\text{m}$$

$$l_y = 33.4 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,88}{33,4} = 0,0263 < 0,4$$

Alors la dalle travail dans le sens l_x . Donc on est amené à l’étude d’une poutre rectangulaire sur deux appuis d’1 mètre de largeur, 0.88 mètre de longueur et 0,20 mètre d’épaisseur.

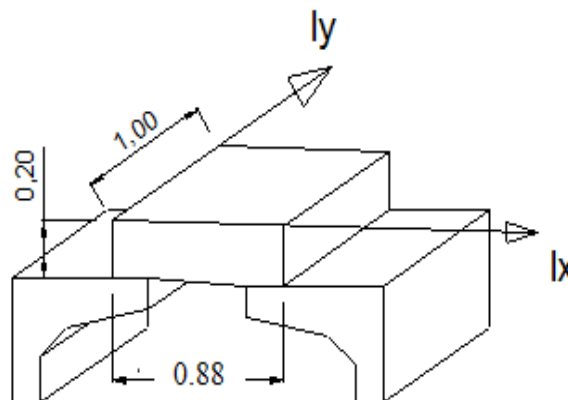
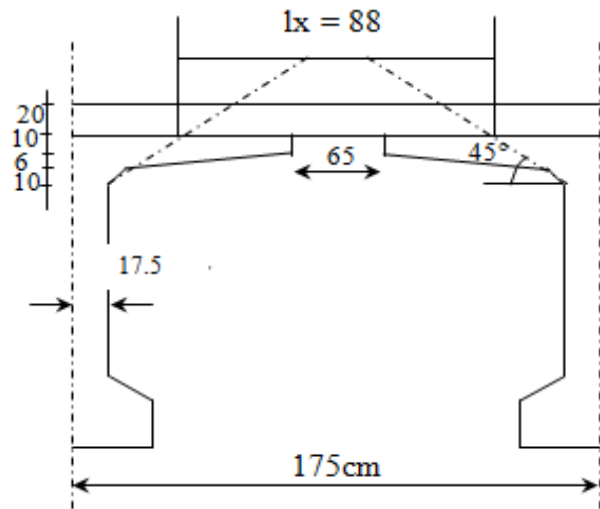


Fig.VII.7: dimension de panneau

VII.2.1) Détermination des charges et efforts internes (M, T) :**VII.2.1.1) Charge permanente (G) :**

- Dalle : $0,2 \times 1,00 \times 2,5 = 0,5 \text{ t/ml}$
- Revêtement en bitume : $2,2 \times 0,07 \times 1,00 = 0,154 \text{ t/ml}$.
- Chape d'étanchéité : $2,2 \times 0,03 \times 1,00 = 0,066 \text{ t/ml}$

Le poids total est : **G = 0,72 t/ml.**

• Moment fléchissant :

- Suivant lx : $M_0^x = \frac{G \cdot L_x^2}{8} = \frac{0,72 \cdot 0,88^2}{8} = 0,070 \text{ t. m.}$

En tenant compte du semi-encastrement de la dalle :

En travée : $M^x_t = 0,8 \times M^x_0 = 0,8 \times 0,070 = 0,056 \text{ t.m.}$

Aux appuis : $M^x_a = -0,5 \times M^x_0 = -0,5 \times 0,070 = -0,035 \text{ t.m.}$

- Suivant ly : selon P. CHARON, on a :

En travée : $M^y_t = \frac{M^x_t}{4} = \frac{0,056}{4} = 0,014 \text{ t. m.}$

Aux appuis : $M^y_a = M^x_a = -0,035 \text{ t. m.}$

• Effort tranchant :

$$T_x = \frac{G \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{0,72 \cdot 0,88 \cdot 1,00}{2 \cdot 1,00 + 0,88} = 0,22 \text{ t.}$$

$$T_y = \frac{G \cdot l_x \cdot l_y}{3 \cdot l_y} = \frac{0,72 \cdot 0,88 \cdot 1,00}{3 \cdot 1,00} = 0,21 \text{ t.}$$

2.1.2) Surcharge A(l) :**• Moment fléchissant :**

$$q_A = 0,9544 \times 1,00 = 0,9544 \text{ t/ml.}$$

- Suivant lx : $M_0^x = \frac{q_A \cdot L_x^2}{8} = \frac{0,9544 \cdot 0,88^2}{8} = 0,092 \text{ t. m.}$

En travée : $M^x_t = 0,8 \times M^x_0 = 0,074 \text{ t.m.}$

Aux appuis : $M^x_a = -0,5 \times M^x_0 = -0,046 \text{ t.m.}$

- Suivant ly :

En travée : $M^y_t = \frac{M^x_t}{4} = \frac{0,074}{4} = 0,02 \text{ t. m.}$

Aux appuis : $M^y_a = M^x_a = -0,046 \text{ t. m.}$

• Effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_A \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{0,9544 \cdot 0,88 \cdot 1,00}{2 \cdot 1,00 + 0,88} = 0,29 \text{ t.}$$

$$T_y = \frac{q_A \cdot l_x \cdot l_y}{3 \cdot l_y} = \frac{0,9544 \cdot 0,88 \cdot 1,00}{3 \cdot 1,00} = 0,28 \text{ t.}$$

Surcharges localisées :

Pour l'étude d'une dalle dans un seul sens (l_x), on admet qu'une charge localisée est appliquée sur un air à la surface de la dalle, cette charge est uniformément répartie sur cette aire avec un angle de diffusion θ

Le calcul de cette dalle, se fait à partir des abaques de PIGEAUD. Ces abaques donnent les moments M_x (l_x) et M_y (l_y) par mètre linéaire et sont calculés grâce aux formules suivantes :

$$M_x = P (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec:

$$v : \text{Coefficient de Poisson} \begin{cases} v = 0 \text{ (E. L. U.)} \\ v = 0,2 \text{ (E. L. S)} \end{cases}$$

M_1, M_2 : Valeurs sans dimension lues à partir des tables de PIGEAUD, selon les rapports :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \frac{u'}{l_x} ; \frac{v'}{l_x}$$

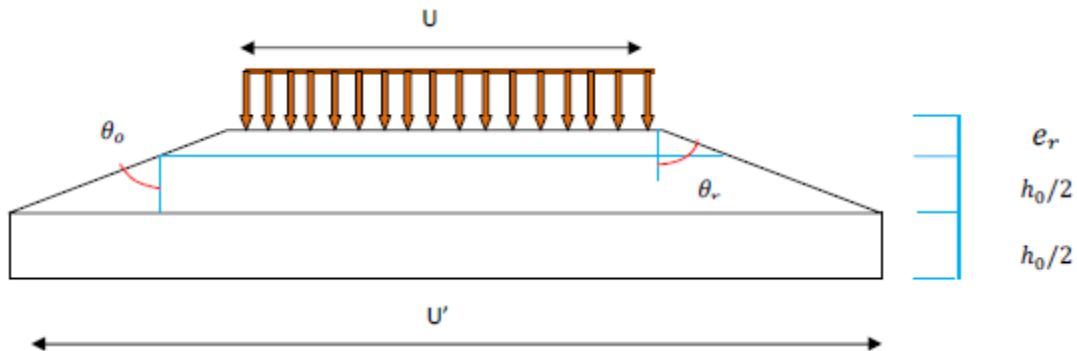


Fig. VII.8: schéma de diffusion d'une charge localisée

Avec :

e_r : Epaisseur du revêtement.

h_0 : Epaisseur de la dalle.

u : Largeur d'impacte de la charge.

u' : Largeur d'impacte après diffusion de la charge p dans le revêtement du béton.

θ_r : Angle de diffusion dans le revêtement ($\text{tg } \theta_r = 3/4 = 0,75$).

θ_0 : Angle de diffusion dans le béton armé $\theta_0 = 45^\circ$; $\text{tg } \theta_0 = 1$.

Avec :

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$e_r = (7+3) = 10 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,88}{33,4} = 0,026$$

ρ étant faible, donc le panneau peut être considéré comme infiniment long ($L_x \ll L_y$), on fera alors l'approximation pour $\rho = 0$

Les dimensions de la section d'impacte S après diffusion de la charge sont :

$$\begin{cases} u' = u + h_0 + 1,5 \cdot e_r \\ v' = v + h_0 + 1,5 \cdot e_r \end{cases}$$

Pour l'effort tranchant :

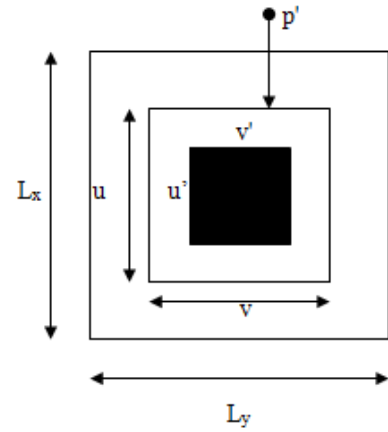
Si ($u' > v'$) : => Au milieu de u' : $T_y = \frac{p'}{2 \cdot u' + v'}$

=> Au milieu de v' : $T_y = \frac{p'}{3 \cdot u}$

Si ($u' < v'$) : => Au milieu de u' : $T_y = \frac{p'}{3 \cdot v'}$

=> Au milieu de v' : $T_y = \frac{p'}{2 \cdot v' + u'}$

On majorera ces efforts tranchants de 25%



VII.2.1.3) Surcharge Bc :

Pour avoir l'effet le plus défavorable, on placera deux camions voisins et on prend, pour chacun, une rangée de roues des essieux arrière (voir la figure suivante).

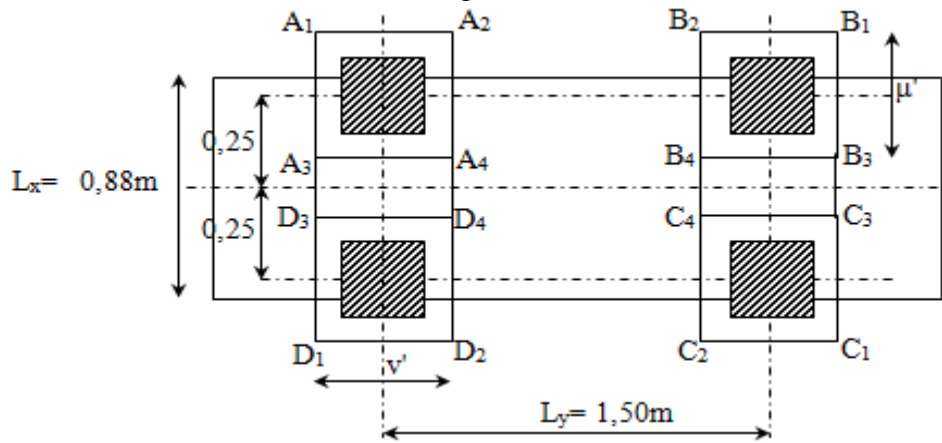


Fig. VII.9: système Bc

Donc : $u' = v' = 0,25 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 0,60 \text{ m}$.

• **Vérification de l'interférence :**

Suivant lx :

$$\begin{cases} d = 0,5 \text{ m} \\ u' = 0,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow u' > d : \text{ Il y a interférence sur une longueur de } \Delta = 0,60 - 0,5 = 0,10 \text{ m}$$

Suivant ly :

$$\begin{cases} d = 1,5 \text{ m} \\ v' = 0,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow v' < d : \text{ Pas d'interférence.}$$

Contrainte de répartition sur le plan moyen (Pression d'interférence) :

$$\sigma' = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{6}{(0,60)^2} = 16,67 \text{ t/m}^2$$

On a deux surfaces S1 et S2 :

- S1 : Surface non touchée par l'interférence :
- S2 : Surface touchée par l'interférence :

- Pour S_1 :

1. Surface $A_1B_1C_1D_1$:

$$\begin{cases} u'_1 = l_x - \Delta = 0,88 - 0,10 = 0,78\text{m} \\ v'_1 = ly + v' = 1,50 + 0,60 = 2,10\text{ m} \end{cases}$$

- Charge fictive :

$$P'_1 = \sigma' \times v'_1 \times u'_1 = 16,67 \times 0,78 \times 2,10 = 27,30\text{ t}$$

$$\begin{cases} \frac{U'_1}{L_x} = \frac{0,78}{0,88} = 0,9 \\ \frac{V'_1}{L_x} = \frac{2,10}{0,88} = 2,4 \end{cases} \quad \text{A, PIGEAUD} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,054\text{t.m} \\ M_2 = 0,0028\text{t.m} \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

- E.L.U :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = P'_1(M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = P'_1(vM_1 + M_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 27,30 \times 0,054 = 1,474\text{ t.m} \\ M_{y1} = 27,30 \times 0,0028 = 0,076\text{ t.m} \end{cases}$$

- E.L.S :

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 27,30 \times (0,054 + 0,2 \times 0,0028) = 1,489\text{ t.m} \\ M_{y1} = 27,30 \times (0,2 \times 0,054 + 0,0028) = 0,371\text{t.m} \end{cases}$$

2. surface $A_2B_2C_2D_2$:

$$\begin{cases} U'_2 = L_x - 0,10 = 0,78\text{m} \\ V'_2 = ly - v' = 1,5 - 0,60 = 0,90\text{ m} \end{cases}$$

- Charge fictive :

$$P'_2 = \sigma' \times V'_2 \times U'_2 = 16,67 \times 0,90 \times 0,78 = 11,70\text{ t}$$

$$\begin{cases} \frac{U'_2}{L_x} = \frac{0,78}{0,88} = 0,9 \\ \frac{V'_2}{L_x} = \frac{0,90}{0,88} = 1,00 \end{cases} \Rightarrow \text{A, PIGEAUD} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,085\text{t.m} \\ M_2 = 0,023\text{t.m} \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

- E.L.U :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = P'_2(M_1 + vM_2) \\ M_{y2} = P'_2(vM_1 + M_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 11,70 \times 0,085 = 0,994\text{ t.m} \\ M_{y2} = 11,70 \times 0,023 = 0,269\text{ t.m} \end{cases}$$

- E.L.S :

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 11,70 \times (0,085 + 0,2 \times 0,023) = 1,048\text{ t.m} \\ M_{y2} = 11,70 \times (0,2 \times 0,085 + 0,023) = 0,468\text{ t.m} \end{cases}$$

Donc pour la surface S_1 :

- E.L.U :

$$\begin{cases} M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} = 1,474 - 0,994 = 0,480\text{ t.m} \\ M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} = 0,076 - 0,269 = -0,193\text{ t.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} = 1.489 - 1.048 = 0,441 \text{ t.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} = 0,371 - 0,468 = -0,097 \text{ t.m}$$

- **Pour S₂ :****1. Surface A₃B₃C₃D₃ :**

$$\begin{cases} u'_3 = \Delta = 0,10\text{m} \\ v'_3 = ly + v' = 1,50 + 0,60 = 2,10 \text{ m} \end{cases}$$

- **Charge fictive :**

$$P'_3 = \sigma' \times v'_3 \times u'_3 = 16,67 \times 0,10 \times 2,10 = 3,50 \text{ t}$$

$$\begin{cases} \frac{U'_3}{L_x} = \frac{0,10}{0,88} = 0,11 \\ \frac{V'_3}{L_x} = \frac{2,10}{0,88} = 2,4 \end{cases} \xrightarrow{\text{A, PIGEAUD}} \begin{cases} M_1 = 0,0934\text{t.m} \\ M_2 = 0,0042\text{t.m} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**- **E.L.U :**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x3} = P'_3(M_1 + vM_2) \\ M_{y3} = P'_3(vM_1 + M_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x3} = 3,50 \times 0,0934 = 0,327 \text{ t.m} \\ M_{y3} = 3,50 \times 0,0042 = 0,015 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x3} = 3,50 \times (0,0934 + 0,2 \times 0,0042) = 0,329 \text{ t.m} \\ M_{y3} = 3,50 \times (0,2 \times 0,0934 + 0,0042) = 0,080 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. surface A₄B₄C₄D₄ :

$$\begin{cases} U'_4 = \Delta = 0,10 \text{ m} \\ V'_4 = ly - v' = 1,5 - 0,60 = 0,90 \text{ m} \end{cases}$$

- **Charge fictive :**

$$P'_4 = \sigma' \times V'_4 \times U'_4 = 16,67 \times 0,10 \times 0,90 = 1,50 \text{ t}$$

$$\begin{cases} \frac{U'_4}{L_x} = \frac{0,10}{0,88} = 0,11 \\ \frac{V'_4}{L_x} = \frac{0,90}{0,88} = 1,00 \end{cases} \Rightarrow \text{A, PIGEAUD} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1626\text{t.m} \\ M_2 = 0,034\text{t.m} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**- **E.L.U :**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x4} = P'_4(M_1 + vM_2) \\ M_{y4} = P'_4(vM_1 + M_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x4} = 1,50 \times 0,1626 = 0,244 \text{ t.m} \\ M_{y4} = 1,50 \times 0,034 = 0,051 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x4} = 1,50 \times (0,1626 + 0,2 \times 0,034) = 0,254 \text{ t.m} \\ M_{y4} = 1,50 \times (0,2 \times 0,1626 + 0,034) = 0,099 \text{ t.m} \end{cases}$$

Donc pour la surface S₂ :

- **E.L.U :**

$$\begin{cases} M_{xII} = M_{x3} - M_{x4} = 0,327 - 0,244 = 0,083 \text{ t.m} \\ M_{yII} = M_{y3} - M_{y4} = 0,015 - 0,051 = -0,036 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$\begin{cases} M_{xII} = M_{x3} - M_{x4} = 0,329 - 0,254 = 0,075 \text{ t.m} \\ M_{yII} = M_{y3} - M_{y4} = 0,080 - 0,099 = -0,019 \text{ t.m} \end{cases}$$

Finalemnt les moments fléchissant engendrés par le système B_c sont :

E.L.U :

$$M_x = (M_{xI} + M_{xII}) = 0,480 + 0,083 = 0,563 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_{yI} + M_{yII}) = -0,193 - 0,036 = -0,229 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S :

$$M_x = (M_{xI} + M_{xII}) = 0,441 + 0,075 = 0,516 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_{yI} + M_{yII}) = -0,097 - 0,019 = -0,116 \text{ t.m/ml}$$

Efforts tranchant:

L'effort tranchant maximal a lieu lorsque les roues des deux camions voisins se trouvent au milieu de la plaque.

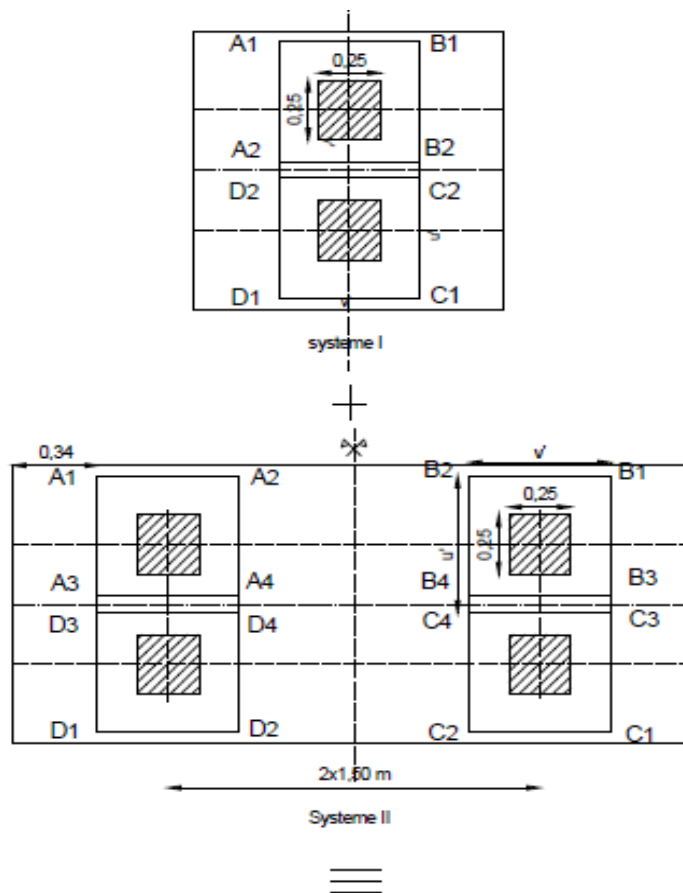


Fig. VII.10 : disposition de calcul pour Bc

- **Système I :**

- **Surface A₁B₁C₁D₁ :**

$$U'_1 = lx - \Delta = 0,88 - 0,10 = 0,78 \text{ m}$$

$$V'_1 = v' = 0,60 \text{ m}$$

• **Charge fictive :**

$$P'_1 = \sigma' \times V'_1 \times U'_1 = 16,67 \times 0,78 \times 0,60 = 7,80 \text{ t}$$

$$U'_1 > V'_1 \left\{ \begin{array}{l} T'_{U1} = \frac{P'_1}{2 \cdot U'_1 + V'_1} = \frac{7,80}{2 \times 0,78 + 0,60} = 3,61 \text{ t/ml} \\ T'_{V1} = \frac{P'_1}{3 \cdot U'_1} = \frac{7,80}{3 \times 0,78} = 3,33 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

- **Surface A₂B₂C₂D₂ :**

$$U'_2 = \Delta = 0,10$$

$$V'_1 = v' = 0,60 \text{ m}$$

- **Charge fictive :**

$$P'_2 = \sigma' \times V'_2 \times U'_2 = 16,67 \times 0,1 \times 0,60 = 1,00 \text{ t}$$

$$U'_2 < V'_2 \left\{ \begin{array}{l} T'_{U2} = \frac{P'_2}{3 \cdot V'_2} = \frac{1,00}{3 \times 0,60} = 0,55 \text{ t/ml} \\ T'_{V2} = \frac{P'_2}{2 \cdot V'_2 + U'_2} = \frac{1,00}{2 \times 0,60 + 0,10} = 0,77 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} T'_{U1} = T'_{U1} + T'_{U2} = 3,61 + 0,55 = 4,16 \text{ t/ml} \\ T'_{V1} = T'_{V1} + T'_{V2} = 3,33 + 0,77 = 4,10 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

- **Système II :**

- **Surface A₁B₁C₁D₁ :**

$$U'_1 = lx - \Delta = 0,88 - 0,10 = 0,78 \text{ m}$$

$$V'_1 = 2 \times 1,5 + V' = 3 + 0,60 = 3,60 \text{ m}$$

- **Charge fictive :**

$$P'_1 = \sigma' \times V'_1 \times U'_1 = 16,67 \times 0,78 \times 3,60 = 46,81 \text{ t}$$

$$U'_1 < V'_1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T'_{U1} = \frac{P'_1}{3 \times V'_1} = \frac{46,81}{3 \times 3,60} = 4,33 \text{ t/ml} \\ T'_{V1} = \frac{P'_1}{2 \times V'_1 + U'_1} = \frac{46,81}{2 \times 3,60 + 0,78} = 5,86 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

- **Surface A₂B₂C₂D₂ :**

$$U'_2 = lx - \Delta = 0,88 - 0,10 = 0,78 \text{ m}$$

$$V'_2 = 2 \times 1,5 - V' = 3 - 0,60 = 2,4\text{m}$$

- Charge fictive :

$$P'_2 = \sigma' \times V'_2 \times U'_2 = 16,67 \times 0,78 \times 2,4 = 31,20 \text{ t}$$

$$U'_2 < V'_2 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U2} = \frac{P'_2}{3.V'_2} = \frac{31,20}{3 \times 2,4} = 4,33 \text{ t/ml} \\ T'_{V2} = \frac{P'_2}{2.V'_2 + U'_2} = \frac{31,20}{2 \times 2,4 + 0,78} = 5,59 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Donc pour le système I :

$$\begin{cases} T'_{Ua} = \frac{T'_{U1} - T'_{U2}}{2} = \frac{4,33 - 4,33}{2} = 0,00 \text{ t/ml} \\ T'_{Va} = \frac{T'_{V1} - T'_{V2}}{2} = \frac{5,86 - 5,59}{2} = 0,135 \text{ t/ml} \end{cases}$$

La zone d'interférence :

- Surface $A_3B_3C_3D_3$:

$$U'_3 = \Delta = 0,10\text{m}$$

$$V'_3 = 2 \times 1,5 + v' = 3 + 0,60 = 3,60 \text{ m}$$

- Charge fictive :

$$P'_3 = \sigma' \times V'_3 \times U'_3 = 16,67 \times 0,10 \times 3,60 = 6,00 \text{ t}$$

$$U'_3 < V'_3 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U3} = \frac{P'_3}{3.V'_3} = \frac{6,00}{3 \times 3,60} = 0,55 \text{ t/ml} \\ T'_{V3} = \frac{P'_3}{2.V'_3 + U'_3} = \frac{6,00}{2 \times 3,60 + 0,10} = 0,82 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- **Surface $A_4B_4C_4D_4$:**

$$U'_4 = \Delta = 0,10 \text{ m}$$

$$V'_4 = 2 \times 1,5 - v' = 3 - 0,60 = 2,40 \text{ m}$$

• **Charge fictive :**

$$P'_4 = \sigma' \times V'_4 \times U'_4 = 16,67 \times 2,40 \times 0,10 = 4,00 \text{ t}$$

$$U'_4 < V'_4 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U4} = \frac{P'_4}{3.V'_4} = \frac{4,00}{3 \times 2,40} = 0,55 \text{ t/ml} \\ T'_{V4} = \frac{P'_4}{2.V'_4 + U'_4} = \frac{4,00}{2 \times 2,40 + 0,10} = 0,81 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T'_{Ub} = \frac{T'_{U3} - T'_{U4}}{2} = \frac{0,55 - 0,55}{2} = 0 \text{ t} \\ T'_{Vb} = \frac{T'_{V3} - T'_{V4}}{2} = \frac{0,82 - 0,81}{2} = 0,005 \text{ t} \end{cases}$$

Donc pour le système II :

$$T'_{U II} = T'_{Ua} + T'_{Ub} = 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ t/ml}$$

$$T'_{V II} = T'_{Va} + T'_{Vb} = 0,135 \text{ t} + 0,005 = 0,14 \text{ t/ml}$$

Finalement les efforts tranchants dus au système B_c après majoration :

Au milieu de U' : $T_x = 1,25(4,16 + 0,00) = 5,20t/ml$

Au milieu de V' : $T_y = 1,25(4,10 + 0,014) = 5.14t/ml$

VII.2.1.4) Surcharge Bt :

La surface d'impact de chaque roue de masse égale à (8t) sur la chaussée est un rectangle dont le coté transversal est de 60cm et le coté longitudinal est de 25cm.

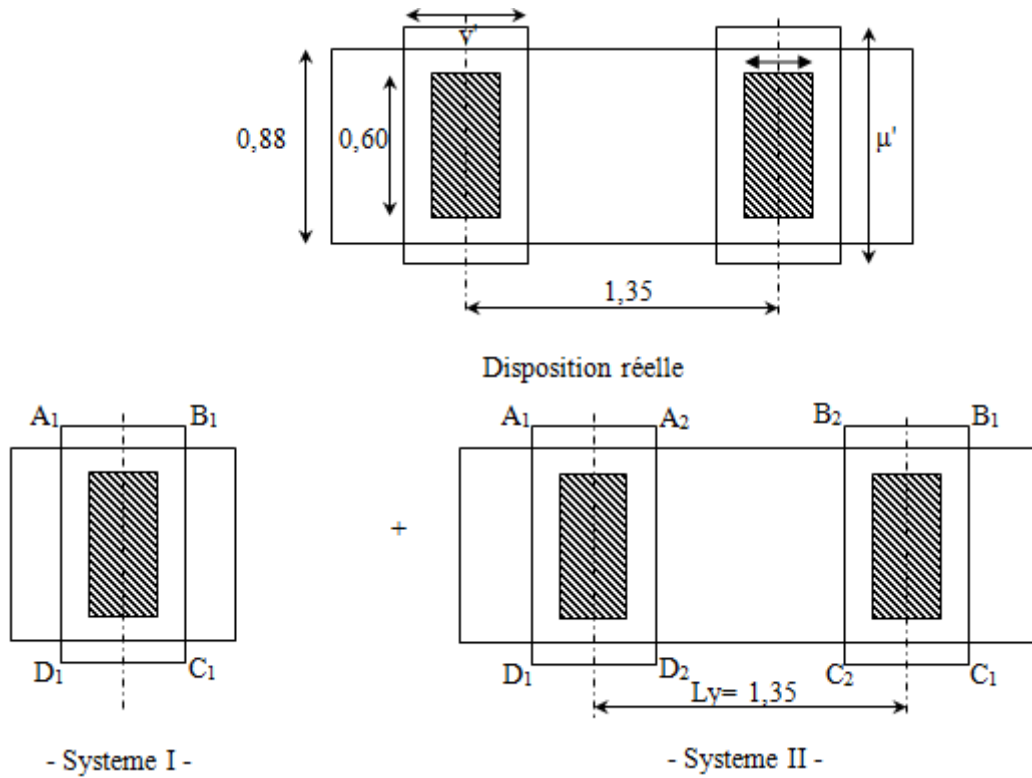


Fig. VII.11 : Disposition de calcul pour Bt

$U = 0,60 \text{ m}$

$V = 0,25 \text{ m.}$

$P = 8 \text{ t.}$

$U' = U + h_0 + 1,5 \times e_r = 0,60 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 0,95\text{m}$

$V' = v + h_0 + 1,5 \times e_r = 0,25 + 0,20 + 1,5 \times 0,10 = 0,60 \text{ m}$

$\frac{U'}{2} = \frac{0,95}{2} = 0,475 < \frac{1,00}{2} = 0,50 \Rightarrow$ pas d'interférence suivant x

$\frac{V'}{2} = \frac{0,60}{2} = 0,30 < \frac{l_y}{2} = \frac{1,35}{2} = 0,675 \Rightarrow$ pas d'interférence suivant L_y

- **contrainte de répartition sur le plan moyen :**

$\sigma' = \frac{P}{U'V'} = \frac{8}{0,95 \times 0,60} = 14,03 \text{ t/m}^2$

σ' : contrainte au niveau du plan moyen de la dalle

- **Moments fléchissant :**

- **Surface A₁B₁C₁D₁ :**

$$\begin{cases} U_1' = L_x = 0,88 \text{ m} \\ V_1' = ly + v' = 1,35 + 0,60 = 1,95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U_1'}{L_x} = \frac{0,88}{0,88} = 1 \\ \frac{V_1'}{L_x} = \frac{1,95}{0,88} = 2,216 \end{cases} \quad \text{A. PIGEAUD} \quad \begin{cases} M_1 = 0,0527 \text{ t.m} \\ M_2 = 0,0036 \text{ t.m} \end{cases}$$

La charge fictive

$$P_1' = \sigma' \times U_1' \times V_1' = 14,03 \times 0,88 \times 1,95 = 24,07 \text{ t}$$

- **E.L.U :**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = P_1'(M_1 + vM_2) = 24,07 \times 0,0527 = 1,2685 \text{ t.m/ml} \\ M_{y1} = P_1'(M_2 + vM_1) = 24,07 \times 0,0036 = 0,0866 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = P_1'(M_1 + vM_2) = 24,07 \times (0,0527 + 0,2 \times 0,0036) = 1,2858 \text{ t.m/ml} \\ M_{y1} = P_1'(vM_1 + M_2) = 24,07 \times (0,2 \times 0,0527 + 0,0036) = 0,3403 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **Surface A₂B₂C₂D₂ :**

$$U_2' = L_x = 0,88 \text{ m}$$

$$V_2' = ly - V' = 1,35 - 0,60 = 0,75 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \frac{U_2'}{L_x} = \frac{0,88}{0,88} = 1 \\ \frac{V_2'}{L_x} = \frac{0,75}{0,88} = 0,85 \end{cases} \quad \text{A. PIGEAUD} \quad \begin{cases} M_1 = 0,0815 \text{ t.m} \\ M_2 = 0,0260 \text{ t.m} \end{cases}$$

• **La charge fictive**

$$P_2' = \sigma' \times U_2' \times V_2' = 14,03 \times 0,88 \times 0,75 = 9,23 \text{ t}$$

- **E.L.U :**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = P_2'(M_1 + vM_2) = 9,23 \times 0,0815 = 0,7522 \text{ t.m/ml} \\ M_{y2} = P_2'(M_2 + vM_1) = 9,23 \times 0,0260 = 0,2399 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = P_2'(M_1 + vM_2) = 9,23 \times (0,0815 + 0,2 \times 0,026) = 0,8002 \text{ t.m/ml} \\ M_{y2} = P_2'(vM_1 + M_2) = 9,23 \times (0,2 \times 0,0815 + 0,026) = 0,3904 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

D'où les moments pour le système de charge B_t :

- **E.L.U :**

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} = 1,2685 - 0,7522 = 0,5163 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} = 0,0866 - 0,2399 = -0,1533 \text{ t.m/ml}$$

- **E.L.S :**

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} = 1,2858 - 0,8002 = 0,4856 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} = 0,3403 - 0,3904 = -0,0501 \text{ t.m/ml}$$

- **Efforts tranchants :**

D'après les abaques de PIGEAUD, l'effort tranchant est maximal au voisinage de la charge et a pour valeur :

Si ($u' > v'$) : => Au milieu de u' : $T_y = \frac{p'}{2 \cdot u' + v'}$

=> Au milieu de v' : $T_y = \frac{p'}{3 \cdot u'}$

Si ($u' < v'$) : => Au milieu de u' : $T_y = \frac{p'}{3 \cdot v'}$

=> Au milieu de v' : $T_y = \frac{p'}{2 \cdot v' + u'}$

La disposition de la charge B_t se fait comme suit :

Les roues de deux véhicules voisins se trouvent au milieu de la plaque ou une seule roue au milieu de la plaque.

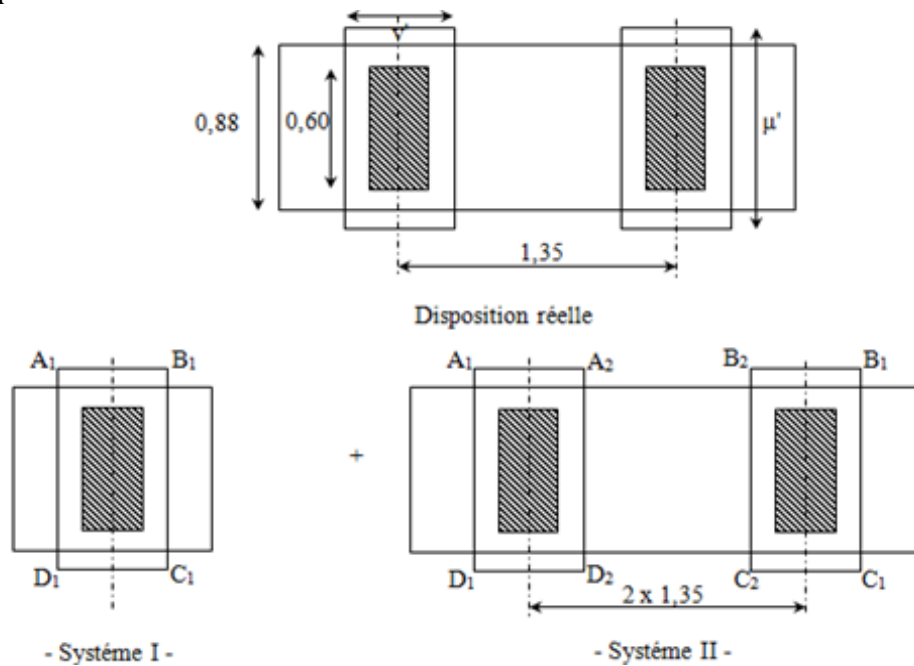


Fig. VII.12 : disposition du calcul

Système I :

$U'_1 = lx = 0,88m$

$V'_1 = V + h_0 + 1,5e_r \Rightarrow V'_1 = 0,25 + 0,20 + 1,5 \times 0,10 = 0,60 m$

• **La charge fictive**

$P'_1 = \sigma' \times U'_1 \times V'_1 = 14,03 \times 0,88 \times 0,60 = 7,40 t$

$$U'_1 > V'_1 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U_1} = \frac{P'_1}{2 \times U'_1 + V'_1} = \frac{7,40}{2 \times 0,88 + 0,60} = 3,13 \text{ t/ml} \\ T'_{V_1} = \frac{P'_1}{3 \times U'_1} = \frac{7,40}{3 \times 0,88} = 2,80 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Système II :

- **Surface $A_2B_2C_2D_2$:**

$U'_2 = lx = 0,88 m$

$V'_2 = 2 \times 1,35 + v' = 2 \times 1,35 + 0,60 = 3,30 m$

- **Charge fictive :**

$$P'_2 = \sigma' \times V'_2 \times U'_2 = 14,03 \times 0,88 \times 3,30 = 40,74 \text{ t}$$

$$U'_2 < V'_2 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U2} = \frac{P'_2}{3 \cdot V'_2} = \frac{40,74}{3 \times 3,30} = 4,11 \text{ t/ml} \\ T'_{V2} = \frac{P'_2}{2 \cdot V'_2 + U'_2} = \frac{40,74}{2 \times 3,30 + 0,88} = 5,44 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- **Surface A₃B₃C₃D₃ :**

$$U'_3 = l_x = 0,88 \text{ m}$$

$$V'_3 = 2 \times 1,35 - 0,60 = 2,10 \text{ m}$$

- **Charge fictive :**

$$P'_3 = \sigma' \times V'_3 \times U'_3 = 14,03 \times 0,88 \times 2,10 = 25,92 \text{ t}$$

$$U'_3 < V'_3 \Rightarrow \begin{cases} T'_{U3} = \frac{P'_3}{3 \cdot V'_3} = \frac{25,92}{3 \times 2,10} = 4,11 \text{ t/ml} \\ T'_{V3} = \frac{P'_3}{2 \cdot V'_3 + U'_3} = \frac{25,92}{2 \times 2,10 + 0,88} = 5,10 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Finalement pour le système II :

$$T_{U \text{ II}} = \frac{T'_{U2} - T'_{U3}}{2} = \frac{4,11 - 4,11}{2} = 0 \text{ t/ml}$$

$$T_{V \text{ II}} = \frac{T'_{V2} - T'_{V3}}{2} = \frac{5,44 - 5,10}{2} = 0,17 \text{ t/ml}$$

Donc, les efforts tranchants engendrés par le système B_t après majoration sont les suivants :

$$\text{Au milieu de } U' : T_x = 1,25 \times (3,13 + 0) = 3,91 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : T_y = 1,25 \times (2,80 + 0,17) = 3,71 \text{ t/ml}$$

VII.2.1.5) Surcharge Br:

La surface d'impact d'une roue isolée de masse égale à (10t) sur la chaussée est un rectangle dont le coté transversal est de 60 cm et le coté longitudinal est de 30 cm.

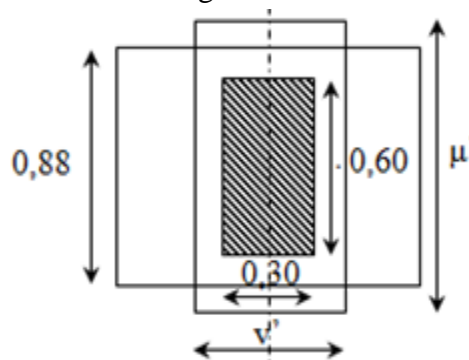


Fig. VII.12 : Surcharge Br

$$U' = U + h_0 + 1,5e_r = 0,6 + 0,20 + 1,5 \times 0,10 = 0,95 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5e_r = 0,3 + 0,20 + 1,5 \times 0,10 = 0,65 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{U'}{l_x} = \frac{0,95}{0,88} = 1,08 \\ \frac{V'}{l_x} = \frac{0,65}{0,88} = 0,74 \end{cases}$$

A. PIGEAUD

$$\begin{cases} M_1 = 0,0842 \text{ t.m} \\ M_2 = 0,0310 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :****E.L.U :**

$$M_x = P(M_1 + \gamma M_2) = 10 \times 0,0842 = 0,842 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = P(M_2 + \gamma M_1) = 10 \times 0,0310 = 0,310 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S :

$$M_x = P(M_1 + \gamma M_2) = 10 \times (0,0842 + 0,2 \times 0,0310) = 0,9040 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = P(M_2 + \gamma M_1) = 10 \times (0,0310 + 0,2 \times 0,0842) = 0,4784 \text{ t.m/ml}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\text{Au milieu de } U' : T'_Y = \frac{Q}{2U'+V'} = \frac{10}{2 \times 0,95 + 0,65} = 3,92 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : T'_X = \frac{Q}{3U'} = \frac{10}{3 \times 0,95} = 3,50 \text{ t/ml}$$

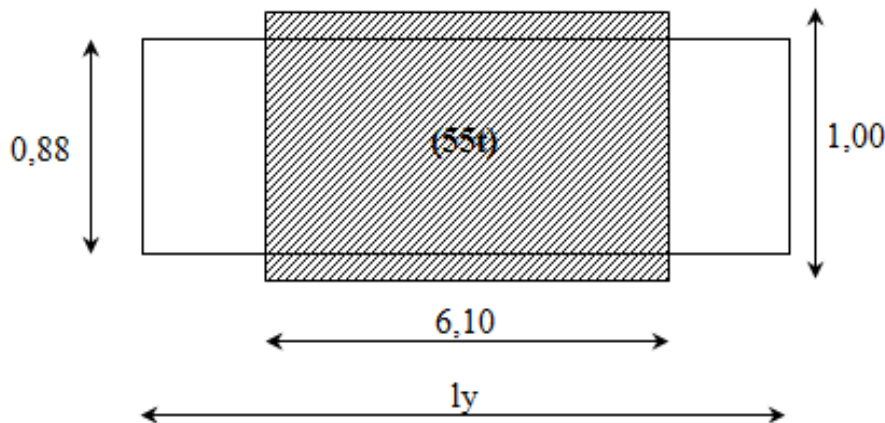
On affecte aux efforts tranchants un coefficient de majoration égal à 1,25 (majoration de 25%).

$$\text{Au milieu de } L_x : T_Y = 1,25 \times T'_Y = 1,25 \times 3,92 = 4,90 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } L_Y : T_X = 1,25 \times T'_X = 1,25 \times 3,50 = 4,37 \text{ t/ml}$$

VII.2.1.6) Surcharge Mc 120 :

La surcharge Mc120 est composée de deux (2) chenilles de 55 t chacune, on ne peut disposer qu'une seule puisque la largeur de la dalle L_x est réduite. La position la plus défavorable est lorsque la chenille se situe au centre du panneau.

**Fig. VII.13 : Système Mc120**

$$U' = U + h_0 + 1,5e_r = 1,00 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 1,35 \text{ m}$$

$$U' > l_x = 0,88 \text{ m} \Rightarrow U' = 0,88 \text{ m.}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5e_r = 6,1 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 6,45 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{0,88}{0,88} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = \frac{6,45}{0,88} = 7,34 \end{cases}$$

$$\text{A. PIGEAUD} \quad \begin{cases} M_1 = 0,0400 \text{ t.m} \\ M_2 = 0,0009 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

E.L.U :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = P(M_1 + vM_2) = 55 \times 0,040 = 2,20 \text{ t.m/ml} \\ M_y = P(M_2 + vM_1) = 55 \times 0,0009 = 0,05 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

E.L.S :

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_x = P(M_1 + vM_2) = 55 \times (0,04 + 0,2 \times 0,0009) = 2,21 \text{ t.m/ml} \\ M_y = P(M_2 + vM_1) = 55 \times (0,0009 + 0,2 \times 0,04) = 0,49 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **Efforts tranchants :**

$$U' < V' \Rightarrow \begin{cases} T'_U = \frac{P}{3.V'} = \frac{55}{3 \times 6,45} = 2,84 \text{ t/ml} \\ T'_V = \frac{P}{2.V' + U'} = \frac{55}{2 \times 6,45 + 0,88} = 3,99 \text{ t/ml} \end{cases}$$

On affecte aux efforts tranchants un coefficient de majoration égal à 1,25 (majoration de 25%).

$$T'_{\mu} = 1,25 \times 2,84 = 3,55 \text{ t/ml}$$

$$T'_{\nu} = 1,25 \times 3,99 = 4,98 \text{ t/ml}$$

VII.2.1.7) Surcharge D240 :

Le convoi exceptionnel type D comporte une remorque de trois (3) éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t répartie au niveau de la chaussée.

La position la plus défavorable est lorsque le convoi se situe au centre du panneau.

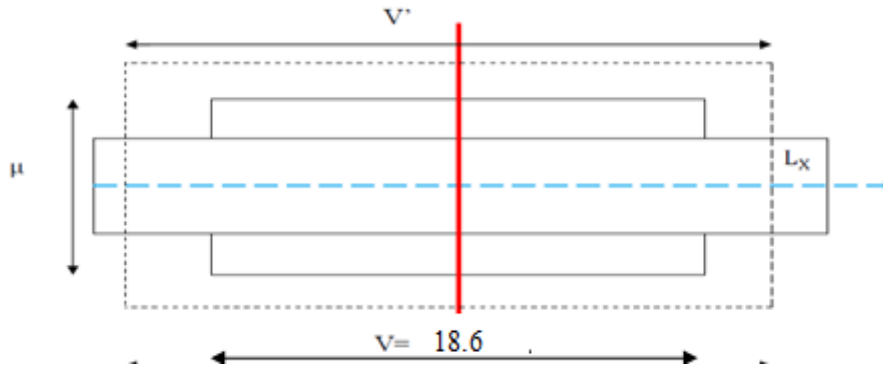


Fig. VII.14 : Système Mc120

$$\mu = 3,2\text{m}$$

$$v = 18,60\text{m}$$

$$U' = U + h_0 + 1,5e_r = 3,2 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 3,55\text{m}$$

$$U' > l_x = 0,88\text{m} \Rightarrow U' = 0,88 \text{ m.}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5e_r = 18,6 + 0,2 + 1,5 \times 0,10 = 18,95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{0,88}{0,88} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = \frac{18,95}{0,88} = 21,53 \end{cases} \quad \text{A. PIGEAUD} \quad \begin{cases} M_1 = 0,04\text{t.m} \\ M_2 = 0,0009\text{t.m} \end{cases}$$

- **Contrainte de répartition sur le plan moyen (Pression d'interférence) :**

$$\sigma' = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{240}{3,55 \times 18,95} = 3,56\text{t/m}^2$$

- Charge fictive :

$$P' = \sigma' \times V' \times U' = 3,56 \times 0,88 \times 18,95 = 59,36 \text{ t}$$

- Moments fléchissant :

E.L.U :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = P'(M_1 + vM_2) = 59,36 \times 0,04 = 2,3744 \text{ t.m/ml} \\ M_y = P'(M_2 + vM_1) = 59,36 \times 0,0009 = 0,0534 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

E.L.S :

$$v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} M_x = P'(M_1 + vM_2) = 59,36 \times (0,04 + 0,2 \times 0,0009) = 2,385 \text{ t.m/ml} \\ M_y = P'(M_2 + vM_1) = 59,36 \times (0,0009 + 0,2 \times 0,04) = 0,528 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- Efforts tranchants :

$$U' < V' \Rightarrow \begin{cases} T'_U = \frac{P'}{3.V'} = \frac{59,36}{3 \times 18,95} = 1,04 \text{ t/ml} \\ T'_V = \frac{P'}{2.V'+U'} = \frac{59,36}{2 \times 18,95 + 0,88} = 1,53 \text{ t/ml} \end{cases}$$

On affecte aux efforts tranchants un coefficient de majoration égal à 1,25 (majoration de 25%).

$$T'_u = 1,25 \times 1,04 = 1,30 \text{ t/ml.}$$

$$T'_v = 1,25 \times 1,53 = 1,91 \text{ t/ml.}$$

Type de charge	E.L.U.		E.L.S.	
	Mx (t.m/ml)	My (t.m/ml)	Mx (t.m/ml)	My (t.m/ml)
G	0,070		0,070	
A(L)	0,092		0,092	
Bc	0,563	-0,229	0,516	-0,116
Bt	0,5163	-0,1533	0,4856	-0,0501
Br	0,842	0,310	0,904	0,4784
Mc 120	2,200	0,050	2,210	0,490
D 240	2,3744	0,0534	2,385	0,528

Tableau VII.18 : Récapitulatif des moments fléchissant

Type de charge	Tx au milieu de lx (t/ml)	Ty au milieu de ly (t/ml)
G	0.22	0.21
A(L)	0.29	0.28
Bc	5.20	5.14
Bt	3.91	3.71
Br	4.90	4.37
Mc 120	3.55	4.98
D 240	1.30	1.91

Tableau VII.19: Récapitulatif des efforts tranchants

Remarque :

Les moments en travée : $Mt_x = 0,8M_{0x}$

Les moments aux appuis : $Ma_x = -0,5M_{0x}$

Type de chargement		Mt _x (t.m)	Ma _x (t.m)	Mt _y (t.m)	Ma _y (t.m)
G		0,056	-0,035	0,014	-0,035
A(L)		0,074	-0,046	0,020	-0,046
Bc δ = 1,295	E.L.U.	0,583	-0,364	-0,237	0,148
	E.L.S.	0,554	-0,334	-0,120	0,075
Bt δ = 1,295	E.L.U.	0,535	-0,334	-0,159	0,099
	E.L.S.	0,503	-0,314	-0,052	0,032
Br δ = 1,295	E.L.U.	0,872	-0,545	0,321	-0,201
	E.L.S.	0,936	-0,585	0,496	-0,309
Mc 120 δ = 1,359	E.L.U.	2,392	-1,495	0,054	-0,034
	E.L.S.	2,403	-1,502	0,533	-0,333
D 240	E.L.U.	1,899	-0,187	0,043	-0,027
	E.L.S.	1,908	-1,192	0,422	-0,264

Tableau VII.20 : Moments fléchissant après majoration

Type de charge		T _x (t/ml)	T _y (t/ml)
G		0.22	0.21
A(L)		0.29	0.28
B δ = 1,295	Bc (bc = 1,1)	7.407	7.322
	Bt (bt = 1)	5.063	4.804
	Br	6.345	5.659
Mc 120 (δ = 1,359)		4.824	6.768
D 240		1.30	1.91

Tableau VII.21 : Récapitulatif des efforts tranchants après majoration

Etat	E.L.U	E.L.S
(I)	1,35G + 1,605 x Max (A, B)	G + 1,2 x Max (A, B)
(II)	1,35G + 1,35 x Max (Mc 120, D 240)	G + Max (Mc 120, D 240)

Tableau VII.22 : Combinaisons d'actions

Etats	Type	Mt _x (t.m)	Ma _x (t.m)	Mt _y (t.m)	Ma _y (t.m)	T _x (t)	T _y (t)
E.L.U.	(I)	1,475	-0,922	0,534	-0,369	12.185	12.035
	(II)	3.305	-2.065	0,092	-0,093	6.809	9.420
E.L.S.	(I)	1.179	-0,737	0,609	-0,406	9.108	8.996
	(II)	2.459	-1.537	0,547	-0,368	5.044	6.978

Tableau VII.23 : Valeurs des efforts internes après combinaison

Etats	Mt _x (t.m)	Ma _x (t.m)	Mt _y (t.m)	Ma _y (t.m)	T _x (t)	T _y (t)
E.L.U	3.305	-2.065	0.534	-0.369	12.185	12.035
E.L.S	2.459	-1.537	0,609	-0,406	9.108	8.996

Tableau VII.24 : valeurs des efforts (M et T) à prendre en compte dues à la flexion locale

Résumé : Dans le sens transversal (sens L_x), le moment fléchissant final sera obtenu en ajoutant au moment dû à la flexion locale, le moment dû à la flexion transversale.

Aux appuis : $Ma_{xf} = M_y^- + Ma_x$

En travée : $Mt_{xf} = M_y^+ + Mt_x$

On a dans la flexion transversale :

$$E. L. U \begin{cases} M_y^+ = 2.631 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \\ M_y^- = -0.828 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \end{cases} ; \quad E. L. S \begin{cases} M_y^+ = 1.949 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \\ M_y^- = -0.604 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \end{cases}$$

Donc : E. L. U. : $\begin{cases} Mt = 2.631 + 3.305 = 5.936 \text{ tm/ml} \\ Ma = -0.828 - 2.065 = -2.893 \text{ tm/ml} \end{cases}$

E. L. S. : $\begin{cases} Mt = 1.949 + 2.459 = 5.254 \text{ tm/ml} \\ Ma = -0.604 - 1.537 = -2.141 \text{ tm/ml} \end{cases}$

Etat	M (t.m/ml)	
	Travée	Appuis
E.L.U	5.936	-2.893
E.L.S	5.254	-2.141

Tableau VII.25 : Moments fléchissant finaux dans le sens (lx) de la dalle

E. L. U. : $\begin{cases} Mt = 2.631 + 0.534 = 3.165 \text{ tm/ml} \\ Ma = -0.828 - 0.369 = -1.197 \text{ tm/ml} \end{cases}$

E. L. S. : $\begin{cases} Mt = 1.949 + 0.609 = 2.558 \text{ tm/ml} \\ Ma = -0.604 - 0.406 = -1.010 \text{ tm/ml} \end{cases}$

Etat	M (t.m/ml)	
	Travée	Appuis
E.L.U.	3.165	-1.197
E.L.S.	2.558	-1.010

Tableau VII.26 : Moments fléchissant finaux dans le sens (ly) de la dalle

VII.3) Vérification de la dalle au poinçonnement :

Lorsqu'une charge concentrée importante s'applique sur une dalle, il est nécessaire de vérifier le phénomène au poinçonnement.

On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire que si la charge concentrée est éloignée du bord de la dalle, et que la formule suivante soit vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times h_0 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul pour l'état limite de calcul

U_c : Périmètre du contour de l'aire « S » sur laquelle agit la charge dans le plan feuillet moyen.

h_0 : Épaisseur totale du hourdis

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge.

Application :

$$f_{cj} = 35 \text{ Mpa} \quad ; \quad h_0 = 20 \text{ cm} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5$$

Exemple de calcul pour la charge Bc :

$$U' = U + h_0 + 1,5e_r = 0,25 + 0,20 + (1,5 \times 0,10) = 0,60 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5e_r = 0,25 + 0,20 + (1,5 \times 0,10) = 0,60 \text{ m}$$

$$U_c = 2(U' + V') = 2(0,60 + 0,60) = 2,40 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

Avec :

$$Q_g = 2,5 \times 0,2 + 2,2 \times 0,07 + 2,2 \times 0,03 = 0,72 \text{ t/ml}$$

$$Q_g = 0,72 \text{ t/ml}$$

$$G = Q_g \times U' \times V' = 0,72 \times 0,60^2 = 0,2592 \text{ t}$$

$$G = 2,592 \text{ KN}$$

$$Q = 3 \text{ t} = 30 \text{ KN}$$

Donc on aura :

$$Q_u = 1,35 \times 2,592 + 1,5 \times 30 = 48,499 \text{ KN}$$

D'autre part :

$$0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 2,40 \times 0,2 \times \frac{35}{1,5} \times 10^3 = 504,00 \text{ KN}$$

D'où

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Charge	U (m)	V (m)	U' (m)	V' (m)	Uc (m)	Qu (KN)	0,045 x Uc x h ₀ x f _{cj} /γ _b
Bc ; Q =3t	0,25	0,25	0,60	0,60	2,40	48.499	504.00
Bc ; Q =6t	0,25	0,25	0,60	0,60	2,40	93.499	504.00
Bt; Q =8t	0,6	0,25	0,95	0,6	3,10	125.540	651.00
Br; Q =10t	0,6	0,3	0,95	0,65	3,20	156.002	672.00
Mc 120; Q =55t	1	6,1	1,35	6,45	15,60	909.636	3276.00
D 240 ; Q =120t	3,2	18,6	3,55	18,95	45,00	2453.888	9450.00

Tableau VII.27 : Ferrailage de la dalle :

Conclusion :

Pour toutes les charges concentrées appliquées, la dalle est vérifiée au poinçonnement.

VII.4) Ferrailage de l'hourdis :

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VII.4.1) Dans le sens transversal : (petite portée lx) :

a) En travée : armatures inférieures

E.L.U :

$$M_u = 5.936 \text{ t.m/ml} = 5.936 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$C = \max(e, \phi, 1 \text{ cm})$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

ϕ : Diamètre de l'armature

On prend : $c = 3 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{e400} \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} = 348 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 35 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.936 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 19,83} = 0,104 < \mu_R = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)} \Rightarrow A'_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_R = 0,104 \rightarrow \text{Abaques} \rightarrow \beta = 0,945$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = \frac{5.936 \times 10^4}{0,945 \times 17 \times 348} = 10.62 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec } M_s = 5.254.10^4 \text{ N/ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 228.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\eta = 1,6 \text{ (HA)} ;$ fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.0 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.62}{100 \times 17} = 0,625 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 27.94 \\ \beta_1 = 0,8835 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5.254 \times 10^4}{10.62 \times 0,8835 \times 17} = 329.389 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ on doit chercher la section d'armature à l'E. L. S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.254 \cdot 10^4}{100 \cdot 17^2 \cdot 228,63} = 0,00795 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 22.04 \\ \beta_1 = 0,865 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.254 \cdot 10^4}{0,865 \times 17 \times 228,63} = 15.63 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{228,63}{22,04} = 10,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(10,62 \text{ cm}^2 ; 15,63 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 15,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 100 \times 17 = 2,639 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{12,185 \times 10^2}{100 \times 17} = 0,7167 < \min \left\{ 0,15 \frac{35}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma U} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B. A. E. L (A6.1,3)}$$

$$\text{Avec: } \psi_s = 1,5 \text{ (HA) ;}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,185 \times 10^4}{0,9 \times 170 \times 314,159} = 2,53 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Armatures transversales :

Si le béton est coulé en même moment (pas de reprise de bétonnage), et la formule suivante est vérifiée, alors on n'aura pas besoin des armatures transversales :

$$V_u \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times d = 0,07 \times \frac{35}{1,5} \times 0,17 = 0,2776 \text{ MN} = 27,76 \text{ t}$$

$$V_u = 12,185 \text{ t} < 27,76 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis : armatures supérieurs

E.L.U :

$$M_u = -2,893 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,893 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 19,83} = 0,050 < \mu_R = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S. S. A } \mu_{bu} = 0,050$$

$$\Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.893 \times 10^4}{0,974 \times 17 \times 348} = 5.02 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$M_s = -2.141 \text{ t.m/ml} = 2.141 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 5.02}{100 \times 17} = 0,295 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 43.48 \\ \beta_1 = 0,9145 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2.141 \times 10^4}{5.02 \times 0,9145 \times 17} = 274.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1,6$ pour les H. A (fissuration préjudéciable)

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_{st} \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$$

On doit calculer la section des armatures à l'E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.141 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 228,63} = 0,00324 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 38.9075 \\ \beta_1 = 0.90725 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.141 \times 10^4}{0.90725 \times 17 \times 228,63} = 6.07 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{228,63}{38.9075} = 5,876 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(5.02 \text{ cm}^2 ; 6.07 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 6.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 100 \times 17 = 2,6392 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{12.185 \times 10^2}{100 \times 17} = 0,716 < 3,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma U} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B. A. E. L(A6.1,3)}$$

Avec: $\psi_s = 1,5$ (HA) ; U : le périmètre utile pour 6HA12

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.185 \times 10^4}{0,9 \times 170 \times 226.194} = 3.52 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.4.2) Dans le sens longitudinal L_y : (grande portée)

a) En travée : armatures inférieures

E.L.U :

$$M_u = 3.165 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m/ml}$$

$$d_y = d_x - 0,5(\Phi_x + \Phi_y)$$

Φ_x : diamètre des armatures dans le sens des L_x

Φ_y : diamètre des armatures dans le sens L_y

On fixe $\Phi_y = 10 \text{ mm}$

$$d_y = 17 - 0,5(2 + 1) = 15,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.165 \times 10^4}{100 \times 15,5^2 \times 19,83} = 0,066 < \mu_R = 0,392$$

\Rightarrow la section est simplement armée

$$\mu_{bu} = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{ELU} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.165 \times 10^4}{0,966 \times 15,5 \times 348} = 6.07 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$M_s = 2.558 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m/ml}$$

$$\text{On doit vérifier : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 6.07}{100 \times 15,5} = 0,392 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 36.868 \\ \beta_1 = 0,9036 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{2.558 \times 10^4}{6.07 \times 0,9036 \times 15,5} = 300.887 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 228,63 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La section n'est pas vérifiée.

On doit augmenter la section d'armature obtenu à l'E.L.U

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.558 \times 10^4}{100 \times 15,5^2 \times 228,63} = 0,00465 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 31.171 \\ \beta_1 = 0,8917 \end{cases}$$

$$A_{E.L.S} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.558 \times 10^4}{0,8917 \times 15,5 \times 228,63} = 8.095 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{228,63}{31.171} = 7.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on prend les armatures suivantes :

$$A = \max(6.07 \text{ cm}^2, 8.095 \text{ cm}^2) = 8.095 \text{ cm}^2 ; \quad \text{On adopte : } 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à la condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \frac{2,7}{400} \times 100 \times 15,5 = 2,406 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow$ la C.N.F est vérifiée

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.035 \times 10^4}{1000 \times 170} = 0,708 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{12.035 \times 10^4}{0,9 \times 155 \times 301,59} = 2,86 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U$: périmètre utile pour les 8HA12 = $9,05 \text{ cm}^2$

Donc : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Aux appuis :**E.L.U :**

$$M_u = -1.197 \times 10^4 \text{ Nm/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.197 \times 10^4}{100 \times 15,5^2 \times 19,83} = 0,025$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_{bu} = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_{E.L.U} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.197 \times 10^4}{0,9875 \times 15,5 \times 348} = 2.247 \text{ cm}^2$$

E .L.S :

$$M_s = -1.010 \times 10^4 \text{ Nm/ml}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.247}{100 \times 15,5} = 0,145 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 64,878 \\ \beta_1 = 0,9374 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1.197 \times 10^4}{2.247 \times 0,9374 \times 15,5} = 336,63 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 336,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée à l'E.L.U

On doit calculer la section d'armature à L'E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.010 \times 10^4}{100 \times 15,5^2 \times 228,63} = 0,00184 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 54,44 \\ \beta_1 = 0,928 \end{cases}$$

$$A_{E.L.S} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.010 \times 10^4}{0,928 \times 15,5 \times 228,63} = 3.071 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{228,63}{54,44} = 4,199 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 4,199 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \max(2.247 ; 3.071) = 3.071 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à la condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 100 \times 15,5 = 2,406 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.035 \times 10^4}{1000 \times 155} = 0,776 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée)

➤ **Vérification à l'adhérence :**

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma U} = \frac{12.035 \times 10^4}{0,9 \times 155 \times 125.66} = 6.86 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition vérifiée

On vérifie l'inégalité suivante :

$$V_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times d = 0,07 \times \frac{35}{1,5} \times 15,5 = 25,31 \text{ t}$$

$12.035 \text{ t} < 25,31 \text{ t} \Rightarrow$ condition vérifiée

Récapitulatif :

Suivant L_x :

En travée : 5HA20

Aux appuis : 6HA12

Suivant L_y :

En travée : 8HA12

Aux appuis : 4HA10

Sens transversal		Sens longitudinal	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
5HA20	6HA12	8HA12	4HA10

Tableau.28 : Tableau récapitulatif

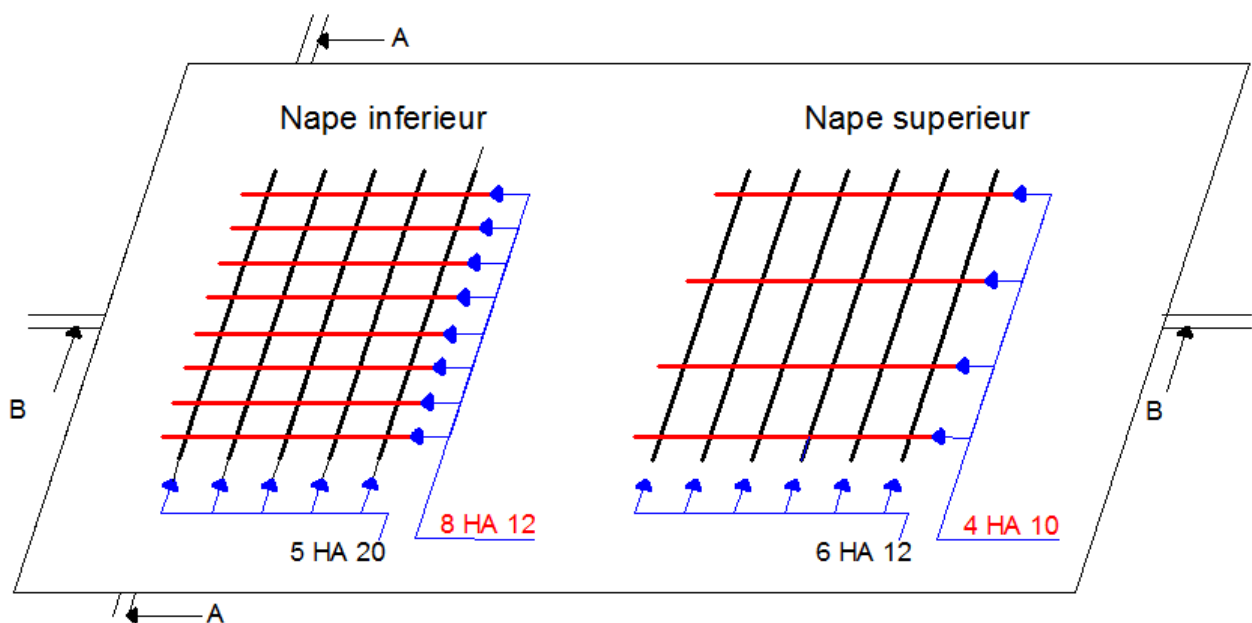
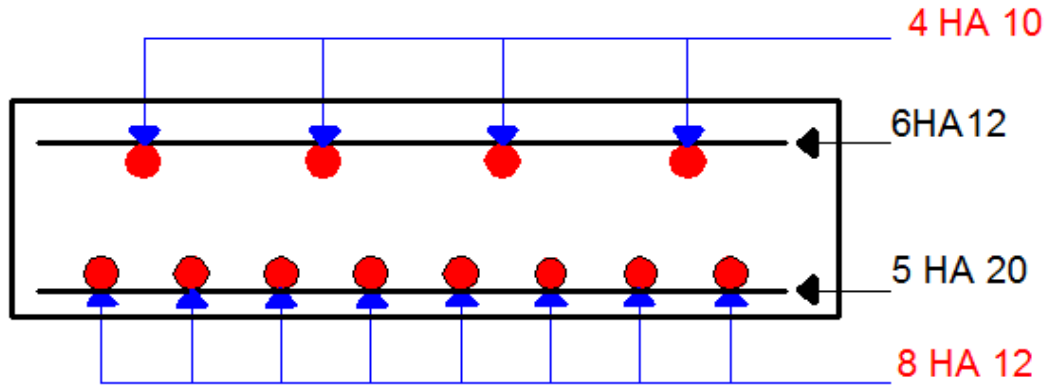


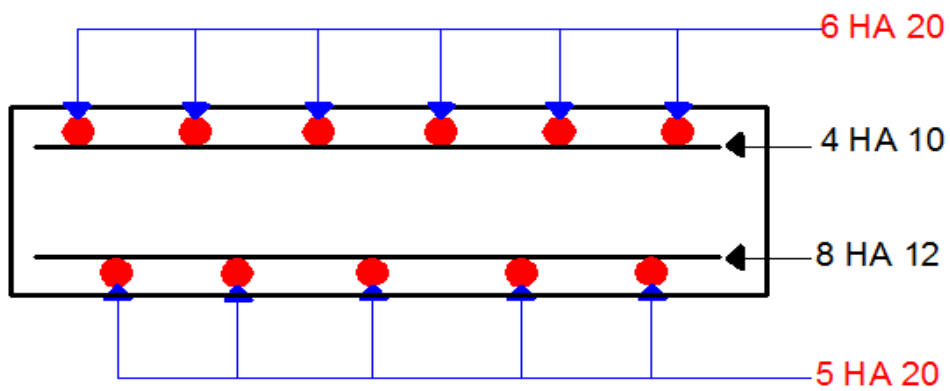
Fig. VII.15 : vue en plan du ferrailage de la dalle

Ferailage dans le sens Longitudinal



Coupe A-A

Ferailage dans le sens Transversal



Coupe B-B

Chapitre 8

- Etude de la torsion -

VIII.1) Etude de la torsion due a l'excentrement :

D'après la méthode de GUYON-MASSONNET, les moments de torsion unitaires dans les poutres et les entretoises sont donnés respectivement par les expressions suivantes :

$$M_{xy} = \gamma p \cdot \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x \cdot \partial y} \quad (\text{VIII.1})$$

$$M_{yx} = -\gamma e \cdot \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x \cdot \partial y} \rightarrow (\text{VIII.2})$$

De ces deux formules, nous pouvons écrire :

$$M_{xy} - M_{yx} = (\gamma p + \gamma e) \cdot \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x \cdot \partial y} \rightarrow (\text{VIII.3})$$

Pour l'emploi pratique de la méthode de GUYON-MASSONNET, il est avantageux d'exprimer la différence entre M_{xy} et M_{yx} par la relation suivante :

$$M_{xy} - M_{yx} = 2 \tau \alpha b P_1 \cos \frac{\pi x}{L} \rightarrow (\text{VIII.3}')$$

Avec $\tau \alpha$ coefficient de répartition des efforts de torsion.

Puisque les moments de torsion agissent transversalement au tablier, notre pont sera d'une largeur « $2b$ » et d'une longueur « L »

Dans la formule précédente, P_1 dépend du type de chargement, $\tau \alpha$ est un coefficient de répartition de torsion :

→ **Cas d'une charge uniformément répartie sur toute la longueur « L »**

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \rightarrow (\text{VIII}_4)$$

→ **Cas d'une charge uniformément répartie sur une longueur $2c$.**

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi c}{L} \rightarrow (\text{VIII.4}')$$

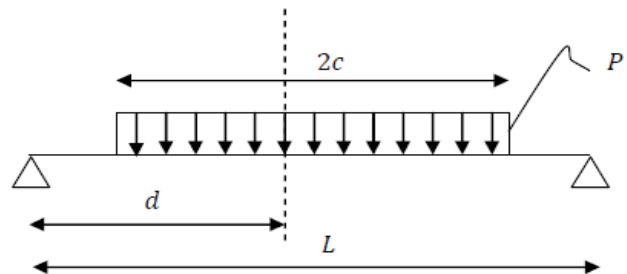


Fig. VIII .1: charge uniformément répartie

→ **Cas de charges concentrées :**

$$P_1 = \frac{2}{L} \times \sum_{i=1}^K P_i \times \sin \frac{\pi \cdot X_i}{L} \rightarrow (\text{VIII.5})$$

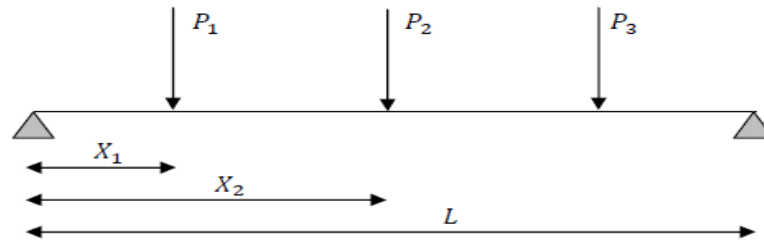


Fig. VIII.2: charges ponctuelles

Pi et xi sont respectivement l'intensité et l'abscisse de la charge considérée.

Le coefficient de répartition $\tau\alpha$ dépend :

- Du paramètre de torsion « α ».
- De l'excentricité de la charge « e ».
- De la position active de la poutre.
- Du paramètre d'entretoisement « θ ».

La variation de $\tau\alpha$, en fonction de α , peut être représentée approximativement par la loi simple ci-après :

$$\tau\alpha = \tau_1 \times \sqrt{\alpha}$$

Avec τ_1 : La valeur de τ pour $\alpha = 1$ (tirée des tables de MASSONET).

Pour le calcul de coefficient $\tau\alpha$ des poutres, on interpolera de la même manière que lors de calcul de « $K\alpha$ ». (Voir chapitre V).

VIII.2. calcul du coefficient de répartition $\tau\alpha$ des poutres :

e \ y	-b	-3b /4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1391	-0,1338	-0,1221	-0,0881	0	0,0881	0,1221	0,1338	0,1391
b/4	-0,0976	-0,1004	-0,1017	-0,0942	-0,0617	0,0280	0,1213	0,1645	0,1905
b/2	-0,0666	-0,0715	-0,0766	-0,0789	-0,0699	-0,0326	0,0670	0,1774	0,2486
3b/4	-0,0464	-0,0509	-0,0560	-0,0604	-0,0591	-0,0419	-0,0117	0,1409	0,3035
b	-0,0388	-0,0427	-0,0473	-0,0514	-0,0511	-0,0383	-0,0038	0,1072	0,3311

Tab. VIII.1 : valeurs de τ_1 pour $\theta = 0.60$

e \ y	-b	-3b /4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1147	-0,1174	-0,1155	-0,0907	0	0,0907	0,1155	0,1174	0,1147
b/4	-0,0753	-0,0830	-0,0911	-0,0931	-0,0699	0,0225	0,1183	0,1521	0,1672
b/2	-0,0477	-0,0551	-0,0642	-0,0732	-0,0739	-0,0459	0,0563	0,1693	0,2314
3b/4	-0,0305	-0,0360	-0,0433	-0,0519	-0,0578	-0,0508	-0,0067	0,1263	0,2970
b	-0,0241	-0,0286	-0,0346	-0,0418	-0,0475	-0,0438	-0,0126	0,0854	0,3325

Tab. VIII.2 valeurs de τ_1 pour $\theta = 0.70$

$y_e \backslash$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1208	-0,1215	-0,1172	-0,0901	0	0,0901	0,1172	0,1215	0,1208
b/4	-0,0809	-0,0874	-0,0938	-0,0934	-0,0679	0,0239	0,1191	0,1552	0,1730
b/2	-0,0524	-0,0592	-0,0673	-0,0746	-0,0729	-0,0426	0,0590	0,1713	0,2357
3b/4	-0,0345	-0,0397	-0,0465	-0,0540	-0,0581	-0,0486	-0,0080	0,1299	0,2986
b	-0,0278	-0,0321	-0,0378	-0,0442	-0,0484	-0,0424	-0,0104	0,0909	0,3322

Tab. VIII.3: valeurs de τ_1 pour $\theta = 0.675$

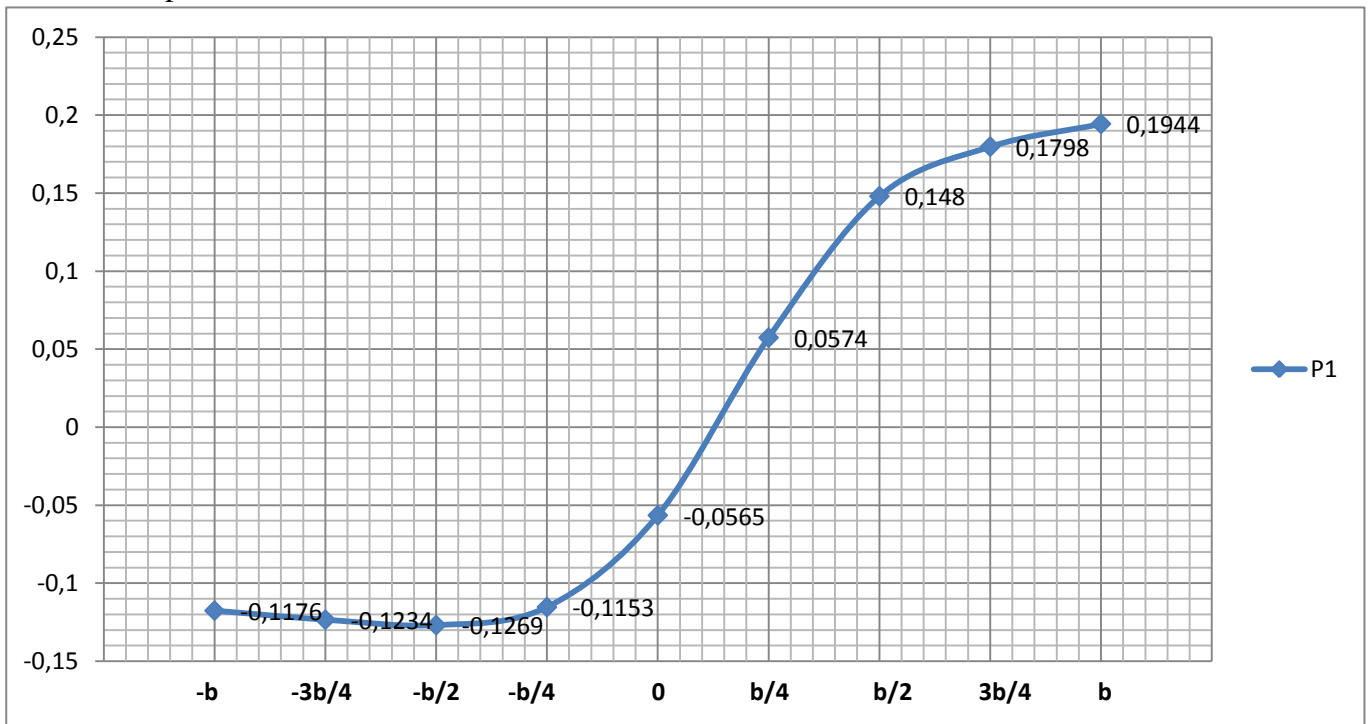
$y_e \backslash$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1509	-0,1518	-0,1464	-0,1125	0	0,1125	0,1464	0,1518	0,1509
b/4	-0,1010	-0,1092	-0,1172	-0,1167	-0,0848	0,0299	0,1488	0,1938	0,2161
b/2	-0,0654	-0,0739	-0,0841	-0,0932	-0,0911	-0,0532	0,0737	0,2140	0,2944
3b/4	-0,0431	-0,0496	-0,0581	-0,0674	-0,0726	-0,0607	-0,0099	0,1622	0,3710
b	-0,0347	-0,0401	-0,0472	-0,0552	-0,0605	-0,0530	-0,0129	0,1135	0,4149

Tab. VIII.4: valeurs de τ_a pour $\theta = 0.675$.

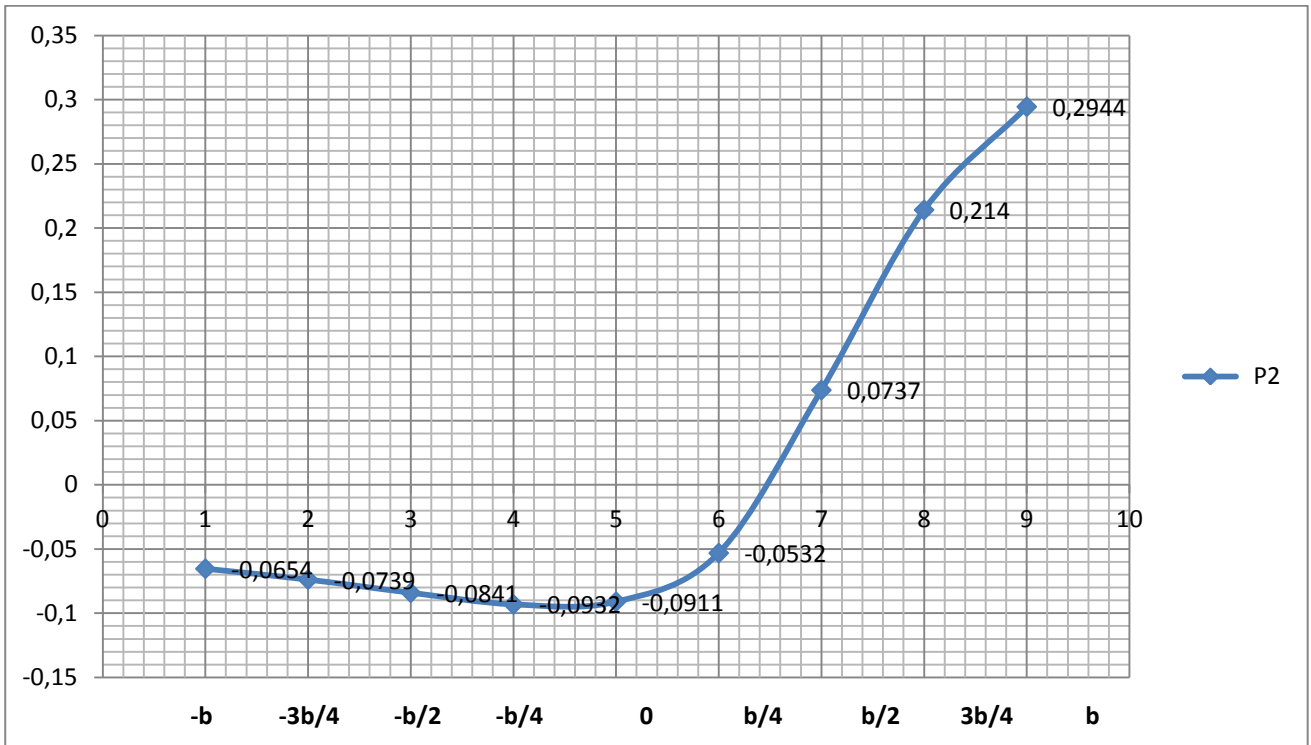
$y_e \backslash$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P1	-0,1176	-0,1234	-0,1269	-0,1153	-0,0565	0,0574	0,1480	0,1798	0,1944
P2	-0,0654	-0,0739	-0,0841	-0,0932	-0,0911	-0,0532	0,0737	0,2140	0,2944
P3	-0,0580	-0,0658	-0,0754	-0,0846	-0,0849	-0,0557	0,0458	0,1967	0,3199

Tab. VIII.5: valeurs de τ_a pour les poutres P₁, P₂, P₃.

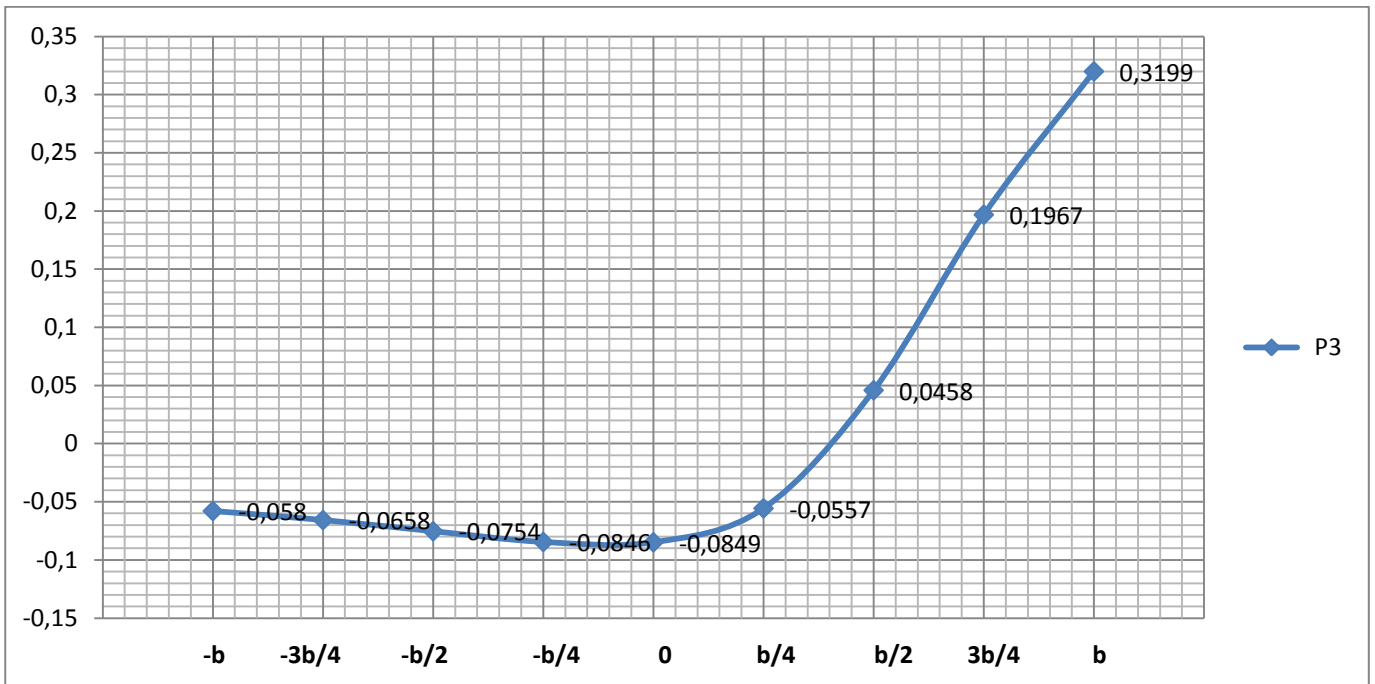
Les valeurs de trouvées, seront représentées sous forme de graphe « les lignes d'influences » pour chacune des poutres :



Ligne d'influence de la poutre P1



Ligne d'influence de la poutre P2



Ligne d'influence de la poutre P3

VIII.3 : calcul des moments de torsion

Connaissant la différence des moments de torsion dans les poutres et les entretoises, nous pouvons calculer des moments par la formule suivante :

$$M_{xy} = \frac{\gamma_p}{\gamma_E + \gamma_p} (M_{xy} - M_{yx}) \quad \rightarrow \text{(VII.6)}$$

$$M_{xy} = \frac{\gamma^E}{\gamma^E + \gamma^p} (M_{xy} - M_{yx}) \quad \rightarrow \text{(VII.7)}$$

Nous remarquons que les moments de torsion dans les poutres et les entretoises sont maximaux lorsque $\cos \frac{\pi x}{L} = 1 \rightarrow x = 0$, c'est-à-dire au niveau des poutres de rives.

Les expressions (VII.6) et (VII.7) deviennent :

$$M_{xy} = 2 \times \tau_\alpha \times b \times P_1 \times \frac{\gamma^p}{\gamma^E + \gamma^p} \quad \rightarrow \text{(VII.6')}$$

$$M_{yx} = -2 \times \tau_\alpha \times b \times P_1 \times \frac{\gamma^E}{\gamma^E + \gamma^p} \quad \rightarrow \text{(VII.7')}$$

$$M_{xy} - M_{yx} = 2 \cdot \tau_\alpha \cdot b \cdot P_1$$

Sachant que :

$$\gamma^E = 555,56 \text{ E}$$

$$\gamma^p = 36156 \text{ E} \quad (\text{calculer dans chapitre V})$$

$$b = 5.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{xy} = 10.34 \cdot \tau_\alpha \cdot P_1 \\ M_{yx} = -0.16 \tau_\alpha \cdot P_1 \end{array} \right\}$$

Determination de P_1 :

- Charge permanent G :

$$P = 19.60 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} = \frac{4 \times 19.60}{3.14} = 24.97 \text{ t/ml}$$

- Surcharge A(l) :

❖ Une voie chargée:

$$P = 3.75 \times A(l) = 3.75 \times 0.9535 = 3.576 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} = \frac{4 \times 3.576}{3.14} = 4.555 \text{ t/ml}$$

❖ Deux voie chargée:

$$P_1 = 2 \times 4.555 = 9.110 \text{ t/ml}$$

- Surcharge sur les trottoirs) :

❖ Un trottoir chargée:

$$P = 1.15 \times 0.150 = 0.1725 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} = \frac{4 \times 0.1725}{3.14} = 0.220 \text{ t/ml}$$

❖ Deux trottoirs chargés:

$$P1 = 2 \times 2.220 = 0.440 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge Bc :**

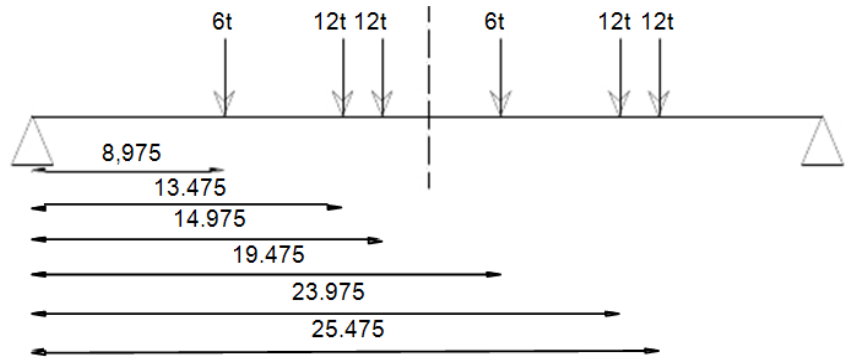


Fig. VIII.3: Surcharge Bc

❖ Une voie chargée:

$$P1 = \frac{2}{L} \times \sum_{i=1}^K Pi \times \sin \frac{\pi \cdot Xi}{L}$$

$$P1 = \frac{2}{33.4} \times \left[6 \times \sin \frac{\pi \times 8.975}{33.4} + 12 \times \sin \frac{\pi \times 13.475}{33.4} + 12 \times \sin \frac{\pi \times 14.975}{33.4} + 6 \times \sin \frac{\pi \times 19.475}{33.4} + 12 \times \sin \frac{\pi \times 23.975}{33.4} + 12 \times \sin \frac{\pi \times 25.475}{33.4} \right]$$

$$P1 = 3.056 \text{ t/ml}$$

❖ Deux voies chargées:

$$P1 = 2 \times 3.056 = 6.112 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge Bc :**

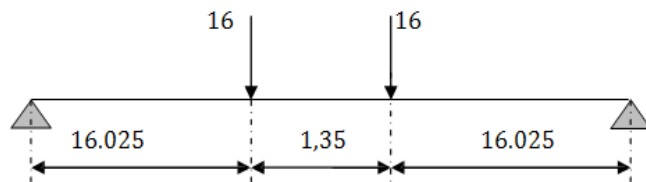


Fig. VIII.4: Surcharge Bc

❖ Un tandem:

$$P1 = \frac{2}{L} \times \sum_{i=1}^K Pi \times \sin \frac{\pi \cdot Xi}{L}$$

$$P1 = \frac{2}{33.4} \times \left[16 \times \sin \left(\frac{\pi \cdot 16.025}{33.4} \right) + 16 \times \sin \left(\frac{\pi \cdot 17.375}{33.4} \right) \right]$$

$$P1 = 1.91 \text{ t/ml}$$

❖ Deux tandems:

$$P1 = 2 \times 1.91 = 3.82 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge MC120**

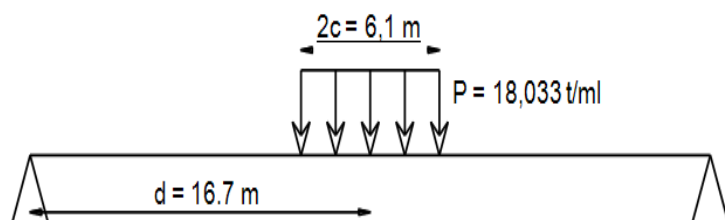


Fig. VIII.5: Surcharge MC120

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin\left(\frac{\pi x d}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi x c}{L}\right)$$

$$P_1 = \frac{4 \times 18.033}{3.14} \times \sin\left(\frac{3.14 \times 16.7}{33.4}\right) \times \sin\left(\frac{3.14 \times 3.05}{33.4}\right) = 6.50 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = 6.50 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge D240**

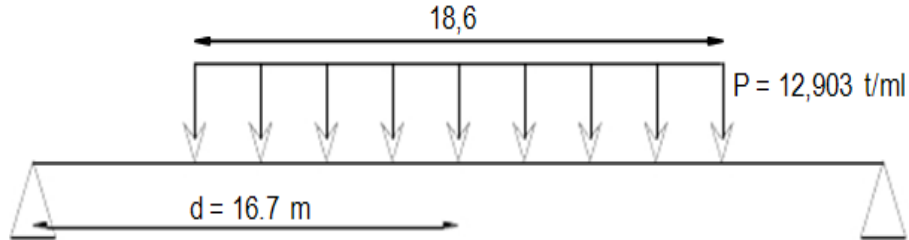


Fig. VIII.6: Surcharge D240

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin\left(\frac{\pi x d}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi x c}{L}\right)$$

$$P_1 = \frac{4 \times 12.903}{3.14} \sin\left(\frac{3.14 \times 16.7}{33.4}\right) \sin\left(\frac{3.14 \times 9.3}{33.4}\right)$$

$$p_1 = 16.61 \text{ t/ml}$$

Calcul du coefficient τ_α :

τ_α sera calculé comme K_α ou μ_α en excentrant les charge une fois vers (- b) et l'autre vers (b)

Type de charge	N° de voies	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		La charge P1
		(- b)	(+ b)	(- b)	(+ b)	(- b)	(+ b)	
G		0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,0001	0,0001	24.97
A(L)	1 voie	-0,0038	0,0899	-0,0304	-0,0304	-0,0273	0,0303	4,559
	2 voies	-0.1311	0,0466	-0,0558	-0,0558	-0,0509	0,0151	8,118
Trott	1 trott	0,000	0.188	-0,000	-0,000	-0,000	0,239	0,220
	2 trott	-0.0610	0.0944	-0,0327	-0,0327	-0,0300	0,119	0,440
Bc	1 conv	-0,000	0,122	-0,0175	-0,0175	-0,0200	0,065	3,056
	2 conv	-0,0250	0,0675	-0,0475	-0,0475	-0,0387	0,0325	6,112
Bt	1 tand	-0,000	0,0975	-0,0275	-0,0275	-0,0250	0,0500	1.91
	2 tand	-0,0387	0,0487	-0,0575	-0,0575	-0,0512	-0,0250	3.82
Mc 120		-0,0308	0,0787	-0,0522	-0,0522	-0,0422	0,0785	6.50
D240		-0,0031	0,0907	-0,0266	-0,0266	-0,0279	0,0243	16.61

Tab. VIII.6: Valeurs de τ_α pour chaque poutre.

Remarque : les moments de torsion des tableaux suivant sont pondérerais en tenant compte de l'effort dynamique du coefficient bc et b

Type de charge	N° de voies	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		Mxy	Mxy	Mxy	Mxy	Mxy	Mxy
G		-0.000	0.0000	-0.0066	0.0011	-0.0310	0.0050
A(L)	1 voie	-0.179	0.0027	-1.4330	0.0221	-1.2869	0.0196
	2 voies	-11.00	0.170	-4.6838	0.0724	-4.2725	0.0661
Trott	1 trott	-0.000	0.000	-0.000	0.000	-0.000	0.0000
	2 trott	-0.138	0.0042	-0.1487	0.0023	-0.2364	0.0021
Bc	1 conv	-0.000	0.000	-.5972	0.0092	-0.6825	0.0105
	2 conv	-1.706	0.0264	-3.2420	0.0501	-2.6414	0.0408
Bt	1 tand	-0.000	0.000	-0.5865	0.0090	-0.5332	0.0082
	2 tand	-1.650	0.0255	-2.4528	0.0379	-2.1841	0.0034
Mc 120		-2.227	0.0444	-3.7749	0.0584	-3.0518	0.0472
D240		-0.532	0.0082	-4.5684	0.0706	4.7917	0.0741

Tab. VIII.7: Moments de torsion pondérés pour l'excentrement " - b " (t.m)

Type de charge	N° de voies	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		Mxy	Mxy	Mxy	Mxy	Mxy	Mxy
G		0,0000	-0,0000	0.0066	-0.0011	0.0310	-0.0050
A(L)	1 voie	4,2378	-0.0655	2.0835	-0.3224	1.4283	-0.0221
	2 voies	3,9116	-0.0605	1.8535	-0.0287	1.2674	-0.0161
Trott	1 trott	0,4276	-0.0016	0.5914	-0.0091	0.5436	-0.0084
	2 trott	0,4294	-0.0066	0.5914	-0.0091	0.5414	-0.0083
Bc	1 conv	3,8222	-0.0644	2.7301	-0.0422	2.2182	-0.0343
	2 conv	4.6071	-0.0712	2.7301	-0.0422	2.2182	-0.0343
Bt	1 tand	2.0796	-0.0321	1.4375	-0.0222	1.0664	-0.0165
	2 tand	2.0774	-0.0321	1.4375	-0.0222	1.0664	-0.0165
Mc 120		5.6914	-0.0880	7.8826	-0.1219	5.6769	-0.0878
D240		15.577	-0.2410	6.8009	-0.1033	4.1734	-0.0645

Tab. VIII.8: Moments de torsion pondérés pour l'excentrement " + b " (t.m)

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	1.35G+1.605 [max (A, B) + tr)	G + 1.2 [max (A, B) + tr)
II	1.35G + 1.35 max (Mc120, D240)	G + (Mc120, D240)

Tab. VIII.9: Combinaisons d'actions des moments de torsion

		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		Mxy	Myx	Mxy	Myx	Mxy	Myx
E.L.U	(I)	-17.8764	0.18	-7.7561	0.1198	-7.0762	0.1094
	(II)	-3.0064	0.04	-6.1673	0.0953	-6.4687	0.1000
E.L.S	(I)	-13.3380	0.2082	-5.7692	0.0891	-5.2634	0.0814
	(II)	-2.227	0.0344	-4.5684	0,0706	-4.7917	0,0741

Tab. VIII.10: Moment de torsion pour l'excentrement " - b ", après combinaison (t.m).

		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		M _{xy}	M _{yx}	M _{xy}	M _{yx}	M _{xy}	M _{yx}
E.L.U	(I)	8.0835	-0.1248	5.3310	-0.5320	4.4326	-0.0685
	(II)	21.0289	-0.3253	10.6415	-0.1645	7.6638	-0.1185
E.L.S	(I)	5.9579	-0.0920	3.8675	-0.3959	3.2054	-0.0495
	(II)	15.577	-0.2410	7.8826	-0,1219	5.6769	-0,0878

Tab. VIII.11: Moment de torsion pour l'excentrement " + b ", après combinaison (t.m).

VII.4 : effet de torsion :

Le moment de torsion sera réparti sur l'âme et les semelles des poutres, suivant leurs inertie de torsion τ qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimension a et b avec (b > a), par la formule suivante :

$$\tau = k . b . a^3$$

La valeur de k dépend du rapport $R = \frac{b}{a}$ et est donnée par la formule empirique suivantes :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R} \right) . e^{-0.13 . R}$$

Remarque : la part de l'ourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie de torsion τ .

Pour des raisons de simplification, deux corrections sont apportées :

- L'âme de la outre est calculé pour une hauteur double de la hauteur réelle ;
- Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

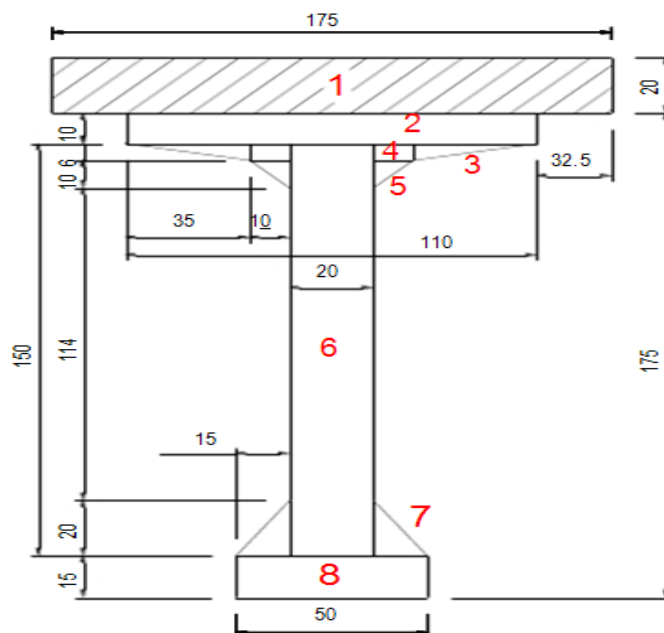


Fig. VIII.3: Section de torsion (poutre + l'hourdis)

VII.5 : Calcul de l'inertie de torsion :

	a (m)	b (m)	R	K	$\tau \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$
	0.20	1.75	8.75	0.3108	43.51
	0.10	1.10	11.00	0.3175	3.49
3 x 2	0.06	0.35	5.83	0.2959	0.22
4 x 2	0.06	0.10	1.67	0.2113	0.0046
5 x 2	0.10	0.10	1.00	0.1410	0.141
6	0.20	3.00	15	0.3149	324.48
7x2	0.15	0.20	1.33	0.1842	1.24
8	0.15	0.50	3.33	0.2675	4.51
				Σ	377.60

Tab. VIII.12: Calcul de τ

$$\tau_{\hat{a}me} = 324.48 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\tau_{total} = 377.60 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{\tau_{\hat{a}me}}{\tau_{total}} = \frac{324.48}{377.60} = 0.8593$$

Donc l'âme reprend 85.93% du moment de torsion appliqué sur la poutre.

ETAT	M .poutre (t.m)	M âme (t.m)
E.L.U	21.0289	18.0701
E.L.S	15.577	13.3853

Tableau-13 : Moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.**VII.6 : calcul des contraintes tangentielles de torsion :**

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de coté a et b ($a < b$) est maximal au milieu du grand coté b, sa valeur est donné par :

$$\tau_{\hat{a}me} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \cdot \left[4.48 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right]$$

$$a = a_{net} - \frac{\Phi}{2}$$

Avec : $\Phi = 6.7$ cm diamètre extérieur des gains

$$a = 20 - \frac{6.7}{2} = 16.65 \text{ cm}$$

On a : $b = 175$ cm

$$R = \frac{b}{a} = \frac{175}{16.65} = 10.51$$

$$\tau_{\hat{a}me} = \frac{Mt}{(0.1665)^3} \cdot \frac{1}{10.51} \cdot \left[4.48 - 1.81 \cdot \frac{10.51 - 1}{\sqrt{2 + (10.51)^2}} \right]$$

$$\rightarrow \tau_{\hat{a}me} = 0.0588Mt$$

Donc :

$$\mathbf{E.L.U} \rightarrow \tau_{\hat{a}me} = 0.0588 \times 18.0701 = 1.062 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{E.L.S} \rightarrow \tau_{\hat{a}me} = 0.0588 \times 13.3853 = 0.788 \text{ MPa}$$

NB : les contraintes tangentielles revenant aux membrures supérieur et inférieur sont négligées par rapport à celle de l'âme.

Chapitre 9

*- Etude des entretoises
d'about -*

IX.1 : Définition et rôle de l'entretoise d'about :

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoises sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et facilitent le bétonnage.

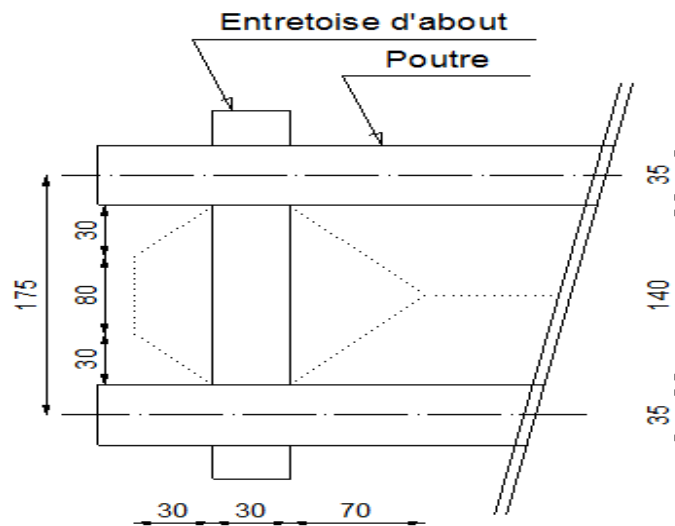


Fig. IX.1: Surface d'influence de l'entretoise

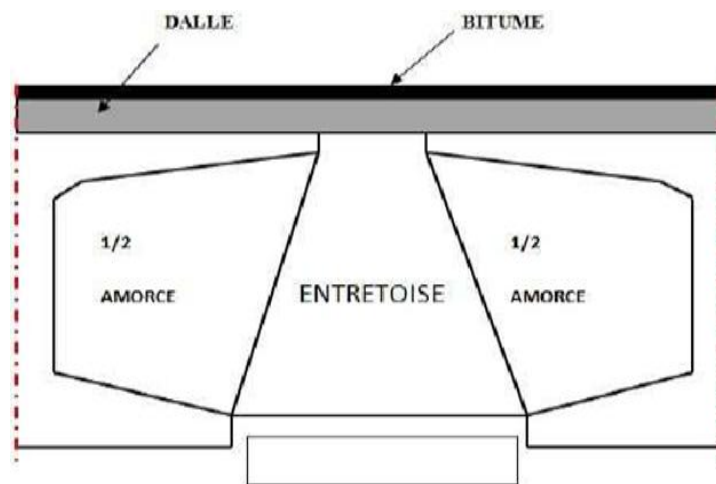


Fig. IX.2: Surface d'influence de l'entretoise

IX-2 : Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise :

- **Charge permanente** : l'entretoise d'about est soumise à :
 - Son poids propre.
 - Le poids de l'hourdis.
 - Le poids de revêtement bitumineux et de l'étanchéité.

- **Poids de propre (entretoise + Amorce) :**

$$P = 2 \times 0.258 + 1.125 = 1.641 \text{ t}$$

$$P = \frac{1.641}{1.40} = 1.172 \text{ t/ml}$$

2- Poids de l'hourdis :

Surface impacte :

$$S = (0.30 \times 0.30) + (0.80 \times 0.30) + (1.40 \times 0.30) + \left(0.70 \times \frac{1.40}{2}\right) = 1.240 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{1.240 \times 2.5 \times 0.20}{1.4} = 0.44 \text{ t/ml}$$

3- Poids du coffrage perdus : on prend la valeur de 10Kg/m^2

$$p = \frac{1.24 \times 0.01}{1.40} = 0.0088 \text{ t/ml}$$

4- Poids de revêtement bitumineux :

$$p = \frac{1.24 \times 2.2 \times 0.08}{1.4} = 0.1558 \text{ t/ml}$$

5- Poids de la chape d'étanchéité :

$$p = \frac{1.24 \times 2.2 \times 0.014}{1.4} = 0.027 \text{ t/ml}$$

La charge permanente revenant à l'entretoise est :

$$P = 1.172 + 0.44 + 0.0088 + 0.1558 + 0.027 = 1.8 \text{ t/ml}$$

$$P = 1.8 \text{ t/ml}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.8 \times 1.40^2}{8} = 0.441 \text{ t/ml}$$

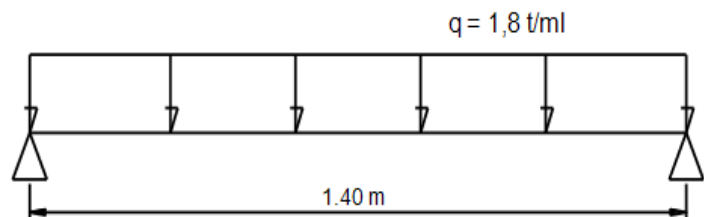


Fig. IX.3: calcul de Moment fléchissant

Les entretoises sont supposé semi-encastées dans les poutres du pont, donc on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.441 = 0.3528 \text{ t/ml} \\ M_t = -0.5 M_0 = -0.5 \times 0.441 = -0.2205 \text{ t/ml} \end{array} \right\}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.8 \times 1.4}{2} = 1.26 \text{ t}$$

• **Charge Bc :**

Deux roues de 6 tonnes de deux camions roulant cote à cote sur l'entretoise nous donnent la position la plus défavorable.

- **Moment fléchissant :** (théorème de BARRES)

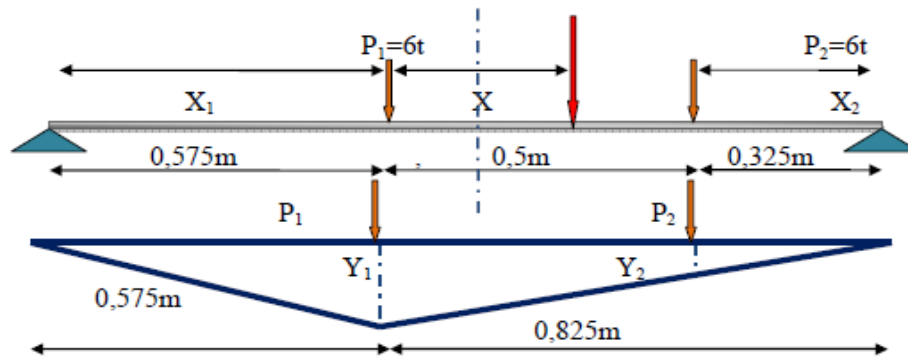


Fig. IX.4: ligne d'influence de moment

$$\sum M/P1 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 p2 + XR = 0 \\ R = P1 + P2 = 12 \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{-0.5 P2}{R} = 0.25 \text{ m}$$

$$X1 = \frac{1.40}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.575 \text{ m}$$

$$X2 = 1.40 - (0.575 + 0.5) = 0.325 \text{ m}$$

$$Y1 = \frac{a.b}{L} - \frac{0.575 \times 0.825}{1.40} = 0.338 \text{ m}$$

$$Y2 = \frac{0.338 \times 0.825}{1.40} = 0.199 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i Y_i \rightarrow M_{max} = 6 (0.199 + 0.338) = 3.223 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times M_{max} \rightarrow M_t = 0.8 \times 3.223 = 2.578 \text{ t.m} \\ M_t = -0.5 \times M_{max} \rightarrow M_t = -0.5 \times 3.223 = -1.611 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

- **effort tranchant :**

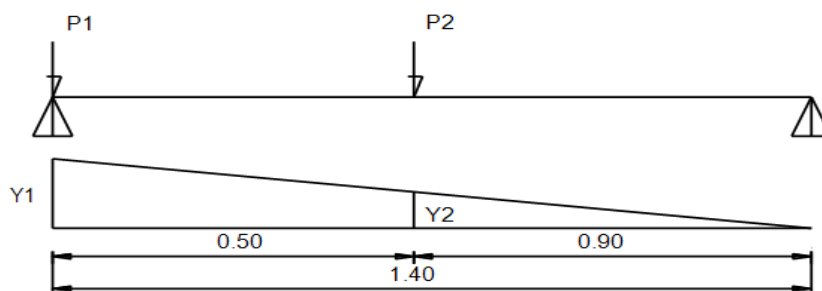


Fig. IX.5: ligne d'influence de T.

$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.9}{1.40} = 0.643$$

$$T_{\max} = \sum P_i Y_i \rightarrow T_{\max} = 6 (1 + 0.643) = 9.858 \text{ t}$$

• **Charge Bt**

a) moment fléchissant

On est en présence de deux roues de 8t chacune

$$\sum M_G = \sum M_R$$

$$8(2\delta) = 8(1 - 2\delta) \rightarrow \delta = 0.25$$

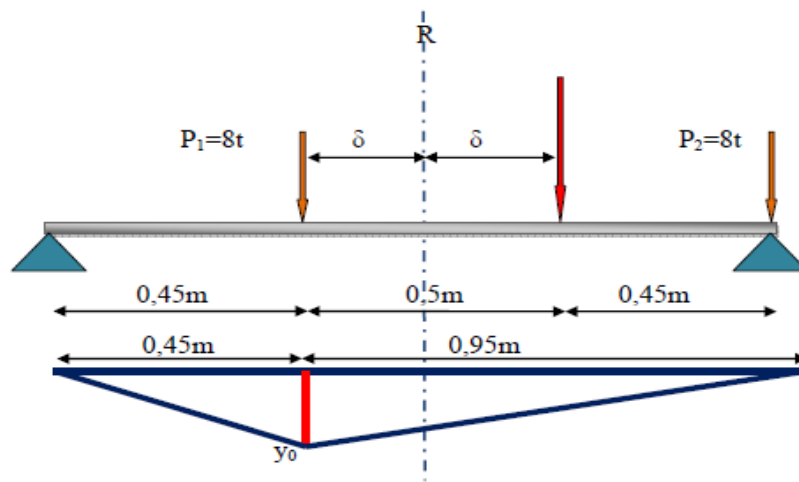


Fig. IX.6: ligne d'influence de M

$$P_1 = P_2 = 8\text{t}$$

$$X_1 = \frac{1.4}{2} - 0.25 = 0.45 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{0.45 \times 0.95}{1.40} = 0.305 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i \rightarrow M_{\max} = 8 (0.305) = 2.440 \text{ t/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times M_{\max} \rightarrow M_t = 0.8 \times 2.440 = 1.952 \text{ t.m} \\ M_t = -0.5 \times M_{\max} \rightarrow M_t = -0.5 \times 2.440 = -1.22 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

b) effort tranchant :

$$Y_1 = 1\text{m}$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.4}{1.4} = 0.2857$$

$$T_{\max} = 8 (1 + 0.2857) = 10.28 \text{ t}$$

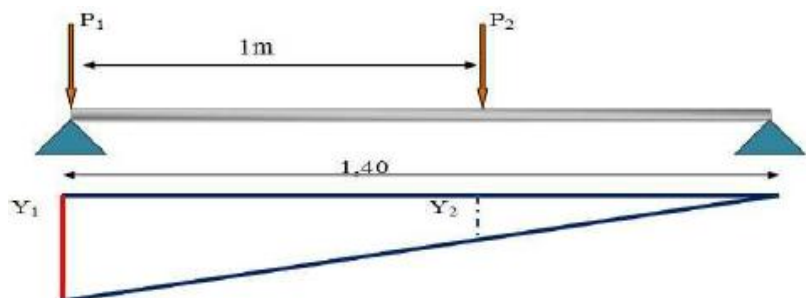


Fig. IX.7: ligne d'influence de T

• **Système Mc 120:**

a) Moment fléchissant :

La règle du fascicule 61 titre II, 9.31 n'est pas vérifiée alors on déduit qu'on ne peut placer qu'une seule chenille entre deux poutre principales

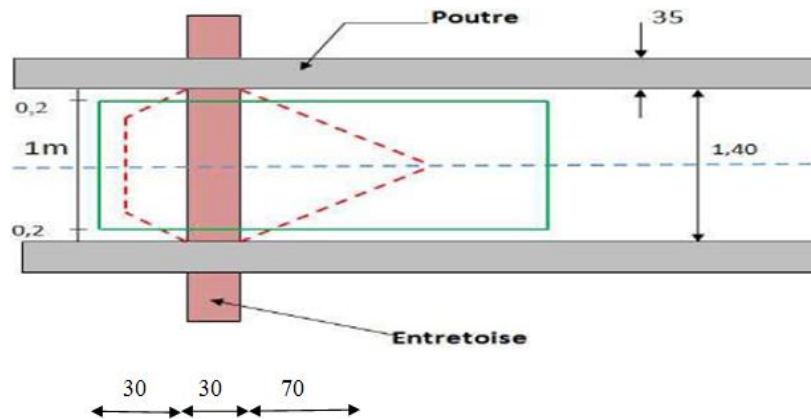


Fig. IX.8: surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.

Surface d'influence :

$$S = (1 \times 1.30) - [(0.5 \times 0.70) + (0.3)^2] = 0.86 \text{ m}^2$$

La charge d'une seule chenille par mètre carré est :

$$p = \frac{55}{6 \times 1} = 9.0164 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge qui revient à l'entretoise est :

$$P = 9.0164 \times 0.86 = 7.75 \text{ t/ml}$$

$$I_c = \frac{0.7^2}{1.40} = 0.35 \text{ m}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{I_c \times 0.2}{1.40} = \frac{0.35 \times 0.2}{0.70} = 0.10 \text{ m}$$

$$\Omega = 2 \times (I_c + I_1) \times \frac{0.5}{2} = 2 \times (0.35 + 0.1) \times \frac{0.5}{2} \Rightarrow \Omega = 0.225 \text{ m}$$

$$M_0 = 7.75 \times 0.225 = 1.743 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} Mt = 0.8 \times 1.743 = 1.39 \text{ t.m} \\ Ma = -0.5 \times 1.743 = -0.87 \text{ t.m} \end{cases}$$

b) effort tranchant :

$$\Omega = \frac{b}{L} \times L_c \times \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right)$$

$$\rightarrow \Omega = \frac{1.30}{1.40} \times 1 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 1.40}\right) = 0.596 \text{ m}^2$$

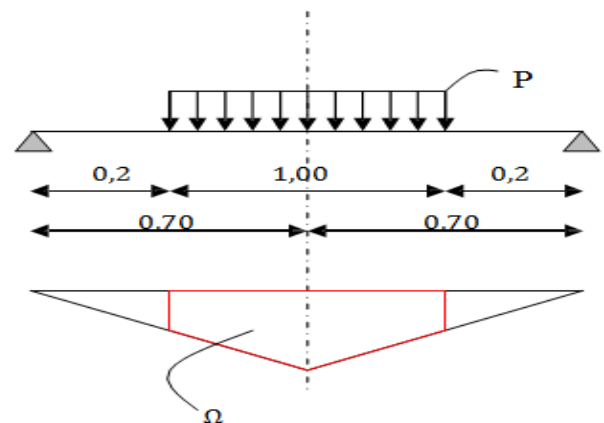


Fig. IX.9: Ligne d'influence de M (Mc120)

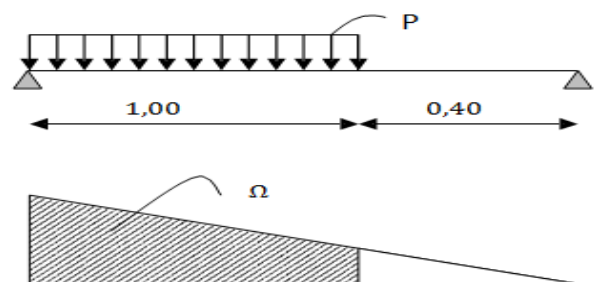


Fig. IX.10: Ligne d'influence de T (Mc120)

$$\Omega = 0.596 \text{ m}^2$$

D'où :

$$T_{\max} = 0.596 \times 7.75 = 4.619 \text{ t}$$

Surcharge D240 :

a) Moment fléchissant :

$$\sigma = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.705 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge qui revient à l'entretoises est :

$$P = 4.705 \times 1.24 = 5.83 \text{ t/ml}$$

$$\Omega = \frac{0.7^2}{1.40} \times 1.40 \times \left(1 - \frac{1.40}{2 \times 1.40} \right) = 0.245 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_0 = 5.83 \times 0.245 = 1.428 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times 1.428 = 1.142 \text{ t.m} \\ M_\alpha = -0.5 \times 1.428 = -0.714 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

b) effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{5.83 \times 1.40}{2} = 4.081 \text{ t/m}^2$$

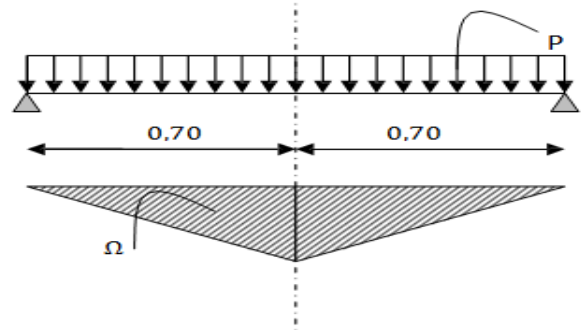


Fig. IX.11: Ligne d'influence de M (D240)

charge	Coefficients		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
	δ	bc, bt			
G		1	0.3528	- 0.2205	1.26
Bc	1.080	1.1	3.062	- 1.913	11.71
Bt	1.080	1	2.108	- 1.317	11.10
Mc 120	1.076	1	1.495	- 0.936	4.97
D240		1	1.142	- 0.714	4.081

Tab. IX.1: Moment et effort tranchant

Combinaison	E.L.U	E.L.S
(I)	1.35G + 1.605 Max [Bt, Bc]	G + 1.2 Max [Bt, Bc]
(II)	1.35G + 1.35 Max [Mc120,D240]	G + Max [Mc120,D240]

Tab. IX.2: Combinaison des efforts internes :

Etat		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
E.L.U	I	5.390	3.368	20.49
	II	2.494	1.561	8.410
E.L.S	I	4.027	2.516	15.312
	II	1.847	1.156	6.230

Tab. IX.3: Moment et effort tranchant après combinaison

IX-3 : Ferrailage de l'entretoise :**- Ferrailage longitudinale :**

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et de 1.40m de longueur, soumis à la flexion simple.

Acier FeE400

Béton $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$c = 4 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable).

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

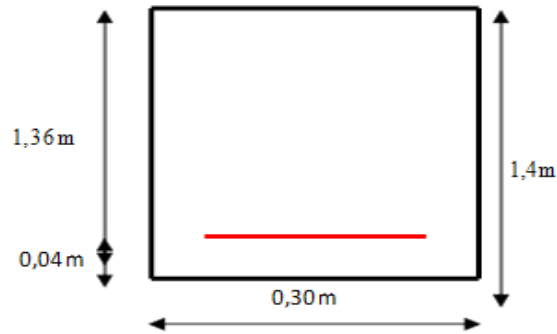


Fig. IX.12: Ferrailage longitudinale

- E.L.U :

$$M_t = 5.390 \text{ t.m} = 53.90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{53.90 \times 10^3}{30 \times 136^2 \times 19.83} = 0.00489$$

$$\mu_b = 0.00489 < \mu_R = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.00489 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.9975$$

$$A_U = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53.90 \times 10^3}{0.9975 \times 136 \times 348} = 1.141 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries,...), alors on doit vérifier :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$M_{t(ser)} = 4.027 \text{ t.m} = 40.27 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_U}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.141}{30 \times 136} = 0.027 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.9715 \\ K = 160.5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t(ser)}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_U} = \frac{40.27 \times 10^3}{0.9715 \times 136 \times 1.141} = 267.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \quad \text{Il faudra referailler la section à L'E.L.S.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_t(\text{ser})}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{40.27 \times 10^3}{30 \times 136^2 \times 228.63} = 0.00031$$

$$\mu_1 = 0.00031 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.969 \\ K = 146.3 \end{cases}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t(\text{ser})}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{40.27 \times 10^3}{0.969 \times 136 \times 228.63} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = K^{-1} \cdot \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{146.3} \cdot 228.63 = 1.562 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.562 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{final}} = A_{\text{ser}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieur à A_{min} :

Vérification de la condition de non fragilité de béton :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 30 \times 136 = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6.33 \text{ cm}^2$$

On va adopter une section d'armature de 6.78 cm^2 soit 6T12

Effort tranchant :

1) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{204.9 \times 10^3}{300 \times 1360} = 0.502 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ (Condition vérifié), donc le cisaillement est négligeable

1) Vérification de la contrainte d'adhérence : avec $\Psi_s = 1.5$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 2 \cdot \Psi_s \cdot f_{t28} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_u \times A_i}{0.9 \times d \times U_i \times A}$$

Avec :

$$U_i = \pi \cdot \phi = \pi \cdot 1.4 = 4.396 \text{ cm} \rightarrow \text{périmètre utile.}$$

$$A_i = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{section d'une barre}$$

$$A = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{section totale}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{204.9 \times 10^3 \times 1.13}{0.9 \times 136 \times 4.396 \times 6.78 \times 10^2} = 0.634 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.634 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 8.1 \text{ MPa} \implies \text{la condition est vérifiée}$$

- **Ferraillage transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h : Hauteur de l'entretoise $h = 140 \text{ cm}$;

b_0 : Largeur de l'âme $b_0 = 30 \text{ cm}$;

ϕ_l : Diamètre des armatures tangentielles $\phi_l = 1.34 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min\{4 ; 1.34 ; 3\} = 1.34 \text{ cm}$$

On choisira $\phi_t = 1 \text{ cm}$

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (6) barre longitudinales

$$A_t = 4H10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal :

$$S_{t1} \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{30 \times 0.502} = 66.71 \text{ cm}$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{40 ; 66.71 ; 104.66\} = 40 \text{ cm}$$

On prendra $S_t = 35 \text{ cm}$

Armature de peau :

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement a la fibre moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur, mais le B.A.E.L ne définissent pas a partir de quelle hauteur on peut considère une poutre « pour de grande hauteur » on admet que cela est vérifier si :

D'après Pierre CHARON :

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10} \right)$$

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{400}{10} \right) = 80 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la

poutre appelée **armature de peau**, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1cm^2 par mètre de paroi.

$$A \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm.

Ferrailage de l'entretoise d'about

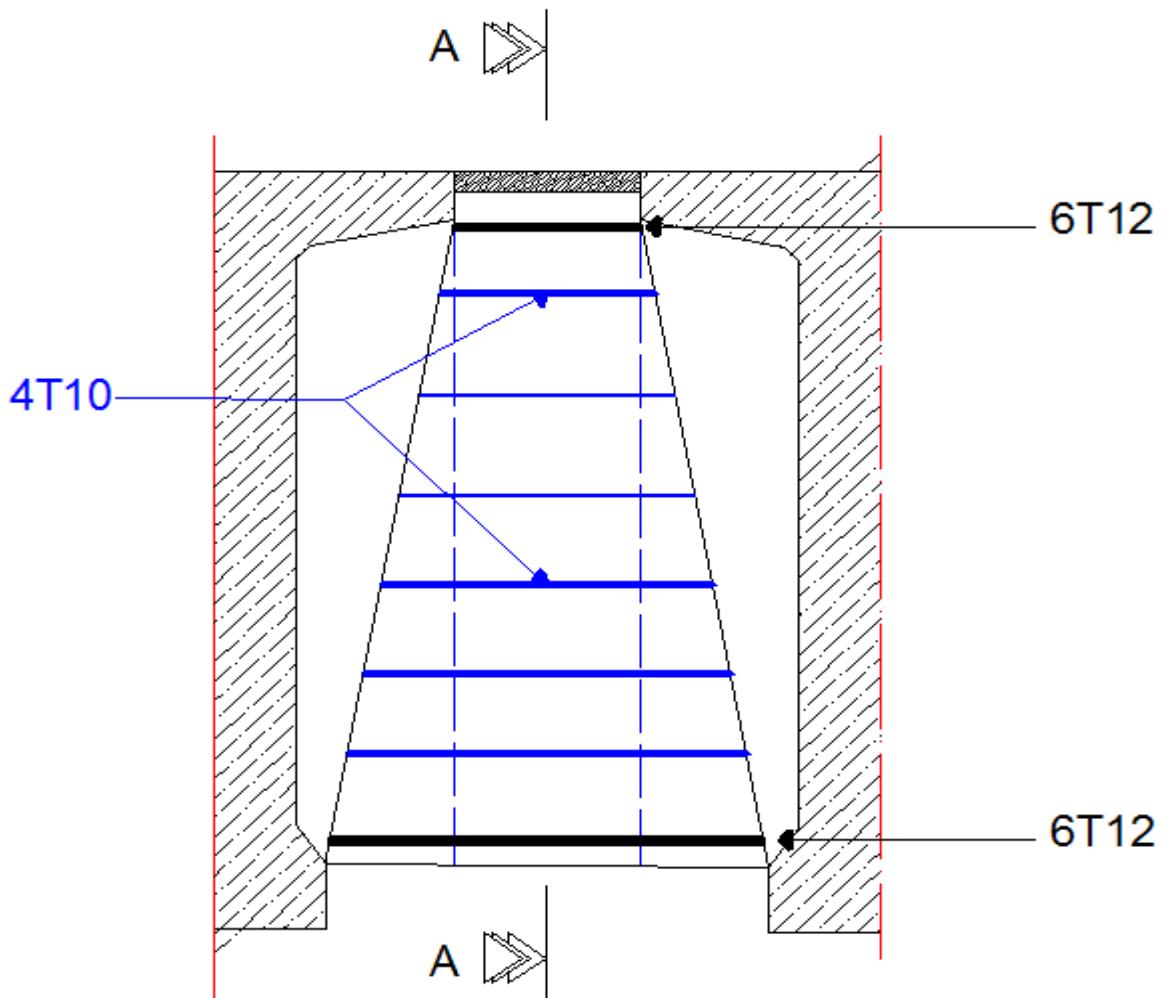


Fig. IX.13: Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about

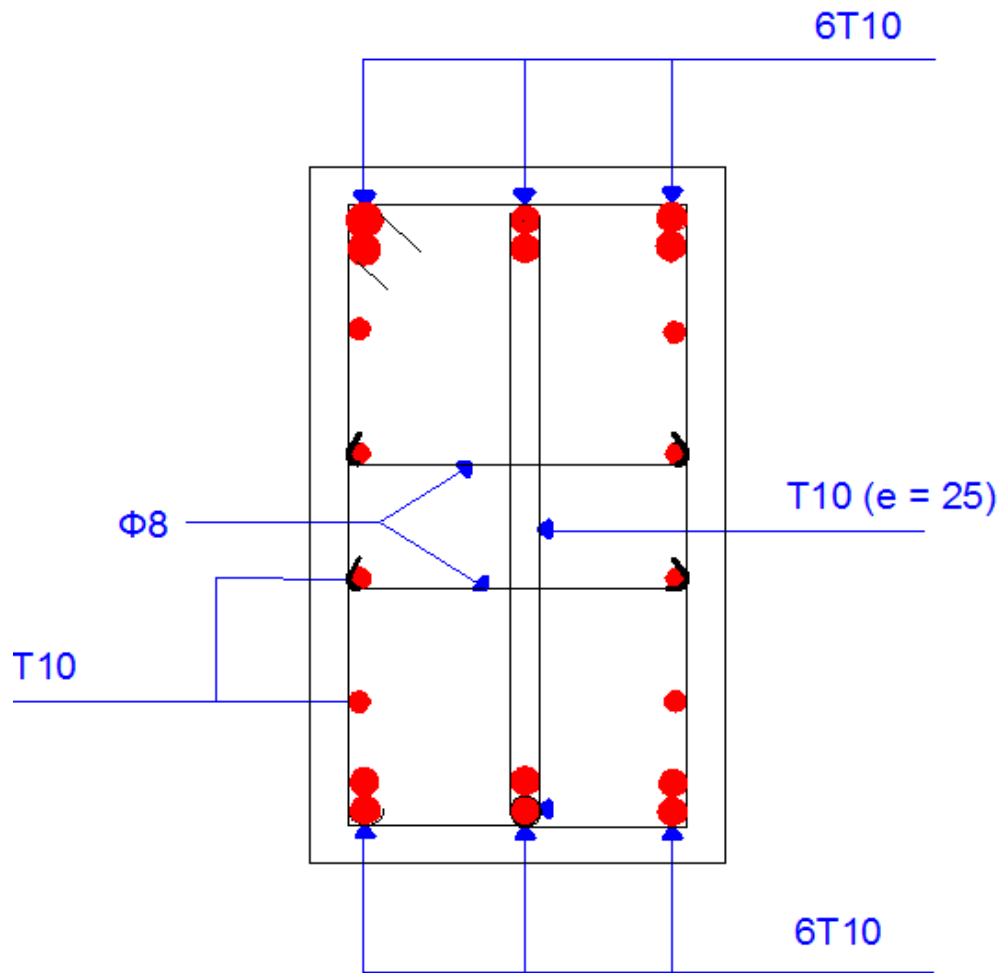


Fig. IX.14: Plan de ferrailage de l'entretoise d'about

Chapitre 10

- *Etude de la précontrainte
et les pertes de tension* -

Qu'est ce que c'est << La précontrainte >> ?

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraire à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieur créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures.

Dans le cas du béton, qui résiste bien à la compression et mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compressions permanentes de sorte que les charges extérieures qui, dans le cas du béton armé font naitre des tractions, ans le cas du béton précontraint ne provoquent qu'une décompression du béton (ou à la limite, des contraintes de traction faibles, jugées admissibles).

Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français **Eugène FREYSSINET** (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

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.

Définition des classes de vérification :

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.1.), qui a résumé grossièrement l'article 1.3des règles BPEL ; on peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

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 circulaires 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 ouvrage de pont n'est pas soumis a une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (neige, pluie et humidité dues : a la végétation de la forée de TAKHOUKHT et au barrage TAKSEBT, ..); alors calculons l'ouvrage en classe II.

Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.2.), 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 (en section d'enrobage)

X.1) Dimensionnement de la précontrainte :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P_2 chapitre VI) dans la section la plus dangereuse est à 0,5l.

X.1.1 : 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} » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

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

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 supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P_2 », et dans la section médiane (poutre et section les sollicité).

- **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :**

$M_{max} = 751.95 \text{ t.m}$ (calculé sous la combinaison II de l'E. L. S.)

$M_{min} = 455.52 \text{ t.m}$ (calculé sous G uniquement)

$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 751.95 - 455.52 = 296.43 \text{ t.m}$

$\Delta M = 296.43 \text{ t.m}$

	B (cm²)	I_g (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r² (cm²)
Poutre seule	5301	19496206,55	81,57	93,43	48	175	3677,83
Poutre + hourdis	8626	35701458,28	68,52	126,48	47	195	4138,81

TAB. X.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = -2,7 \text{ MPa} \quad (\text{dans la section d'enrobage}).$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \quad (\text{hors de la section d'enrobage}).$$

- **En section sous critique :**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (v \cdot \overline{\sigma}_{ti} + v' \cdot \overline{\sigma}_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{P}$$

- **En section sur critique :**

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

$$e_0 = -(V' - d') ; \quad \text{on admet } d' = 11 \text{ cm (enrobage)}$$

- **Application :**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (v \cdot \overline{\sigma}_{ti} + v' \cdot \overline{\sigma}_{ts})$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = \overline{\sigma}_{ts} \quad \text{et } (v + v') = h$$

$$P_I = \frac{296,43 \times 10^3}{0,48 \times 175} + \frac{5301}{175} \times 175 \times (-2,7 \times 10^{-1}) = 2097,66 \text{ KN}$$

$$P_I = 2097,66 \text{ KN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot v + v' - d'} = \frac{751,95 \times 10^3 + 0,48 \times 5301 \times 81,57 \cdot (-2,7 \cdot 10^{-1})}{0,48 \times 81,57 + 93,43 - 11} = 5723,72 \text{ KN}$$

$$P_{II} = 5723,72 \text{ KN}$$

$P_I = 2097,66 \text{ KN} < P_{II} = 5723,72 \text{ KN} \Rightarrow$ 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 P_I n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = \sup(2097,66 \text{ KN}, 5723,72 \text{ KN}) = 5723,72 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 5723,72 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(93,43 - 11) = -82,43 \text{ cm}.$$

X.1.2 : Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0,68 \times P_0 \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{5723,72}{0,68} = 8417,23 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 7T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 6,7 cm.
- Section nominal du câble = $139 \times 7 = 973 \text{ mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$.
- $f_{\text{peg}} = 1583 \text{ MPa}$.
- $E = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{P_0} = \min \begin{cases} 0,8f_{\text{prg}} = 0,8 \times 1770 = 1426 \text{ MPa} \\ 0,9f_{\text{peg}} = 0,9 \times 1583 = 1424,7 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{P_0} = 1424,7 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P_0} \cdot A = 1424,7 \times 973 \times 10^{-3} = 1386,23 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est : $n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{8417,23}{1386,23} = 6,07$ soit $n = 6$ câbles de 7T15.

$$\Rightarrow P_{\min} = 6 \times 1386,23 = 8317,38 \text{ KN}$$

X.1.3 : Vérification des sections :

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} \end{array} \right. \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{ti}} \end{array} \right. \end{cases}$$

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

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

- Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait au 14^{ème} jour (50%).

- Contrainte limite :

- En compression :

$$\bar{\sigma}_{\text{ci}} = \bar{\sigma}_{\text{cs}} = 0,6f_{\text{C14}} = 0,6 f_{\text{cj}} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{\text{c28}} ; f_{\text{c28}} = 35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{ci}} = \bar{\sigma}_{\text{cs}} = 17,948 \text{ MPa}$$

- En traction :

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1,5f_{t14} = -1,5 \times 2,292 = -3,438 \text{ MPa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2,292 \text{ MPa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4,76+0,83 \cdot 14} \times 35 = 29,91 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0,6 + 0,06f_{c14} = 2,395 \text{ MPa}$$

$$P = 0,94P_{\min} = 0,94 \times 8317,38 = 7818,33 \text{ KN.}$$

- **Vérification des contraintes en fibre supérieure :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,438 \text{ MPa} \rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(93,43 - 11) = -82,43 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 1,6247 \text{ t/ml}$ (Chapitre IV)

$$M_{\min} = M_G = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1,6247 \times 33,4^2}{8} = 226,556 \text{ t.m} = 2265,56 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{7818,33}{5301} + 7818,33 \frac{(-82,43) \times 81,57}{19496206,55} + 2265,56 \frac{81,57 \times 10^2}{19496206,55} = -0,273 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = -2,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -2,73 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_t = -3,438 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 16,92 \text{ MPa.} \rightarrow \text{À la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{7818,33}{5301} - 7818,33 \frac{(-82,43) \times 93,43}{19496206,55} - 2265,56 \frac{93,43 \times 10^2}{19496206,55} = 3,477 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 34,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 34,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 16,92 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

X.1.4 : Détermination du nombre de câbles à l'about :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 16,92 \text{ MPa.}$$

$$P = 0,94P_{\min} = 0,94 \times 1386,23 \text{ n} \quad (\text{n: nombre de câbles}).$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0,94 \times 1386,23 \text{ n}}{5301} + \frac{0,94 \times 1386,23 \text{ n} \cdot (-82,43) \cdot (81,57)}{19496206,55} + 2265,56 \frac{81,57 \cdot 10^2}{19496206,55} \geq -3,438 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = (0,245 \cdot n - 0,449n + 0,947) \cdot 10 \geq -3,438 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 6,32 \quad \text{--- (1)}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0,94 \times 1386,23 \text{ n}}{5301} - \frac{0,94 \times 1386,23 \text{ n} \cdot (-82,43) \cdot (93,43)}{19496206,55} - 2265,56 \frac{93,43 \cdot 10^2}{19496206,55}$$

$$\sigma_{ci} = (0,245 \cdot n + 0,514 \cdot n - 1,085) \cdot 10 \leq 16,92 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 3,66 \quad \text{--- (2)}$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que de trois câbles à l'about.

Conclusion :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, trois câbles à l'about et trois câbles à l'extrados.

X.2 : Tracé des câbles :

X.2.1 : Positionnement :

On dispose de trois câbles à l'about et trois câbles à l'extrados.

X.2.2 : Principe :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vu de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1^{ère} famille sont 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 la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1^{ère} famille est compris entre 2° et 20°.
- Les câbles de la 2^{ème} famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

- Câble d'about :

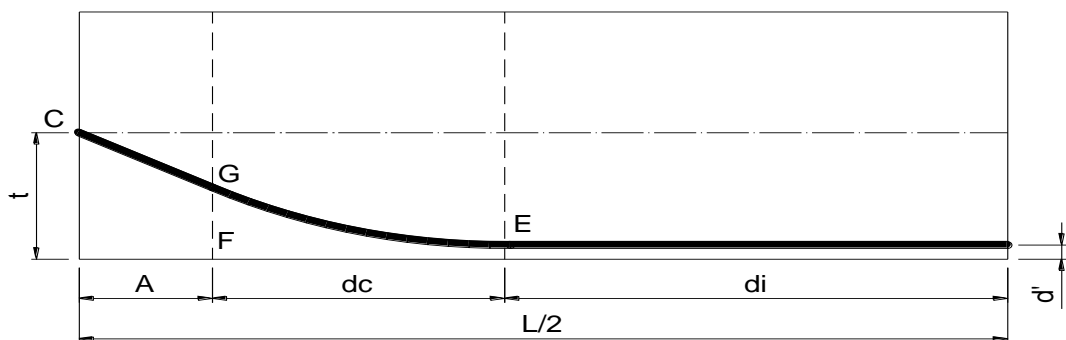


Fig. X.1 : Tracé d'un câble

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $y = a \cdot x^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $y = a \cdot x^2$ pour $x = dc$

Donc : $y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \text{tg } \alpha \Rightarrow a = \frac{\text{tg } \alpha}{2 \cdot dc}$

$GC = a \cdot dc^2 = t - d' - GC \cdot \sin \alpha$

$A = GC \cdot \cos \alpha \Rightarrow GC = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow GC \cdot \sin \alpha = A \cdot \text{tg } \alpha$

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

$\Rightarrow dc = \frac{2}{\text{tg } \alpha} (t - d' - A \cdot \text{tg } \alpha)$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

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

- Câble émergeant (extrados) :

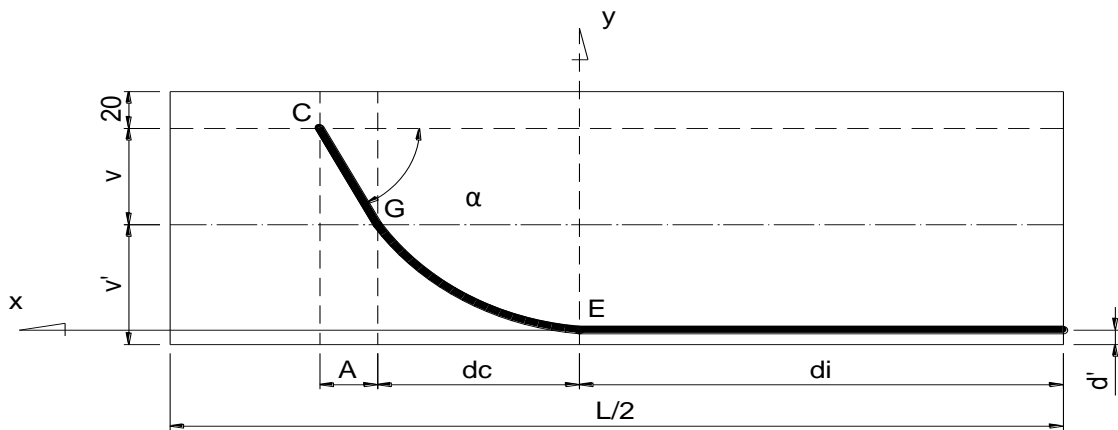


Fig. X.2 : Tracé du câble émergeant

EG : tronçon parabolique d'équation $y = a \cdot x^2$

Pour : $x = dc \rightarrow \begin{cases} Y = a \cdot dc^2 & \text{--- (1)} \\ Y = V' - d' & \text{--- (2)} \end{cases}$

$y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \text{tg } \alpha \Rightarrow a = \frac{\text{tg } \alpha}{2 \cdot dc}$ ----- (3)

On remplace (3) dans (1) :

$y = \frac{\text{tg } \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot y}{\text{tg } \alpha}$ ----- (4)

On remplace (2) dans (4) : $dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\operatorname{tg} \alpha}$ ----- (5)

X.2.3 : Application au projet :

- Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement.

La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10$ cm.

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R \quad P_1 = P_2 = P_3 = P$$

$$\sum M / \text{fibre inf.} = R \cdot v' = P_1 \cdot d + P_2 \cdot (a' + d) + P_3 \cdot (2a' + d)$$

$$v' = a' + d$$

$$a' = v' - d = 93,43 - 25 = 68,43 \text{ cm.}$$

$$v - a' = 81,57 - 68,43 = 13,13 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

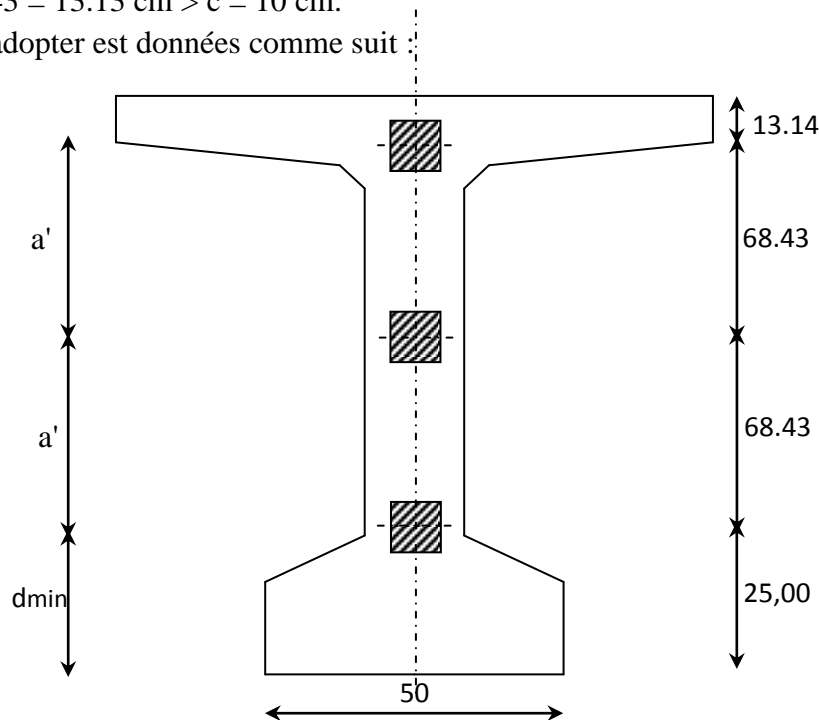


Fig. X.3 : disposition des câbles

On prend comme angle de relevage : $\alpha_1 = 4^\circ$; $\alpha_2 = 12^\circ$; $\alpha_3 = 15^\circ$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} (t - \operatorname{tg} \alpha - d') = dc = \frac{2}{\operatorname{tg} 4} (0,25 - \operatorname{tg} 4 - 0,11) = 2,004 \text{ m}$$

$$a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\operatorname{tg} 4}{2 \times 2,004} = 0,017$$

Câble émergent (extrados) :

$$dc = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} (v' - d') = dc = \frac{2}{\operatorname{tg} 25} (93,43 - 17,7) = 324,80 \text{ cm} = 3,248 \text{ m}$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2 \cdot dc} = \frac{tg25}{2 \times 3.248} = 0.072$$

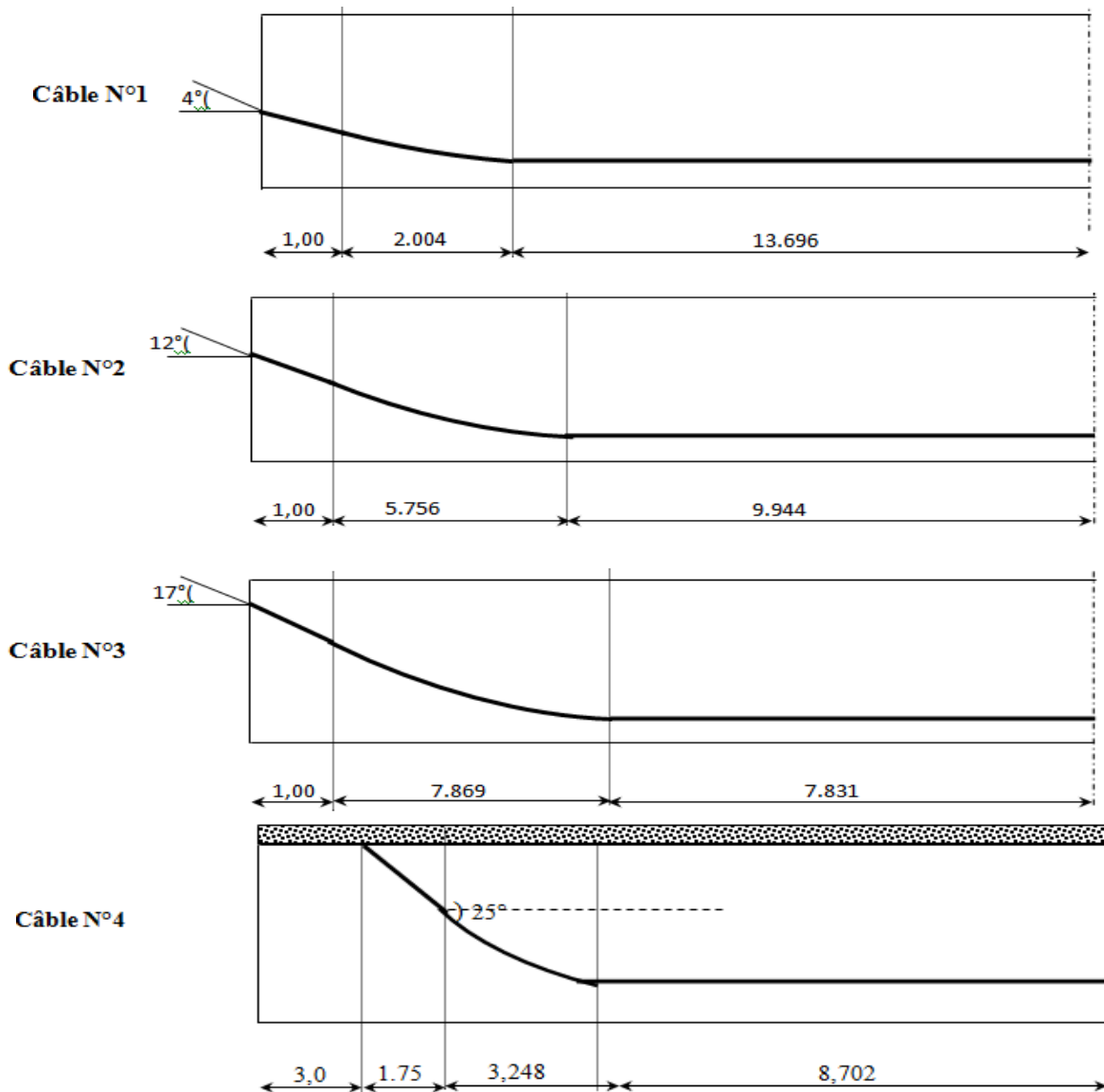
La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° câble	α (°)	tg α	t(m)	d' (m)	dc (m)	a
1ère famille	1	4	0.0699	0.2500	0.11	2.004	0.017
	2	12	0.2125	0.9343	0.11	5.756	0.018
	3	17	0.3057	1.6186	0.11	7.869	0.019
2ème famille	4	25	0.4663	1.75	0.177	3.248	0.072
	2	25	0.4663	1.75	0.177	3.248	0.072
	6	25	0.4663	1.75	0.177	3.248	0.072

TAB .X.2: Paramètres de calcul de la 1ère et 2ème famille de câbles

Pour la 2^{ème} famille : $b = \frac{V}{tg\alpha} = \frac{81.57}{tg25} = 175\text{cm} = 1.75\text{m}$

X.2.4 : Tracé des câbles :



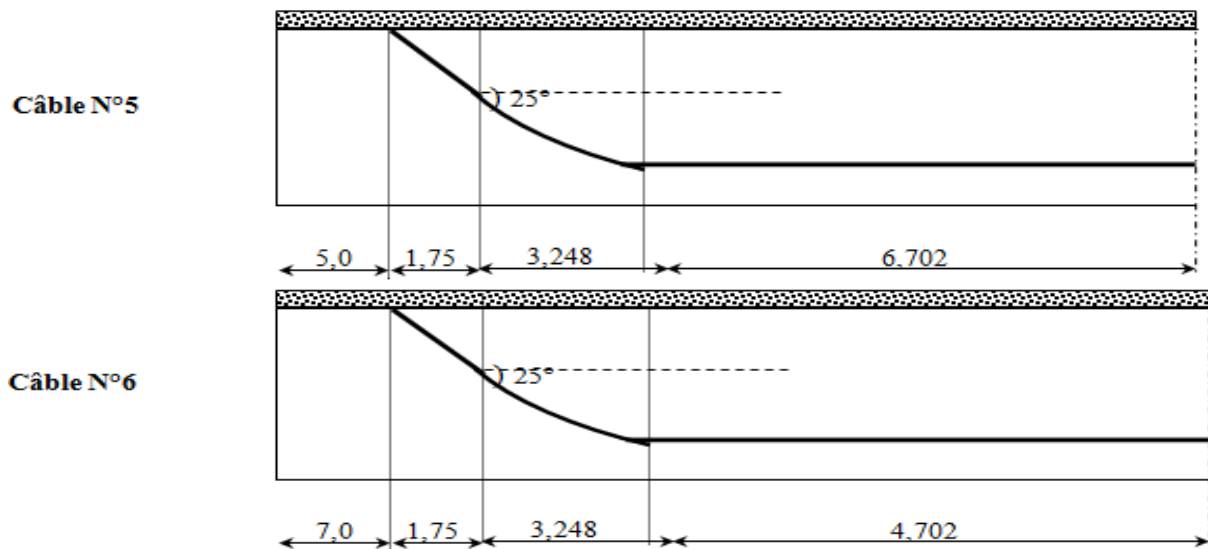


Fig. X.3 : Tracé des câbles

- Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln(2 \cdot a \cdot d_c + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot d_c)^2}) + 2 \cdot a \cdot d_c \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot d_c)^2} \right]$$

$$L_r = \begin{cases} \frac{0,5+A}{\cos\alpha} & \text{pour les câbles de 1}^{\text{ère}} \text{ famille} \\ \frac{A}{\cos\alpha} & \text{pour les câbles de 2}^{\text{ème}} \text{ famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_i$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \begin{cases} \frac{0,5+A}{\cos\alpha} = \frac{0,5+1}{\cos 4} = 1.504 & \text{pour les câbles de 1}^{\text{ère}} \text{ famille} \\ \frac{A}{\cos\alpha} = \frac{1.75}{\cos 25} = 1.931 & \text{pour les câbles de 2}^{\text{ème}} \text{ famille} \end{cases}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.017} \left[\ln(2 \times 0.017 \times 2.004 + \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.004)^2}) + 2 \cdot a \cdot d_c \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.004)^2} \right] = 2.01$$

N° Câbles	Lr (m)	Lc (m)	Ld (m)	Lt	Lt x 2
1	1.504	2.01	13.696	17.21	34.42
2	1.533	5.79	9.944	17.27	34.54
3	1.568	7.98	7.831	17.38	34.76
4	1.931	3.36	8.702	13.99	27.98
5	1.931	3.36	6.702	11.99	23.98
6	1.931	3.36	4.702	9.99	19.98

Tab. X.3: Récapitulatif des longueurs des câbles

X.2.5 : Câble moyen fictif :

Dans tout élément en BP, 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'about :** $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à X_m de l'appui :** $t_i = d' + a_i \cdot x_i^2$ avec : $x_i = d_c + 1 - (x)$

Remarque : à la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul :

- **Section d'appui : 3 câbles**

Câble n° (1) : $t_1 = 0.250\text{m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 0.9343\text{m}$

Câble n° (3) : $t_3 = 1.6186\text{m}$

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.25 + 0.9343 + 1.6186}{3} = 0.9343\text{m}$$

- **Section à 1m de l'appui :**

$$t_i = d' + a_i \cdot x_i^2 \quad \text{avec : } x_i = d_c + 1 - (x)$$

Câble n° (1) : $t_1 = 0.1783\text{m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 0.6696\text{m}$

Câble n° (3) : $t_3 = 1.2865\text{m}$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.1783 + 0.6696 + 1.2865}{3} = 0.7116\text{m}$$

Section d'about			Section à 1 m de l'about			Section à 3 m de l'about					
câble	t_i	t_{moy}	câble	t_i	t_{moy}	sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
						câble	t_i	t_{moy}	câble	t_i	t_{moy}
1	0.250	0.934	1	0.178	0.711	1	0.110	0.413	1	0.110	0.747
2	0.934		2	0.669		2	0.364				
3	1.619		3	1.286		3	0.764				
					4	1.75					

Section à 5 m de l'about						Section à 7 m de l'about					
sans câbles émergeant			avec câbles émergeant			sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
câble	ti	t _{moy}	câble	ti	t _{moy}	câble	ti	t _{moy}	câble	ti	t _{moy}
1	0.178	0.246	1	0.178	0.606	1	0.381	0.223	1	0.381	0.523
2	0.165		2	0.165		2	0.111		2	0.111	
3	0.394		3	0.394		3	0.176		3	0.176	
		4	0.541				4	0.181			
		5	1.75				5	0.541			
						6	1.75				

section du câble équivalent à la section 0,5 L de l'about					
sans câble émergeant			avec câble émergeant		
câble	ti	t _{moy}	câble	ti	t _{moy}
1	0.11	0.11	1	0.11	0.143
2	0.11		2	0.11	
3	0.11		3	0.11	
		4	0.177		
		5	0.177		
		6	0.177		

Tab. X.4 : Câble moyen fictif

X.3 : Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respecter .d’ou en détermine les caractéristique géométrique des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

- **Composante de la précontrainte à la section d’appui :**

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

$$\begin{cases} V = \sum P_i \cdot \sin\alpha_i = P \cdot \sum \sin\alpha_i \\ N = \sum P_i \cdot \cos\alpha_i = P \cdot \sum \cos\alpha_i \end{cases}$$



Fig. X.4: composantes de la force de précontrainte

Z : la distance du point d’application de la composante N par rapport au centre de gravite 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).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos\alpha_i = N \cdot Z \implies Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos\alpha_i$

• **Section d'about (poutre seule) :**

n° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Z_i (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	Z_i^2 (m ²)
1	4	0.06976	0.9976	0.2500	0.2494	0.0625
2	12	0.2079	0.9781	0.9343	0.9139	0.8729
3	17	0.2924	0.9563	1.6186	1.5479	2.6198
Σ	/	/	2.9320	2.8029	2.7112	3.5552

Tab X.5: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.7112}{2.9320} = 0.9247 \text{ m}$$

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.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 6.7 \text{ cm}$$

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 \quad n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0,067^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0,067^2}{4} \cdot 3.5552 = 1253101.084 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 6,7^2}{4} = 35,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 35,24 = 3 \times 35,24 = 105,72 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 92.47 \times 105.72 = 9775.9284 \text{ cm}^3$$

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	7427	92.47	707494,75	90919551,99
Gaines	105.72		9775.9284	1253101.084
Section nette	7321.28		697718.82	89666450.91

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
95,30	79,70	23173767.69	41,67 %.	-2.83

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

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{697718.82}{7321.28} = 95.30 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 175 - 95,30 = 79,70 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 89666450.91 - \frac{(697718.82)^2}{7321.28} = 23173767.69 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{23173767.69}{7321.28 \times 95.30 \times 79.70} \times 100 = 41,67 \text{ \%}.$$

$$e_p = Z - V' = 92.47 - 95,30 = -2.83 \text{ cm.}$$

- 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)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	10927	92.47	1354994,75	210823718,7
Gaines	105.72		9775.9284	1253101.084
Section nette	10821.28		1345218.822	209570617.6

V'	V	I _G	ρ (%)	e _p
124.31	70.69	42343295.23	44.52	-31.84

Tab.7 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1345218.822}{10821.28} = 124.31 \text{ cm} .$$

$$V = h - V' = 195 - 124.31 = 70.69 \text{ cm}.$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 209570617.6 - \frac{(1345218.822)^2}{10821.28} = 42343295.23 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{42343295.23}{10821.28 \times 124.31 \times 70.69} \times 100 = 44.52\%.$$

$$e_p = Z - V' = 92.47 - 124.31 = -31.84 \text{ cm}.$$

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous.

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm ²)	7321.28	10821.28	7321.28	10821.28
v' (cm)	95,30	124.31	95.62	124.53
v (cm)	79,70	70.69	79.38	70.47
I _G (cm ⁴)	23173767.69	42343295.23	23227843.65	42261737.99
ρ (%)	41,67 %.	44.52	41.79	44.50
e _p (cm)	-2.83	-31.84	-25.30	-54.21

Section	Section à 3m de l'about			
	Sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm ²)	7321.28	10927	7286.04	10786.04
v' (cm)	96.05	124.82	95.70	124.68
v (cm)	79.38	70.18	79.30	70.32
I _G (cm ⁴)	23124689.32	41978573.72	22851578.95	41821968.02
ρ	41.43	44.28	41.33	44.22
e _p (cm)	-55.25	-84.02	-23.21	-52.19

Section à 5m de l'about				
Section	Sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm²)	7321.28	10821.28	7250.8	10750.8
v' (cm)	96.28	124.98	96.14	125.07
v (cm)	78.72	70.02	78.86	69.93
I_G (cm⁴)	22474778.17	41726939.36	22636432.72	41390300.31
ρ	40.50	44.06	41.18	44.02
e_p (cm)	-71.87	-100.57	-37.29	-66.22
Section à 7m de l'about				
Section	Sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm²)	7321.28	10821.28	7215.56	10715.56
v' (cm)	96.32	125.00	96.89	125.67
v (cm)	78.68	70.00	78.11	69.33
I_G (cm⁴)	22940758.84	41682876.88	21922058.83	40335595.62
ρ	41.35	44.02	40.14	43.20
e_p (cm)	-73.92	-102.6	-57.25	-86.03
Section	Section à 0,25 m de l'about		Section à 0,5L	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm²)	5368.56	8868.56	5368.56	8868.56
v' (cm)	99.72	133.37	99.72	133.37
v (cm)	75.28	61.63	75.28	61.63
I_G (cm⁴)	19649147.67	35174586.87	19649147.67	35174586.87
ρ	48.75	48.25	48.75	48.25
e_p (cm)	-85,50	-119.15	-85,50	-119.15

Tab X.8: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

X.3 : Fuseaux limites :

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes. Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

- 1^{er} fuseau limite :

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

$$-c' \leq e_0 \leq c$$

Avec :

$$C' = \rho \cdot v'$$

$$c = \rho \cdot v \quad ;$$

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

c, c' : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

e_0 : Centre de pression.

M_{\min} : Moment du aux charges permanentes.

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

P : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%)

$$\text{Donc : } P = 0.68P_0 = 0.68 \times 1386.23 = 942.65 \text{ KN} = 94.265 \text{ t.}$$

$$P = \sum p_i \cos \alpha_i$$

Remarque :

Le tracé du fuseau limite se fera par rapport à la ligne des centres de gravité. Le long de la poutre. Pour le tracé, on prendra en considération les trois points suivants (section à l'appui, section à L/4 de l'appui (0,25L), et la section médiane).

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Section	0,00 L	0,25 L	0,5 L
Mmax (t.m)	0	563.96	751,95
Mmin (t.m)	0	341.64	455.52
P (t)	276.38	532.68	532.68
ρ	0.445	0.482	0.482
c (cm)	31.47	29.73	29.73
c' (cm)	55.34	64.35	64.35
Mmax/P (cm)	0.000	105.87	141.16
Mmin/P (cm)	0.000	64.14	85.51
- c' - (Mmin/P) (cm)(I)	-55.34	-128.49	-149.86
c - (Mmax/P)(cm) (II)	31.47	-76.14	-111.43
ep	-31.84	-119.15	-119.15
I \leq ep \leq II	-55.34 \leq -31.84 \leq 31.47	-128.49 \leq -119.15 \leq -76.14	-149.86 \leq -119.15 \leq -111.43
Observation	vérifié	vérifié	vérifié

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

- 2^{ème} fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$e_2 = \rho \cdot v' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_c \cdot \frac{B}{P}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\sigma_{cs} = \sigma_{ci}$	21	21	21
σ_t	2.7	2.7	2.7
Mmax (t.m)	0	563.96	751,95
Mmin (t.m)	0	341.64	455.52
P (t)	276.38	532.68	532.68
- e'1	-227.29	-74.23	-74.23
- e'2	3.16	-35.42	-35.42
a'	-227.29	-74.23	-74.23
e1	-1.79	16.37	16.37
e2	399.70	160.64	160.64
a	-1.79	16.37	16.37
- a' - Mmin/P (I)	-227.29	-138.36	-138.36
a - Mmax/P (II)	-1.79	-89.50	-89.50
ep	-31.84	-119.15	-119.15
I ≤ ep ≤ II	-227.29 ≤ -31.84 ≤ -1.79	-138.36 ≤ -119.15 ≤ -89.50	-138.36 ≤ -119.15 ≤ -89.50
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tab X.10: Caractéristiques du fuseau limite de compression

Tracé des fuseaux :

X.4 : Les pertes de tension :

Introduction : Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

Ces pertes sont :

- **Les pertes instantanées** : Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :
 - Frottements.
 - Recul des enclages.
 - Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).
- **Les pertes différées** : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :
 - Retrait de béton.
 - Relaxation des aciers.
 - Fluage du béton.

X.4.1 : Les pertes instantanées :

4.1.1 : Perte par frottement :

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

σ_{p_0} : Tension à l'origine $\sigma_{p_0} = 1424,7$ MPa.

f : Coefficient de frottement angulaire. $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$.

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p_0} - \sigma_{p_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

section	α	σ_{p_0} MPa	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$
Câble 1	4	1 424,7	0.00	0.00	1	2.84	8.35	41.09	16.7	64.00
Câble 2	12	1 424,7	0.00	0.00	1	2.84	8.35	75.43	16.7	97.77
Câble 3	17	1 424,7	0.00	0.00	1	2.84	8.35	96.46	16.7	118.46
Câble 4	25	1 424,7	/	/	/	/	5.35	121.63	13.7	143.21
Câble 5	25	1 424,7	/	/	/	/	3.35	116.41	11.7	138.07
Câble 6	25	1 424,7	/	/	/	/	1.35	111.16	9.7	132.92
Valeur moy de 3 câbles	/	/	/	0.00	/	2.84	/	70.99	/	93.41
Valeur moy de 6 câbles	/	/	/	/	/	/	/	93.69	/	115.74

Tab X.11: Perte par frottement

X.4.1.2 : Perte par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gainé.

Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - \alpha x - \varphi x) \quad \text{avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424,7 (1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424,7 (1 - 0,18 \times 0,0698 - 2 \times 10^{-3} \times 3,004) = 1398,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424,7 (1 - 0,18 \times 0,0698 - 2 \times 10^{-3} \times 16,7) = 1359,2 \text{ MPa}$$

$$g.E_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 12 \times 10 = 1200 \text{ Mpa.m}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424,7 - 1421,85) \times 1/2 = 1,425 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1421,85 - 1398,24) \times 1 = 23,61 \text{ Mpa.m}$$

$$S_3 = (1421,85 - 1398,24) \times 2,004/2 = 23,65 \text{ Mpa.m}$$

$$S_4 = (1398,24 - 1359,20) \times 3,004 = 117,27 \text{ Mpa.m}$$

$$S_5 = (1398,24 - 1359,20) \times 13,696/2 = 267,34 \text{ Mpa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 433,295 = 866,59 \text{ Mpa.m}$$

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

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

$$\Delta \sigma_m = (1200 - 866,59) / 16,7 = 19,96 \text{ MPa}$$

On voit çà-après :

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :1

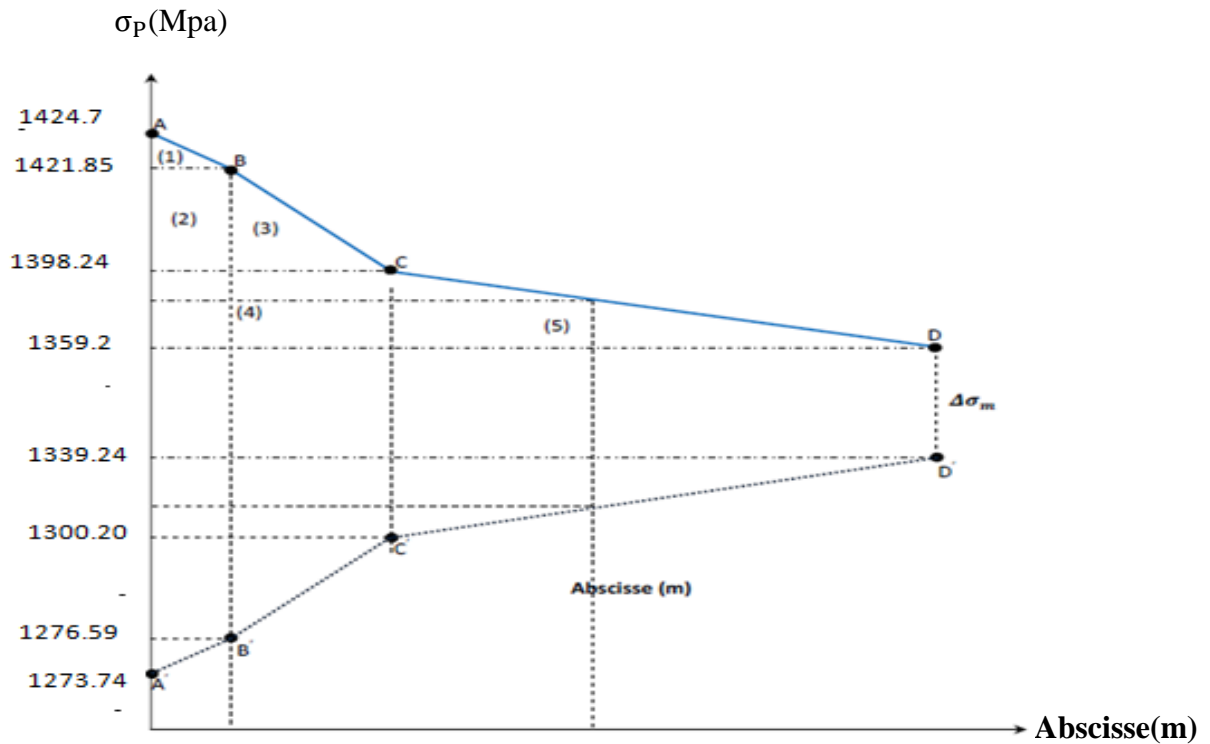


Fig. X.5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1

Câble N°2 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7\text{MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - \alpha x - \varphi x) \quad \text{Avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.2094 - 2 \times 10^{-3} \times 6.756) = 1351.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.2094 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1323.41 \text{ MPa}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424.7 - 1421.85) \times 1/2 = 1.425 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1421.85 - 1351.75) \times 1 = 70.11 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1421.85 - 1351.75) \times 5.756/2 = 201.75 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1351.75 - 1323.41) \times 6.756 = 191.47 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1351.75 - 1323.41) \times 9.944/2 = 140.91 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 605.38 = 1210.76 \text{ MPa.m}$$

$S > g.E_p \Rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC \Rightarrow Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.E_p = S_{Air} (ABCMC'B'A')$$

$$S_1 = 1.425 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = 70.11 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 201.75 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = ((1351.75 - \sigma_M) \times 6.756 = 191.47 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1351.75 - \sigma_M) \frac{(x-6.756)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 273.285 + (1351.75 - \sigma_M) \left(6.756 + \frac{(x-6.756)}{2}\right)$$

$$S = 546.57 + (1351.75 - \sigma_M)(6.756 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p_0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1424.7 \times [1 - 0.18 \times 0.2094 - 0.002 \times x] \Rightarrow \sigma_M = 1371.00 - 2.8494 \times x$$

Donc :

$$S = 546.57 + [1351.75 - (1371.00 - 2.8494 \times x)](6.756 + x)$$

$$S = 546.57 + 9132.432 + 1351.75 \times x - 9262.47 - 1371 \times x + 19.25 \times x + 2.8494 \times x^2$$

$$2.8494 \times x^2 + 416.523 - 1200 = 0 \Rightarrow X = 16.58 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1371.00 - 2.8494 \times 16.58 \Rightarrow \sigma_M = 1323.75 \text{ MPa}$$

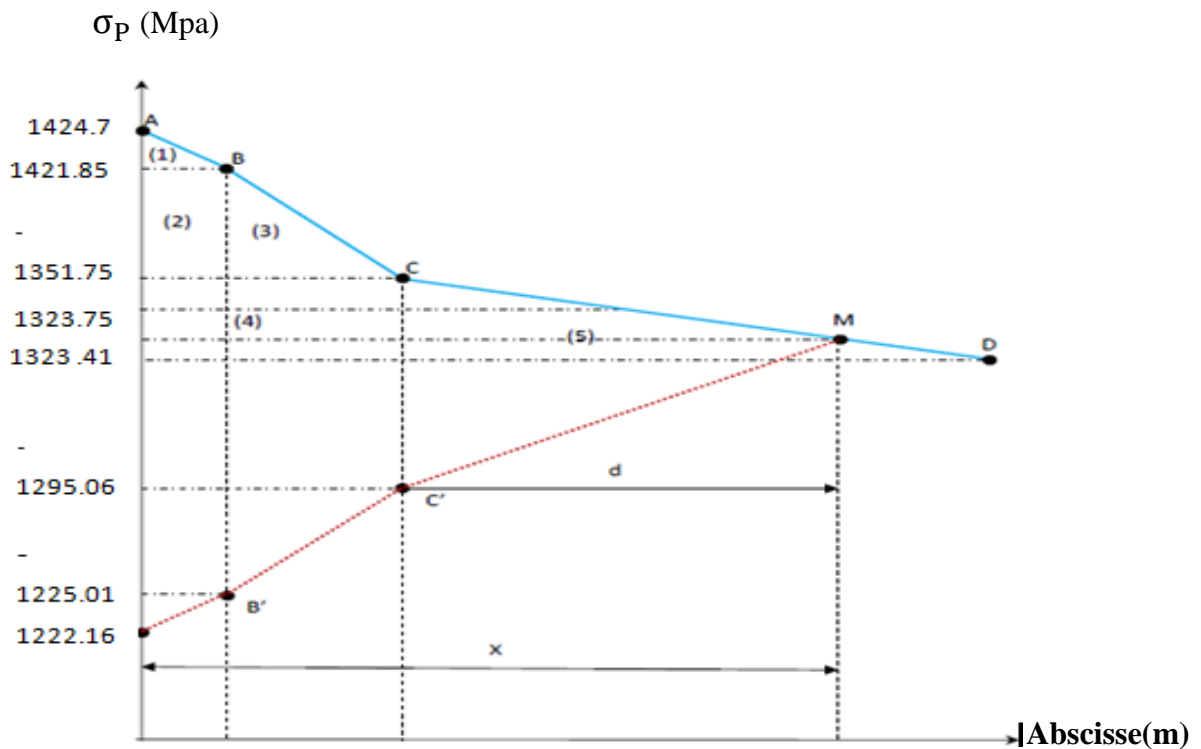


Fig. X.6: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble N°3 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x) \quad \text{Avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.2967 - 2 \times 10^{-3} \times 7.869) = 1326.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.2967 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1301.03 \text{ MPa}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424.7 - 1421.85) \times 1/2 = 1.425 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1421.85 - 1326.19) \times 1 = 95.66 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1421.85 - 1326.19) \times 7.869/2 = 376.37 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1326.19 - 1301.03) \times 8.869 = 223.14 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1326.19 - 1301.03) \times 7.831/2 = 98.51 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 795.105 = 1590.21 \text{ MPa.m}$$

$S > g.E_p \Rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.E_p = S \text{ Air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.425 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = 95.66 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 376.37 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1326.19 - \sigma_M) \times 8.869$$

$$S_5 = (1326.19 - \sigma_M) \frac{(x - 8.869)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 473.455 + (1326.19 - \sigma_M) \left(8.869 + \frac{(x - 8.869)}{2} \right)$$

$$S = 946.91 + (1326.19 - \sigma_M)(8.869 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1424.7 \times [1 - 0.18 \times 0.2697 - 0.002 \times x]$$

$$\sigma_M = 1355.53 - 2.8494 \times x$$

Donc :

$$S = 946.91 + (1326.19 - [1355.53 - 2.8494 \cdot x])(8.869 + x)$$

$$S = 946.91 - 260.21 - 29.43 \cdot x - 25.27x + 2.8494 \cdot x^2$$

$$2.8494 \cdot x^2 + 4.16 \cdot x - 513.3 = 0$$

$$\Delta = (4.16)^2 - 4(2.8494)(513.3) = 76.60$$

$$X = 14.17\text{m}$$

$$\sigma_M = 1355.53 - 2.8494 \times 14.17$$

$$\sigma_M = 1315.15\text{MPa}$$

On voit çï-après :

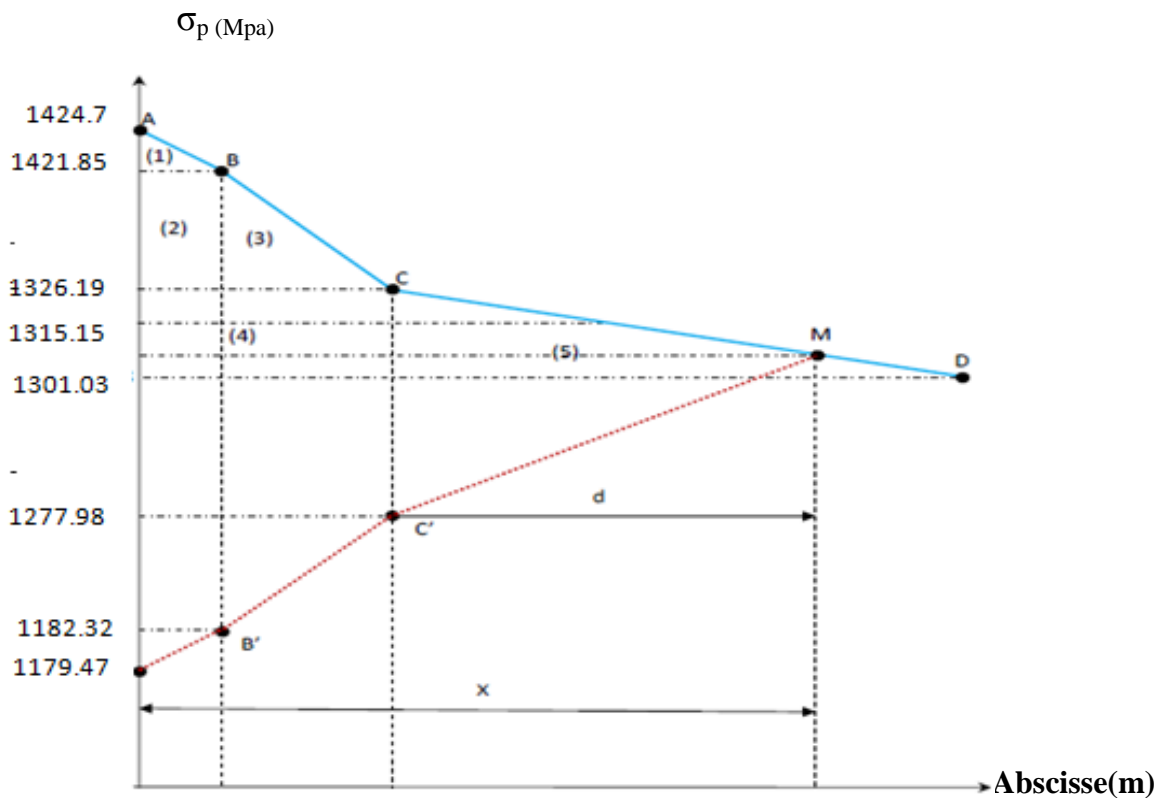


Fig. X.7: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Câble N°4:

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7\text{MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x) \quad \text{Avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424.7 (1 - 0.18x0 - 2 \times 10^{-3} x 1.75) = 1419.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7 (1 - 0.18x0.4363 - 2 \times 10^{-3} x 4.998) = 1298.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.4363 - 2 \times 10^{-3} \times 13.7) = 1273.77 \text{ MPa}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424.7 - 1419.71) \times 1.75/2 = 4.37 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1419.71 - 1298.57) \times 1.75 = 211.99 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1419.71 - 1298.57) \times 3.248/2 = 196.73 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1298.57 - 1273.77) \times 4.998 = 123.95 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1298.57 - 1273.77) \times 8.702/2 = 107.90 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 644.94 = 1289.89 \text{ MPa.m}$$

$S > g.E_p \Rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.E_p = S \text{ Air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 4.37 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = 211.99 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 196.73 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1298.57 - \sigma_M) \times 4.998$$

$$S_5 = (1298.57 - \sigma_M) \frac{(x - 4.998)}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 413.09 + (1298.57 - \sigma_M) \left(4.998 + \frac{(x - 4.998)}{2} \right)$$

$$S = 826.18 + (1298.57 - \sigma_M)(4.998 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p_0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1424.7 \times [1 - 0.18 \times 0.4363 - 0.002 \cdot x]$$

$$\sigma_M = 1312.81 - 2.8494 \cdot x$$

Donc :

$$S = 826.18 + (1298.57 - [1312.81 - 2.8494 \cdot x])(4.998 + x)$$

$$S = 826.18 + 6490.252 + 1298.57x - 6561.42 - 1312.81x + 14.24x + 2.8494 \cdot x^2$$

$$S = 2.8494 \cdot x^2 + 755.01$$

$$2.8494 \cdot x^2 - 444.99 = 0$$

$$X = 12.49\text{m}$$

$$\sigma_M = 1312.81 - 2.8494 \times 12.49$$

$$\sigma_M = 1277.22\text{MPa}$$

On voit çï-après :

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :4

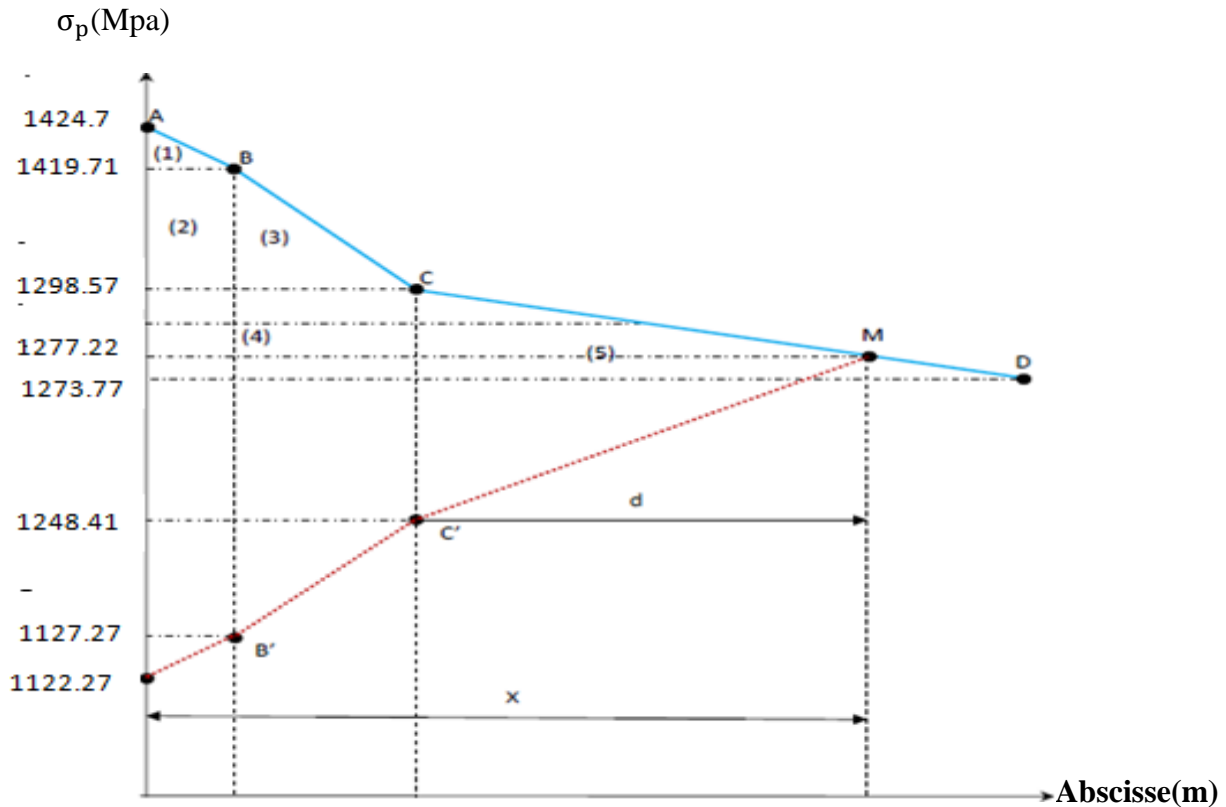


Fig. X. 8: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

Câble N°5:

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7\text{MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x) \quad \text{Avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.75) = 1419.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.4363 - 2 \times 10^{-3} \times 4.998) = 1298.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.4363 - 2 \times 10^{-3} \times 11.7) = 1279.47\text{MPa}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424.7 - 1419.71) \times 1.75/2 = 4.37 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1419.71 - 1298.57) \times 1.75 = 211.99 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1419.71 - 1298.57) \times 3.248 / 2 = 196.73 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1298.57 - 1279.47) \times 4.998 = 95.46 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1298.57 - 1279.47) \times 6.702 / 2 = 64.00 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 572.55 = 1145.10 \text{ MPa.m}$$

g. $E_P > S \Rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_P = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = (1200 - 1145.10) / 11.7 = 4.69 \text{ MPa}$$

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 5 :

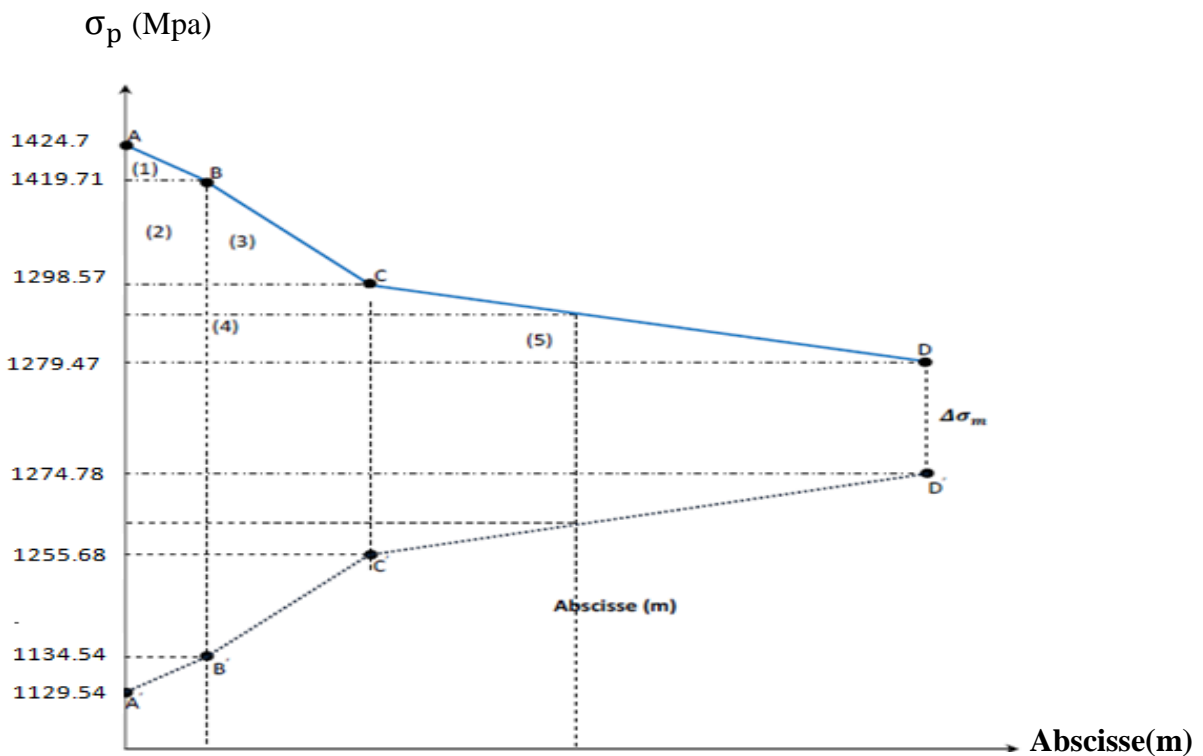


Fig. X.9: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°5

Câble N°6:

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \varphi x) \quad \text{Avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.75) = 1419.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.4363 - 2 \times 10^{-3} \times 4.998) = 1298.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7 (1 - 0.18 \times 0.4363 - 2 \times 10^{-3} \times 9.7) = 1285.17 \text{ MPa}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1424.7 - 1419.71) \times 1.75/2 = 4.37 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = (1419.71 - 1298.57) \times 1.75 = 211.99 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1419.71 - 1298.57) \times 3.248/2 = 196.73 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1298.57 - 1285.17) \times 4.998 = 66.97 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1298.57 - 1285.17) \times 4.702/2 = 31.50 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 511.56 = 1023.12 \text{ MPa.m}$$

$g.E_P > S \Rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_P = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = (1200 - 1023.12) / 9.7 = 18.23 \text{ MPa}$$

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :5

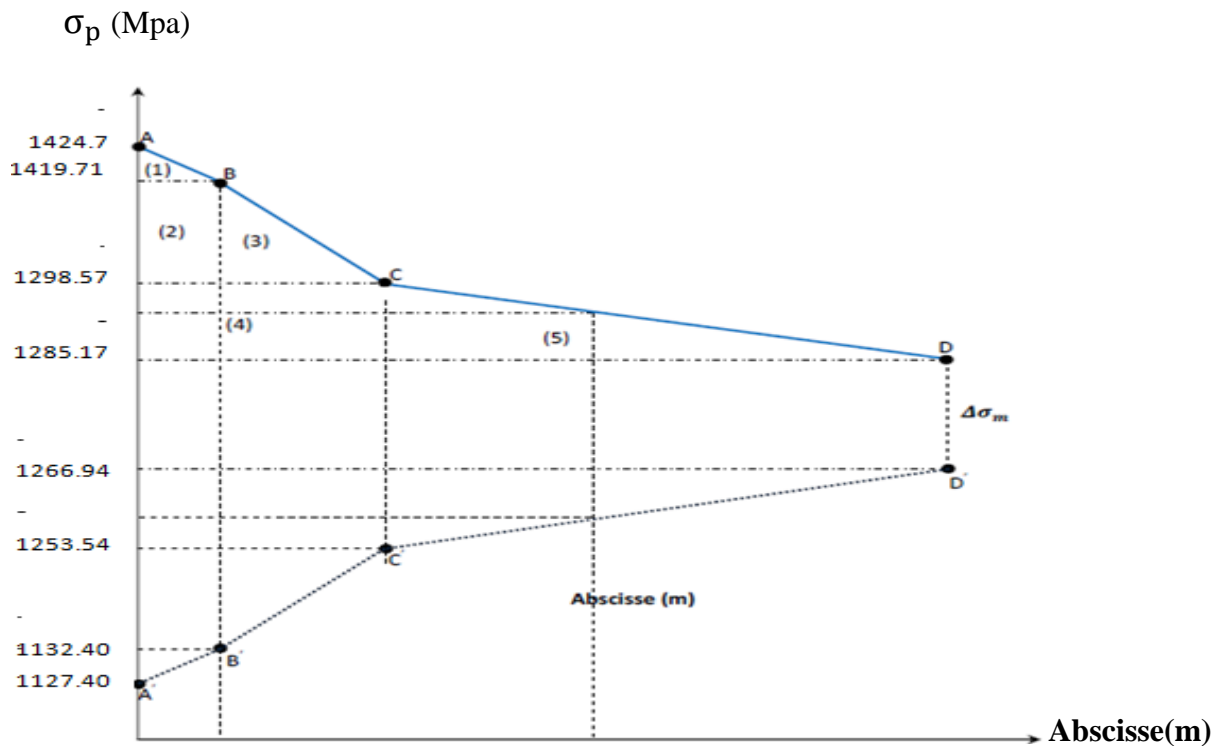


Fig. X.10: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°6

Les pertes par recul d'ancrage :

Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 19.96 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1383 - 1359.2) \times 2 + 19.96 = 67.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1.00\text{m}) = (1421.85 - 1276.59) = 145.26\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00\text{m}) = (1424.7 - 1273.74) = 150.96\text{MPa}$$

Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 0.00\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1347.19 - 1323.75) \times 2 + 0.00 = 46.88\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1.00\text{m}) = (1421.85 - 1225.01) = 196.84\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00\text{m}) = (1424.7 - 1222.16) = 202.54\text{MPa}$$

Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 0.00\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1324.82 - 1315.15) \times 2 + 0.00 = 19.34\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1.00\text{m}) = (1421.85 - 1182.32) = 239.53\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00\text{m}) = (1424.7 - 1179.47) = 245.23\text{MPa}$$

Câble 4 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 0.00\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1289.01 - 1277.22) \times 2 + 0.00 = 23.58\text{MPa}$$

Câble 5 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 4.69\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1289.01 - 1279.47) \times 2 + 4.69 = 23.77\text{MPa}$$

Câble 6 :

$$\Delta\sigma(x = 16.70\text{m}) = 18.23\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35\text{m}) = (1289.01 - 1285.17) \times 2 + 18.23 = 25.91\text{MPa}$$

Section	0.00L	0.0299L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1.00	8.35	16.70
Câble 1	150.96	145.26	67.56	19.96
Câble 2	202.54	196.84	46.88	0.00
Câble 3	245.23	239.53	19.34	0.00
Câble 4	/	/	23.58	0.00
Câble 5	/	/	23.77	4.69
Câble 6	/	/	25.91	18.23
valeur moyenne des 3 câbles	199.57	193.87	44.59	6.65
valeur moyenne des 6 câbles	/	/	34.51	7.14

Tab. X.11 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

X.4.1.3 : Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

- La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 3 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 3 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

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

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11\,000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

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

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse (x).

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

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

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bi}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3 \cdot E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

- Exemple de calcul : Section d'about :

$$B = 7321.28 \text{ cm}^2.$$

$$f_{c(14)} = 29,915$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \cdot \sqrt[3]{fcj} = 11000 \cdot \sqrt[3]{29.915} = 34147.246 \text{ MPa}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = -2.83 \text{ cm.}$$

$$I_G = 23173767.69 \text{ cm}^4.$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

$$q = 1.6247 + 0.0154 = 1.6401 \text{ t/ml}$$

$$M_G = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} \quad ; \quad \text{pour } x = 0 \quad \Rightarrow \quad M_G = 0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{2 \cdot 10^5}{3 \times 34147.246} \cdot \frac{3 \cdot 973 \cdot (1424.7 - 0 - 199.57)}{7321.28 \cdot 10^2} \cdot \left(1 + \frac{7321.28 \cdot (-2.83)^2}{23173767.69}\right) = 9.56 \text{ MPa.}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)		9.56	27.08

Tab. X.12: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

La 2^{ème} famille de câbles :

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème}.

La perte subie par chaque câble de la 1^{ère} famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

$$E_{bi(28)} = 11\,000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa.}$$

$M_g(x)$: Moment dû au poids (hourdis+entretoises).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{\phi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Exemple de calcul : Section à $x = 0,5L$ ($x = 16.7$ m) :

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 8868.56 \text{ cm}^2.$$

$$I_G = 35174586.87 \text{ cm}^4.$$

$$e_p = -119.15 \text{ cm}.$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}.$$

$$q_G = 1,6247 + 0,875 + 0,067 = 2.567 \text{ t/ml}$$

$$E_{bi(28)} = 11\,000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}.$$

$$M_G = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) = \frac{2.567 \times 16.7}{2} \cdot (33.4 - 16.7) = 357.95 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = \frac{2 \cdot 10^5}{35981,729} \cdot \left[\frac{357.95 \cdot (-119.15) \cdot 10^4}{35174586.87} + \frac{6 \cdot 973 \cdot (1424.7 - 115.74 - 7.14)}{8868.56 \cdot 10^2} \cdot \left(1 + \frac{8868.56 \cdot (-119.15)^2}{35174586.87} \right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = 150.78 \text{ MPa}.$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câbles de la 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	0.00	166.69	150.78

Tab. X.13: Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille.**Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	160.52	135.73	106.68
Câble 2	212.10	149.39	120.49
Câble 3	254.79	142.88	141.18
Câble 4	/	311.90	293.98
Câble 5	/	306.87	293.54
Câble 6	/	303.76	301.93
Valeur moyenne de 03 câbles	209.14	142.66	122.78
Valeur moyenne de 06 câbles	/	225.10	209.63

TAB. X.14 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différents sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	1264.18	1288.97	1318.02
Câble 2	1212.60	1275.31	1304.21
Câble 3	1169.91	1281.82	1283.52
Câble 4	/	1112.80	1130.72
Câble 5	/	1117.83	1131.16
Câble 6	/	1120.94	1122.77
Valeur moyenne de 03 câbles	1215.56	1282.03	1301.91
Valeur moyenne de 06 câbles	/	1199.61	1215.07

Tab. X15: Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) »,

X.4.2 : Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

4.2.1) Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de la section } r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art.2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{7321.28}{575.48} = 12,72 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5368.56}{587.30} = 9.14 \text{ cm}$$

➤ Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Section d'about :

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \cdot 12,72} = 0,109$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0,109] \cdot 2 \cdot 10^5 = 53.46 \text{ MPa}$$

Section médiane :

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \cdot 9,14} = 0,145$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0,145] \cdot 2 \cdot 10^5 = 51.30 \text{ MPa}$$

➤ **Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :**

$$r(28j) = \frac{28}{28+9 \cdot 9,14} = 0,254$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^2 = 3 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0,254] \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 44.76 \text{ MPa}$$

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.50L
la 1^{ère} famille	14^{ème} jour	53.46	51.30	51.30
la 2^{ème} famille	28^{ème} jour	/	44.76	44.76

Tab. X.16 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton

La perte totale moyenne due au retrait de béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\Delta\sigma_r^{\text{moy}} = \frac{3 \times 51.30 + 3 \times 44.76}{6} = 48.03 \text{ MPa.}$$

X.4.2.2) Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{Pi}(x)$$

Avec:

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heure en %. ($\rho_{1000} = 2,5 \%$)

$\mu_0 = 0,43$ Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).

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

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

$\sigma_{p0} = 1424,7 \text{ Mpa.}$

- Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{Pi}(x)$$

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100} \cdot 2.5 \left(\frac{1215.56}{1770} - 0.43 \right) 1215.56 = 46.81 \text{ MPa}$$

câbles de la 1 ^{ère} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1215.56	1282.03	1301.91
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	46.81	56.59	59.66

Tab. X17: Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille

câbles de la 2 ^{ème} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1199.61	1215.07
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	44.58	46.74

Tab. X18: Pertes dans les câbles de la 2^{ème} famille

X.4.2.3 : Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_P}{E_{bij}} \quad \text{--- (*)}$$

Avec σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_M(0,5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{\sigma_{Pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$q_G = 1,6247 \text{ t/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,624 \cdot (33,4)^2}{8} = 226.56 \text{ t.m}$$

$$B = 5368.56 \text{ cm}^2.$$

$$I_G = 19649147.67 \text{ cm}^4.$$

$$e_p = -85.50 \text{ cm.}$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa.} \quad A_p = 973 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{pi} = 1301.91 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\sigma_M(0,5L) = \frac{226.56 \times (-85.50) \cdot 10^4}{19649147.67} + 3 \cdot 973 \cdot \frac{1301.91}{5368.56 \cdot 10^2} \cdot \left(1 + \frac{5368.56 \cdot (-85.50)^2}{19649147.67}\right)$$

$$\sigma_M(0,5L) = 11.36 \text{ MPa}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 51.30 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}(59.67) \Rightarrow \Delta\sigma_d = 101.025 + \Delta\sigma_{fl}.$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0,5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Avec : $\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$: Tension finale probable à la section médiane.

La formule (*) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2\sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)\right] \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \times 11.36 - 3 \times 973 \times \frac{(101.025 + \Delta\sigma_{fl})}{5368.56 \cdot 10^2} \times \left(1 + \frac{5368.56 \cdot (-85.5)^2}{19649147.67}\right)\right] \times \frac{2 \cdot 10^5}{34147.246}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 112.72 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

Câbles de la 1 ^{ère} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	$92.47 + \Delta\sigma_{fl}$	$98.46 + \Delta\sigma_{fl}$	$101.025 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	169.92	226.56
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1215.56	1282.03	1301.91
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	4.85	13.50	11.36
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	53.39	135.28	112.60

Tab. X.19: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 1^{ère} famille.

- Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2^{ème} famille.

Câbles de la 1 ^{ère} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	$81.91 + \Delta\sigma_{fl}$	$83.71 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	261.46	348.61
	$\sigma_{Pi}(x)$ (Mpa)	/	1199.61	1215.07
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	27.29	24.82
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	215.59	193.99

Tab. X .20: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2^{ème} famille.

X.5) Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Remarque : Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante : $\Delta\sigma_d(x, t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$

	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	53.46	51.30	51.30
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	46.81	56.60	59.67
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	53.39	135.28	112.60
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	145.85	233.74	213.62
câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	44.76	44.76
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	44.58	46.74
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	215.59	193.99
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	297.50	277.7

Tab. X .21: Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \cdot \Delta\sigma_{diff1} + n_2 \cdot \Delta\sigma_{diff2}}{n_1 + n_2}$$

Avec :

n_1 : Nombre de câble de la première famille.

n_2 : Nombre de câble de la deuxième famille

$\Delta\sigma_{diff}$: Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	145.98	265.61	245.66

Tab. X .22 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections

Avec:

$$\sigma_{P\infty} = \sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{P0} - \sigma_{P\infty}}{\sigma_{P0}}$$

section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse	0.00	8.35	16.7
σ_{Pi} moy(Mpa)	1215.56	1240.82	1258.49
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	145.98	265.62	245.66
$\sigma_{P_{\infty}}$ (Mpa)	1069.58	975.20	1012.83
% <i>de perte</i>	24.92	31.55	28.90
Vérification	vérifié	vérifié	vérifié

Tab. X .23 : pourcentage des pertes

Conclusion:

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 24.92 % et 31.55 % de σ_{P_0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % de σ_{P_0} .

Chapitre 11

*- Justification des
contraintes normales -*

XI.1 : Généralité :

La vérification d'un élément d'une structure vis-à-vis d'un effort quelconque, doit obligatoirement comprendre :

- Une vérification à l'E.L.U : pour s'assurer de la résistance de la structure (équilibre statique, résistance des matériaux et stabilité de forme).
- Une vérification à l'E.L.S : pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d'exploitation et de durabilités.

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 :

$$\sigma_y = P \left(\frac{1}{B} + \frac{Y}{I} e_p \right) + M \frac{Y}{I}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{\max}$$

XI.2 : 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.

	Contraintes	Situation	Exploitation			Construction
		Combinaison Zone	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
Classe II	$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	\	$-f_{tj}$
		Hors de la section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	\	\	$-1,5f_{tj}$
	$\bar{\sigma}_c$	Toute la section	$-0,5f_{c28}$	$0,6f_{c28}$	$0,5f_{c28}$	$0,6f_{c28}$

Tab. XI.1: Valeur limites des contraintes dans le béton

XI.2.1 : 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 :

$$c \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \times a \rightarrow (a: \text{largeur de paquet}) \\ \phi : \text{Diametre de la gaine} \\ d = 5 \text{ cm} \rightarrow (\text{Ouvrage courants}) \end{array} \right\}$$

Avec :

$$a = \phi = 6.7 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } c = \sup \left\{ \begin{array}{l} 5.025 \text{ cm} \\ 6.7 \text{ cm} \\ 5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\text{➤ } c = 6.7 \text{ cm}$$

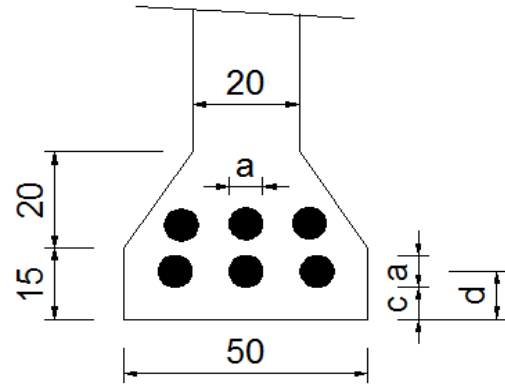


Fig. XI.1 : Détail du talon (section médiane)

Les matériaux :

σ \ Jours	7	14	21	28
f_{cj} (MPa)	23.18	29.91	33.12	35
f_{tj} (MPa)	1.99	2.395	2.59	2.7

Tab. XI.2 : valeur de f_{cj} et f_{tj}

XI.2.2 : Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p0} = 1424.7 \text{ MPa}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2$$

- **Tension de calcul en B.P.E.L :**

La valeur caractéristique de la précontrainte, (B.P.E.L 91 Art.1.3)

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j \\ \sigma_{p2} = 0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_j \end{cases}$$

Avec : σ_{p0} : Tension initial

$\Delta\sigma_j$: Somme de toutes les pertes à l'âge considéré.

	B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	e _p (cm)	r ² = I/B
Poutre seule	5 368.56	99.72	75.28	19 649 147.67	48.75	- 85.50	3660.04
Poutre+hourdis	8 868.56	133.37	61.63	35 174 586.87	48.25	- 119.15	3966.21

Tab. XI.3 : les caractéristiques géométriques de section nette

• phase de construction :

Phase N°	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 03 câbles de la 1 ^{ère} famille à 50%	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
II	28	Mise en tension des 03 câbles de la 1 ^{ère} famille à 100%	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
III	50	Coulages de hourdis et des entretoises d'about	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
IV	64	Mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre+hourdis · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...)	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Précontrainte des câbles
VI	> 90	Mise en service de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> · Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Surcharges appliquées · Précontrainte des câbles

Tab. XI.4 : Les différentes phases de construction

Vérification des contraintes :

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P_1 mais pour la phase d'exploitation (**phase V**) c'est la force P_2 .

a) *Phase de construction :*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left(1 - e_p \frac{v}{r^2} \right) + \frac{M_{min.v}}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} \left(1 + e_p \frac{v'}{r^2} \right) - \frac{M_{min.v'}}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

b) *Phase d'exploitation:*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_2}{B} \left(1 - e_p \frac{v}{r^2} \right) + \frac{M_{min.v}}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_i = \frac{P_2}{B} \left(1 + e_p \frac{v'}{r^2} \right) - \frac{M_{min.v'}}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5 \cdot f_{tj} \\ \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \cdot f_{cj} \end{cases} \quad (\text{En construction})$$

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ti} = -1.5 \cdot f_{t28} & : \text{hors de la section d'ancrage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = - f_{t28} & : \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

• **Application :**

Phase I :

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1424.7 = 712.35 \text{ MPa.}$$

$$g = 1.6247 \text{ t/ml} \quad \Rightarrow \quad M_g = 226.556 \text{ t.m} = 2265.56 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 122.78 = 61.39 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j = (1.02 \times 712.13) - (0.8 \times 61.39) = 677.26 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p1} = 3 \times 973 \times 677.26 \times 10^{-3} = 1977.57 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left(1 - e_p \frac{v}{r^2} \right) + \frac{M_{min.v}}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} \left(1 + e_p \frac{v'}{r^2} \right) - \frac{M_{min.v'}}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{1977.57 \times 10}{5368.56} \left(1 - \frac{85.50 \times 75.28}{3660.04} \right) + 2265.56 \times 10^3 \frac{75.28}{19\,649\,147.67} = 5.886 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{1977.57 \times 10}{5368.56} \left(1 + \frac{85.50 \times 99.72}{3660.04} \right) - 2265.56 \times 10^3 \frac{99.72}{19\,649\,147.67} = 0.767 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 4.626 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_t = -1.5f_{t14} = -3.1951 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 4.841 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6f_{c14} = 17.946 \text{ MPa} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

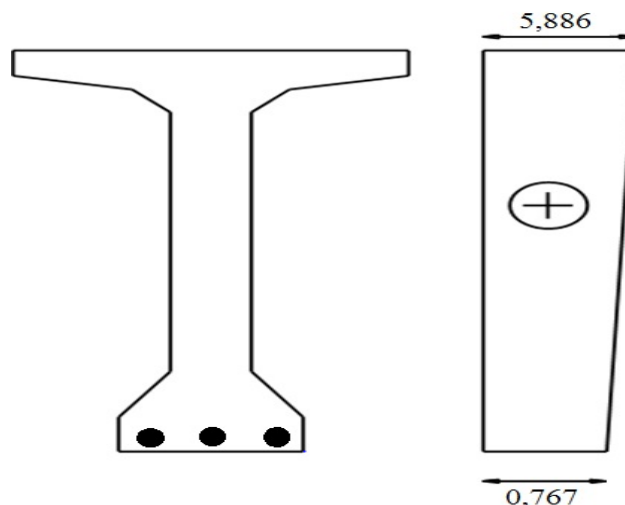


Fig. XI.2 : Diagramme des contraintes à la section Médiane au 14^{ème} jour.

XI.2.3. Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée :

Nous procédons de la même façon pour les autres phases et les résultats sont donnés le tableau ci-après :

Phases	$P_i(KN)$	$M (KN.m)$	$\sigma_s (MPa)$	$\sigma_i (MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_i(MPa)$	Observation
I	1977.57	2265.56	5.886	0.767	- 3.6	17.94	Vérifiées
II	3955.157	2265.56	3.091	13.031	- 4.05	21	Vérifiées
III	3753.489	3600.61	2.74	7.297	- 4.05	21	Vérifiées
IV	5273.543	3600.61	1.29	16.118	- 4.05	21	Vérifiées
V	5149.560	4137.75	2.34	13.38	- 4.05	21	Vérifiées
VI	4905.08	7756.63	8.85	- 1.71	- 4.05	21	Vérifiées

Tab. XI.5 : Contraintes dans les différentes phases

Conclusion : les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service.

XI.3 : ferrailage passif longitudinal :

Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau.
- Les armatures dans les zones tendues.

XI.3.1 : 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 :

$$A_{Lmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/ml \text{ de parement perpendiculaire à leur direction} \\ 0.1 \cdot B\% \text{ (section brute de béton)} \end{array} \right.$$

$$0.1\%B = 0.001 \times 5\,368.56 = 5.36856 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures HA10 tous les 20 cm. (**G. Dreux**)

XI.3.2 : Armatures longitudinal 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 :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) \quad (\text{Ferrailage minimal de non fragilité}).$$

B_t : Section de béton tendu

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction correspondante.

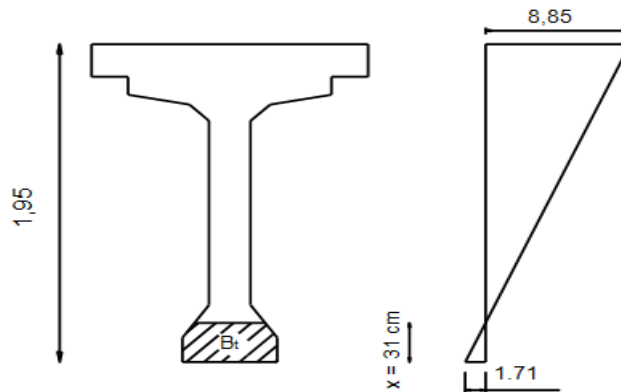


Fig. XI.3 : Diagrammes des contraintes normales, phase VI (exploitation)

$$\frac{8,85}{y} = \frac{1,72}{x} \quad ; \quad y = h - x \implies 8,85 \cdot x = 1,72 (h - x)$$

$$\implies x = \frac{1,72 \times 1,95}{8,85 + 1,72} = 0,31 \text{ m} = 31 \text{ cm}$$

$$B_t = 50 \times 15 + \frac{(3 + 15) \times 16}{2} + 20 \times 16 = 1214 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1214 \times 1,72 \times 10^{-1}}{2} = 104,404 \text{ KN}$$

$$A_s = \left(\frac{1214 \cdot 10^2}{1000} + \left(\frac{104,404 \cdot 10^3}{400} \times \frac{2,7}{1,72} \right) \right) \cdot 10^{-2} = 5,31 \text{ cm}^2$$

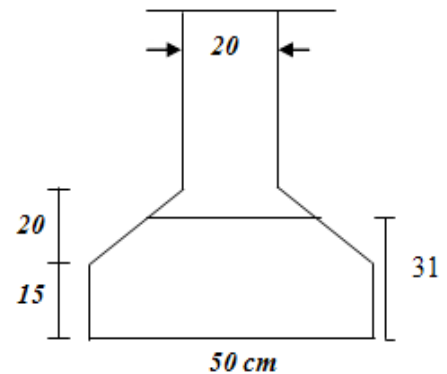


Fig. XI.4 : Détail du talon

Pour des raisons constructives, nous adoptons comme section : 5T12 = 5,65 cm²

Remarque :

- Pour la partie supérieure les armatures de traction ne sont pas nécessaires puisqu' elle n'est pas tendue.
- Les armatures de peau ne sont pas cumulables avec celle de la zone tendues.

XI.3.3 : Ferrailage passif transversal (Armature de 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.

$$\begin{cases} A_c \times f_e \geq C \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si : } \phi_{\text{ext}} \text{ gaine} < C < 1.3\phi_{\text{ext}} \text{ gaine} \\ A_c \times f_e \geq 1.3C \times t \times f_{t28} \times \phi_{\text{ext}} \text{ gaine} \rightarrow \text{si : } C > \phi_{\text{ext}} \text{ gaine} \end{cases}$$

Avec :

t : Espacement des armatures.

$C = 10 \text{ cm}$ (Enrobage des câbles).

$\phi_{\text{ext}} \text{ gaine} = 6.7 \text{ cm}$

$C > 1.3\phi_{\text{ext}} (\text{gaine}) = 8.71 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{A_c}{t} \geq \frac{1.3C \times \phi_{\text{ext}} (\text{gaine}) \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_c \geq 0.588 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section, un cadre **HA12** = 2.26 cm².

$t \leq 38.44 \text{ cm}$, soit $t = 20 \text{ cm}$.

XI.4 : 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.

XI.4.1 : Hypothèses 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.

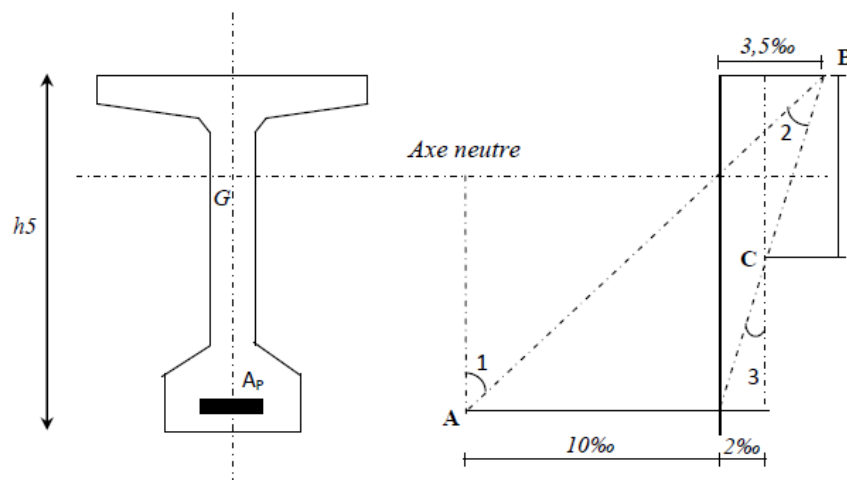


Fig. XI.5 : Règle des trois pivots

XI.4.2: 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.

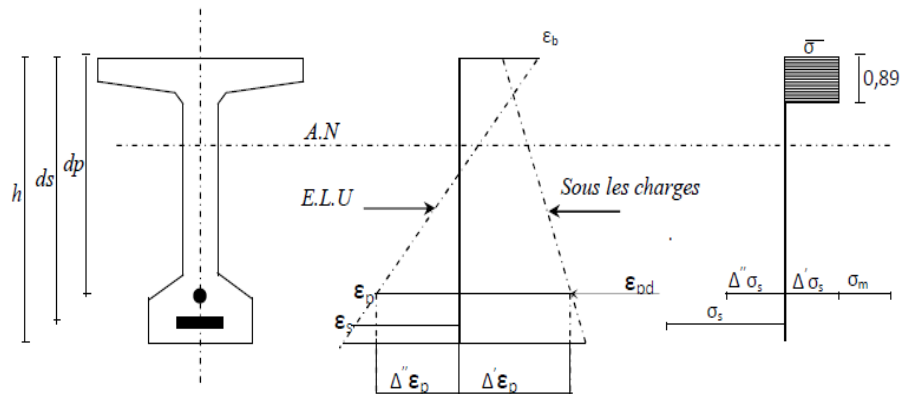


Fig. XI.6 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée

a) Contrainte dans le Béton :

La contrainte maximale dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

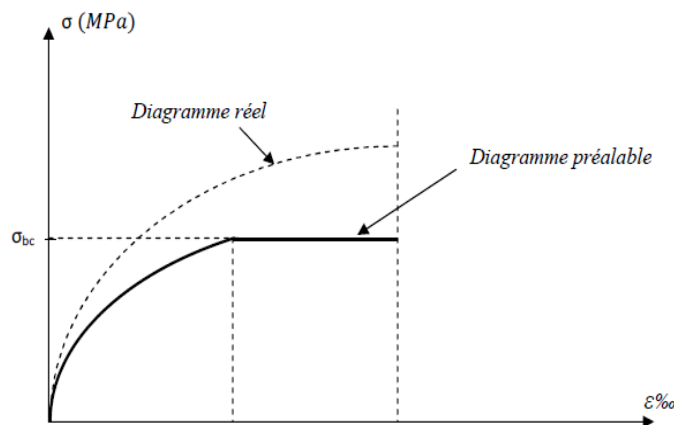


Fig. XI.7: Modèle de comportement du béton dans le cas ELU.

b) Contrainte dans l'acier :

Elle est obtenue à partir des déformations. La déformation à l'ELU pour les armatures de précontraintes et la somme des trios :

- Allongement réalable : $\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p m}}{E_p}$
- Accroissement d'allongement $\Delta' \epsilon_p$ accompagnant le retour à zéro de la déformation du béton adjacent $\Delta' \epsilon_p = 5 \frac{\sigma_{b p m}}{E_p}$

- Un deuxième accroissement $\Delta''\varepsilon_p$ accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

Avec :

σ_{pm} : Contrainte probable (à vide) existant dans les armatures à l'âge où l'on effectue la vérification

σ_{bpm} : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous l'effet des actions permanentes et la précontraintes.

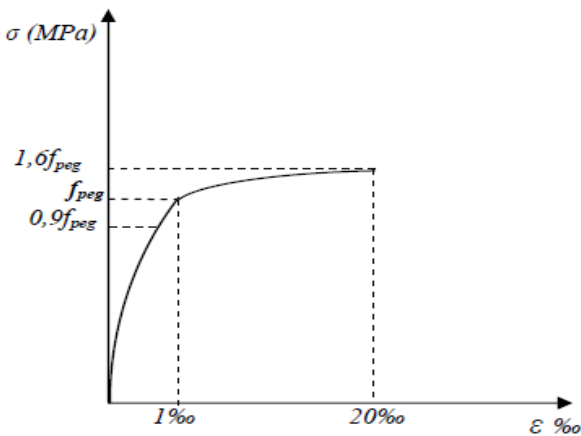


Fig. XI.8: Digramme contraintes – déformation des torons

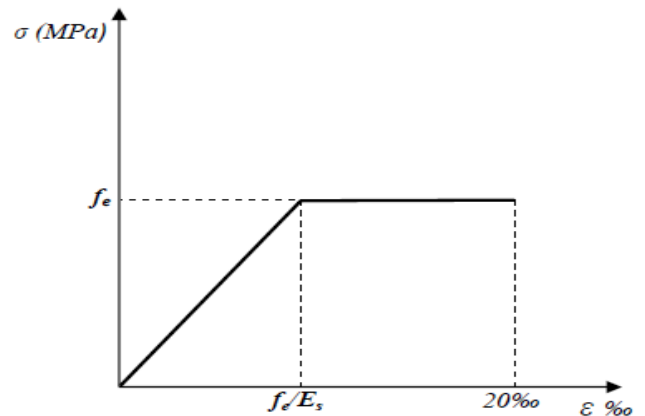


Figure.9 : Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs

XI.5 : Principe de la méthode de justification :

Pour que l'élément ne cesse pas de remplir sa fonction, il faut s'assurer que les sollicitations de calcul que nous désignons par « S_u » n'atteignent pas le domaine résistant dont la frontière est $(S_{um_u}) (Nu ; Mu)$.

Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment fléchissant-effort normal.

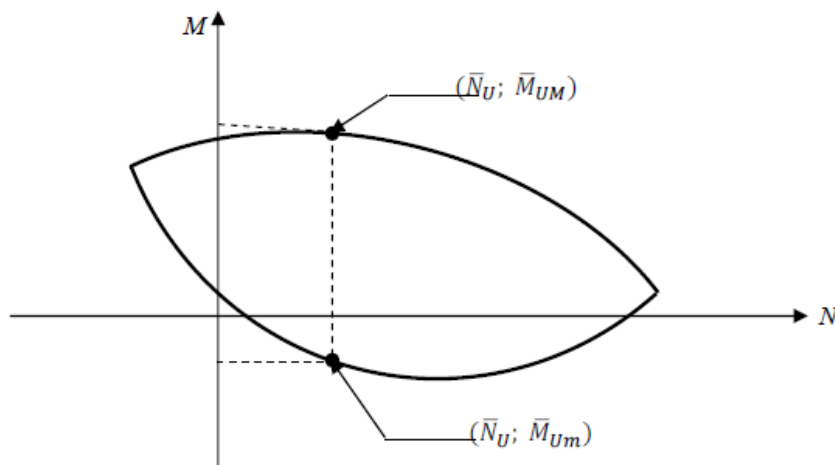


Fig. XI.10: Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour faciliter la tâche en pratique, on propose la justification suivante :

- On fixe un des deux paramètres, généralement \bar{N}_u , en prenant ce dernier égal à N_u qui est celui développé par la sollicitation de calcul « S_u ».
- On détermine les deux moments résistants ultimes \bar{M}_{Um} et \bar{M}_{UM} correspondant à N_u , et on doit avoir :

$$\bar{M}_{Um} \leq M_U \leq \bar{M}_{UM}$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités :

- Equation d'équilibre :

Il faut que : $M_u \leq M_{u\ max}$

Avec :

M_U : Moment en point de passage de l'armature moyenne de précontrainte.

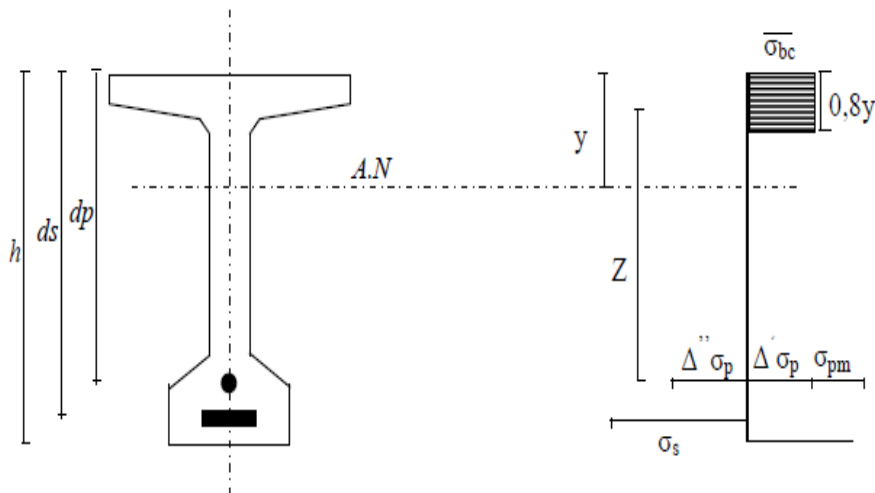


Fig. XI.11 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

L'équilibre est donné par :

$$N_u = \beta_c \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s \dots\dots\dots (1)$$

Le moment résistant ultime est définie alors par :

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \times z + A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s \dots\dots\dots (2)$$

XI.5.1. Équations liées à l'hypothèse des sections planes :

$$\frac{\Delta'\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \dots\dots\dots (4)$$

XI.5.2. Équations donnant le comportement de l'acier :

a) pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \times \varepsilon_s \dots\dots\dots(5)$$

b) pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \dots\dots\dots (6)$$

- Equations donnant l'atteinte d'un ELU :

Cet état peut être atteint sur le béton ou sur l'acier. Nous avons équations, par conséquent 7 inconnus $\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_b, \varepsilon_s, \bar{M}_{UM}$

La résolution sera faite par tâtonnement, en considérant le diagramme de déformation passant par les pivots A et B, ce qui nous donne :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

A partir de ces valeurs, l'équation (4) donne « y » ;

$$\left. \begin{array}{l} (5) \longrightarrow \sigma_s \\ (3) \longrightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \longrightarrow \Delta\sigma_p \end{array} \right\} \text{ et on calcul } N_u \text{ par l'équation (1).}$$

- ✓ Si $\rightarrow \bar{N}_u > N_u$: la section de béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autour de A.
- ✓ Si $\rightarrow \bar{N}_u < N_u$: le diagramme de déformation pivot autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine \bar{M}_{UM} , et on vérifie que : $M_u \leq \bar{M}_{uM}$

- **Application à notre projet :**

$$dp = 183.3 \text{ cm.} \qquad Ap = 52,5 \text{ cm}^2$$

$$ds = 190 \text{ cm.} \qquad As = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$H = 195 \text{ cm}$$

$$Nu = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\infty) \cdot n \cdot Ap = 1012.83 \times 6 \times 10,5 \times 10^{-1} = 6380,83 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow Nu = 6380,83 \text{ KN}$$

$$(1) \rightarrow \bar{N}_u = \beta \cdot \sigma_{bc} - Ap \cdot \Delta\sigma_p - As \times \sigma_s$$

$$6380,83 \cdot 10^3 = 19,83 \cdot 10^{-1} \cdot \beta_c - 63\Delta\sigma_p - 5,65\sigma_s$$

$$(2) \rightarrow \overline{M}_{U \max} = \beta_c \cdot \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} x Z + A_s (d_s - d_p) x \sigma_s$$

$$\overline{M}_{U \max} = 19,83 \cdot \beta_c \cdot Z + 5,65 (190 - 183,3) \cdot 10^3 x \sigma_s$$

$$\overline{M}_{U \max} = 19,83 \cdot \beta_c \cdot Z + 37,855 \cdot 10^3 x \sigma_s$$

- Equations traduisant le comportement des aciers :

La surtension des armatures de précontraintes est :

$$(6) \rightarrow \Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{6380,83}{63} = 101,283 \text{ KN/cm}^2 = 1012,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_p} + (P_m e_p + M_{min}) e_p / I$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{6380,83 \cdot 10}{8868,56} + [6380,83 \cdot 10^3 (-119,15) x 10 + 4555,2 x 10^6] \frac{(-119,15)}{35174586,87 x 10^4}$$

$$\sigma_{bpm} = 8,2272 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1012,83}{1,9 x 10^5} = 5,331 x 10^{-3}$$

$$\Delta' \varepsilon_{pm} = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \cdot \frac{8,2272}{190000} = 2,165 \cdot 10^{-4}$$

- **Atteinte de l'ELU :**

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_b = 3,5 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \implies y = \frac{d_s}{1 + \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}\right)} = \frac{190}{1 + \left(\frac{10}{3,5}\right)} = 49,26 \text{ cm} = 0,4926 \text{ m}$$

$$\text{De (3) : } \Delta'' \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_b \cdot (d_p - y)}{y} = \frac{3,5 x (1,833 - 0,4926)}{0,4926} \cdot 10^{-3} = 9,5237 x 10^{-3}$$

$$\text{De (5) : } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}).$$

$$\text{De (6) : } \Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p x (5,331 x 10^{-3} + 2,165 x 10^{-4} + 9,5237 x 10^{-3}) - \sigma_p (5,331 x 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 9,7402 \cdot \sigma_p$$

$$\text{Pour : } \sigma_p = \frac{0,9 f_{peg}}{1,15} = \frac{0,9 x 1583}{1,15} = 1238,87 \text{ MPa} \quad \text{on a : } \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1238,87}{190000} = 6,52 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_p < 6,52 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \\ \varepsilon_p > 6,52 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5,331 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 5,331 \cdot 10^{-3} \times 190000 = 1012,89 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = 15,0712 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 15,0712 \cdot 10^{-3} \times 190000 = 2863,528 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_p = 2863,528 - 1012,89 = 1850,638 \text{ MPa}$$

$$\text{De (1) : } \beta_c = 0,8 \times y \times b_{moy}$$

$$\text{Avec : } y = 0,4926 \text{ m ;}$$

$$b_{moy} : \text{Largeur moyenne (hourdis + table de poutre) ; } b_{moy} = \frac{1,75+1,10}{2} = 1,425 \text{ m}$$

$$\beta_c = 0,8 \times 0,4926 \times 1,425 = 0,5616 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \bar{N}_u = \beta \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\bar{N}_u = (0,5616 \cdot 10^6 \cdot 19,83) - (63 \cdot 10^2 \times 1850,638) - (5,65 \cdot 10^2 \times 348) = -719,11 \text{ t}$$

On déduira que :

$$\bar{N}_u \leq Nu$$

Le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

$$\varepsilon_s = 0,9539 \text{ ‰} \quad ; \quad \varepsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$$

Donc : le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime

On calcul alors :

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \times Z + A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s$$

$$M_{umax} = 19,83 \times \beta_c \times Z + 37,855 \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = d_p - 0,4 y = 183,3 - (0,4 \times 0,4926 \cdot 10^2) = 163,596 \text{ cm}$$

$$\implies \bar{M}_{UM} = 19,83 \times 10^3 \times 0,5616 \times 1,63596 + 37,855 \times 348 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{Umax} = 18232,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 1015,13 < M_{limUmax} = 18232,09 \text{ KN.m} \implies \text{La résistance à l'ELU est assurée.}$$

Conclusion :

Les contraintes normales n'excèdent pas les contraintes admissibles de compression

Chapitre 12

*- Justification des
contraintes tangentielles -*

Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celle-ci sera donc dimensionnée de façon à :

- Résister à l'effort de cisaillement.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le BPEL 91, on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier transversal.
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles (de cisaillement).

XII.1: Justification des contraintes à l'ELS :

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque une précontrainte transversale est présentée).

Les contraintes σ_x, σ_t, τ calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \cdot \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \quad \text{Article B.P.E.L.7.2, 2} \quad \dots (1)$$

Si $\sigma_x < 0$, alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_t \right) \quad \dots (2)$$

Dans notre cas, $\sigma_t = 0$, alors (1) et (2) peuvent s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6f_{cj} - \sigma_x] \cdot \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \end{cases} \quad \dots (1')$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot f_{tj} \quad \dots (2')$$

XII.1.1: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :

Cette contrainte est calculée comme suit :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

$$V_{red} : \text{Effort tranchant réduit, } V_{red} = V - \sum_{i=1}^n (P_i \cdot \sin \alpha_i)$$

S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

$$b_n : \text{Largeur nette de l'âme de la poutre, } b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \phi$$

m : Nombre câbles par lit

$$K = 1/2 \text{ Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.}$$

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

Remarque :

- $\tau = \tau_v$ pour les phases I, II, III, IV et VI (phases de construction).
- $\tau = \tau_v + \tau_T$ pour la phase V (phase d'exploitation)

Avec : τ_T : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

XI-1-2 : Application au projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend trois câbles de précontrainte.

La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phases de construction.

- Caractéristiques géométriques de la section nette à $x = 0,00 L$:

Section	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm²)	7321.28	10821.28
v' (cm)	95,30	124.31
v (cm)	79,70	70.69
I_G (cm⁴)	23173767.69	42343295.23
ρ (%)	41,67 %.	44.52
e_p (cm)	-2.83	-31.84
r² = I/B	3165.26	3912.96

Tab. XII.1: Caractéristiques géométriques de la section nette à $x = 0,00 L$

- **Phase 1 :** Mise en tension des câbles de la 1^{ère} famille au 14^{ème} jour à 50 %

$$\sigma_{p0} = 0,5 \times 1424.7 = 712.35 \text{ MPa.}$$

$$q = \frac{1.6247t}{ml} \Rightarrow V_q = \frac{gL}{2} = \frac{1.6247 \cdot 33.4}{2} = 27.132t = 271.32 \text{ KN}$$

$$\Delta\sigma_j = 0,5 \times \Delta\sigma_i = 0,5 \times 209.14 = 104.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j = 1,02(712.35) - 0,8(104.57) = 642.94 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{pi} = 3 \times 973 \times 642.94 \times 10^{-3} = 1876.74 \text{ KN}$$

$$V_{red} = 271.32 - \frac{1876.74}{3} \times 0.57 = -85.26 \text{ KN}$$

Remarque : $\sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i = 0,57$

- **Contrainte de cisaillement τ :**

Approximativement : $S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h}$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \times 0,8h} ; \text{ avec : } b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 35 - \frac{6,7}{2} = 31,65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-85.26 \times 10}{31,65 \times 0,8 \times 175} = -0,192 \text{ MPa}$$

- **Contrainte normale σ_G au niveau du centre de gravité :**

$$N_1 = \frac{P_1}{n} \sum_{i=1}^3 \cos \alpha_i = \frac{1876.74}{3} (2,932) = 1834.20 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot v}{r^2}\right) = \frac{1834.20 \cdot 10}{7321.28} \left(1 - \frac{2.83 \cdot 79.70}{3912.96}\right) = 2,36 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot v'}{r^2}\right) = \frac{1834.20 \cdot 10}{7321.28} \left(1 + \frac{2.83 \cdot 95.30}{3912.96}\right) = 2.68 \text{ MPa} \end{cases}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V = 2,36 + \frac{2.68 - 2,36}{175} \times 79,70 = 2.50 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités (1') :

$$\begin{cases} \tau^2 = 0.037 \leq 0,4 \times 2,395 \times \left(2,395 + \frac{2}{3}(2,50)\right) \\ \tau^2 = 0,037 \leq 2 \times \frac{2,395}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 2,50) \times \left(2,395 + \frac{2}{3}(2,50)\right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.037 \leq 3.83 \text{ MPa} \\ 0.037 \leq 10,04 \text{ MPa} \end{cases} \text{ vérifiée}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases.

phase	V (KN)	N (KN)	V _{red} (KN)	τ_y (Mpa)	Contraintes normales			Vérifications	
					σ_s	σ_i	σ_G	inégalité 1	inégalité 2
I	271.32	1834.20	-85.26	-0,192	2,33	2,72	2.50	0,037 ≤ 3.83	0,037 ≤ 10,04
II	271.32	3668.41	-441.84	-0.997	4.65	5.43	5.00	0.994 ≤ 5.48	0.994 ≤ 11.80
III	424.24	3668.41	-288.92	-0.585	1.44	6.82	3.39	0.342 ≤ 4.46	0.342 ≤ 10.85
IV	424.24	3668.41	-288.92	-0.585	1.44	6.82	3.39	0.342 ≤ 4.46	0.342 ≤ 10.85
V	645.52	3668.41	-67.64	-0.137	1.44	6.82	3.39	0.018 ≤ 4.46	0.018 ≤ 10.85
VI	928.85	3335.54	645.52	645.52	645.	645	65	0,037 ≤ 3.83	0,037 ≤ 3.83

Tab. XII.2 : Vérifications des contraintes de cisaillement.

Conclusion : les contraintes de cisaillements sont vérifiées pour toutes les phases, en construction et en exploitation.

XII.2: Justification à l'ELU (BPEL 91 Art. 7-3) :

XII.2.1 : Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0\} = \min\{1\text{m} ; 0,8(1,75) ; 3(0,35)\} = \min\{1\text{m} ; 1,4\text{m} ; 1,05\text{m}\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1\text{m}.$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effet tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_{t\min}}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot \gamma_s \cdot b_n}{f_e} = \frac{0,6 \times 1,15 \times 31,65 \times 100}{400} = 5,4596 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit des cadres **HA12**, $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$, soit : **2HA12**.

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,6 \cdot \gamma_s \cdot b_n} \Rightarrow S_t \leq \frac{2,26 \times 400 \times 10^{-4}}{0,6 \times 0,3165 \times 1,15} = 0,4139 \text{ m}$$

On adopte **2HA12** : $S_t = 15 \text{ cm}$ aux appuis et 25 cm en travée.

XII.2.2: Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \left(\tau_{\text{red}} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \tan \beta_u + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{B. P. E. L Art: 7.3,22})$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{red}} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \cdot \cotg \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{\text{red}}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$$

Avec :

$$\tau_{\text{red}}^u = \tau_v^u + \tau_t^u$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{\text{red}}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n} \quad \text{et} \quad V_{\text{red}}^u = V_u^{\text{max}} - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n(\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_j) \cdot A_p$$

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_i(1\text{famille}) + \Delta\sigma_{\text{diff}}(1\text{famille}) = 209.14 + 145.85 = 354.99 \text{ MPa}$$

$$P_u = 3 \times (1424,7 - 354,99) \times 973 \times 10^{-3} = 3122,50 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}}^u = 1215,60 - \frac{3122,50}{3} \times 0,57 = 622,28 \text{ KN} \quad \text{avec} \quad V_u^{\text{max}} = 1215,60 \text{ KN}$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{\text{red}}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{622,28 \times 10}{0,8 \cdot 31,65 \cdot 195} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{red}}^u = 1,25 + 1,062 = 2,312 \text{ MPa} \quad (\tau_t^u : \text{Contrainte due à l'effort de torsion}).$$

- **Angle d'inclinaison β_u :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{3122,50}{3} \cdot 2,932 = 3051,74 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = \frac{3051,74 \times 10}{10821,28} \left[1 - \frac{31,84 \times 70,69}{3912,96} \right] = 1,20 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{3051,74 \times 10}{10821,28} \left[1 + \frac{31,84 \times 124,31}{3912,96} \right] = 5,70 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_G = \sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V = 1,20 + \frac{(5,70 - 1,20) \cdot 70,69}{195} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tan 2\beta = \frac{2 \times 2,312}{2,84 - 0} = 1,628 \quad \Rightarrow \quad \beta = 29,21^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(\tau_{\text{red}}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \frac{1,15 \times b_n}{f_e} \times \text{tg} \beta$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(2,321 - \frac{2,7}{3} \right) \cdot \frac{1,15 \times 31,65 \times 100}{400} \times \text{tg}(29,21^\circ)$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq 7,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{S_t} \geq \max(7,23 ; 5,46) = 7,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires en plus de ceux destinés à reprendre l'effort tranchant.

On choisit donc comme ferrailage transversal **4HA12**, soit $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$.

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{4,52}{7,23} = 0,62 \text{ m}$$

On prendra $S_t = 20 \text{ cm}$ (pour la section médiane)

- **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre de **HA12** tous les 20cm.

XII.2.3 : Justification des bielles de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}\right)^2 \Rightarrow (1,25)^2 + (1,062)^2 = 2,69 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5}\right)^2 = 34,028 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 2,69 \text{ MPa} \leq 34,028 \text{ MPa} \text{ (vérifiée)}$$

XII.2.4 : Justification des armatures longitudinales (BPEL 91 Art 7.6, 55) :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par le recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut :

$$F_t = \tau_T^u \cdot b_n \cdot \text{Cotg } \beta_u \quad \sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{âme nette}}}$$

$$\text{Avec : } B_{\text{âme nette}} = B_{\text{brute}} - B_{\text{gaine}} = 1,75 \times 0,35 - 3 \cdot \frac{\pi \cdot 0,067^2}{4} = 0,602 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1,062 \times 0,3165 \times 1,788}{0,602} = 0,7708 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 0,7708 \text{ MPa} < \sigma_G = 2,84 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

Chapitre 13

- Etude de la zone d'about -

Introduction :

Lorsque les armatures de précontraintes sont ancrées dans une section qu'on peut appeler section « S_A » d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes ne peut être obtenue par les règles usuelles de la RDM, car les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas remplies au voisinage de S_A .

A cet effet, il y a lieu de procéder, dans cette zone :

- A des vérifications permettant d'éviter l'apparition des fissures et l'écrasement du béton.
- A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

XIII.1 : Zone d'appui simple d'about :

Dans cette zone, on doit nécessairement procéder à :

- La justification de la bielle d'about. (**Art.7.5, 1 B.P.E.L**)
- La justification de l'équilibre du coin inférieur. (**Art.7.5, 2 B.P.E.L**)
- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte. (**Art.8 B.P.E.L**)

XIII.1.1 : Justification de la bielle d'about :

Le modèle schématique proposé par les règlements du BPEL, admet que le mécanisme de rupture résulte de la formation d'une fissure inclinée émanant du nu intérieur de l'appui, séparant ainsi un bloc d'about du reste de la pièce.

1) Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre, au niveau de l'appui, s'effectue par une bielle unique inclinée, par rapport à l'axe longitudinal de la poutre, d'un angle β_u tel que :

$$\operatorname{tg}2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\beta \leq 30^\circ) \quad (\text{Art.3,2 B.P.E.L})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique. Donc on cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appui et des efforts F_i inclinée d'au moins β_u sur l'horizontale.

On définit les angles d'inclinaisons θ_k par :

$$\operatorname{tg}\theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k (F_i \cdot \cos \alpha_i) - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée à moins de β_u pour le rang r du câbles si l'on a :

$$\begin{cases} \operatorname{tg}\theta_r \leq \operatorname{tg}\beta_u \\ \operatorname{tg}\theta_{r-1} > \operatorname{tg}\beta_u \end{cases}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \operatorname{cotg} \beta_u$$

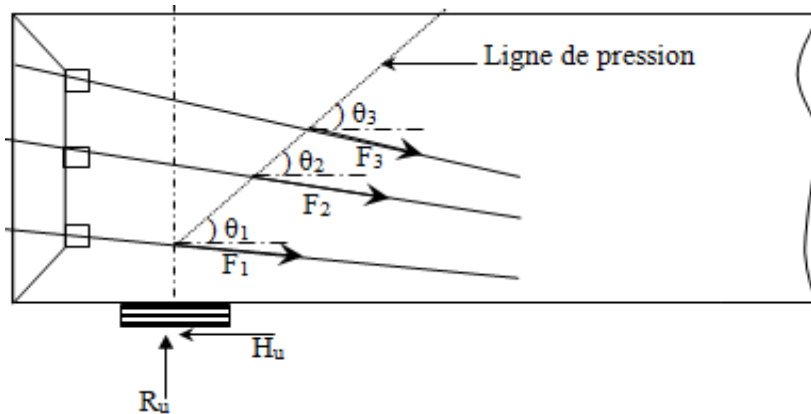


Fig. XIII.1: Inclinaison de la bielle unique du béton

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.

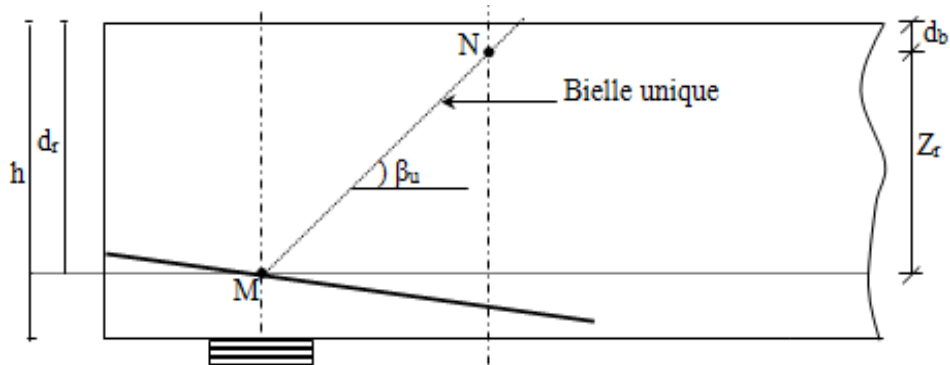


Fig. XIII.2: La bielle d'about

Avec :

MN : axe de la bielle.

Z_r : hauteur de la bielle.

$d_b = 0,1h$: 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 :

$$W = R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} \cdot A_t \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta_u)}{\sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S'_t} \cdot F_{tu} \cdot \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

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.

S'_t : Espacement des armatures actives.

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 ».

2) Vérification des armatures transversales :

- Si $Z_r \geq Z$: la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.
- Si $Z_r < Z$: la section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport « $\frac{Z}{Z_r}$ » et la répartir sur la longueur $Z_r \cdot \cot \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui.

Avec :

$$Z = \frac{I_G}{S} \quad (\text{Bras de levier du couple des forces élastiques}), \text{ et : } S \approx \frac{I_G}{0,8 \cdot h}$$

3) Application au projet :

$$V_u = 121.56 \text{ t} = 1215.60 \text{ KN}$$

$$V_{red} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{lim} \cdot \sin \alpha_i \quad ; \quad P_{lim} : \text{Effort de précontrainte après toutes les pertes.}$$

$$P_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot \sigma_{pm} = 1,2 \cdot (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pt}) = 1,2(1424.7 - (209.14 + 145.85)) \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1770}{1,15} = 1539,13 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1283.65 \text{ MPa} \\ 1539,13 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow P_{lim} = 1283.65 \text{ MPa}$$

$$F_{lim} = A_p \cdot \left[\min \left(1,2 \sigma_{p0} \ ; \ \frac{f_{prg}}{\gamma_b} \right) \right] = 973 \cdot \left[\min \left(1,2(1424.7) \ ; \ \frac{1770}{1,15} \right) \right] \cdot 10^{-3}$$

$$F_{lim} = 973 \cdot [\min(1709.64 \ ; \ 1539.13)] \cdot 10^{-3}$$

$$F_{lim} = 973 \times 1539,13 \times 10^{-3} = 1497.57 \text{ KN}$$

$$\beta_u = 29.21^\circ \text{ (chapitre XII)}$$

• **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cot \beta_u \quad ; i = 1-3.$$

Avec : $H_u = 0,1 \cdot G_{\text{tablier}} = 0,1 \times 654.64 \text{ t} = 654.64 \text{ KN}$

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u = 1497.57 \times (\cos 4 + \cos 12 + \cos 17) - 654.64 = 3733.95 \text{ KN}$$

$$(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cot \beta_u = (1215.6 - 1497.57 \times 0.605) \times \cot(29.18)$$

$$(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cot \beta_u = 554.36 \text{ KN}$$

$$3733.95 \text{ KN} \geq 554.36 \text{ KN} \text{ vérifiée} \Rightarrow \text{Le rang « r » existe.}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k (F_i \cdot \cos \alpha_i) - H_u}$$

Indice K	Ru (KN)	$\sum_{i=1}^k (F_i \cdot \sin \alpha_i)$ (KN)	$\sum_{i=1}^k (F_i \cdot \cos \alpha_i)$ (KN)	Hu (KN)	tg θ_k	θ_k (°)
1	1215.60	104.465	1493.92	654.64	1.3239	52.93
2		415.827	2958.766		0.347	19.14
3		853.674	4390.900		0.0968	5.53

Tab. XIII.1 : Valeurs de θ_k

$$\theta_{k1} = 52.93^\circ > \beta_u = 19.18^\circ$$

$$\theta_{k2} = 19.14^\circ < \beta_u = 19.18^\circ$$

On constate que l'équilibre est atteint au niveau du 2^{ème} câble, donc $r = 2$.

$$d_b = \frac{h}{10} = \frac{175}{10} = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_r = H - h' = 175 - h'$$

$$h' = 0.9343 - 0.5 \text{tg} 12 = 0.8280 \text{ m}$$

$$d_r = 175 - 82.80 = 92.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Z_r = d_r - d_b = 92.20 - 17.5 = 74.7 \text{ cm} = 0.747 \text{ m}$$

$$Z = 0,8 \times H = 0,8 \times 1,75 = 1,4 \text{ m}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ la section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$

Cette section est répartie sur une longueur L, ($L = Z_r \cdot \cot \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Soit } \frac{140}{74.70} \cdot A_s = 1.874 \cdot 4,52 = 8,47 \text{ cm}^2.$$

Soit une nouvelle section d'armatures transversales égale à **8HA12** soit 9.05 cm^2 , qui sera répartie sur une longueur $L = Z_r \cdot \cotg\beta_u = 74.70 \cdot \cotg(29.18) = 133.769 \text{ cm} \cong 134 \text{ cm}$.

XIII.1.2 : Justification de l'équilibre du coin inférieur :

Lorsque la réaction d'appui « R » d'une poutre est appliqués au voisinage d'une arête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas de risque de fendage d'un coin de béton, entraînant l'arête. 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 quelque soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture, satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \lambda \cdot (R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$$

Avec :

A_t : Section des armatures de coutures.

R_u : Composante verticale de la réaction appui.

F_{Hlim} : Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa valeur limite).

F_{vlim} : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1,5 - \tan \theta}{1 + 1,5 \tan \theta}$$

- 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, donnée par :

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4K) \quad \text{Avec : } 0 < K < 1$$

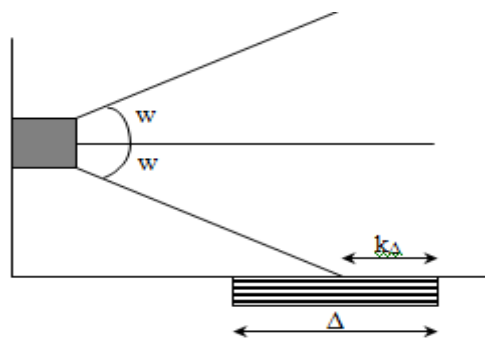


Fig. XIII.3: Equilibre du coin inférieur ($a = 0$)

- Application à notre projet :

$$F_{lim} = 1497.57 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F_{hlim} = F_{lim} \cdot \cos\alpha \\ F_{vlim} = F_{lim} \cdot \sin\alpha \end{cases}$$

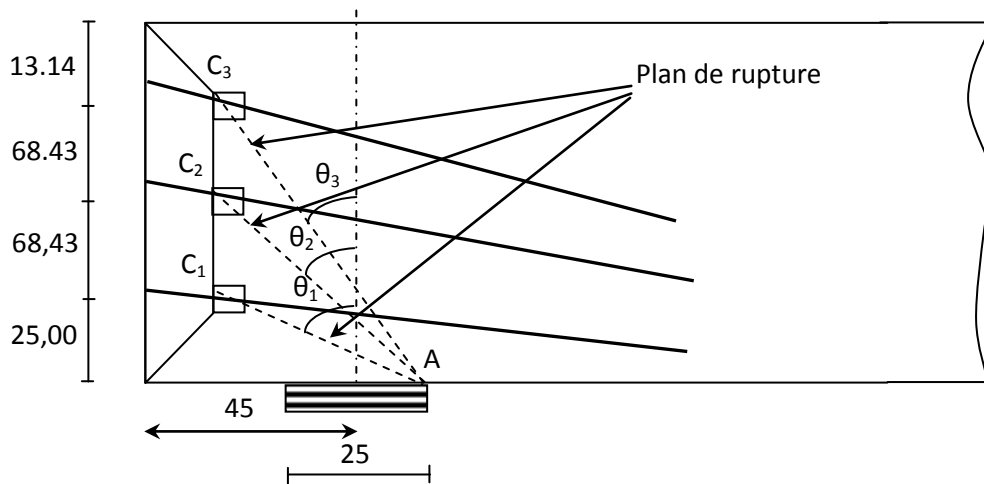


Fig. XIII.4: Equilibre du coin inférieur.

Plan de rupture	F_{Vlim} (KN)	F_{Hlim} (KN)	$tg\theta$	λ	R_u (KN)	H_u (KN)	$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s}$ (N)	$\lambda \cdot (R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$	vérification
AC1	104.465	1493.922	2.3	-0.18	1215.6	654.6 4	31478,26	≥ -1076.893	vérifié
AC2	311.362	1464.844	0.615	0.46				≥ -107.801	vérifié
AC3	437.847	1432.133	0.355	0.747				≥ 457.632	non vérifié

Tab. XIII.2: Vérification de la section d'armature de couture

Nous prendrons une nouvelle section **9HA14** ($A_s=13.85 \text{ cm}^2$),

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 BPEL propose une section minimale en vu de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4K)$$

Avec :

K : compris entre 0 et 1.

Δ : dimension de l'appareil d'appui

K_Δ :Longueur de l'appareil d'appui directement par le flux de (2φ), (dans notre cas, $K = 1$).

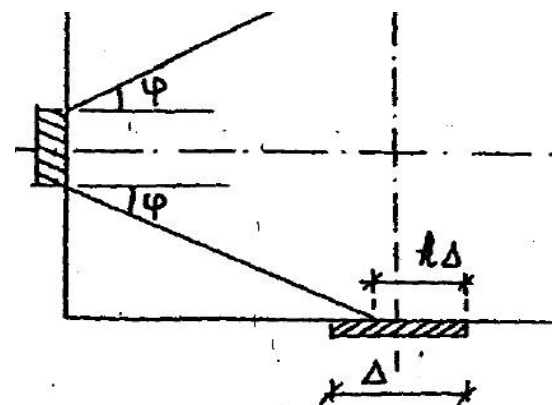


Fig. XIII.5: Interaction ancrage - appui

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot 1215,6 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{400} \cdot (5 - 4 \cdot 1) = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre une section de $1,57 \text{ cm}^2$ (**2HA10**).

XIII.1.3 : 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 précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions.

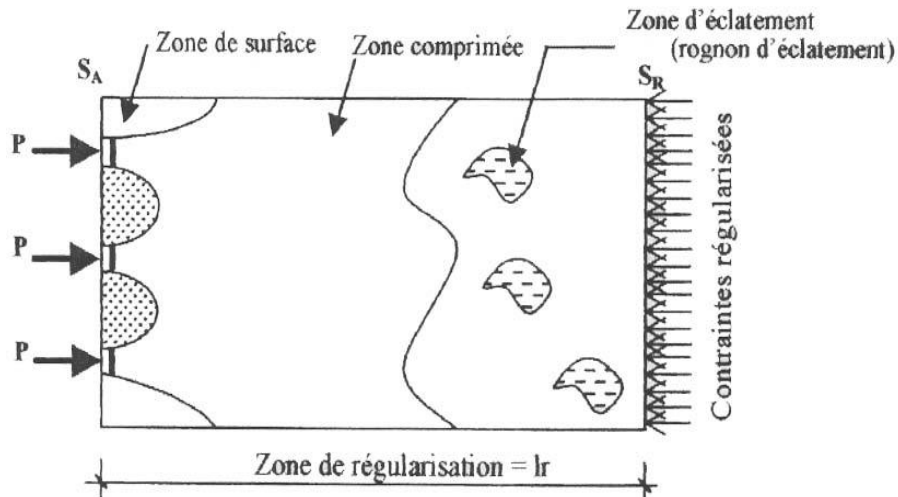


Fig. XIII.6: Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation

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 dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort de surface).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

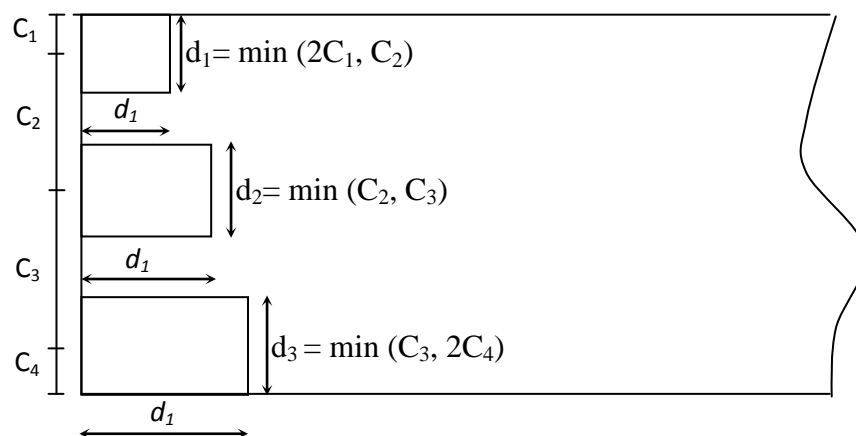


Fig. XIII.7: Prisme symétrique.

XIII.1.4- Equilibre de la zone de 1^{ère} régularisation :

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

- **Effets de surface :**

La section d'armature à disposer au voisinage de la section S_A est :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau « j ».

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

- **Effets 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 de 1^{ère} régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} \cdot F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 \cdot F_{tj}$$

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.

- **Ferrailage d'éclatement :**

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « S_A », sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_t = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0,15 \cdot \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec : } R_j = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot F_{j0} \\ \text{avec : } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \cdot f_e \end{array}$$

Avec :

$K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.

$K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

1- 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 précontraintes appliqués sur S_R).

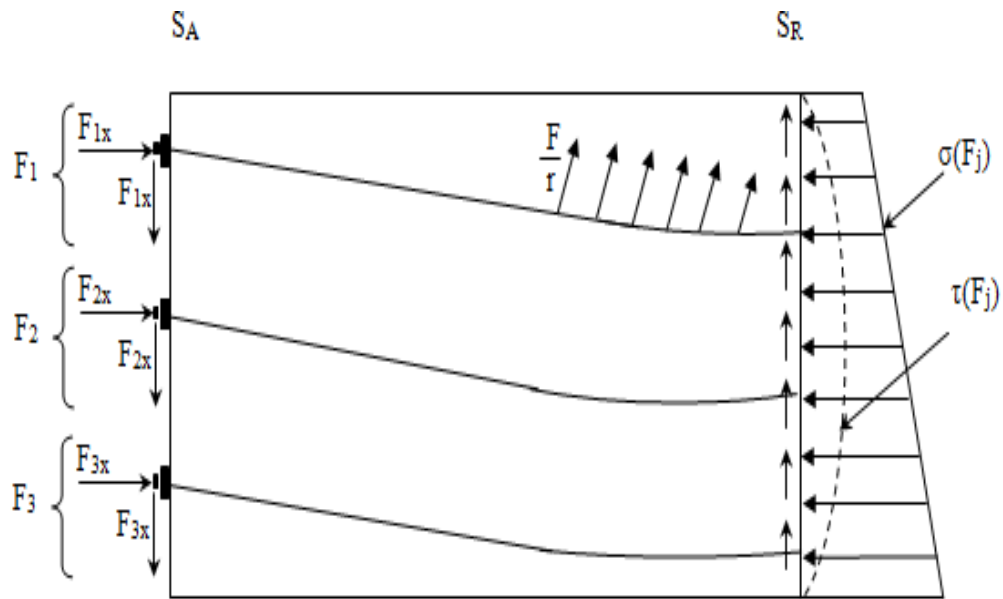


Fig. XIII.8: Transmission des forces dans la zone de régularisation

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).

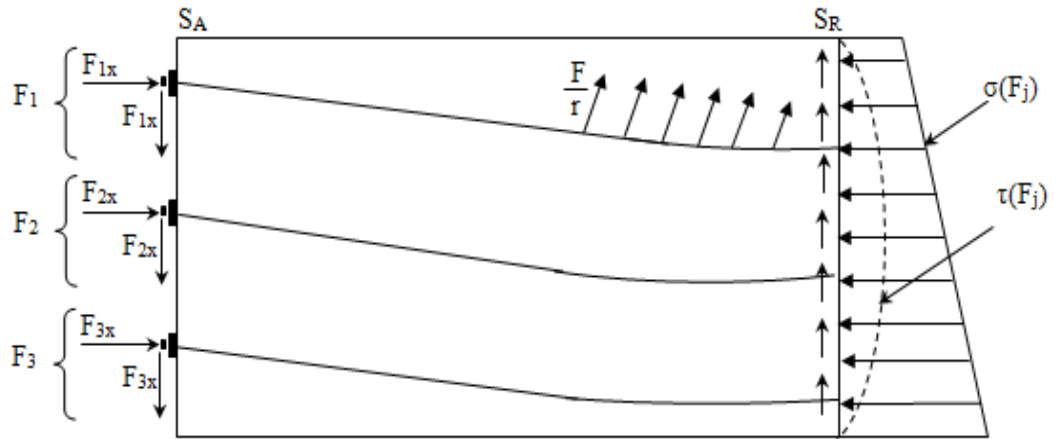


Fig. XIII.9 : Equilibre général

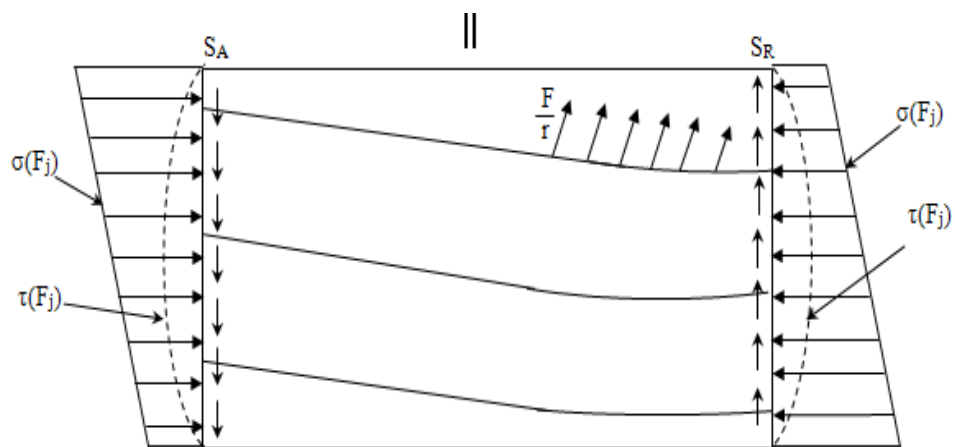


Fig. XIII.10 : Equilibre selon la RDM

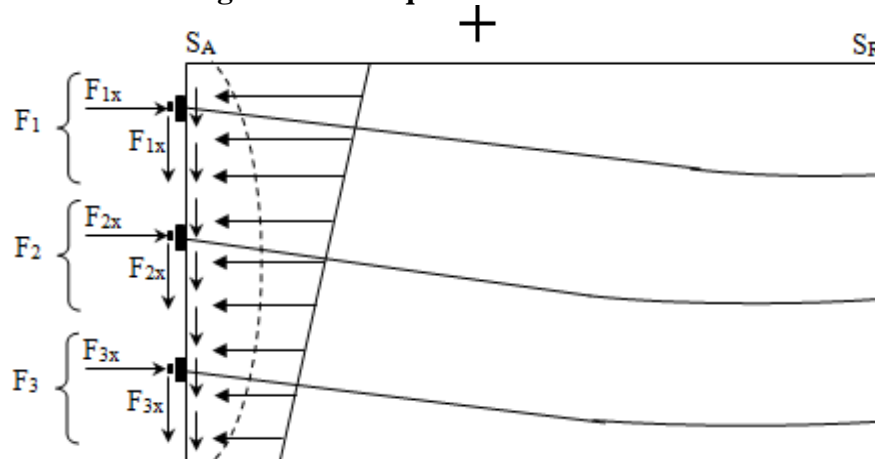


Fig. XIII.11 : Equilibre général de diffusion pure

Sur un plan de coupe horizontal quelconque « BC » 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 normal N_t .

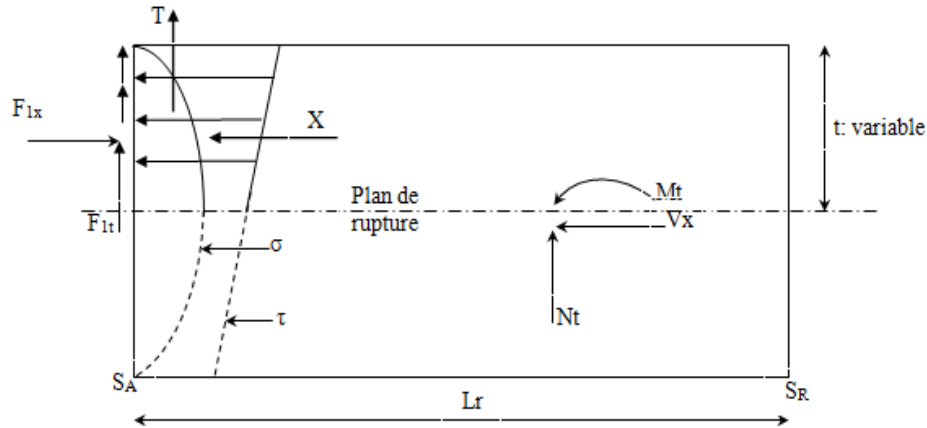


Fig. XIII.12: Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion pure

2- Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

- Justification des contraintes :

Sur chaque plan de coupure d'ordonnée « t », la contrainte de cisaillement est conventionnelle prise égale à:

$$\tau_d = \frac{V_x}{b \cdot I_r}$$

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte « τ » la plus défavorable qui résulte (au niveau 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 :

$$\tau_{gmax} \leq 1,5 \cdot f_{tj}$$

- Armatures d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = V_x \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \cdot \tau_d} \right)^2 \right]$$

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau ou $V_x = V_x \max$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents ou 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_c et de même façonnage qu'entre S_A et S_R , la section totale des aciers soit 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 $\frac{2}{3} \cdot l_r$.

XIII.2 : Application au projet :

1) Effet de surface :

- **Plan vertical :**

$$\text{Max } F_{j0} = 1424.7 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{0,04 \times 1424.7 \times 973}{\frac{2}{3} \times 400} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12** ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

- **Plan horizontal :**

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les trois câbles.

$$A_s = 0,04 \times \frac{3 \times 1424.7 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 400} = 6,41 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre **HA12** autour de chaque ancrage ($A = 3 \times 2.26 = 6.78 \text{ cm}^2$).

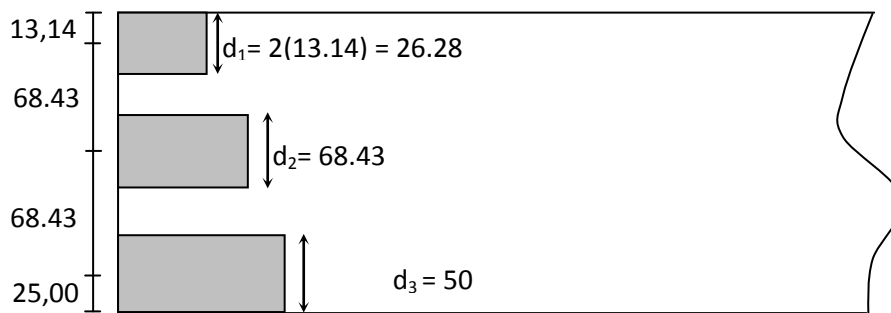


Fig. XIII.13: Zone de 1^{ère} régularisation (prismes symétriques)

2) Effet d'éclatement :

2 – a) Vérification des contraintes du béton :

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{c1} = \frac{1424.7 \times 973}{262.8 \times 350} = 15.07 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \cdot f_{c28} = 23,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{1424.7 \times 973}{684.3 \times 350} = 5.79 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \cdot f_{c28} = 23,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c3} = \frac{1424.7 \times 973}{500 \times 350} = 7.92 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \cdot f_{c28} = 23,33 \text{ MPa.}$$

Les contraintes sont vérifiées• **Contrainte de traction :**✓ **Plan vertical :**

$$\sigma_{tc1} = 0,5 \times \left(1 - \frac{26,5}{26,28}\right) \times 15,07 = -0,063 \text{ MPa} < 1,25f_{t28} = 3,375 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tc2} = 0,5 \times \left(1 - \frac{26,5}{68,43}\right) \times 5,79 = 1,77 \text{ MPa} < 1,25f_{t28} = 3,375 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tc3} = 0,5 \times \left(1 - \frac{26,5}{50}\right) \times 7,92 = 1,86 \text{ MPa} < 1,25f_{t28} = 3,375 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

2 – b) Ferrailage d'éclatement :✓ **Plan vertical :**

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 0,25 \left(1 - \frac{26,5}{26,28}\right) \cdot \left(\frac{1424,7 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 400}\right) = -0,108 = 0,0 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = 0,25 \left(1 - \frac{26,5}{68,43}\right) \cdot \left(\frac{1424,7 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 400}\right) = 7,96 \text{ cm}^2 \\ A_{e3} = 0,25 \left(1 - \frac{26,5}{50}\right) \cdot \left(\frac{1424,7 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 400}\right) = 6,11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{e1} = 0,15 \left(\frac{1424,7 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 400}\right) = 7,79 \text{ cm}^2$$

$A_{te} = 7,96 \text{ cm}^2$, soit à prendre 3x2 cadre **HA12** ($A = 3 \times 2 \times 2,26 = 13,56 \text{ cm}^2$), sur une profondeur de 68,43cm.

✓ **Plan horizontal :**

$$A_t = \max \begin{cases} 0,15 \times \frac{1424,7 \times 973 \times 3}{\frac{2}{3} \times 400 \times 100} = 23,39 \text{ cm}^2 \\ 0,25 \times \left(1 - \frac{26,5}{35}\right) \times \frac{1424,7 \times 973 \times 3}{\frac{2}{3} \times 400 \times 100} = 9,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_e = 23,39 \text{ cm}^2$, soit à disposer 3cadres **HA14** autour de chaque ancrage.

Effet d'équilibre général :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{pi}$$

$$\text{cable(1)} : \sigma_{pi} = 1424,7 - 160,52 = 1264,18 \text{ MPa}$$

$$\text{cable(2)} : \sigma_{pi} = 1424,7 - 212,10 = 1212,60 \text{ MPa}$$

$$\text{cable(3)} : \sigma_{pi} = 1424,7 - 254,79 = 1169,91 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} F_1 = 1169.91 \times 973 \times 10^{-3} = 1138.32 \text{ KN} \\ F_2 = 1212.60 \times 973 \times 10^{-3} = 1179.86 \text{ KN} \\ F_3 = 1264.18 \times 973 \times 10^{-3} = 1230.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{xj} = F_j \cdot \cos\alpha_j$$

$$F_{tj} = F_j \cdot \sin\alpha_j$$

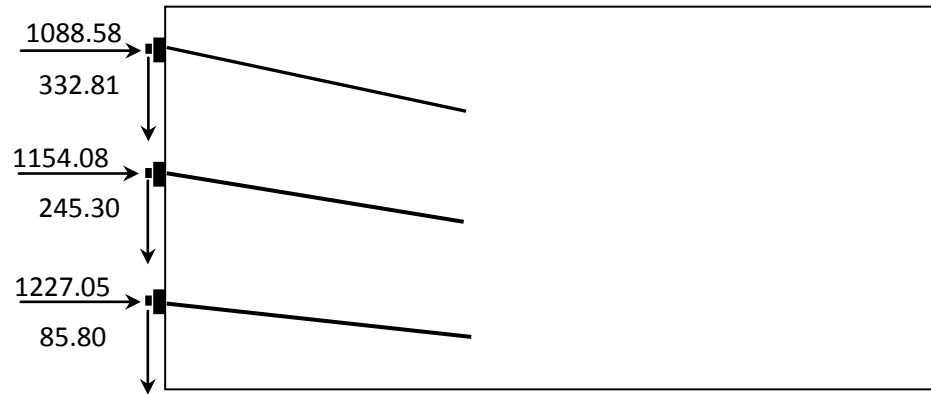


Fig. XIII.14 : Composante des efforts de précontrainte

a- Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_s = \frac{\sum(P_i \cdot \cos\alpha_i)}{B_{nette}} + \frac{\sum(P_i \cdot \cos\alpha_i \cdot e_{pi}) \cdot y}{I_{net}} \quad ; \quad e_{pi} = Z - V'$$

- Fibre supérieur :

$$\sigma_s = \frac{(1227.05+1154.08+1088.58) \times 10}{7321.28} + \frac{(1227.05(-70.3)+1154.08(-1.87)+1088.58(66.56)) \times 79.70 \times 10}{38927931,12}$$

$$\sigma_s = 4.41 \text{ MPa}$$

- Fibre inférieur :

$$\sigma_t = \frac{(1227.05+1154.08+1088.58) \times 10}{7321.28} - \frac{(1227.05(-70.3)+1154.08(-1.87)+1088.58(66.56)) \times 79.70 \times 10}{38927931,12}$$

$$\sigma_t = 5.06 \text{ MPa}$$

b- Contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8h} \quad ; \quad V_{red} = V - \sum F_i \cdot \sin\alpha_i$$

$$V_{red} = 1215.60 - 1497.57(\sin 4 + \sin 12 + \sin 17) = 361.92 \text{ KN}$$

$$D'où : \tau(t) = \frac{361.92 \times 10}{31,65 \times 0,8 \times 175} = 0.81 \text{ MPa} > -1,5f_{tj} = -4,05 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des sollicitations :

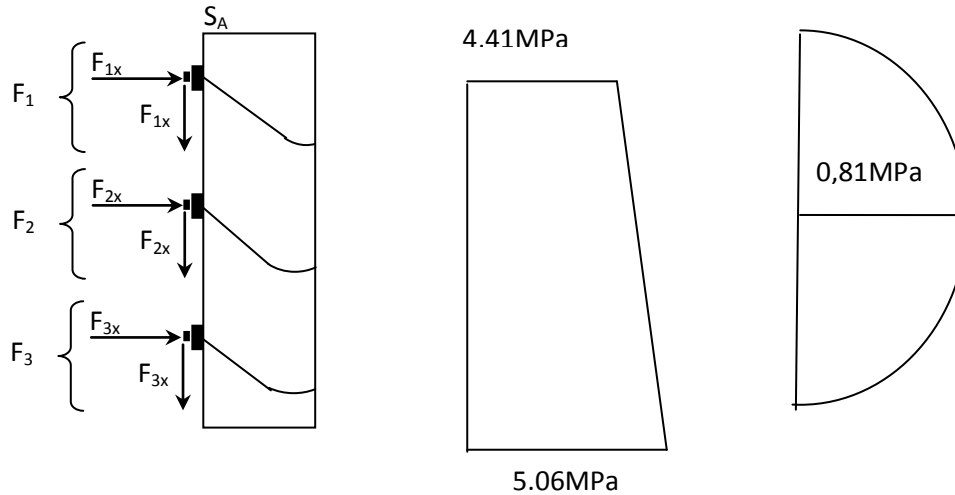


Fig. XIII.15 : Contraintes normales et tangentielles

$$\sigma(F_j) = 4.41 + \frac{5.06-4.41}{1.75} \times t = 4.41 + 0.37t$$

$$x(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \cdot b \cdot dt \quad ; \quad b = 35 \text{ cm}$$

$$X(t) = 1.5435 t + 0,0647 t^2 \text{ (MN)}$$

$$\tau(F_j) = a \cdot t^2 + b \cdot t + c$$

$$\tau(t = 0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{\max} = 0,81 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{d\tau}{dt} = 0$$

$$\Rightarrow 2at + b = 0 \Rightarrow t = -\frac{b}{2a} = \frac{h}{2} \Rightarrow -\frac{b}{a} = h = 1,75 \text{ m} \quad \text{--- (1)}$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 0,875) = a(0,875)^2 + b(0,875) = 0,81$$

$$\Rightarrow 0,7656 a + 0,875 b = 0,81 \quad \text{--- (2)}$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \begin{cases} a = -1.05 \\ b = 1.85 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau(F_j) = -1,05 t^2 + 1.85 t$$

$$\Rightarrow T(t) = \int_0^t \tau(F_j) \cdot e \cdot dt = -0.12 t^3 + 0.32 t^2$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V(t) = \sum F_i \cdot \cos\alpha_i - x(t)$$

$$X(t) = 1.5435 t + 0,0647 t^2 \text{ (MN)}$$

Câble	α (°)	F_i (KN)	F_{ix} (KN)	F_{it} (KN)
1	4	1230.05	1227.05	85.80
2	12	1179.86	1154.08	245.30
3	17	1138.32	1088.58	332.81

Tab. XIII.3 : Décomposition de l'effort F_i

{ au dessus de F_1 : $0 \leq t \leq 13.14\text{cm}$, $X(t) = 0.20\text{MN} \Rightarrow V_x(t) = -0,20 \text{ MN}$
 { au dessus de F_1 : $V_x = -0.20 + 1.08858 = 0.88 \text{ MN}$

{ au dessus de F_2 : $20 \leq t \leq 81.57 \text{ cm}$, $X(t) = 1.10\text{MN} \Rightarrow V_x(t) = -0,22 \text{ MN}$
 { au dessus de F_2 : $V_x = -0,22 + 1.15408 = 0.93 \text{ MN}$

{ au dessus de F_3 : $81.57 \leq t \leq 150 \text{ cm}$, $X(t) = 1.16\text{MN} \Rightarrow V_x(t) = -0,23 \text{ MN}$
 { au dessus de F_3 : $V_x(t) = -0,23 + 1.22705 = 0.99\text{MN}$

➤ **Efforts normaux :**

$$T(t) = -0.12 t^3 + 0.32 t^2$$

$$N(t) = \sum F_i \cdot \sin\alpha_i - T(t)$$

{ au dessus de F_1 : $0 \leq t \leq 13.14 \text{ cm}$, $T(t) = 0.005 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = -0,005\text{MN}$
 { au dessus de F_1 : $V_x = -0.005 + 0.33281 = 0.33\text{MN}$

{ au dessus de F_2 : $20 \leq t \leq 81.57 \text{ cm}$, $T(t) = 0.143 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = 0,33 - 0.143 = 0.187 \text{ MN}$
 { au dessus de F_2 : $N_x(t) = 0.187 + 0.2453 = 0.43\text{MN}$

{ au dessus de F_3 : $81.57 \leq t \leq 150 \text{ cm}$, $T(t) = 0.167 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = 0.43 - 0,167 = 0.263\text{MN}$
 { au dessus de F_3 : $V_x = 0,263 + 0.0858 = 0.35 \text{ MN}$

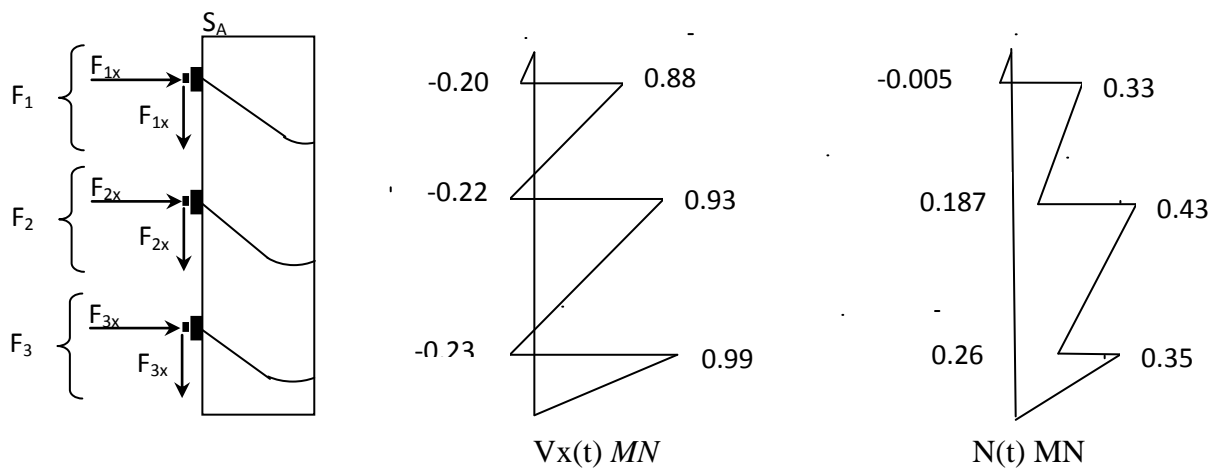


Fig. XIII.16: Diagramme des efforts tranchants et efforts normaux

3) Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot h} = \frac{2 \times 0,99}{0,35 \times 1,75} = 3,23 \text{ MPa}$$

$$V_x = V_{\text{max}} \left[1 - \left(\frac{f_{t28}}{3 \cdot \tau_d} \right)^2 \right] = 0,99 \left[1 - \left(\frac{2,7}{3 \times 3,23} \right)^2 \right] = 0,91 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{(0,91 - 0,35) \cdot 10^4}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 21,00 \text{ cm}^2$$

Section d'armature répartie sur une longueur de $\frac{2}{3} 175 = 1,17 \text{ m}$

$$A_s + A_e = 6,41 + 23,39 = 29,80 \text{ cm}^2 > A_c = 21,00 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié => aucun renforcement n'est à prévoir.

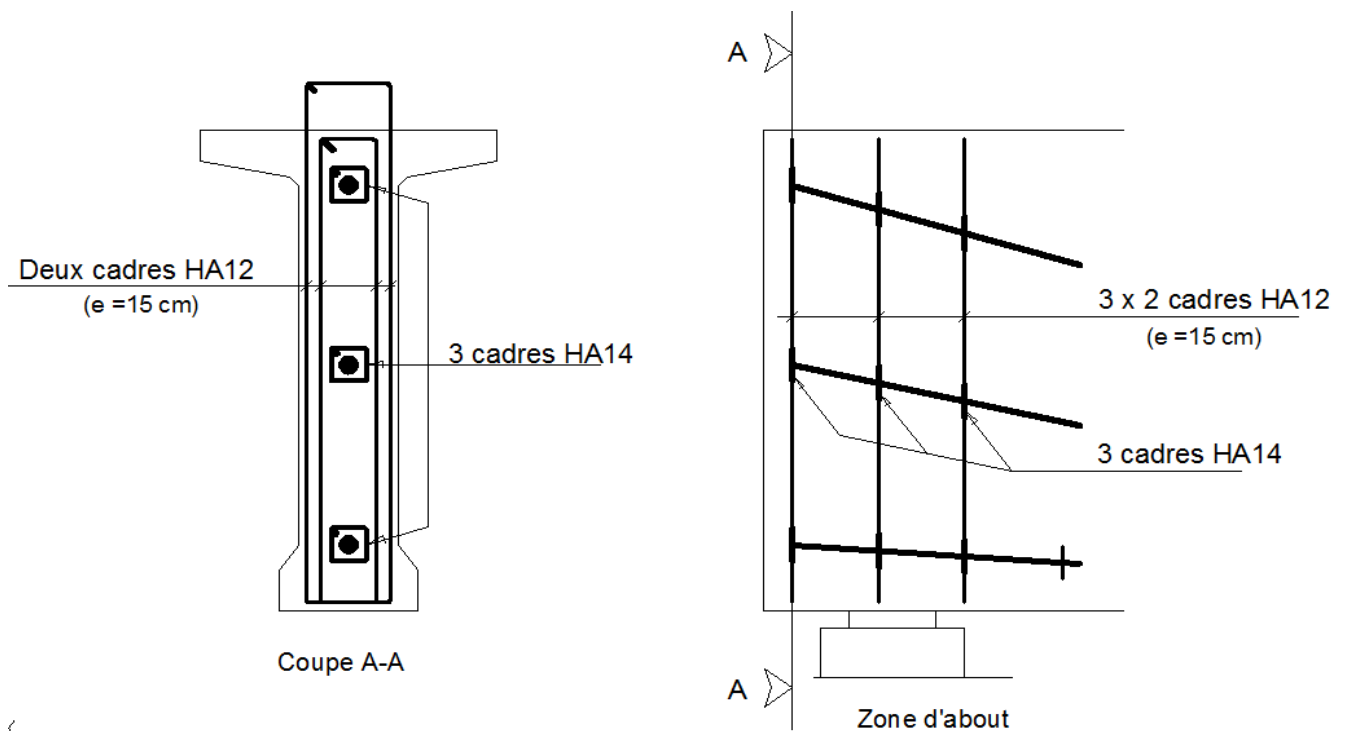


Fig. XIII.17: Ferrailage de la zone d'about coupe

Chapitre 14

- Calcul des déformations -

Introduction :

La précontrainte d'une pièce en béton engendre des déformations : flèches, rotations d'appuis, raccourcissement...

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

XIV.1: Calcul des flèches :**XIV.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 :

$$F_G = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{348 \cdot E_V \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_V \cdot I_G}$$

Avec :

E_V : Module de déformation longitudinale différée,

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{35} = 12102,945 \text{ MPa.}$$

I_G : Moment d'inertie (Poutre + Hourdis) ;

$$I_G = 35174586.87 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 455.52 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$f_G = \frac{5 \times 455.52 \times 33.4^2 \times 10^8}{48 \times 12102,945 \times 35174586.87} = 12.43 \text{ cm}$$

XIV.1.2 : Flèche due aux surcharges :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 751.95 - 455.52 = 296.43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$f_S = \frac{5 \times 296.43 \times 33.4 \times 10^8}{48 \times 12102,945 \times 35174586.87} = 8.09 \text{ cm}$$

XIV.1.3 : Contre flèche :

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

$$f = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} \cdot dx$$

Avec :

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

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

Dans une section donnée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i$$

Avec : $N_i = P \cdot \sum \cos \alpha_i$

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

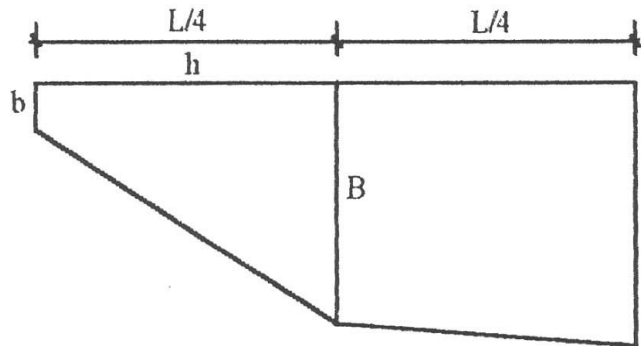


Fig.XIV.1: Diagramme des moments dans une poutre.

Donc : $P = \sigma_{pm} \cdot A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$

σ_{pi} : Contrainte initiale.

σ_{ps} : Contrainte finale en service.

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

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

Section	σ_{pi} (MPa)	σ_{ps} (MPa)	σ_{pm} (MPa)
0,00 L	1215.56	1069.58	1142.57
0,25 L	1199.61	975.20	1087.40
0,50 L	1215.07	1012.83	1113.95

Tab. XIV.1: Valeurs de σ_{pm} à différentes sections.

L'effort normal aux différentes sections :

$$N = N_x = N_{pi} \cdot \sum \cos \alpha_i = (\sigma_{pm} \cdot A_s) \cdot \sum \cos \alpha_i$$

Sections	$\sum \cos \alpha_i$	σ_{pm} (Mpa)	P (KN)	Ni (KN)	e_{pi} (cm)	$M_{pi} = N_i \times e_{pi}$ (KN.m)
0,00 L	2.932	1142.57	1111.72	3259.56	-31.84	-1037.84
0,25 L	5.651	1087.40	1058.04	5978.98	-119.15	-7123.95
0,50 L	5.651	1113.95	1083.87	6124.95	-119.15	-7297.88

Tab. XIV.2: Valeurs du moment à différentes sections.

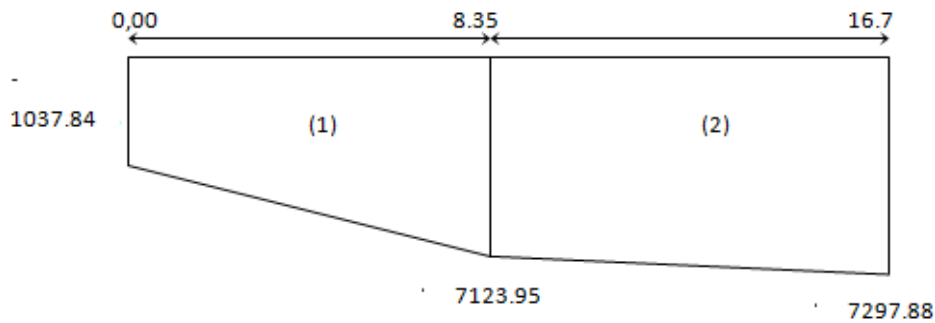


Fig.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte [Mpa]

Trapèze (1) :

$$X_1 = \frac{8.35 \times (2 \times 7123.95 + 1037.84)}{3 \times (7123.95 + 1037.84)} = 5.21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^{L/2} M_x \cdot dx = \frac{X_1 \cdot A_1}{EI} = 5.21 \times \frac{(7123.95 + 1037.84) \cdot 8.35}{2 \cdot EI} = \frac{177533.21}{EI}$$

Trapèze (2) :

$$X_2 = \frac{8.35 \times (2 \times 7297.88 + 7123.95)}{3 \times (7297.88 + 7123.95)} + 8.35 = 12.54 \text{ m}$$

$$\frac{1}{EI} \int_0^{L/2} M_x \cdot dx = \frac{X_2 \cdot A_2}{EI} = 12.54 \times \frac{(7297.88 + 7123.95) \cdot 8.35}{2 \cdot EI} = \frac{755047.69}{EI}$$

$$f_p = - \frac{(177533.21 + 755047.69) \cdot 10^{12}}{12102,945 \times 35174586.87 \cdot 10^4} = -219.06 \text{ mm} = -21.90 \text{ cm}$$

Remarque: Le signe (-) indique que la flèche est vers le haut.

➤ **flèche totale:**

En service à vide :

$$f = f_G + f_p = 12.43 - 21.90 = -9.47 \text{ cm}$$

En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 12.43 - 21.90 + 8,09 = -1.38 \text{ cm.}$$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = -1.38 \text{ cm}$

La flèche admissible : $(L/500 = 6.68 \text{ cm})$ doit être supérieure à la flèche calculée $f = -1.38 \text{ cm}$

Donc: la condition est vérifiée

XIV.2 : Calcul des rotations :

XIV.2.1: Sous le poids propre :

$$\omega_G = \frac{q_G \cdot L^3}{E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\omega_G = \frac{455.52 \times 33.4 \times 10^6}{3 \times 12102,945 \times 35174586.87} = 1.19 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

XIV.2.2: Sous les surcharges :

$$\omega_S = \frac{q_s \cdot L^3}{E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\omega_S = \frac{296.43 \times 33.4 \times 10^6}{3 \cdot 12102,945 \times 35174586.87} = 0.77 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

XIV.2.3: Sous la précontrainte :

$$\omega_p = \frac{1}{EI} \int M_x \cdot dx = - \frac{\sum A_i}{EI} ; A_i : \text{aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.}$$

$$\omega_p = - \frac{2 \cdot \left(\frac{1037.84 + 7123.95}{2} + \frac{7123.95 + 7297.88}{2} \right)}{12102,945 \times 35174586.87} \cdot 8.35 \cdot 10^5 = -4.43 \cdot 10^{-2} \text{ rd.}$$

$$\omega_p = -4.43 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

XIV.2.4: Rotation résultante :

- **A vide :**

$$\omega = \omega_G + \omega_p = (1.19 - 4.43) \cdot 10^{-2} = -3.24 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

- **En charge :**

$$\omega = \omega_G + \omega_p + \omega_s = (1.19 - 4.43 + 0.77) \cdot 10^{-2} = -2.47 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

XIV.3: Calcul des déplacements d'appuis :**XIV.3.1: Déplacement dû à la rotation :**

$$\Delta\omega = \frac{\omega \times h}{2} = \frac{-2.47 \times 10^{-2}}{2} \times 175 = -2.16 \text{ cm}$$

XIV.3.2: Déplacement dû au retrait :

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

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \cdot 3340}{2} = 0.501 \text{ cm}$$

XIV.3.3: Déplacement dû au fluage :

$$\Delta f_{flu} = \varepsilon_{flu} \times \frac{L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot \sigma_b}{E_i} ;$$

$$E_i = 11\,000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa.}$$

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du CDG du câble moyen.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_m(1\text{ère famille}) + \sigma_m(2\text{ème famille})}{2} = \frac{11.36 + 24.82}{2} = 18.09 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \varepsilon_{flu} = \left(\frac{2 \times 18.09}{35981.73} \right) = 10.05 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta f_{flu} = \frac{10.05 \times 10^{-4} \times 3340}{2} = 1.679 \text{ cm}$$

XIV.3.4: Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3340}{10000} = 0,334 \text{ cm}$$

XIV.3.5: Déplacement total :

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta\omega + \Delta r + \Delta f_{flu} + \Delta t = -2.16 + 0.501 + 1.679 + 0.334 = \mathbf{0,354 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta\omega + \Delta r + \Delta f_{flu} + \Delta t = -2.16 + 0.501 + 1.679 - 0.334 = \mathbf{-0,314 \text{ cm}}$$

Conclusion:

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Chapitre 15

- *Etude des appareils
d'appui et joints de chaussée*

-

Introduction :

Les équipements du 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.

XV.1) Appareils d'appui :**XV.1.1) Définition :**

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation,

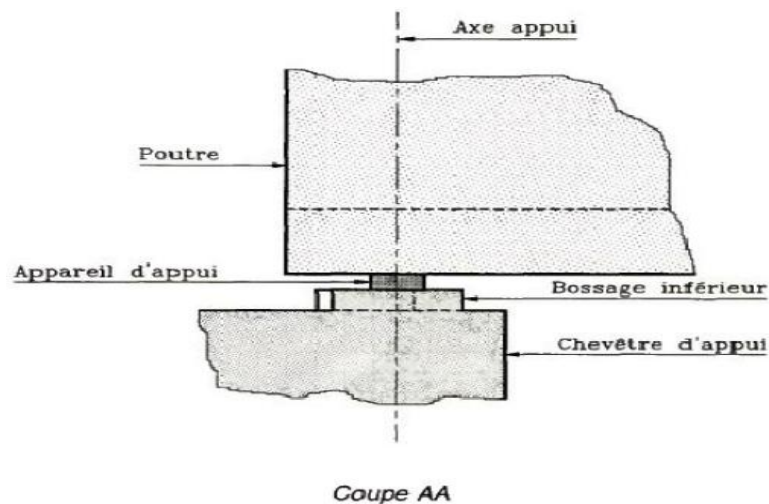


Fig. XV.1 : disposition des appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

XV.1.2) Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

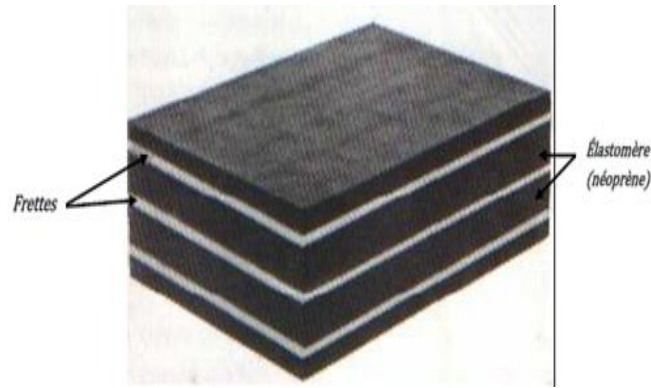


Fig. XV.2: Appareil d'appui en élastomère frette

XV.1.3) Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

a) Efforts normales de compression : sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

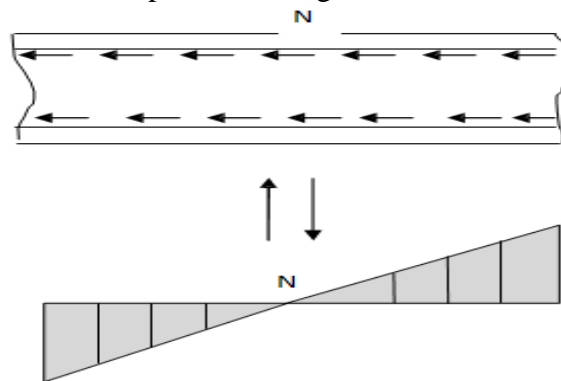


Fig. XV.3: effet de l'effort normal

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{\max} .

N_{\max} : Réaction d'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

15 Mpa : Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que: $a < b$, avec $a \rightarrow$ dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

b) Contrainte maximal de cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

β : Coefficient de forme

t : Épaisseur normale d'une feuille de néoprène

Au début de la mise en charge sous $\sigma_{m \max} = 3 \text{ MPa}$, il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = K_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n : Nombre de feuillet.

K_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec $G = 0.8 \text{ MPa}$ pour les ponts route

L'écrasement sera :

$$e_t = 1 \text{ mm} + \Delta e_t$$

c) Distorsion :

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. la déformation U de l'appareil est lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant

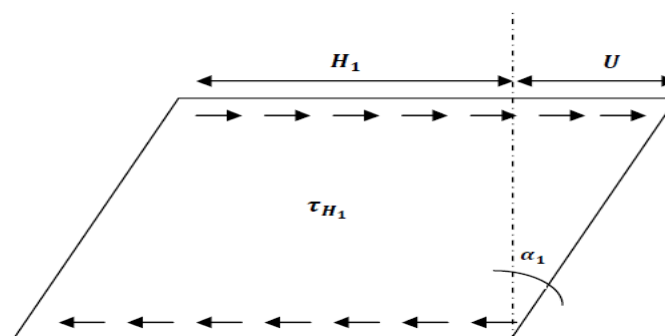


Fig. XV.4: 1^{er} cas de torsion

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{U_1}{T} \text{ Avec } T = \sum t_i$$

$$\text{On a : } t_{H1} = G \times \operatorname{tg} \alpha_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a \cdot b \cdot t_{H1} = G \times a \times b \times \frac{U_1}{T}$$

2. l'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.

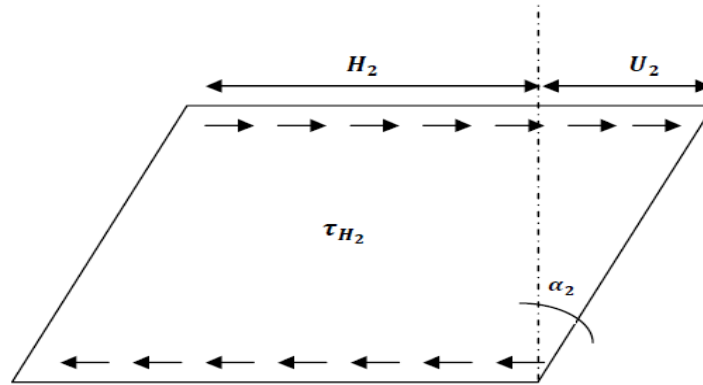


Fig. XV.5: 2ème cas de torsion

$$t_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{\tau_{H2}}{2 \times G}$$

D'où :

$$\frac{U_2}{T} = \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$U_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times \operatorname{tg} \alpha = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation :

g La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\Theta_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2 : Coefficient de forme en fonction de b/a

Θ_T : Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

$$\Theta_T = \frac{\Theta_t}{x} : (\Theta_t \text{ Angle de rotation d'un seul feuillet (rd)})$$

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \Theta_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha.a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.a}$$

$$\tau_{\alpha.b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{b}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.b}$$

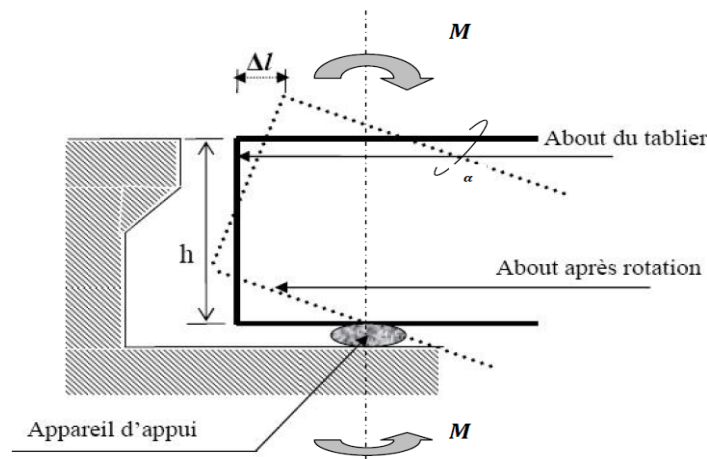


Fig. XV.6: Rotation de l'about du tablier

XV.2) Prescription réglementaire :

XV.2.1) Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau = \tau_N + \tau_h + \tau_{\alpha.t} \\ \tau_{h1} \leq 0.5G \\ \tau_h \leq 0.7G \end{cases}$$

XV.2.2) Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_{m \max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 15 \text{ MP}$$

XV.2.3) Vérification de condition de non soulèvement :

$$\Theta_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

XV.2.4) Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

On doit vérifier :

$$\sigma_{m_{\min}} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Tel que :

N_{\max} : Est la réaction engendrée par le poids propre

XV.2.5) Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

f : Coefficient de frottement, avec : $f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m}$

Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq K \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

XV.2.6) Condition de non flambement :

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

XV.2.7) Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pour l'acier E24 - 1}$$

XV.3) Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

XV.3.1) Calcul des efforts horizontaux :**a) Efforts de freinage du à la surcharge A(l) :**

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0.0035 \times S)}$$

$$S = 7.50 \times 33.4 = 250.50 \text{ m}^2$$

S : surface surchargée

$$A(l) = 954.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.9544 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{0.9544 \times 250.50}{20 + (0.0035 \times 250.50)} = 11.45 \text{ t} = 114.50 \text{ KN}$$

$$F_{A(l)} = 114.50 \text{ KN}$$

b) Efforts de freinage du à surcharge B_c :

Chaque essieu d'un camion de système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner

$$F_{B_c} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$$

XV.3.2) Dimensionnement de l'appareil d'appui :**a) Hauteur de néoprène :**

Avec α : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0.5G$$

$$\text{tg}\alpha_1 < 0.5$$

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{U_1}{T} \leq 0.5 \rightarrow T < 2U_1$$

$U_1 = D_{\max} = 20 \text{ mm}$ (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation).

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = n \times (t + t_s)$$

Avec :

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = 4 \times (12 + 3) = 60 \text{ mm}$$

b) Air de l'appareil :

$$\sigma_{m_{\max}} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$a \times b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

N_{\max} : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{1215.6}{15 \times 1000} = 0.0814 \text{ m}^2 = 810.4 \text{ cm}^2$$

On choisir un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5 \times T \leq a \leq 10 \times T$$

$$5 \times 60 \leq a \leq 10 \times 60 \implies 300 \leq a \leq 600$$

Avec $a < b$ on prend $a = 300 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$

XV.4) Vérification :

XV.4.1) Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } G = 0.8$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{300 \times 400}{2 \times 12 (300+400)} = 7.14$$

XV.4.2) Distorsion :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{121.56 \times 100}{30 \times 40} = 10.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \times \frac{10.13}{7.81} = 2.12 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

$$\tau_N = 2.12 \text{ MPa} < 5 (G) = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

a) Due à déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T}$$

$$T_{\max} = 60 \text{ mm} \quad , \quad U_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0.8 \times \frac{20}{60} = 0.266 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{H1} = 0.266 < 0.5G = 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec :

$$H_2 : \text{Effort de freinage développé par Bc} \quad H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t (on a 2 appareils d'appuis)}$$

$$\tau_{H2} = \frac{15 \times 10}{30 \times 40} = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.125 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.266 + \frac{0.125}{2} = 0.328 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.328 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

XV.4.3) Rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1.5G$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} \quad , \quad \alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \quad , \quad \alpha = 1,12 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

n : nombre de feuilletts

$$\alpha_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 1,12 \cdot 10^{-2}}{4} = 3,55 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc :

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.8}{2} \times \left(\frac{0.30^2}{0.012^2} \right) \times 3.55 \times 10^{-3} = 0.88 \text{ MPa}$$

Finalement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.12 + 0.328 + 0.88 = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.33 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc la condition est vérifiée

XV.4.4) Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m_{\min}} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\max} = 54.55 \text{ t}$$

$$\sigma_{m_{\min}} = \frac{54.55 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.40} = 4.54 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

XV.4.5) Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{4.54} = 0.164$$

$$N = 54.55 \text{ t}$$

$$H < f \times N = 0.164 \times 54.55 = 8.94 \text{ t}$$

• **H due à la déformation lente :**

$$H = \frac{54.55}{2 \times 4} = 5.45 \text{ t}$$

$$H < f \times N \Rightarrow 6.81 \text{ t} < 8.94 \text{ t} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

XV.4.6) Dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{30}{7.14} \times \frac{45.4}{2150} = 0.088 \text{ cm} = 0.88 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend: $t_s = 3\text{mm}$

Conclusion :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 300 x 400 x 60

XV.5) Calcul de joint de chaussée :



Fig. XV.7: Joint de chaussée

XV.5.1) 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 retraites 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 et leur tonnage.

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 légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
Absence de bruits de vibrations.

- **Resistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- **Etanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

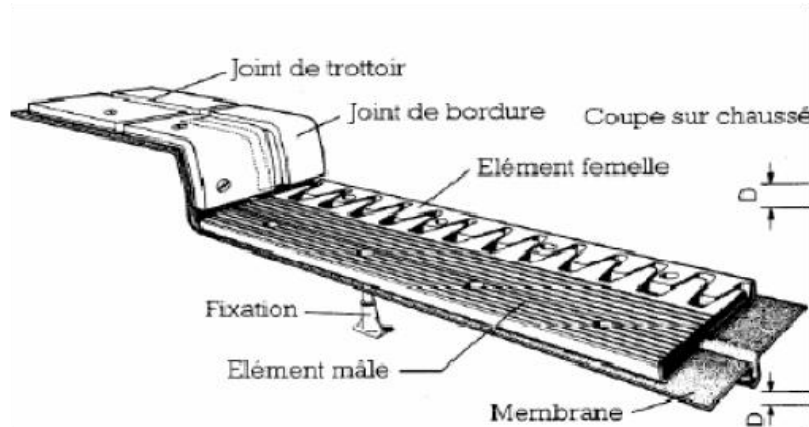


Fig. XV.8: Joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).

XV.5.2) Calcul du souffle des joints :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W .
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à $1.3W$.

$$\Delta h \max = \frac{2}{3} (\Delta rot + \Delta ret + \Delta fl + ht) = 20 \text{ mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

a) Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tg}\alpha$.

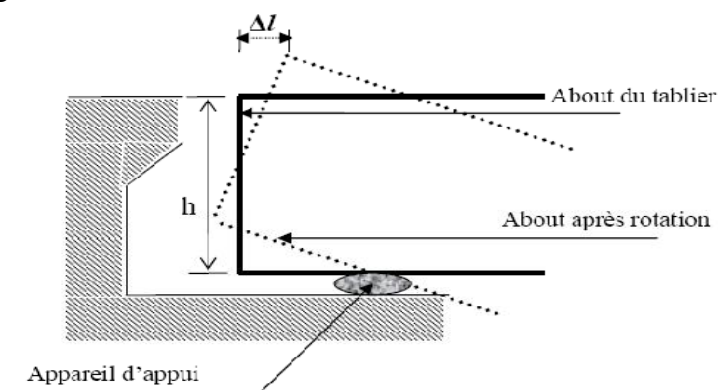


Fig. XV.9: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement

b) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un

raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 33.4 \text{ m}$

$$\Delta l = 1.002 \text{ cm}$$

c) Retrait :

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 33.4 \text{ m}$

$$\Delta l = 1.336 \text{ cm}$$

d) fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 0.501 \text{ cm} \\ \frac{l}{2} = 16.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Suivant Δl et la rotation de α la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm ($\pm 10 \text{ mm}$)

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

Chapitre 16

- Etude de la Culée -

Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

XVI.1) Pré dimensionnement de la culée :

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{culée} = 8.00\text{m}$

a) **Mur garde grève** : $H = 2.55\text{ m}$, $L = 10.88\text{ m}$, $E = 0.25\text{m}$

b) **Dalle de transition** : $H = 7.68\text{ m}$, $L = 6.00\text{m}$, $E = 0,30\text{m}$

c) **Semelle** : $H = 6.00\text{ m}$, $L = 10.88\text{ m}$, $E = 1,60\text{ m}$

d) **Mur en retour** : $H = 8.00\text{ m}$, $L = 7.80\text{m}$, $E = 0,600\text{m}$

e) **Mur de front** : $H = 6.37\text{ m}$, $L = 10.88\text{ m}$, $E = 1.27\text{m}$

f) **Le corbeau** : $H = 1.90\text{ m}$, $L = 7.68\text{ m}$, $E = 0.55\text{m}$

XVI.2) Evaluation des efforts sollicitant la culée :

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus. $\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

$\varepsilon_H = 0.1$: coefficient sismique horizontale. $\varepsilon_v = 0.07$: coefficient sismique verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_v)} \quad K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

Action de séisme	ε_H	ε_v	K	θ	λ_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0,271
Condition sismique	0.1	0.07	1.0746	5,32	0,346
	0.1	0.07	0.9353	6,13	0,307

Tab. XVI.1: Coefficient de poussées

XVI.3) Détermination des différents cas de charge :

Désignation	ε_H	P (t)	$\varepsilon_H \cdot P$ (t)	ε_v	$(1 \pm \varepsilon_v) \cdot P$	Zv (m)	Zh (m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Poids de Tablier	0	327.32	0	0	327.32	9.64	0.92	0	301.13
	0.1		32.732	0.07	350.23			315.70	322.21
	0.1		32.732	-0.07	304.40			315.70	280.04
Mur garde grève	0	17.34	0	0	17.34	9.24	1.97	0	34.15
	0.1		1.734	0.07	18.55			16.03	36.54
	0.1		1.734	-0.07	16.12			16.03	31.75
Mur de front	0	220.04	0	0	220.04	4.78	1.21	0	266.24
	0.1		22.004	0.07	235.44			105.17	284.88
	0.1		22.004	-0.07	204.63			105.17	247.60
Mur en retour	0	65.81	0	0	65.81	7.26	4.38	0	288.24
	0.1		6.581	0.07	70.41			47.77	308.39
	0.1		6.581	-0.07	61.20			47.77	268.05
Semelle	0	261.12	0	0	261.12	0.80	3.00	0	783.36
	0.1		26.112	0.07	279.39			20.88	838.17
	0.1		26.112	-0.07	242.84			20.88	728.52
Poids de la dalle de transition	0	34.56	0	0	34.56	8.89	5.1	0	176.25
	0.1		3.456	0.07	36.97			30.72	188.54
	0.1		3.456	-0.07	32.14			30.72	163.91
Corbeau	0	17.16	0	0	17.16	7.28	2.12	0	36.37
	0.1		1.716	0.07	18.36			12.49	38.92
	0.1		1.716	-0.07	15.95			12.49	33.81
Dis d'appuis	0	0.1	0	0	0.1	8.07	1.21	0	0.121
	0.1		0.01	0.07	0.107			0.08	0.129
	0.1		0.01	-0.07	0.093			0.08	0.112
Poids des terres Sur D-T	0	82.94	0	0	82.94	9.1	5.1	0	422.99
	0.1		8.294	0.07	88.74			75.47	452.57
	0.1		8.294	-0.07	77.13			75.47	393.36
Poids des terres sur la semelle	0	273.93	0	0	273.93	5.60	4.42	0	1210.77
	0.1		27.393	0.07	293.10			153.40	1295.50
	0.1		27.393	-0.07	254.75			153.40	1125.99
Poids des surcharges	0	55.29	0	0	55.29	9.50	5.1	0	281.97
	0.1		5.529	0.07	59.16			52.52	301.71
	0.1		5.529	-0.07	51.41			52.52	262.19
Poussé des terres	Mur GG + Mur frontal	/	211.13	/	/	4.78	/	1009.29	/
		/	269.57	/	/			1288.54	/
		/	239.18	/	/			1143.28	/
	Semelle	/	6.79	/	/	0.53	/	3.59	/
		/	8.67	/	/			4.59	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	/	31.55	/	/	5.6	/	176.68	/
		/	40.29	/	/			225.62	/
		/	35.75	/	/			200.20	/
	Semelle	/	5.65	/	/	0.8	/	4.52	/
		/	7.22	/	/			5.77	/
/	6.40	/	/	5.12	/				
Total	/	/	255.12	/	1355.61	/	/	1194.08	3801.59
	/	/	461.31	/	1450.45	/	/	2354.75	4067.55
	/	/	424.58	/	1260.66	/	/	2182.90	3535.33

Tab. XVI.2: Valeurs des moments dus à la poussée des terres

- **Poussée due aux terres :**

$$P = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma_R \times l \times H_p^2$$

- **Poussée due aux surcharges :**

$$P = \lambda_{ah} \times 1.2 \times l \times H_p$$

- **Les valeurs des moments et les efforts globaux :**

Désignation	$\varepsilon_H \cdot P$ (t)	$(1+\varepsilon_V) \cdot P$ (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Totale	255.12	1355.61	1194.08	3801.59
	461.31	1450.45	2354.75	4067.55
	424.58	1260.66	2182.90	3535.33

Tab. XVI.3: Valeurs des moments et les efforts globaux

XVI.4) Vérification de la culée :

- ❖ **Vérification au glissement :**

- **C.N :** en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5. donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 + \varepsilon_V)P}{\sum \varepsilon_H P} \text{tg}\varphi > 1.5$$

- **C.S:** en condition sismique le C.S.G égale à 1. Donc on vérifie que:

$$\delta = \frac{\sum(1 + \varepsilon_V)P}{\sum \varepsilon_H P} \text{tg}\varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon_H \cdot P$ (t)	$\sum (1+ \varepsilon_V) \cdot P$ (t)	μ	δ	C.S.G	Vérification
C.N	255.12	1355.61	0.70	3.71	1.5	Vérifie
H + V ⁺	461.31	1450.45	0.70	2.20	1.0	Vérifie
H + V ⁻	424.58	1260.66	0.70	2.07	1.0	Vérifie

Tab. XVI.4: Valeurs de vérification au glissement

- ❖ **Vérification au renversement :**

- **C.N :** en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$$

- **C.S :** en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R$ (t.m)	$\sum M_S$ (t.m)	R	C.S.G	Vérification
C.N	1194.08	3801.59	3.18	1.5	Vérifie
H + V ⁺	2354.75	4067.55	1.72	1.0	Vérifie
H + V ⁻	2182.90	3535.33	1.61	1.0	Vérifie

Tab. XVI.5: Valeurs de vérification au renversement

XVI.5) Ferrailage des éléments de culée :

XVI.I.5.1) la dalle de transition :

- **Evaluation des efforts :**

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids propres : $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.

Poids de remblais : $1,71 \text{ t/m}$

Poids de revêtement : 0.176

Surcharges : $1,2 \text{ t/m}$

On utilise la combinaison d'action à l'E.LU sachant que $M = 1,35M_G + 1,6 M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,63 \times 6^2}{8} = 11,83 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1,2 \times 6^2}{8} = 5,4 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 1,35 \times 11,83 + 1,6 \times 5,4 = 24,61 \text{ t.m} \\ M_{\text{ser}} = M_G + 1,2 M_Q = 11,83 + 1,2 \times 5,4 = 18,31 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **ferrailage:**

a) ferrailage verticale:

$$M_u = 24,61 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

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

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de $29,63 \text{ cm}^2$, la vérification à l'ELS a donné une section de $37,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$$A_s = 37,50 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } \mathbf{8HA25/\text{ml}} \text{ pour } A_s = 39,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b.d} > 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 3,72 < 39,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifie}$$

$$\text{Donc, } A_s = 39,27 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend $8HA25 = 39,27 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 12 cm

Pour la nappe inférieure on prend : $8HA25$ avec un espacement de 12 cm .

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

8 H16/ml ($16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm .

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{40,21}{3} = 13,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 8\text{HA}16$, avec un espacement de 12cm.

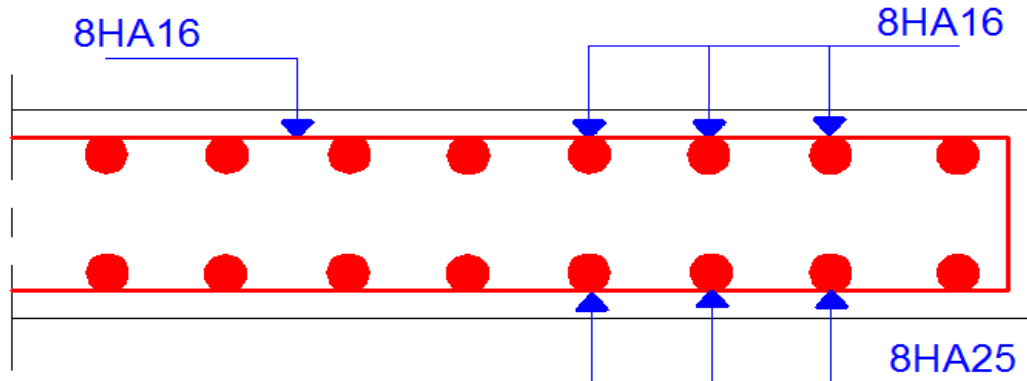


Fig. XVI.1: Ferrailage de la dalle de transition.

XVI.5.2) Mure garde grève :

• **Evaluation des efforts :**

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le chevêtre.

a) Poussée de terres :

$$M_t = \frac{P \cdot H}{3} = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_r \cdot H^3$$

Avec : $P = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_a$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

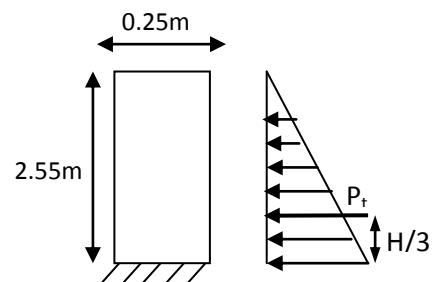


Fig. XVI.2: Poussée des terres sur le mur

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 2.55 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 35^\circ$: Angle de frottement interne du sol

D'où : $M_t = \frac{1}{6} \times 0.271 \times 1.8 \times 2.55^3 = 1.34 \text{ t.m}$

$$\begin{cases} M_{tu} = 1.35 \times 1,34 = 1,81 \text{ t.m} \\ M_{t \text{ ser}} = 1 \times 1,34 = 1,34 \text{ t.m} \end{cases}$$

b) Poussée des charges locale :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_C (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de

6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12.K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx \dots \dots \dots (I)$$

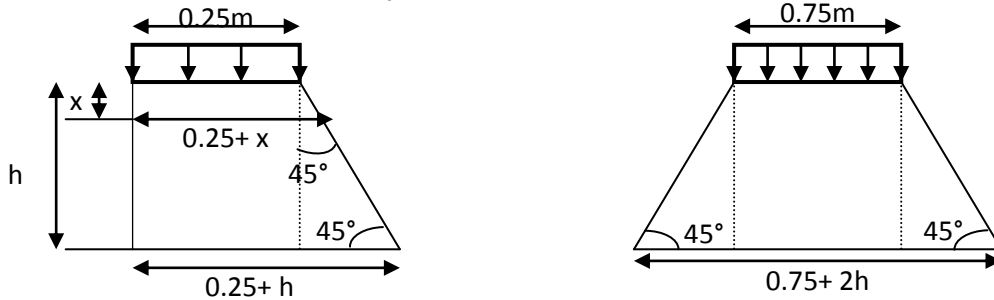


Fig. XVI.3: Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Avec:

$b_c = 1.1$ (Coefficient de pondération du système B_c).

$\delta = 1,080$ (Coefficient de majoration dynamique)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$K = K_\alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c = \begin{cases} 0.271 \times 1.6 \times 1.08 \times 1.1 = 0.515 & \text{L'E.L.U} \\ 0.271 \times 1.2 \times 1.08 \times 1.1 = 0.386 & \text{L'E.L.S} \end{cases}$$

D'après l'équation (I) :

$$M_P = \frac{12.K}{0.75 + 2H} [2.8 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2.55}$$

$$M_P = \begin{cases} 4.46 \text{ t.m} & \text{L'E.L.U} \\ 3.34 \text{ t.m} & \text{L'E.L.S} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On concéder un essieu lourde on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière .Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} x \gamma = 2.85 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.56 \text{ t.m} & \text{L'E.L.U} \\ 3.42 \text{ t.m} & \text{L'E.L.S} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6(M_P + M_f) = 1.35(1,81) + 1.6(4,46 + 4,56) = 16,87 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1,2 (M_p + M_f) = 1,34 + 1,2 (3,34 + 3,42) = 9.45 \text{ t.m /ml} \end{cases}$$

• Ferrailage :

a) Ferrailage vertical :

Le moment maximal: $M_{ELU} = 16,87 \text{ t.m}$.

Enrobage = 3cm

Dimension (0.30x1 m²)

$$f_{c28} = 30\text{Mpa}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

$$\text{Acier : } f_e = 400\text{Mpa}$$

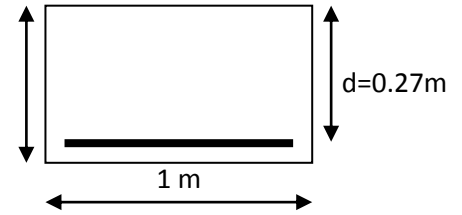


Fig. XVI.4: Bande de 1ml

$$A_s = 19.44\text{cm}^2 \text{ (Par SOCOTEC)}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{7HA20/MI} \text{ pour } A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } \mathbf{es = 12 \text{ cm}}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} > 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \frac{2.4}{400} = 3.72\text{cm}^2 < A_s = 21,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

7HA10 (5,49 cm² /ml), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

➤ **Le ferrailage horizontal :**

On prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{20,10}{4} = 5,02\text{cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **7HA12 (7.92cm²/ml)**, avec un espacement de 12 cm

➤ **Vérification :**

On fait la vérification à L'E.L.S :

$$M_{ser} = 9.45 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.00\text{MPa} < 18 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 205.30\text{MPa} < 215.55 \text{ MPa (La condition est vérifiée)}$$

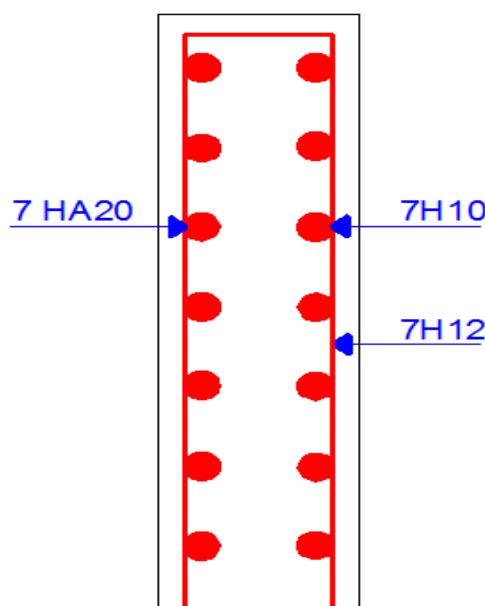


Fig. XVI.5: Ferrailage du mur garde grève

XVI.5.3) Le mur frontal :• **Evaluation des efforts :**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D_{240} .
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	ε_H	P (t)	$\varepsilon_H \cdot P$ (t)	$(1 \pm \varepsilon_v) \cdot P$	Zv(m)	Zh(m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poids de Tablier	CN	327.32	0	327.32	8.04	0.34	0	111.28
	CS H+V ⁺		32.732	350.23			263.16	119.07
Mur garde grève	CN	17.34	0	17.34	7.64	1.39	0	24.10
	CS H+V ⁺		1.734	18.55			13.24	25.78
Mur de front	CN	220.04	0	220.04	3.18	0.63	0	138.62
	CS H+V ⁺		22.004	235.44			69.97	148.32
Mur en retour	CN	65.81	0	65.81	5.66	3.8	0	250.07
	CS H+V ⁺		6.581	70.41			37.24	267.55
Poids de la DDT	CN	34.56	0	34.56	7.29	4.52	0	156.21
	CS H+V ⁺		3.456	36.97			25.19	167.10
Corbeau	CN	17.16	0	17.16	5.68	1.54	0	26.42
	CS H+V ⁺		1.716	18.36			9.74	28.27
Poids de terres Sur DT	CN	82.94	0	82.94	7.5	4.52	0	374.88
	CS H+V ⁺		8.294	88.74			62.20	401.10
freinage du à Bc	CN	30	30	/	6.4	/	192	/
	CS H+V ⁺		0	/			0.00	/
Poussé des terres Mur GG +Mur frontal	/	/	211.13	/	3.18	/	671.39	/
	/	/	269.57	/			857.23	/
Poussée des surcharges MGG +MF	/	/	31.55	/	4.00	/	126.2	/
	/	/	40.29	/			161.16	/
Total	/	/	272.68	765.17	/	/	989.59	1081.58
	/	/	386.37	818.7	/	/	1499.13	1157.19

Tab. XVI.6: Valeurs des sollicitations

Récapitulatif des efforts :➤ **Condition normale :**

Effort normal : $\sum (1 + \varepsilon_v) P = 765.17t$.

$$\text{ELS : } N = \frac{\sum (1+\epsilon_v) P}{b} = \frac{765.17}{10.88} = 70.32 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELU: } N = 1.35 \times 70.32 = 94.93 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Moment: } M = \sum M_s - \sum M_r = 1081.58 - 989.59 = 91.99 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS: } M = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{b} = \frac{91.99}{10.88} = 8.45 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 1.35 \times 8.45 = 11.41 \text{ t.m/ml.}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\text{Effort normal : } \sum (1+\epsilon_v) P = 818.7 \text{ t.}$$

$$\text{ELS : } N = 75.24 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELU: } N = 101.58 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Moment: } M = \sum M_s - \sum M_r = 1157.19 - 1499.13 = |-341.94| = 341.94 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS: } M = 31.42 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 42.42 \text{ t.m/ml}$$

	à l' ELU		à l' ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
M(t.m)	11.41	42.42	8.45	31.42
N(t)	94.93	101.58	70.32	75.24

Tab. XVI.7: Sollicitation à la base de voile

• **Ferraillages de mur frontal :**

a) **Ferraillages vertical :**

La section est soumise à la flexion composée.

$$N_u = 101.58 \text{ t}$$

$$M_u = 42.42 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm, } d = 1.24$$

$$\text{Dimension (1x1.27 m}^2\text{)}$$

$$\text{Béton} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 0.00 cm^2 , (section entièrement comprimée)

➤ **La condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 124 \times \frac{2.4}{400} = 17.11 \text{ cm}^2 > A_s \text{ la condition est } \textbf{non vérifié}$$

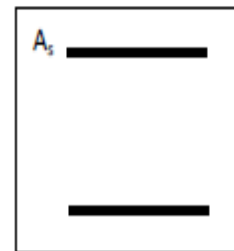


Fig. XVI.6: coupe horizontal

On prend : $A_s = 17.11 \text{ cm}^2$ 6HA 20 = 18.84 cm^2 .

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{18.84}{3} = 6.28 \text{ cm}^2 \quad 2\text{HA}20 = 6.28 \text{ cm}^2.$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

6HA16/ml (12.06cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 14 cm.

b) Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition).

On prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{18.84}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **6HA12/ml (6.78 cm²)**, avec un espacement de 15cm.

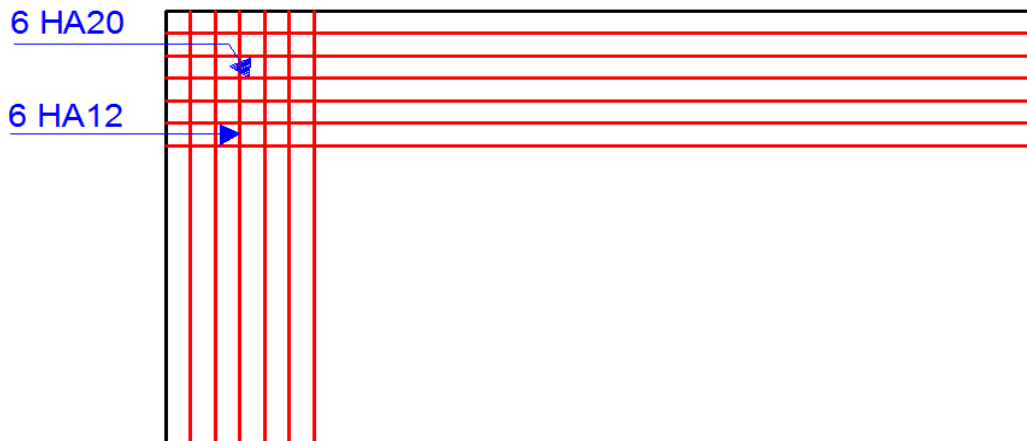


Fig. XVI.7: Ferrailage du mur de front.

XVI.5.4) Le mur en retour :

- **Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

a) Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,271 \times 1,8 \times (8.00)^2 \times 1] = 15.61 \text{ t/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 2 \times 0,271 \times 8 \times 1 = 5.20 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$

b) Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 15.61 \times 1/3(8) = 41.62 \text{ t.m/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 5.20 \times 1/3(8) = 7.86 \text{ t.m/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 8 = 19.2 \text{ t.m.}$

• **Les combinaisons :**

ELU: $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 1.35 (41.62) + 1.6 (7.86 + 19.2) = 99.48 \text{ t.m /ml.}$

ELS: $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = (41.62) + 1.2 (7.86 + 19.2) = 74.09 \text{ t.m /ml.}$

a) Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,6 \times 8,0 \times 2,5 = 12,0 \text{ t.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t.}$
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml.}$

b) Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 6 \times \frac{12}{2} = 36 \text{ t.m}$
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,3 \times 0,5 = 0,15 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 8 = 38,4 \text{ t.m.}$

• **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35 (36 + 0.15) + 1.6 (38.4) = 110.24 \text{ t.m}$

ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (36 + 0.15) + 1.2 (38.4) = 82.23 \text{ t.m}$

• **Ferraillage :**

a) Ferraillage vertical :

Le ferraillage se fait en flexion simple:

$M_u = 110.24 \text{ t.m}$

Enrobage = 3cm

Dimension (1x0.6m²) $A_s = 62.91 \text{ cm}^2$ (Par **SOCOTEC**)

Béton = 30Mpa

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$A_s = 62.91 \text{ cm}^2$ (Par **SOCOTEC**)

Le ferraillage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 62.91 cm^2 , la vérification à l'ELS a donné une section de $80 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc pour le ferraillage on prend :

$A_s = 80 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **10HA32/ml** pour $A_s = 80.42 \text{ cm}^2$

b) Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \frac{2,4}{400} \cdot 100 \times 60 = 8.28 \text{ cm}^2 < A_s$ la condition est vérifié

Pour la disposition constructive on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{80.42}{3} = 26.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA32} = 32.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Ferraillage horizontal :

La section est soumise à la flexion simple :

$M_u = 99.48 \text{ t.m}$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.6x1) m²

Béton =30Mpa

Acier : $f_e=400\text{Mpa}$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 31.05 cm^2 , la vérification à l'ELS à donnée une section de $40.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc pour le ferrailage on prend :

$A_s = 40.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **6HA32/ml** pour $A_s = 48.25 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \frac{2.4}{400} \cdot 100 \times 60 = 8.28 \text{ cm}^2 < A_s \text{ la condition est vérifié}$$

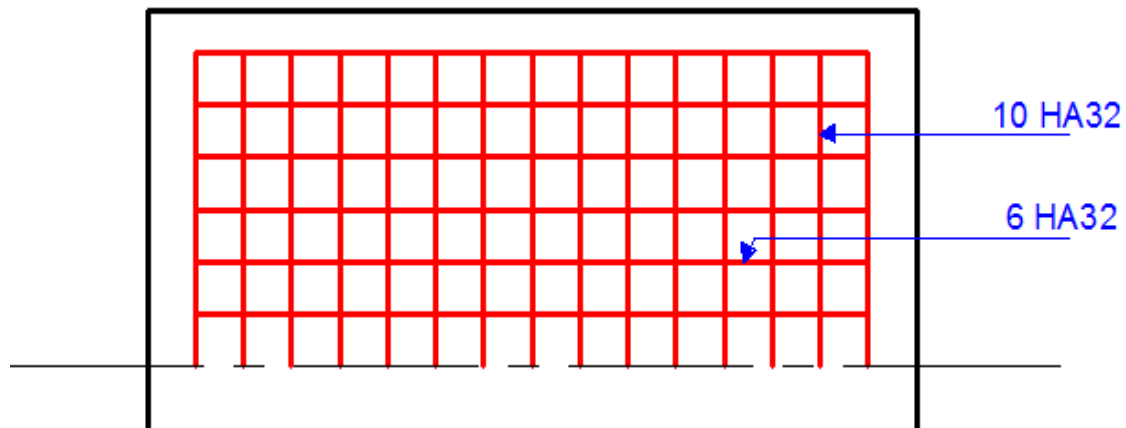


Fig. XVI.8: ferrailage de mur en retour (vue en plan)

XVI.5.5) Corbeau :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- Réaction due à la dalle de transition : $R1 = q \cdot L/2 = 0,3 \times 6 \times 2,5 / 2 = 2.25 \text{ t/ml}$.
- Réaction des poids des terres : $R2 = q \cdot L / 2 = 0,7 \times 6 \times 1,8 / 2 = 3.78 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au revêtement : $R3 = q \cdot L / 2 = 0,08 \times 6 \times 2,4 / 2 = 0.576 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R4 = q \cdot L = 1 \times 0,55 \times 2,5 = 1.375 \text{ t/ml}$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R5 = q \cdot L/2 = 6 \times 1,2/2 = 3.6 \text{ t/ml}$.

a) Réactions :

$$R_{ELU} = 1,35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 1,35(2.25+3.78+0.576+1.375) + 1,6(3.6) = 16.53 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = (2.25+3.78+0.576+1.375) + 1,2(3.6) = 12.30 \text{ t/ml.}$$

b) Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(2.25+3.78+0.576+1.375) + 1,6(3.6)] \times 0,125 = 2.06 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(2.25+3.78+0.576+1.375) + 1,2(3.6)] \times 0,125 = 1,53 \text{ t/ml.}$$

- **Ferrailage :**

a) Ferrailage vertical :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 2.06 \text{ t.m}$$

Enrobage =3cm

Dimension (1x 1.5) m^2

Béton =30Mpa

Acier : $f_e=400\text{Mpa}$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 0.41cm^2 , la vérification à l'ELS à donnée une section de $0.50\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc pour le ferrailage on prend :

$$A_s = 0.50\text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } \mathbf{3HA5/\text{ml}} \text{ pour } A_s = 0.59\text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b . d = 20.7\text{cm}^2 \text{ } A_s \text{ la condition n'est pas vérifié donc on prend :}$$

$$A_s = 20.70\text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA } 20 = 21.99\text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 12\text{cm}$$

Pour la disposition constructive on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.33\text{cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA}12 = 7.92\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } S_t = 12\text{cm}$$

b) Ferrailage horizontal :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.49\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5.65\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } S_t = 14\text{cm}$$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m.

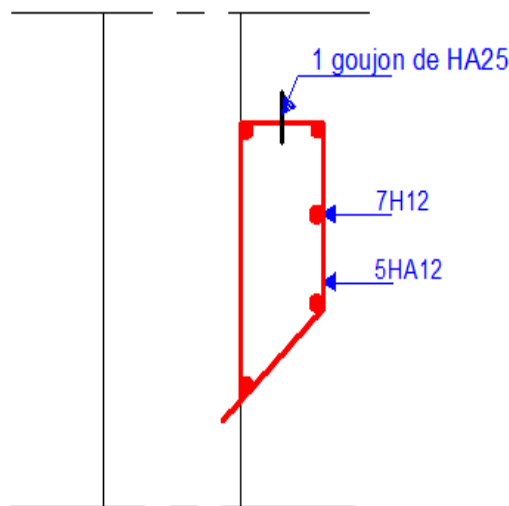


Fig.9 : Ferrailage du corbeau

XV.5.6) Etude et ferrailage de la semelle :

• **Caractéristique de la semelle :**

Longueur : $L = 10.88\text{ m}$

Largeur : $B = 6.00\text{m}$

Epaisseur : $E = 1,50\text{m}$

• **Evaluation des efforts agissants sur la semelle :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	H (τ)	V (t)	M _R	M _S
Totale	255.12	1355.61	1194.08	3801.59
	461.31	1450.45	2354.75	4067.55
	424.58	1260.66	2182.90	3535.33

Tab. XVI.8: sollicitations agissants sur la semelle

a) Conditions normales :

$$N_{\max} = 1355.61t.$$

$$M_{\max} = 3801.59 - 1194.08 = 2607.51 \text{ t.m}$$

b) Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 1450.45t.$$

$$M_{\max} = 4067.55 - 2354.75 = 1712.8t.m.$$

XVI.5.7) Détermination des nombres des pieux :

Effort normal maximal : $N_{\max} = 1450.45t.$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 300t.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante:

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1450.45}{250} = 5.80$$

On prend 6 pieux.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

a) Condition normale :

$$N_1 = \frac{1355.61}{6} + \frac{2607.51 \times 1,8}{6 \cdot (1,8)^2} = 467.37 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1355.61}{6} - \frac{2607.51 \times 1,8}{6 \cdot (1,8)^2} = -15.50 \text{ t}$$

b) Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1450.45}{6} + \frac{1712.8 \times 1,8}{6 \cdot (1,8)^2} = 400.33 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1450.45}{6} - \frac{1712.8 \times 1,8}{6 \cdot (1,8)^2} = 83.14 \text{ t}$$

- **Ferraillage de la semelle :**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

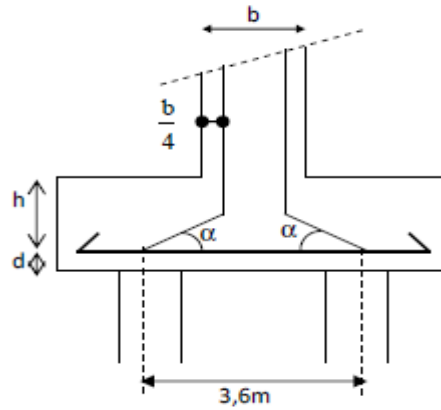


Fig. XVI.10: coupe transversale de la semelle

$$tg\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.50}{\frac{3.6}{2} - \frac{4.15}{4}} = 1.96$$

$\alpha = 62.93^\circ \geq 45^\circ$ (c'est vérifié)

$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{4.15}{4} = 0.76$ (c'est vérifié)

a) Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{467.37}{2670} \cdot \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{4.15}{4}}{1.5} 10^3 = 88.98 \text{ cm}^2$$

b) Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{400.33}{2670} \cdot \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{4.15}{4}}{1.5} 10^3 = 76.21 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable c'est la condition normale $A_s = 88.98 \text{ cm}^2$

On prend **20HA25** $\Rightarrow A_{ti} = 98.18 \text{ cm}^2$

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{N - 1}$$

N : Nombre de barre

d : Enrobage 10cm

ϕ : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{1.2 + 1.5 - .05}{18 - 1} = 0.16 \text{ m}$$

On prend E = 20cm

a) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armatures de répartition, tel que :

$$A_{li} = \frac{1}{3} \cdot A_{ti} / ml = \frac{1}{3} 98.18 = 32.72 \text{ cm}^2$$

Soit $6HA25 A_{eff} = 34.36cm^2$

On prend $St = 25\text{ cm}$

HA 25

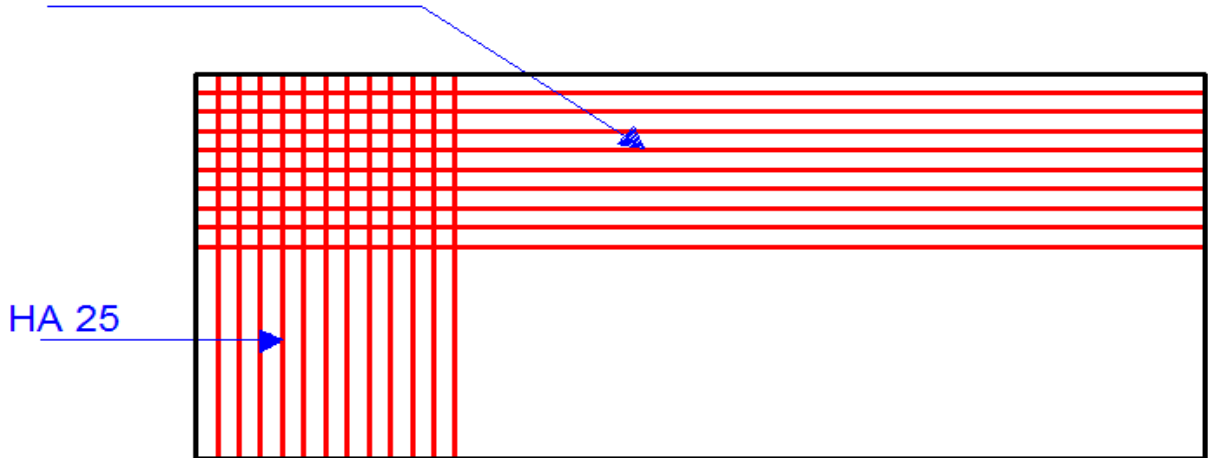


Fig. XVI.11: Schéma de ferrailage (nappe inférieure)

b) Armatures de construction :

a) armatures transversales supérieure:

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{98.18}{10} = 9.818cm^2$$

Soit $5HA16 A_{ts} = 10.05cm^2$

L'espacement $St = 25cm$

b) armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{32.72}{10} = 3.72cm^2$$

Soit: $3HA14 A_{ls} = 4.62\text{ cm}^2$

$St = 25cm$

VI -10- Armatures latérales :

$$A_{lt} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{98.18}{10} = 9.818cm^2$$

Soit $5HA16 A_{lt} = 10.05\text{ cm}^2$

L'espacement $St = 25cm$

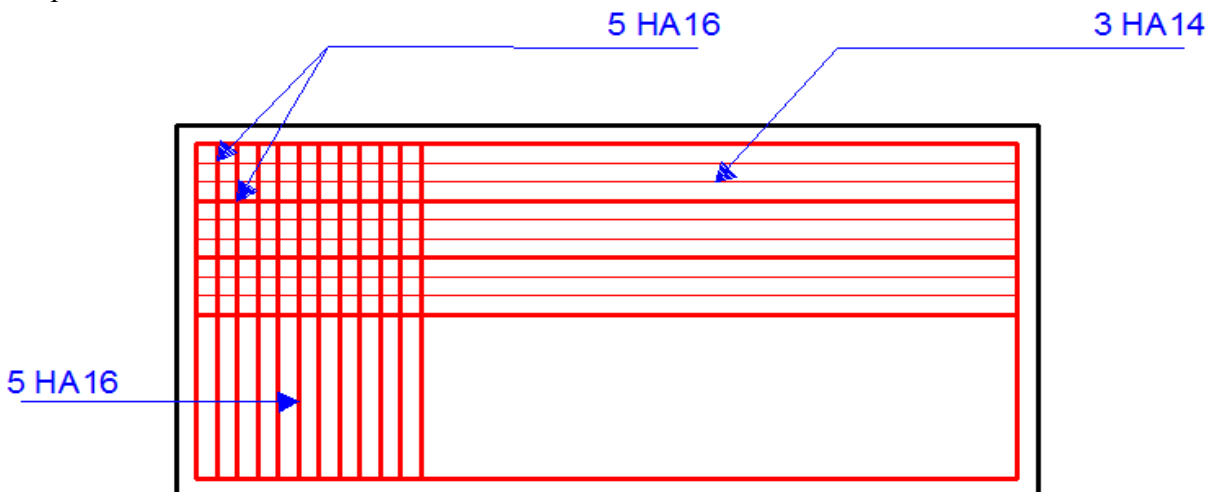


Fig. XVI.12: Schéma de ferrailage (nappe supérieure)

XVI.5.8) Etude et ferrailage des pieux :

- **Action sur les pieux :**

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

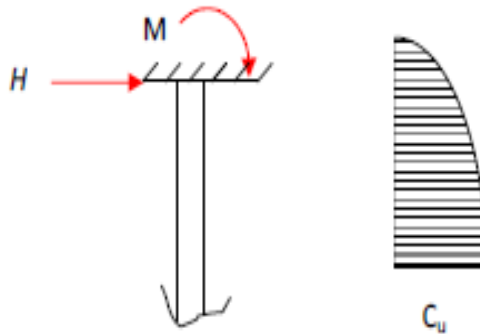


Fig. XVI.13: Action sur les pieux

b : Diamètre du pieu

C_U : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

- **Calcul de λ :**

b = \varnothing pieu = 1,20m

$C_U = 3.5 \text{ kg/m}^3$

E = $11000 \sqrt{300} = 60249.48 \text{ kg/cm}^2$ Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.20)^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 35}{4 \times 60249.48 \times 0,101736}} = 0.20 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où:

$\lambda L = 0,20 \times 12 = 2.4$ avec : L la longueur de pieu L = 12 m

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

- a) **Condition normale :**

Freinage : 30t

Poussées des terres et surcharges : 255.12t

D'où : $H = 285.12$ t

Donc :

$$P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{285.12}{6} = 47.52 \text{ t/pieu}$$

b) Condition sismique :

Séisme : 36.77 t

Poussées des terres et surcharges : 461.31t

D'où $H = 498.08$ t

Donc : $P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{498.08}{6} = 83.01$ t /pieu

➤ **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} x \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastres à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M_{(Z)} = X_{\theta M} x M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} x \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0$$

$$M(Z) = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} x \frac{P_{adm}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 2 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.35 \quad X_{\theta M} = 1.69$$

$$\lambda L = 3 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.16 \quad X_{\theta M} = 1.48$$

$$\lambda L = 2.4 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.274 \quad X_{\theta M} = 1.606$$

a) Condition normale :

$$P_{adm} = 47.52 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -188.48 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique :

$$P_{adm} = 83.01 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -329.24 \text{ t.m}$$

• **Ferrailage des pieux :**

a) **Ferrailage longitudinal :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

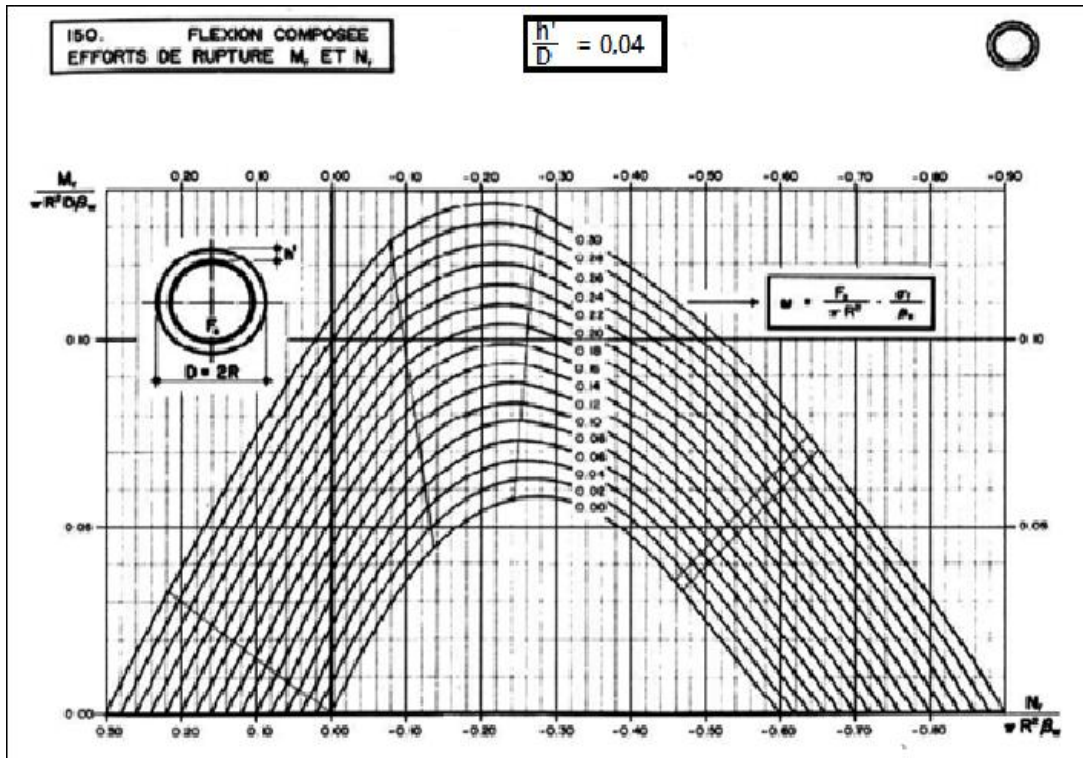


Fig. XVI.14: Abaque de Walther

$M_{max} = - 329.24t.m$

$N_{min} = 83.14 t$

• **Détermination de la section d'armature :**

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{1.2} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{- 329.24}{\pi (0.6)^2 \times 1.2 \times 2700} = -0.089 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{83.14}{\pi (0.6)^2 \times 2700} = 0.027 \end{cases}$$

Où :

βW: résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours (βW = 27 MPa=2700 t/m2).

R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque : ω = 0.12

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.12 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.12 \frac{\pi(0.6)^2 \times 27}{400} = 91.56$$

Donc on prend 19 HA 25 ($A_s = 92,27 \text{ cm}^2$).

a.3. L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{19} = 19.83 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Ferrailage transversal :

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

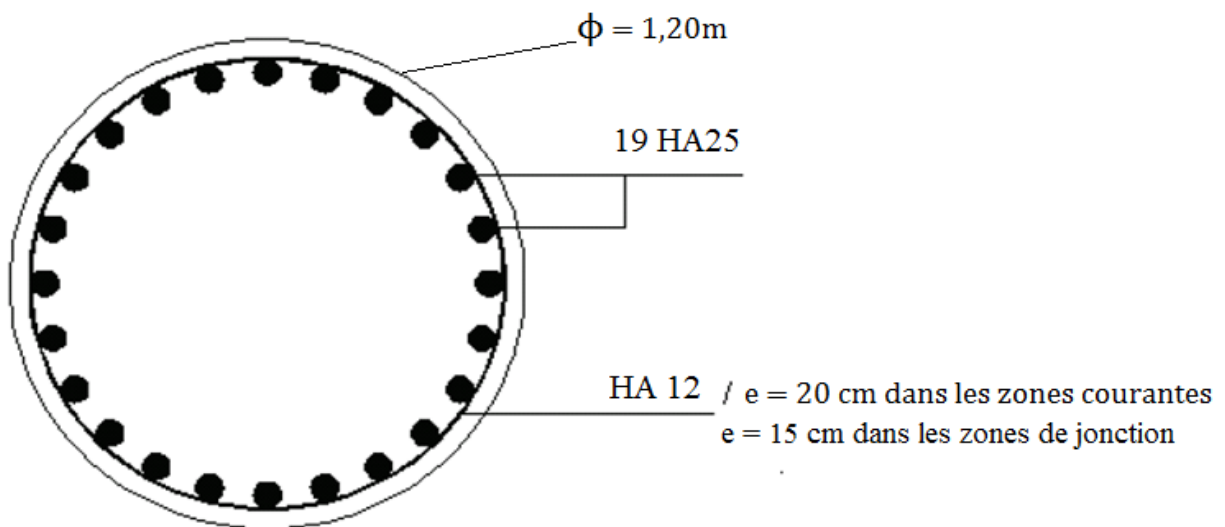


Fig. XVI.15: Schéma de ferrailage de pieu

Chapitre 17

- Etude de la pile-

XVII.1 Définition :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

XVII.2 Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voiles et les piles de type portique.

Le choix de l'ouvrage s'est porté pour les piles du type voile parce que ces dernières sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car il 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 et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

XVII.3 Pré dimensionnement de la pile :

Notre pile centrale est constituée par un voile vertical reposant sur des fondations profondes (semelle+pieux).

On commence tout d'abord à dimensionner la pile en se basant sur le document SETRA.

3.1) Épaisseur du voile :

$$E = \left(\text{Sup} \left(0.5(m); \frac{4H+L}{100} + 0.10(m) \right) \right)$$

Tel que : H est la hauteur de la pile.

L : la portée des travées centrales.

On a : H = 12.97 m

$$L = 33.4 \text{ m}$$

$$E = 0,95 \text{ m}$$

Donc : On prendra une épaisseur de :

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

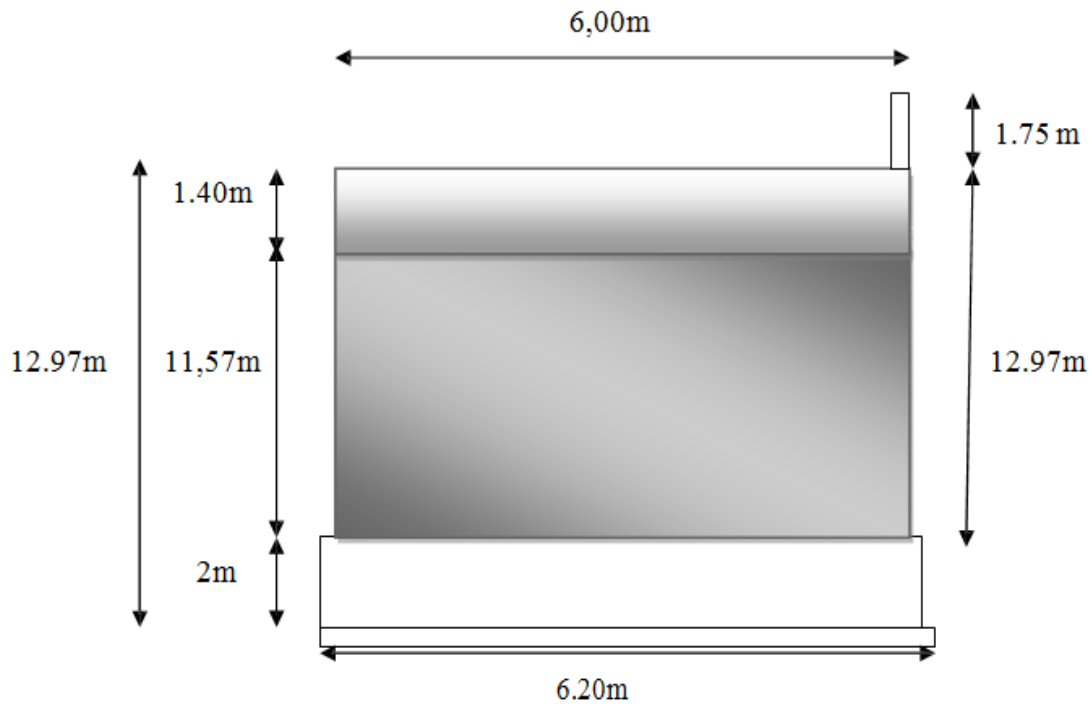


Figure 1 : schéma de la pile

XVII.4 Ferrailage de pile :

4.1) Ferrailage du voile :

La pile sera considérée comme une console encastree dans la semelle de la fondation.

a) Evaluation des charges et surcharges :

- Charge verticale : tablier + pile = $654,64t + 194,55 = 849,19t$
- Charge du vent : $W = 0.2 t/m^2$
- Surcharge d'exploitation : Charge horizontale : force de freinage :

$$F_F = 15t$$

- Séisme :

$$\begin{cases} E_y : \text{La composante verticale du séisme suivant l'axe x.} \\ E_x : \text{La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E_y = \pm 0.20 G = \pm 130.93 t \\ E_x = \pm 0.14 G = \pm 91.65 t \end{cases}$$

4.2) Les combinaisons :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

$$\begin{cases} ELS : G + V + W + F_F \\ ELU : 1,35(G + V) + 1,5(W + F_F) \\ ELA : G + V + E_x \\ \quad \quad G + V + E_y \end{cases}$$

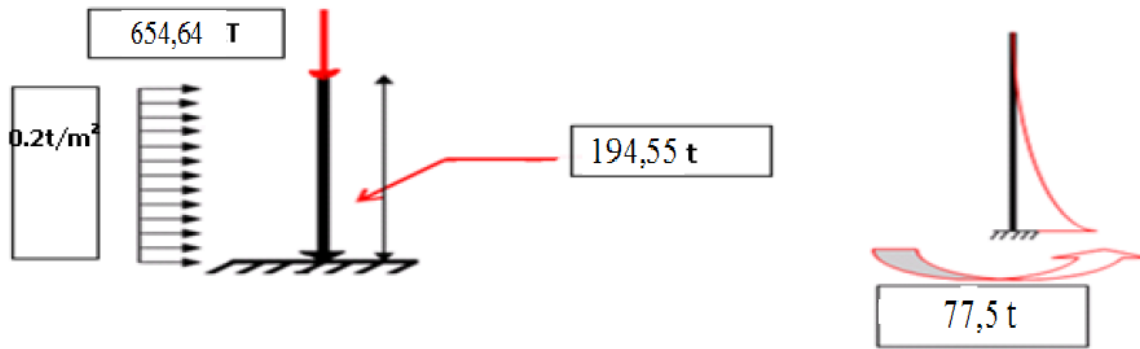


Figure 2 : schéma de la combinaison

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable.

Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A
N _x (t)	864.39	1169.20	864.39
M _y (t.m)	77.5	116.25	700.735

Tableau XVII.1 : les sollicitations maximales obtenues

4.3) Ferrailage en flexion composée :

- A l'ELU on a :

$$\begin{cases} M_u = 116.25 \text{ t.m} \\ N_u = 1169.20 \text{ t} \end{cases}$$

- Et à l'ELS on a :

$$\begin{cases} M_u = 77,5 \text{ t.m} \\ N_u = 864.39 \text{ t} \end{cases}$$

Et à l'ELS on a :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{116.25}{1169.20} = 0,099 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 12.97 = 9,079 \text{ m}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{9,079}{1} = 9,079 < \max \left\{ 15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15$$

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Donc on va calculer avec la méthode forfaitaire :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \{ 2\text{cm}; 5,18 \text{ cm} \} = 5,18 \text{ cm} = 0,0518 \text{ m}$$

$$e_2 = 3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) = 3 \times \frac{9,079^2}{10^4 \times 1} \times (2 + 0,66 \times 2) = 0,082 \text{ m}$$

Avec :

α : Moment de premier ordre du aux charge permanentes et quasi permanentes divisé par le moment total du 1^{er} ordre (avant application des coefficients de pondération)

Tel que :

$$\alpha = \frac{77,5}{116,25} = 0,66$$

$\varphi = 2$, rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 0,0518 + 0,082 + 0,099 = 0,23 \text{ m}$$

$$M_u = N \times e$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 268,92 \text{ t.m} \\ N_u = 1169,20 \text{ t} \end{cases}$$

4.4) Ferrailage du voile à l'état limite ultime :

$$\begin{cases} M_u = 268,92 \text{ t.m} \\ N_u = 1169,20 \text{ t} \end{cases}$$

4.3.1) Condition de non fragilité:

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{tj} = 2,22 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ b = 6,00 \text{ m} \\ d = 0,9h = 0,9 \times 1,00 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc :

$$A_{S,min} \geq 68,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{9HA32}$$

4.3.2) Ferrailage horizontal :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton

$$A_{S,H} = 0,05\% \times h_p \times E \Rightarrow A_{S,H} = 0,05 \times 1297 \times 1,00 \Rightarrow A_{S,H} = 64,85 \text{ cm}^2$$

Soit la section d'armature : **2X7HA25**

Avec : $St = 15\text{cm}$

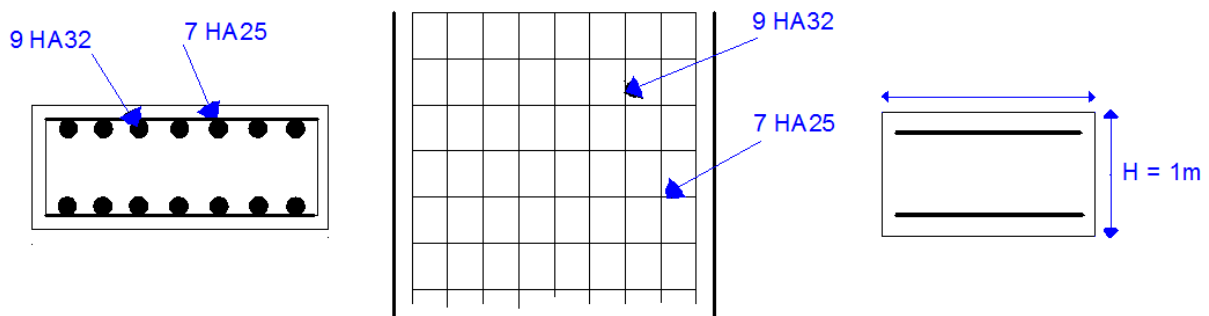


Figure 3 : Croquis du ferrailage de la pile (voile)

4. ferrailage de la semelle :

D'après le document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \left[\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right]$$

Tel que :

$$R_{max,min} = \frac{Nq}{n} \pm \frac{Mx \times ey}{\sum ey^2} \pm \frac{My \times ex}{\sum ex^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 600 \text{ cm} \\ b = 150 \text{ cm} \\ h = 200 \text{ cm} \\ R_{max} = 11587.92 \text{ KN} \\ \sigma_s = 2 \frac{f_e}{3} = 267 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = 56.96 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande de :

$$\phi + H_s = 1.2 + 1.5 = 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{2.7} = 21.09 \text{ cm}^2$$

- Nappe inférieure : On prendra des armatures en 7HA20 avec un espacement de 15 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 15 cm.
- Nappe supérieure : On prendra des armatures en 6HA20 avec un espacement de 15 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 15 cm.

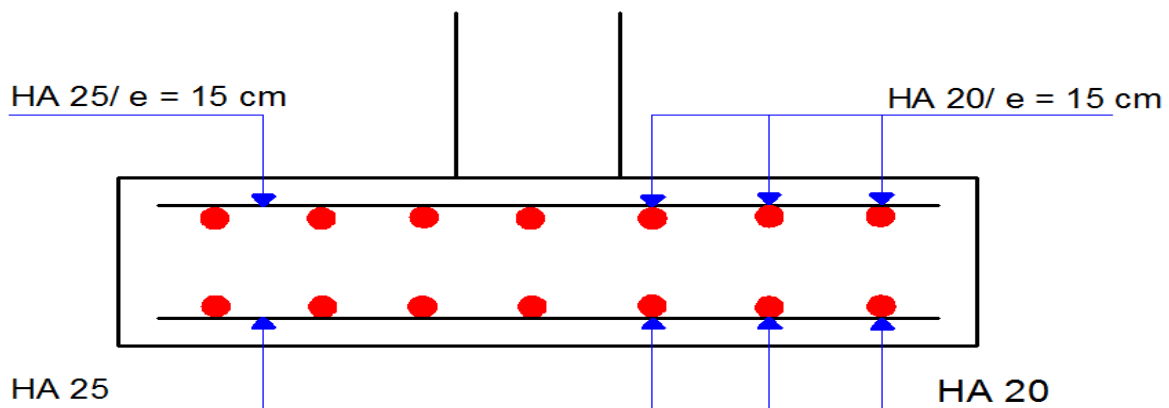


Figure4 : Croquis du ferrailage de la semelle

5) Etude des pieux :

5.1 Introduction :

Vu l'importance des efforts à transmettre au sol en passant par un sol moyen, il faut étudier des fondations profondes sur des pieux forés disposés en fils symétriques pour atteindre le substratum résistant.

5.2 Calcul de la capacité portante du sol :

La capacité portante est évaluée à partir des résultats des essais de laboratoires à l'aide de la relation suivante :

$$Q = \frac{Q_n}{A}$$

Avec :

Q : Charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol

A : section du pieu égale à $\frac{\pi}{4} \times d^2$; $d = 1,2\text{m}$

La charge admissible Q_n dépend à la fois de la résistance de pointe et du frottement latéral tout au long du pieu et s'exprime par la relation :

$$Q_n = A x \left[\frac{Q_p}{F_1} + \frac{Q_f}{F_2} \right]$$

Avec :

Q_p : résistance de pointe à la rupture

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du pieu

F_1 : coefficient de sécurité sur le terme pointe ($F_1=3$)

F_2 : coefficient de sécurité sur le terme frottement latéral ($F_2=2$)

5.3) Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : $L \geq 0.75 (2d)$ avec d =diamètre de pieu =1,20m. et L : l'entraxe = 3,60m

$L=3.6m$

$$L \geq 0.75(2d) \Rightarrow 3.6 > 1,8(m)$$

Vérifié

5.4) Groupes de pieux :

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et ce voisinage diminue leur force portante. Pour cela un coefficient correcteur (f) permet le calcul de la force portante de l'un des pieux du groupe.

$$f = 1 - \frac{B}{L} \frac{1}{M m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} (m-1)(n-1) \right]$$

Avec :

f : coefficient d'efficacité

m : le nombre de rangées

n : le nombre de pieux dans chaque rangée

L : l'entraxe des pieux.

B : est le diamètre de pieu.

$$\begin{cases} m = 3 ; d = 1,2 \\ n = 2 \Rightarrow f = 0.71 \end{cases}$$

5.5) Calcul de la capacité portante des pieux :

La résistance à l'enfoncement d'un pieu se fait par deux mécanismes différents :

- Le mécanisme de frottement latéral.
- Le mécanisme de mobilisation de pressions en pointe.

5.5.1) Frottement latéral :

$$Q_f = [\alpha . \sigma . m_i + \beta C_i] \pi d D_i$$

$$Q_f = [\alpha . \sigma m_i + \beta C_i] \pi d D_i$$

Avec C_i : cohésion de chaque couche

D_i : l'épaisseur de la couche de sol.

d : diamètre du pieu.

5.5.2) Résistance de point :

$$Q_p = \pi \frac{d^2}{4} [\gamma N_q D + 1,2 c N_c]$$

Avec :

N_q, N_c : Facteur de capacité portante.

6) ferrailage des pieux :

On ferraille le pieu le plus sollicité, on considère qu'il est articulé au sol et encasté dans la semelle et généralement le ferrailage des pieux se fait dans la plus part des cas en compression simple.

-Etat limite de stabilité de forme :

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 21\text{m} = 14,7\text{ m}$$

- Elancement

$$\lambda = \frac{4 \times 14,7}{1,2} = 49 < 50$$

Donc

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right) \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)} = 0,61$$

On calcule :

$$B' = \frac{\pi}{4} \times (d - 0,02)^2 = 1,09\text{ m}^2$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow A_s = \frac{1,15}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{1,35} \right]$$

Avec :

$$Nu = 14,23\text{ MN}$$

On trouve $A_s < 0$

Donc pour déterminer les armatures on utilise la $A_{min} = 0,8\% \times B$

$$A_{min} = 0,8\% \times \frac{\pi}{4} \times (120)^2 = 90,48\text{ cm}^2$$

Soit

$$20\text{HA}25 = 98,17\text{ cm}^2$$

-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.

On prendra $\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$ soit 5HA16

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

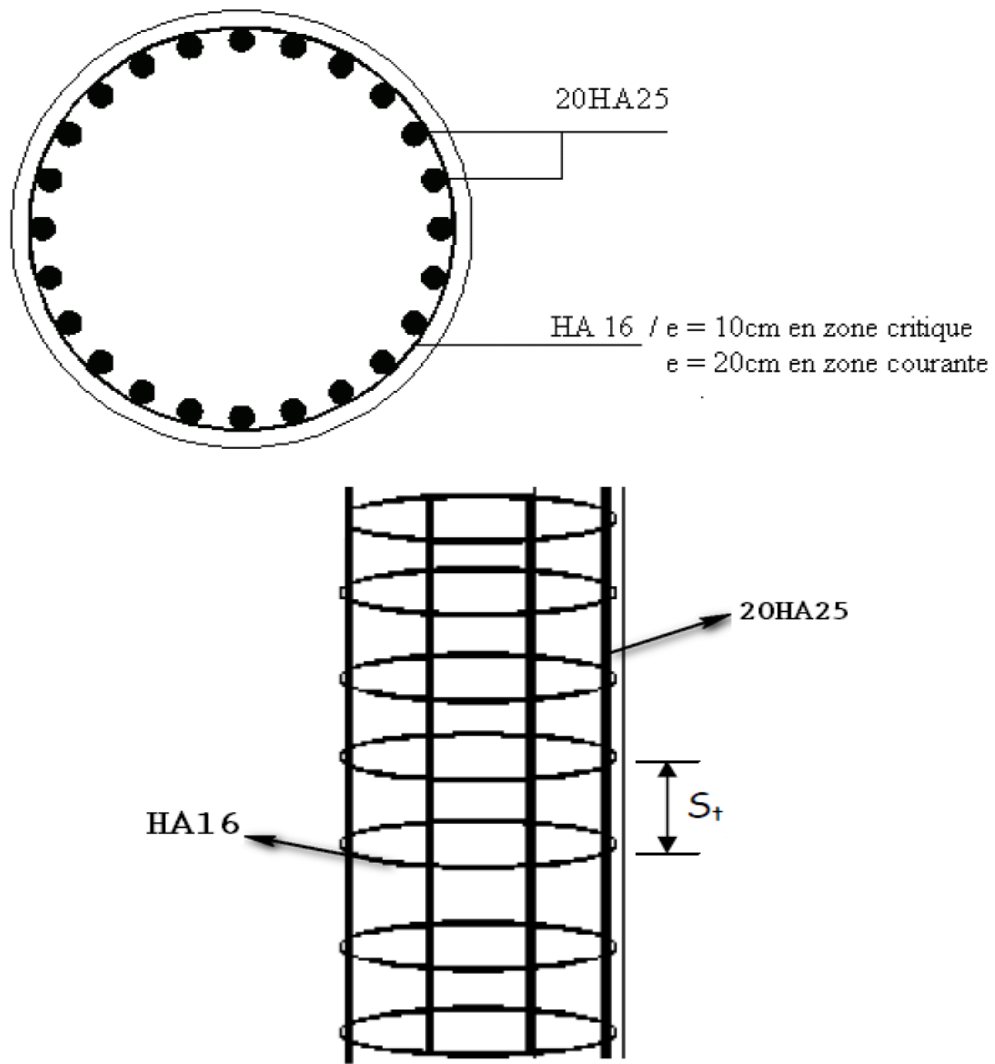


Figure 5 : Schéma de ferrailage des pieux

-Conclusion générale-

Conclusion générale

Nous avons un pont à poutres multiples en béton précontraint, situé dans le tronçon de la route nationale RN 30 reliant la ville de **TIZI-OUZOU** et la daïra de **OUACIF**.

Au cours d'étude de ce pont, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

Après évaluations des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges, et après la répartition des efforts au moyen de la méthode de **G. MASSONNET**, nous avons déduit que la poutre numéro deux est la poutre la plus sollicitée.

Le dimensionnement de la précontrainte à abouti à deux familles de câbles. La première est formée de trois câbles ancrés à l'about, la seconde de trois câbles à l'extrados.

L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) à été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

Nous avons vérifié que les contraintes normales et tangentielles n'excèdent pas les contraintes admissibles de traction, e compression et de cisaillement.

Arrivé à terme, nous dirons que notre projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissance acquises durant notre formation, en plus de l'encadrement et de la documentation qui étaient à notre disposition, ces connaissances nous ont conduit à assimiler l'étude de cet ouvrage.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable.

-Bibliographie-

BIBLIOGRAPHIE

➤ ***Ouvrage :***

- *Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II). Catalogue Freyssinet ;*
- *Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO. " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;*
- *Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;*
- *Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ;*
- *Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension ;*
- *Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;*
- *Règles B.P.E.L 91, EYROLLES, (Edition 1993) ;*

➤ ***Thèse :***

- *Les différentes Thèses UMMTO et ENTP*

➤ ***sites internet ;***

- *www. Setra. Fr ;*
- *www. Freyssinet. com.*

➤ ***Logiciels :***

- *Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.*
- *Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.*
- *AutoCAD2010, pour les dessins.*
- *Socotec : Logiciel de calcul et ferrailage.*
- *FastStone Capture, pour le traitement des photos.*