

République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique*



*UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL*



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du Diplôme de MASTER 2 en

Génie Civil

THEME :

*Conception et dimensionnement d'un pont à poutre multiple en béton
précontraint par post-tension*



Réalisé par :

- *IKENE Lyes*
- *KASMI Abdelkrim*

Encadré par :

M^f : ADJRAD Arezki

Promotion 2016

Remerciements :

Il est particulièrement agréable d'exprimer ici notre reconnaissance envers tous ceux qui ont rendu possible ce travail.

Remercions ALLAH, notre seigneur le grand et le clément qui nous a inspiré les justes réflexes, le courage, la patience, la santé et la force qui nous ont été utiles tout au long de notre parcours.

Nous tenons à remercier grandement Mr ADJRAD pour ses grandes disponibilités ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire. Nous voudrions exprimer notre gratitude à Mr SAADOUDI de la Direction des Travaux Publics qui nous a proposé le projet pour l'hospitalité dont il a fait preuve envers nous.

Nous tenons à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre respect aux enseignants et étudiants de notre promotion.

Abdelkrim et Lyes

*D*édicaces *D*édicaces

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma mère
Mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir
et réussir mes études, qui est toujours rester à mes cotés.
Les mots ne pourront jamais décrire ma gratitude*

*Je prie ALLAH le Miséricordieux de te porter
récompense, car la mienne ne sera guère complète
A mon adorable sœur : Fatima et son mari Nourdine
A mes sœurs : Ouarda, Amina ,Saida , Malika
A mes frères : Abderrahim , Belkacem , Bilal
Mohammed*

A mon oncle : Hocine

A mon cousin : Abdennour

A la mémoire de mes défunts grands parents

*A mes amies et amis : Massaouda , Idir ,
Sarah , Ferroudja , Tassadit , Aziz , sans oublié
et Mohand Areski*

et Mohammed Kerboua

.....et la liste est très longue

A mon binôme Lyes et toutes sa familles

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire*

A toute la promotion 2016 génie civil VOA et CCI.

ABDELKRIM.K

*D*édicaces *D*édicaces

Je dédie ce modeste travail :

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Maman.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à toi cher Père.

❖ *A mes deux grand-mères : FARRUDJA UREZKI ET FERRUDJA NREY*

❖ *A mon Grand-père maternel : MOH BAKLI*

❖ *A mon défunt grand-père paternel : MOHAND AKLI (ALLAH yerhmou)*

❖ *A ma très chère sœur : KATIA*

❖ *A mes deux frères : NASSIM et KAMEL*

❖ *A toute ma famille.*

❖ *A mes deux chers amis qui m'ont soutenu durant toute l'année : SARAH et IDIR*

❖ *A tous mes amis, mes collègues sans exception.*

❖ *Notamment à mon très cher binôme, ABDELKRIM et à sa famille.*

❖ *Ainsi que toute la promotion (V.O.A) 2015*

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralité.

Introduction générale :.....	1
I-1) Définition.....	3
I-2) Historique.....	3
I-3) Présentation et description de l'ouvrage.....	4
Introduction.	4
I-3-1) Présentation de l'ouvrage.....	5
I-3-2) Description de l'ouvrage.....	5
I-3-3) les exigences fonctionnelles :	7
I-3-4) Données naturelles et géotechniques :	8
I-4) Caractéristiques des matériaux utilisés :	9

Chapitre II : Choix de variante.

II.1) Choix du type d'ouvrage.....	15
II.2) Critères de choix du type d'ouvrage.....	15
II.3) Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	15
II.4) Conception de tablier	15
A. Variante N°1 : (Pont a poutre précontraint par post-tension)	15
B. Variante N°2: (pont mixte).....	16
C. Variante N°3: (pont à poutre en béton armé):	16

Chapitre III : Pré-dimensionnement.

Introduction.....	19
III-1) Pré-dimensionnement des éléments du tablier	19
III-1-1) Les poutres :	19
III-1-2) L'hourdis:.....	22
III-2) Caractéristiques géométriques des poutres	22
III-2-1) Caractéristiques géométriques des sections brutes :.....	23
III-2-1-1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis :	23
III-2-1-2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :	25

III-3) section géométrique des sections nettes.....	26
---	----

Chapitre IV : Charges et surcharge.

IV-1) Introduction.....	27
IV-2) Calcul des charges	27
IV-2-1) Calcul des charges permanentes (CP):.....	28
IV-3) calcul des surcharges (les charges routières).....	33
IV-3-1) Système de charges A (L)	35
IV-3-2) Système B :.....	36
IV-3-2-1) Système de charge B :.....	37
IV-3-3) Système militaire MC 120 :.....	39
IV-3-4) Charges exceptionnelles :	39
IV-3-5) Surcharge sur trottoir :	40

Chapitre V : Etude des efforts longitudinale.

Introduction.....	42
V-1) Calcul des moments fléchissant longitudinaux.....	42
V-1-1) Moments engendrés par les charges permanentes G:.....	42
V-1-2) Moment engendré par la surcharge A(L):.....	42
V-1-3) Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs :	43
V-1-4) Moments engendrés par les surcharges « B _c » :.....	43
V-1-5) Moments engendrés par les surcharges « B _t » :.....	48
V-1-6) Moments engendrés par les surcharges Mc 120 :.....	49
V-1-7) Moments engendrés par les surcharges D240 :.....	50
V-2) calcul des efforts tranchants : 51	
V-2-1) Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :.....	51
V-2-2) Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :	51
V-2-3) Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :	52
V-2-4) Les efforts tranchants engendrés par B _c :	53
V-2-5) Effort tranchants engendré par la surcharge B _t :	53
V-2-6) Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:	54
V-2-7) Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:.....	54

Chapitre VI : Modélisation

VI-1) Présentation du logiciel robot.....	56
VI-2) Définition des charges.....	56
VI-3) La modélisation.....	57
VI-4) Etude du platelage.....	69
VI-4-1) Méthode numérique :	69
VI-4-2) Les résultats obtenus avec le logiciel :	70
VI-5) étude à la torsion.....	81
VI-5-1) Effet de la torsion :	81
VI-5-2) Calcul des contraintes tangentielles de torsion :.....	83

Chapitre VII : Etude des entretoises d'about.

VII-1) Définition et rôle de l'entretoise d'about.....	84
VII-2) Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise.....	84
VII-3) Ferrailage de l'entretoise.....	92
A.Ferrailage longitudinale :	92
B.Ferrailage transversales :	94

Chapitre VIII : Précontrainte.

VIII-1) Définition des classes de vérification.....	97
VIII-2) Procédés de la précontrainte.....	98
VIII-3) Dimensionnement de la précontrainte.....	99
VIII-4) Tracé du câble.....	103
Câble N°1	105
Câble N°2	105
Câble N°3	105
VIII-5) Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes.....	107
VIII-5-1) Composante de la précontrainte à la section d'appui.....	107
VIII-6) Fuseaux limites.....	110
VIII-6-1) Fuseau limite de traction :	110
VIII-6-2) fuseau limite de compression :	111
VIII-7) Les pertes de précontrainte.....	112

VIII-7-1) Les pertes instantanées :	112
a)Perte par frottement :	112
b)Perte par recul d'ancrage :	113
VIII-7-2) Les pertes différées :	122
a)Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 » :	122
b)Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :	123
c)Pertes dues au fluage :	123

Chapitre IX : Justification des contraintes normale.

IX-1) Généralité	127
IX-2) Justification des contraintes normale	127
IX-2-1) Justification à l'E.L.S	127
A.Distance des armatures de précontrainte aux parements :	129
B.Armatures de précontrainte (actives) :	129
C.Vérification des contraintes :	130
Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée :	133
IX-3) Justification à l'E.L.U	134
IX-3-1) Hypothèse de calculs :	134
IX-3-2) Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes :	135
IX-4) Principe de la méthode de justification	136
IX-4-1) Equations liées à l'hypothèse de section planes:	138
IX-4-2) équation traduisant le comportement de l'acier :	138

Chapitre X : Justification des contraintes tangentielles.

Introduction	142
X-1) Justification des contraintes à l'E.L.S	142
X-2) contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant	143
X-3) Justification à l'E.L.U (B. P. E. L 91 Art. 7 – 3)	145
a)Armatures transversales minimales :	145
b)Justification des armatures tangentielles :	146
c)Détermination des armatures verticales:	147
d)Justification des bielles de compression du béton :	147

e)Justification des armatures longitudinales :.....	147
---	-----

Chapitre XI : Etude de la zone d'about.

Introduction.....	149
XI) Etude de la zone d'about.....	149
XI-1) Justification de la bielle d'about :	149
XI-2) Justification de l'équilibre du coin inférieur.....	153
XI-3) Justification relative à l'introduction des forces de précontrainte.....	155
XI-3-1) Equilibre de la zone de 1 ^{ère} régularisation :	156
XI-3-2) Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :	157
XI-3-3) Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :	159

Chapitre XII : Calcul des déformations.

Introduction.....	167
XII-1) calcul des flèches.....	167
XII-1-1) flèche due au poids propre de la structure:	167
XII-1-2) Flèche due aux surcharges:.....	167
XII-1-3) Contre flèche de précontrainte :	168
XII-2) Calcul des rotations.....	171
XII-2-1) Rotations sous le poids propre:	171
XII-2-2) Rotations sous les charges:	171
XII-2-3) Rotations sous la précontrainte:	171
XII-3) Calcul des déplacements d'appuis.....	172
XII-3-1) Déplacements dû à la rotation :	172
XII-3-2) Déplacements dû au retrait :	172
XII-3-3) Déplacements dû au fluage :	172
XII-3-4) Déplacements dû à la variation de température :	172

Chapitre XIII : Equipements de ponts.

XIII-1) Appareil d'appuis.....	174
XIII-1-1) Dimensionnement de l'appareil d'appui :	175
XIII-2) Joint de chaussée.....	185
XIII-2-1) Calcul du souffle des joints :	186

XIII-2-2) Dimensionnement des joints de chaussées :	187
XIII-3) Ferrailage de dé d'appui.....	187
XIII-3-1) Armatures de chaînage :.....	187
XIII-3-2) Armatures de profondeur :.....	188
XIII-3-3) Armatures de diffusion :.....	188

Chapitre XIV : Etudes de la pile.

Introduction.....	189
XIV-1) Pré-dimensionnement de la pile	189
XIV-2) Evaluation des charges et surcharges.....	190
XIV-3) Calcul des sollicitations.....	190
XIV-4) Etudes du chevêtre a la flexion.....	191
XIV-4-1) Ferrailage du chevêtre.....	191
1.Ferrailage longitudinal supérieur	192
2.Armature longitudinal inférieur.....	193
3.Ferrailage transversal	194
XIV-5) Etude du fût.....	198
1.Vérification de flambement du fût :	198
2.Evaluation des efforts :	198
3.Ferrailage:.....	200
XIV-6) La semelle.....	201
1.Evaluation des efforts	201
2.Effort revenant à chaque pieu.....	202
3.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)	203
XIV-7) Les pieux.....	206
1.Action sur les pieux	206
2.Effort tranchant en tête du pieu :.....	206
3.Calcul des moments par la formule de WARNER	207
4.Ferrailage:.....	207

Chapitre XV : Etude de la culée.

Introduction.....	210
XV-1) Choix de la morphologie.....	210
XV-2) Pré-dimensionnement de la culée :.....	211
XV-3) Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	213
XIV-4) Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais).....	216

Chapitre XI : Procédure de construction.

XVI-1) Fondation.....	217
XVI-1-1) Les terrassements :	217
XVI-1-2) Le forage :	217
XVI-1-3) Exécution des pieux :	218
XVI-1-4) Exécution de la semelle :	219
XVI-2) Réalisation de la pile.....	219
XVI-2-1)Le fut :.....	219
XVI-2-2) Le chevêtre :	220
XVI-2-3) Les dèd d'appuis :.....	221
XVI-3) Réalisation de la culée remblayée.....	221
XVI-3-1) Réalisation des éléments :.....	221
XVI-3-2) Le remblai :	222
XVI-3-3) Réalisation du tablier :.....	222
<u>CONCLUSION:</u>	226

Introduction générale.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

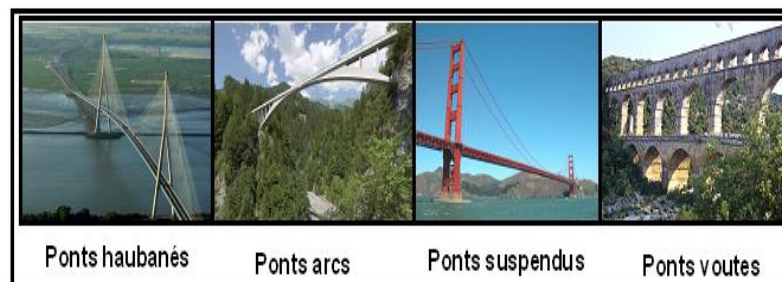
La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaires la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables. On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot:** pont de petites dimension (quelque mètres).
- **Passerelle :** ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.
- **Viaduc :** ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées.

On peut également classer les ponts selon :

- **Le matériau utilisé** (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- **La nature de la voie portée** (pont-route, pont-rail, pont-canal, Pont-aqueduc...).
- **La structure** (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).



Différent pont selon la structure

- **La forme** (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- **Leur mode d'exécution** (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, et marquer notamment par :

- La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation ;
- L'utilisation des possibilités énormes de l'informatique ;
- La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et des cadences ;
- Le recours très systématique au béton précontraint ;

Ainsi donc, et bien que la pérennité des grandes familles d'ouvrages et des principaux procédés d'exécution n'ait pas été démentie, le développement des besoins et des connaissances scientifiques et techniques a entraîné le recours à de nouvelles méthodes de pensée, l'utilisation de nouveaux outils, en définitive, une transformation profonde du travail de l'ingénieur.

I-1) Définition :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue :

- ▶ Pont-route,
- ▶ Pont-rail,
- ▶ Pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable. Enfin en résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

Même s'il existe une infinité de ponts, ils peuvent quand même être regroupés en quatre grandes catégories qui sont comme suite:

- ▶ Les Ponts à poutres,
- ▶ Les Ponts en arc,
- ▶ Les Ponts suspendus,
- ▶ Les Ponts à haubans.

I-2) Historique :

L'historique des ponts est étroitement lié à l'histoire de l'humanité : les sociétés en expansion ont besoin d'avantage d'espace et doivent chercher des moyens de surmonter les obstacles naturels. Un arbre renversé, par exemple permettra de traverser une rivière. Les premiers ponts en poutres permirent aux communautés préhistoriques de s'étendre en développant plus de communication avec les voisins, plus de marchandises, des colonies en expansion, favorisant ainsi les transports et le commerce.

Les ponts méritent la fascination qu'ils exercent. Symboles esthétiques de grandeur et de puissance, ils assurent le passage et le lien entre les hommes. Les ponts **anciens** étaient réalisés avec des matériaux naturels : lianes, troncs d'arbres, dalles de pierre sur deux appuis.

Déjà toutes les formes sont là, qui deviendront ponts en arches, ponts à piliers ou à poutres et ponts suspendus. D'abord le bois, qui permet une grande variété de structure, depuis les romains jusqu'aux charpentes des ponts de la conquête de l'ouest. Puis de la pierre, qui résiste aux incendies, et qui va

s'imposer jusqu'à traduire l'image du pont par excellence, avec des formules empiriques transmises de génération en génération.

Et puis, avec l'ère **industrielle**, l'avènement de la fonte. Il faudra attendre le fer et l'acier pour disposer d'un matériau résistant à la traction, et pouvoir développer de nouvelles techniques, comme la suspension.

L'audace va conduire à rechercher la manière d'abaisser les arcs, d'alléger les piles. Avec le développement des calculs, l'architecture de l'ingénieur va prendre le pas, et le calcul des structures va définir les formes. En même temps, dans le cas des matériaux industriels comme la fonte et l'acier, le matériau impose la structure, et la structure va suggérer l'architecture.

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

I-3) Présentation et description de l'ouvrage :

Introduction :

L'aménagement du nouveau barrage de Tleta, prévu entre **TIZI-OUZOU** et **DRAA EL-MIZANE** aura des impacts négatifs sur l'axe routier national 25, ainsi que ses infrastructures. Sachant que ce tronçon de route qui s'étale sur une longueur de 7 kilomètres sera submergé par les eaux, pour cela il est nécessaire de mettre en place une déviation de 9 kilomètres ; comme s'est illustré dans la figure ci-dessous :

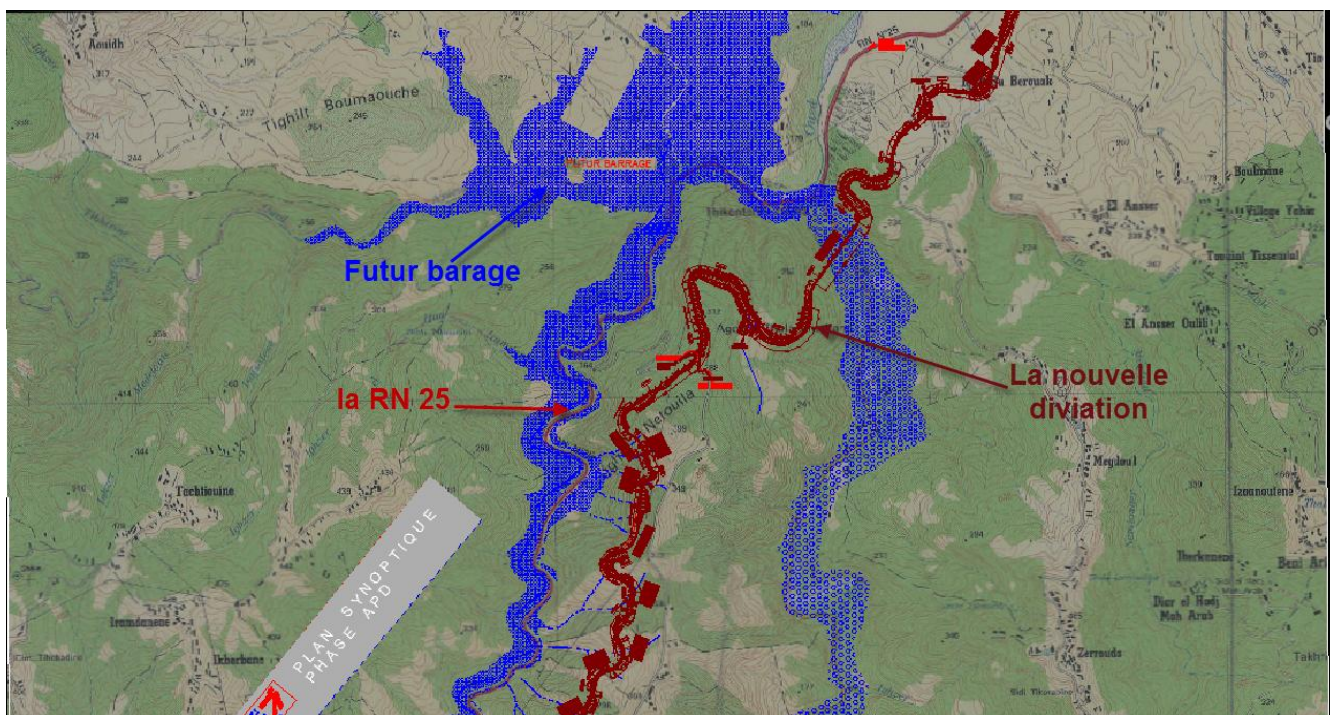


Figure I.1 : Situation de la déviation

I-3-1) Présentation de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par la DTP (direction des travaux publics) de la willaya de Tizi-Ouzou. qui Consiste à étudier un pont routier à poutres multiples en béton précontraint par poste-tension à deux voies de circulations identiques destiné a traversé un oued temporaire sur une longueur de 90 mètres, prévu sur l'axe de déviation de la **RN25** reliant **TIZI-OUZOU** à **DRAA EL MIZANE**, compris entre **PK4+730** et **PK4+820** .

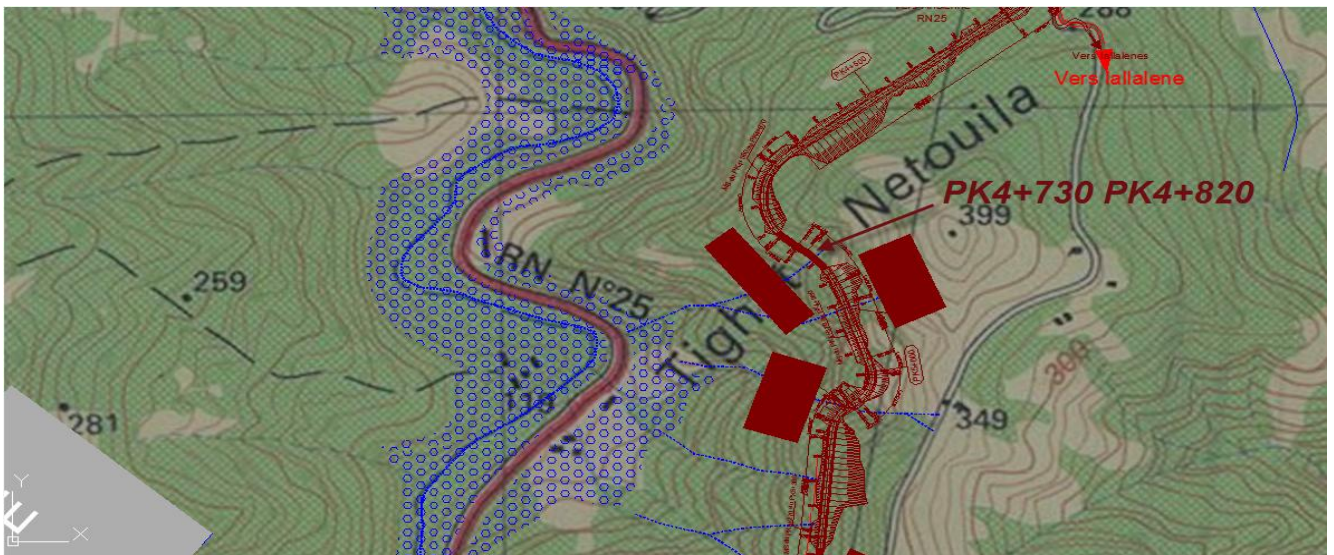


Figure I.2 : Implantation de notre ouvrage

I-3-2) Description de l'ouvrage:

Il s'agit d'un pont de 3 travées isostatiques, constitué de poutres en béton précontraint.

- Longueur total : 107.34m
- Largeur total: 11.00m
- Chaussée : 7.00m
- Trottoirs : 2 x 2m
- Portées de travées : (3) travées :

Deux de rive 33.40 mètre et 23.50 mètre, une intermédiaires de 33.40ml.

1. Structure du pont :

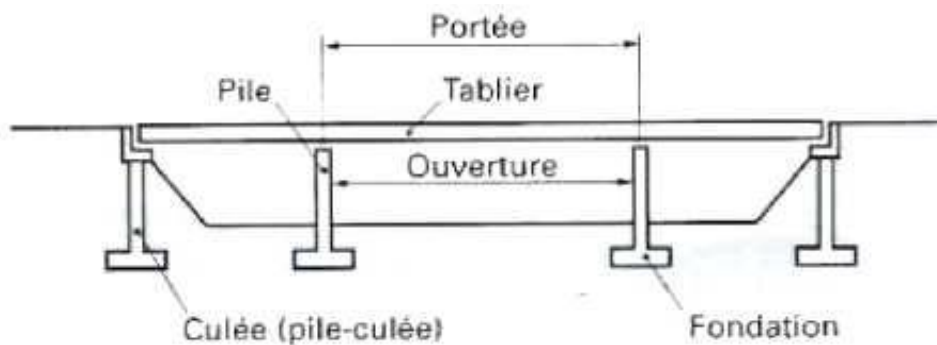


Figure I.3: les éléments d'un pont

2. Super structure :

Les éléments constitutifs du tablier sont :

- **Le platelage :**

Il est formé d'une dalle en béton armé coulée par-dessus les poutres, et crée ainsi un bon monolithisme d'ensemble ; une épaisseur de 20cm couvert d'un revêtement de 08cm d'épaisseur avec un ripage transversal de 2.5% pour faciliter le ruissellement de l'eau. La chaussée comporte deux trottoirs, et une corniche.

- **Les trottoirs :**

Il en existe deux dont un de largeur de 1.25 m et 1.50m, ils sont préfabriqués et montés sur place, ils seront munis de garde corps de 1 mètre de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voie.

- **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 a la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres.

- **La poutraison :**

Elle constitue le support de platelage, composé de (07) poutres préfabriquées en béton précontraint pour les (05) travées. L'entraxe entre les poutres précontraintes, est le même d'ordre de 1.50m

- **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).

3. Infrastructure :

Les appuis : la superstructure est supportée par (02) culés et (04) 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 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 le quel repose les poutres, et supporté par les fûts, elle reprend les différentes sollicitations du tablier

4. 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 1.20 m de diamètre et d'une profondeur variable - allant jusqu'à 16 mètre-, surmontées d'une semelle de liaison rigide de 1.50m de hauteur pour les piles et culées. Le nombre de pieux est de (10) pour le cas des culées, idem pour les piles.

I-3-3) les exigences fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnelle éventuel. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

a) Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 90 m

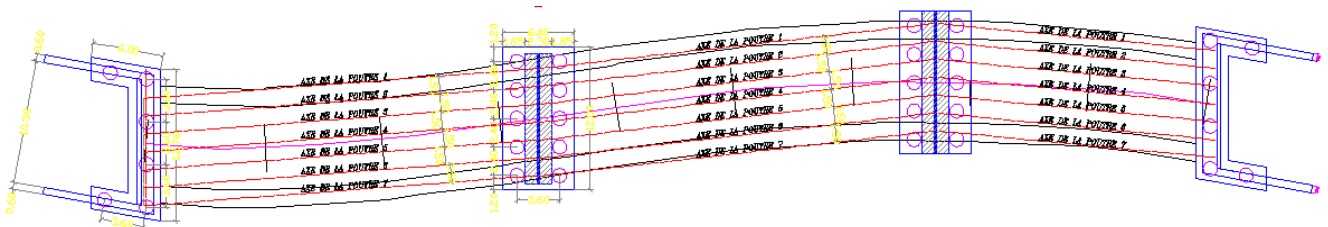


Figure I.4 : Tracé en plan

b) Profil en long :

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

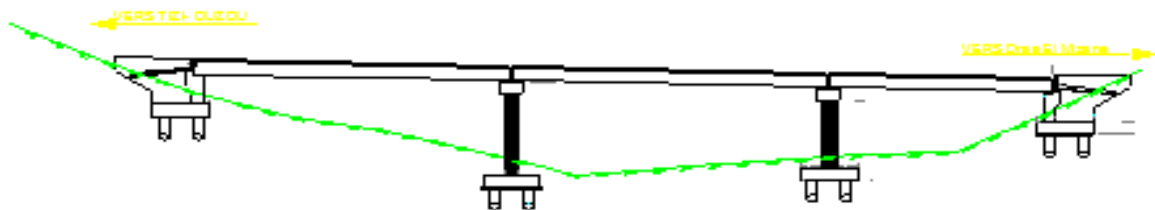


Figure I.5 : Profil en long

c) Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable $L_r = 7.00$ m
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- La pente: 2.5 % en toit.

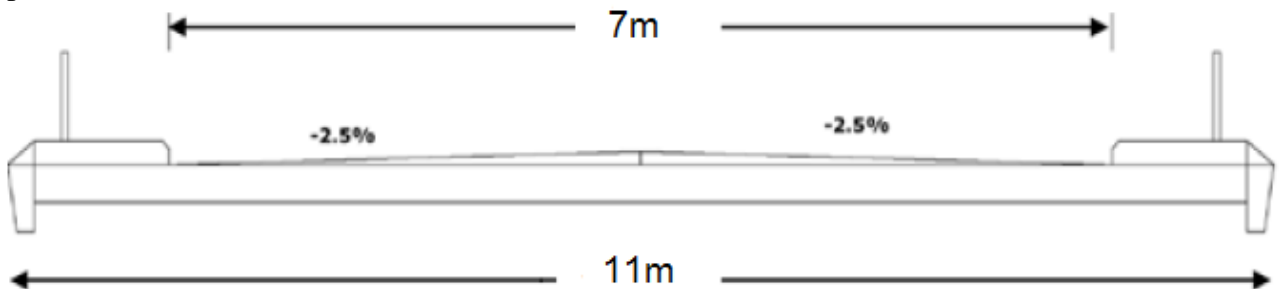


Figure I.6 : profile en travers de la voie portée

I-3-4) Données naturelles et géotechniques :

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

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.

Hydrologie : dans le cas de franchissement d’un cours d’eau, il est indispensable de connaitre 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 affouillements .il convient d’évaluer la hauteur d’affouillement potentiel au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre d’appuis en site aquatique.

Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE
0,5		TERRE VEGETALE
1,0		
1,5		ARGILE BEIGE A TACHES BLANCHATRES RENFERMANT DES BLOCS GRESEUX JAUNATRES FRIABLES
2,0		
2,5		
3,0		ARGILE MARNEUSE GRISATRE
3,5		
4,0		
4,5		
5,0		

Figure I.7: Rapport géotechnique.

1) 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 entrainer 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 couteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l’importance de l’ouvrage. Il doit d’abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été fait dans le voisinage.

a. Essai pressiométrique :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de 215,67bars à 2m jusqu'à 2165,20 bars à 10m de profondeur.
- La pression limite « PL » qui définit la résistance du sol à la rupture, varie de 15.65 bars à 2m jusqu'à 50.60 bars à 10m de profondeur.

Vue la nature des terrains et leurs caractéristiques géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation profonde sur pieux forés dont l'ancrage se fera à 16m de profondeur.

b. Action naturelles susceptible de solliciter un pont :

Outres l'action d'un cours d'eau mentionné plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directe comme celle du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas de franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celle des embruns, et de façon générale les actions physico-chimiques du milieu environnant. Vis-à-vis de ces dernières des dispositions constructives appropriées (enrobage des aciers passifs, choix d'un béton a haute performance) doivent être examinées en détail.

2) Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Elles sont décomposées en deux tel que :

1-Données relatives à la portée : le profil en travers, le profil en long, et le tracé en plan

2-Données relatives à l'obstacle franchis : les gabarits à respecter et les ouvertures.

Elle nous donne 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 pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

I-4) Caractéristiques des matériaux utilisés :**1) Règles utilisées :**

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règles B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91, qui se basent sur la théorie des états limites, ou les différents éléments cessent de, remplir leurs fonctions au-delà de ce seuil.

2) *Le béton :*

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée "**fc28**". Cette valeur est choisie a priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôle qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

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

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

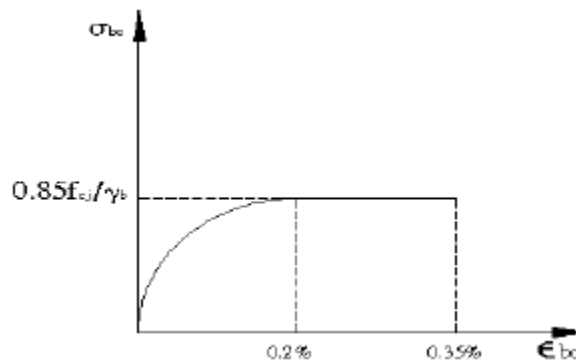


Figure. I.8 : Diagramme contrainte- déformation du béton

1. *La résistance caractéristique à la compression :*

Pour un béton âgé de (**j**) jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 27 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{si } j \geq 28j. \quad \text{B.P.E.L91}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Avec:

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le beton de la superstructure} \\ 27 \text{ MPa} & \text{pour le beton d'appuis et la fondation} \end{cases}$$

2. *La résistance caractéristique à la traction:*

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

B.P.E.L91

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa} & \text{(Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)} \\ 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(27) = 2.7 \text{ MPa} & \text{(Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa)} \end{cases}$$

3. *Contrainte admissible de compression de béton:*

a) *ELU:*

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(BAEL art A.4.3, 4)}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes

$$\begin{cases} 1,15 \text{ dans le cas accidentel} \\ 1,5 \text{ dans le cas durable} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} 1 \text{ si } t \geq 24h \\ 0,9 \text{ si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0,85 \text{ si } t < 1h \end{cases}$$

b) *E.L.S:*

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

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} & \text{en construction} \\ \bar{\sigma}_b = 0,5 f_{c28} & \text{en service} \end{cases}$$

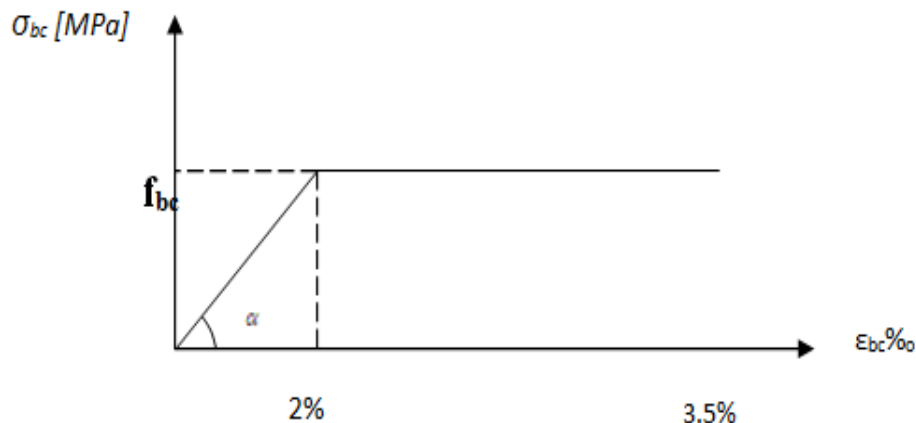


Figure. I.9 : Diagramme contraintes-Déformations à l'ELS

4. *Module de déformation longitudinale du béton « E » :*

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{(BAEL art A.2.1,21)}$$

5. *Module de déformation différée (longue durée):*

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL art A.2.1,21})$$

6. *Module déformation transversale:*

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

7. Coefficient de POISSON:

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{zone non fissurée} \\ 0,2 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

3) Armatures:

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs

1. LES ACIERS PASSIFS :

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

a. La limite élastique :

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.15 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

Module de Yong:

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

$E_p = 200\ 000$ MPa pour les barres.

$E_p = 190\ 000$ MPa pour les torons.

b. Contrainte limite de traction:

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ <p>où $h=1$ pour RL et $h=1,6$ pour HA</p>
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$

c. Diagramme des contrainte déformation

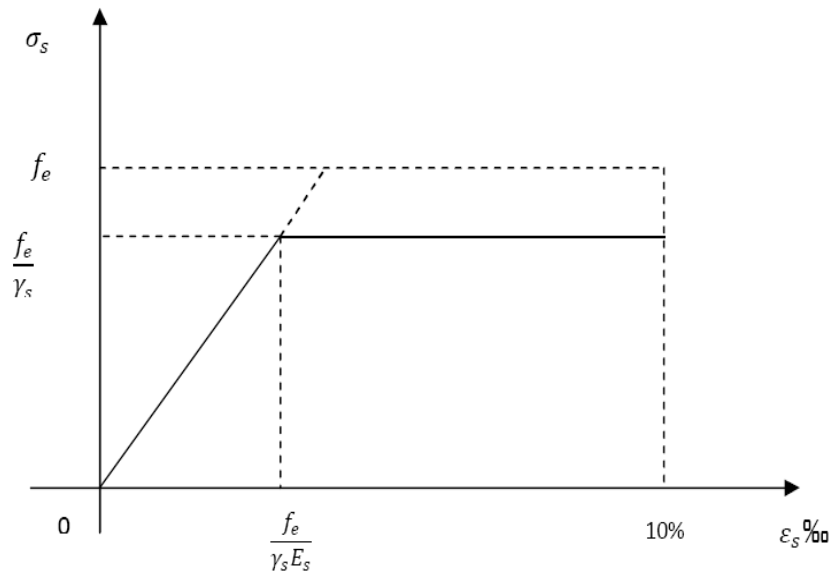


Figure I.10: Diagramme contrainte -déformation des aciers passifs à l'ELU

2. LES ACIERS ACTIFS :

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

a) Caractéristiques géométriques:

- Nombre de torons par câble : 9
- Section nominale de l'acier : $AP = 150 \text{ mm}^2$
- diamètre extérieur de la gaine: $\varnothing_{\text{ext}} = 85 \text{ mm}$

b) Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ MPA}$
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,16 \text{ rd}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 1,4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- recul d'encrage $g = 2,5\%$
- relaxation a 1000 heure $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Le module de d'élasticité longitudinal (E_p) pour les torons 200000 MPA

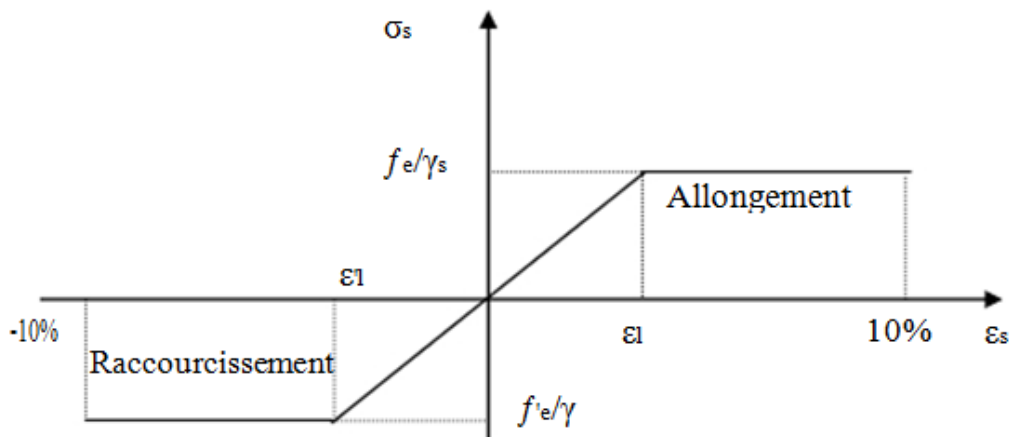


Figure I.11: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

II.1) Choix du type d'ouvrage:

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

II.2) Critères de choix du type d'ouvrage:

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

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon l'obstacle à franchir.
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

II.3) Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.4) Conception de tablier :

Nous proposons trois variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont a poutre précontraint par post-tension.
- Variante 2 : pont mixte.
- Variante 3 : pont a poutre en béton armé.

A. Variante N°1 : (Pont a poutre précontraint par post-tension)**a) Introduction:**

Il est possible de réaliser des tabliers à l'aide de poutres précontrainte par pré tension ou bien par post tension solidarisée par une dalle de couverture coulée on place également des coffrages perdus non participant.

b) Avantages et les inconvénients:**1. Les avantages:**

- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées.
- Bonne protection des armatures d'acier(câble).

La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni

- bétonnage.

2. Les inconvénients:

- Poids très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive.

B. Variante N°2: (pont mixte)**a) Introduction:**

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.



Figure II.1 : tablier mixte

1. Les avantages :

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.

2. Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
 - Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
 - Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
 - Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
 - Surveillance exigée avec des visites périodiques.

C. Variante N°3: (pont à poutre en béton armé):

Le béton armé a permis de construire par le passe de nombreux ponts de petites et moyennes portées. Les ponts à poutres ont faits l'objet d'une typification et ont été largement employés au début du lancement des travaux autoroutiers.

Le tablier de ces ouvrages est constitué de poutres en béton armé, solidarisées par un hourdis supérieur et par des entretoises sur appuis et, éventuellement, en travée.

L'ouvrage peut-être continu ou constitué de travées indépendantes. A l'origine de sa typification, le tablier était généralement continu pour permettre d'amincir le tablier et les piles intermédiaires. Mais ce type de structure est très rigide, et très sensible aux tassements différentiels.

Le domaine d'emploi des ponts à poutres en béton armé se situe dans une gamme de portées allant de 10 à 20m.

a) Avantages et les inconvénients:

1. Les avantages :

Les avantages de ce type d'ouvrage sont liés à la préfabrication, qui permet notamment de:

- se dispenser de cintres et d'échafaudages.
- la préfabrication permet un gain de place dans le chantier.
- simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions
- mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles
- le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

2. Les inconvénients:

- surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication
- la hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente
- la pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued.
- nombre de piles important.

b) Analyse multicritères :

Pour retenir une variante l'analyse sera effectuée du point de vue

- L'esthétique.
- La réalisation.
- L'entretien.
- Coût.

	Pont mixte	Pont a poutre en béton armée	Pont a poutre en Béton précontraint
Economie	Chère	Moins chère	Moins chère
Entretien	Très difficile	Facile	Facile
Esthétique	Mauvaise	Moyenne	Bonne
Exécution	Facile	Facile	Facile
Délais (chantier)	Court	Long	Moyen

Tableau II.1 : Analyse multicritère

Conclusion :

La solution la plus avantageuse est celle d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension). on a tendance à opter pour cette variante qui semble satisfaire le mieux les conditions imposées et qui fera l'objet de notre étude.

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.

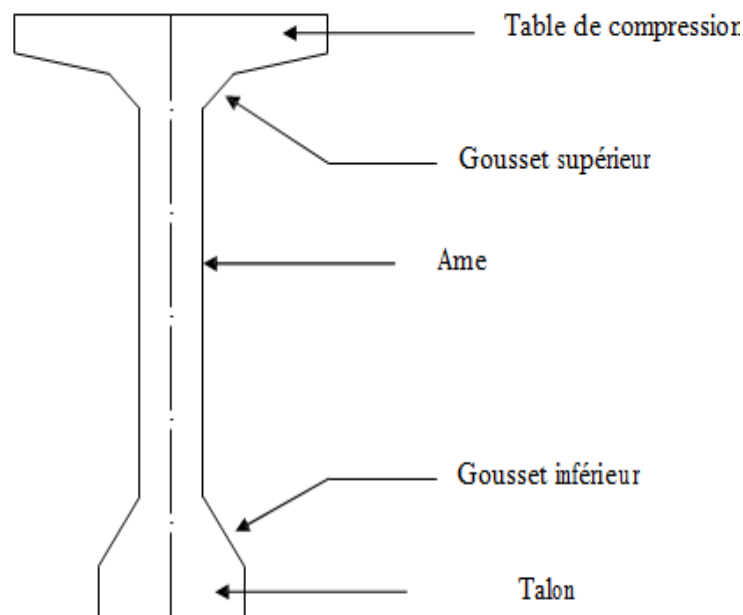


Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) L'espace entre axes des poutres :

L'espace entre axes des poutres est λ :

Où : $1,5 \leq \lambda \leq 2,5$

On prend : $\lambda = 1,5\text{m}$

b) Le nombre des poutres :

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

La : est la distance entre appuis de rive $\Rightarrow La = 9\text{m}$

L'espace $\lambda = 1,5\text{m}$

$$N = (9 / 1,50) + 1$$

Donc le nombre de poutres $\Rightarrow N = 7$ poutres.

c) Hauteur de la poutre « hp »:

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

$$\begin{cases} \frac{L}{20} - 0.2 \leq hp \leq \frac{L}{20} + 0.5 \\ \frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{15} \end{cases}$$

L : distance entre axe des appuis de la travée.

$$\begin{cases} \frac{33.4}{20} - 0.2 \leq hp \leq \frac{33.4}{20} + 0.5 \\ \frac{33.4}{18} \leq hp \leq \frac{33.4}{15} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 1.47 \leq hp \leq 2.17 \\ 1.86 \leq hp \leq 2.23 \end{cases} \Leftrightarrow hp = 2.00m$$

Donc on a : **L = 33.4m** \Rightarrow **hp = 2.00m**

d) Epaisseur de l'âme « b0 » :

❖ *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 formule suivante :

$$b_0 > ht / 36 + \phi_g \text{ ext}$$

$\phi_g \text{ ext}$: Diamètre de la gaine avec $\phi_g \text{ ext} = 8.5 \text{ cm}$.

$$b_0 > 200 / 36 + 8.5$$

On prend : **b0 = 21 cm**.

❖ *Section d'about :*

L'épaisseur de l'âme (b0) 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:

$$b_0 \geq a + 2n$$

a : largeur de la plaque d'ancrage ; **24 cm**

n : nombre de poutre ; **07 poutres**.

$$b_0 \geq 24 + 2 * 7 \Leftrightarrow b_0 \geq 38 \text{ cm} \text{ On prend : } b_0 = 40 \text{ cm}.$$

e) 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 :

$$0.6 hp \leq b \leq 0.7 hp$$

Avec : **hp = 200 cm**

$$\Leftrightarrow 1.20 \text{ m} \leq b \leq 1.40 \text{ m}$$

On prend : **b= 135 cm.**

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 oeuvre du béton.
- Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- Permettre de loger les ancrages des câbles.

f) 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 « **bt** » est comprise entre **40** et **70 cm**. On prend **bt =65 cm**.

- Sa hauteur « **ht** » est comprise entre **10** et **20 cm**, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, On prend **ht =15 cm**.

g) Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :

❖ *Section médiane:*

doit avoir une pente suffisante pour assure un bon bétonnage du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

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

Avec :

hg : Hauteur du gousset.

bt =65 cm.

ht =21 cm.

$$\frac{bt - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt - b_0)}{2} \Leftrightarrow 22 \leq hg \leq 33$$

\Rightarrow **hg = 30cm**

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} = \frac{2 \times 30}{65 - 21} = 1.36 \leq \frac{3}{2}$$

❖ *Section d'about :*

On aura :

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

Avec :

hg : Hauteur du gousset.

$$bt = 65 \text{ cm.}$$

$$ht = 40 \text{ cm.}$$

$$\frac{bt - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt - b_0)}{2} \Leftrightarrow 12.5 \leq hg \leq 18.75$$

$$\Rightarrow hg = 15 \text{ cm}$$

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} = \frac{2 \times 15}{65 - 40} = 1.2 \leq \frac{3}{2}$$

III-1-2) L'hourdis:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton arme.

a) 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 :

$$h \geq \frac{\lambda}{15}$$

λ : Distance entre axe des poutres et égale à **1.5 m**.

$$h \geq \frac{150}{15} \Leftrightarrow h \geq 10 \text{ cm}$$

On prend : **h = 20 cm**.

III-3) Caractéristiques géométriques des poutres :

- **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 considéré e par rapport à (Δ).

$$I_{\Delta} = I_0 + B * Z^2$$

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

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

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

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

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

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

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

h : hauteur du rectangle ou du triangle considérée

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

$$V = ht - V' ; \quad V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

R : Rayon de giration, avec : $r^2 = I_G/36$

ρ : Rendement géométrique de la section, avec : $\rho = I_G / B * V * V'$

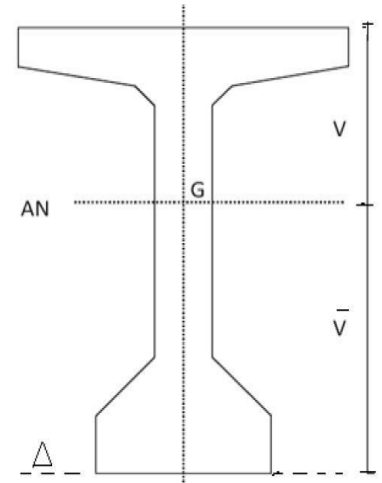


Figure III.2 : Notation utilisées

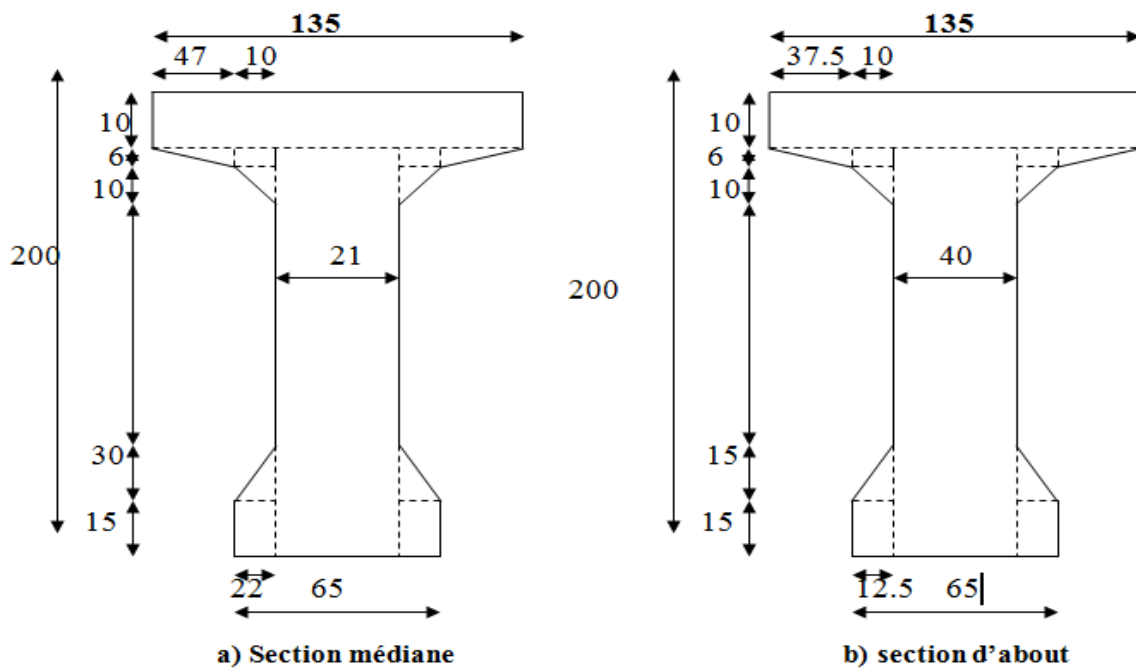


Figure III.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre

III-3-1) Caractéristiques géométriques des sections brutes :

III-3-1-1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis :

❖ *Section médiane:*

N°	Dimension s	b	H	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm 3xcm)	I _Δ (cm ⁴)
1	135×10	135	10	1350	195	263250	195.05	11250	51345000
2	$\frac{47 \times 6}{2}.2$	47	6	282	188	53016	188.01	564	9967572
3	(10×6)×2	10	6	120	187	22440	187.02	360	4196640
4	$\frac{10 \times 10}{2}.2$	10	10	100	180.6	18067	180.7	555.55	3264720.43
5	190×21	21	190	3990	95	379050	126.66	12003250	48013000
6	$\frac{22 \times 30}{2}.2$	22	30	660	25	16500	27	33000	445500
7	(22×15)×2	22	15	660	7.5	4950	10	12375	49500
T	/	/	/	7162	/	707273	/	12061354.5	117281932.4

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
37211784.88	105.73	94.27	5195.72	52

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

❖ Section d'about :

N°	Dimension	b	H	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm 3xcm)	I _Δ (cm ⁴)
1	135×10	135	10	1350	195	263250	195.04	11250	51345000
2	$\frac{37.5 \times 6}{2}.2$	37.5	6	225	188	42300	188.01	450	7952850
3	(6×10)×2	10	6	120	187	22440	187.02	360	4196640
4	$\frac{10 \times 10}{2}.2$	10	10	100	180.67	18067	180.70	555.55	3264720.45
5	190×40	40	190	7600	95	722000	126.67	22863333.3	91453333.33
6	$\frac{15 \times 12.5}{2}.2$	12.5	15	187.5	20	3750	20.63	2343.75	77343.75
7	(12.5×15).2	12.5	15	375	7.5	2812.5	10	7031.25	28125
T	/	/	/	9957.5	/	1074619.5	/	22885323.8	158318012.5

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
42344417.74	107.92	92.08	4252.51	42.8

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

III-3-1-1) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :

a) Poutre intermédiaire:

	désignation	dimension	B(cm ²)	Z(cm)	S _A (cm ³)	I	I _A (cm ⁴)
Section médiane	Poutre	/	7162	/	757273	12061354.55	117281932.4
	Hourdis	150x20	3000	210	630000	100000	132400000
	Poutre+hourdis	/	10162	/	1387273	12161354.55	249681932.4
Section d'about	Poutre	/	9957.5	/	1074619.5	22885323.89	158318012.5
	Hourdis	150x20	3000	210	630000	100000	132400000
	Poutre+hourdis		12957.5	/	1704619.5	22985323.89	290718012.5

	I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
Section médiane	60297325.38	136,52	83,48	5933.61	52.06
Section d'about	66467374.66	131,55	88.45	5129,64	44.08

Tableau III.3 : Inertie des poutres intermédiaires.

b) Poutre De rive:

	désignation	dimension	B(cm ²)	Z(cm)	S _A (cm ³)	I	I _A (cm ⁴)
Section médiane	Poutre	/	7162	/	757273	12061354.55	117281932.4
	Hourdis	175x20	3500	210	735000	116666.66	154466666.7
	Poutre+hourdis	/	10662	/	1492273	12178021.21	271748599.1
Section d'about	Poutre	/	9957.5	/	1074619.5	22885323.89	158318012.5
	Hourdis	175x20	3500	210	735000	116666.66	154466666.7
	Poutre+hourdis		13457.5	/	1809619.5	23001990.55	312784679.2

	$I_G (cm^4)$	$V' (cm)$	$V (cm)$	$r^2 (cm^2)$	$\rho (%)$
Section médiane	62887343.56	139,96	80.04	5896.27	53
Section d'about	69446560.32	134,47	85.53	5160.44	45

Tableau III.4 : Inertie des poutres de rives avec hourdis.

III-5) section géométrique des sections nettes:

les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristique des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance même s'ils seront remplis avec mortier injecté.

Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire:

5% de la section brute $B_{nette}=0,95 B_{brute}$

	Poutre seul		Poutre +hourdis			
	De rive et intermédiaire		Intermédiaire		De rive	
	médiane	D'about	médiane	D'about	médiane	D'about
B (cm²)	6803.9	9459.63	9653.9	12309.625	10128.9	12784.625
SΔ (cm³)	696691.16	988649.94	1276291.16	1568249.94	1372891.16	1664849.94
IΔ (cm⁴)	105553739.2	142486211.3	224713739.2	261646211.3	244573739.2	281506211.3
I_G (cm⁴)	34215451.94	39159896.86	55982021.96	61850695.65	58489353.21	64704754.65
V' (cm)	102.4	104.51	132.2	127.4	135.54	130.23
V (cm)	97.6	95.49	87.8	92.6	84.46	89.77
r² (cm²)	5028.8	4139.69	5798.9	5024.58	5774.5	5061.14
P (%)	50.3	41.5	49.95	42.59	50.44	43.3

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.

10% du moment d'inertie $I_{nette}=0,90 I_{brute}$

8% du moment statique $S_{nette}= 0,92 S_{brute}$

IV-1) Introduction

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

A. Les actions permanentes comprennent :

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

B. Les actions variables, de leur coté, comprennent :

Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (**fascicule 61 titre II**) ; ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire strictement les conditions prévues, tout changement de celles -ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

- ❖ **Les charges climatiques** : essentiellement vent et températures.
- ❖ **Les actions accidentelles** : t elles que le choc d'un bateau o u d'un Véhicule sur une pile de pont ou l'effet d' u n séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien (**RPA 99**).

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

IV-2) Calcul des charges :

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

- ❖ **Les éléments porteurs** : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent) .
- ❖ **Les éléments non porteurs** : Telle que : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

IV-2-1) Calcul des charges permanentes (CP):

A. Les éléments porteurs :

a) Les poutres:

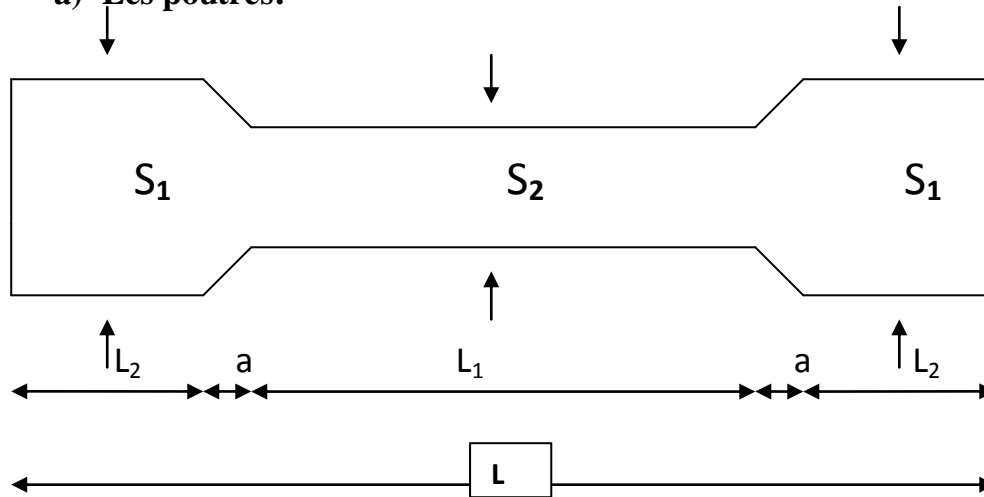


Figure IV.1 : coupe longitudinale de l'âme de la poutre.

L'inclinaison du gousset est de 45° :

- Section d'about : S1=9957.5 cm²
- Section à mi-travée : S2=7162 cm²
- a : Demi-différence de l'âme.

$$a = \frac{40 - 21}{2} = 9.5 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{4} = \frac{33.4}{4} = 8.35 \text{ m}$$

$$L_2 = L - (2L_1 + 2a) = 33.4 - (2 \times 8.35 + 2 \times 0.095) = 16.51 \text{ m}$$

L₂ = 16.51 m

➤ **Section équivalente de la poutre : S_{eq}**

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

$$S_{eq} = \frac{1}{33.4} = \left[2 \left(8.35 \times 0.99575 + \frac{0.99575 + 0.7162}{2} \times 0.095 \right) + 16.51 \times 0.7162 \right]$$

S_{eq} = 0.856 m²

➤ Le poids propre de la poutre : P_p

$$P_p = \rho \times S_{eq}$$

$$P_p = 2,5 \times 0,856 = 2,14 \text{ t/M}_L$$

$$P_p = 2,14 \text{ t/m}_L.$$

➤ Le poids de toutes les poutres est :

$$P_t = 2,14 \times 7$$

$$P_t = 10,129 \text{ t/m}_l$$

➤ La dalle (hourdis):

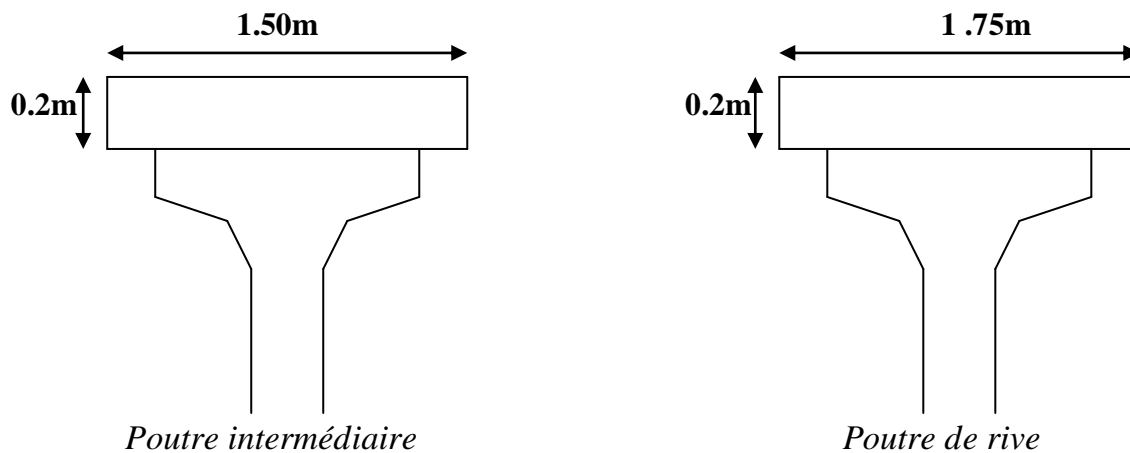


Figure IV.2 : dimension de hourdis revenant aux poutres

Épaisseur de la dalle est de 20cm

A. Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :

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

B. Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

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

➤ Le poids propre de la dalle :

$$P_d = 5 \times 0,75 + 2 \times 0,875 = 5,5 \text{ t/ml}$$

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

b) Les entretoises et les amorces:

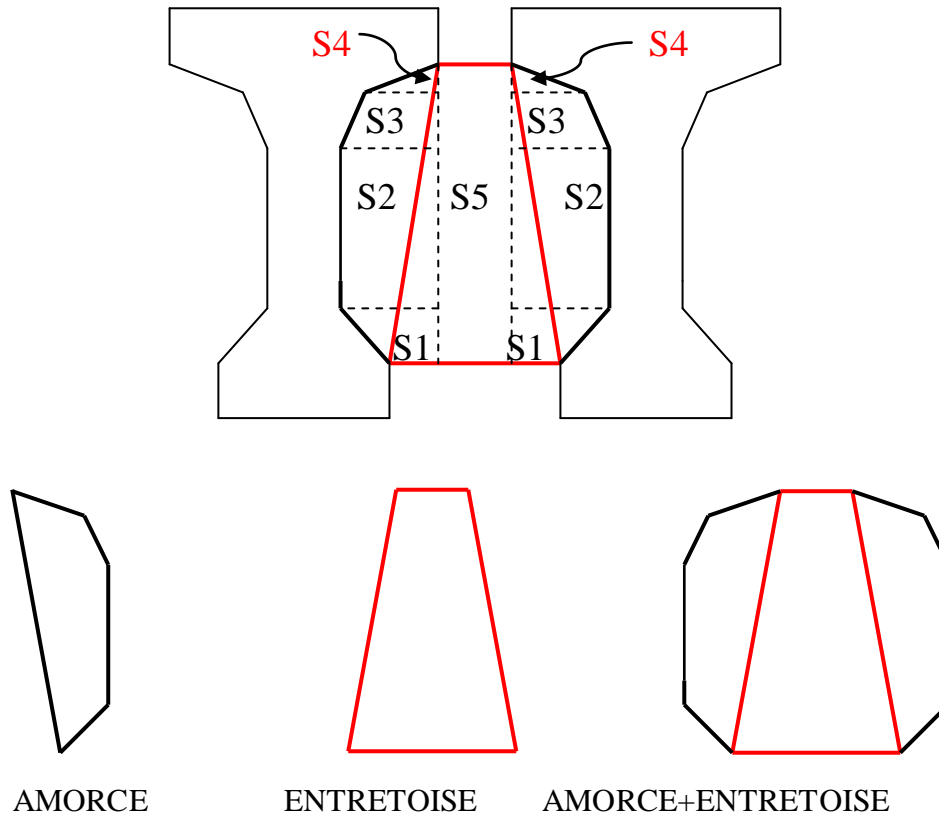


Figure IV 3 : Détails entretoise et amorce section d'about

A. les entretoises:

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

$$S = \frac{15 + 85}{2} \times 175 = 8750 \text{ cm}^2$$

$$S = 8750 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{entretoise}} = 0.875 \times 0.3 \times 2.5$$

$$P_{\text{entretoise}} = 0.65625 \text{ t}$$

➤ Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive :

$$P_{\text{ent}} = \frac{0.65625 \times 1}{33.4} = 0.0196 \text{ T/m}_l$$

➤ Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire :

$$P_{ent} = \frac{0.65625 \times 2}{33.4} = 0.0392 \text{ T/m}_L$$

➤ **Poids total :**

$$P_T = 0.0196 \times 2 + 0.0392 \times 5 = 0.2352 \text{ T/m}_L$$

$$P_T = 0.2352 \text{ T/m}_L$$

B. Les amorces :

Poids de l'amorce = $S \times e \times \rho_b$

$$S_T = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2 + S_5$$

$$S_1 = \frac{47.5 + 35}{2} = 618.75 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 47.5 \times 144 = 6840 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = \frac{47.5 + 37.5}{2} \times 10 = 425 \text{ cm}^2$$

$$S_4 = \frac{6 \times 37.5}{2} = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$S_5 = 15 \times 175 = 2625 \text{ cm}^2$$

$$S_T = (618.75 + 6840 + 425 + 112.5) \times 2 + 2625$$

$$S_T = 18617.5 \text{ cm}^2 = 1.86175 \text{ m}^2$$

$$S_{amorce} = \frac{S_T - S_{ent}}{2}$$

$$S_{amorce} = \frac{1.86175 - 0.875}{2} = 0.493375 \text{ m}^2$$

$$P_{amorce} = 0.493375 \times 0.25 \times 2.5$$

$$P_{amorce} = 0.3083 \text{ t}$$

➤ **Poids de l'amorce revenant à une poutre de rive :**

$$P_{amorce} = \frac{0.3083 \times 1}{33.4} = 0.00923 \text{ T/m}_L$$

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

$$P_{amorce} = \frac{0.3083 \times 2}{33.4} = 0.0184 \text{ t/m}_l$$

$$P_T = 0.00923 \times 2 + 0.0184 \times 5$$

$$P_T = 0.11046 \text{ t}$$

Donc : Les Charges Permanentes CP total (porteurs) :

$$CP = P_{poutre} + P_{dalle} + P_{entretoise} + P_{amorce} = (5.5 + 0.2352 + 14.98 + 0.11046)$$

$$CP = 20.825 \text{ T/m}_L$$

B. 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 $2,2\text{ t /m}^3$.

b) **Poutres intermédiaires :**

- Revêtement bitumineux : $2.2 \times 0.07 \times 1.5 = 0.231\text{t/m}_1$
 - Chape d'étanchéité : $2,2 \times 0,03 \times 1,5 = 0.099\text{ t/m}_1$
- Donc : $P_c = 0.231 + 0.099 = 0.33\text{ t /m}_1$

$P_c = 0.33\text{ t/m}_1$

c) **Poutres de rive :**

- Revêtement bitumineux : $2.2 \times 0.07 \times 1.75 = 0.2695\text{ t/m}_1$
 - Chape d'étanchéité : $2.2 \times 0.03 \times 1.75 = 0.1155\text{ t/m}_1$
- Donc : $P_c = 0.2695 + 0.1155 = 0.385\text{ t/m}_1$

$P_c = 0.385\text{ t/m}_1$

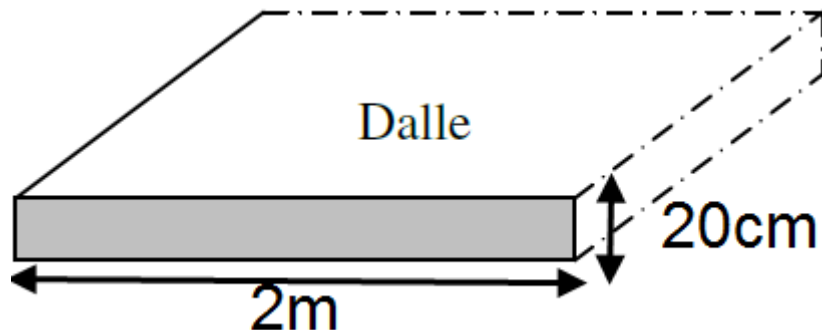
d) **Poids de la chaussée :**

$P_{\text{chaussée}} = 5 \times 0.33 + 2 \times 0.385 = 2.42\text{ t/m}_1$

$P_{\text{chaussée}} = 2.42\text{ t/m}_1$

e) **Poids de trottoir :**

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



$P_t = 2 \times 0.2 \times 2.5 = 1\text{ t/m}_1$

$P_t = 1\text{ t/m}_1$

f) **Poids de la corniche :**

$P_{\text{corniche}} = 0.0125\text{ t/m}_1$

g) **pois de Gard de corps :**

$P_{\text{Gard}} = 0,1\text{ t/m}_1$

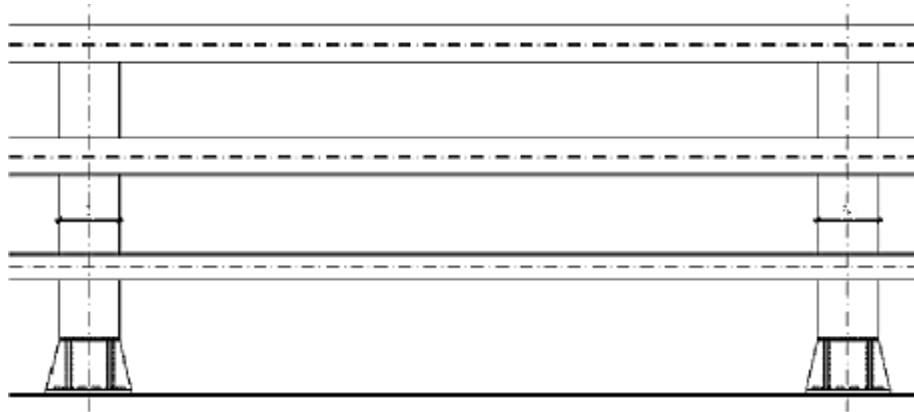


Figure IV.4 : détails du garde-corps.

h) 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).

$$CCP = 2.42 + 2 \times (1 + 0.125 + 0.06 + 0.10) = 4.99 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 4.99 \text{ t/ml}$$

✚ Poids total propre du tablier :

$$G/\text{ml} = CP + CCP = 20.825 + 4.99 = 25.815 \text{ t/ml.}$$

$$G = G/\text{ml} \times L = 25.815 \times 33.4 = 862.221 \text{ t}$$

$$G = 862.221 \text{ t}$$

IV-3) calcul des surcharges (les charges routières):

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

A. Caractéristiques du pont :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieur ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (**fascicule 61**).

❖ **Largeur rouable et la largeur chargeable :**

La largeur chargeable est la largeur rouable en élevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité lorsque il existe sinon : $L_R = L_C$ (fascicule 61,art 2.1) Pour notre pont : les glissières n'existe plus donc :

$L_R = L_C = 7m$

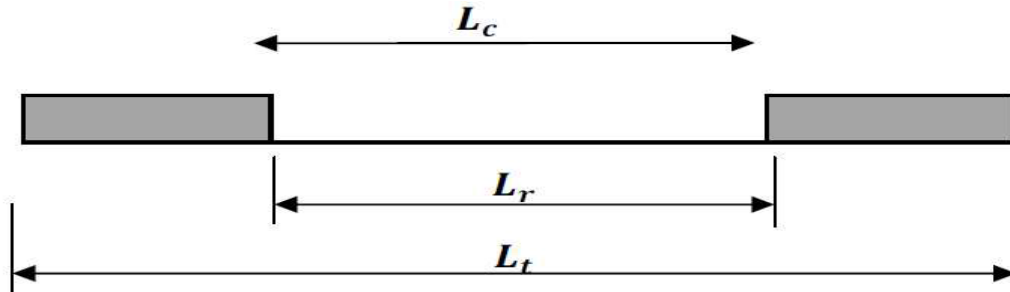


Figure IV.5: représentation de la largeur rouable

❖ **Dans notre projet on a :**

- La travée a une portée de : 33,4m
- Largeur totale : $L_t = 11$ m
- Largeur rouable : $L_r = 7$ m.
- Largeur chargeable (Art 2-1 CPC) L_c 7m.
- Le biais géométrique est de : 116grd

❖ **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.

$$n = \frac{L_r}{3} = \frac{7}{3} = 2.33$$

D'où : $n = 2$ voies

La chaussée est composée de 02 voies de 3.5 m de chacune.

❖ **Classe de ponts routes :**

Le pont supporte une chaussée de largeur rouable égale à 11 m et il est destiné à franchir un obstacle (pont route)

La classe	La largeur rouable
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 $L_c = 7m$ alors notre pont est classé de la première classe.

❖ **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.

$V = L_c/N = 7 / 2 = 3.5$ m

V = 3.5 m

IV-3-1) Système de charges A (L) :

Notre pont est de portée moins de 200m donc la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est A(L).

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

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{L + 12}$$

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{33.4 + 12} = 1022.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$A(L) = 1022.95 \text{ Kg/m}^2$$

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	5
1er classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2eme classe	1	0.9	-	-	-
3eme classe	0.9	0.8	-	-	-

Tableau IV.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Pour notre cas $a_1=1$

V_0 : en fonction de classe de pont

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

Tableau IV.3 : valeur de V_0

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

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

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

$$a_2 = 1$$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 1022.95 = 1022.95 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 1022.95 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_A = A \times n \times V_0$$

Ce qui nous amène à tracer le tableau suivant :

Voie chargée	a ₁	a ₂	A(L) (t/m ²)	La largeur de voies	q _A (t/ml)
1 voie	1	1	1.02295	3.5	3.58
2 voies	1	1	2.0459	3.5	7.16

Tableau IV.4 : calcul de Q_A

IV-3-2) Système B :

comprend 03 sous-systèmes appelés : B_c , B_t , B_r. Ils sont représentés dans les schémas suivant :

A. Le sous-système B_c :

Se compose d'un camion comporte 03 essieux de poids total égal à 30 t.

a) **Disposition:**

❖ **Longitudinalement :**

On dispose 02 camions B_c au maximum espacé de façon à produire l'effet le plus défavorable.

❖ **Transversalement :**

On dispose sur la longueur chargeable le nombre de camions produit l'effet le plus défavorable.

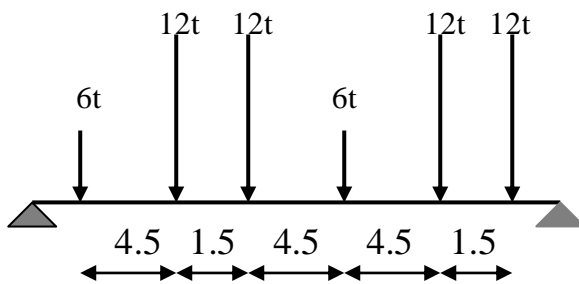


Figure IV.6. Longitudinalement

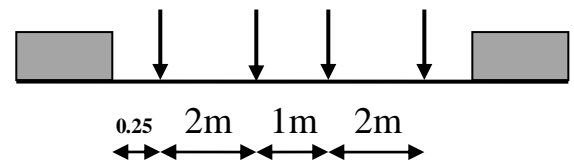


Figure IV.7. Transversalement

Les valeurs des charges BC prise en compte sont multipliées par un coefficient **bc**.

nbre de file considérées		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1	1	1,20	1,10	0,95	0,80
	2	2	1,00	1,00	/	/
	3	3	1,00	0,80	/	/

Tableau IV.5 : Coefficient bc

B. Le sous système B_t :

Se compose deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, tous deux à roues simples répond aux caractéristiques suivantes :

C. Masse portée par chaque essieu 16 t

D. Distance entre les deux essieux 1,35 .m

E. Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	1	2
Coefficient b_t	1	0.95

Tableau IV.5 : caractéristique du système Bt

a) Disposition :

- ❖ **Longitudinalement** : un seul tandem est disposé.
- ❖ **Transversalement** : on dispose au plus 02 tandems pour les ponts supportant aux mois 02 voies.

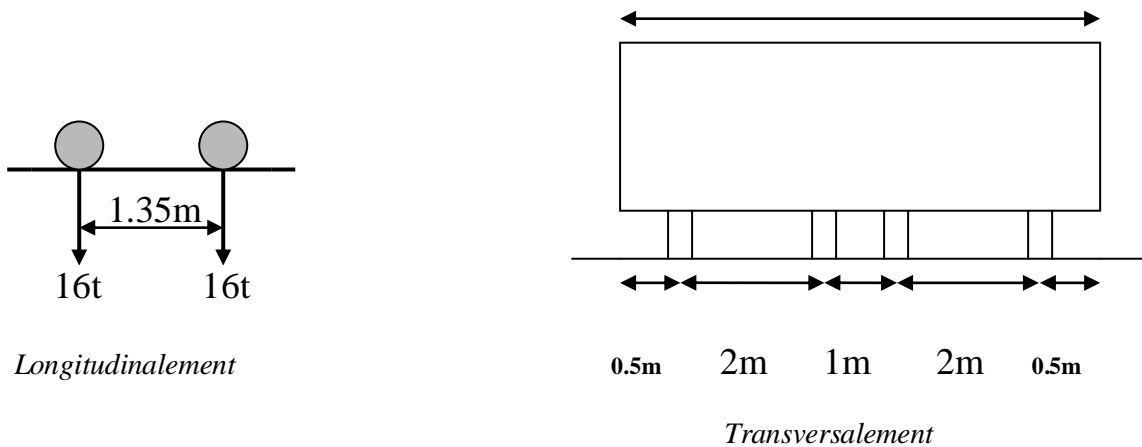


Figure. IV.8: caractéristique de système Bt

C. Le sous système Br :

se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire (0,6 × 0,3) m² qui peut être placé n'importe où sur la largeur rouable pour avoir le cas le plus défavorable.

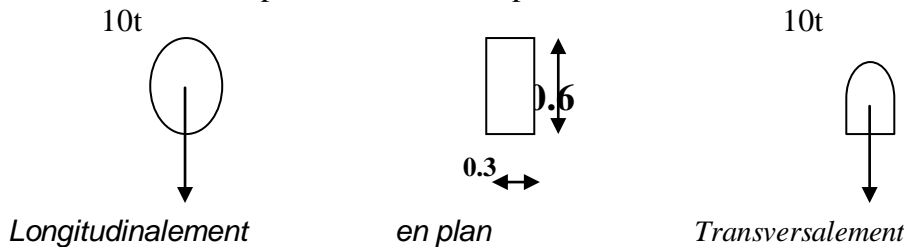


Figure. IV.9: caractéristique de système Br

IV-3-2-1) Système de charge B :

A. Le sous système Bc :

Les charges de ce sous système sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

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

L : Longueur de l'élément en travée.

S : Charge B maximale qu'on peut placer sur le pont multipliée par b_c : $\begin{cases} 1,2 \text{ pour } 1 \text{ file} \\ 1,1 \text{ pour } 2 \text{ file} \end{cases}$

G : poids total de l'ouvrage (de la travée considérée).
 Notre pont et de la 1ere classe avec 02 voies, alors :
bc = 1.1

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

$$G = 862.221 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{862.221}{132}} = 1.075$$

$$\delta = 1.075$$

Désignation	S	bc	δ	Essieu avant (6t)	Essieu arrière (12t)
1 file	60	1.2	1.074	7.7328	15.4656
2 files	120	1.1	1.074	14.1768	28.35

Tableau IV.6 : valeur de Surcharge Bc

B. Le sous système Bt :

La sur charge du sous système **B_t** est multipliée par le coefficient **b_t** et un coefficient de majoration dynamique (même formule que pour l système B).

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

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

$$S_{bt} = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{862.221}{64}} = 1.063$$

$$\delta = 1.063$$

Désignation	S	B _t	δ	Essieu avant(16t)
1 file	32	1	1.063	17.008
2 files	64	1	1.063	34.016

Tableau IV.7 : valeur de Surcharge B_t

C. Le sous système Br :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{862.221}{10}} = 1.0538$$

$$\delta = 1.0538$$

Désignation	S	δ	roue(10t)
B_r	10	1.0538	10.538

Tableau IV.8 : valeur de Surcharge B_r

IV-3-3) Système militaire MC 120 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc80 et Mc 120, les véhicules MC 80 et MC 120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est environ de 36,6 m.

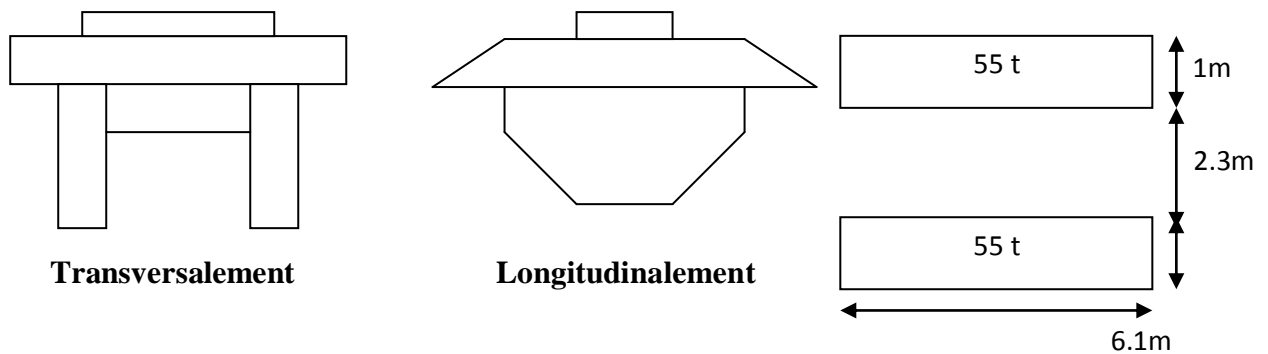


Figure. IV.10: caractéristique de système Mc120

IV-3-4) Charges exceptionnelles :

❖ **Convoi Mc 120 :**

- Mc 120 : Véhicule à deux chenilles d'un poids
- Me 120 : Véhicule à deux essieux assimilés à deux rouleaux d'un po total de 660 kN.

Les charges militaires sont frappées d'un dynamique δ :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{862.221}{110}} = 1.0706$$

$$\delta = 1.0706$$

La charge $p=110 \times 1.0706=117.766$ t

Soit par mètre linéaire : $P = \frac{117.766}{6.1} = 19.3t/m_l$

❖ **Convoi D240 :**

Comporte une remorque de 03 éléments de 04 lignes à 02 essieux, poids totale 240t .Le poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de largeur et de 18,6 m de longueur .

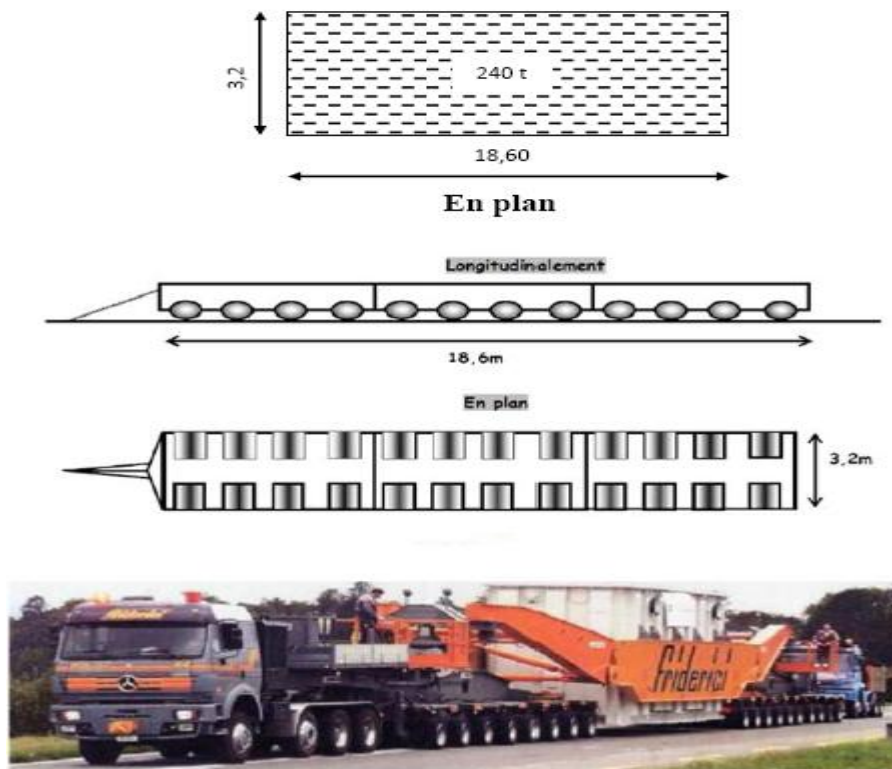


Figure IV.11: caractéristique de système B_t

$$P = 240 \text{ t. soit : } P = \frac{P}{L} = \frac{240}{18,6} = 12,9 \text{ t/m}_1$$

$$P = 12,9 \text{ t/m}_1$$

$$D240 = 12,90 \text{ t/m}_1$$

IV-3-5) Surcharge sur trottoir :

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de :

- 150 Kg/m² (selon le fascicule 61-titre II).
- 150 kg/m² pour la flexion longitudinale.
- 450 kg/m² pour la flexion locale.
- Largeur du trottoir est 2 m

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- **Trottoir chargé :** $P_1 = 0,150 \times 2 = 0,3 \text{ t/ml}$
- **Deux Trottoir chargé :** $P_2 = 2 \times 0,3 = 0,6 \text{ t/ml}$

✚ **Coefficient de majoration dynamique :**

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

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

Avec :

L : Longueur de l'élément en mètre.

G : Poids ou charge permanente.

S : Surcharge ou charge du système.

➤ **Calcul de δ pour la poutre :**

L = 33.4m

G = 862.221t/ml

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{862.221}{132}} = 1.074$$

$\delta = 1.074$

➤ **de δ pour la dalle :** on calcul « L₁ » telle que :

L₁ = max (L_r ; e (entre axes des poutres de rives)).

L₁ = max (7 ; 9) = 9 m

L' = min (L₁ ; portée de la travée)

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

P = {0.2352 + 0.11046 + 2.42} x 9 = 24.90t

P = 24.9t.

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

		"P" (t)	"S" (t)	"L" (m)	δ
Système B	Poutre	862.221	B max = Bc = 132	33.40	1.074
	Dalle	24.9	B max = Bc = 6 6	9	1.382
Système M	Poutre	862.221	Mc 120 = 1 10	33.40	1.0706
	Dalle	24.9	Mc 120 = 1 10	9	1.457

Tableau IV.9 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Introduction:

Le calcul se fait en utilisant la méthode de barré, qui consiste à déterminer les efforts internes 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) Moments engendrés par les charges permanentes G:

Poids total du tablier: $G_T = 862.221 \text{ t}$

Poids total du tablier/ml: $G_T = 25.815 \text{ t/ml}$

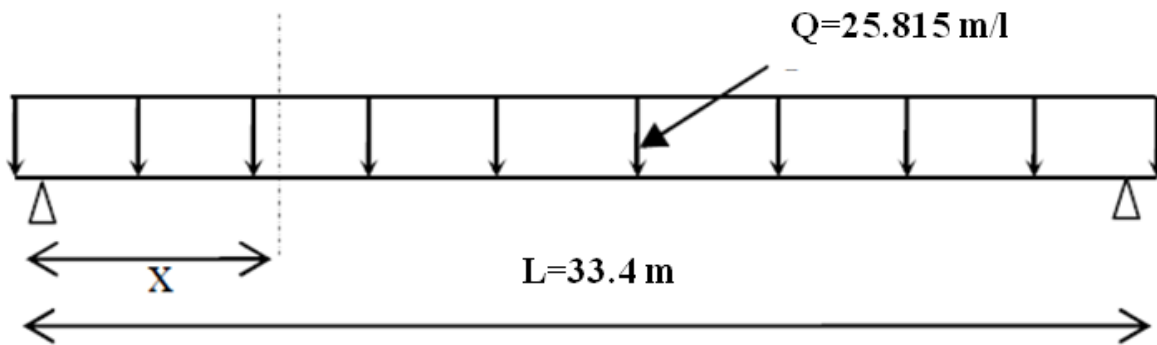


Figure V.1: Répartition longitudinale de La charge permanente G

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

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

Section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisses x.m	0.00	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
M(t.m)	0.00	1295.67	2303.41	3023.22	3455.11	3599.07

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

V-1-2) Moment engendré par la surcharge A(L):

$A = 1022,95 \text{ kg/m}^2 = 1,02295 \text{ t/m}^2$

$V = 3.50$ largeur d'une voie

$n = 2$ avec n: nombre de voie

q_A : la surcharge A par mètre linéaire

$q_A = 2 \times 3.5 \times 1,02295 = 7.160 \text{ t/ml}$ pour deux voies

$q_A = 1 \times 4 \times 1,02295 = 3,5804 \text{ t/ml}$ pour une voie

N ^{bre} de voie	α_1	α_2	A(l) t/m ²	Largeur des voie	Q_A (t/ml)
1	1	1	1.0229	3.5	3.58
2	1	1	2.0459	3.5	7.16

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

Section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisses	0.00	3.34	6.68	10.02	13.36	16.70
Moment en T.m						
1 voie	0.00	179.72	319.50	419.34	479.24	499.21
2 voie	0.00	359.44	639.00	209.67	958.48	998.42

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

V-1-3) Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs :

Un seul trottoir : q= 0.3 t/m_l

Deux trottoirs : q= 0.6 t/m_l

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

Section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisses x(m)	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
Moment (t.m)						
1 seul trottoir	0	15.06	26.77	35.15	40.16	41.83
2 trottoirs	0	30.12	53.54	70.28	80.32	83.66

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

V-1-4) Moments engendrés par les surcharges « B_c» :

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 à l'endroit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale

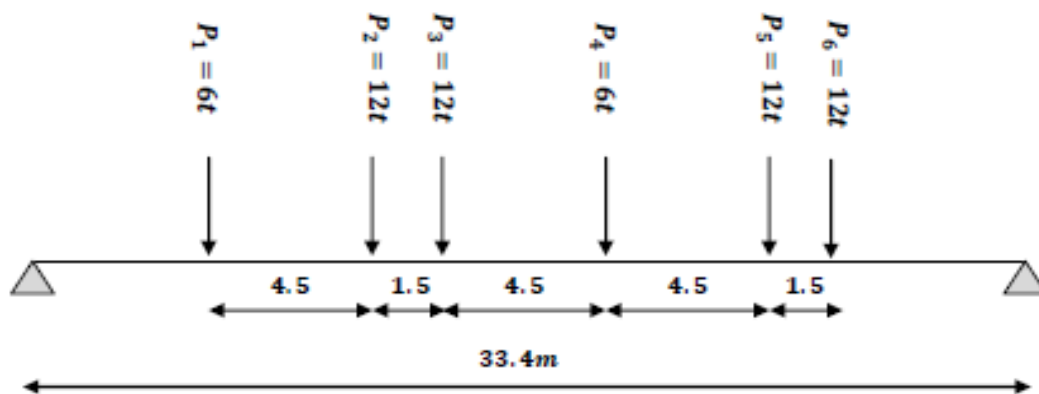


Figure V.2 : système B_c disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)

Application de la Méthode de BARRE

- Section dangereuse :

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

$$\sum_{i=1}^{k-1} p_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k p_i$$

charge	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 : Détermination de la section dangereuse

Résultat : la section dangereuse sera donnée soit par p₃ ou p₄

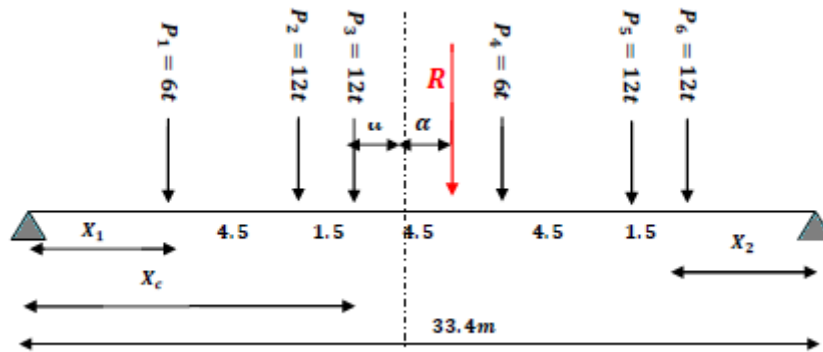


Figure V.3 : Recherche du moment maximal

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

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

$$X_1 = 16,7 - (1,725 + 1,5 + 4,5) = 8,975\text{m}$$

$$X_2 = 33,4 - (8,975 + 4,5 - 1,5 - 4,5 - 1,5) = 7,925\text{ m}$$

➤ Le moment sous P₃ :

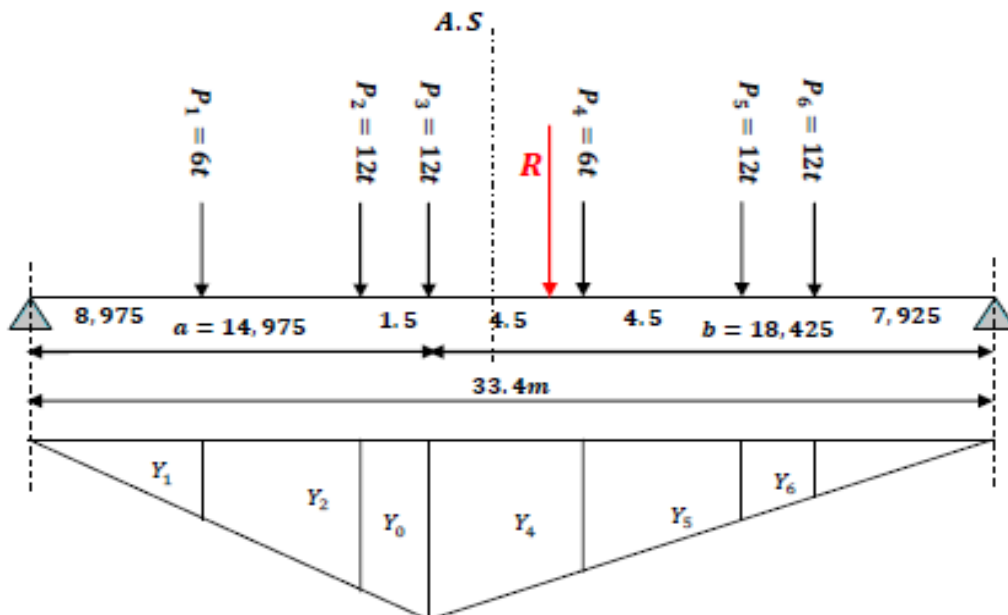


Figure V.4 : Ligne d'influence du moment sous P₃

D'après la similitude des triangles semblables :
 La valeur de y_0 est donnée par la formule suivante

$$y_0 = \left(\frac{L - X}{L}\right) \cdot x$$

$$y_0 = \left(\frac{33.4 - 14.975}{33.4}\right) * 14.975 \implies y_0 = 8.26 \text{ m}$$

$$0 \leq x \leq 14.975$$

$$y_i = \frac{y_0}{a} x_i = \frac{8.26}{14.975} x_i$$

$$14.975 \leq x \leq 33.4$$

$$y_i = \frac{y_0}{b} x_i = \frac{8.26}{18.425} x_i$$

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 P_3

Le moment max sous P_3 est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \sum_{i=1}^6 p_i * y_i$$

$$\implies M_{max} = 348.66 \text{ t.m}$$

➤ Moment sous P_4 :

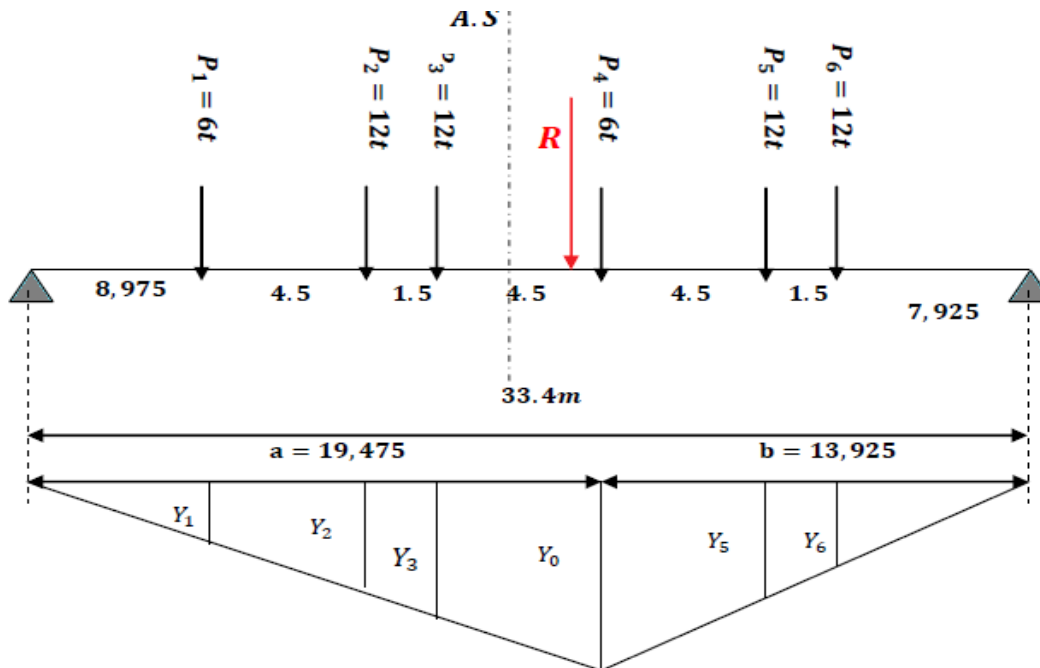


Figure V.5 : Lignes d'influences sous P_4

La valeur de Y_0 est donnée par la formule :

$$y_0 = \left(\frac{L - X}{L}\right) \cdot x$$

$$y_0 = \left(\frac{33.4 - 13.925}{33.4}\right) * 13.925 \implies y_0 = 8.12 \text{ m}$$

$$0 \leq x \leq 13.925$$

$$y_i = \frac{y_0}{a} x_i = \frac{8.12}{13.925} x_i$$

$$13.925 \leq x \leq 33.4$$

$$y_i = \frac{y_0}{b} x_i = \frac{8.26}{119.925} x_i$$

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 P_4

Le moment max sous P_4 est donné par la formule :

$$M_{max} = \sum_{i=1}^6 p_i * y_i$$

$$\implies M_{max} = 334.76 \text{ m.t}$$

Conclusion :

Le moment max $M_{max} = 348.66 \text{ t.m}$ se produit sous la charge P_3 au droit de la section (c) avec : $X_c = 14.975$

Remarque :

Ce calcul est fait pour une seule voie, pour deux voies on aura : $M_{max} = 697.32 \text{ t.m}$

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 max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

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

$$X = 0.1L \left\{ \begin{array}{l} a = 3.34 \\ b = 30.06 \end{array} \right.$$

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
1 ^{er} condition	$\frac{6}{3.34} \geq \frac{54}{30.06}$	$\frac{18}{3.34} \geq \frac{42}{30.06}$	$\frac{30}{3.34} \geq \frac{30}{30.06}$	$\frac{36}{3.34} \geq \frac{18}{30.06}$	$\frac{48}{3.34} \geq \frac{6}{30.06}$	$\frac{60}{3.34} \geq \frac{0}{30.06}$
Résultats	oui	oui	oui	oui	oui	oui

p	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
2 ^{eme} condition	$\frac{0}{3.34} \leq \frac{60}{30.06}$	$\frac{6}{3.34} \leq \frac{54}{30.06}$	$\frac{18}{3.34} \leq \frac{42}{30.06}$	$\frac{30}{3.34} \leq \frac{30}{30.06}$	$\frac{36}{3.34} \leq \frac{24}{30.06}$	$\frac{48}{3.34} \leq \frac{12}{30.06}$
Résultats	oui	oui	Non	Non	Non	Non

Tableau V.7 : recherche de la section dangereuse S

D’après ce tableau on constate que c’est la charge P1 ou P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0.1L)

- Pour P1 :

$$Y_0 = \frac{lc - X_c}{lc} X_c = \frac{33.4 - 3.34}{3.34} 3.34 = 3.006m$$

Avec la méthode des triangle semblables on trouve

$$0 \leq x \leq 3.34$$

$$Y_i = \frac{y_0}{a} X_i = 0.9X_i$$

$$3.34 \leq x \leq 33.4$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = 0.1X_i$$

Y	Y ₀	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
valeur	0.006	2.556	2.406	1.956	1.566	1.356

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

Le moment max est calculé par la formule suivante :

$$M_{\max(P_1)} = \sum_{i=1}^{i=6} p_i y_i$$

$$\implies M_{\max} = 123.66 \text{ t.m}$$

- Pour P₂ :

$$Y_0 = \frac{lc - X_c}{lc} = \left(\frac{33.4 - 3.34}{33.4} \right) 3.34 = 3.006m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve

Y	Y ₁	Y ₀	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
valeur	0.00	3.006	2.856	2.406	1.956	1.806

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

→ M_{max} sous P_2 : $M_{max} = 129.924 \text{ t.m}$

Donc, au niveau de la section d'abscisse ($x=0.1L$) c'est la charge P_2 qui engendre un moment max.

$M_{max} = 129.924 \text{ t.m}$

Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :

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

Avec :

- B_c : coefficient de pondération

$$B_c = \begin{cases} 1.2 & \text{Pour un convoi} \\ 1.1 & \text{Pour deux convois} \end{cases}$$

- δ : coefficient dynamique de la poutre.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4P/s} = 1.074$$

M (t. m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	Non corrigé		0.00	129.92	234.24	304.74	344.16
δ		1.074	1.074	1.074	1.074	1.074	1.074
B_c		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
1 convoi		0.00	167.44	301.88	392.75	443.55	442.70
B_c		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
2 convoi		0.00	306.97	553.46	720.04	813.18	811.62

Tableau V.10 : Moments de la surcharge B_c dans les différentes sections

V-1-5) Moments engendrés par les surcharges « B_t » :

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 .

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

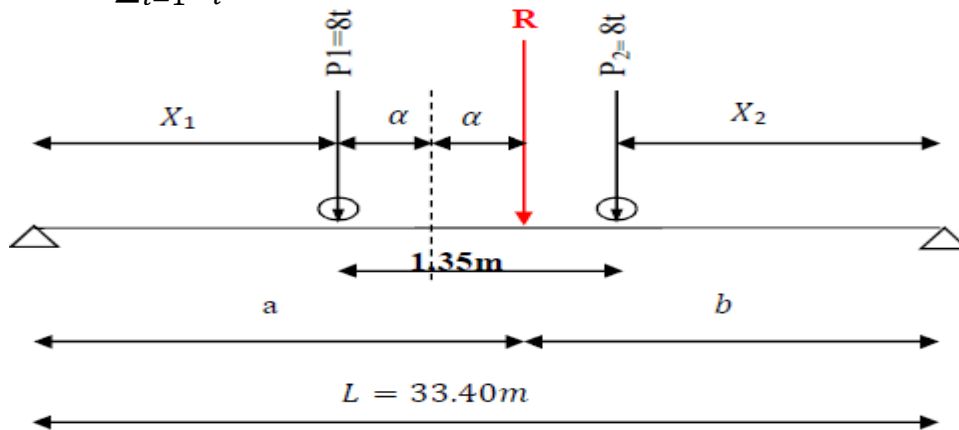


Figure V.6 : Chargement type sous un tandem (système B_t)

$$\sum \frac{M}{R} = 0$$

$$8(2\alpha) - 8(1,35 - 2\alpha) = 0 \Rightarrow \alpha = \frac{10,8}{32} = 0,3375$$

$$a = 33,4/2 + \alpha = 17,0375\text{m}$$

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

- sous P1:

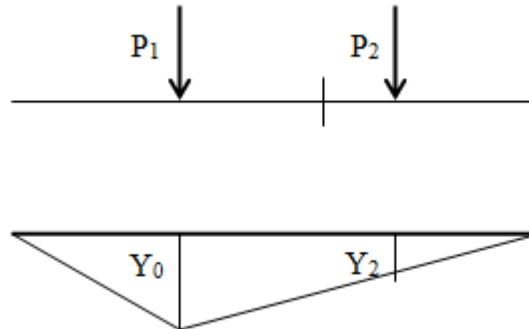


Figure V.7 : moment max. sous P1

calcul du moment max sous P1 (pour une seule file de roue) :

Sous P2			
Yi	Y0	Y2	Moment
Valeurs	8,347	7,685	128,255

calcul du moment max sous P2 (pour une seule file de roue) :

Sous P2			
Yi	Y1	Y0	Moment
Valeurs	7,685	8,319	128,036

Tableau V.11 : moment max sous P2

Moment max est engendré sous la charge P1 avec une valeur de 128,255 t.m. Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur b_t , et le coefficient dynamique $\delta = 1,063$

Notre pont est de 1^{ere} classe $\Rightarrow b_t = 1,2$.

Donc: $M_{max} = 128,255 \times 1,2 \times 1,069 = 164,525 \text{ t.m}$

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

M (t. m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	Non corrigé	0.00	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	1.063	1.063	1.063	1.063	1.063	1.063
	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.12 : Moments des surcharges B_t dans les différentes sections

V-1-6) Moments engendrés 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.

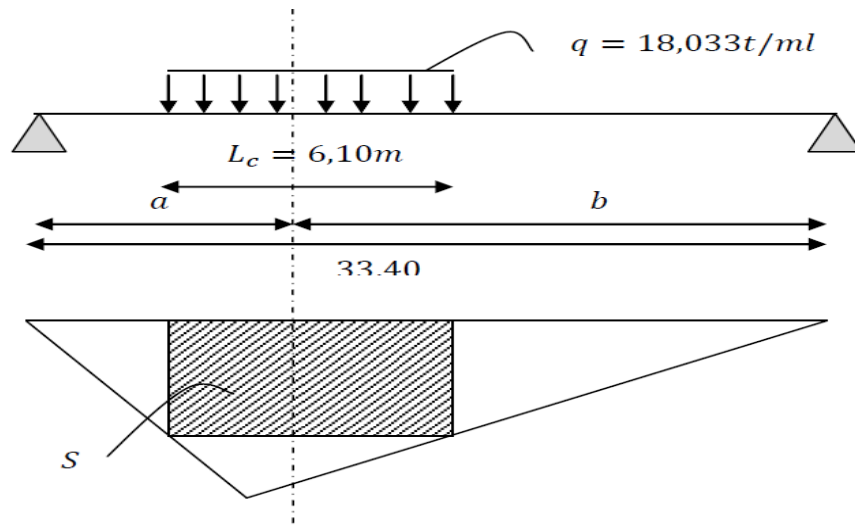


Figure V.8 : Position de Mc120

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

Alors : $q = \frac{110}{6.10} = 18.033$

Exemple pour $X = 0.1L$: $a = 3.34m$ $b = 30.06m$

$M_{max} = q \times s$

Avec : $S = \frac{a \times b}{L} \cdot L_c \cdot (1 - \frac{L_c}{2L}) = 16.66 \text{ m}^2$

- Calcul du coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4P/s}$$

- L : longueur de l'élément => L = 33,4m
- P : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinal, P = 862.22 t
- S : la charge du système considéré => S = 110 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4P/110} = 1.0706$$

section	0,00L	0,01L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisse	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
M(t.m)	0	321.68	571.85	750.59	857.81	893.55

Tableau V.13 : moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections

V-1-7) Moments engendrés par les surcharges D240 :

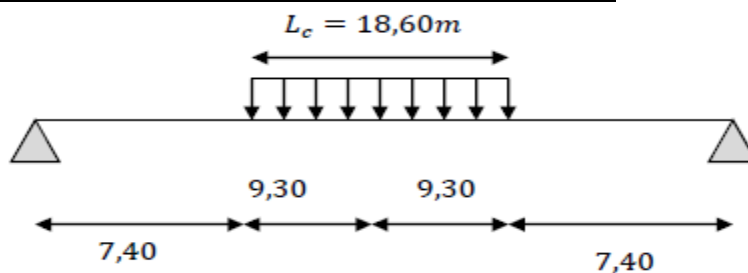


Figure V.9 : Position de D240 sur la travée

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/m}$$

On procède de la même manière que la surcharge M_{c120} pour déterminer les moments dans les différentes sections.

section	0,00L	0,01L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisse	0	3,34	6,68	10,02	13,36	16,70
M(t.m)	0	520,56	925,44	1214,64	1388,16	1446

Tableau V.14 : moments des surcharges D240 dans les différentes sections

V-2) calcul des efforts tranchants :

V-2-1) Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

Poids total de la poutre/ml: $g_t = 25.815 \text{ t/ml}$

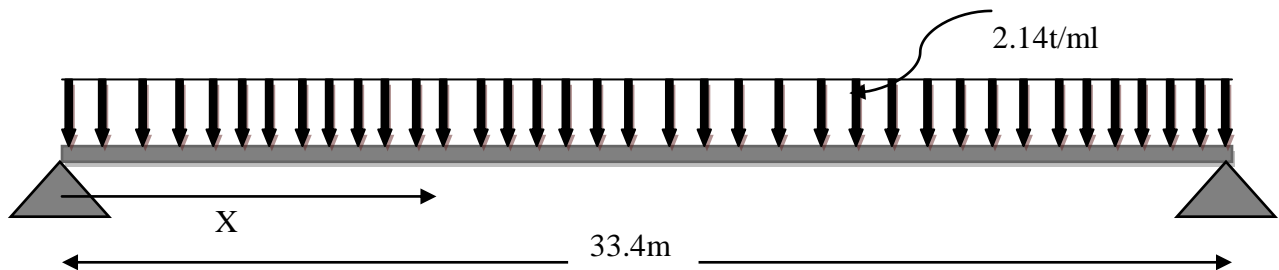


Figure V.10 : Schéma statique d'une poutre

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

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

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

$$T_{Max} = T(x = 0) = \frac{ql}{2} = \frac{2.14(33.4)}{2} = 35.74t$$

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

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
T(t)	35.74	28.59	21.44	14.29	7.15	0

Tableau V.15 : efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente 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.

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

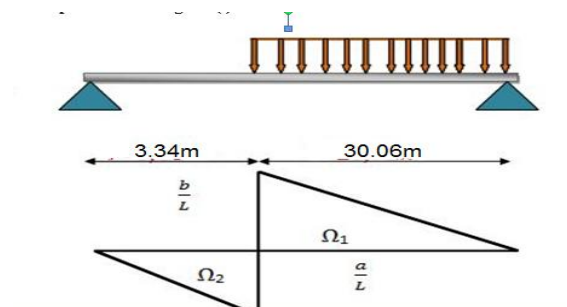


Figure V.11 : Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L

Exemple de calcul : $X=0.1L \rightarrow a=3.34m$
 $\rightarrow b= 30.06m$

$$A = 1.023t/ml$$

• Pour une voie chargée :

Avec : $V=3.5m$

$$q_a = Al \times V = 1.023 \times 3.5 = 3.5805 \text{ t/ml}$$

$$T_{Max} = 3.5805 \frac{30.06^2}{2(33.4)} = 48.43t.$$

• Pour deux voies chargées :

$$T_{Max} = 96.87t.$$

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	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
T(t)	X(m)	0.00	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
	q(t/ml)	3.5805	3.5805	3.5805	3.5805	3.5805	3.5805
	01voie	59.8	48.43	38.26	29.30	21.53	14.95
	02voies	119.59	96.87	76.54	58.6	43.05	29.89

Tableau V.16 : 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 : $q=0.3 \text{ t/ml}$.
- ✓ 2 trottoirs chargés : $q=0.6\text{t/ml}$.

$$T = \frac{q}{2L} (L - X)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	X(m)	0.00	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
T(t)	1 trottoir chargé	5.01	4.0581	3.21	2.45	1.80	1.25
	2 trottoirs chargés	10.02	8.1162	6.42	4.90	3.60	2.5

Tableau V.17 : Efforts tranchants dans les différentes sections engendrés par la surcharge sur les trottoirs.

V-2-4) Les efforts tranchants engendrés par Bc :

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

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i I_i) \quad \text{Avec : } I_i = \frac{b}{L}$$

Exemple de calcul :

Section $0,0L$: $a = 0,00m$; $b = 33,4m$

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{33,59}{33,59} = 1$$

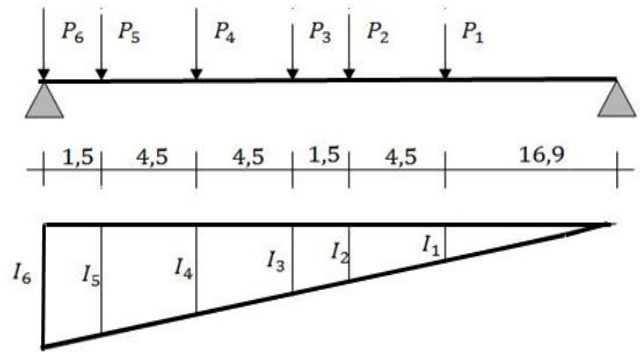


Figure V.12 : Position de système Bc donnant Tmax à 0.0L

I	I ₀	I ₂	I ₃	I ₄	I ₅	Y ₆
valeur	1	0.95	0.82	0.68	0.64	0.5

Tableau V.16 : lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0L

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X (m)	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)2convois	94.32	82.32	70.32	58.32	46.32	34.32

Tableau V.18 : 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 :

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

- Exemple de calcul :
 - X = 0,1L:

$$a = 3,359m ; b = 30,231m$$

$$I_1 = b/l = 0.9$$

$$I_2 = 0,859$$

$$T_{max} = 16 (0.9 + 0,859) = 28,14t$$

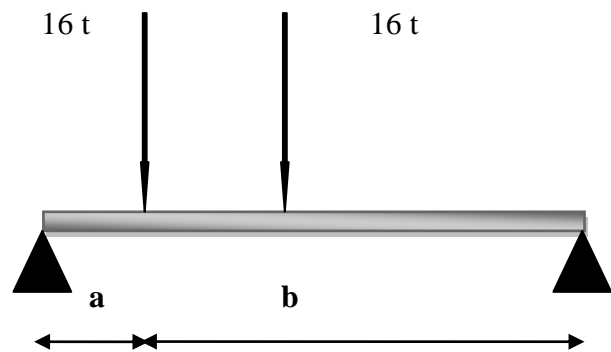


Figure V.13 : surcharge Bt

	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
T(t)	X (m)	0.00	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
	1 tandems	31.35	28.15	24.59	21.75	18.55	15.35
	2 tandems	62.70	56.30	49.90	43.50	37.10	30.70

Tableau V.19 : Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

V-2-6) Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode d’RDM :

- Exemple X=0.00L

$a = 0,0m$ $b = 33,4m$
 $q = 110/6,1 = 18,033t/ml$
 $\Sigma M/B = RA.L - q \times 6,1(b - 6,1/2) = 0$
 $RA = T \text{ max} = 99,95t$

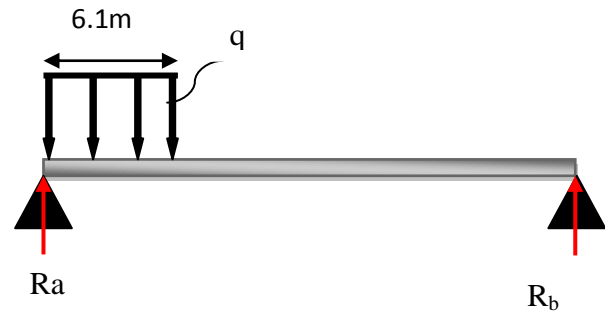


Figure V.14 : surcharge MC 120

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.20 : Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120 :

V-2-7) 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 :

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

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

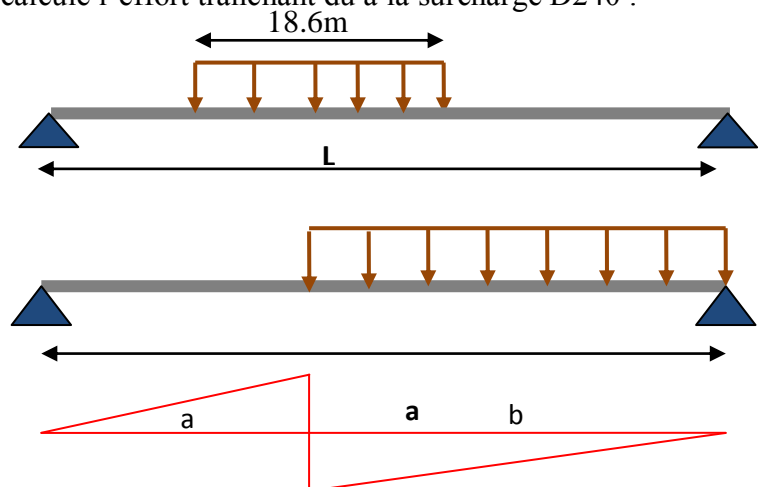


Figure V.15 : efforts tranchants engendrés par la surcharge D240

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.21 : 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 ^{br} de voies	effort	Sections					
			0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
G	/	M (t.m)	0.0	1295.67	2303.41	3023.22	3455.11	3599.07
		T(t)	35.74	28.59	21.44	14.29	7.15	0
A(l)	1 voie	M (t.m)	0.0	179.72	319.5	419.34	479.24	499.21
		T(t)	59.80	48.43	38.26	29.30	21.53	14.95
	2voies	M (t.m)	0.0	359.44	639.00	209.67	958.48	998.42
		T(t)	119.59	96.87	76.54	58.60	43.05	29.89
trottoir	1 trottoir	M (t.m)	0.0	15.06	26.77	35.15	40.16	41.83
		T(t)	5.01	4.0581	3.21	2.45	1.80	1.25
	2 trottoirs	M (t.m)	0.0	30.12	53.54	70.28	80.32	83.66
		T(t)	10.02	8.1162	6.42	4.90	3.60	2.50
Bc	1 convoi	M (t.m)	0.00	167.44	301.88	392.75	443.55	442.70
		T(t)	47.16	41.16	35.16	29.16	23.16	17.16
	2 convois	M (t.m)	0.00	306.97	553.46	720.04	813.18	811.62
		T(t)	94.32	82.32	70.32	58.32	46.32	34.32
Bt	1 tendem	M (t.m)	0.0	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 tendems	M (t.m)	0.0	201.04	356.38	466.02	529.95	548.184
		T(t)	62.70	56.30	49.90	43.50	37.10	30.70
MC120	/	M (t.m)	0	321.68	571.85	750.59	857.81	893.55
		T(t)	0	321.68	571.85	750.59	857.81	893.55
D240	/	M (t.m)	0.0	520.56	925.44	1214.64	1388.16	1446
		T(t)	173.17	149.17	125.17	101.17	77.17	53.17

Tableau V.22 : récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre

VI-1) Présentation du logiciel robot :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de codes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés. Autodesk Robot Structural Analysis Professional offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif plus fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires Autodesk.

VI-2) Définition des charges :

D'après le « fascicule N°61 titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre : est pris automatiquement par le logiciel.
- Revêtement et étanchéité : constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec les densités suivantes : 20KN/m³, 22KN/m³
- Une largeur rouable $L_r=7$ m
- Trottoir et corniche : $P_{trot} = 2 \times 0.2 \times 2.5 = 1 \text{ t/ml}$; $P_{corniche} = 0.0125 \text{ t/ml}$
- Garde corps : selon le fascicule 61, titre II : $P_{Gard} = 0,1 \text{ t/ml}$
- Glissières de sécurité : leurs poids est de : $P_{glissières} = 0,06 \text{ t/ml}$

b) Surcharges d'exploitation :

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(l), Bc, Mc120, D240 ; car elles développent les effets les plus défavorables. On prend une largeur chargeable de 7m.

- *Système de charge A(l) :*

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{L+12}$$

- *Système de charge Bc :*

Les charges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.075$ et un coefficient $b_c = 1.1$, ce qui nous donne charge ponctuelle de : 30t

Charges militaires Mc120 :

Représente une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.0706$ et vaut 9.02 t/m²

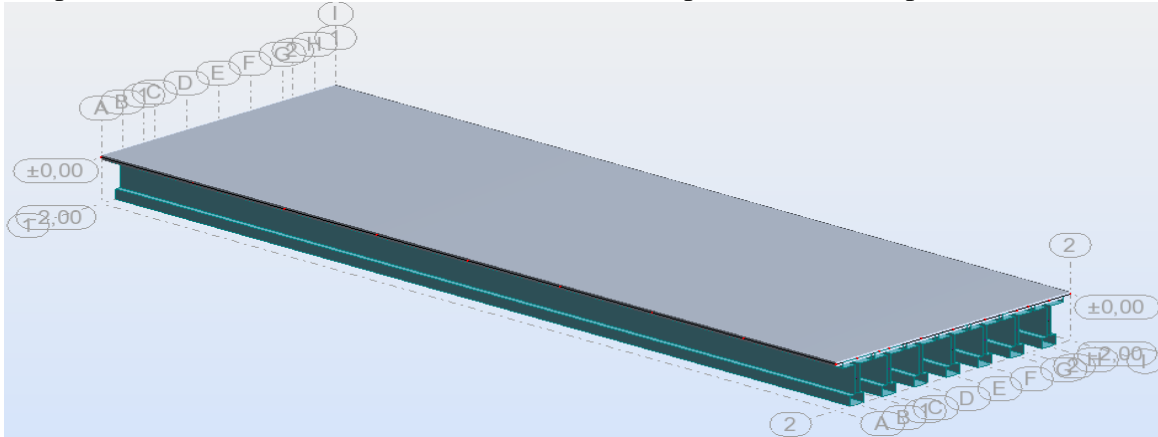
- *Charges exceptionnelles D240 :*

C'est un convoi qui a un poids de 240t réparti sur une surface de (18.6x3.2m²) ; ce qui signifie une charge de $q=4.03 \text{ t/m}^2$

- *Charges sur trottoir :* Elle prise égale à 0.5 t/ml ; en flexion locale selon le fascicule 61 titre II. D'où : $S_t=0.5 \times 1=0.5 \text{ t/ml}$

VI-3) La modélisation :

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par sept appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.



On a modélisé suivant les étapes ci-après :

❖ *1^{ère} étape :*

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.

❖ *2^{ème} étape :*

La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

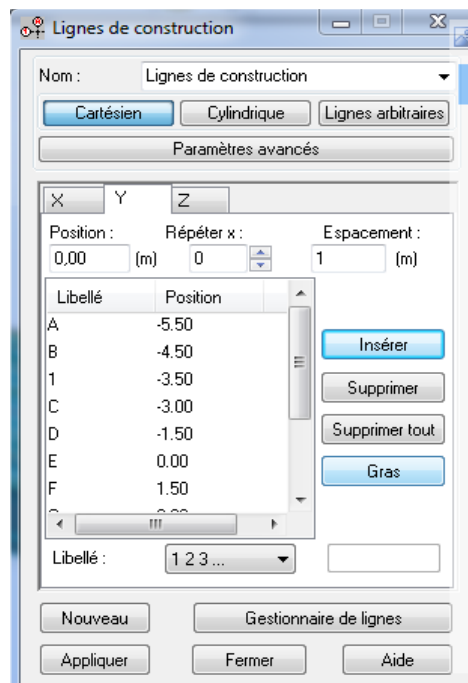


Figure VI.1 : Définition des lignes de construction

❖ 3^{ème} étape :

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

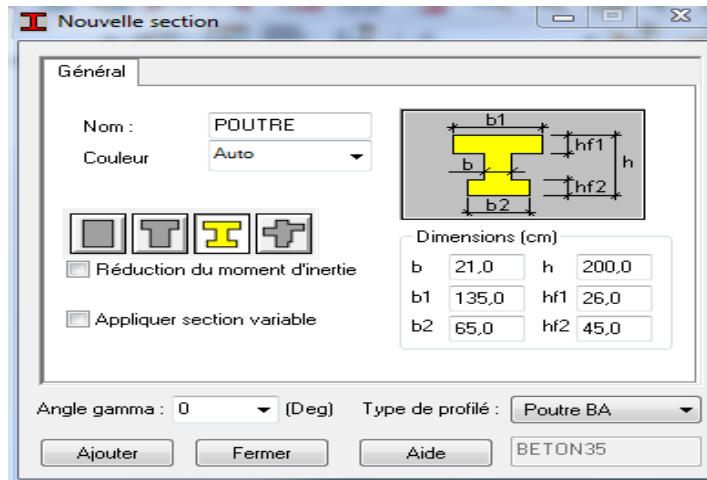


Figure VI.2 : Définition de la section équivalente

❖ 4^{ème} étape :

La modélisation de la dalle.

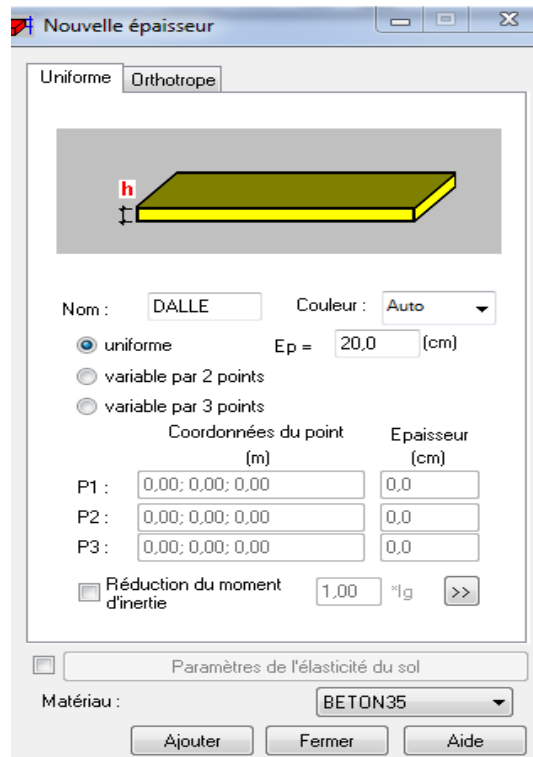


Figure VI.3 : Modélisation de la dalle.

❖ 5^{ème} étape :

La modélisation de la dalle.

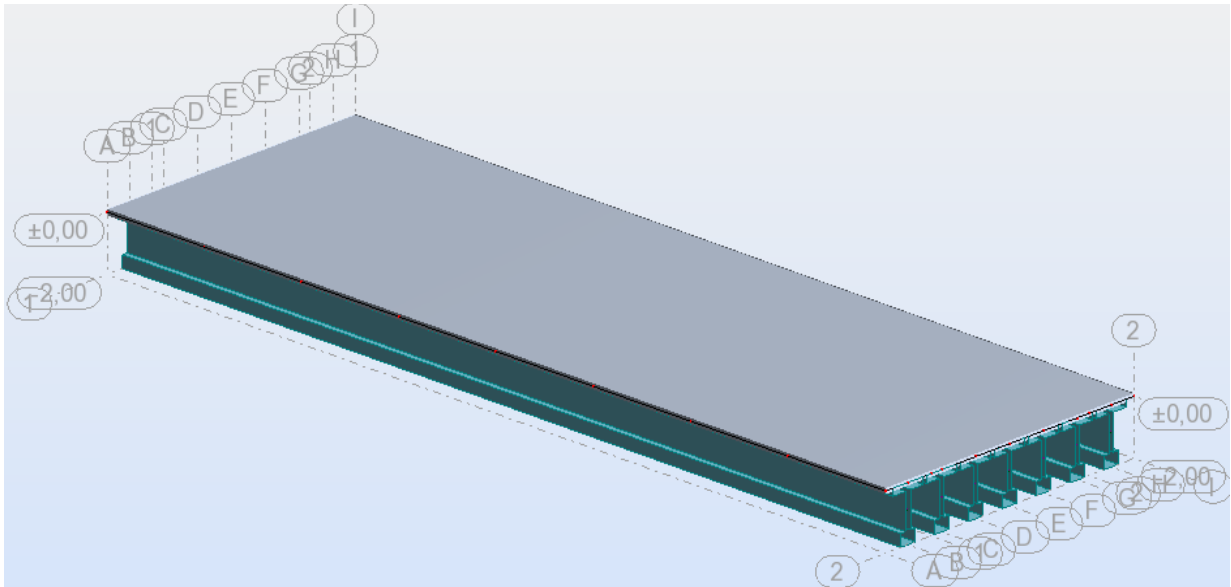


Figure VI.4 : Modélisation du tablier.

- Définition des appuis :

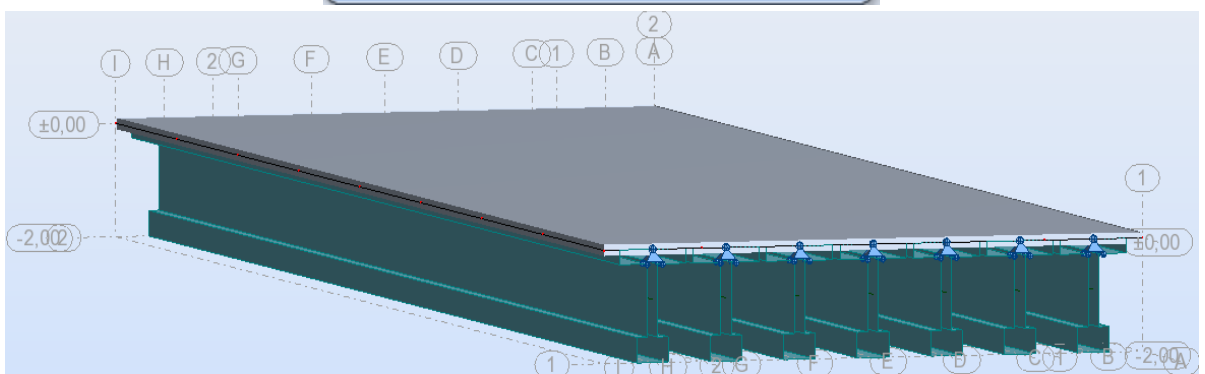
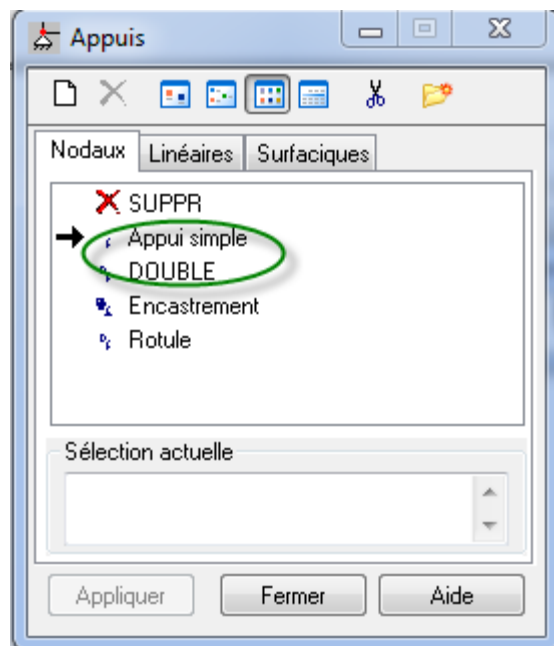


Figure VI.5 : Définition des appuis.

❖ 6^{ème} étape :

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

- Les charges permanentes : elles sont définies comme suit :

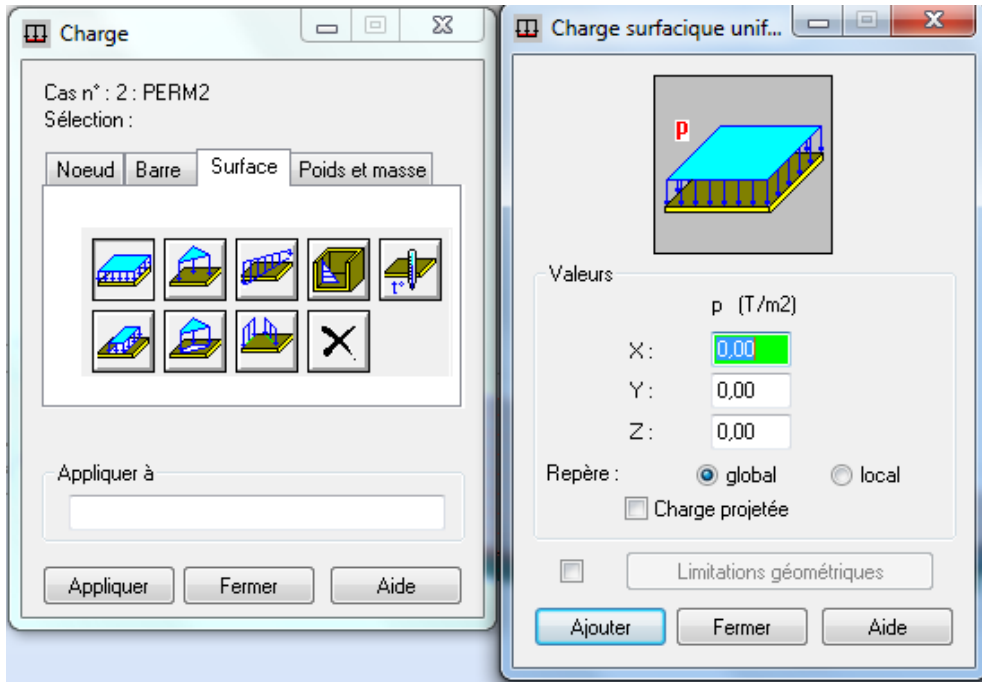


Figure VI.6 : Définition et application des charges permanentes

- Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.
 - Poids du revêtement :

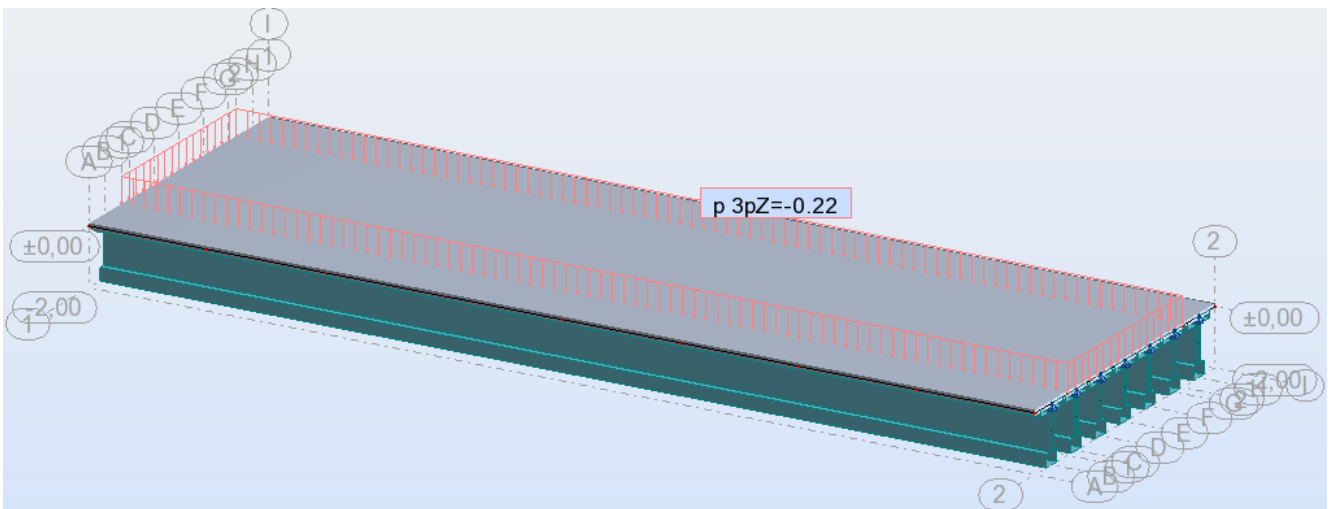


Figure VI.7 : chargement sous le poids du revêtement.

➤ *Garde corps :*

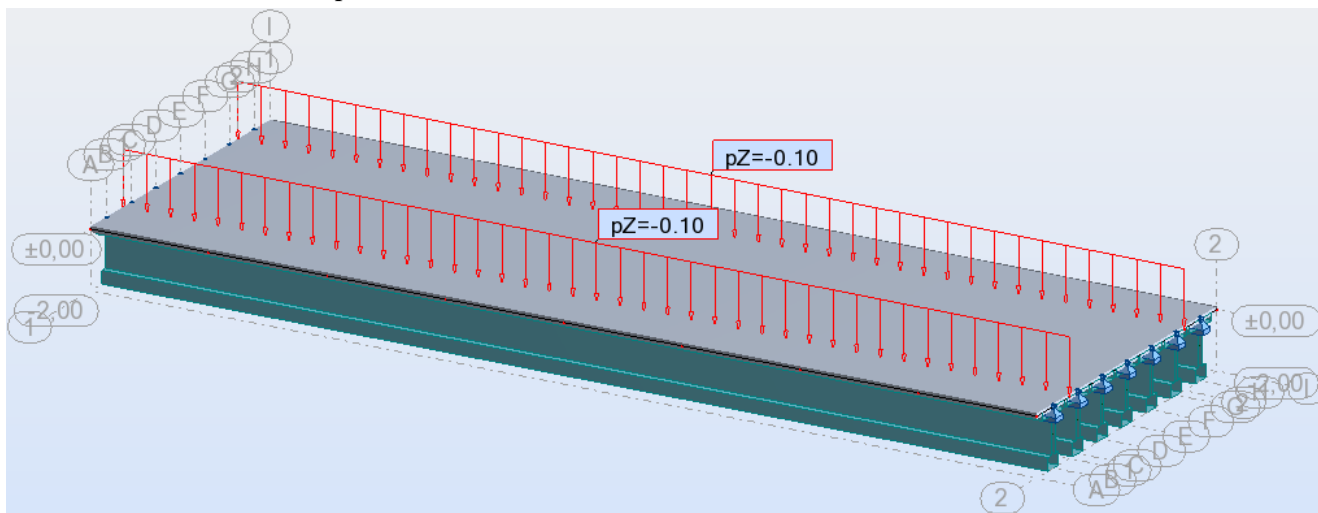


Figure VI.8 : chargement sous le poids du garde corps.

➤ *Glissières de sécurités :*

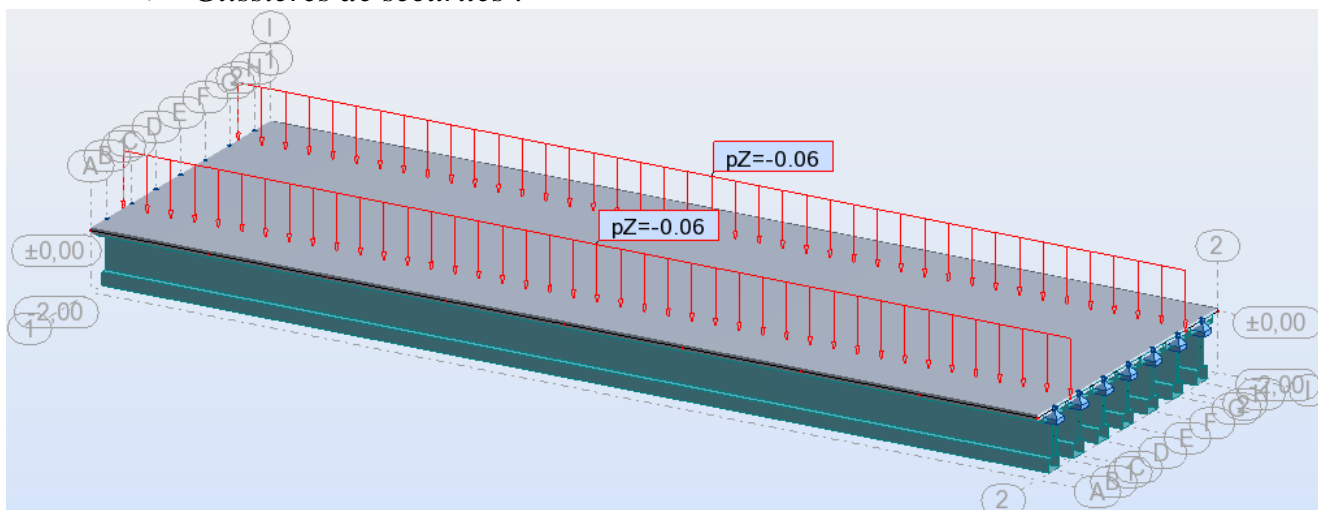


Figure VI.9 : chargement sous le poids des glissières de sécurités.

➤ *Trottoirs :*

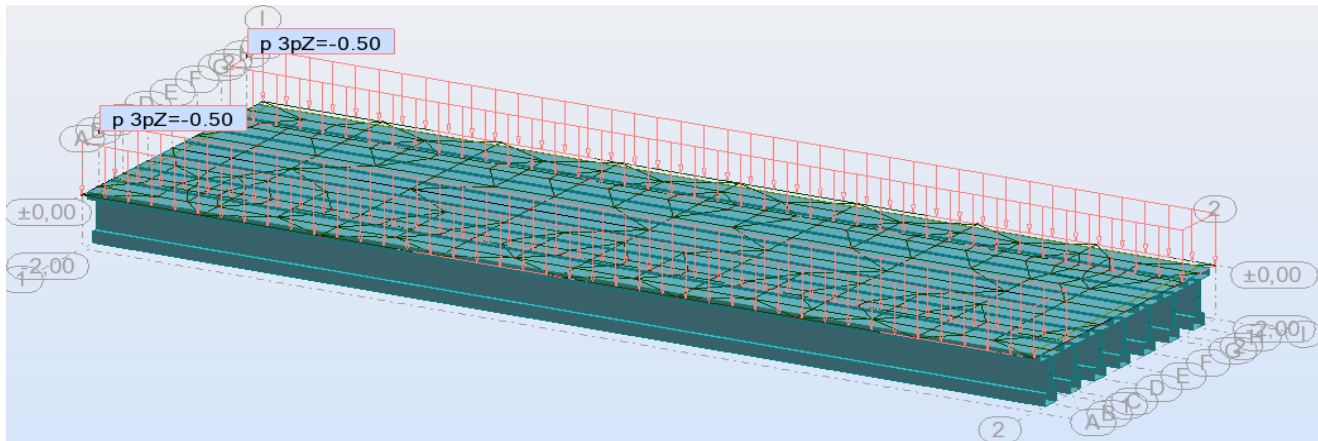


Figure VI.10 : chargement sous le poids des trottoirs.

➤ *Surcharges sur trottoir :*

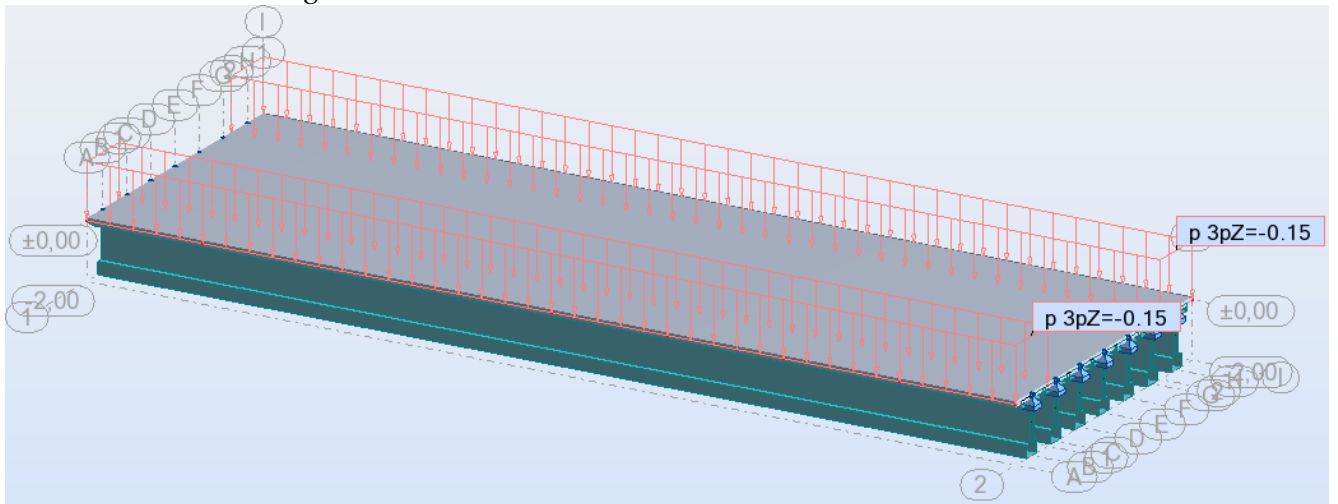


Figure VI.11 : *chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.*

➤ *Corniche :*

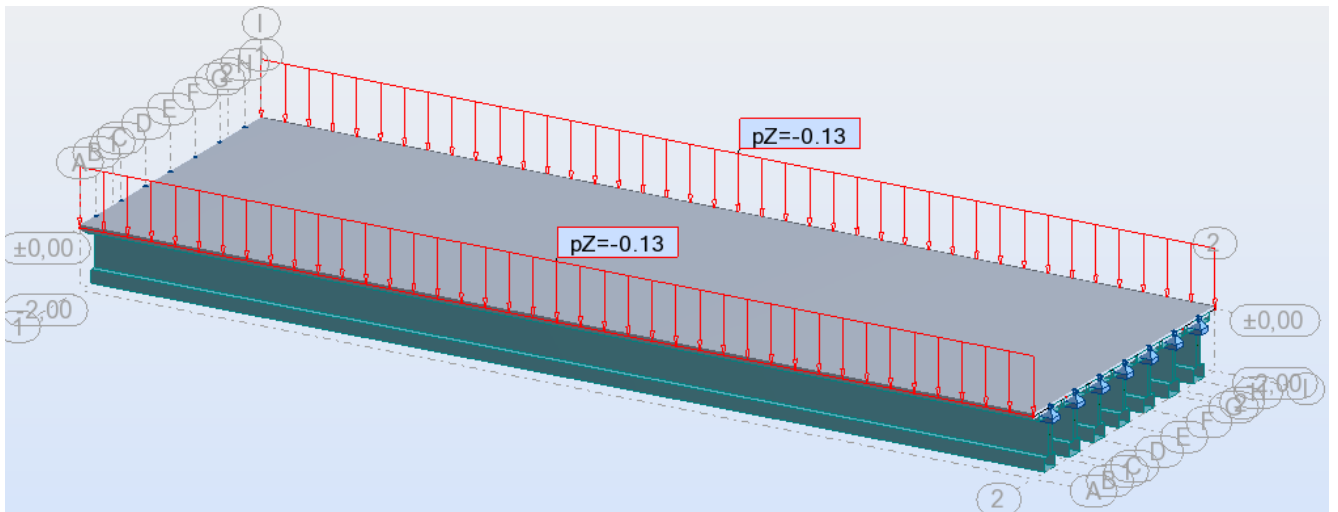


Figure VI.12 : *chargement sous le poids des corniches*

- *Les charges roulantes* : qui sont définies comme suit :

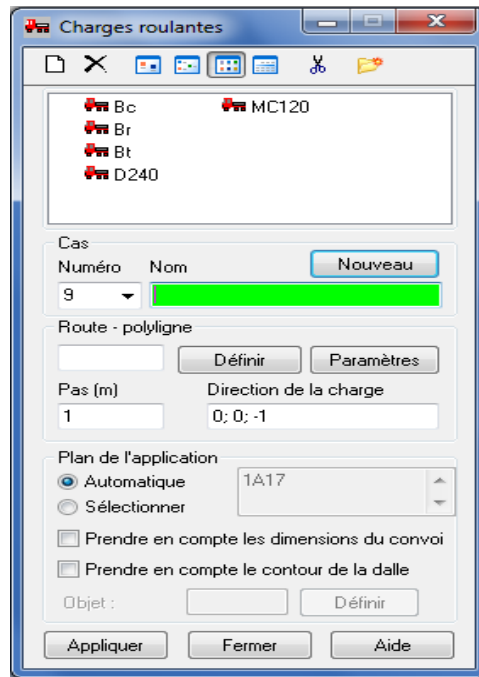


Figure VI.13 : Définition des charges roulantes.

- *Système de charge A(l)* :

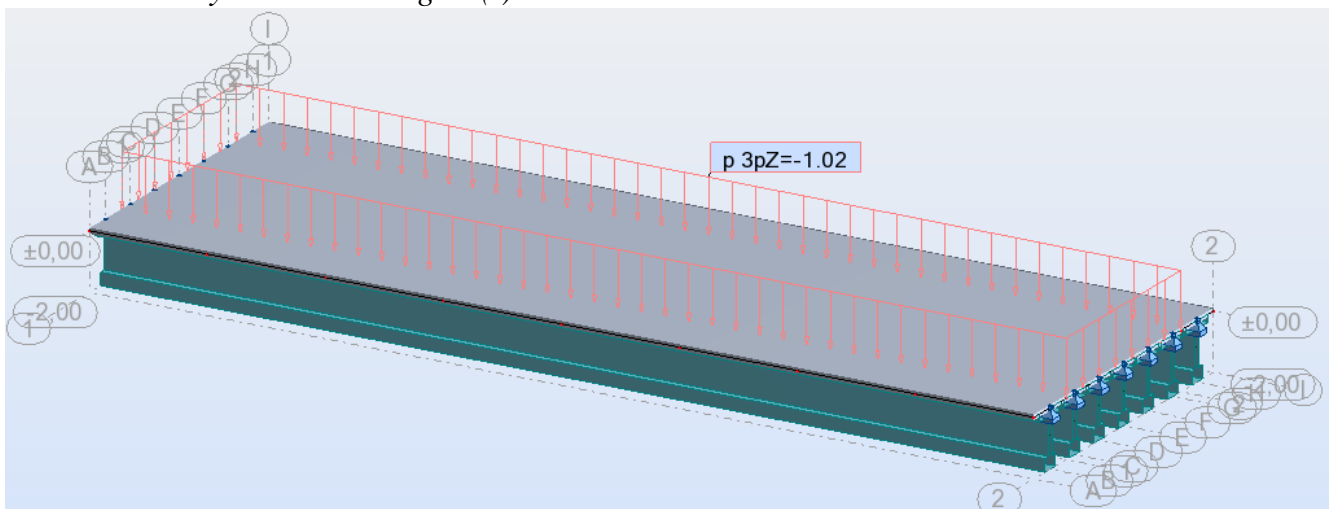


Figure VI.14 : chargement sous le système A(l).

➤ *Système de charge Bc :*

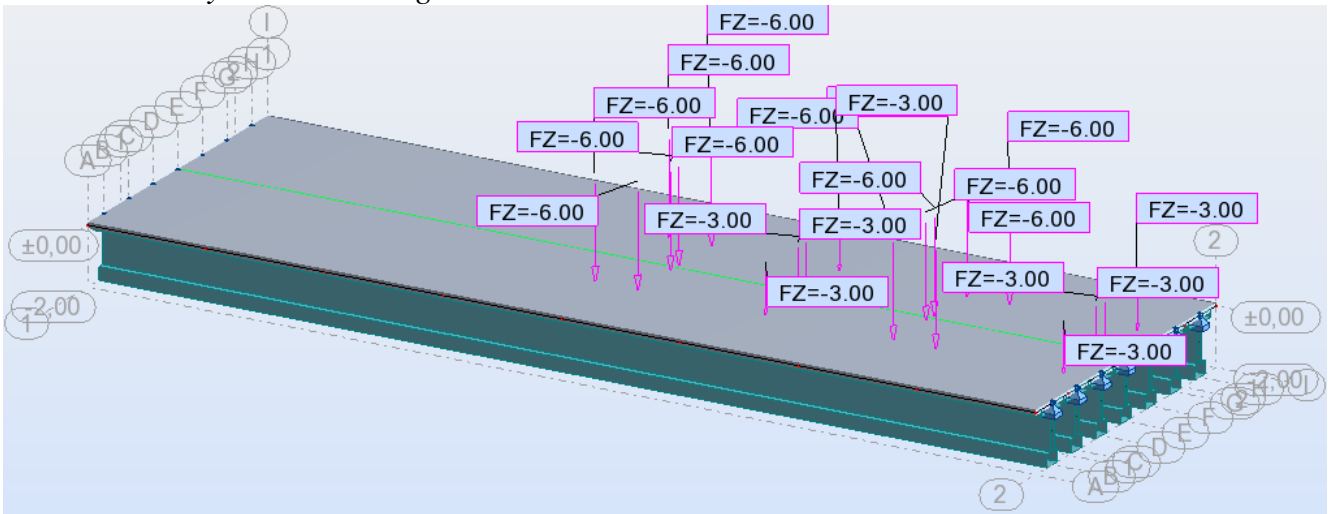


Figure VI.15 : chargement sous le système Bc.

➤ *Système de charge Mc120 :*

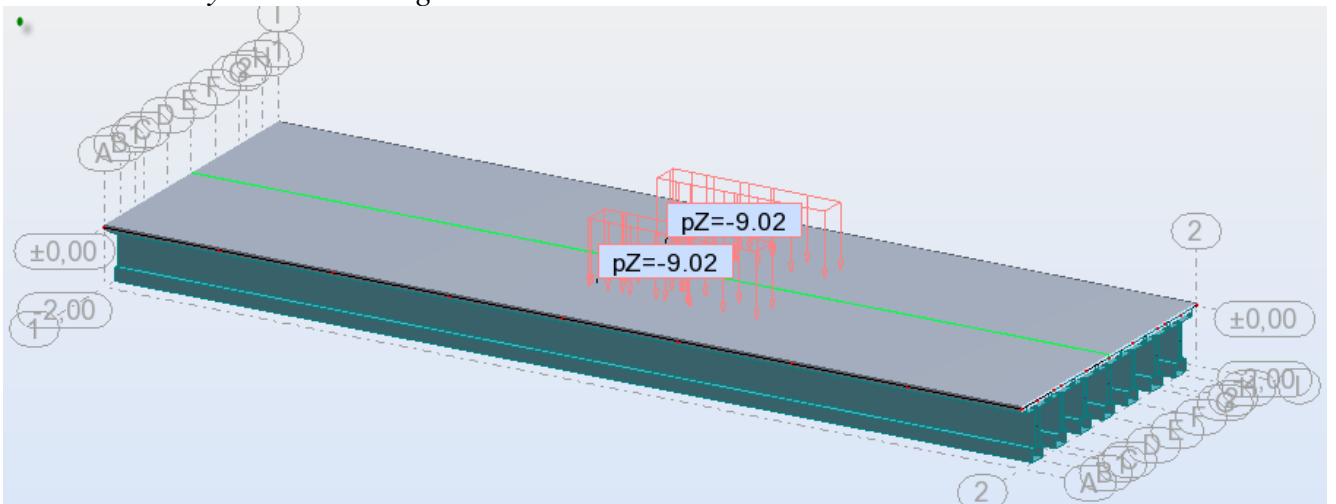


Figure VI.16 : chargement sous le système Mc120.

➤ *Système de charge D240 :*

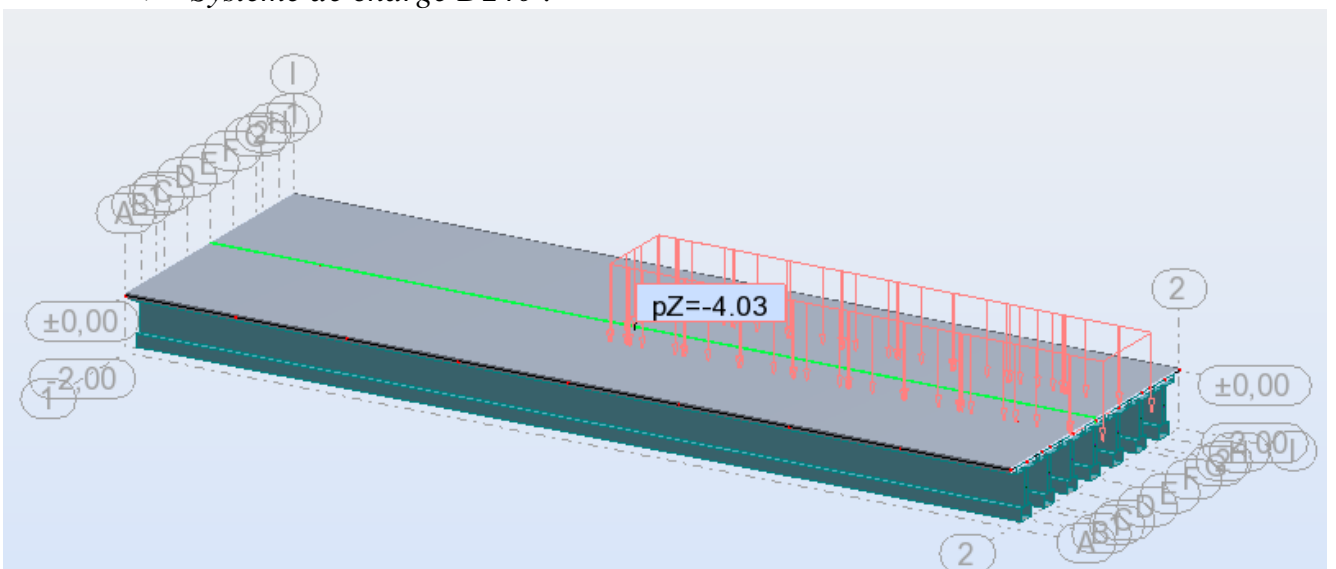


Figure VI.17 : chargement sous le système D240.

❖ 7^{ème} étape :

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul :

Action prépondérante	Combinaisons
A P'ELU	$1.35G+1.6 (A(l) +Qt)$
	$1.35G+1.6 (Bc +Qt)$
	$1.35G+1.35 Mc120$
	$1.35G+1.35 D240$
	$1.35G+1.5V$
A P'ELS	$G+1.2 (A(l) +Qt)+0.5\Delta T$
	$G+1.2 (Bc +Qt))+0.5\Delta T$
	$G+Mc120)+0.5\Delta T$
	$G+D240)+0.5\Delta T$
	$G+V$

Tableau VI.1 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.

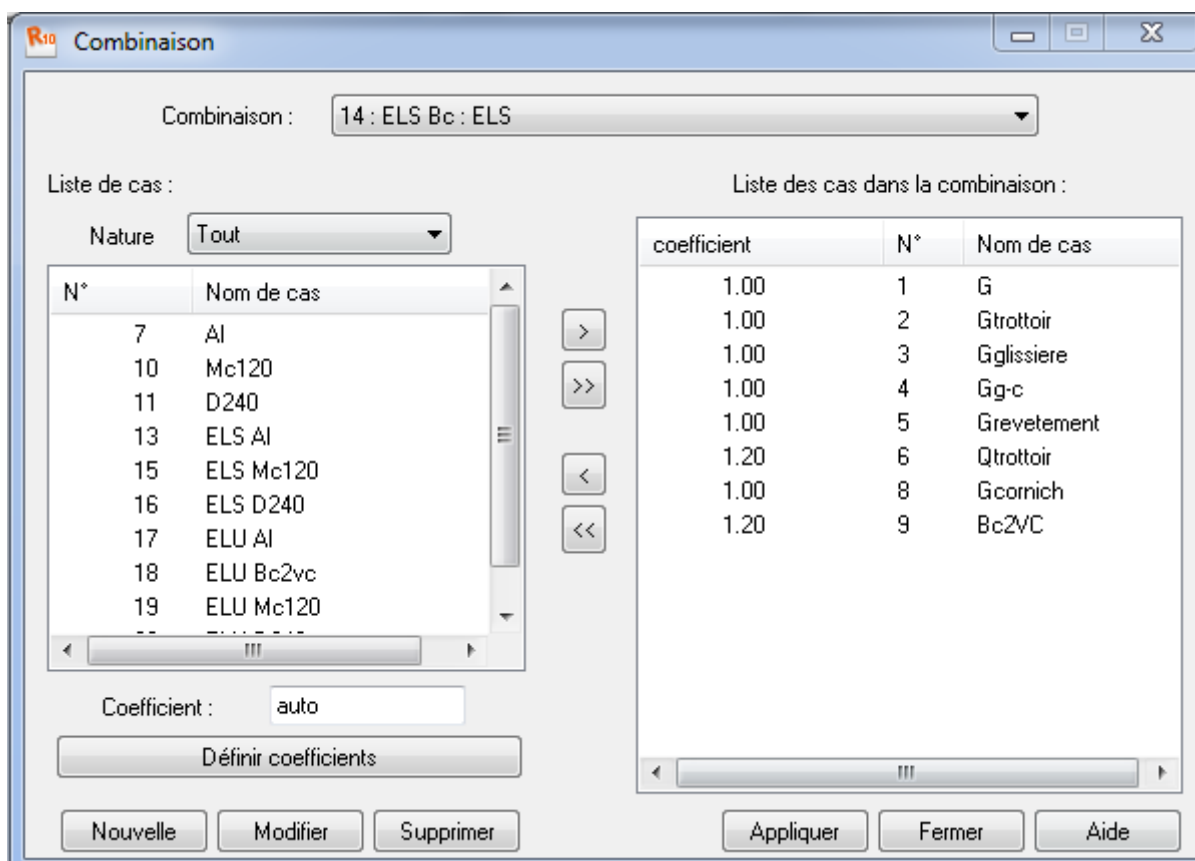


Figure VI.18 : Définition des combinaisons d'action.

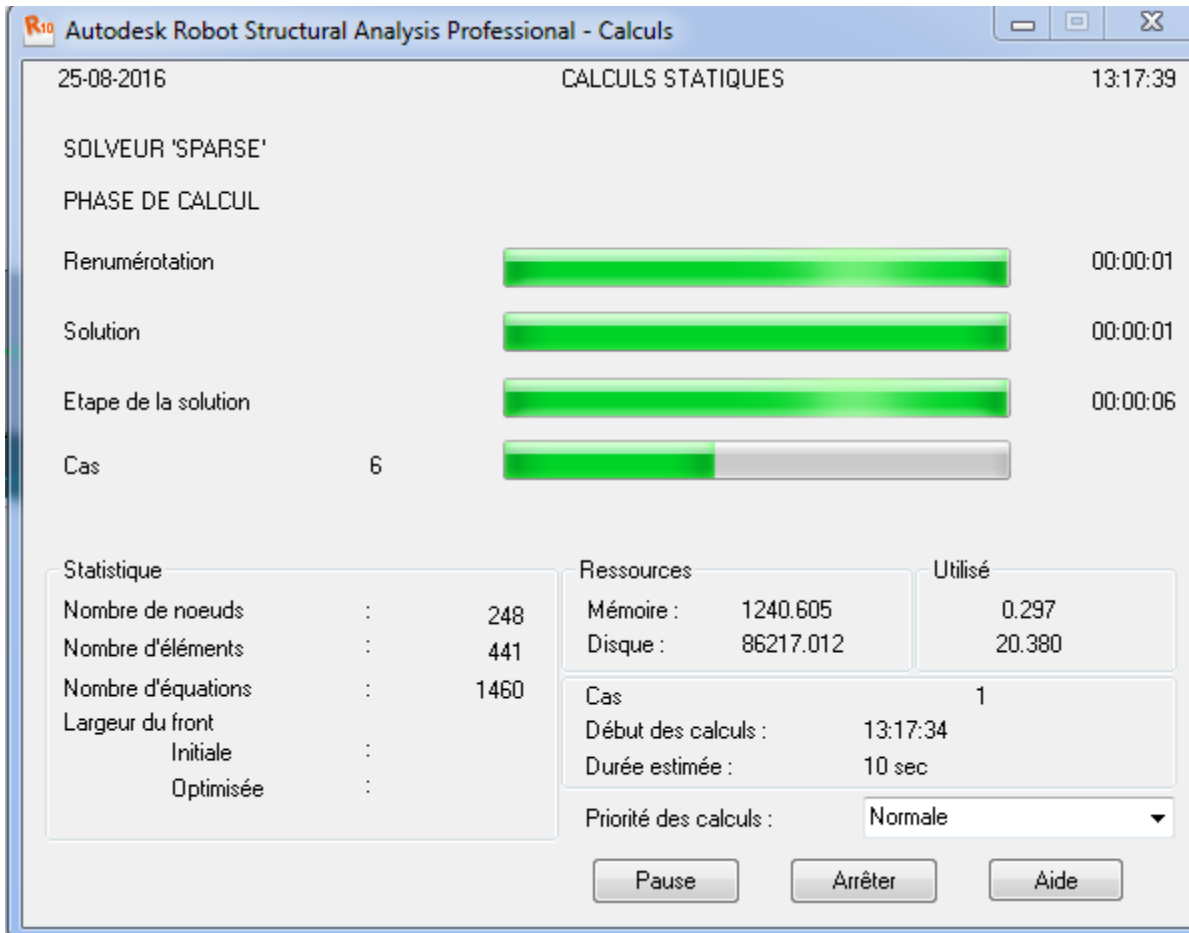


Figure VI.19 : Lancement du calcul.

- ❖ 8^{ème} étape :
Affichage des résultats :

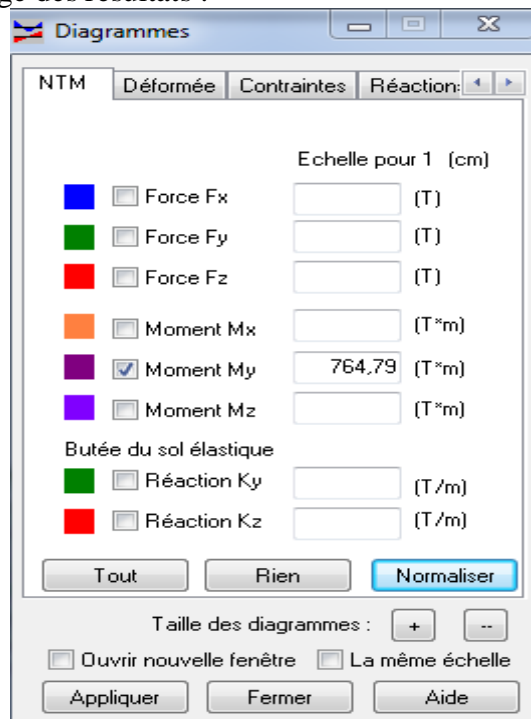


Figure VI.20 : Extractions des résultats.

Les différents résultats sont donnés sous forme de diagramme :

- *Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à ELU :*
1.35G+1.35 D240

$M_{max} = 777.7 \text{ t.m}$ à L'ELU

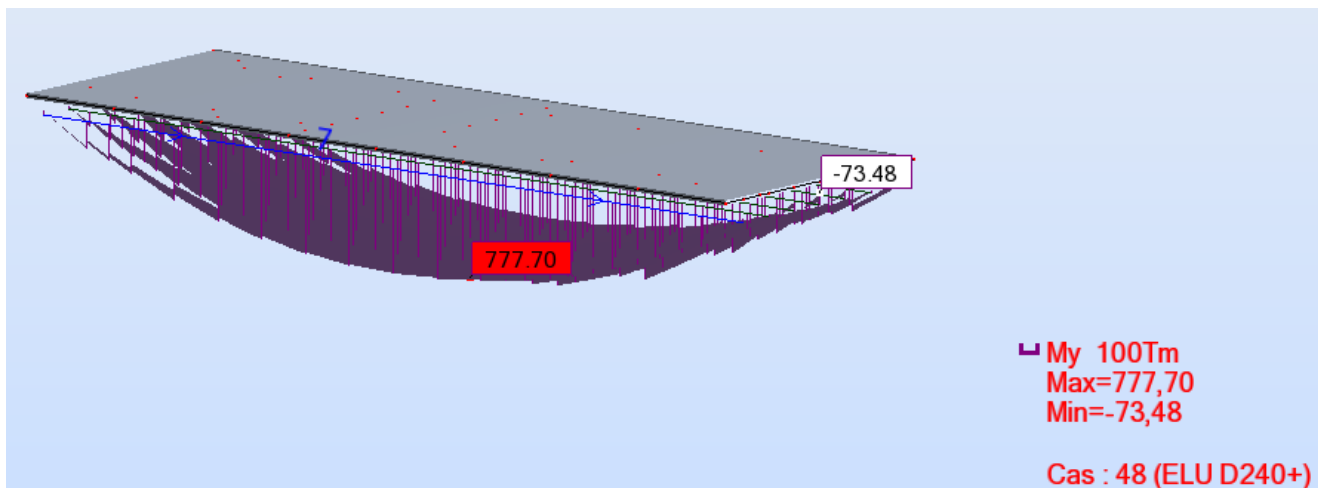


Figure VI.21: Diagramme du M_x à l'ELU.

- *Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :*
G+D240)+0.5ΔT

$M_{max} = 576.07 \text{ t.m}$ à L'ELS

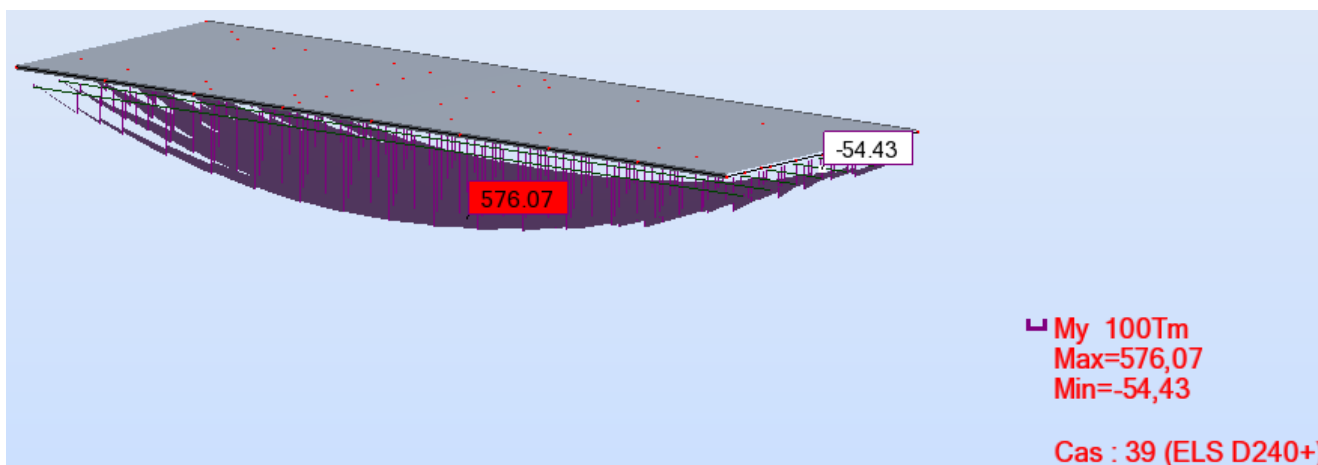


Figure VI.22: Diagramme du M_x à l'ELS.

- *Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU :*
 $T_{max} = 144.89 \text{ t}$ à l'ELU

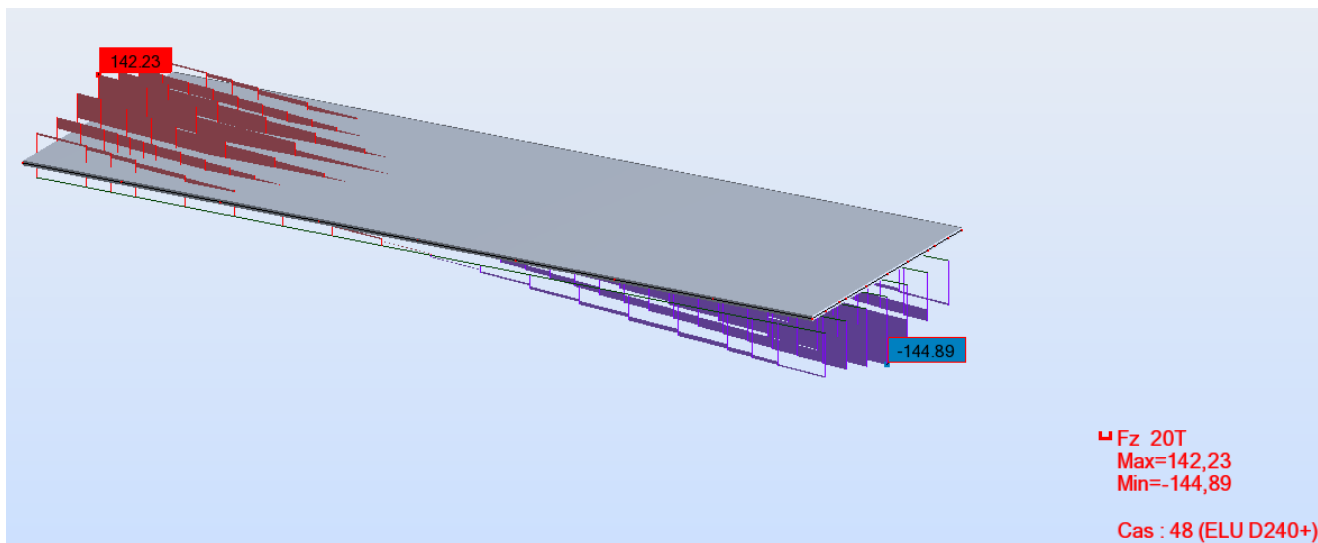


Figure VI.23: Diagramme de T à l'ELU.

- *Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :*
 $T_{max} = 107.33 \text{ t}$ à l'ELS

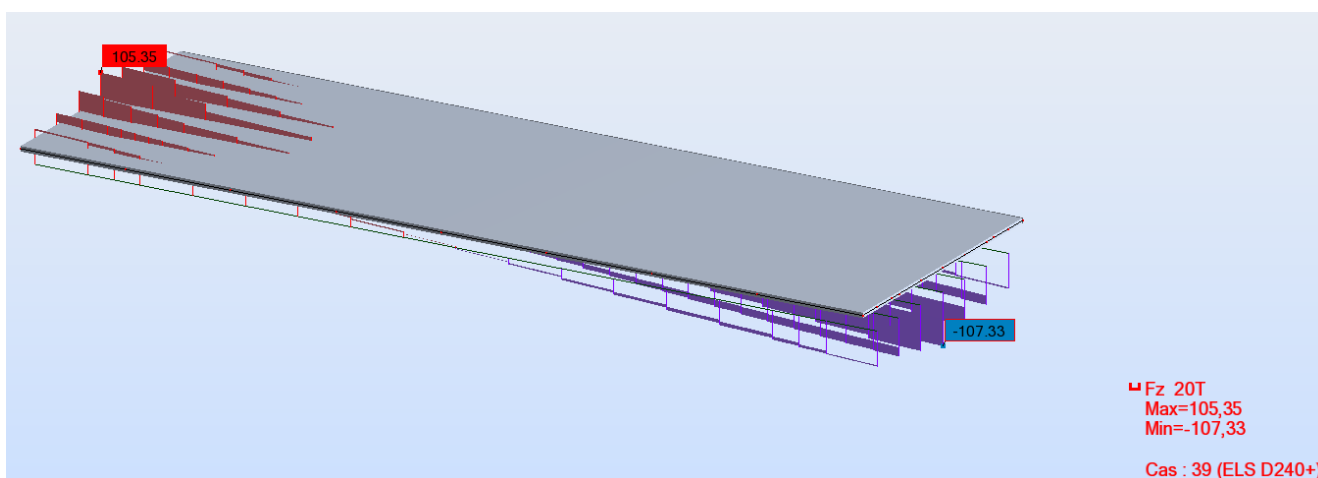


Figure VI.24: Diagramme de T à l'ELS.

D'où :

Les efforts maximum sont donnés par la combinaison : 1.35G+1.35D240

Etat \ Effort interne	M (t.m)	T (t)
ELU	777.7	144.89
ELS	576.07	107.33

Tableau VI.2 : Efforts internes maximum dans les poutres

VI-4) Etude du platelage :

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

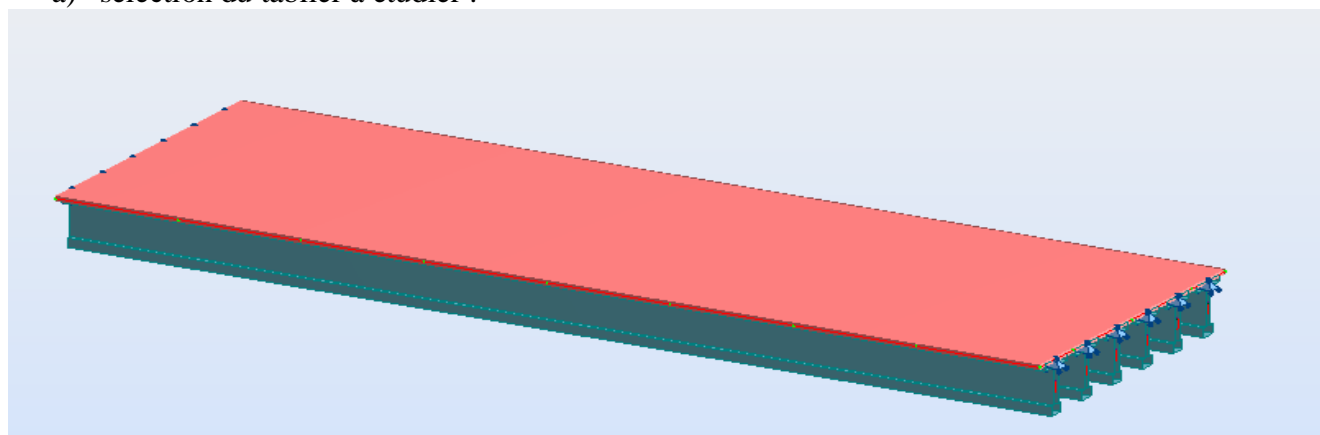
L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

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

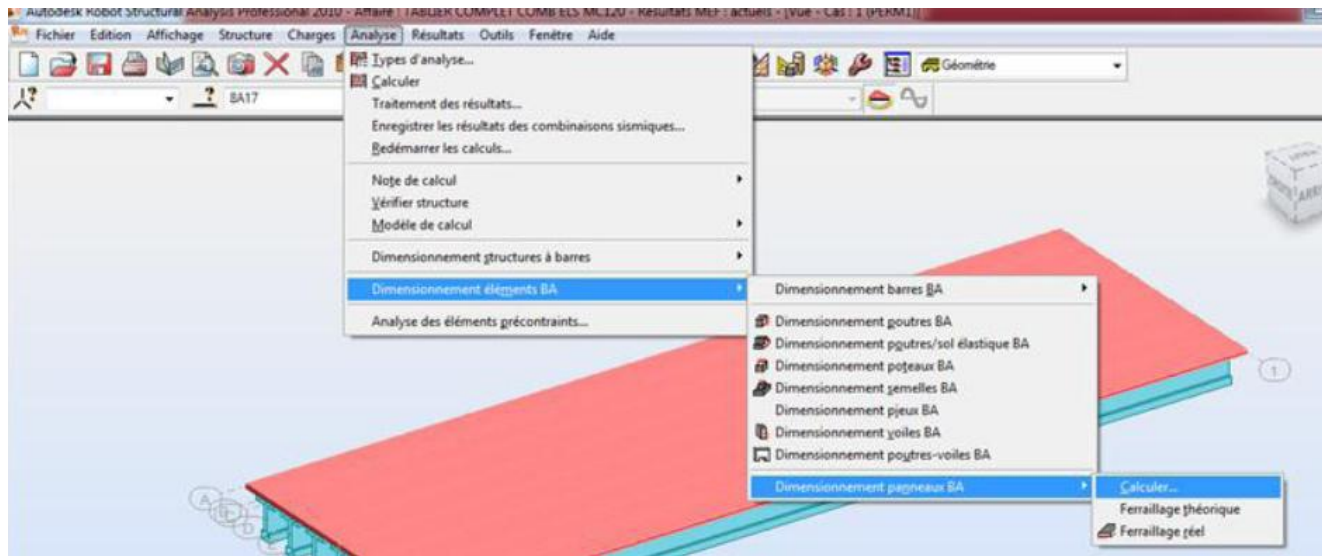
- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

VI-4-1) Méthode numérique :

a) sélection du tablier à étudier :



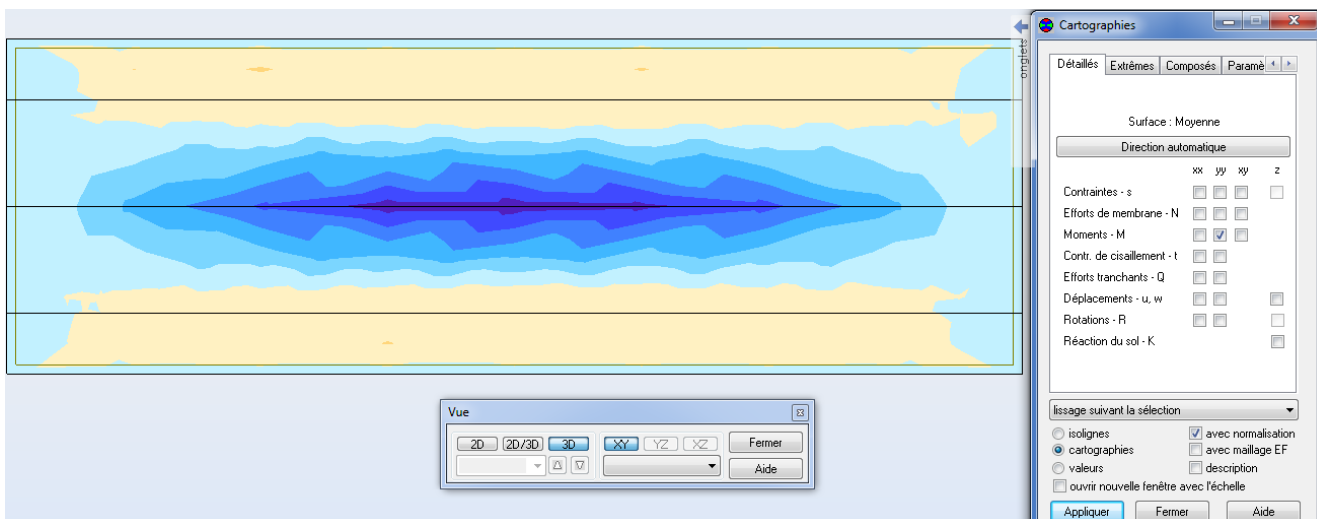
b) on lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé) :



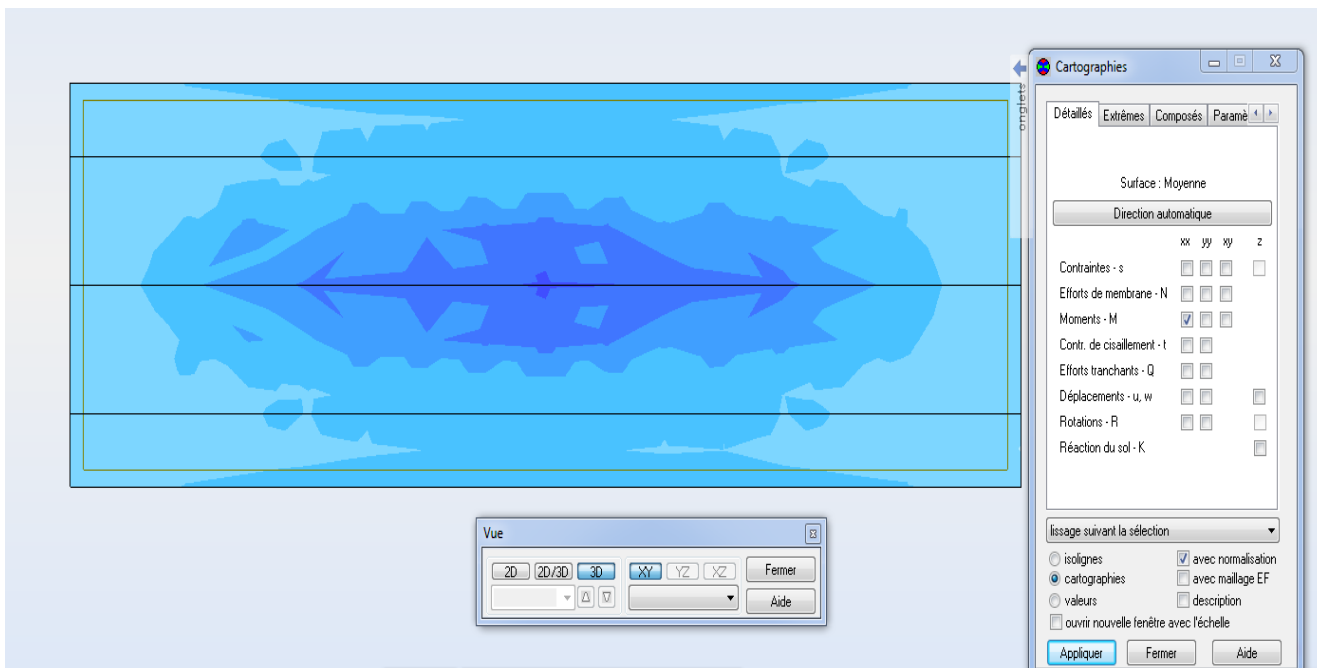
VI-4-2) Les résultats obtenus avec le logiciel :

a) Les résultats cartographie :

Flexion longitudinale :
Autour de (YY) :



Flexion transversale :
Autour de (XX) :



b) Résultats du moment fléchissant maximal

❖ **A L'ELS :**

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXZ [Tm/m]
MAX	0,01	1,01	-0,00
Panneau	9	9	9
Noeud	14	153	87
Cas	ELU D240/11	ELU D240/34	ELU D240/3
MIN	-2,33	-5,04	-0,52
Panneau	9	9	9
Noeud	122	122	185
Cas	ELU D240/8	ELU D240/8	ELU D240/4

❖ **A L'ELU:**

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	0,01	0,75	-0,00
Panneau	9	9	9
Noeud	14	153	87
Cas	ELS D240/11	ELS D240/34	ELS D240/3
MIN	-1,73	-3,73	-0,38
Panneau	9	9	9
Noeud	122	122	185
Cas	ELS D240/8	ELS D240/8	ELS D240/4

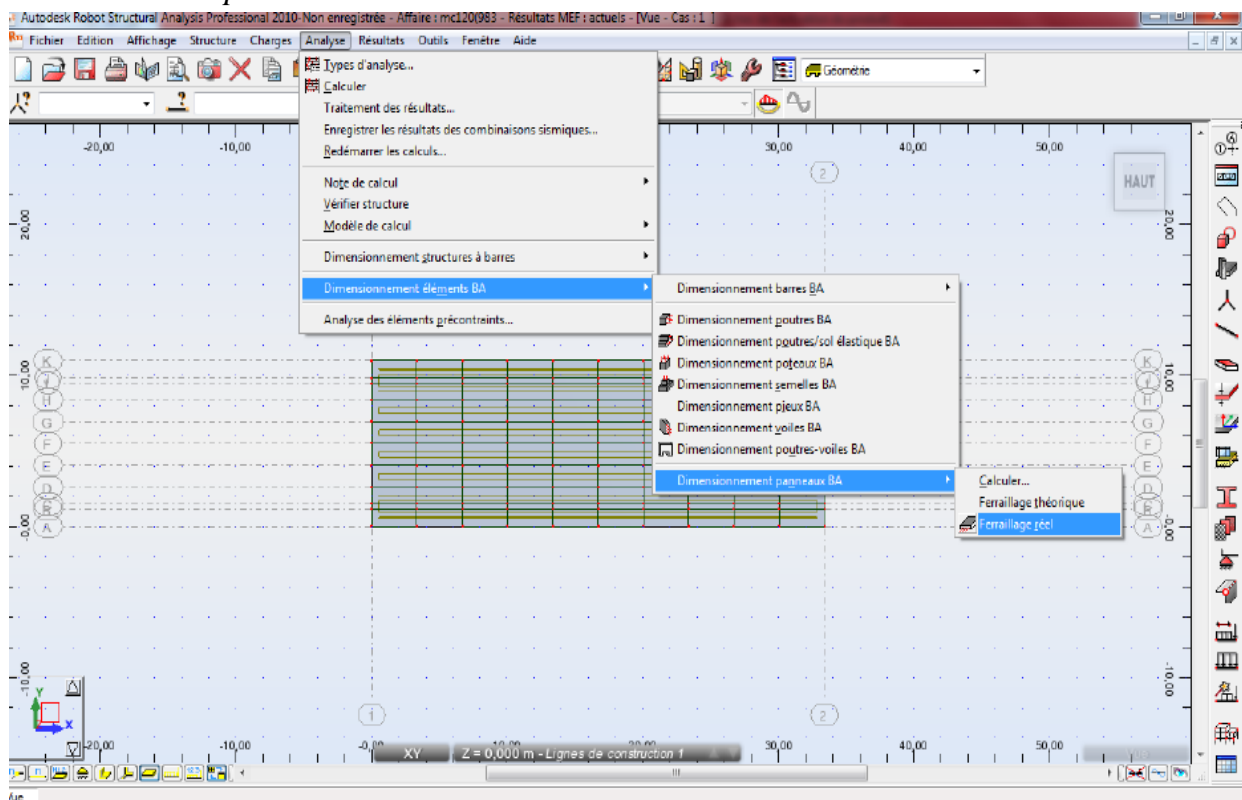
Les deux tableaux ci-dessus nous donnent les moments extremums de la combinaison la plus défavorable.

D'après ces résultats, le ferrailage se fera à **L'ELU**.

VI-4-3) Ferrailage :

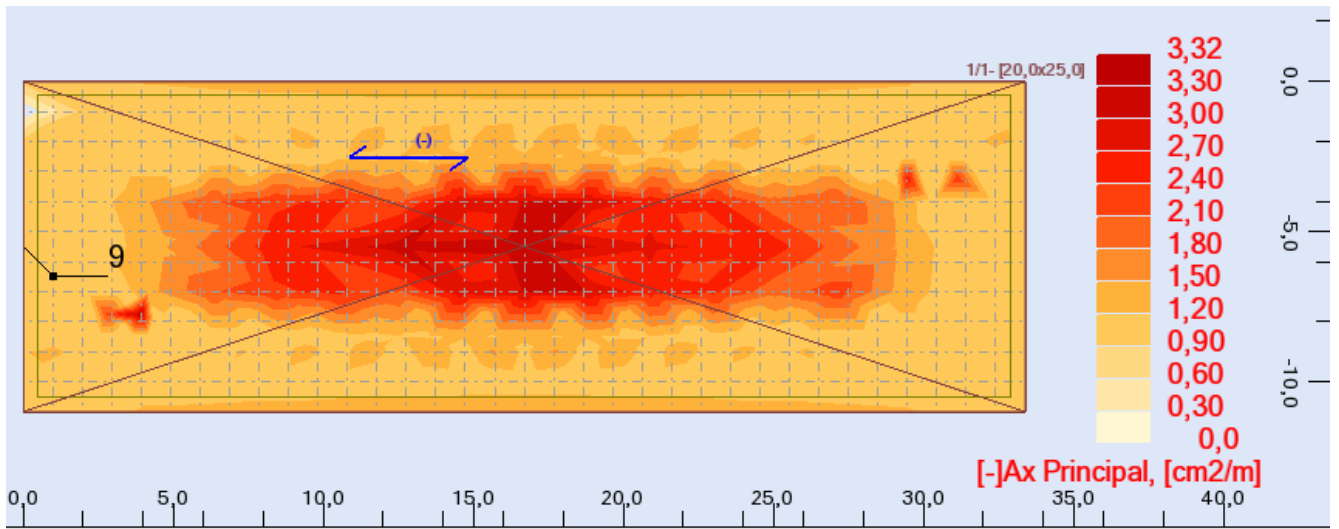
Le ferrailage de notre dalle en béton armé se fait de la manière suivante

❖ **1^{ère} étape :**

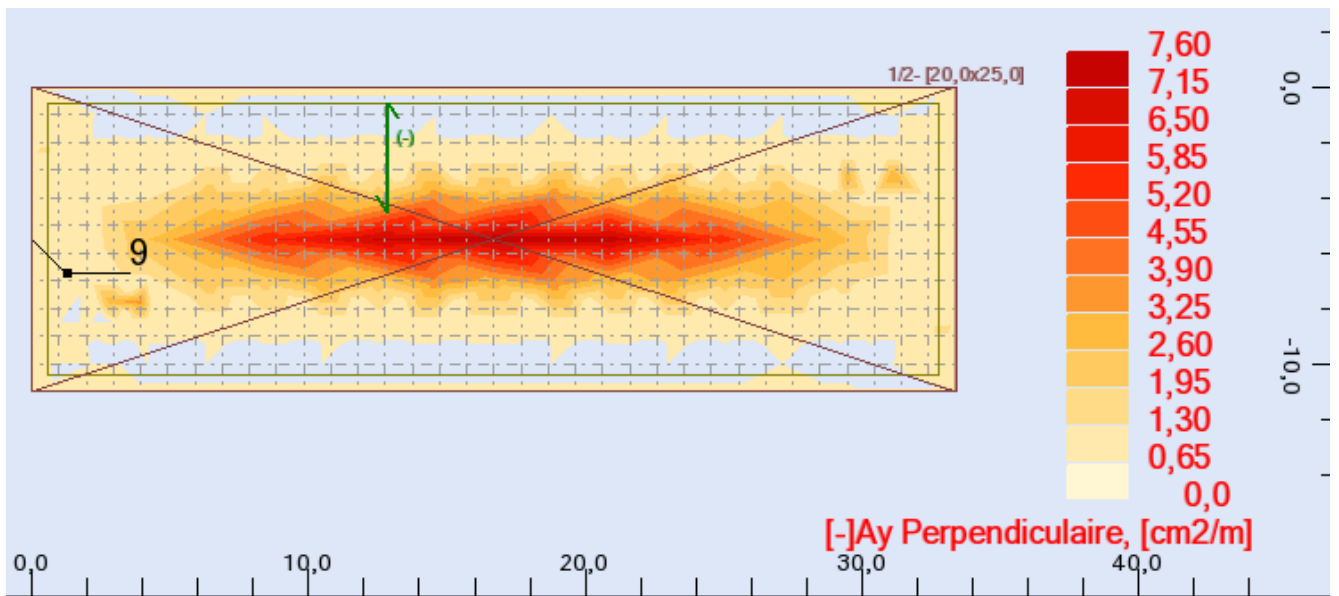


❖ 2^{ème} étape : résultats des sections d'armatures donnés par le ferrailage réel :

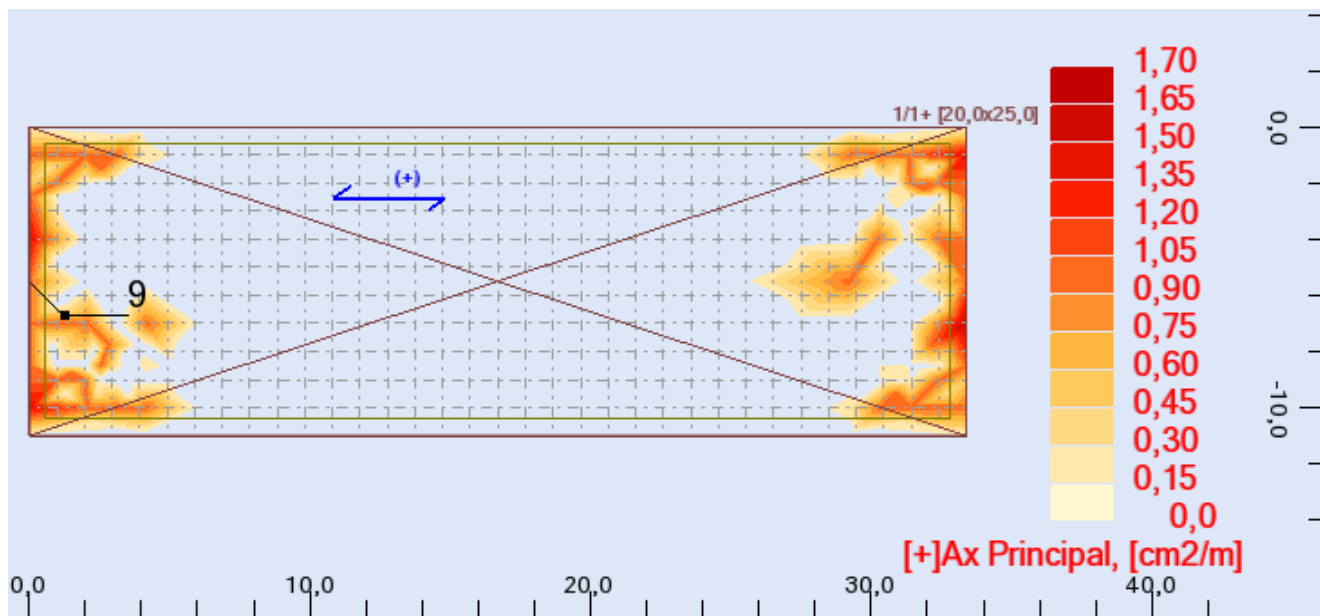
Dans le sens (X-) :



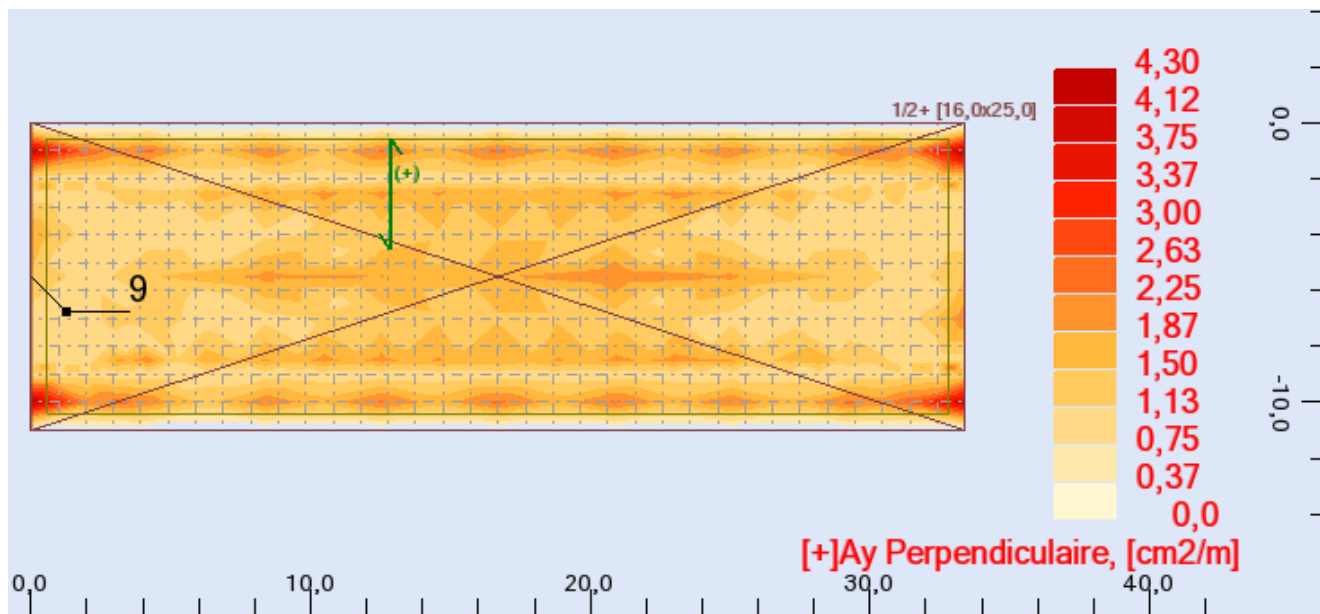
Dans le sens (Y-) :



Dans le sens (X+) :

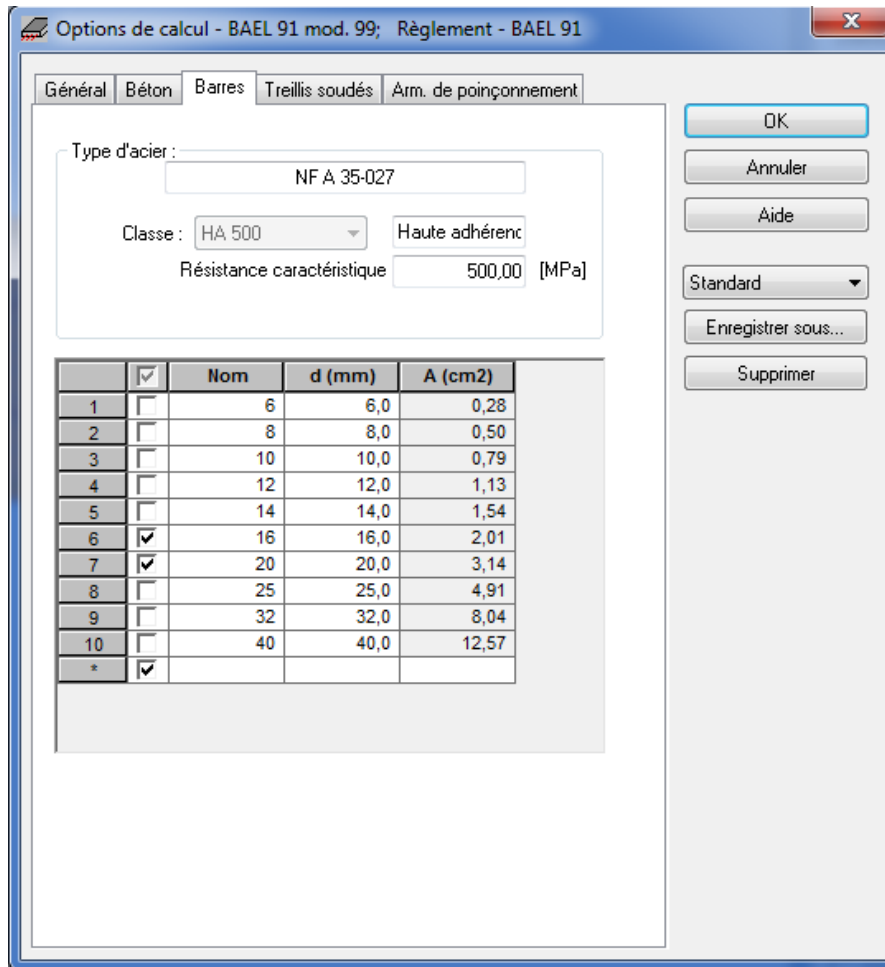


Dans le sens (y+) :

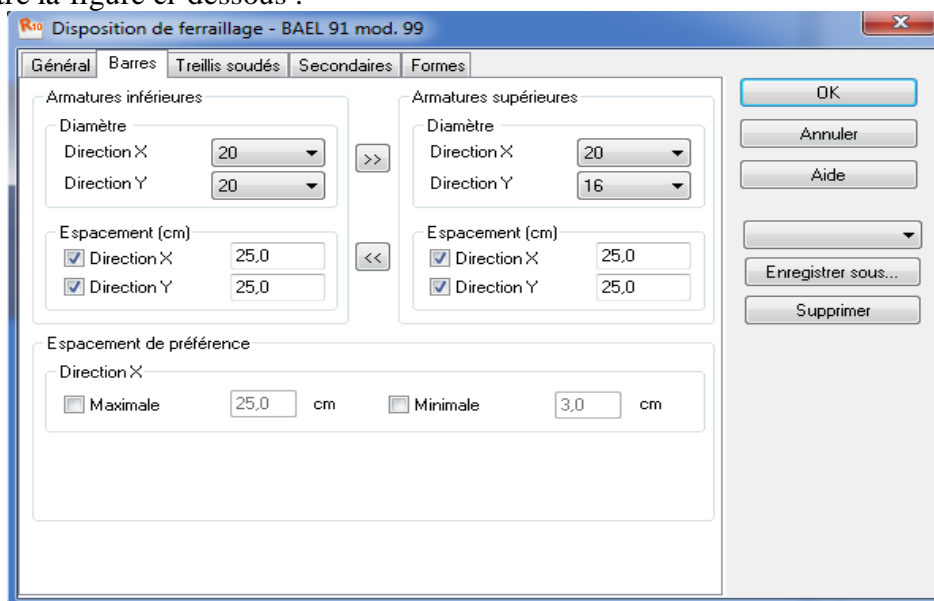


Les sections maximales d'armatures données par le logiciel sont respectivement :
 3.32 cm² ; 7.60cm² ; 1.70 cm² ; 4.30 cm² pour (x-),(y-),(x+),(y+).

- ❖ 3^{ème} étape :
choix et dispositions du ferrailage :

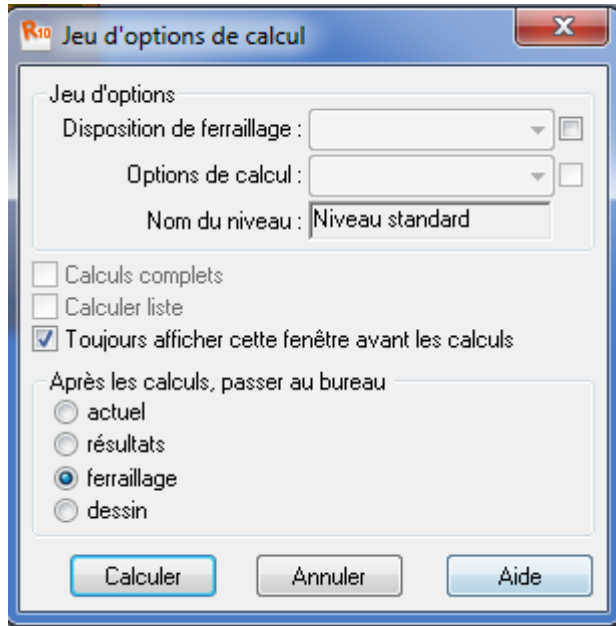


Après avoir choisi les barres à utiliser on passe à leurs dispositions et leurs espacements comme le montre la figure ci-dessous :



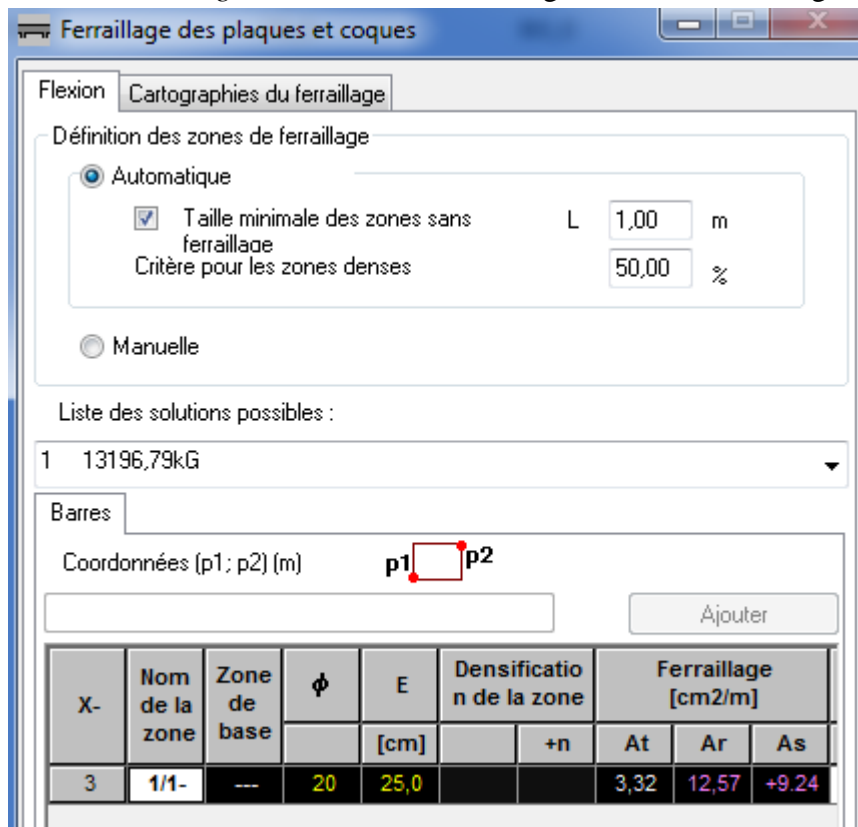
❖ 4^{ème} étape :

On lance le calcul du ferrailage et les résultats sont les suivants :



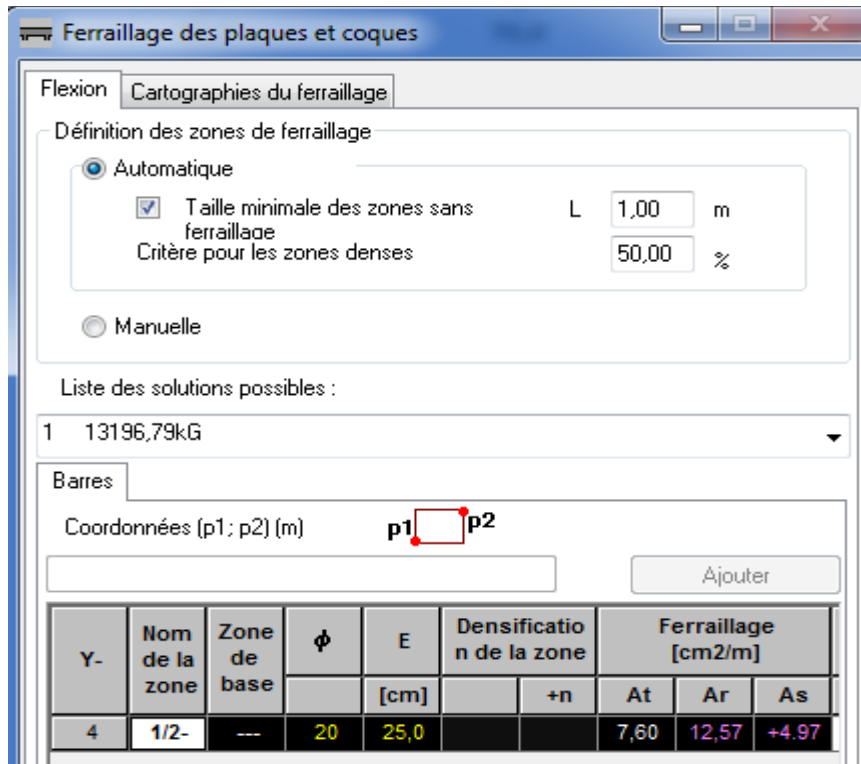
- Le ferrailage de lit supérieur :

➤ Dans le sens longitudinal : Le moment négatif dans le sens longitudinal Max (X-) :



$A_s=9.24 \text{ cm}^2$

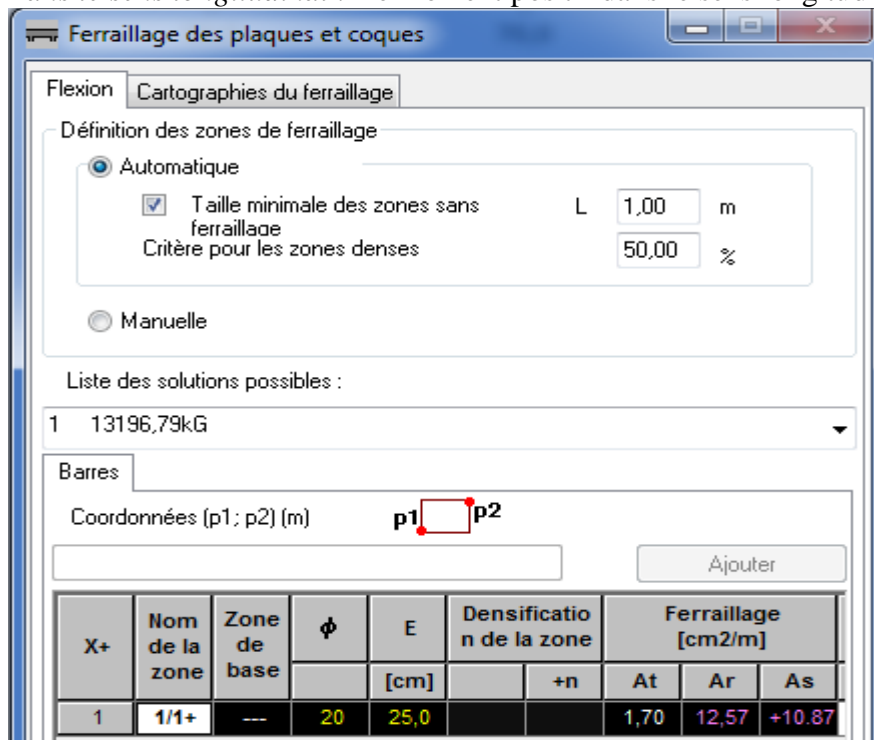
➤ Dans le sens transversal : moment négatif max dans le sens transversal (Y-) :



$A_s=4.97 \text{ cm}^2$

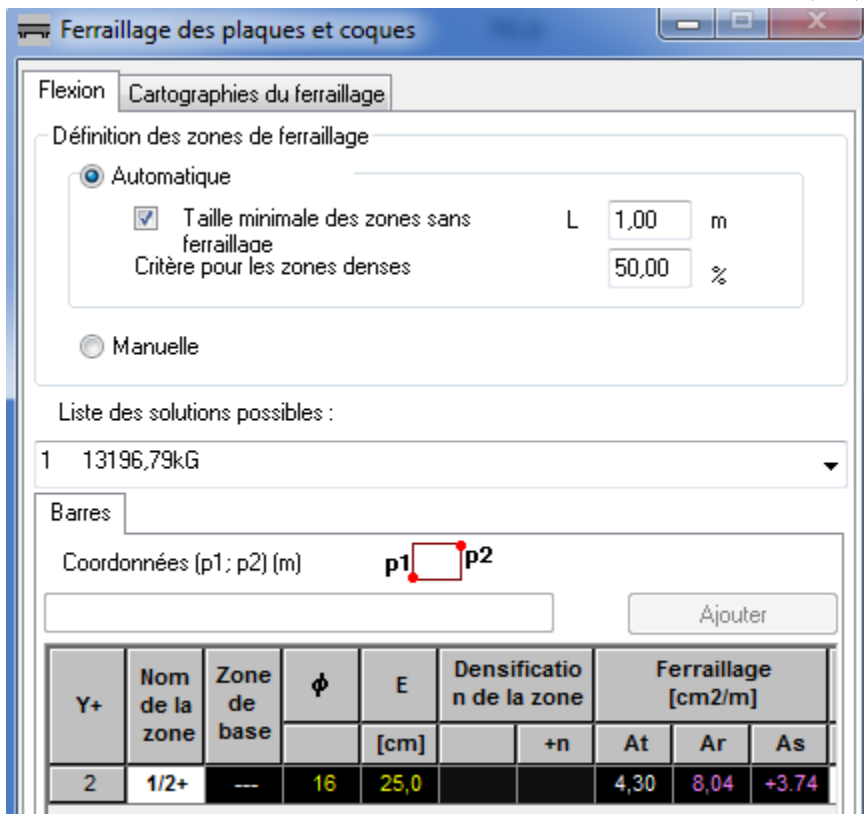
- Le ferrailage de lit inferieur :

➤ Dans le sens longitudinal : Le moment positif dans le sens longitudinal :(X+) :



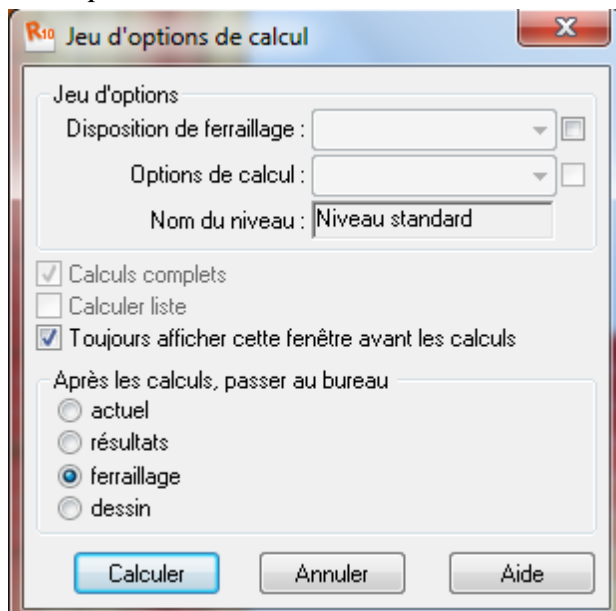
$A_s=10.87 \text{ cm}^2$

➤ Dans le sens transversal : Le moment transversal dans le sens (Y+) :



$A_s = 3.74 \text{ cm}^2$

❖ 5^{ème} étape :



Le ferraillage général du platelage :

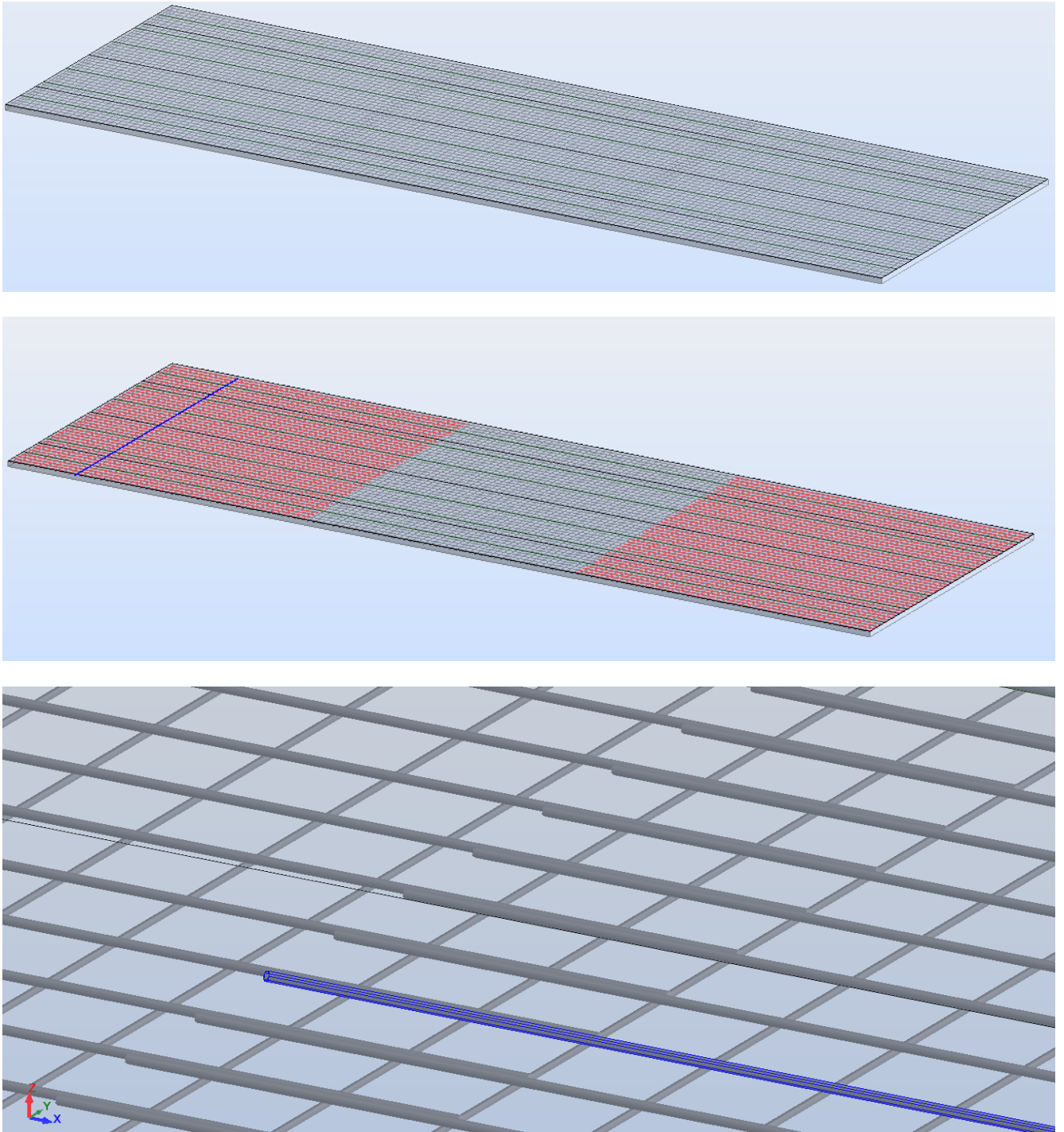
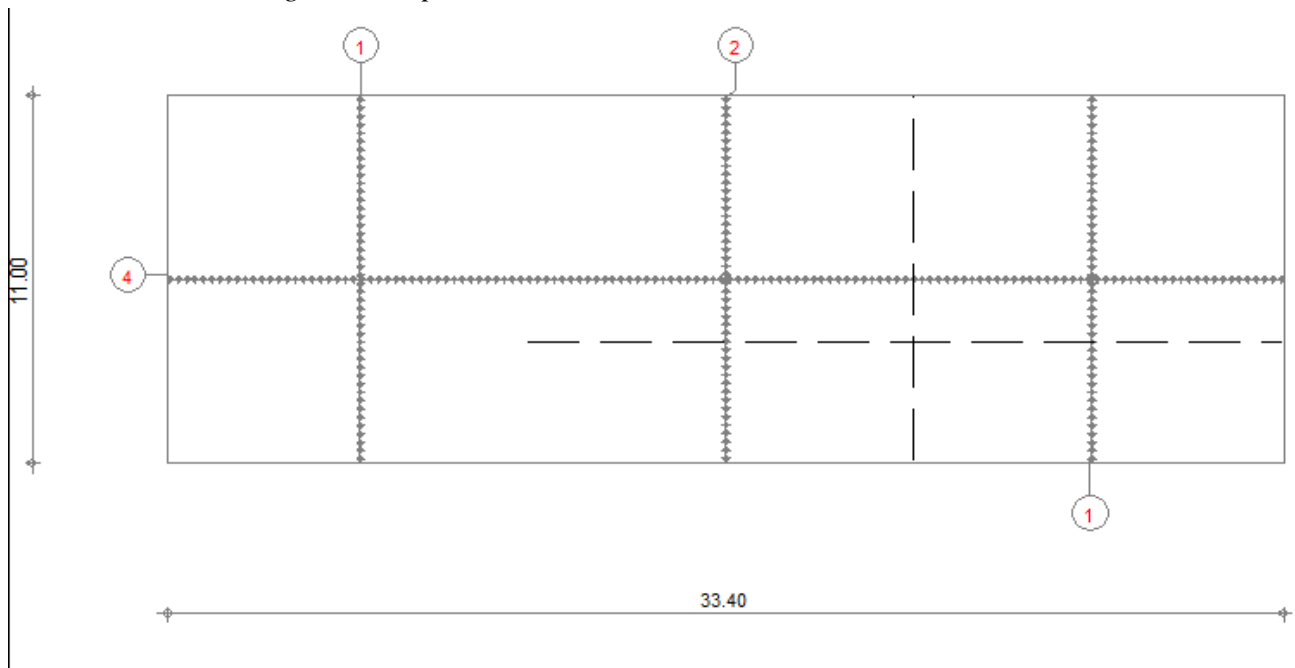
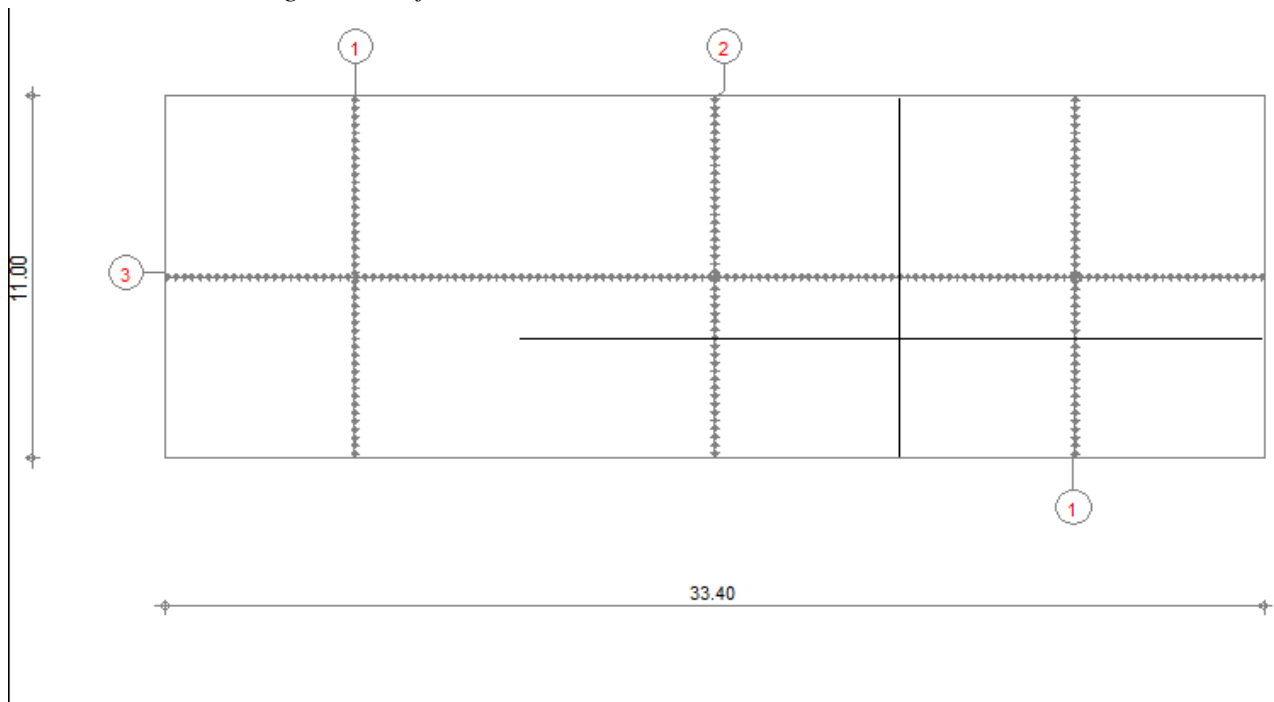


Figure VI.25: Le ferrailage général de platelage (donné par le logiciel robot millenium)

➤ *Plan Ferrailage de lit supérieur :*



➤ *Plan Ferrailage de lit inférieur :*



Pos.	Armature	e (cm)	Forme
①	45HA20	25	11.75 m
②	45HA20	25	11.80 m
③	134HA20	25	10.95 m
④	134HA16	25	10.95 m

VI-5) étude à la torsion:

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace :

Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considéré les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse.

On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

VI-5-1) Effet de la torsion :

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion « Γ » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ($a > b$) ; par la formule :

$$\Gamma = k.b.a^3$$

La valeur de k dépend du rapport : $R = \frac{b}{a}$ est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - (0.051 + \frac{0.168}{R})e - 0.13R$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion « Γ ».

Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections :

-L'âme de la poutre est calculée 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.

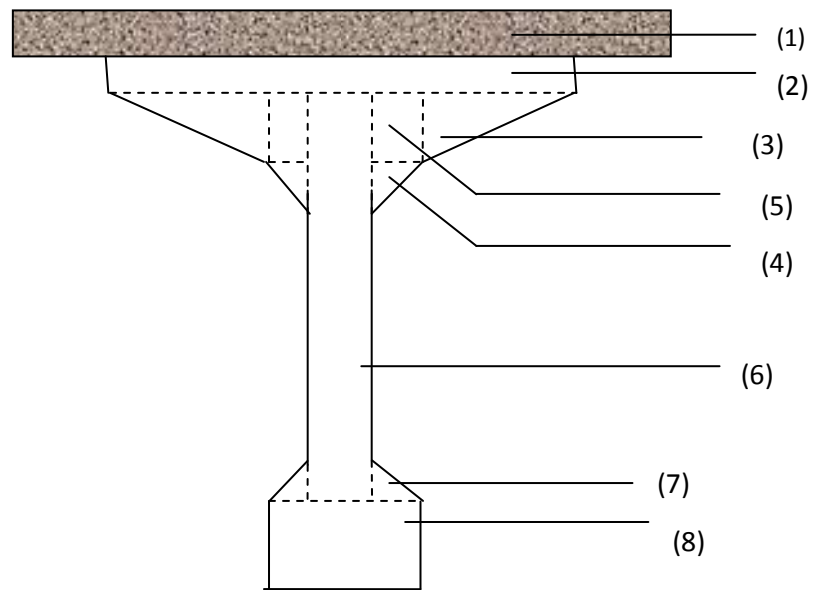


Figure V.24: Section de torsion

Elément N°	a(m)	b(m)	R	K	$\tau \times 10^{-4}$
1	0.2	1.5	7.5	0.3056	18.336
2	0.1	1.35	13.5	0.3224	4.3524
2x(3)	0.06	0.47	7.8	0.3070	0.3117
2x(4)	0.06	0.1	1.66	0.2107	0.0455
2x(5)	0.1	0.1	1	0.1410	0.141
6	0.21	3.5	16.33	0.3259	105.636
2x(7)	0.22	0.3	1.36	0.1871	5.976
8	0.15	0.65	4.33	0.2822	6.191
$\Sigma\tau_i$	//	//	//	//	140.99

Tableau VI.3: calcul de l'inertie de torsion τ

$$\tau_{\max} = 105.636 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\tau_{\text{total}} = 140.99 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\frac{\tau_{\text{âme}}}{\tau_{\text{total}}} = 0.7492 \text{ (L'âme reprend 74.92 \% du moment de torsion total appliqué sur la poutre)}$$

- Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

Etat	poutre (t.m)	Ame (t.m)
E.L.U	24.92	18.67
E.L.S	18.46	13.83

Tableau VI.4: moments de torsion max

VI-5-2) Calcul des contraintes tangentielles de torsion :

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b (a<b) est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right)$$

$$a = a_{\text{net}} - \varnothing / 2$$

\varnothing : 8.5 cm est le diamètre extérieur de la gaine.

$$a = 21 - \frac{8.5}{2} = 16.75 \text{ cm.}$$

$$b = 200 \text{ cm} \qquad R = \frac{b}{a} = \frac{200}{16.75} = 11.94$$

Donc :

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{Mt}{0.1675^3} \cdot \frac{1}{11.94} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{11.94-1}{\sqrt{2+11.94^2}} \right)$$

$$\tau_{\text{âme}} = Mt \times 0.05637$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

$$\text{ELU : } \tau_{\text{âme}} = 18.67 \times 0.05637 = 1.0524 \text{ MP}_\varnothing.$$

$$\text{ELS : } \tau_{\text{âme}} = 13.83 \times 0.05637 = 0.7796 \text{ MP}_\varnothing.$$

NB: les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

VII-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.

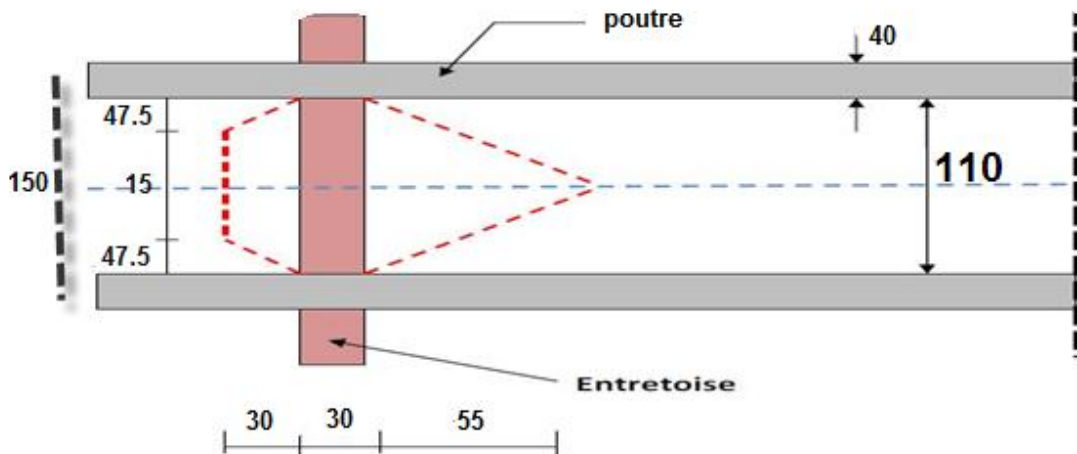


Figure VII.1 : Surface d'influence de l'entretoise

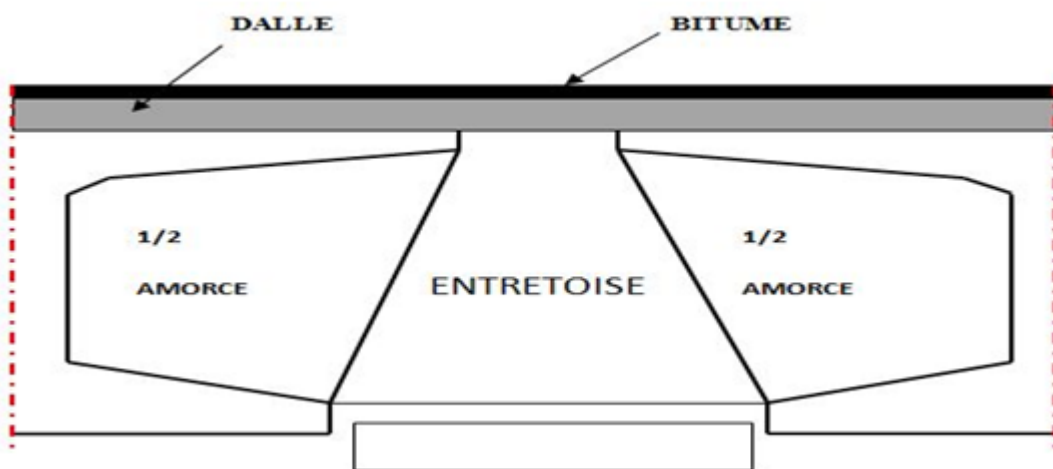


Figure VII.2 : Surface d'influence de l'entretoise

VII-2) Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise :

A. 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) :*

$$P = 2 \times 0.3083 + 0.65625 = 1.273t$$

$$P = \frac{1.273}{1.1} = 1.157 \text{ t/m}$$

❖ *Poids de l'hourdis :*

Surface impacte :

$$S = (0.3 \times 0.475) + (0.15 \times 0.3) + (0.55 \times 0.55) + (1.1 \times 0.3) = 0.82m^2$$

$$P = \frac{0.82 \times 2.5 \times 0.2}{1.1} = 0.373 \text{ t/m}_l$$

❖ *Poids du coffrage perdus :*

on prend la valeur de 10Kg/m²

$$P = \frac{0.82 \times 0.01}{1.1} = 0.00745 \text{ t/m}_l$$

❖ *Poids de revêtement bitumineux avec étanchéité :*

$$P = \frac{(0.07 + 0.03) \times 2.2 \times 0.82}{1.1} = 0.164 \text{ t/m}$$

B. La charge permanente revenant à l'entretoise est :

$$P = 1.157 + 0.373 + 0.00745 + 0.164 = 1.70145 \text{ t/m}_l$$

➤ *Moment fléchissant :*

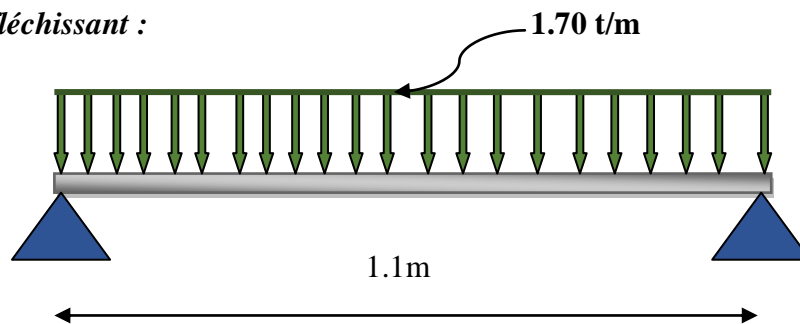


Figure VII.3 Calcul de Moment fléchissant

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.70 \times (1.1)^2}{8} = 0.257 \text{ t.m}$$

Les entretoises sont supposé semi-encastées dans les poutres du pont, donc on aura :

$$\begin{cases} M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 0.257 = 0.21 \text{ t.m} \\ M_{ap} = -0.5M_0 = -0.5 \times 0.257 = -0.129 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ *Effort tranchant :*

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{1.7 \times 1.1}{2} = 0.935 \text{ t}$$

C. 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) :

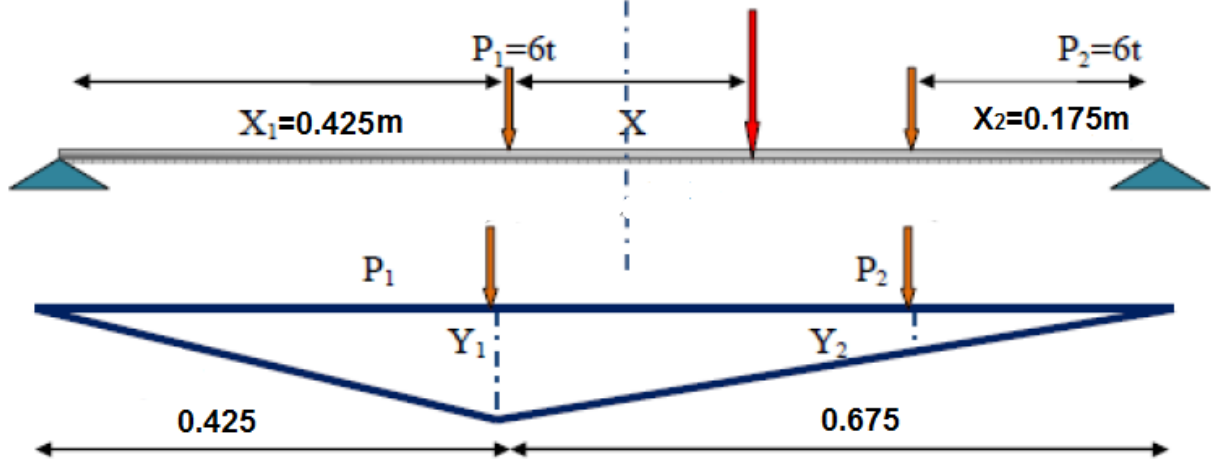


Figure VII.4 : ligne d'influence de moment

$$\sum M/P_1 = 0$$

$$\begin{cases} R \times (X) + 0.5P_2 = 0 \\ R = P_1 + P_2 \end{cases} \Rightarrow X = \frac{-0.5P_2}{R} = \frac{-3}{12} = -0.25m$$

$$X_2 = \frac{1.1}{2} - \left(0.5 - \frac{0.25}{2}\right) = 0.175m$$

$$Y_1 = \frac{a \times b}{l} = \frac{0.425 \times 0.675}{1.1} = 0.25m$$

$$Y_2 = \frac{0.25 \times 0.175}{0.425} = 0.103m$$

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 6 \times (0.25 + 0.103) = 2.118 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t = 0.8M_{max} = 0.8 \times 2.118 = 1.6944 \text{ t.m} \\ M_{ap} = -0.5M_{max} = -0.5 \times 2.118 = -1.059 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ *Effort tranchant :*

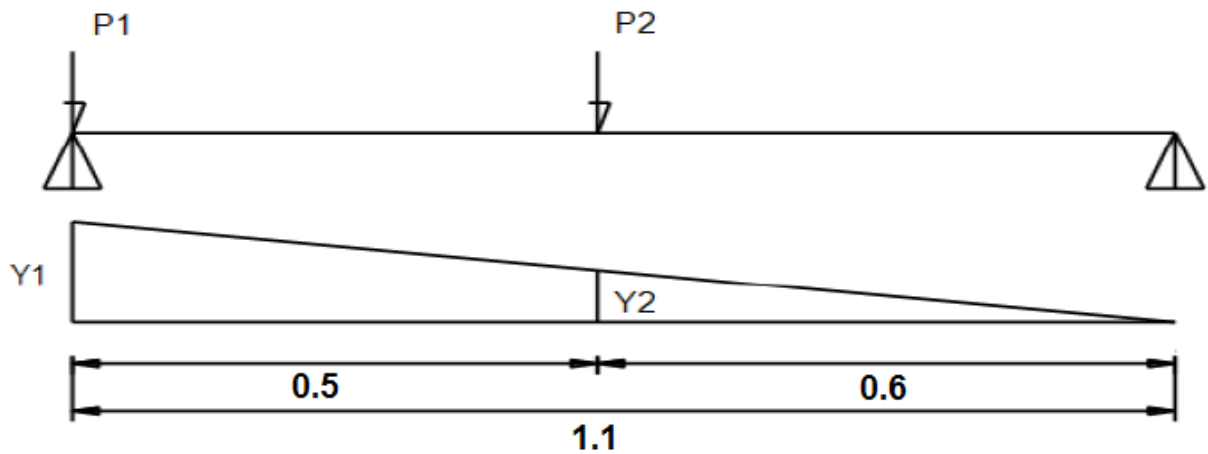


Figure VII.5 : ligne d'influence de T.

$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.6}{1.1} = 0.545m$$

$$T_{max} = \sum P_i Y_i = 6 \times (1 + 0.545) = 9.25 t$$

D. Charge Bt :

➤ *Moment fléchissant :*

On est en présence de deux roues de 8t chacune

$$\sum M_G = \sum M_R$$

$$8 \times (2\delta) = 8 \times (1 - 2\delta) \Rightarrow \delta = 0.25$$

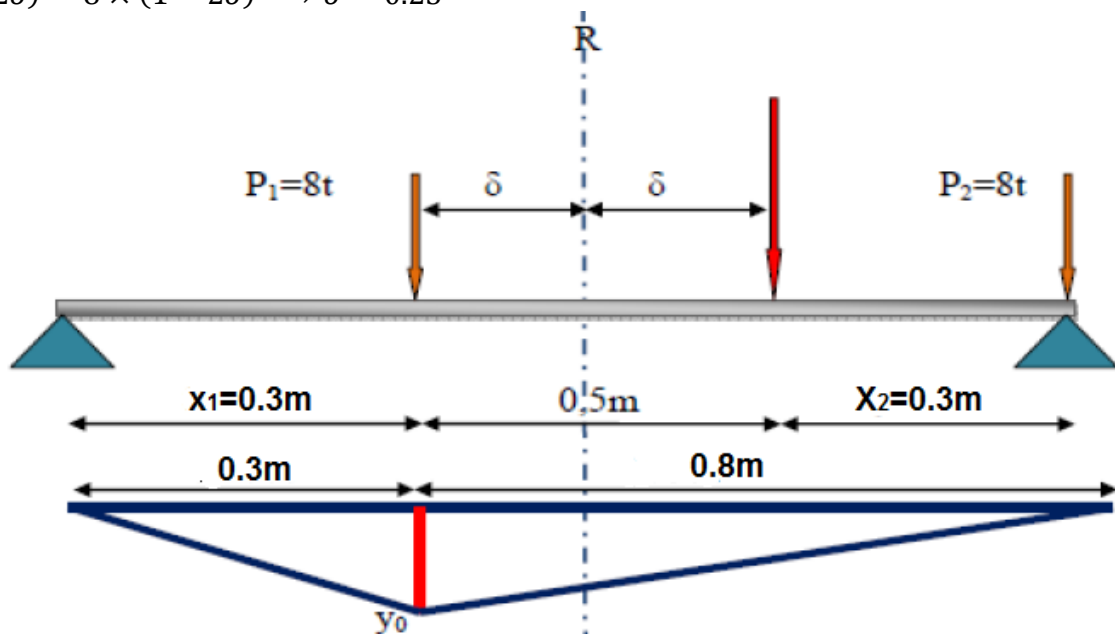


Figure VII.6 : ligne d'influence de M

$$P_1 = P_2 = 8 \text{ t}$$

$$X_1 = \frac{1.1}{2} - 0.25 = 0.3 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{0.3 \times 0.8}{1.1} = 0.22 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 6 \times 0.22 = 0.176 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.8 M_{max} = 0.8 \times 0.176 = 0.1408 \text{ t.m} \\ M_{ap} = -0.5 M_{max} = -0.5 \times 0.176 = 0.088 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

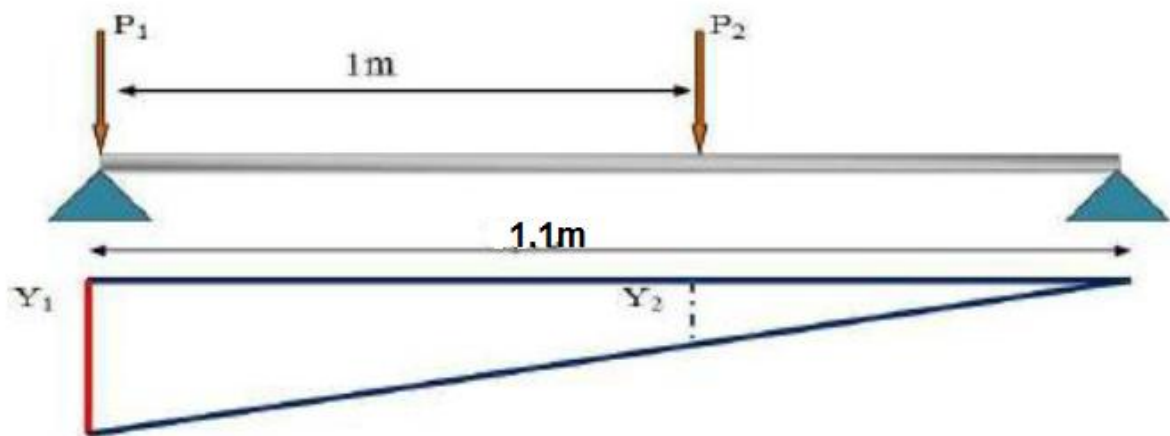


Figure VII.7 : ligne d'influence de T

$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.1}{1.1} = 0.091 \text{ m}$$

$$T_{max} = \sum P_i Y_i = 8 \times (1 + 0.091) = 8.727 \text{ t}$$

E. Système Mc 120:

➤ **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.

$$I_c = \frac{(0.55)^2}{1.1} = 0.275m$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{I_c \times 0.05}{0.55} = \frac{0.275 \times 0.05}{0.55} = 0.025m$$

$$\Omega = 2 \times (I_c + Y_1) \times \frac{0.5}{2} = 2 \times (0.275 + 0.025) \times \frac{0.5}{2} = 0.15m^2$$

$$\Omega = 0.15 m^2$$

$$M_0 = 6.762 \times 0.15 = 1.0143 t.m$$

$$\{ M_T = 0.8M_0 = 0.8 \times 1.0143 = 0.81 t.m$$

$$\{ M_{ap} = -0.5M_0 = -0.5 \times 1.0143 = -0.51 t.m$$

➤ Effort tranchant :

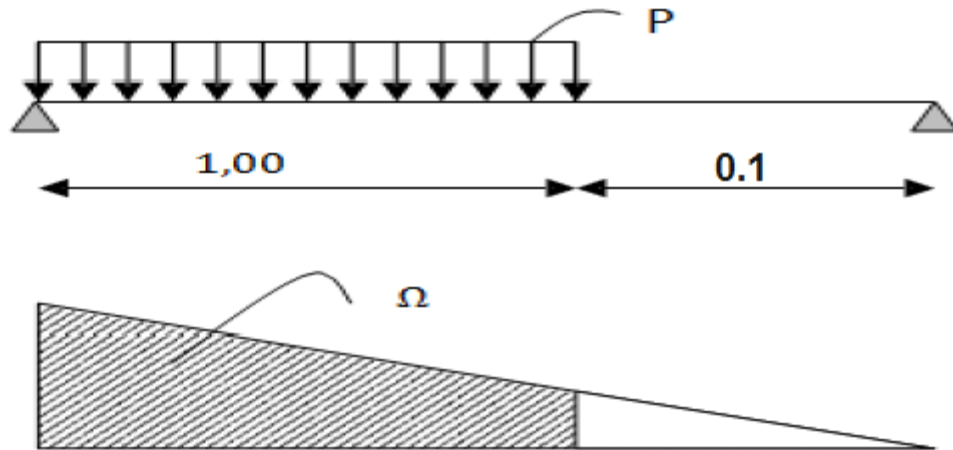


Figure VII.10 : Ligne d'influence de T (Mc120)

$$\Omega = \frac{b}{L} \times L_c \times \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right)$$

$$\Omega = \frac{1.15}{1.1} \times 1 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 1.1}\right) = 0.57 m^2$$

D'où :

$$T_{max} = 6.762 \times 0.57 = 3.85 t$$

F. Surcharge D240 :

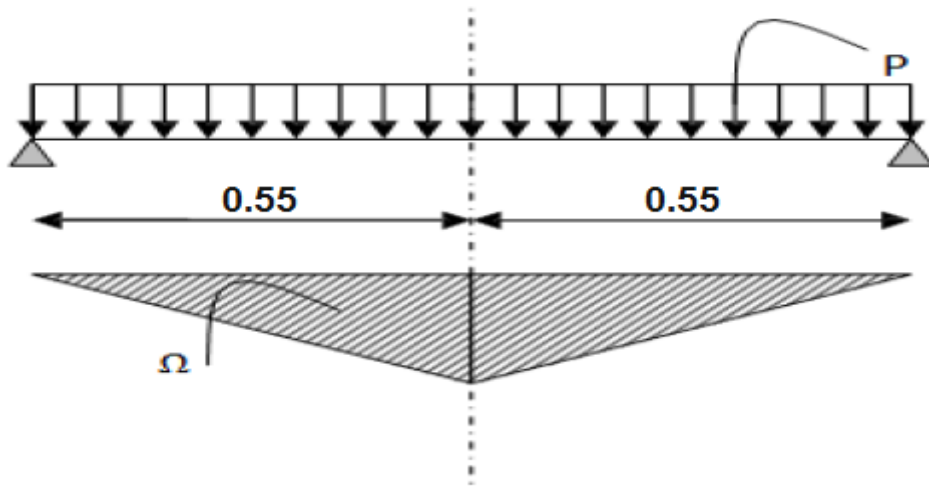


Figure VII.11 : Ligne d'influence de M (D240)

➤ **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 :

$$P = 4.0705 \times 0.82 = 3.858 \text{ t/m}$$

$$\Omega = \frac{0.55^2}{1.1} \times 1.1 \times \left(1 - \frac{1.1}{2 \times 1.1}\right) = 0.151 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_0 = 0.151 \times 3.858 = 0.583 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 0.583 = 0.466 \text{ t.m} \\ M_{ap} = -0.5M_0 = -0.5 \times 0.583 = -0.291 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{3.858 \times 1.1}{2} = 2.122 \text{ t/m}^2$$

charge	Coefficients		Mt (t.m)	Map (t.m)	T (t)
	δ	Bc ;Bt			
G		1	0.21	-0.129	0.935
Bc	1.075	1.1	1.6944	-1.059	9.25
Bt	1.063	1	0.1408	-0.088	8.727
Mc120	1.0706	1	0.81	-0.51	3.85
D240		1	0.466	-0.291	2.122

Tableau VII.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+1.35Max[Mc120,D240]	G + Max [Mc120,D240]

Tableau VII.2: Combinaison des efforts internes

Combinaison	E.L.U		E.L.S	
	I	II	I	II
Mt (t.m)	3.003	1.377	2.243	1.02
Ma (t.m)	1.874	0.863	1.4	0.639
T (t)	16.133	6.46	12.035	4.785

Tableau VII.3: Moment et effort tranchant après combinaison

VII-3) Ferraillage de l'entretoise :

A. Ferraillage longitudinale :

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et de 1.10m de longueur, soumis à la flexion simple.

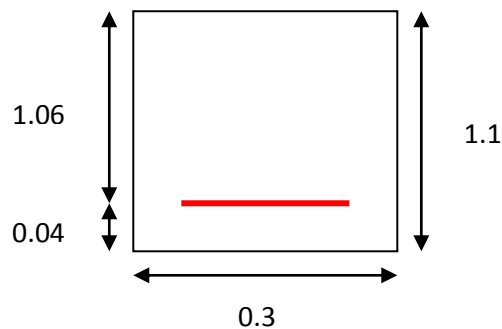
Acier FeE400

Béton $f_{c28} = 35$ MPa

$c = 4$ cm

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable).

$f_{c28} = 35$ MPa



$$\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

❖ **E.L.U :**

$$M_t = 3.003 \text{ t.m} = 30.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \sigma_{bc}} = \frac{30.03 \times 10^3}{30 \times 1.06^2 \times 19.83} = 0.0045$$

$\mu_b = 0.00453 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ Donc la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.00453 \qquad \beta = 0.997735$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30.03 \times 10^3}{0.997735 \times 106 \times 348} = 0.816 \text{ cm}^2$$

❖ **E.L.S :**

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries,...), alors on doit vérifier :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{avec } \eta = 1.6 \text{ pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110\sqrt{1.6 \times 2.7} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$$

$$M_t(\text{ser}) = 2.243 \text{ t.m} = 22.43 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_u}{b.d} = \frac{100 \times 0.816}{30 \times 106} = 0.026 \longrightarrow \left(\begin{array}{l} \beta_1 = 0.972 \\ K_1 = 163.6 \end{array} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{b.d.A_u} = \frac{22.43 \times 10^3}{0.972 \times 106 \times 0.816} = 266.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Il faudra referailler la section à L'E.L.S.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{t(\text{ser})}}{\beta \times d^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{22.43 \times 10^3}{30 \times 1.06^2 \times 228.63} = 0.00029$$

$$\mu_1 = 0.00029 \Rightarrow \left(\begin{array}{l} \beta_1 = 0.97 \\ K_1 = 151.7 \end{array} \right)$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{t(\text{ser})}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{22.43 \times 10^3}{0.97 \times 106 \times 228.63} = 0.954 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = K^{-1} \times \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{151.7} \times 228.63 = 1.507 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.507 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{final}} = A_{\text{ser}} = 0.954 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieur à A_{min} :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité de béton :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} = \frac{2.7}{400} \times 30 \times 106 = 4.937 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A = 5.65 \text{ cm}^2.$$

On va adopter une section d'armature de 5.65 cm^2 soit 5HA12.

❖ *Effort tranchant :*- **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{161.33 \times 10^3}{300 \times 1060} = 0.507 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ (Condition vérifié), donc le cisaillement est négligeable.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** avec $\Psi_s = 1.5$.

$$\bar{\tau}_{ser} = 2 \times \Psi_s \times f_{t28} = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u \times A_u}{0.9 \times U_i \times d \times A}$$

Avec :

$$U_i = \emptyset \times \pi = 3.14 \times 1.2 = 3.768 \text{ cm} \Rightarrow \text{Périmètre utile}$$

$$A_i = 1.13 \text{ mc}^2 \Rightarrow \text{section d'une barre .}$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Section totale.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{161.33 \times 10^3 \times 1.13}{0.9 \times 106 \times 3.768 \times 5.65 \times 10^2} = 0.898 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.898 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 8.1 \text{ MPa}$$

B. Ferrailage transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h : Hauteur de l'entretoise h = 1.1 m

b_0 : Largeur de l'âme $b_0 = 30 \text{ cm}$

\emptyset_l : Diamètre des armatures tangentielles $\emptyset_l = 1.2 \text{ cm}$

$$\emptyset_t \leq \min \{ 3.14 ; 1.2 ; 3 \} = 1.2 \text{ cm}$$

On choisira $\emptyset_t = 1 \text{ cm}$

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (6) barre longitudinales

$$A_t = 4T10 = 3.14cm^2$$

❖ **Espacement minimal :**

$$S_t \leq \min\{0.9d : 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times \tau} = \frac{0.8 \times 13.14 \times 400}{30 \times 0.507} = 66.06cm$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{40 ; 66.06 ; 104.66\} = 40 \text{ cm}$$

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 :**

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10}\right)$$

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(80 - \frac{400}{10}\right) = 80cm$$

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 1 cm^2 par mètre de paroi.

$$A \geq 3cm^2/m_l$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm.

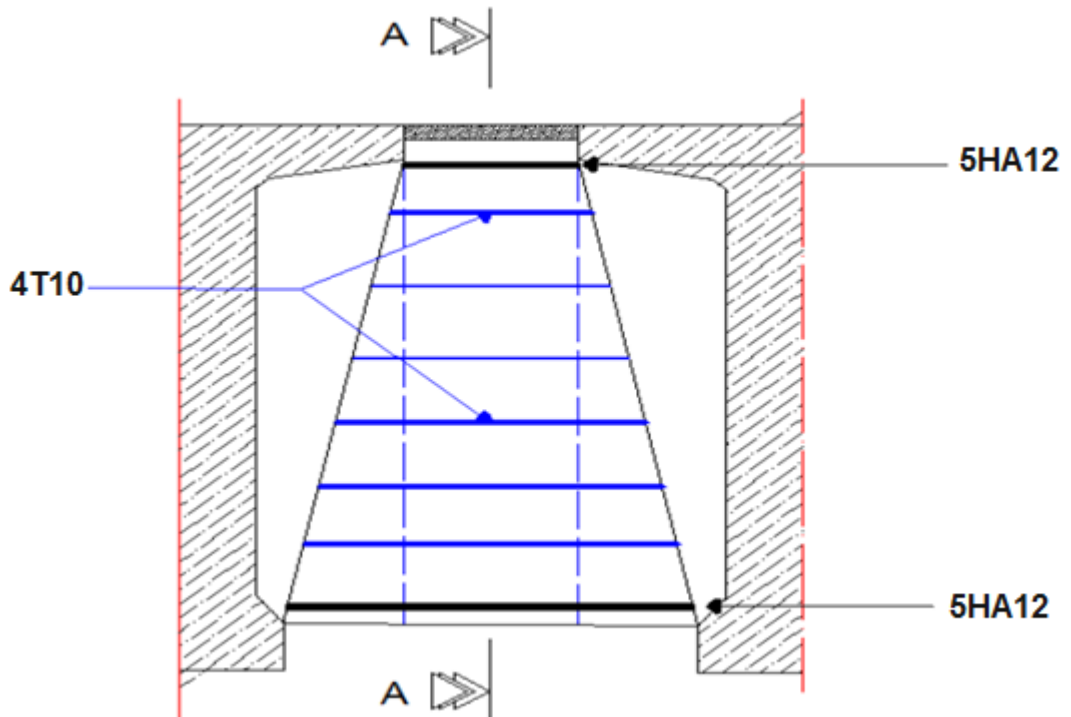


Figure VII.12 : Plan de ferrailage de l'entretoise d'about

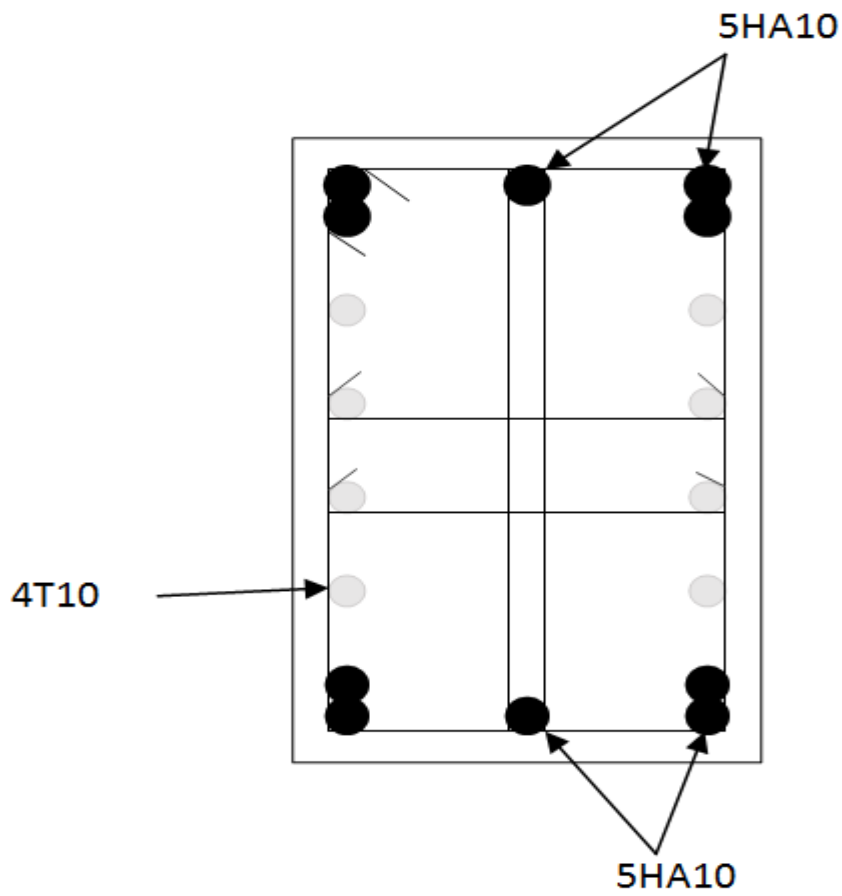


Figure VII.13 : Coupe A-A.

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, dans 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.

VIII-1) Définition des classes de vérification :

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre VII), qui a résumé grossièrement l'article 1.3 des règles BPEL ; on peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

- **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.

- **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.

- **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.

Dans notre cas, on ne s'intéresse qu'à la deuxième classe qui concerne essentiellement les ponts et les bâtiments industriels et se caractérise par une contrainte de traction tolérable, à condition qu'elle soit inférieure à la résistance à la traction du béton.

VIII-2) Procédés de la précontrainte :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ».

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

1. Calcul de la précontrainte :

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

2. Phase de mise en tension :

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

3. Variation dans le temps de la tension dans le câble :

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

4. Programme de mise en tension des câbles :

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

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à **100%**, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de **0,9 f_{c28}** , min.

5. Montage de la précontrainte :

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

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

VIII-3) Dimensionnement de la précontrainte :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P₄ chapitre VI) dans la section la plus dangereuse est à 0.5L

A. 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 :

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

PII : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P₂ », et dans la section médiane (poutre et section la plus sollicitée).

➤ **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :**

M_{max} = 576.07 t.m (calculé sous la combinaison II de l'ELS).

M_{min} = 314.63 t.m (calculé sous G uniquement).

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 576.07 - 314.63 = 261.44 \text{ t.m.}$$

$\Delta M = 261.44 \text{ t.m}$

	B (cm ²)	Ig (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r ² (cm ²)
Poutre seule	6803.9	34215461.94	102.4	97.6	50.3	200	5028.8
Poutre + hourdis	9653.9	55982021.96	132.2	87.8	42.59	220	5798.9

Tableau VIII.1: Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

➤ **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{t_i} = -f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = -2.7 \text{ MPa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\overline{\sigma}_{t_i} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa (hors de la section d'enrobage)}$$

- **En section sous critique :**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \times (V \times \overline{\sigma}_{t_i} + V' \times \overline{\sigma}_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{max + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma}_{t_i}}}{P}$$

- En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho.V.B.\overline{\sigma_{tI}}}{\rho.V + V' - d'}$$

$$e_0 = -(v' - d') \quad ; \text{ On admit } d' = 13 \text{ cm (enrobage)}$$

➤ Application :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho.h} + \frac{B}{h} \times (V \times \overline{\sigma_{tI}} + V' \times \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\overline{\sigma_{tI}} = \overline{\sigma_{ts}} \text{ et } (V' + V) = h$$

$$P_I = \frac{261.44 \times 10^3}{0.503 \times 200} + \frac{6803.9}{200} \times (-2.7 \times 10^{-1}) = 761.75 \text{ KN}$$

$$P_I = 761.75 \text{ KN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho.V.B.\overline{\sigma_{tI}}}{\rho.V + V' - d'}$$

$$P_{II} = \frac{576.07 \times 10^3 + 0.503 \times 6803.9 \times 97.6 \times (-2.7 \times 10^{-1})}{0.503 \times 97.6 + 102.4 - 13} = 3508.37 \text{ KN}$$

$$P_{II} = 3508.37 \text{ KN}$$

$P_I = 761.75 \text{ KN} \leq P_{II} = 3508.37 \text{ KN} \iff$ 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 :

$$P_{min} = P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup (761.75 \text{ KN}, 3508.37 \text{ KN}) = 3508.37 \text{ KN}$$

$$P_{min} = 3508.37 \text{ KN}$$

➤ Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(102.4 - 13) = -89.4 \text{ cm.}$$

$$e_0 = -89.4 \text{ cm.}$$

B. Calcul du nombre de câbles :

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

$$P_{min} = 0.68 \times P_0 \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{3508.37}{0.68} = 5159.38KN$$

$P_0 = 5159.38 KN$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 9T15 de type FREYSSINET

Force de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

Force élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$

Section utile d'un câble : $A_p = 150 \times 9 = 1350 \text{ mm}^2$

Diamètre de la gaine : $\Phi = 8.5 \text{ cm}$

Coefficient de frottement (gaine - câble) : $\varphi = 1.4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Module d'élasticité : $E_p = 2.10^5 \text{ MPa}$

Recul d'ancrage au relâchement du vérin : $g = 6 \text{ mm}$

Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f = 0.16 \text{ rd}^{-1}$

✓ **Tension à l'origine :**

$$\sigma_{p_0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1600 = 1440 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p_0} = 1440 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p_0} \times A_p = 1440 \times 1350 \times 10^{-3} = 1944 \text{ KN}$$

$P_{01} = 1944KN$

Le nombre de câbles est : $n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{5159.38}{1944} = 2.65$ soit $n = 3$ cable de 9T15.

$$P_{min} = 3 \times P_{01} = 3 \times 1944 = 5832 \text{ KN}$$

$P_{min} = 5832 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

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

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

❖ Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait au 14^{eme} jour (50%).

➤ Contrainte limite :

- En compression :

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6f_{c28} = 0.6f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{cj} \quad ; \quad f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{ MPa}$
--

- En traction :

$$\bar{\sigma}_{ts} = \begin{cases} -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.395 = -3.593 \text{ MPa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.395 \text{ MPa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} = 2.395 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.395^*$$

$$P = 0.94P_{min} = 0.94 \times 5832 = 5482.08 \text{ KN}$$

❖ Vérification des contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.593 \text{ MPa} \rightarrow \text{à la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(102.4 - 13) = -89.4 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 2.14 \text{ t/ml}$ (Chapitre

$$M_{min} = M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.14 \times 33.4^2}{8} = 2984.123 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5482.08}{6803.9} + \frac{5482.08 \times (-89.4) \times 102.4}{34215451.94} + \frac{2984.123 \times 102.4 \times 10^2}{34215451.94} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 2.32 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.593 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes en fibre inférieure :

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} + \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 19.948 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{5482.08}{6803.9} - \frac{5482.08 \times (-89.4) \times 97.6}{34215451.94} - \frac{2984.123 \times 97.6 \times 10^2}{34215451.94} = 13.525 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 13.525 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 19.948 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc au 14 ème jour les contraintes sont vérifiées.

✚ Conclusion :

On dispose une seul famille de câble, c'est-à-dire 03 câbles de 9T15 sur l'about de la poutre.

VIII-4) Tracé du câble :

A. Tracé des câbles moyen fictif :

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

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

B. Positionnement des câbles :

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

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

• **Câble d'about :**

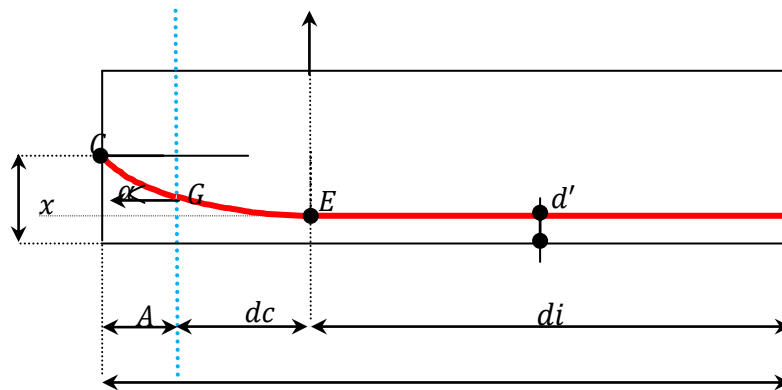


Figure VIII.1: Tracé d'un câble

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 $x = dc$

Danc : $y'(d_c) = 2 \cdot a \cdot d_c = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2d_c}$

$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$

$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$

$a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha \Rightarrow \frac{\tan \alpha}{2dc} dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$

$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \tan \alpha)$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$dc = 2 \cdot \text{tg}\alpha \cdot (t - \text{tg}\alpha - d')$

C. 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.

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement.
- L’enrobage minimal est pris égale : $c = 10 \text{ cm}$.

Avec cette disposition, on aura :

Compte tenu de la disposition :

$P_1 + P_2 + P_3 = R$ ET $P_1 = P_2 = P_3 = P$

$\Sigma M/\text{fibre inf} = 0 \Rightarrow R \cdot V' = P_1 \cdot d + P_2 \cdot (d + a') + P_3 \cdot (d + 2a')$

$v' = a' + d$

$a' = v' - d = 102.4 - 30 = 72.4 \text{ cm}$.

$V - a' = 97.6 - 72.4 = 25.2 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm}$.

La disposition à adopter est données comme suit :

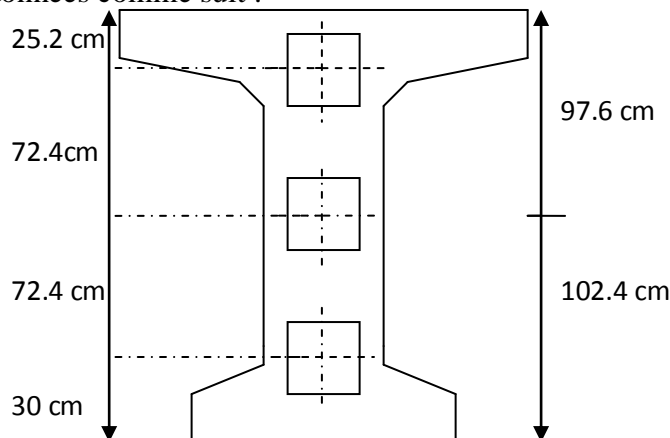


Figure VIII.2: disposition des câbles

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° câble	(α)°	$\tan \alpha$	t (m)	d' (m)	dc (m)	a
1ère famille	1	4	0.0699	0.3	0.13	2.862	0.012
	2	12	0.2125	1.024	0.13	6.412	0.016
	3	17	0.3057	1.748	0.13	0.018	

Tableau VIII.2: Paramètres de calcul de la 1ère famille de câbles

D. Tracé des câbles :

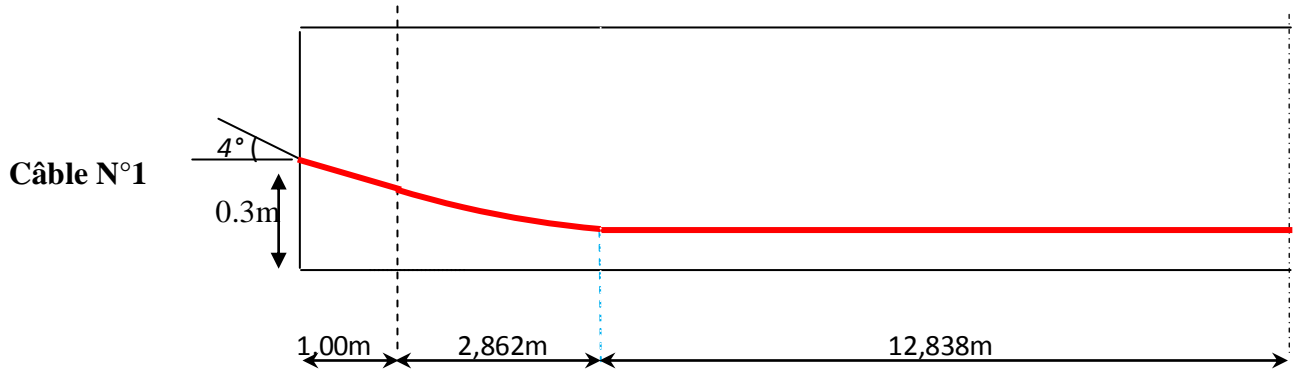


Figure VIII.3: Tracé de câble N°1

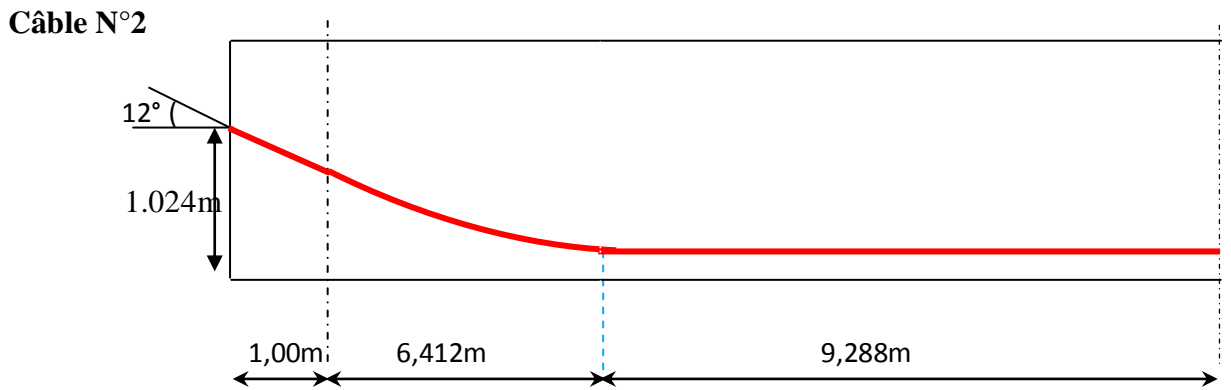


Figure VIII.4: Tracé de câble N°2

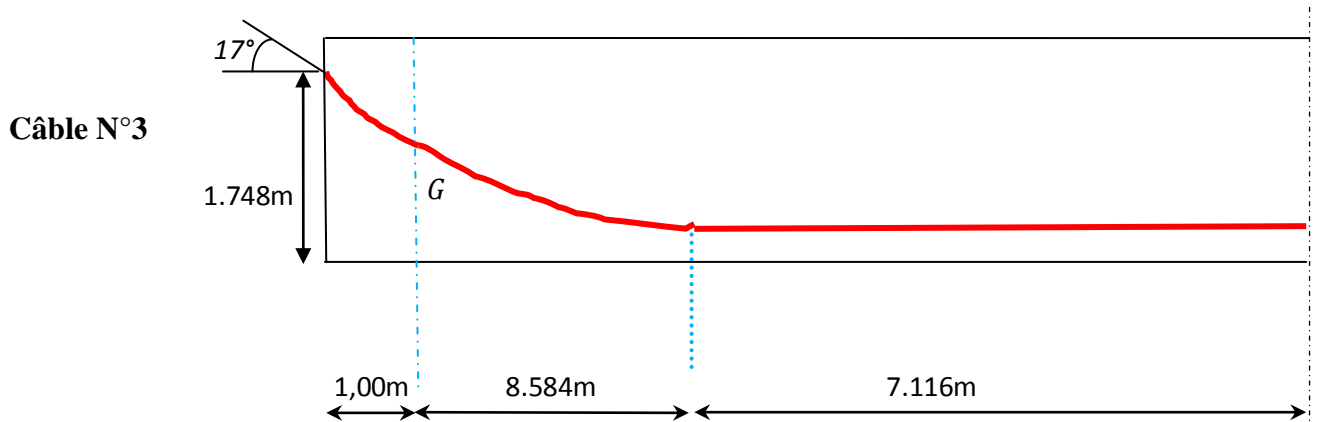


Figure VIII.5: Tracé de câble N°3

- **Longueur total du câble :**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

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

L_d : Longueur du tronçon droit du câble.

L_c : Longueur du tronçon parabolique du câble.

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

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

$$L_d = L_i$$

N° Câbles	Lr (m)	Lc (m)	Ld (m)	Lt	Lt x 2
1	1.504	2.864	12.838	17.206	34.412
2	1.533	6.456	9.288	17.277	34.584
3	1.568	8.719	7.116	17.403	34.806

Tableau VIII.3: Récapitulatif des longueurs des câbles

E. Câble moyen fictif :

Dans tout élément en béton précontraint, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent 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

$$\begin{cases} \text{câble 01 : } t_1 = 0.30 \text{ m} \\ \text{câble 02 : } t_2 = 1.024\text{m} \Rightarrow t_{moy} = \frac{\sum t_i}{3} = \frac{0.30+1.024+1.748}{3} = 1.024\text{m} \\ \text{câble 03 : } t_3 = 1.748\text{m} \end{cases}$$

- **Section à X (m) de l'appui :**

$$t_i = d' + a_i + Xi^2 \quad \text{avec } Xi = dc$$

Exemple de calcul : *section à 1m de l'about :*

$$\begin{cases} \text{câble 01 : } t_1 = 0.228 \text{ m} \\ \text{câble 02 : } t_2 = 0.787\text{m} \Rightarrow t_{moy} = \frac{\sum t_i}{3} = \frac{0.228+0.787+1.456}{3} = 0.824\text{m} \\ \text{câble 03 : } t_3 = 1.456\text{m} \end{cases}$$

- **Section médiane (0.5L) :**

$$t_1 = t_2 = t_3 = 0.13m \Rightarrow t_{moy} = \frac{\sum t_i}{3} = 0.13m$$

VIII-5) Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes :

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

VIII-5-1) Composante de la précontrainte à la section d'appui :

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



Figure VIII.6: composantes de la force de précontrainte.

$$\begin{cases} V = \sum Z_i \times P_i \times \sin \alpha = P_i \cdot \sum \sin \alpha_i \\ N = \sum P_i \times \cos \alpha_i = P_i \cdot \sum \cos \alpha_i \end{cases}$$

Avec :

P : force de précontrainte d'un câble.

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

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

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

Avec :

$$N = P_i \times \sum \cos \alpha_i$$

a) Section d'about (poutre seule) :

N° du câble	α°	Sin α	Cos α	Z _i	Z _i . Cos α	Z _i ² (m ²)
1	4	0.0698	0.9976	0.3	0.299	0.09
2	12	0.2079	0.9781	1.024	1.002	1.049
3	17	0.292	0.956	1.748	1.672	3.056
Σ	/	0.5697	2.9320	3.072	2.973	4.195

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

$$Z = \frac{\sum Z_i \times \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.973}{2.9320} = 1.04m$$

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.

$$B_{gaine} = \frac{n \times \pi \times \phi^2}{4}$$

Avec :

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

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

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \times \pi \times 8.5^4}{64} + \frac{\pi \times 8.5^2}{4} \times 419.5 = 2380015.015 \text{ cm}^4$$

Section de la gaine :

$$B_{gaine} = \frac{\pi \times 8.5^2}{4} = 56.716 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{gaine} = n \times 56.716 = 170.149 \text{ cm}^2$$

$$S_\Delta = Z \times B = 101.4 \times 170.149 = 17253.12 \text{ cm}^3$$

$S_\Delta = 17253.12 \text{ cm}^3$

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _(Δ) (cm ⁴)
Section brute	9975.5	101.4	1074619.5	158318012.5
Gaines	170.149		17253.12	2380015.015
Section nette	9805.351		1057316.38	155937997.5

V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
107.84	92.16	41916208.63	43.01	-6.44

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

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1057316.38}{9805.351} = 107.84 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 200 - 107.84 = 92.16 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 155937997.5 - \frac{1057316.38^2}{9805.351} = 41916208.63 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V' \times V} = \frac{41916208.63}{9805.351 \times 107.84 \times 92.16} \times 100 = 43.01\%$$

$$e_p = Z - V' = 101.4 - 107.84 = -6.44 \text{ cm}$$

b) 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	12957.5	101.4	1704619.5	290718012.5
Gaines	170.149		17253.12	2380015.015
Section nette	12787.351		1687366.38	288337997.5

V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
131.96	68.04	65680052.12	57.02	-30.56

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

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1687366.38}{12787.351} = 131.96 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 220 - 131.96 = 68.04 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 288337997.5 - \frac{1687366.38^2}{12787.351} = 65680052.12 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V' \times V} = \frac{65680052.12}{12787.351 \times 131.96 \times 68.04} \times 100 = -30.56\%$$

Pour les autres valeurs des caractéristiques des différentes sections, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Section	Section à 1 m de l'about		Section médiane (0.5L)	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B(cm²)	9805.351	12787.351	6991.851	9991.851
V'(cm)	108.18	132.22	108	138.62
V (cm)	91.82	67.78	92	61.38
I_G(cm⁴)	41981124.76	65582145.2	35711690.74	57656536.67
ρ (%)	43.1	57.23	51.41	67.82
e_p (cm)	-26.65	-50.69	-95	-125.62

Tableau VIII.7: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

VIII-6) Fuseaux limites :

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

VIII-6-1) Fuseau limite de traction :

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

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

Avec :

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

$$C = \rho * V$$

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

C', C : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

M_{min} : Moment du aux charges permanentes.

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

$$P = P_i \times \sum \cos \alpha_i$$

P : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%)

$$P_i = 0.68 * P_0 = 0.68 * 1944 = 1321.92 \text{ KN}$$

✚ 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	0.50L
Mmax (t.m)	0.00	431.93	576.07
Mmin (t.m)	0.00	236.36	314.63
P (t)	387.59	396.58	396.58
ρ	0.5702	0.6782	0.6782
c (cm)	75.24	94.01	94.01
c' (cm)	38.8	41.63	41.63
Mmax/P (cm)	0.00	108.91	145.26
Mmin/P (cm)	0.00	60	79.34
- c' - (Mmin/P) (cm)(I)	-75.24	-154.01	-173.35
c - (Mmax/P)(cm) (II)	38.8	-67.28	-103.63
ep	-30.56	-125.62	-125.62
I ≤ ep ≤ II	-75.24 ≤ -30.56 ≤ 38.8	-154.01 ≤ -125.62 ≤ -67.28	-173.35 ≤ -125.62 ≤ -103.63
Observation	vérifié	Vérifié	vérifié

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

VIII-6-2) fuseau limite de compression :

C'est le domaine à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées en tout point. Il est tracé à partir de l'expression suivante :

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

Avec :

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

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

$$-e_1' = \rho \times V \times (1 - \bar{\sigma}_c \times \frac{B}{P})$$

$$-e_2' = \rho \times V' \times (-1 + \bar{\sigma}_t \times \frac{B}{P})$$

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

$$e_2 = \rho \times V' \times (-1 + \bar{\sigma}_c \times \frac{B}{P})$$

- La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci}$	21	21	21
$\bar{\sigma}_t$	2.7	2.7	2.7
M_{max} (t.m)	0.00	431.36	576.07
(t.m)	0.00	396.58	314.63
P(t)	387.59	-182.37	396.58
- e'₁	-233.57	-28.97	-182.37
- e'₂	-7.33	-182.37	-28.97
a'	-233.57	13.31	-182.37
e₁	4.24	178.62	-13.31
e₂	446.067	13.31	178.62
a	4.24	-125.62	13.31
- a' - Mmin/P (I)	-233.57	-241.31	-261.71
a - Mmax/P (II)	4.24	-95.6	-131.95
ep	-30.56	-125.62	-125.62
I ≤ ep ≤ II	$-233.57 \leq -30.56 \leq 4.24$	$-241.31 \leq -125.62 \leq -95.6$	$13.31 \leq -125.62 \leq -131.95$
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VIII.9: Caractéristiques du fuseau limite de compression.

VIII-7) Les pertes de précontrainte :

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 encrages.
 - 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.

VIII-7-1) Les pertes instantanées :

a) 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 :

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

σ_{p0} : Tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f = 0.16 \text{ rd}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 1.4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

- Donc la perte par frottement est :

section	α	σ_{p0} MPa	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
				$\Delta\sigma\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma\varphi(x)$
Câble 1	4	1440	0.00	0.00	1m	17.98	8.350	32.5451	16.7	48.90
Câble 2	12	1440	0.00	0.00	1m	49.38	8.350	63.64	16.7	79.61
Câble 3	17	1440	0.00	0.00	1m	68.65	8.350	82.69	16.7	98.46
Valeur moy de 3 câbles	/	/	/	/	/	45.33	/	59.62	/	75.6557

Tableau VIII.10: Perte par frottement

b) 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 $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1440 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_A = \sigma_{p0} \times (1 - f \times \alpha - \varphi \times x) = 1440 \text{ MPa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0 - 1.4 \times 10^{-3} \times 1) = 1437.984 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.0698 - 1.4 \times 10^{-3} \times 3.862) = 1416.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.0698 - 1.4 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1390.856 \text{ MPa}$$

- Calcul des aires :

$$S1 = [\sigma_A - \sigma_B] \times \frac{AB}{2} = [1440 - 1437.984] \times \frac{1}{2} = 1.008 \text{ MPa}$$

$$S2 = [\sigma_B - \sigma_C] \times AB = [1437.984 - 1416.132] \times 1 = 21.852 \text{ MPa.m}$$

$$S3 = [\sigma_B - \sigma_C] \times \frac{BC}{2} = [1437.984 - 1416.132] \times \frac{2.862}{2} = 31.27 \text{ MPa.m}$$

$$S4 = [\sigma_C - \sigma_D] \times AC = [1416.132 - 1390.856] \times 3.862 = 97.62 \text{ MPa.m}$$

$$S5 = [\sigma_C - \sigma_D] \times \frac{CD}{2} = [1416.132 - 1390.856] \times \frac{12.838}{2} = 162.247 \text{ MPa.m}$$

On a :

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 313.997 = 627.994 \text{ MPa.m}$$

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

$$g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_m = (1200 - 627.994) / 16.7 = 34.252 \text{ MPa}$$

On voit çà-après :

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° : 1

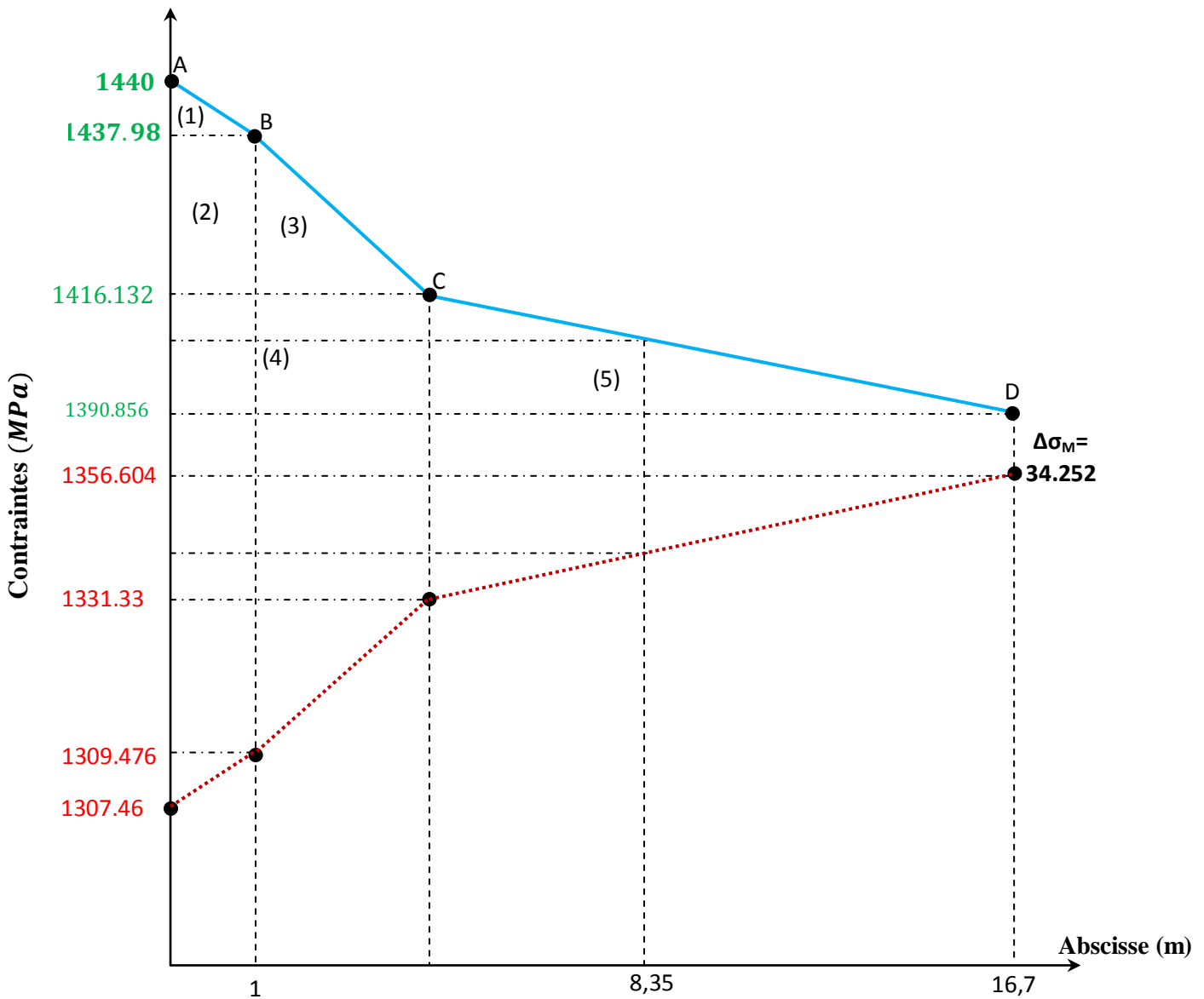


Figure VIII.7 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

• **Câble N°2 :**

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1440$ MPa

$$\sigma_A = \sigma_{p0} \times (1 - f \times \alpha - \varphi \times x) = 1440 \text{ MPa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0 - 1.4 \times 10^{-3} \times 1) = 1437.984 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.2093 - 1.4 \times 10^{-3} \times 7.412) = 1376.827 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.2093 - 1.4 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1358.1024 \text{ MPa}$$

- **Calcul des aires :**

$$S1 = [\sigma_A - \sigma_B] \times \frac{AB}{2} = [1440 - 1437.984] \times \frac{1}{2} = 1.008 \text{ MPa}$$

$$S2 = [\sigma_B - \sigma_C] \times AB = [1437.984 - 1376.827] \times 1 = 61.157 \text{ MPa.m}$$

$$S3 = [\sigma_B - \sigma_C] \times \frac{BC}{2} = [1437.984 - 1376.827] \times \frac{6.412}{2} = 196.069 \text{ MPa.m}$$

$$S4 = [\sigma_C - \sigma_D] \times AC = [1376.827 - 1358.1024] \times 7.412 = 138.786 \text{ MPa.m}$$

$$S5 = [\sigma_C - \sigma_D] \times \frac{CD}{2} = [1376.827 - 1358.1024] \times \frac{9.288}{2} = 86.957 \text{ MPa.m}$$

On a :

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 483.977 = 967.954 \text{ MPa.m}$$

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

$$g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa.m}$$

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

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

$$\Delta\sigma_m = (1200 - 967.94) / 16.7 = 13.89 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :2

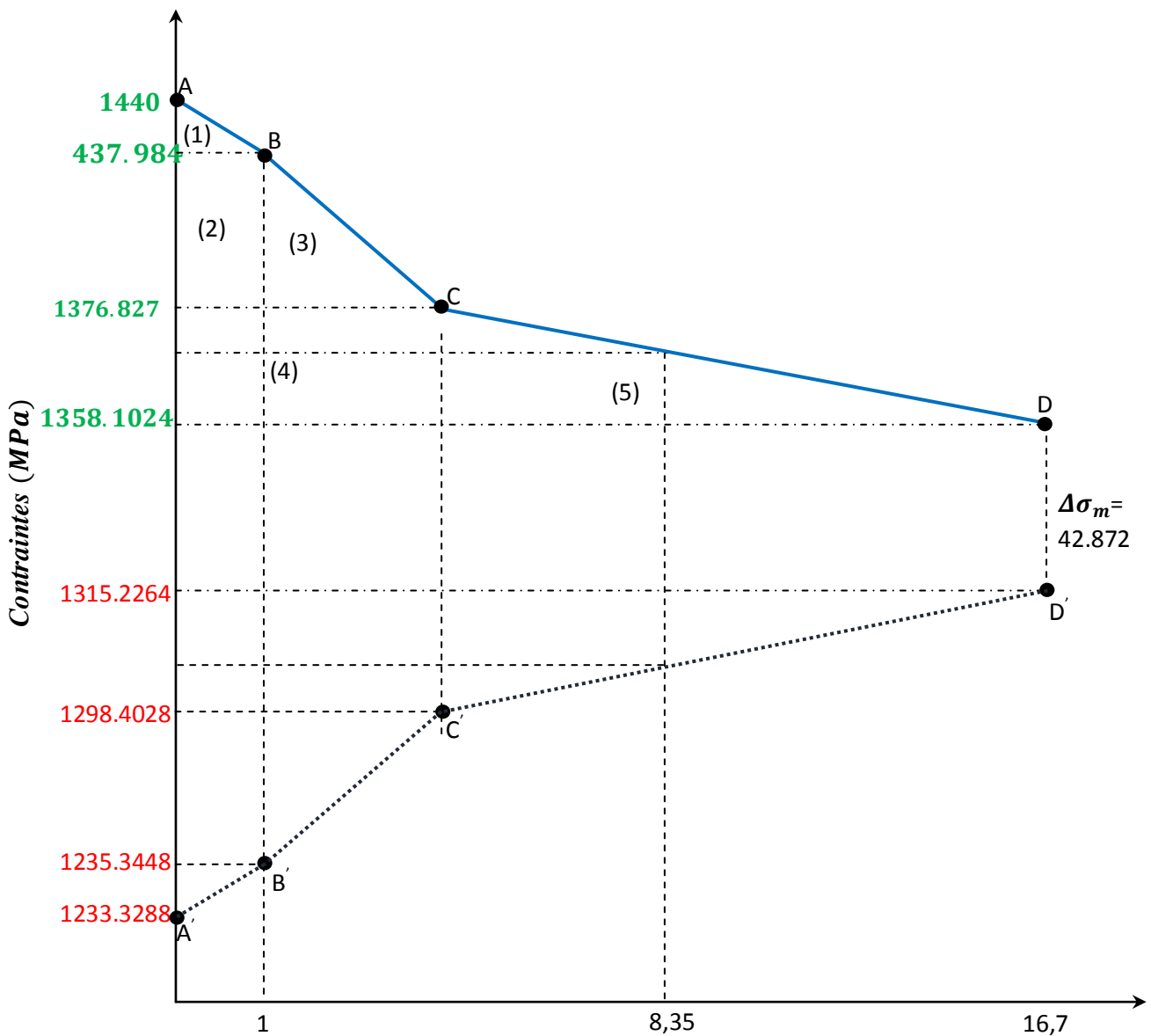


Figure VIII.8 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

• **Câble N° 03 :**

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1440$ MPa

$$\sigma_A = \sigma_{p0} \times (1 - f \times \alpha - \varphi \times x) = 1440 \text{ MPa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0 - 1.4 \times 10^{-3} \times 1) = 1437.984 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.297 - 1.4 \times 10^{-3} \times 9.584) = 1352.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1440 \times (1 - 0.16 \times 0.297 - 1.4 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1337.904 \text{ MPa}$$

- Calcul des aires :

$$S1 = [\sigma_A - \sigma_B] \times \frac{AB}{2} = [1440 - 1437.984] \times \frac{1}{2} = 1.008 \text{ MPa}$$

$$S2 = [\sigma_B - \sigma_C] \times AB = [1437.984 - 1352.25] \times 1 = 85.734 \text{ MPa.m}$$

$$S3 = [\sigma_B - \sigma_C] \times \frac{BC}{2} = [1437.984 - 1352.25] \times \frac{8.584}{2} = 367.97 \text{ MPa.m}$$

$$S4 = [\sigma_C - \sigma_D] \times AC = [1352.25 - 1337.904] \times 9.584 = 137.5 \text{ MPa.m}$$

$$S5 = [\sigma_C - \sigma_D] \times \frac{CD}{2} = [1352.25 - 1337.904] \times \frac{7.116}{2} = 51.043 \text{ MPa.m}$$

On a :

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 643.255 = 1286.51 \text{ MPa.m}$$

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

$$g * E_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ Mpa. m}$$

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

Détermination de x (longueur d'influence)

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

$$S1 = 1.008 \text{ MPa.m}$$

$$S2 = 85.734 \text{ MPa.m}$$

$$S3 = 367.97 \text{ MPa.m}$$

$$S4 = [\sigma_C - \sigma_m] \times AC = [1352.25 - \sigma_m] \times 9.584$$

$$S5 = [\sigma_C - \sigma_m] \times \left(\frac{x-9.584}{2}\right) = [1352.25 - \sigma_m] \times \left(\frac{x-9.584}{2}\right)$$

$$\frac{1}{2}S = 607.092 + [(1309.96 - \sigma_m) \times \left(9.584 + \frac{x-9.584}{2}\right)(x - 10.737)]$$

$$S = 909.424 + (1352.25 - \sigma_m) \times (9.984 + x)$$

$$\sigma_m = \sigma_{p0} \times (1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot x) = 1416 \times (1 - 0.16 \times 0.29655 - 1.4 \times 10^{-3}x)$$

$$\sigma_m = 1371.6737 - 2.016 x$$

$$S = 909.424 + [(1352.25 - (1371.6736 - 2.016x) \times (9.984 + x))]$$

$$S = -2.016X^2 - 39.5536X + 715.5$$

$$\sqrt{\Delta} = 85.64$$

$$X = 11.43 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1371.6737 - (2.016 \times 11.43) = 1348.631 \text{ MPa. M}$$

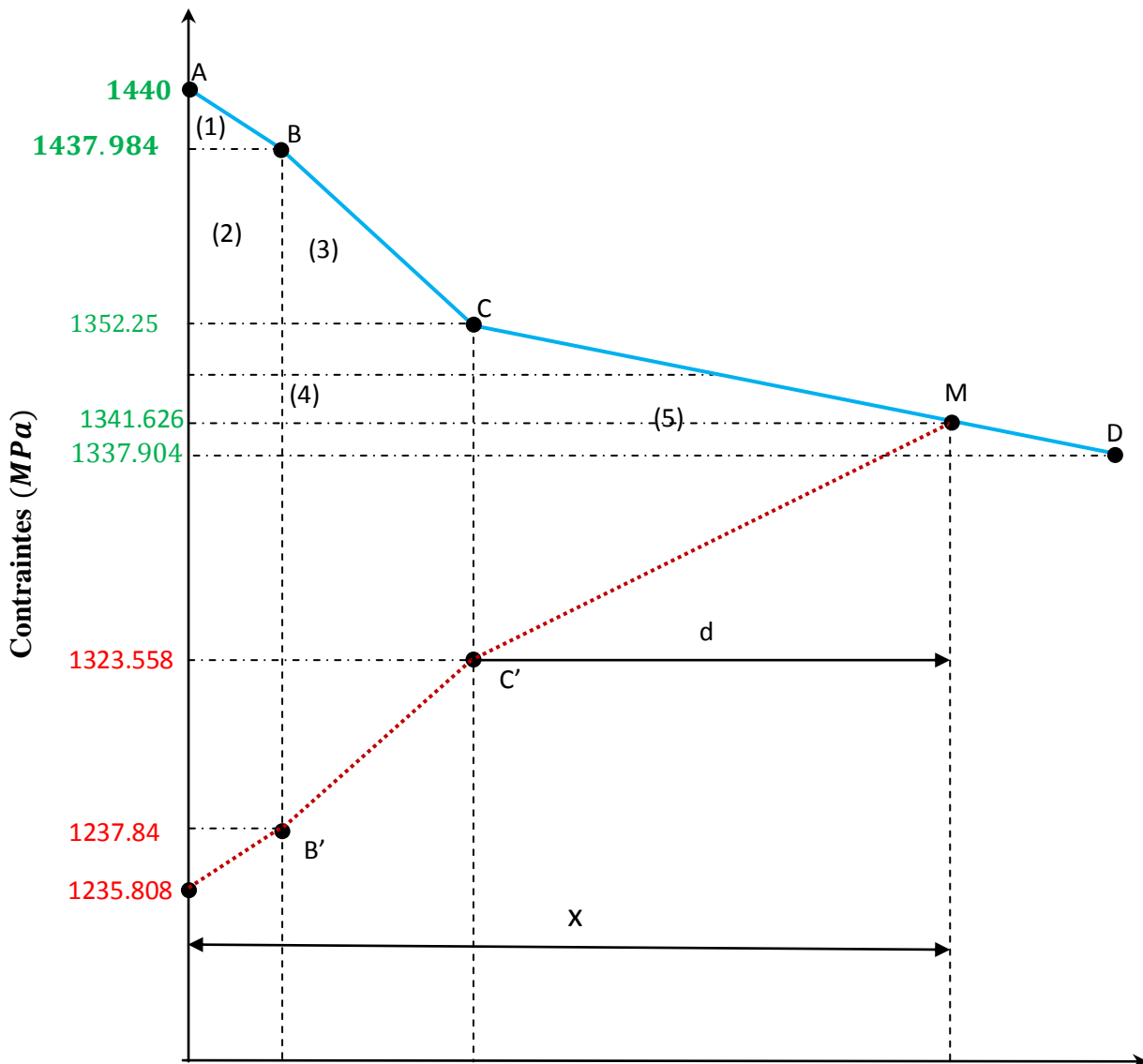


Figure VIII.9: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Câble 1 :

$\Delta\sigma(x=16,7) = 34.252 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=8,35) = (1407.297 - 1390.856) x_2 + 34.252 = 67,134 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=1,00) = (1437.984 - 1390.856) x_2 + 34.252 = 128.508 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=0,00) = (1440-1390.856) x_2 + 34.252 = 132.54 \text{ MPa}$

Câble n°2:

$\Delta\sigma(x=16,7) = 42.876 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=8,35) = (1374.930 - 1358.1024) x_2 + 42.872 = 76.5272 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=1,00) = (1437.984 - 1358.1024) x_2 + 42.872 = 202.6352 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=0,00) = (1440-1358.1024) x_2 + 42.872 = 206.6712 \text{ MPa}$

Câble n°3:

$\Delta\sigma(x=16,7) = 0,00 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=8,35) = 168.52 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma(x=1,00) = 200.16 \text{ MPa}$

$$\Delta\sigma(x=0,00) = 204.192 \text{ MPa}$$

Nous résumons, dans le tableau suivant les pertes par recul d'ancrage, pour les différentes sections :

Section	0,00L	0,03L	0,25L	0.5L
Abscisse	0.00	1m	8.35m	16.7m
Câble1	132.54	128.508	51.924	34.252
Câble2	206.6712	202.6392	61.0012	42.876
Câble3	204.192	200.16	168.52	0
Valeur moyenne des 3 câbles	181.1344	177.1024	93.815	25.71

Tableau VIII.10: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

c) Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

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

1. Les pertes des câbles :

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{n} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{E_p}{E_{bij}} \Rightarrow \text{(BPEL art 3. 3. 13)}$$

Avec :

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

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

E_{ij} : Module instantané de déformation de béton j jours $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

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

Avec :

I_G : Inertie de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

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

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

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

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{pj}} \times \frac{M \times e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{pj}} \times \frac{n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \times \left(1 + \frac{(B \times e_p)^2}{I_G} \right)$$

- **Exemple de calcul : Section d'about.**

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 9975.5 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 34145.34377 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1350 \text{ mm}^2$$

$$e_p = -30.56 \text{ cm}$$

$$E_p = 200000 \text{ MPa}$$

$$q = 2.14 \text{ t/ml}$$

$$I_G = 41916208.63 \text{ cm}^4$$

$$M_g = \frac{ql^2}{8} \times (L - x) \quad \text{à} \quad X = 0.00\text{m} \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = \frac{200000}{3 \times 34145.34377} \times \frac{3 \times 1350(1440 - 181.1344)}{9975.5 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{9975.5 \times (-30.56)^2}{41916208.63}\right) = 12.196 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = 12.196 \text{ MPa}$$

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

	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5L
Les câbles	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa]	12.196	37.01	26.0308

Tableau VIII.11: Pertes par raccourcissement instantané du béton des différentes sections

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

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

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

Sections	0.00L	0.25 L	0.50 L
Câble1	144.736	121.48	109.18
Câble2	218.87	161.63	148.52
Câble3	216.39	288.22	124.5
Valeur moyenne des 3 câbles	193.33	190.44	127.48

Tableau VIII.12: Pertes instantanées totales des différentes sections.

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

Sections	0.00L	0.25 L	0.50 L
Câble1	1295.264	1318.52	1330.2
Câble2	121.13	1278.37	1291.48
Câble3	1223.61	1151.78	1315.5
Valeur moyenne des 3 câbles	1246.668	1249.56	1312.4

Tableau VIII.13: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

VIII-7-2) Les pertes différées :

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

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

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension. Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 0.9 \times r_m} \\ r_m = \frac{B}{\mu} = \frac{\text{section}}{\text{périmètre extérieur}} \end{array} \right.$$

r_m : Rayon moyen de la section.

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

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

❖ Section d'about :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 9805.351 \text{ cm}^2 \\ \text{périmètre} = 681.29 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow r_m = \frac{9805.351}{681.29} = 14.392 \text{ cm}$$

❖ Section médiane :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 6991.851 \text{ cm}^2 \\ \text{périmètre} = 570.45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow r_m = \frac{6991.851}{570.45} = 12.26 \text{ cm}$$

- Pertes dans les câbles :

Les trois (03) câbles sont mis en tension à $t_0 = 14$ jour

Après le coulage de la poutre :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 0.9 \times 14.392} = 0.098 \quad (\text{section d'about})$$

$$r(14) = \frac{14}{14 + 0.9 \times 12.26} = 0.113 \quad (\text{section médiane})$$

❖ Section d'about :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.098] \times 2 \times 10^5 = 54.12 \text{ MPa}$$

❖ Section médiane :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.113] \times 2 \times 10^5 = 53.22 \text{ MPa}$$

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

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparait, 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 :

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

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

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

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

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$: contrainte de rupture garantie.

$\sigma_{p0} : 1440 \text{ MPa}$

- **Exemple de calcul 0.00 L :**

$$\sigma_{pi}(0 \text{ L}) = 1246.668 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1246.668}{1860} - 0.43 \right] \times 1246.668 = 44.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p(x) = 44.92 \text{ MPa}$$

On procédera de la même façon pour les autres sections:

	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Les câbles	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa]	1246.668	1249.56	1312.4
	$\Delta(x)$ [Mpa]	44.92	45.32	54.25

Tableau VIII.14: pertes par relaxation dans les câbles.

c) Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »:

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_r = (\sigma_b - \sigma_m) \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_m : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

- **Pertes dans les câbles :**

$$\sigma_m = Mg \times \frac{e_p}{I_G} + \sigma_p(x) \times n \times \frac{A_p}{B} \times \left[1 + e_p^2 \times \frac{B}{I_G} \right]$$

Avec :

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte après tout instantané.

$$Mg = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{2.14 \times 33.4^2}{8} = 298.412 \text{ t.m}$$

$$I_G = 35711690.74 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -95 \text{ cm}$$

$$\sigma_{pi}(0.5 L) = 1312.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = 298.412 \times \frac{(-95) \times 10^4}{35711690.74} + \frac{1312.4 \times 3 \times 1350}{6991.851 \times 10^2} \times \left[1 + \frac{6991.851 \times (-95)^2}{35711690.74} \right] = 13.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 13.1 \text{ MPa}$$

D'après le B.P.E.L la perte différée total :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \Rightarrow \Delta\sigma_d = 53.22 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 54.25$$

$$\Delta\sigma_d = 107.47 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue lorsque toutes les pertes sont produites donc :

$$\sigma_b(0.5L) = Mg \times \frac{e_p}{I_G} + \sigma_p(x) \times n \times \frac{A_p}{B} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L)}{B} \right] \times \left[1 + e_p^2 \times \frac{B}{I_G} \right]$$

Avec :

$\sigma_{pi}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L) = \sigma_\infty(0.5L)$: Tension finale probable à la section médiane.

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times \sigma_m(0.5L) - n \times A_p \times \frac{\Delta\sigma_d(0.5L)}{B} \times \left(1 + e_p^2 \times \frac{B}{I_G} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 13.1 - 3 \times 1350 \times \frac{107.47 + \Delta\sigma_{fl}}{6991.851 \times 10^2} \times \left(1 + (-95)^2 \times \frac{6991.851}{35711690.74} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{34145.34377}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 142.75 + 0.1137 \times \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 130.48 \text{ MPa}$$

On procèdera de la même manière pour trouver la perte due au fluage dans les autres sections et les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Les Câbles	Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d$ [Mpa]	$179.17 - 0.094\Delta\sigma_f$	$39.16 - 0.094\Delta\sigma_f$	$142.48 - 0.094\Delta\sigma_f$
	M_g [t. m]	0.00	2238.092	298.123
	$\sigma_{pi}(x)$ [Mpa]	1246.668	1249.56	1312.40
	$\sigma_m(x)$ [Mpa]	16.02	4.07	13.1
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa]	163.77	35.79	130.48

Tableau VIII.15: pertes par fluage dans les câbles.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$$

Pour calculer la perte totale à une instante donnée intermédiaire, on utilise la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) \times \Delta\sigma_{diff}$$

	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Les câbles	Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_r$ [Mpa]	54.12	53.22	53.22
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ [Mpa]	44.92	45.32	54.25
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa]	163.77	35.79	130.48
	$\sigma_{diff}(x)$ [Mpa]	254.42	126.77	237.95

Tableau VIII.16: pertes différées totales des différentes sections.

- **La tension finale probable :**

Le pourcentage de pertes :

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_{\infty}}{\sigma_{p0}} \times 100$$

$$\Delta\sigma_{\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Avec :

$\Delta\sigma_{\text{diff}}(x)$: Pertes différée finale.

$\sigma_{\text{pi}}(x)$: Tension initiale probable (après pertes instantané).

Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Abscisse (m)	0.00	8.35	16.7
$\Delta\sigma_{\infty}$ [Mpa]	992.248	1122.80	1074.45
% de perte	31.09	22.03	25.39

Tableau VIII.17: pourcentage des pertes.

Conclusion :

Nous remarquons que la perte totale varie entre 22% de σ_{p0} et 32% de σ_{p0} , ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale P_0 (32% de σ_{p0}).

IX-1) Généralité :

La justification de la stabilité d'un élément d'une structure doit obligatoirement comprendre deux vérifications, vis-à-vis de l'E.L.U et l'E.L.S.

Les vérifications à l'E.L.U ont pour objet de satisfaire l'équilibre statique, la résistance et la stabilité de forme de l'élément.

Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles.

Ses vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage. La contrainte normale s'exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = \frac{P}{B} \times \left(1 \pm \frac{e_p \times y}{r^2} \right) \pm \frac{M \times y}{I}$$

Avec :

y: Distance entre le centre de gravité et le point d'application de la précontrainte.

$$\sigma_{\min} \leq \sigma_y \leq \sigma_{\max}$$

IX-2) Justification des contraintes normale :

IX-2-1) Justification à l'E.L.S :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

Contraintes	Situation	Exploitation			Construction
	Zone / Combinaison	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	/	$-f_{tj}$
	Hors de section d'enrobage	$-1.5f_{tj}$	/	/	$-1.5f_{tj}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0.6f_{c28}$	/	$0.5f_{c28}$	$0.6f_{cj}$

Tableau IX.1 : Valeurs limites des contraintes dans le béton.

A. Distance des armatures de précontrainte aux parements :

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, (le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$c \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \times a; (a: \text{largeur du paquet}). \\ \emptyset: \text{diamètre de la gaine, } (\emptyset = 8.5 \text{ cm}) \\ d' : 05 \text{ cm (ouvrage courant)} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} 6.375 \text{ cm} \\ 8.5 \text{ cm} \\ 5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$$a = \emptyset = 8.5 \text{ cm}$$

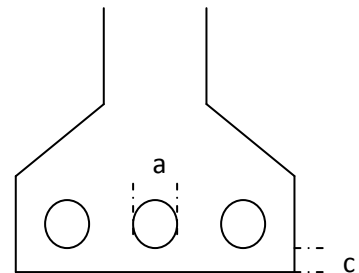


Figure IX.1 : Détail du talon (section médiane)

❖ **Les matériaux :**

Jours	7	14	21	28
σ				
f_{cj} [Mpa]	23.18	29.91	33.12	35
f_{tj} [Mpa]	1.99	2.395	2.59	2.7

Tableau IX.2 : Valeur de f_{cj} et f_{tj}

B. Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1350 \text{ mm}^2$$

a) Tension de calcul en B.P.E.L : (B.P.E.L 91 Art.1.3) :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_j \\ \sigma_{p2} = 0.98 \times \sigma_{p0} - 1.02 \times \Delta\sigma_j \end{cases}$$

Avec :

σ_{p0} : Tension initial.

$\Delta\sigma_j$: Sommes des toutes les pertes d'âge considéré.

b) Phase de construction :

Phase N°0	Date [jour]	Opérations	Caractéristique
	0	coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	On tire les mêmes câbles à 100%	- section résistante : poutre. - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles
II	50	Coulage du hourdis et des entretoises d'about	- Section résistante : poutre - Poids de la poutre - Poids du hourdis + entretoises. - Précontrainte des câbles..
III	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...etc.)	- Section résistante : poutre + hourdis. - poids propre du tablier. - Précontrainte des câbles.
IV	≥ 90	Mise en service de l'ouvrage	- Section résistante : poutre + hourdis. - Poids propre du tablier. - Surcharges appliquées. - Précontrainte des câbles.

Tableau IX.3 : Les différentes phases de construction.

C. Vérification des contraintes :

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

- Phase de construction :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left(1 - e_p \frac{v}{r^2} \right) + M_{\min} \frac{v}{I} \geq \bar{\sigma}_t \\ \sigma_t = \frac{P_1}{B} \left(1 + e_p \frac{v'}{r^2} \right) - M_{\min} \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

- Phase d'exploitation:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_2}{B} \left(1 - e_p \frac{v}{r^2} \right) + M_{\max} \frac{v}{I} \geq \bar{\sigma}_t \\ \sigma_t = \frac{P_2}{B} \left(1 + e_p \frac{v'}{r^2} \right) - M_{\max} \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5 \times f_{tj} \\ \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \times f_{cj} \end{cases} \quad \text{en construction}$$

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ti} = -1.5 \times f_{t28} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_i = -f_{t2} & \text{dans la section d'enrobaeg} \end{cases}$$

	B (cm ²)	V' (cm)	V(cm)	Ig(cm ⁴)	ρ %	ep(cm)	r ²
Poutre seule	6991.851	108	92	35711690.74	51.41	-95	5107.62
Poutre +hourdi	9991.851	138.62	61.38	57656536.67	67.82	-125.62	5770.36

Tableau IX.4 : Les caractéristiques géométriques de section nette.

• **Phase I :**

$\sigma_{po} = 1440 \text{ MPa.}$

$M_g = 2984.123 \text{ KN.m}$

$\sigma_{p1} = 1.02 \times \sigma_{po} - 0.8 \times \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 127.48 \text{ MPa.}$

$\sigma_{p1} = 1.02 \times 1440 - 0.8 \times 127.48 = 1366.82 \text{ MPa.}$

$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 1350 \times 1366.82 \times 10^{-3} = 5535.62 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{5535.621 \times 10}{6991.851} \left(1 - \frac{95 \times 92}{5107.62}\right) + \frac{2984.123 \times 10^3 \times 92}{35711690.74} = 2.057 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{5535.621 \times 10}{6991.851} \left(1 + \frac{108 \times 95}{3467,54}\right) - \frac{2984.123 \times 10^3 \times 108}{35711690.74} = 14.796 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 2.057 \text{ MPa} > -1,5f_{t14} = -3.5925 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 14.796 \text{ MPa} \leq 0,6f_{c14} = 17.946 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Phase II :**

$M_g = 4084.62 \text{ KN.m}$

$\sigma_{p1} = 1.02 \times \sigma_{po} - 0.8 \times \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 335.608 \text{ MPa.}$

$\sigma_{p1} = 1.02 \times 1440 - 0.8 \times 335.608 = 1200.32 \text{ MPa.}$

$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 1350 \times 1200.32 \times 10^{-3} = 4861.296 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{4861.296 \times 10}{6991.851} \left(1 - \frac{125.62 \times 61.38}{5770.36}\right) + \frac{4084.62 \times 10^3 \times 61.38}{57656536.67} = 2.01 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{4861.296 \times 10}{6991.851} \left(1 + \frac{138.62 \times 125.62}{5770.36}\right) - \frac{2984.123 \times 10^3 \times 138.62}{57656536.67} = 13.81 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 2.01 \text{ MPa} > -1,5f_{t_{28}} = -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 13.81 \text{ MPa} \leq 0,6f_{c_{28}} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Phase III :**

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 4432.40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 327.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 \times 1440 - 0.8 \times 327.02 = 1207.184 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 1350 \times 1207.184 \times 10^{-3} = 4889.09 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{4889.09 \times 10}{9991.851} \left(1 - \frac{125.62 \times 61.38}{5770.36} \right) + \frac{4432.40 \times 10^3 \times 61.38}{57656536.67} = 3.14 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{4861.296 \times 10}{9991.851} \left(1 + \frac{138.62 \times 125.62}{5770.36} \right) - \frac{2984.123 \times 10^3 \times 138.62}{57656536.67} = 9.0025 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 3.14 \text{ MPa} > -1,5f_{t_{28}} = -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 9.0025 \text{ MPa} \leq 0,6f_{c_{28}} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Phase IV :** (Phase d'exploitation)

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 576.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{p2} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 325.43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p2} = 1.02 \times 1440 - 0.8 \times 325.43 = 1208.456 \text{ MPa.}$$

$$P_2 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 1350 \times 1208.456 \times 10^{-3} = 4894.22 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{4894.22 \times 10}{9991.851} \left(1 - \frac{125.62 \times 61.38}{5770.36} \right) + \frac{576.07 \times 10^3 \times 61.38}{57656536.67} = 4.486 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{4894.22 \times 10}{9991.851} \left(1 + \frac{138.62 \times 125.62}{5770.36} \right) - \frac{2576.07 \times 10^3 \times 138.62}{57656536.67} = -0.862 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 4.486 \text{ MPa} > -1,5f_{t_{28}} = -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 9.0025 \text{ MPa} \leq 0,6f_{c_{28}} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée :

Phases	P_i (KN)	M (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_i$ (MPa)	OBSERVATION
I	5535.621	2984.123	2.057	14.796	-3.5925	17.946	Vérifiée
II	4861.296	4084.62	2.01	13.81	-4.05	21	Vérifiée
III	4889.09	4432.40	3.14	9.0025	-4.05	21	Vérifiée
IV	4894.22	576.07	4.486	-0.862	-4.05	21	Vérifiée

Tableau IX.5 : Contraintes des différentes phases dans la section 0.5 L.

✚ Conclusion :

Les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service.

1. Ferraillage passif longitudinal :

Il est destiné à limiter les fissurations prématurées, susceptibles qui se produisent avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

Le ferraillage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau.
- Les armatures dans les zones tendues.

A. Les armatures de peau :

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

La section minimale est :

Le BPEL Art.6.1,1.31 propose la section minimale suivante :

$$A_{min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2/\text{ml de parement perpendiculaire à leur direction} \\ 0,1\%B(\text{section brute du béton}) \end{cases}$$

$$A_{min} = 0,1\%B = 0,001 \times 6991.851 = 6.99 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures HA10 tous les 20cm

B. Les armatures longitudinales dans la zone tendue:

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

B_t : Section de béton tendue.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.

f_{tj} : La contrainte caractéristique de traction du béton.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier passif utilisé.

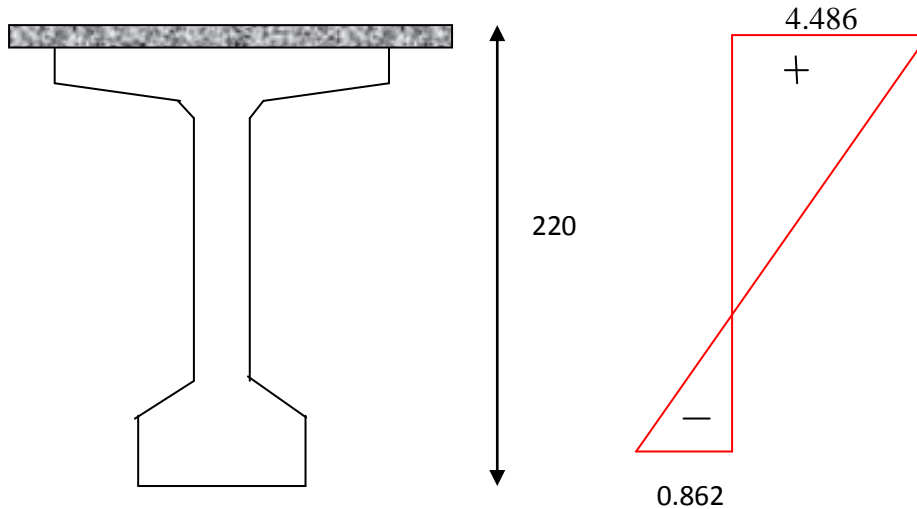


Figure IX.2 : Diagrammes des contraintes normales, phase IV.

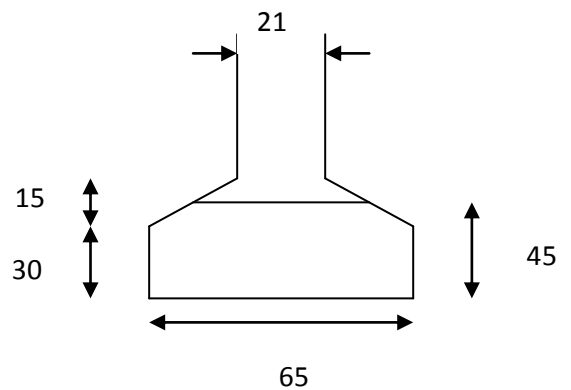
$$\frac{4.486}{y} = \frac{0.862}{x} ; y = h - x \Rightarrow 4.486 \times x = 0.862(h - x)$$

$x = 35.45\text{cm}$

$$B_t = 65 \times 15 + \left(\frac{35 + 65}{2}\right) \times 20.45 = 1997.5\text{cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_i}{2} = \frac{1997.5 \times 0.862 \times 10^{-1}}{2} = 86.09\text{KN}$$

$$A_s = \frac{1997.5}{1000} + \left(\frac{86.09}{40} \times \frac{2,7}{0.862}\right) = 8.73\text{cm}^2$$



$A_s = 8.73 \text{ cm}^2$ On adopte **6HA14 = 9.23cm²**

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.

Fig. IX.3 : Détail du talon

2. Ferrailage passif transversal (armature du talon):

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$\begin{cases} Ac \times f_e \geq C \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si : } \phi_{ext \text{ gaine}} < C < 1,3 \phi_{ext \text{ gaine}} \\ Ac \times f_e \geq 1,3C \times t \times f_{t28} \times \phi_{ext \text{ gaine}} \rightarrow \text{si : } C > 1,3 \phi_{ext \text{ gaine}} \end{cases}$$

t : Espacement des armatures.

C = 10 cm (enrobage des câbles).

$\phi_{ext(gaine)}$: 8.5 cm.

$$C > 1.3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1.3 \times 8.5 = 11.05 \text{ cm.}$$

$$\frac{Ac}{t} \geq \frac{1.3 \times \phi_{ext(gaine)} \times f_{t28}}{f_e} = \frac{11.05 \times 2.7}{400} = 0.0745 \text{ cm}$$

On fixe $Ac = 2HA10$ soit 1.57 cm^2

$t \leq 21.536 \text{ cm}$ Soit $t = 20 \text{ cm}$.

IX-3) 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.

IX-3-1) Hypothèse de calculs :

- La résistance de béton tendu est négligée.
- Les sections droites avant déformation restent planes après déformations.
- L'adhérence est parfaite entre le béton et l'acier.
- le diagramme de déformation de la section passe nécessairement par l'un des 3 pivots A, B ou C qui sont définis par les déformations limites de béton et de l'acier

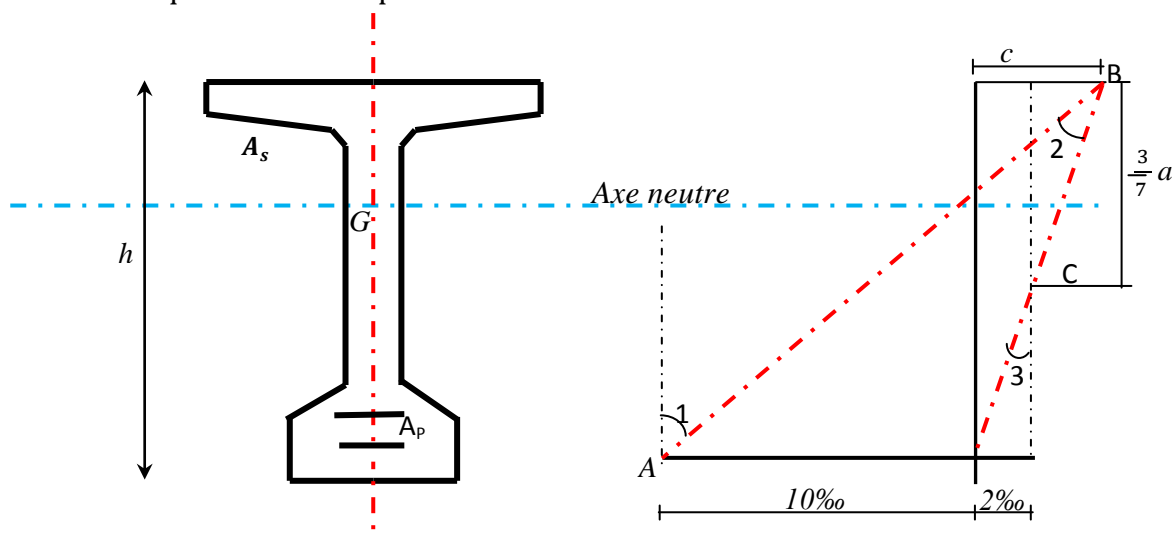


Figure IX.4: Règle des trois pivots

IX-3-2) 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.

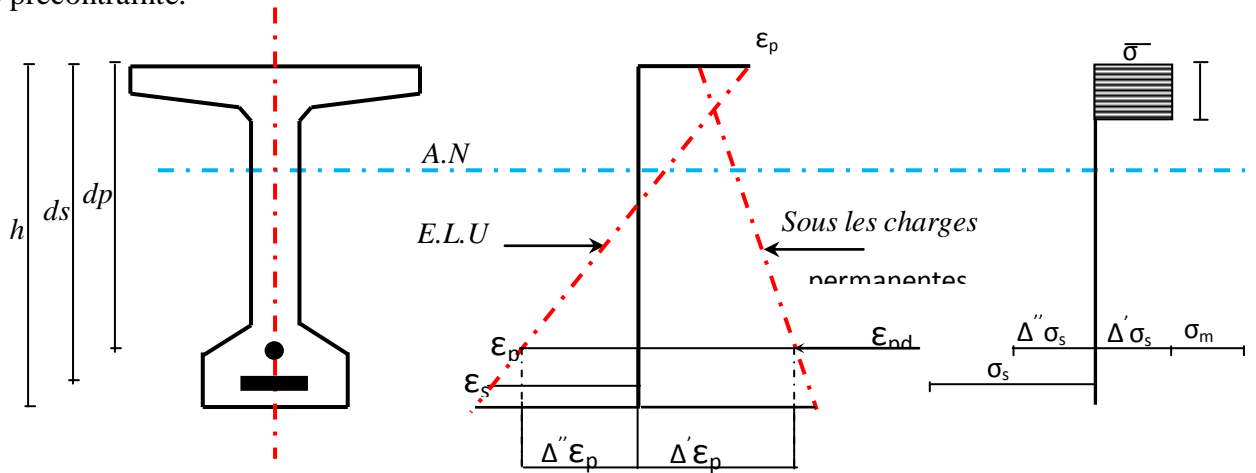


Figure IX.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U

a) Contrainte dans le Béton :

La contrainte maximale dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

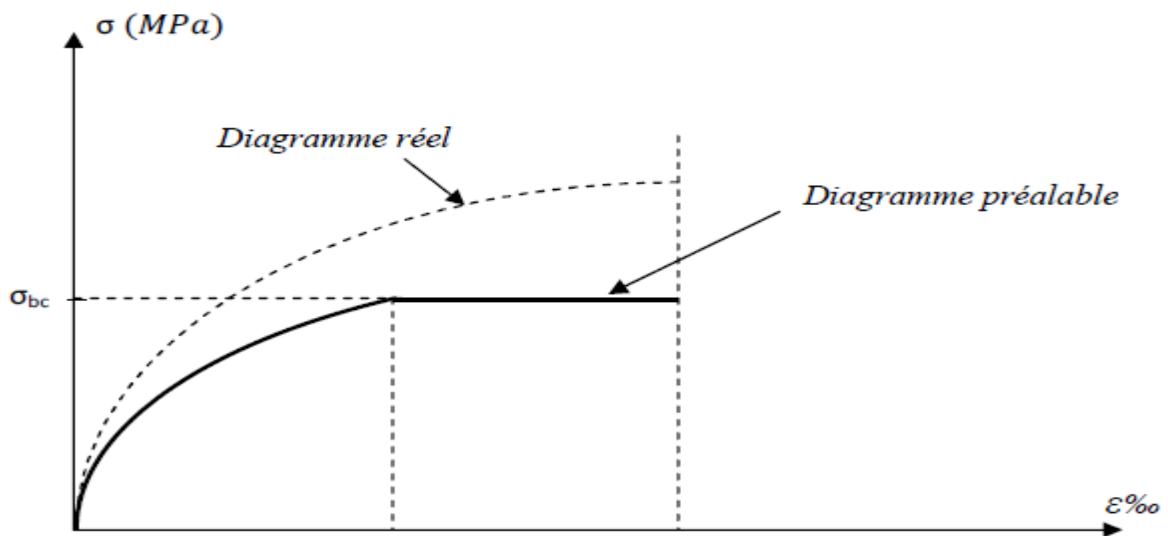


Figure IX.6 : Modèle de comportement du béton dans le cas ELU.

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 préalable : $\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$
- Accroissement d'allongement $\Delta' \varepsilon_p$ accompagnant le retour à zéro de la déformation du béton adjacent $\Delta' \varepsilon_{pm} = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$.
- 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.

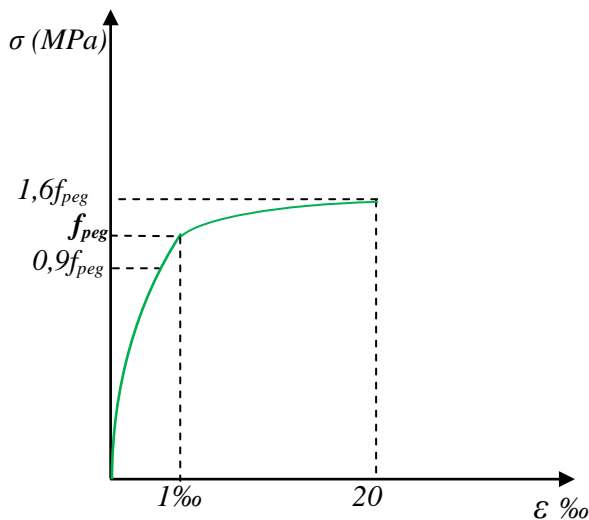


Figure IX.7: Diagramme contrainte-déformation des torons

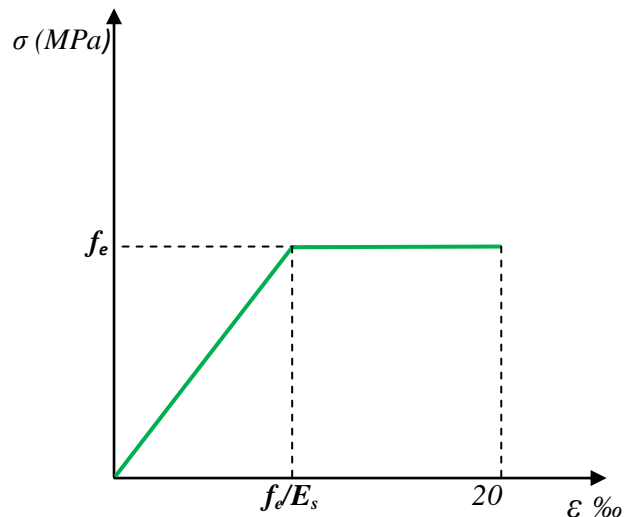


Figure IX.8: Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs

IX-4) Principe de la méthode de justification :

Il s'agit de s'assurer que les sollicitations agissantes réglementaires de calcul, que nous désignerons "Su " n'entraînent pas l'apparition du domaine E.L.U dans la section. Vu la résistance des matériaux constituant un ouvrage, on définira pour une section, droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\bar{S}_u (\bar{N}_u ; \bar{M}_u)$ d'où on peut définir une courbe fermée dite « **courbe d'interaction moment fléchissant-effort tranchant** ».

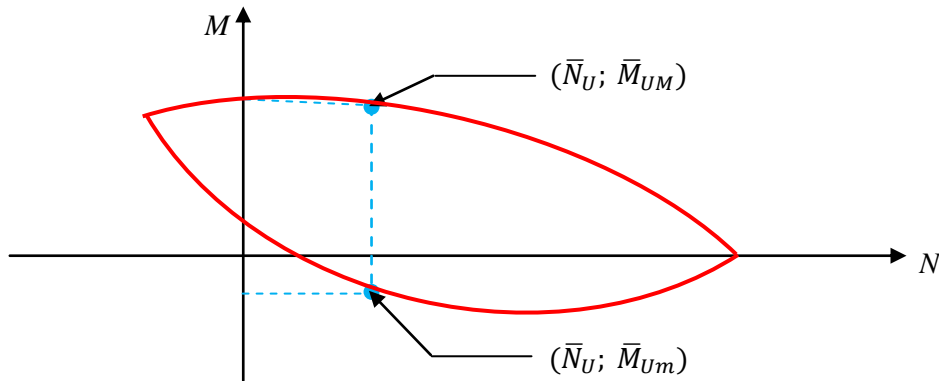


Figure IX.9: Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

En pratique il est hors de question de tracer la courbe d'interaction point par point. La justification proposée est la suivante :

- on fixe un des deux paramètres, généralement \bar{N}_u , en prenant égal à N_u qui est celui développé par la sollicitation de calcul « \bar{S}_u »
- on détermine les deux moments résistant ultimes $M_{u \min}$ et $M_{u \max}$ correspondant à \bar{N}_u , et on doit avoir $M_{u \min} \leq M_u \leq M_{u \max}$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier une des inégalités et l'autre se trouvant l'évidence satisfaite.

➤ mise en équation du problème :

Pour simplifier les calculs, il est courant de s'intéresser, non pas aux composantes N_u et M_u appliquées au centre de gravité « G » de la section, mais aux composantes N_u et M_u définies aux points de passage de l'armature moyenne de la précontrainte.

Cette façon de procéder présente l'intérêt de ne pas faire intervenir le moment créé par la précontrainte et sa surtension.

➤ résolution du problème :

- Equation d'équilibre :

Il est nécessaire de déterminer $\bar{M}_{u \max}$ pour vérifier que $M_u \leq \bar{M}_{u \max}$

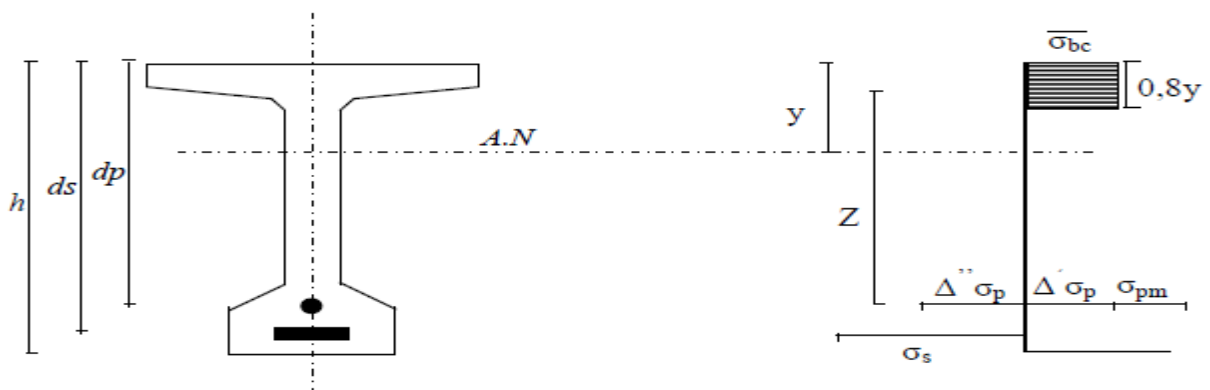


Figure IX.10 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

✓ Du diagramme ci-dessus, on peut traduire l'équilibre 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 défini par :

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \times z + A_s(d_s - d_p) \times \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

IX-4-1) Equations liées à l'hypothèse de section planes:

$$\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

IX-4-2) équation traduisant 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 :

$$\Delta\sigma_p = f \times (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f \times (\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

❖ **Equation traduisant l'atteinte d'un E.L.U :**

Il existe deux possibilité, suivante que cette état est atteint sur le béton ou sur l'acier.

Nous constatons qu'il ya 07 inconnues 6 équations : $\Delta\sigma_p$; σ_s ; y ; $\Delta''\varepsilon_p$; ε_s ; ε_b ; \bar{M}_{um} .

Le problème est résolu par approximation successive à partir d'un diagramme des déformations choisi à priori, par exemple celui passant par le pivot A et B ce qui impose :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \end{cases}$$

A partir de ces valeurs, l'équation (4) donne « y » :

$$\begin{cases} (5) \rightarrow \sigma_s \\ (3) \rightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \rightarrow \Delta\sigma_p \end{cases} \Rightarrow \text{et on calcul } N_u \text{ par l'équation (1)}$$

- Si $\bar{N}_u > N_u$: la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autre de A
- $\bar{N}_u < N_u$: le diagramme doit pivoter autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine \bar{M}_{uM} et on vérifiée que :

$$M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

❖ **Application a notre projet :**

$$\begin{aligned}
 d_p &= 186.5 \text{ cm.} & A_p &= 40.5 \text{ cm}^2 \\
 d_s &= 195 \text{ cm.} & A_s &= 8.73 \text{ cm}^2 \\
 H &= 200 \text{ cm} & M_{max} &= 777.70 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

$$N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\infty) \times n \times A_p = 1074.45 \times 3 \times 10^{-1} \times 13.5 = 4351.52 \text{ KN.}$$

$$(1) \Rightarrow \bar{N}_u = \beta_c \times \sigma_{bc} - A_p \times \Delta\sigma_p - \sigma_s \times A_s$$

$$\Leftrightarrow 4351.52 \times 10^3 = 19.83 \times \beta_c - 4050 \times \Delta\sigma_p - 873 \times \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0.85f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} \times z + A_s(d_s - d_p) \times \sigma_s \dots\dots\dots(1)$$

$$\bar{M}_{uM} = 19.83 \times \beta_c \times Z + 8.73 \times (195 - 186.5) \times 10^3 \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = 19.8319.83 \times \beta_c \times Z + 74.205 \times 10^3 \sigma_s \dots\dots\dots(2)$$

La surtension des armatures de précontrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = f \times (\epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon_p + \Delta''\epsilon_p) - f \times (\epsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{4351.52 \times 10^3}{4050} = 1074.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + [P_m \times e_p + M_{min}] \times \frac{e_p}{I_G}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{4351.52 \times 10}{9991.851} + [4351.52 \times 10^3 \times (-125.62) \times 10 + 3146.3 \times 10^6] \times \frac{-125.62}{57656536.67}$$

$$\sigma_{bpm} = 9.41 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1074.45}{2 \times 10^5} = 5.372 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'_{pm} = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = \frac{5 \times 9.41}{2 \times 10^5} = 2.35 \times 10^{-4}$$

❖ Atteinte de l'ELU :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\text{De (4): } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \Leftrightarrow y = \frac{d_s}{1 + \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}\right)} = \frac{195}{1 + \left(\frac{10}{3.5}\right)} = 50.56 \text{ cm}$$

$$y = 0.5056 \text{ m.}$$

$$\text{De (3): } \Delta'' \varepsilon_p = \frac{(d_p - y) \times \varepsilon_b}{y} = \frac{3.5 \times (186.5 - 50.56) \times 10^{-3}}{50.56} = 9.41 \times 10^{-3}$$

$$\text{De (5): } \sigma_s = g \times \varepsilon_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{De (6): } \Delta \sigma_p = f \times (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f \times (\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (5.372 \times 10^{-3} + 0.235 \times 10^{-3} + 9.44 \times 10^{-3}) - 5.372 \times 10^{-3} \sigma_p$$

$$\Delta \sigma_p = 9.675 \times 10^{-3} \sigma_p$$

$$\text{Pour : } \sigma_p = \frac{0.9 f_{peg}}{1.15} = \frac{0.9 \times 1600}{1.15} = 1252.17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1252.17}{2 \times 10^5} = 6.26 \times 10^{-3}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{pm} < 6.26 \times 10^{-3} & \Rightarrow \sigma_p = \varepsilon_p \times E_p \\ \varepsilon_{pm} > 6.26 \times 10^{-3} & \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par rapproximation successive.} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.372 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = 5.372 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1074.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 1074.4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pm} = 15.047 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = 15.047 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 3002.62 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_p = 3002.62 - 1074.4 = 1928.22 \text{ MPa}$$

b_{moy} : est la largeur moyenne calculée comme suit (hourdis + table de poutre) :

$$b_{\text{moy}} = \frac{1.35 + 1.5}{2} = 1.425$$

$$\beta_c = 0.8 \times 1.425 \times 0.5056 = 0.5764 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_u = (0.5764 \times 10^6 \times 19.83) - (40.5 \times 10^2 \times 1928.22) - 6.15 \times 10^2 \times 348$$

$$\bar{N}_u = 3406.701 \text{ KN} < N_u = 13054.57 \text{ KN}$$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.
On calcul alors :

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \times z + A_s(d_s - d_p) \times \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = 19.83 \times \beta_c \times Z + 74.205 \times 10^3 \sigma_s$$

$$Z = d_p - 0.4 \times y = 186.5 - (0.4 \times 50.55) = 166.28 \text{ cm.}$$

$$\bar{M}_{um} = 19.83 \times 10^3 \times 0.5764 \times 1.6628 + 74.205 \times 10^{-3} \times 348 = 19029.36 \text{ KN.m .}$$

$$M_{\text{max}} = 7777 \text{ KN.m} < \bar{M}_{um} = 19029.36 \text{ KN.m}$$

⇔ la résistance à l'E. L. U est assurée

Conclusion :

Les contraintes normales n'excèdent pas les contraintes admissibles de compression.

Introduction :

La partie résistante d’une poutre à l’effort tranchant est représenté par l’âme, celle-ci donc sera dimensionné de façon à :

- Résisté à l’effort tranchant.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le B.P.E.L 91 on procède :

A P.E.L.U : vérification de la section d’acier transversal.

A P.E.L.S : vérification de la contrainte de cisaillement.

X-1) Justification des contraintes à l’E.L.S :

Cette justification nous permet 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.

Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre, à partir des contraintes σ_x , σ_y et τ calculées pour l’élément considéré au niveau de la vérification, dans l’hypothèse des déformations élastiques et linéaires des matériaux en supposant le béton non fissuré.

σ_x : contrainte normale longitudinale.

σ_y : contrainte tangentielle.

τ : contrainte normale transversale dont l’existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle.

Les contraintes σ_x , σ_y et τ calculées sous l’effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_x \times \sigma_t \leq 0.4f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right) \quad \text{Article B.P.E.L.7.2,2} \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right) \quad (1) \end{array} \right.$$

Si : $\sigma_x < 0$ alors les deux expressions de la formule (XIII-1) deviennent :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t \right) \dots\dots\dots(2)$$

Dans notre cas $\sigma_t=0$, alors (1) et (2) peuvent s’écrire sous la forme suivante.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0,4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \dots\dots\dots (3) \\ \tau^2 \leq 0,4f_{tj}f_{cj} \dots\dots\dots (4) \end{array} \right.$$

Comme σ_x au niveau du centre de gravité(G) est positivement on applique la formule (3)

X-2) contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_V (y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

$$V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=n}^n P_i \sin \alpha_i$$

b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre ;

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \phi$$

S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par «Δ »

m : Nombre de câble par lit.

$K = \frac{1}{2}$: Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport a l'axe « Z » passant par «Δ ».

❖ **Application au projet :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend les trois câbles de précontrainte.

La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phase de construction :

$\tau = \tau_v$: Pour les phases : **I, II, III** (phase de construction).

$\tau = \tau_v + \tau_T$: Pour la phase **IV**(phase d'exploitation).

- Caractéristiques géométriques de la section nette :

	B (cm²)	V' (cm)	V(cm)	I_G(cm⁴)	ρ %	e_p(cm)	r²
Poutre seule	9805.351	107.84	92.16	41916208.63	43.01	-6.44	4274.83
Poutre +hourdi	12787.351	131.96	68.04	65680052.12	57.02	-30.56	5136.33

Tableau X.1 : Les caractéristiques géométriques de la section nette.

- **Phase I** : à 14 jours mise en tension des 03 câbles à 100%.

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa.}$$

$$g = 2.14 \frac{t}{m} \Rightarrow V_q = \frac{g \times L}{2} = \frac{2.14 \times 33.4}{2} = 35.738 \text{ t} = 357.38 \text{ KN.}$$

$$\Delta\sigma_j = 193.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 \times 1440 - 0.8 \times 193.33 = 1314.136 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 1350 \times 1314.136 = 5322.26 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 357.38 - \frac{5322.26}{3} \times 0.57 = -653.85 \text{ KN.}$$

➤ **Contrainte de cisaillement τ :**

$$\tau_V (y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

$$b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 40 - \frac{8.5}{2} = 35.75 \text{ cm.}$$

$$\tau_V (y) = \frac{-653.85 \times 10}{35.75 \times 0.8 \times 200} = -1.14309 \text{ MPa}$$

- Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$$N_1 = \frac{P_1}{3} \times \sum_{i=1}^3 \cos \alpha_i = \frac{5322.26}{3} \times 2.932 = 5201.62 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B} \times \left(1 - \frac{e_p \times V}{r^2}\right) = \frac{5201.62 \times 10}{9805.351} \times \left(1 - \frac{6.44 \times 92.16}{4274.83}\right) = 4.568 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B} \times \left(1 + \frac{e_p \times V'}{r^2}\right) = \frac{5201.62 \times 10}{9805.351} \times \left(1 + \frac{6.44 \times 107.84}{4274.83}\right) = 9.394 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times 92.16 = 4.568 + \frac{9.394 - 4.568}{200} \times 92.16 = 6.457 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités(3) :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\begin{cases} \tau^2 = 1.31 \text{ MPa} \leq 0,4 \times 2.395 \left(2.395 + \frac{2}{3} \times 6.518 \right) = 6.457 \text{ MPa} \\ \tau^2 = 1.31 \text{ MPa} \leq 2 \times \frac{2.395}{29.91} \times (0.6 \times 29.91 - 6.518) \left[2.395 + \frac{2}{3} (6.518) \right] = 12.34 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau^2 = 1.31 \text{ MPa} \leq 6.457 \text{ MPa} \\ \tau^2 = 1.31 \text{ MPa} \leq 12.34 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

phases	V_G (KN)	P (KN)	V_{red} (KN)	$\tau(y)$ [MPa]	Contraintes normales			vérification	
					σ_s	σ_t	σ_G	Inégalité(1)	Inégalité(1)
I	357.88	5201.621	-653.85	-1.1	4.6	9.4	6.5	$1.31 \leq 6.457$	$1.31 \leq 12.34$
II	489.2	7092.3	-888.8	-1.4	3.3	9.9	5.3	$1.99 \leq 5.71$	$1.99 \leq 12.02$
III	530.83	3732.8	-375.56	-0.6	1.7	5.2	2.8	$0.355 \leq 4.089$	$0.355 \leq 10.346$
IV	1073.3	3736.91	183.93	0.3	1.8	5.2	2.8	$0.085 \leq 4.09$	$0.085 \leq 10.35$

Tableau X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases en construction et exploitation.

X-3) Justification à l'E.L.U (B. P. E. L 91 Art. 7 – 3) :

a) Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement S_t .

$$S_t \leq \min \{1m; 0.8 \times h; 3 \times b_0\} = \{1m; 1.6m; 1.2m\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1m$$

Le minimum d'armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b_n} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0.6 \times 1.15 \times 35.75 \times 100}{400} = 6.1668 \text{ cm}^2$$

On choisit des cadres **HA12**. $A_t = 2. \text{ cm}^2$, soit **2HA12**.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times b_n \times \gamma_s} = \frac{2.26 \times 400 \times 10^{-4}}{0.6 \times 1.15 \times 0.3575} = 0.366 \text{ m}$$

On prendre $S_t = 15\text{cm}$ aux appuis et **20 cm en travée**.

b) Justification des armatures tangentielles :

L'objectif de cette vérification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

Il faut que la formule suivante soit vérifiée :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \geq \left(\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \tan \beta_u + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{B. P. E. L Art : 7.3,22})$$

$$\tau_{red} \leq \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \times \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2 \times \beta_u = \frac{2 \times \tau_{red}}{S_t \times b_n \times \gamma_s}$$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \tau_v^u + \tau_t^u \quad (\text{avec } \tau_t^u \text{ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant})$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{red}^u}{0.8 \times h \times b_n} \quad ; \quad \text{et} \quad V_{red}^u = V_{max}^u - \frac{P_n}{n} \times \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_j) \times A_p$$

Avec :

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_\infty = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_{diff} = 193.33 + 254.42 = 447.75 \text{ MPa.}$$

$$P_u = 3 \times (1440 - 447.75) \times 1350 \times 10^{-3} = 4018.6125 \text{ KN.}$$

$$V_{red}^u = 1448.9 - \left(\frac{4018.6125}{3} \right) \times 0.57 = 685.36 \text{ KN}$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{red}^u}{0.8 \times h \times b_n} = \frac{685.36 \times 10}{0.8 \times 200 \times 35.75} = 1.198 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 1.198 + 0.651 = 1.849 \text{ MPa.}$$

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$N = \frac{P_u}{n} \times \sum_{i=1}^3 \cos \alpha_i = \frac{4018.6125}{3} \times 2.932 = 3927.52 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N_1}{B} \times \left(1 - \frac{e_p \times V}{r^2} \right) = \frac{3927.52 \times 10}{12787.351} \times \left(1 - \frac{68.04 \times 60.56}{5136.33} \right) = 1.83 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= \frac{N_1}{B} \times \left(1 + \frac{e_p \times V'}{r^2} \right) = \frac{3927.52 \times 10}{12787.351} \times \left(1 + \frac{30.56 \times 131.92}{5136.33} \right) = 5.48 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_x = \sigma_s - \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V = 1.83 + \frac{5.48 - 1.83}{200} \times 68.04 = 2.96 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times \tau_{red}}{S_t \times b_n \times \gamma_s} = \frac{2 \times 1.849}{2.96} = 1.25$$

$$\beta_u = 25.66^\circ$$

c) Détermination des armatures verticales:

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \frac{1.5 \times b_n}{f_e} \times \tan \beta_u$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(1.849 - \frac{2.7}{3} \right) \times \frac{1.5 \times 35.75 \times 100}{400} \times \tan(25.66^\circ) = 4.685 \text{ cm}^2/m_l$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq 4.685 \text{ cm}^2/m_l$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \max(4.685; 6.1668).$$

$$\frac{A_s}{S_t} = 6.1668 \text{ cm}^2/m_l$$

On choisit comme ferrailage transversale : **2HA10 + 2HA12** soit **At = 3.83 cm²**

$$S_t \leq \frac{3.83}{6.1668} = 0.621$$

On prendra **St = 20cm** pour la section médiane.

➤ **Armature transversal supérieure :**

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2/m_l$ soit un cadre **HA12** tous les 20 cm.

d) Justification des bielles de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$(t_v^u)^2 + (\tau_t^u)^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_d} \right)^2$$

$$(1.198)^2 + (0.651)^2 = 1.85 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1.5} \right)^2 = 34.027 .$$

$$1.85 \leq 34.027 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

e) Justification des armatures longitudinales :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibré soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.

- Par les recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de l'axe neutre vaut :

$$F_t = \tau_t^u \times b_n \times \cot \beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{âme nette}}}$$

Avec :

$$B_{\text{âme nette}} = B_{\text{berut}} - B_{\text{gaine}}$$

$$B_{\text{âme nette}} = (2 \times 0.40) - 3 \times \frac{\pi \times 0.085^2}{4} = 0.883 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0.651 \times 0.3575 \times 2.08}{0.883} = 0.548 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 0.548 \text{ MPa} \leq \sigma_G = 2.96 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

 **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes de traction et de cisaillement.

Introduction :

Lorsque les armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section SA d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écart sensiblement de celle obtenue par les règles de R.D.M du faite que le principe de Saint-venant n'est pas satisfait au voisinage de SA.

A cet effet, il y a lieu de procéder, dans cette zone :

- A des vérifications permettant de réduire, à un niveau convenable la probabilité d'apparition des fissures.
- A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

XI) Etude de la zone d'about :

Les justifications à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

- Justification de la bielle d'about. (**Art. 7. 5, 1 B. P. E. L.**).
- Justification de l'équilibre du coin inférieur. (**Art. 7. 5, 2 B. P. E. L.**).
- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (**Art. 8 B. P. E. L.**).

XI-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.

a) Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle β_u tel que :

$$\tan \beta_u = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\beta_u \leq 30^\circ) \quad (\text{Art. 3, 2. B. P. E. L.})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i on définit les angles d'inclinaison θ_k par :

$$\tan \theta_K = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ($R_u = V_u$).

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « β_u » pour le rang « r » du câble si l'on a :

$$\begin{cases} \tan \theta_r \leq \tan \beta_u \\ \tan \theta_{r-1} \leq \tan \beta_u \end{cases}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i \times \sin \alpha_i]$$

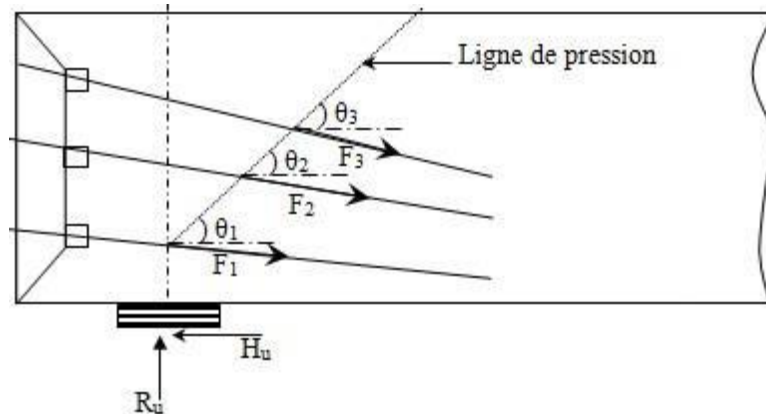


Figure XI.1 : Inclinaison de la bielle unique du béton

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « dr » de la fibre supérieure.

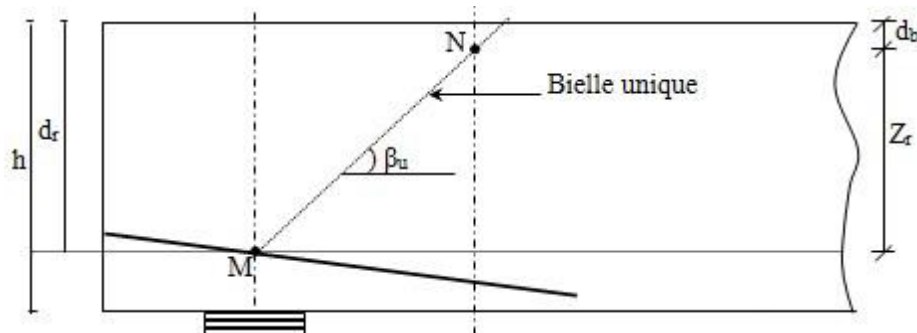


Figure XI.2 : La bielle d'about

Avec :

MN : Axe de la bielle.

Zr : Hauteur de la bielle.

db : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

dr : 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 ».

b) Vérification des armatures transversales :

- Si $Z_r \geq Z$: la section d'armatures à prendre compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.

-Si $Z_r < Z$: la section d'armatures ainsi trouvée sera majorée dans le rapport $\frac{Z}{Z_r}$ sur la longueur $Z_r \cdot \cot \beta$.

❖ **Application au projet :**

$$V_u = 14489 \text{ KN}$$

$$V_{red} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{lim} \cdot \sin \alpha_i$$

P_{lim} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$P_{min} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1,2\sigma_{pm} = 1,2(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) = 1,2(1440 - 447.75) = 1190.7 \text{ MPa} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_b} = \frac{1860}{1.15} = 1617.40 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \gamma_b = 1,15$$

$$P_{min} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1190.75 \text{ MPa} \\ 1617.40 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies P_{min} = 1190.75 \text{ MPa}$$

$$F_{lim} = A_p \cdot \left[\min \left(1,2\sigma_{p0}, \frac{f_{prg}}{\gamma_b} \right) \right]$$

$$F_{lim} = 1350 \times 1190.75 \times 10^{-3} = 1607.52 \text{ KN}$$

$$\beta_u = 28,5 .$$

❖ **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cotg \beta_u$$

Avec :

$$H_u = 0,1 \cdot G_{tablier} = 0,1 \times 862.221 = 86.2221 \text{ t} = 862.221 \text{ KN}.$$

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u = (1607.52 \times 2.93) - 862.221 = 3851.054 \text{ KN}.$$

$$R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cotg \beta_u = [(1448.9 - 1607.52 \times (0,57))] \times \cotg 25.66 = 1108.67 \text{KN.}$$

3851.054 KN ≥ 1108.67 KN vérifiée => le rang "r" existe.

❖ Angle d'inclinaison :

$$tg_{\theta_k} = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

K	$R_u(KN)$	$\sum F_i \cdot \sin \alpha_i(KN)$	$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i(KN)$	$H_u(KN)$	tg_{θ_k}	$\theta_k(^{\circ})$
1	1448.9	112.13	1603.6	862.221	1.803	61°
2		446.35	3176		0.433	23.42°
3		916.35	4713.28		0.138	7.873°

Tableau XI.1 : valeur de θ_k angle d'inclinaison.

$$\theta_{k1} = 61^{\circ} > \beta_u = 25.66^{\circ}$$

$$\theta_{K2} = 23.42^{\circ} < \beta_u = 25.66^{\circ}$$

On constate que l'équilibre est atteint au niveau du 2^{ème} câble, donc **r = 2**.

$$d_r = H - h' = 200 - h'$$

$$h' = 1.024 - 0,5tg12^{\circ} = 0.9177 \text{ m}$$

$$d_r = 200 - 91.77 = 108.23 \text{cm}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 108.23 - \frac{200}{10} = 88.23 \text{cm}$$

$$Z = 0.8h = 0.8 \times 200 = 160 \text{cm}$$

$$\text{D'où : } Z_r = 88.23 \text{cm} < Z = 160 \text{cm.}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ 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, ($L = Z_r \times \cot \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

Donc :

$$A = A_t \cdot \frac{Z}{Z_r} = \frac{160}{88.23} \times 3.83 = 6.945 \text{cm}^2.$$

La nouvelle section d'armature transversale est égale à 7HA12 soit 7.52cm^2 qui seront répartie sur une longueur tel que :

$$L = Z_r \cdot \cot \beta_u = 88.23 \cot 25.66^{\circ} = 183. \text{cm}$$

$L = 184 \text{cm.}$

XI-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 :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \lambda(R_u - F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$$

Avec :

A_t : Section des aciers de coutures

R_u : Composante verticale de la réaction appui.

F_{Hlim} : Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec 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 :

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot (5 - 4K) ; (0 \leq K \leq 1)$$

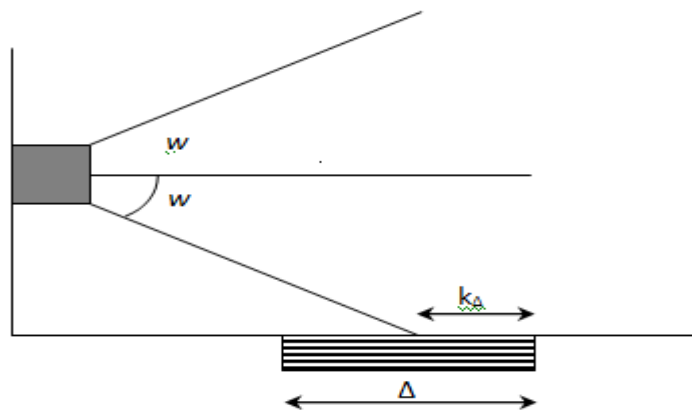


Figure XI.3 : Equilibre du coin inférieur ($\alpha = \theta$)

❖ **Application à notre projet :**

$$F_{lim} = 1607.52 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} F_{Hlim} = F_{lim} \times \cos \alpha \\ F_{Vlim} = F_{lim} \times \sin \alpha \end{cases}$$

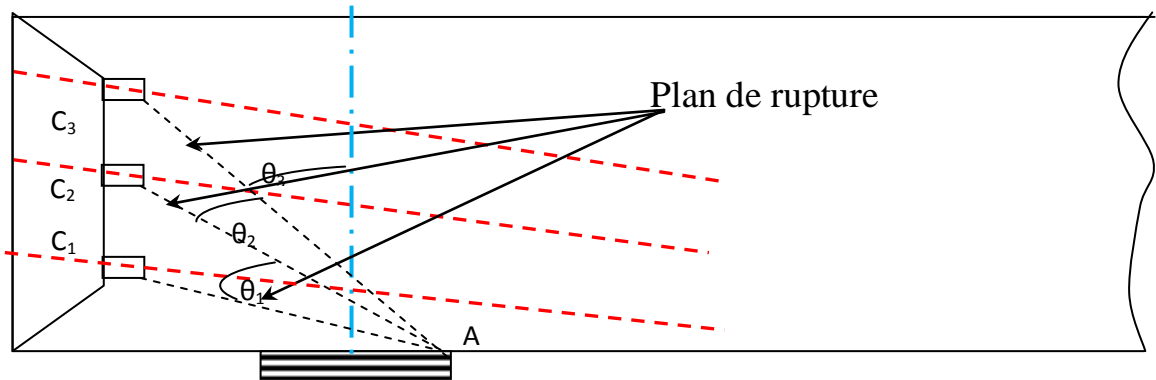
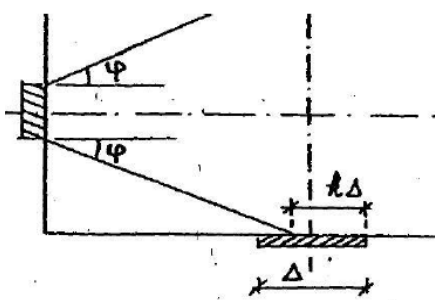


Figure XI.4 :Equilibre du coin inférieur

Plan de rupture	$tg\theta$	F_{vlim} (KN)	F_{hlim} (KN)	λ	R_u (KN)	H_u (KN)	$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s}$	$\lambda(R_u + F_V) + (H_u - F_H)$	vérification
AC ₁	1.92	112.135	1603.604	-0.11	1448.9	862.2	261.6	≥ -909.974	vérifié
AC ₂	0.562	334.222	1572.392	0.51				≥ 197.437	vérifié
AC ₃	0.329	470	1537.28	0.8				≤ 829.358	non vérifié

Tableau XI.2 : Vérification de la section d'armature de couture

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.



$$A_{tmin} = \frac{0,04 \times R_u \times \gamma_s}{f_e} (5 - 4k)$$

Avec :

K : compris entre 0 et 1.

Δ : Dimension de l'appareil.

$K \Delta$: Longueur de l'appareil d'appui.

Dans notre cas $K=1$

Figure XI.5 : interaction ancrage-appui.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \times R_u \times \gamma_s}{f_e} (5 - 4k) = \frac{0,04 \times 1448.9 \times 1,15 \times 10}{400} (5 - 4 \times 0) = 1.666cm^2$$

Soit à prendre une section **3HA9** $\Rightarrow A_{tmin} = 1.91cm^2$

XI-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.

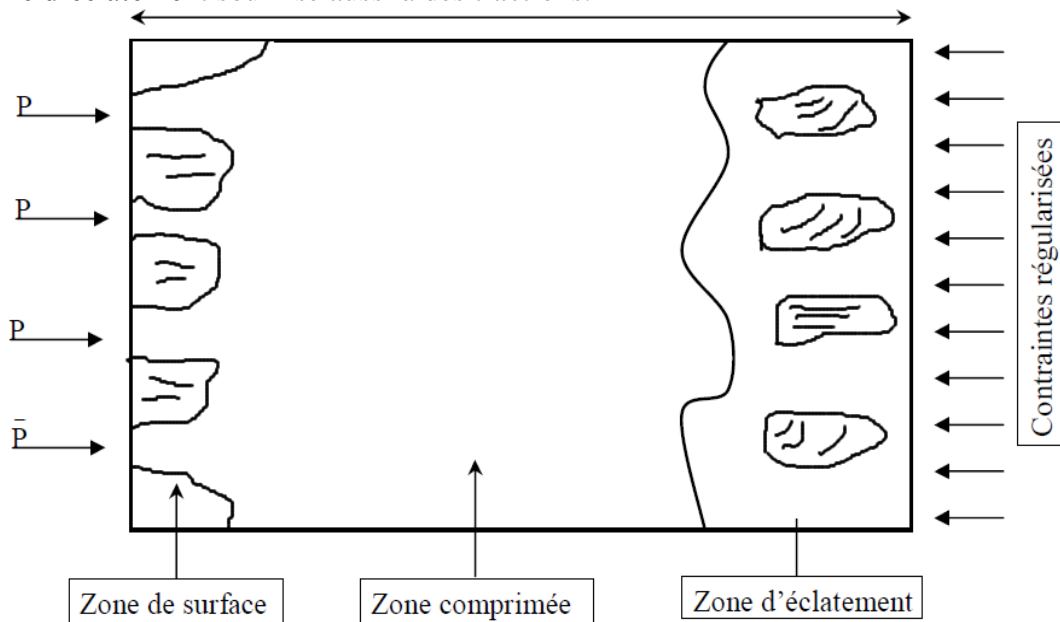


Figure XI.6 : Les 03 zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue. Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de 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).

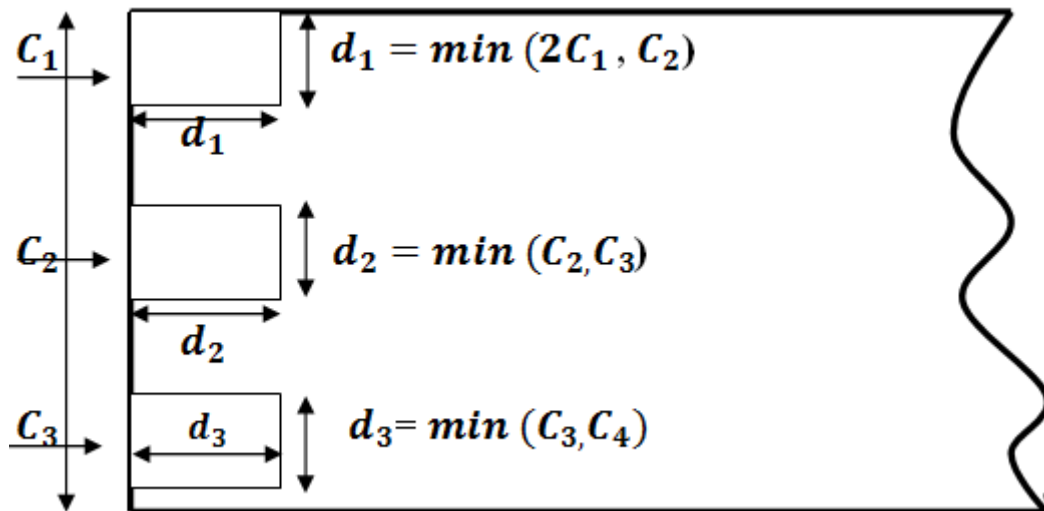


Figure XI.7 : Prisme symétrique.

XI-3-1) 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.

a) 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.

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e, \quad f_e \text{ étant la limite d'élasticité des frettes.}$$

b) 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 :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_i} \leq \frac{2}{3} \cdot F_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme « 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.

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{e' d_j} \leq 1,25 \cdot F_{tj}$$

c) 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 « SA », sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \lim}} \\ 0,15 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \lim}} \end{array} \right. , \quad R_j = 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) F_{j0}$$

avec $\sigma_{s \lim} = \frac{2}{3} f_e$

avec:

- $K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.
- $K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

XI-3-2) Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

La zone de régularisation des contraintes, peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans « SA » et « SR ».

- Sur la section(SA), des forces concentrées $F_j(F_{jx}; F_{jt})$.
- Entre (SA) et (SR), des efforts répartis (courbure et frottement).
- Sur (SR), des contraintes normales $\sigma (F_j')$ et tangentielles $\tau (F_j')$, réparties selon le principe de NAVIER (F_j' : effort isostatique de précontrainte appliqués sur SR).

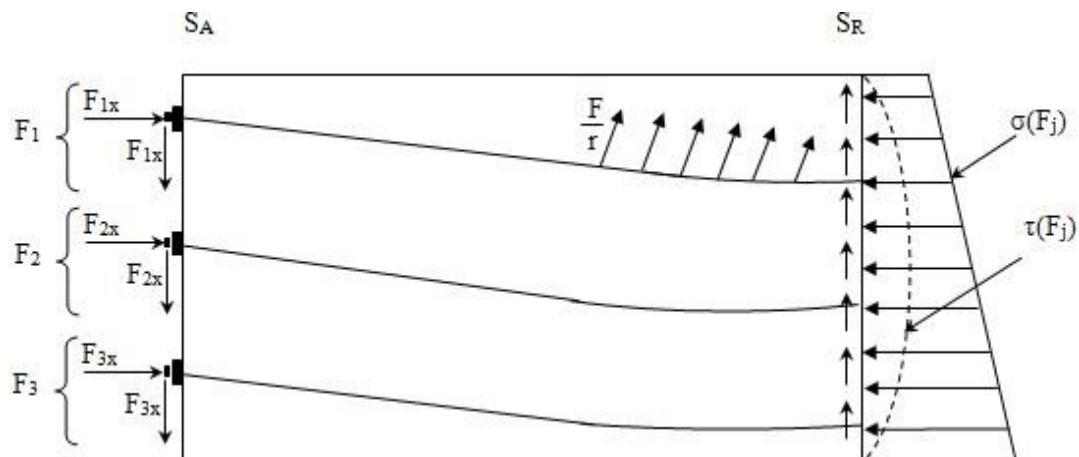


Figure XI.8 : Transmission des forces dans la zone de régularisation

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).

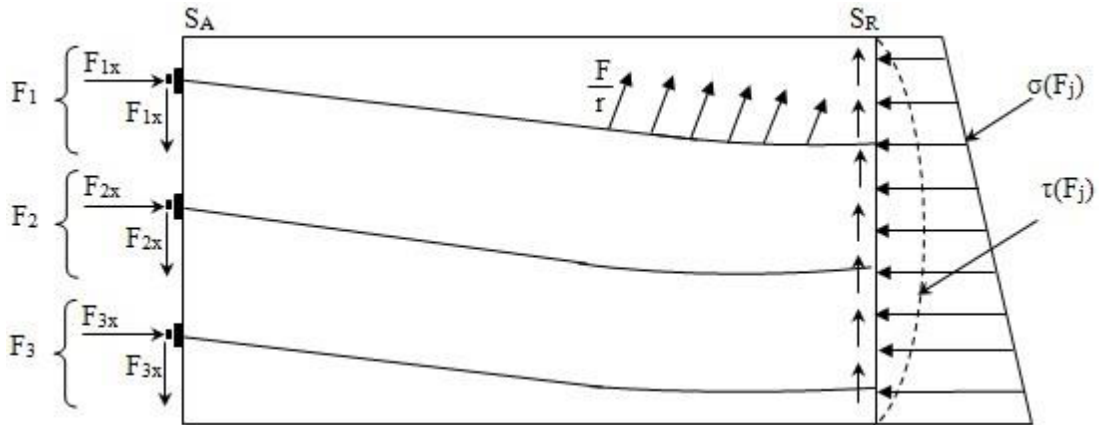


Figure XI.9 : Equilibre général.

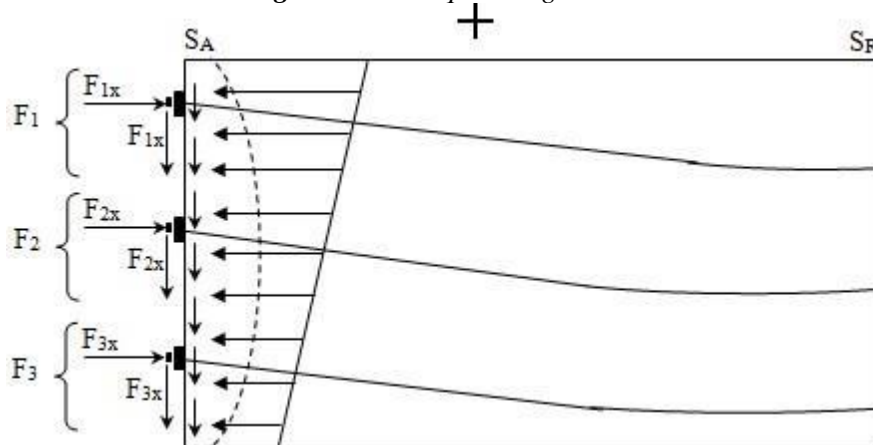


Figure XI.10 : Equilibre général de diffusion pure.

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 .

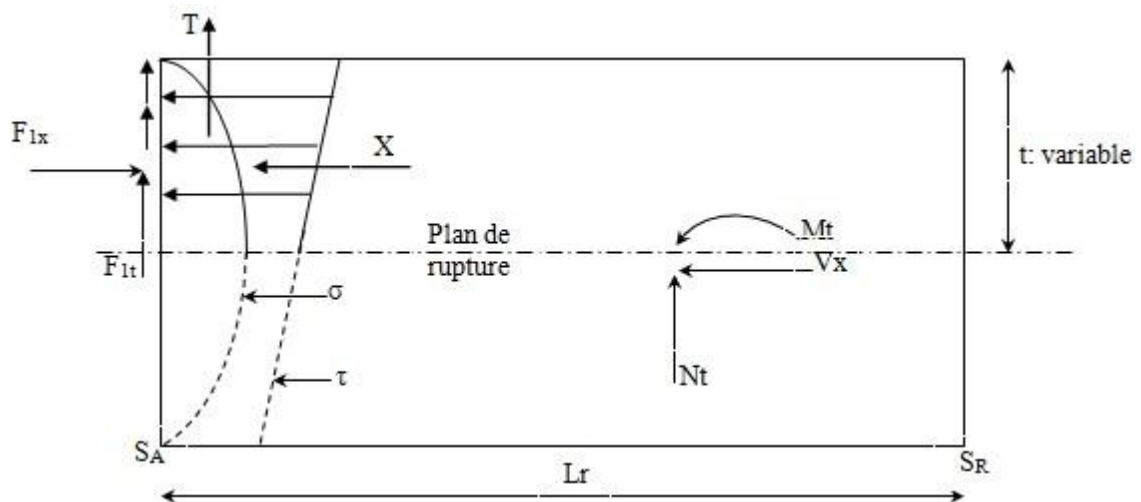


Figure XI.11: Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion pure.

XI-3-3) Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :**a) Justification des contraintes :**

Sur chaque plan de coupure d'ordonnée « t », la contrainte de cisaillement est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_d = \frac{V_x}{e' \cdot I_r}$$

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_{max} la contrainte globale maximale de cisaillement.

$$\tau_{max} = \max[(\tau_d + \tau)_t] \leq 1,5 f_{tj}$$

- Armatures d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « S_A » et « S_R » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau où $V_x = V_x \max$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

V_{xe} : Désignant l'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent la valeur : $V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$

-Si $A_c < A_s + A_e$, aucun renforcement n'est à prévoir.

- $A_c > A_s + A_e$, prévoir des armatures transversales complémentaires de même façonnage, doivent être mis en place de façon à ce que la section totale des aciers entre « S_A » et « S_R » soit au moins égale à A_c

Ces armatures complémentaires éventuelles sont uniformément réparties à partir de « S_A » sur une longueur au plus égale à $2/3 L_r$.

❖ Application au projet :

1. Effet de surface :

- Plan vertical :

$$\text{Max } F_{j0} = 1607.52 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{0,04 \times 1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \times 400} = 2.41 \text{cm}^2$$

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.

$$A_s = \frac{0,04 \times 3 \times 1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \times 400} = 7.23 \text{cm}^2$$

Soit un cadre **HA12** autour de chaque ancrage ($A = 3 \times 3.39 = 10.17 \text{ cm}^2$).

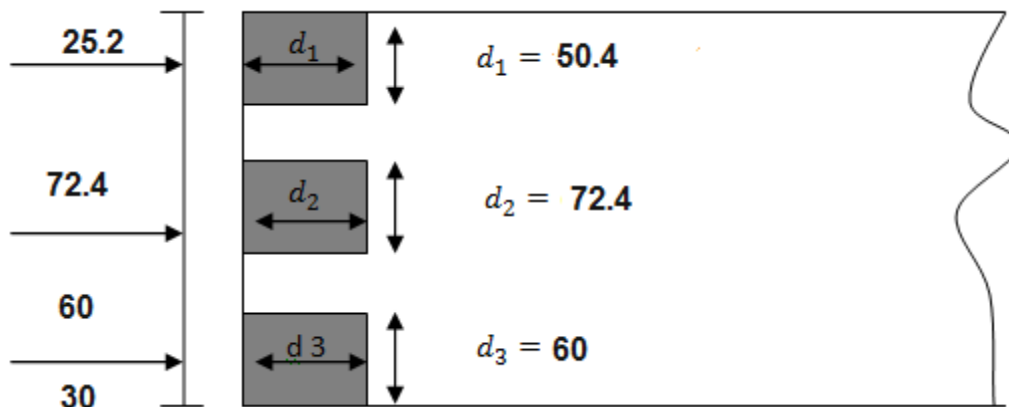


Figure XI.12: Zone de 1^{ère} régularisation (prisme symétrique)

2. Effet d'éclatement :

a. Vérification des contraintes du béton :

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{1607.52 \times 10^3}{350 \times 600} = 7.65 \text{MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{1607.52 \times 10^3}{350 \times 724} = 6.34 \text{MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{c3} = \frac{1607.52 \times 10^3}{350 \times 504} = 19.112 \text{MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{MPa}$$

⇒ les contraintes sont vérifiées.

- **Contrainte de traction :**

$$\sigma_{t1} = 0,5 \left(1 - \frac{31}{60}\right) \times 7.65 = 1.849 \text{MPa} < 1.25f_{t28} = 3,375 \text{MPa}$$

$$\sigma_{t1} = 0,5 \left(1 - \frac{31}{72.40}\right) \times 6.34 = 1.812 \text{MPa} < 1.25f_{t28} = 3,375 \text{MPa}$$

$$\sigma_{t1} = 0,5 \left(1 - \frac{31}{50.4}\right) \times 9.112 = 1.735 \text{MPa} < 1.25f_{t28} = 3,375 \text{MPa}$$

Avec : $1,25f_{tj} = 3,375 \text{MPa}$

⇒ **les contraintes sont vérifiées.**

b. Ferrailage d'éclatement :

- **Plan vertical :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{31}{60}\right) 1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 7.28 \text{cm}^2 \\ A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{31}{72.4}\right) 1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 8.62 \text{cm}^2 \\ A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{31}{50.4}\right) 1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 5.80 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 0,15 \frac{1607.52 \times 10}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 9.04 \text{cm}^2$$

$A_e = 9.04 \text{cm}^2$, soit à prendre 3x2 cadre **HA12** ($A = 3 \times 2 \times 2,26 = 13,56 \text{cm}^2$), sur une profondeur de 72.4cm.

- **Plan horizontal :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{e1} = 0,15 \times \frac{1607.52 \times 10 \times 3}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 27.12 \text{cm}^2 \\ A_{e2} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{31}{35}\right) 1607.52 \times 10 \times 3}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 5.167 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_e = 27.12 \text{cm}^2$, soit à disposer 3cadres **HA14** autour de chaque ancrage.

c. Effet d'équilibre général :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\text{cable(1): } \sigma_{pi} = 1440 - 144.736 = 1295.264 \text{MPa}$$

$$\text{cable(2): } \sigma_{pi} = 1440 - 218.87 = 1221.13 \text{MPa}$$

$$\text{cable(3): } \sigma_{pi} = 1440 - 216.39 = 1223.61 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} F_1 = 1223.61 \times 1350 \times 10^{-3} = 1651.8KN \\ F_2 = 1221.13 \times 1350 \times 10^{-3} = 1648.52KN \\ F_3 = 1295.264 \times 1350 \times 10^{-3} = 1748.61KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{xj} = F_j \cos \alpha_j \\ F_{tj} = F_j \sin \alpha_j \end{cases}$$

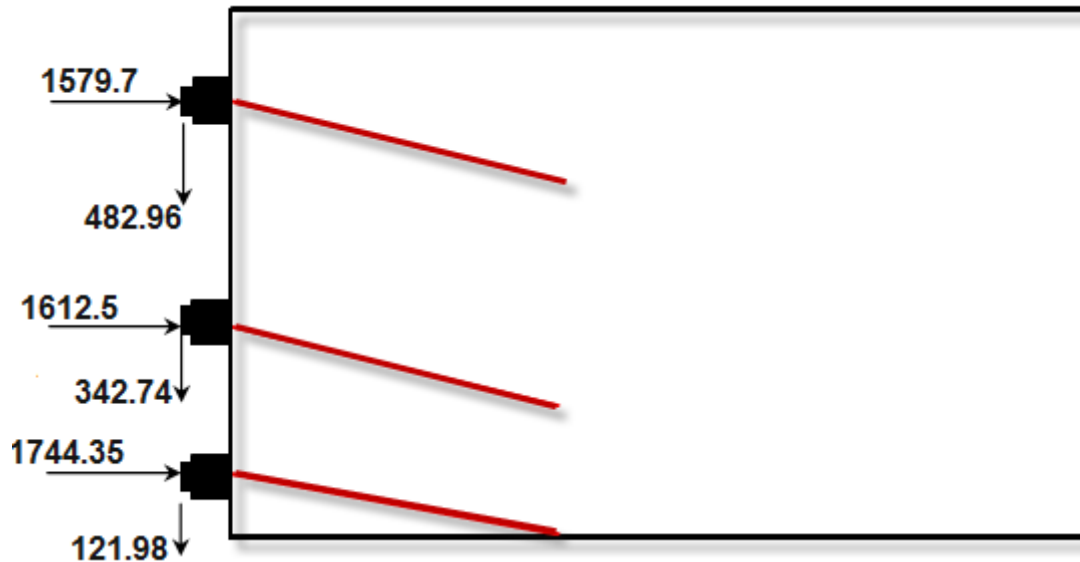


Figure XI.13: Composante des efforts de précontrainte

3. Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_y = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_{nette}} + \frac{(\sum P_i \times \cos \alpha_i \times e_{pi}) y_i}{I_{nette}}$$

$$e_p = Z - v'$$

- **Fibre supérieur :**

$$\sigma_{sup} = \frac{(1744.36 + 1612.5 + 1579.7)}{9805.351} \times 10 + \frac{1744.36(-77.84) + 1612.5(-5.44) + 1579.7(66,96) \times 92.16}{41916208.63} \times 10$$

$$\sigma_{sup} = 4.95 MPa$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{(1744.35 + 1612.5 + 1579.7)}{9805.351} \times 10 - \frac{1744.36(-77.84) + 1612.5(-5.44) + 1579.7(66,96) \times 92.16}{41916208.63} \times 10$$

$$\sigma_{inf} = 5.12 MPa$$

4. Contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8h}$$

Avec :

$$V_{red} = V - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 1448.9 - (121.98 + 342.74 + 482.96) = 501.22KN.$$

$$\tau_{max} = \frac{501.22 \times 10}{35 \times 0,8 \times 200} = 0.895 MPa > -1,5f_{tj} = 4,05MP.$$

5. Calcul des sollicitations :

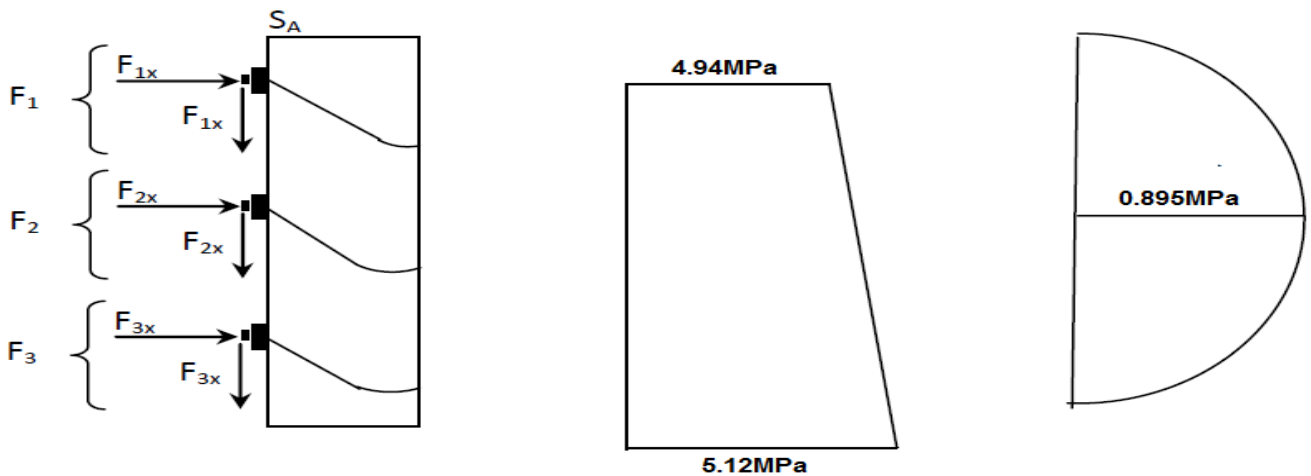


Figure XI.14: Contraintes normales et tangentielles

$$\sigma(fj) = 4.95 + \frac{5.12 - 4.95}{2} \times t = 4.95 + 0.085t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \cdot e dt \quad e = 40cm$$

$$X(t) = 1.98t + 0.017t^2 (MN)$$

$$\tau(Fj) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t = 0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 0.895MPa \Rightarrow \frac{d\tau}{dt} = 0 \Rightarrow 2at + b = 0 \Rightarrow t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{-b}{a} = h = 2 \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 1m) = a + b = 0.895 \dots (2)$$

$$de(1)et(2) \Rightarrow \begin{cases} a = -0.895 \\ b = 1.79 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau(Fj) = -0.895t^2 + 1.79t$$

$$\Rightarrow T(t) = \int_0^t \tau(Fj)e dt = -0.12t^3 + 0.358t^2$$

avec e : l'épaisseur de l'âme a la section d'about

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$V(t) = \sum F_i \cos \alpha_i - x(t)$$

$$X(t) = 1.98t + 0.017t^2 (MN)$$

Câble	$\alpha(^{\circ})$	$F_i(KN)$	$F_{ix}(kN)$	$F_{it}(KN)$
3	4	1748.61	1744.35	121.98
2	12	1648.52	1612.50	342.74
1	17	1651.87	1579.7	482.96

Tableau XI.2 : Décomposition de l'effort F_i

{ au dessus de F_1 : $0 < t < 25.5$: $X(t) = 0.5 \Rightarrow V_x(t) = -0.5MN$
 { en dessous de F_1 : $X(t) = 0.5 \Rightarrow V_x(t) = 1.5797 - 0.5 = 1.0797MN$

{ au dessus de F_2 : $25.5 < t < 97.6$: $X(t) = 1.43 \Rightarrow V_x(t) = 1.0797 - 1.43 = -0.35MN$
 { en dessous de F_2 : $X(t) = 1.43 \Rightarrow V_x(t) = 1.6125 - 0.35 = 1.2625MN$

{ au dessus de F_3 : $97.6 < t < 170$: $X(t) = 1.44 \Rightarrow V_x(t) = 1.2625 - 1.44 = -0.18MN$
 { en dessous de F_3 : $X(t) = 1.44 \Rightarrow V_x(t) = 1.74435 - 0.18 = 1.564MN$

- **Efforts normaux :**

$$T(t) = -0.12t^3 + 0.358t^2$$

$$N(t) = \sum F_i \sin \alpha_i - T(t)$$

{ au dessus de F_1 : $0 < t < 25.2$: $T(x) = 0.021 \Rightarrow N(t) = -0.021MN$
 { en dessous de F_1 : $N(t) = 0.48296 - 0.021 = 0.46196MN$

{ au dessus de F_2 : $25.2 < t < 97.6$: $T(x) = 0.142 \Rightarrow N(t) = 0.46196 - 0.142 = 0.31996MN$
 { en dessous de F_2 : $N(t) = 0.34275 + 0.31996 = 0.66271MN$

{ au dessus de F_3 : $97.6 < t < 170$: $T(x) = 0.142 \Rightarrow N(t) = 0.6627 - 0.142 = 0.52071MN$
 { en dessous de F_3 : $N(t) = 0.12198 + 0.52071 = 0.64269MN$

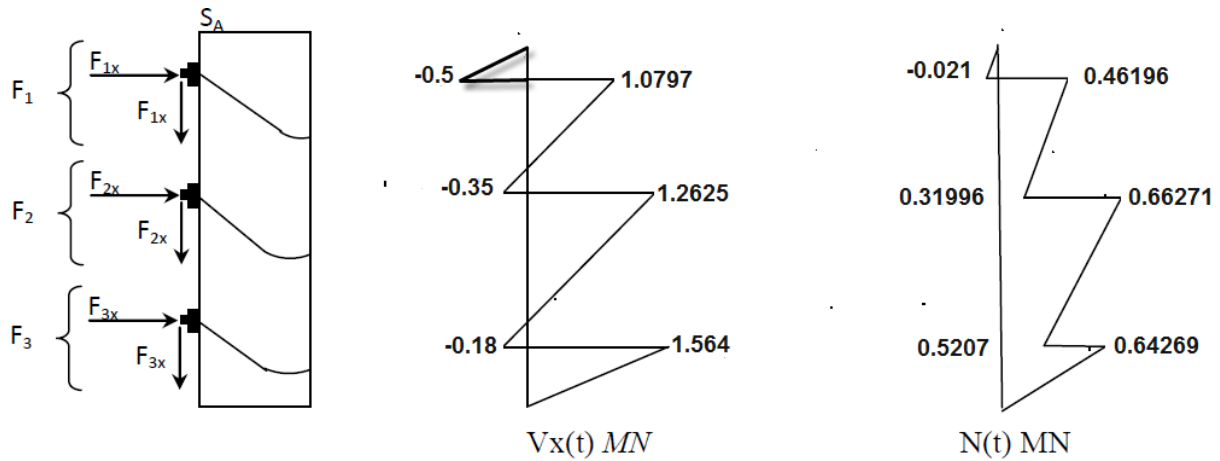


Figure XI.15: Diagramme des efforts tranchants et efforts normaux

6. Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bh} = \frac{2 \times 1.564}{0.4 \times 2} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$V_{xe} = V_{xmax} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right] = 1.564 \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 3.91} \right)^2 \right] = 1.48 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{(1.481 - 0.64269) \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 400} = 31.44 \text{ cm}^2$$

Section d'armature répartie sur une longueur de $\frac{2}{3} \times 200 = 133.33 \text{ cm}$

$$A_s + A_e = 7.23 + 27.1269 = 34.36 \text{ cm}^2 \geq A_c = 31.44 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié => aucun renforcement n'est à prévoir.

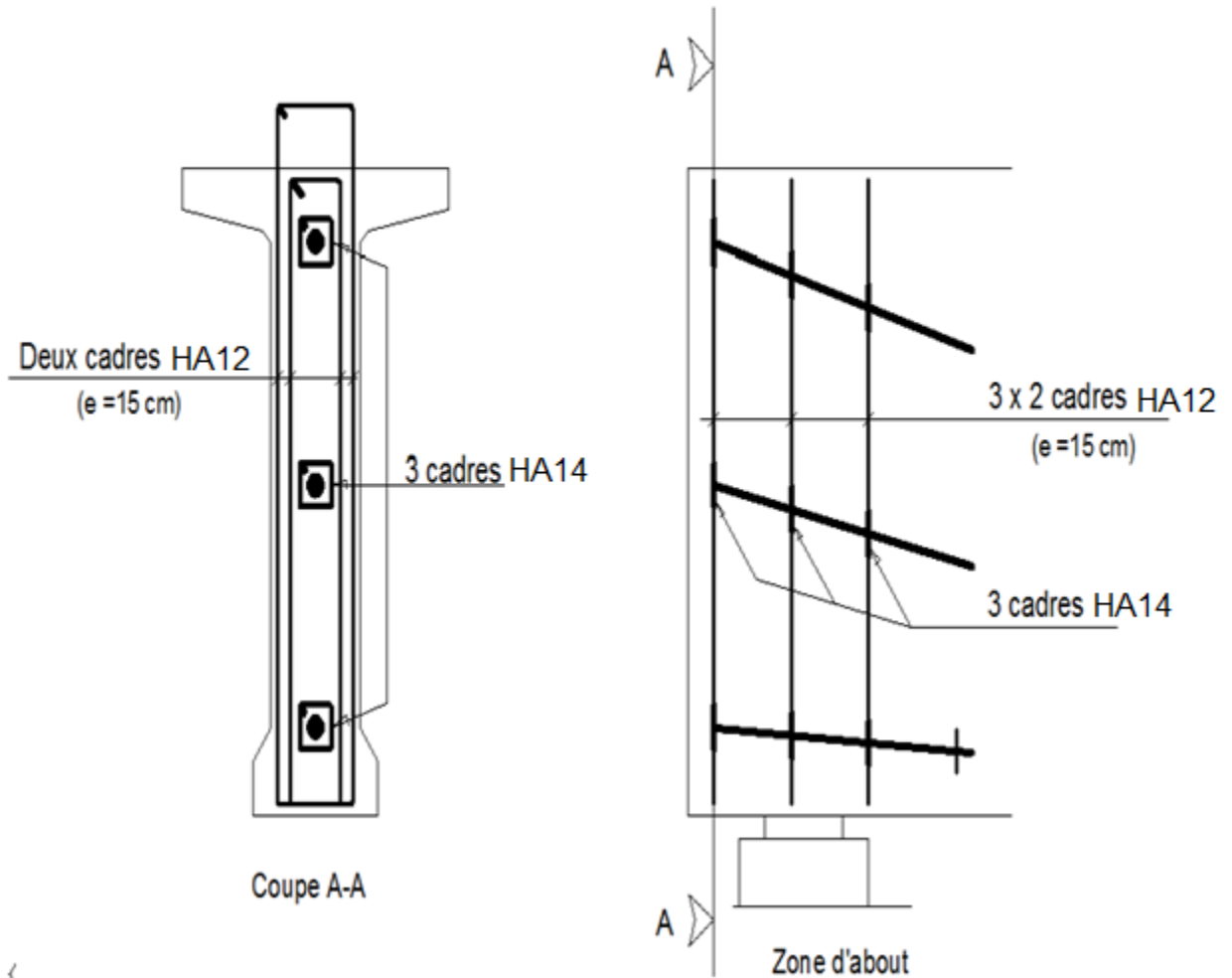


Figure XI.16: Ferrailage de la zone d'about

Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte qui engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent les rotations et les déplacements d'appui.

XII-1) calcul des flèches :**XII-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 :

$$F_G = \frac{5q_G L^4}{384E_V I_G} = \frac{5M_G L^2}{48E_V I_G}$$

Avec :

E_V : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.45 \text{ MPa}$$

I_G : Moment d'inertie (poutre + hourdis)

$$I_G = 57656536.67 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment sous charges permanente

$$M_G = 314.63 \text{ t.m}$$

$$F_G = \frac{5 \times 314.63 \times (33.4)^2 \times 10^8}{48 \times 12102.945 \times 57656536.67} = 5.24 \text{ cm}$$

$$F_G = 5.24 \text{ cm}$$

XII-1-2) Flèche due aux surcharges:

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 576.07 - 314.63 = 261.44 \text{ t.m}$$

$$M_S = 261.44 \text{ T.M}$$

Même calcul que pour la flèche due au poids propre :

$$F_S = \frac{5 \times 261.44 \times (33.4)^2 \times 10^8}{48 \times 12102.945 \times 57656536.67} = 4.35 \text{ cm}$$

$$F_S = 4.35 \text{ cm}$$

XII-1-3) Contre flèche de précontrainte :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de La poutre F_p sera donné par :

$$F_p = \int_0^L \frac{M_X}{EI_G} dx$$

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

- Diagramme des moments de précontraintes :

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

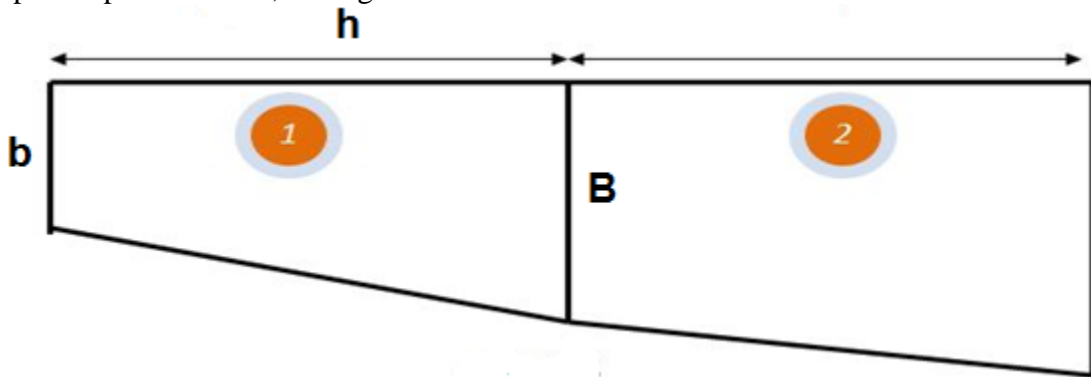


Figure XII.1: Diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :

$$M_i = N_i \times e_i$$

N_i : Effort de précontrainte et

e_i : excentricité.

Avec :

$$N_i = P. \sum \cos \alpha_i$$

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

Donc :

$$P = \sigma_{pm} \times A_p = \frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \times A_p$$

σ_{pi} : Contrainte initiale.

σ_{ps} : Contrainte finale en service.

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

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

Sections	σ_{pi} (MPa)	σ_{ps} (MPa)	σ_{pm} (MPa)
0	1246.668	992.248	1119.458
L/4	1249.56	1122.80	1186.18
L/2	1312.40	1074.45	1193.425

Tableau XII.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	$\sum \cos \alpha_i$	N(KN)	e_{pi} (m)	$M_{pi}=N_i \times e_{pi}$
0	2.932	4431.04	-30.56	-1354.13
L/4	2.932	4695.14	-125.62	-5898.03
L/2	2.932	4723.81	-125.62	-5934.06

Tableau XII.2 : Valeurs du moment due a la précontrainte à différentes sections

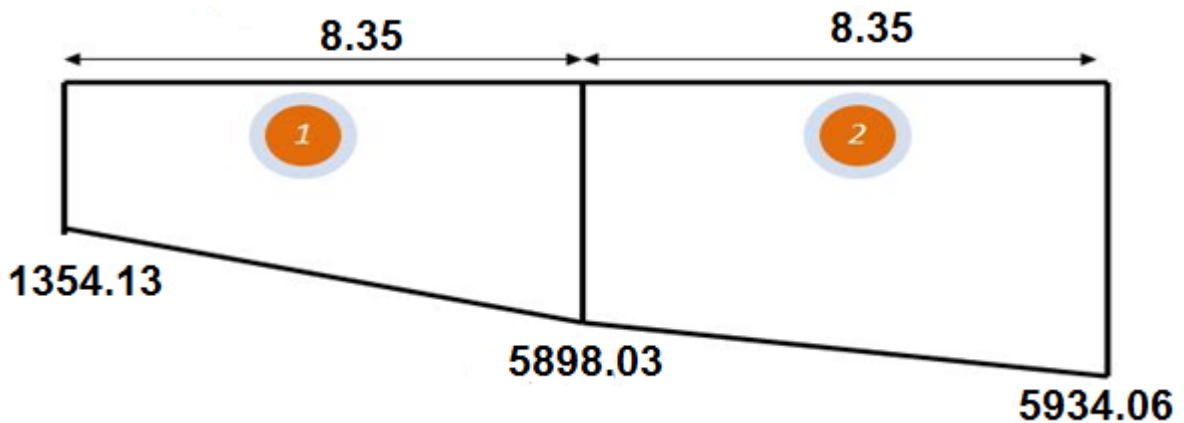


Figure XII.2: Diagramme des moments de précontrainte

- Trapèze (1) :

$$X_1 = \frac{8.35 \times (2 \times 5898.03 + 1354.13)}{3 \times (5898.03 + 1354.13)} = 5.04m$$

$$X_1 = 5.04m$$

D'où :

$$\frac{1}{EI} \int_0^{8.35} M_X \cdot d_X = \frac{X_1 \cdot A_1}{EI} = \frac{S_D}{EI} = 8.35 \times \frac{5.04(1354.13 + 5898.03)}{2EI} = \frac{152599.95}{EI}$$

- **Trapèze (2) :**

$$X_2 = 8.35 \times \frac{(2 \times 5934.06 + 5898.03)}{3(5934.06 + 5898.03)} + 8.35 = 12.53$$

$$X_2 = 12.53m$$

$$\frac{1}{EI} \int_0^{8.35} M_X \cdot d_X = \frac{X_2 \cdot A_2}{EI} = \frac{S_D}{EI} = 8.35 \times \frac{12.53(5934.06 + 5898.03)}{2EI} = \frac{618969.17}{EI}$$

$$f_p = -\frac{(618969.17 + 152599.95) \times 10^{12}}{12102.945 \times 57656536.67 \times 10^4} = -11.05cm$$

$$f_p = -11.05cm$$

✚ **Remarque:** Le signe (-) indique que la flèche est vers le haut.

❖ **Flèche totale:**

- **En service à vide :**

$$f = f_G + f_p = 5.24 - 11.05 = -5.81cm$$

- **En service en charge :**

$$f = f_G + f_p + f_s = 5.24 + 4.35 - 11.05 = -1.46cm$$

✚ **Conclusion :**

La flèche en service en charge (-1.46cm) est inférieure à la flèche admissible ($L/500=8.08cm$) donc la poutre est vérifiée vis-à-vis de la flèche.

XII-2) Calcul des rotations :**XII-2-1) Rotations sous le poids propre:**

La rotation α à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\omega_G = \frac{q_G L^3}{E_V I_G} = \frac{M_G L}{3 E_V I_G}$$

$$\omega_G = \frac{314.63 \times 33.4 \times 10^6}{3 \times 12102.945 \times 57656536.67} = 5.02 \times 10^{-3} \text{rd}$$

$$\omega_G = 5.02 \times 10^{-3} \text{rd}$$

XII-2-2) Rotations sous les charges:

$$\omega_s = \frac{q_s L^3}{E_V I_G} = \frac{M_s L}{3 E_V I_G}$$

$$\omega_s = \frac{261.44 \times 33.4 \times 10^6}{3 \times 12102.945 \times 57656536.67} = 4.17 \times 10^{-3} \text{rd}$$

$$\omega_s = 4.17 \times 10^{-3} \text{rd}$$

XII-2-3) Rotations sous la précontrainte:

$$\omega_p = \int_0^L \frac{M_X}{EI} dx = -\frac{\sum A_i}{EI}$$

Avec A_i aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\omega_p = -\frac{2 \left(\frac{1354.13 + 5898.03}{2} + \frac{5898.03 + 5934.06}{2} \right) \times 8.35 \times 10^5}{12102.945 \times 57656536.67} = -2.28 \times 10^{-2} \text{rd}$$

$$\omega_p = -2.28 \times 10^{-2} \text{rd}$$

❖ **Rotation résultante :**- **A vide :**

$$\omega = \omega_G + \omega_p = (0.502 - 2.28) \times 10^{-2} = -1.778 \text{ rd} \times 10^{-2}$$

- **En charge :**

$$\omega = \omega_G + \omega_p + \omega_s = (0.502 + 0.417 - 2.28) \times 10^{-2} = -1.361 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

XII-3) Calcul des déplacements d'appuis :**XII-3-1) Déplacements dû à la rotation :**

$$\Delta_\omega = \frac{\omega \times h}{2} = \frac{-1.361 \times 10^{-2} \times 200}{2} = -1.361 \text{ cm}$$

XII-3-2) Déplacements dû au retrait :La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 3340}{2} = 0.501 \text{ cm.}$$

XII-3-3) Déplacements dû au fluage :

$$\Delta_f = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_b}{E_i} = \frac{2 \times 13.1}{35981.729} = 7.28 \times 10^{-4}$$

 σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b = 13.1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981.729 \text{ MPa}$$

$$\Delta_f = \frac{7.28 \times 10^{-4} \times 3340}{2} = 1.215 \text{ cm}$$

XII-3-4) Déplacements dû à la variation de température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3340}{10000} = \pm 0.334 \text{ cm}$$

❖ **Déplacement total :**

$$\Delta_{max}^+ = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -1.361 + 0.501 + 1.22 + 0.334 = 0.694 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max}^- = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -1.361 + 0.501 + 1.22 - 0.334 = 0.026 \text{ cm}$$

 **Conclusion :**

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

XIII-1) Appareil d'appuis :

Image: Appareil d'appuis

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

❖ **Le type d'appareil d'appui choisit 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.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

La figure suivante, représente la constitution d'un appareil d'appui en élastomère fretté :

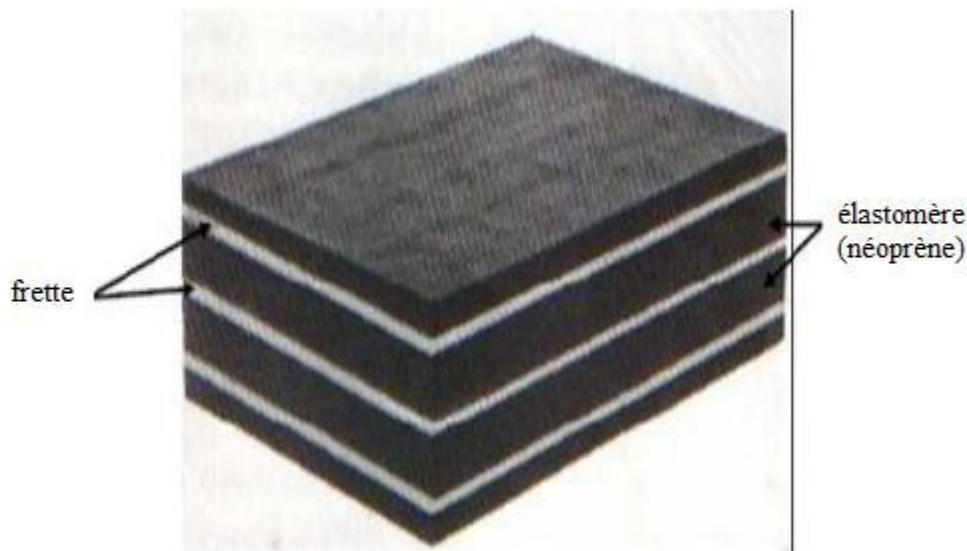


Figure XIII.1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

XIII-1-1) Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Principe :

Pour le dimensionnement de l'appareil d'appui on a utilisé le document de la SETRA (réf 4) dont le principe est de justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale aux états limites ultimes, sous l'action de sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément au document 04 des vérifications aux états limites doivent être faites pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées.

I. Comportement de l'appareil d'appui.

1. Comportement sous effort normal :

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

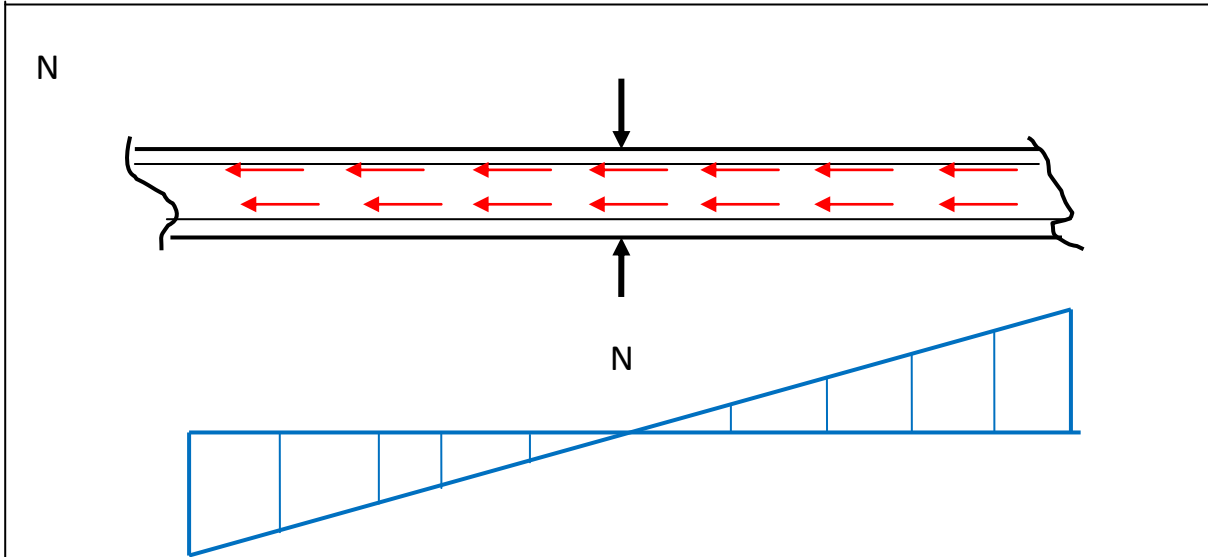


Figure XIII.2: Effet de l'effort normal

a) Contrainte moyenne de cisaillement :

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité 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.

2MPa: Condition de non cheminement.

15MPa : Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que $a < b$,

avec : a \longrightarrow 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 feuilletts ;

k_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec $G=0,8\text{MPa}$ avec pour les ponts route.

L'écrasement sera :

$$e_t = \Delta e_t + 1\text{mm}$$

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 st lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant.

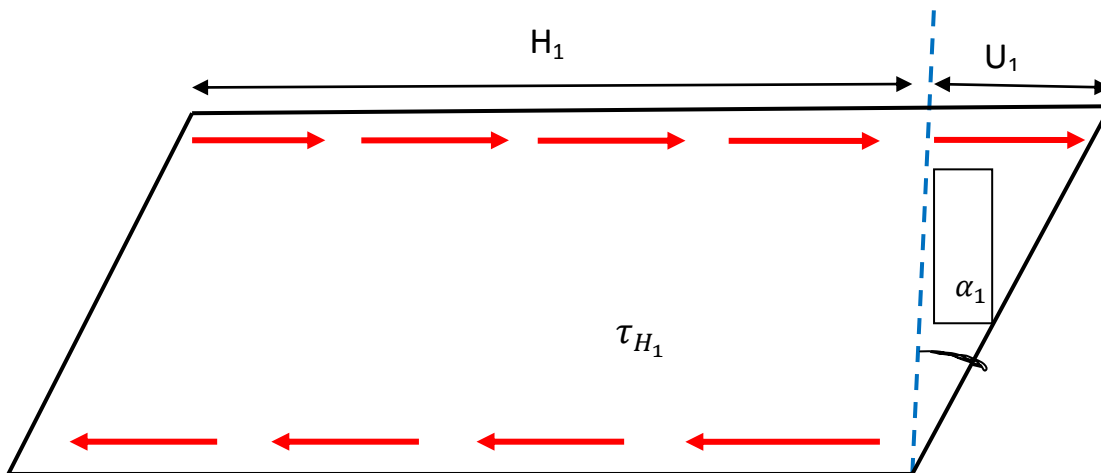


Figure XIII.3: 1er cas de torsion

$$\text{tg}\alpha = \frac{u_1}{T} \text{ avec } T = \sum t_i$$

On à:

$$\tau_{H_1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} = G \times a \times b \times \frac{u_1}{T}$$

L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge).

Dans le cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.

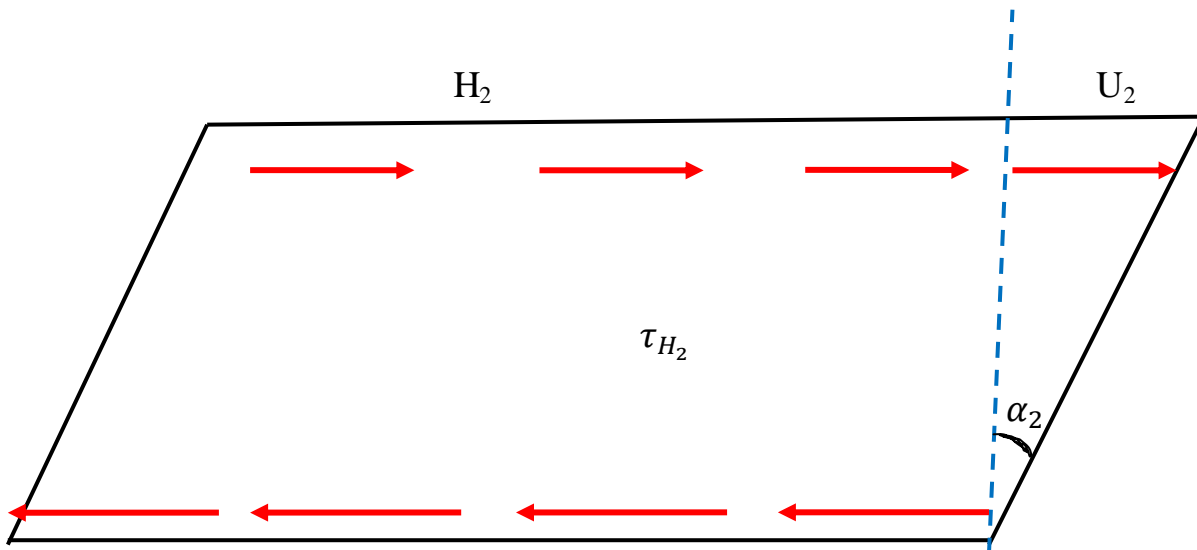


Figure XIII.4: 2^{ème} cas de torsion

$$\tau_{H_2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$\text{tg} \alpha_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2 \times G}$$

D'où

$$\frac{u_2}{T} = \text{tg} \alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$u_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspond à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times \text{tg} \alpha = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation:

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créé par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\alpha_T}{n} \times \frac{\alpha^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2 : Coefficient de forme en fonction de b/a

α_T : Rotation de l'appui sous l'effet des charges permanentes et surcharges.

$$\alpha_T = \frac{\alpha_t}{x} \quad (\theta_t \text{ Angle de rotation d'un seul feuillet } \langle \text{rad} \rangle)$$

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b .

$$\tau_{\alpha \times a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t \times a}$$

$$\tau_{\alpha \times b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t \times b}$$

II. Prescription réglementaire

a. Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

avec :

$$\begin{aligned} \tau_{H1} &\leq 0,5G & ; & \quad \tau_N \leq 3 \\ \tau_H &\leq 0,7G & ; & \quad \tau_\alpha \leq 3G \end{aligned}$$

b. Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$(\sigma_m)_{max} = N_{max} / a \times b \leq 15MPa$$

c. Condition de non cheminement et non glissement :

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = N_{max} / a \times b \geq 2MPa$$

$$H \leq f \times N$$

$$f = 0,12 + 0,2/\sigma_m$$

N : effort normal.

f : confissions fortement

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.

$$\sigma_m \leq kG \frac{a^2}{T^2}$$

Avec : K : confissions de fortement :

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.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

➤ **Condition de non soulèvement :**

Dans tout les cas de sollicitation en doit avoir :

$$\alpha_t = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \\ \sigma_e = 215MPa \text{ Pour l'acier E24-1} \end{array} \right.$$

❖ **Application à notre projet :**

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

a. Calcul des efforts horizontaux dus à la surcharge A:

$$F_A = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S} = \frac{233.8 \times 10.2295}{20 + 0,0035 \times 233.8}$$

$$F_A = 114.88 \text{ KN}$$

S : surface surchargée

b. Effort de freinage dus à la surcharge B_C :

Chaque essieu d'un camion de système 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.

$$F_{bc} = 30t = 300 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnement de l'appareil d'appui :**

1. Hauteur nette du néoprène (élastomère) :

- **Les conditions générales prépondérantes :**

$$\tau_{H1} = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0,5G \iff \text{tg}\gamma_1 < 0,5$$

$$U_1 = D_{\max} = 6.89\text{mm} \text{ (Déformation dues aux fluages, retrait, dilatation et rotation)}$$

$$\iff T \geq 13.78\text{mm}$$

$$T_{\max} = n(t + t_s) = 4(12 + 3) = 60\text{mm.}$$

$$t = 12\text{mm.}$$

$$t_s = 3\text{mm.}$$

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \text{ D'où } a \times b \geq N/15\text{MPa}$$

2. Aire de l'appareil :

N_{\max} : Effort normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{1448.9 \times 10^4}{15 \times 10^3} = 965.93 \text{ cm}^2$$

$$a \times b \geq 965.93 \text{ cm}^2$$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

- **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad 5 \times T < a \leq 10T$$

$$5 \times 60 \leq a \leq 10 \times 60 \iff 300 \leq a \leq 600$$

Avec : $a < b$ en prend $b = 500\text{cm}$; $a = 300\text{cm}$.

On choisit un appareil :

$$a \times b \times n(t + t_s) = 300 \times 500 \times 4(12 + 3).$$

➤ **Vérifications :**

- **Limitation des contraintes de cisaillement dans le néoprène :**

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = \frac{300 \times 500}{2 \times 12(300 + 500)} = 7.81$$

$$\tau_N = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}$$

1. Distorsion :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1448.5 \times 10^3}{300 \times 500} = 9.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 9.66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1.5 \times \frac{9.66}{7.81} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1.85 \text{ MPa} < 3G = 2.4 \text{ MPa} \text{ vérifiée.}$$

Avec : $G=0.8$

a. Due à un déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = Gtg\gamma_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$U_1=6.89\text{mm} ; T_{max}=60\text{mm} \implies \tau_{H1} = 0.8 \times \frac{6.89}{60} = 0.0917 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0.0917 < 0.5G = 0.4 \text{ MPa} \implies \text{Vérifiée.}$$

b. Due à un déplacement horizontal lent de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

$$H_2 = \frac{30}{7} = 4.28 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{4.280 \times 10^4}{300 \times 500} = 0.285 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.285 \text{ MPa} < 0,7G = 0,56 \text{ MPa} \implies \text{Vérifiée.}$$

- **La contrainte conventionnelle vaut :**

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} = 0.0917 + \frac{0.285}{2} = 0.234 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.234 \text{ MPa} < 0.56 \text{ MPa} \implies \text{Vérifiée.}$$

➤ **Rotation :**

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t < 1,5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}; \alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rd}; \alpha = 2 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

n: nombre de feuillet

Donc :

$$\alpha_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 20 \times 10^{-3}}{4} = 5.75 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \left(\frac{0.3}{0.012} \right)^2 \times 5.75 \times 10^{-3} \text{ rd} = 1.4375 \text{ MPa.}$$

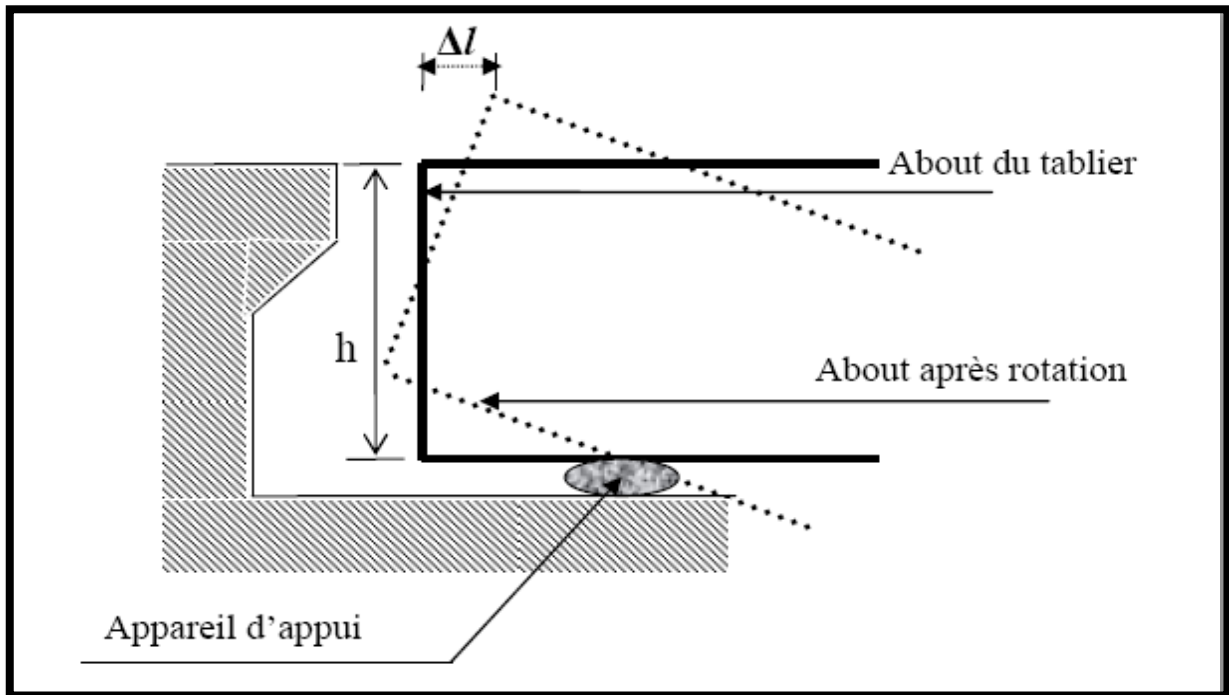


Figure XIII.5: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement

D'où finalement :

$$\tau = 1.85 + 0.234 + 1.4375 = 3.52 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = \frac{1448.9}{7} = 206.98 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = 206.98 \times \frac{10^4}{300 \times 500} = 13.80 > 2 \text{ MPa vérifiée}$$

$$H \leq f \cdot N$$

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{13.80} = 0.134$$

$$H = 30t ; N = 1448.9t$$

$$f \times N = 0.134 \times 1448.9 = 194 \text{ t}$$

$$H = 30 t < f \times N = 194t \quad \text{condition vérifiée .}$$

- **Condition de non soulèvement :**

$$\alpha \leq \left(\frac{3}{\beta}\right) \times \left(\frac{t^2}{a^2}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{G}\right)$$

$$\alpha_t = 5.75 \times 10^{-3} rd$$

$$\alpha = \left(\frac{3}{7.81}\right) \times \left(\frac{12}{300}\right)^2 \times \left(\frac{13.80}{0.8}\right) = 10.60 \times 10^{-3} rd$$

$$\alpha_t = 5.75 \times 10^{-3} rd \leq \alpha = 10.60 \times 10^{-3} rd$$

Donc la condition est vérifiée

❖ **Dimensionnement des frettes :**

$$t_s \geq \left(\frac{a}{b}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right) = \left(\frac{300}{7.81}\right) \times \left(\frac{13.80}{215}\right) = 2.46mm$$

$$t_s = 3mm \geq 2.46mm$$

Donc la condition est vérifiée

 **CONCLUSION :**

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 300 × 500 × 60

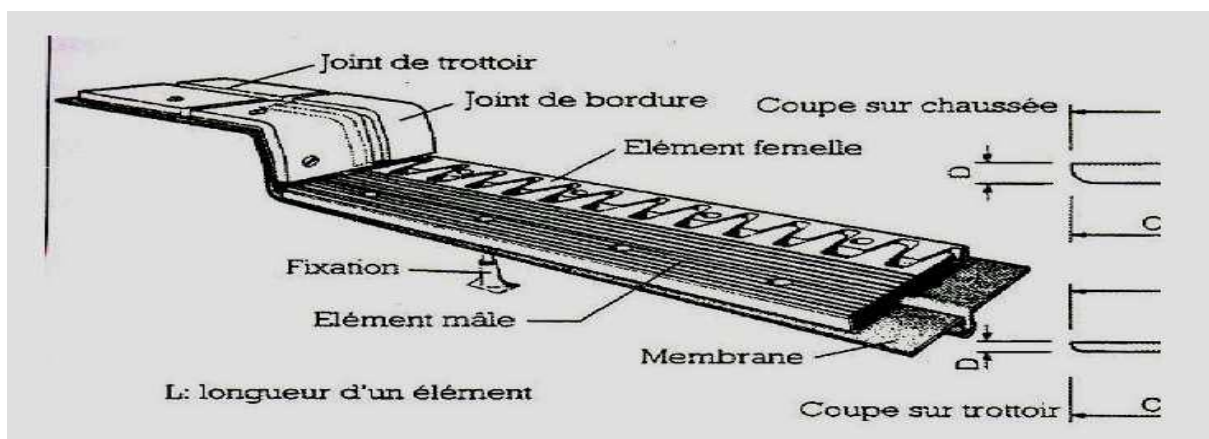
XIII-2) Joint de chaussée :*Image : Joint de chaussée*

Un **joint de chaussée**, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois), des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences:

*Figure XIII.6: détail de joints de chaussée***a) 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.

b) Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantir le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

c) 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.

d) Fiable

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

XIII-2-1) Calcul du souffle des joints :

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 01.

➤ Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times tg\alpha$.

➤ 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 $l = 33,4m$

$$\Delta l = 1,002cm$$

➤ Retrait :

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l = 33,4m$

$$\Delta l = 1,336cm$$

➤ 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.

$$\begin{cases} \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 0,501 \text{ cm} \\ \frac{l}{2} = 16,7 \text{ m} \end{cases}$$

XIII-2-2) Dimensionnement des joints de chaussées :

Choisissons des joints de type FT100 à dent et à souffle de 100mm. Ces joints se composent de deux parties principales de formes géométriques conjuguées (un élément male et un élément femelle). Ils sont réalisés à partir d'un composite métal/élastomère vulcanisé à chaud.

L'ethnocentrie est assurée par des bavettes aboutissant à une rigole ; continues sur toute la ligne de joint et qui permettent de récupérer et de canaliser les eaux d'infiltration.

FT à dents	Souffle (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E_{min} (mm)	E_{max} (mm)	L (mm)	Poids (kg/m)
FT 100	100	410	250	160	47	20	120	747	84

Tableau XIII.1 : Dimensionnement des joints de chaussées.

Il suffit de vérifier que la somme des différentes variations imposées (retrait fluage et température) est inférieure au souffle(S).

$$\Delta_t + \Delta_f + \Delta_r = 28.39 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{vérifiée.}$$

XIII-3) Ferrailage de dé d'appui :

XIII-3-1) Armatures de chaînage :

La section calculée doit répondre un effort $R=25\%R_{\max}$

$$A_c = \frac{0.25R_{\max}}{\sigma_s}$$

R : étant l'effort maximum

$$R_{\max} = 144.5 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 144.89 \times 10^2}{348} = 10.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}14=10.77\text{cm}^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

XIII-3-2) Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = \frac{0.125R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 144.89 \times 10^2}{266.67} = 6.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 pour $A_h=7.52 \text{ cm}^2$

XIII-3-3) Armatures de diffusion :

1. Ferrailage de surface :

– **Frette supérieure :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = \frac{0.04R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 144.89 \times 10^2}{348} = 1.665 \text{ cm}^2$$

Alors : 4HA8=2.01cm²

Placés à la face supérieure des dés d'appuis.

2. Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

$$A_s = \frac{0.1R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 144.89 \times 10^2}{266.67} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Alors :7HA10=5.49cm²

Disposée en profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui.

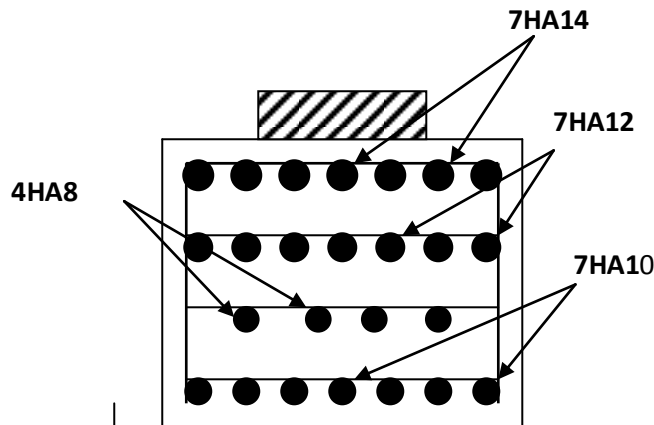


Figure XIII.7: ferrailage de dé d'appuis

Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Nous avons opté à la solution d'une pile portique qui se compose :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois Fûts circulaires.

XIV-1) Pré-dimensionnement de la pile :

a) Chevêtre :

- Longueur : $L = 11.00\text{m}$;
- Largeur : $l = 2.3\text{ m}$;
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1.6\text{m} \Rightarrow H = 1.45\text{ m}$.

b) Fûts :

- Diamètre : $\varnothing = 1.5\text{ m}$;
- Hauteur : $H = 9.65\text{ m}$.

c) Semelle :

- Longueur : 12m ;
- Largeur : 6 m ;
- Epaisseur : $e_p = 1,5\text{ m}$;
- Béton de propreté : $0,10\text{m}$.

Ces dimensions sont représentées dans la figure suivante :

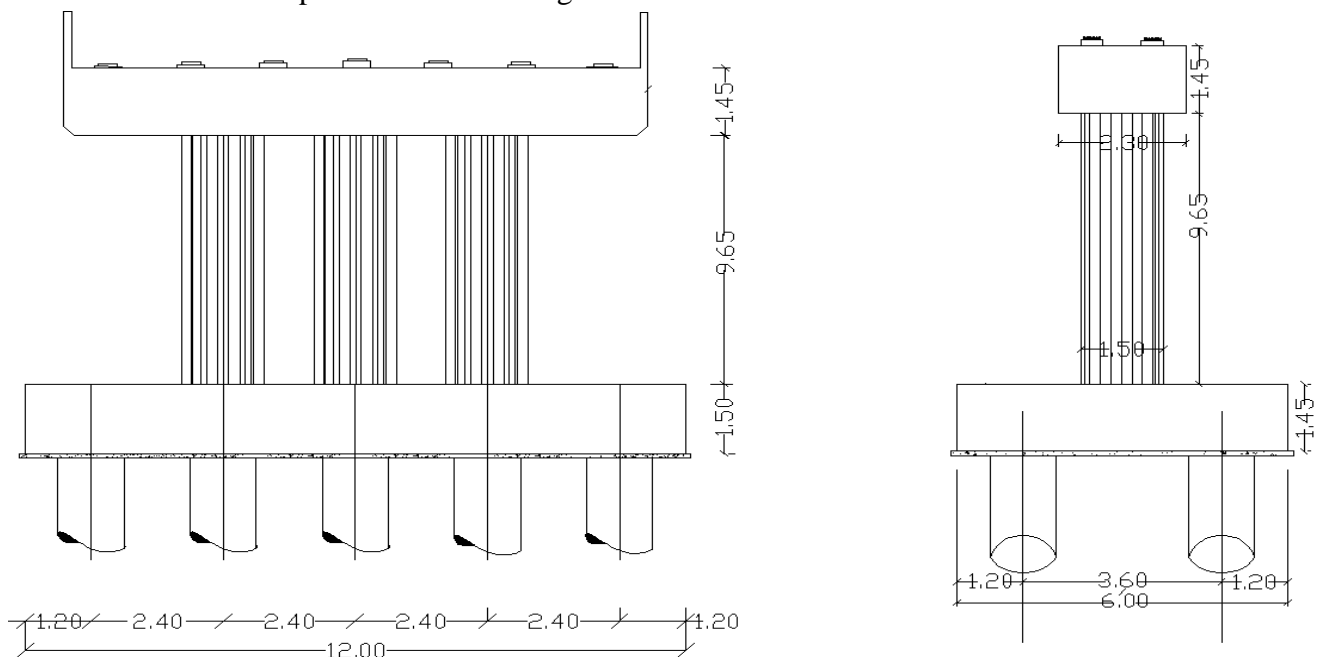


Figure XIV.1 : dimension de la pile.

XIV-2) Evaluation des charges et surcharges :a) *Poids propre du tablier :*

$$P_T = \frac{862.221}{7} = 123.174 \text{ t}$$

b) *Poids propre du chevêtre :*

$$P_C = \frac{2.3 \times 11 \times 1.45 \times 2.5}{11} = 8.34 \text{ t/ml}$$

c) *Efforts transmis par la surcharge D_{240} :*

$$q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{R}{n} \times 4K_{amax}$$

$$R_{D240} = 12.9(1 + 0.721) \times 9.3 = 206.468 \text{ t}$$

$$P_{D240} = \frac{206.468}{7} = 29.495 \text{ t/poutre}$$

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

Poids du tablier : P_g (MN)		1.2317
Poids du chevêtre : P_C (MN/ml)		0.0834
Poids de surcharges : P_{D240} (MN)		0.29495
ELU	$P_U = 1.35g_c$ (MN/ml)	0.1134
	$g_U = 1.35(P_g + P_{D240})$ (MN)	2.0695
ELS	$P_{ser} = P_g + P_{D240}$ (MN)	1.52665
	$g_{ser} = g_c$ (MN/ml)	0.0834

Tableau XIV.1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

XIV-3) Calcul des sollicitations :

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec:

h : Hauteur du chevêtre ;

l : Entraxe des *Fûts*.

$$0.333 \leq 0.604 \leq 0.20 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left(1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

R_i : La réaction d'appui ;

P : La résultante des charges ;

Y_i : L'excentricité de R_i par rapport au barycentre ;

e_i : L'excentricité de P par rapport au barycentre ;

K_i : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc :

$$e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n \quad (n : \text{nombre fût}=3).$$

$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f} = \frac{2.0695 \times 7}{3} + \frac{0.1134 \times 11}{3} = 5.244 \text{ MN}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f} = \frac{1.52665 \times 7}{3} + \frac{0.084 \times 11}{3} = 3.870 \text{ MN}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R (MN)	P (MN)	G (MN/ml)
ELU	5.244	2.0695	0.1134
ELS	3.870	1.52665	0.084

Tableau XIV.2 : Evaluation des efforts.

XIV-4) Etudes du chevêtre a la flexion :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite a l'aide de logiciel ROBOT MELLINIUM

Le chevêtre est modélisé tel une poutre simplement appuyée sur les fûts.

- **Résultats :**

	ELU		ELS	
	Mmax (MN.m)	Tmax(MN)	Mmax(MN.m)	Tmax(MN)
appui	5.98	4.87	4.435	3.61
travée	1.731	4.77	1.282	3.53

Tableau XIV.3 : sollicitation maximale

XIV-4-1) Ferrailage du chevêtre :

Données : $h = 1.45\text{m}$

$$d = 0.9 h = 1.305\text{m}$$

$$b_0 = 2.3\text{m}$$

Béton :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

Acier : $F_e E400 \text{ HA}$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} M_t = 1.73116 \text{ MN.m} \\ M_a = 5.98 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} M_t = 1.28234 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.435 \text{ MN.m} \end{cases}$$

1. Ferrailage longitudinal supérieur :

❖ ELU :

$$M_u = 5.98 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.98}{2.3 \times (1.305)^2 \times 15.3} = 0.099$$

$$\rho_u = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.98}{4.435} = 1.35$$

D'après le tableau on obtient μ_c en fonction de ρ_u :

$$\mu_c = 0.628$$

$$\mu = 0.099 < \mu_c = 0.628 \implies (S.S.A.C)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.13$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 1.237 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.98 \times 10^4}{1.237 \times 348} = 138.91 \text{ cm}^2$$

soit 18 HA32 (144.8cm²).

❖ *ELS* :

$$\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left[0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \right)$$

$$\sigma_{st} \leq \min(266.66 ; \max[200 ; 207.31])$$

$$\sigma_{st} \leq 207.31 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{1.5 \bar{\sigma}_{bc} \times d}{(1.5 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 1.305}{(1.5 \times 16.2 + 207.31)} = 0.108m$$

$$Z = \frac{d - X}{3} = \frac{1.305 - 0.108}{3} = 0.399m$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times Z$$

$$M_1 = 0.5 \times 2.3 \times 16.1 \times 0.399 = 7.43 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 4.435 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 4.435 \text{ MN.m} \leq M_1 = 7.43 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \text{(S.S.A.C)}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{4.435 \times 10^4}{0.399 \times 207.31} = 536.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{b \times d \times f_e} = \frac{0.23 \times 2.22}{400 \times 2.3 \times 1.305} = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 536.16 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

2. Armature longitudinale inférieure:

❖ *ELU* :

$$M_u = 1.731 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.731}{2.3 \times (1.305)^2 \times 15.3} = 0.028$$

$$\rho_u = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.731}{1.282} = 1.35$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.035$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 1.286 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.731 \times 10^4}{0.286 \times 348} = 38.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 38.70 \text{ cm}^2 \rightarrow 7HA25 (34.35 \text{ cm}^2).$$

❖ **ELS :**

$$M_{ser} = 1.282 \text{ MN.m ;}$$

$$\sigma_{st} \leq 207.31 \text{ MPa ;}$$

$$x = 0.108 \text{ m}$$

$$z = 0.399 \text{ m}$$

$$M_1 = 7.43 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 7.43 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} \leq M_1 \quad \Longrightarrow \quad (\text{S.S.A.C})$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z\sigma_{st}} = \frac{1.182 \times 10^4}{0.399 \times 207.31} = 142.90 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 18HA32 (A_s = 144.8 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min}(C.N.F) = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 142.90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.25 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

3. Ferrailage transversal :

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, on doit limiter la contrainte de cisaillement τ_u à une contrainte admissible τ_{uadm}

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, avec armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

$$\text{A l'ELU} \quad \begin{cases} T_t = 477.23 \text{ t} \\ T_a = 487.36 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \quad \begin{cases} T_t = 353.5 \text{ t} \\ T_a = 361.01 \text{ t} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{4.87}{2.31 \times 1.305} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2}{3}f_{c28} ; 3MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.7MPa ; 3MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.7 MPa$$

$$\tau_u = 1.62 MPa < \bar{\tau}_u = 2.7 MPa \implies \text{vérifier}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A ».

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}k}{0.9f_e} \gamma_S b_0$$

Avec k = 1 pas reprise de bétonnage.

$$A_t \geq \frac{\bar{\tau}_u - 0.3f_{t28}k}{0.9f_e} \gamma_S b_0 S_t$$

$$A_t \geq \frac{1.62 - 0.3(2.22)}{0.9 \times 400} \times 1.15 \times 2.3 \times 0.15 = 10.51 \text{ cm}^2 \implies \text{Soit : 7 T 14 (10.77 cm}^2\text{)}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.4b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 230 \times 15}{400} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 10.51 \geq A_{min} = 3.45 \text{ cm}^2 \implies (C.V)$$

4. Etude du chevêtre a la torsion :

a) Evaluation des efforts :

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas ou une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges (e=0,55cm).

C: moment de torsion.

➤ Moment de torsion du à 1,35D240 +1,6ST pour une travée chargée :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

$$R_{max} = 122.47t \implies C_{max} = 122.47 \times 0.55 = 67.36t.m$$

b) Ferrailage :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1.45 + 1.5 = 2.95 \text{ m} > b = 2.3 \text{ m} \quad ; \quad l_t = 2.3$$

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_n)(h - b_n)$$

$$\Omega = (2.3 - 0.25)(1.5 - 0.25) = 2.56 \text{ m}^2$$

$$\Omega = 2.56 \text{ m}^2$$

c) *La contrainte tangentielle :*

$$\bar{\tau}_{bt} = \frac{C_{max}}{2\Omega b_n} = \frac{67.36}{2 \times 2.56 \times 0.25} = 52.62 \text{ t/m}^2$$

➤ *Armatures longitudinales :*

$$A_{t1} = \frac{C_{max} U}{2\Omega f_e / \gamma_s}$$

Avec U : périmètre extérieur .

$$U = (2.3 + 1.5) \times 2 = 7.6 \text{ m}$$

$$A_{t1} \geq \frac{67.36 \times 7.6 \times 10^2}{2 \times 2.56 \times \frac{400}{1.15}} = 28.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{t1} = 28.74 \text{ cm}^2.$$

Donc : on prend **6HA32** (29.45 cm²)

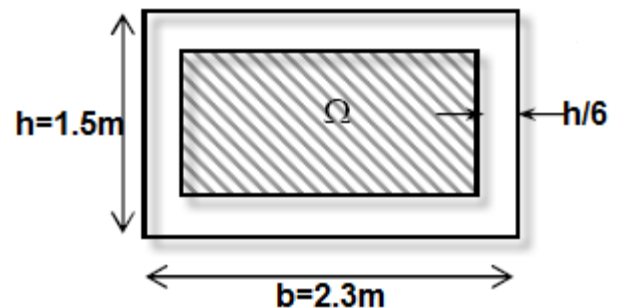
➤ *Armatures transversale :*

$$A_{t2} = \frac{C_{max} S_t}{2\Omega f_e / \gamma_s}$$

avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{t2} \geq \frac{67.36 \times 0.15 \times 10^2}{2 \times 2.56 \times \frac{400}{1.15}} = 0.567 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 10.51 + 0.567 = 11.077 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit 10 cadres HA 12 (11.31 cm}^2)$$



d) *Vérification des contraintes :*

➤ *Justification du béton :*

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{uadm})^2$$

Avec :

τ_b : Contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_v : Contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

τ_{uadm} : Contrainte limite de cisaillement.

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{487.36}{2.3 \times 1.305} = 162.37 t/m^2$$

$$\tau_v = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{C_{max}}{2\Omega b} = \frac{67.36}{2 \times 2.56 \times 2.3} = 5.720 t/m^2$$

$$\tau_b = 0.0572 \text{ MPa}$$

$$(1.62)^2 + (0.0572)^2 = 2.627 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min(0.2f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = \min(3.6 ; 3 \text{ MPa}) = 3.6 \text{ MPa}$$

$$(\tau_{uadm})^2 = 12.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 2.627 \text{ MPa} \leq (\tau_{uadm})^2 = 12.96 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

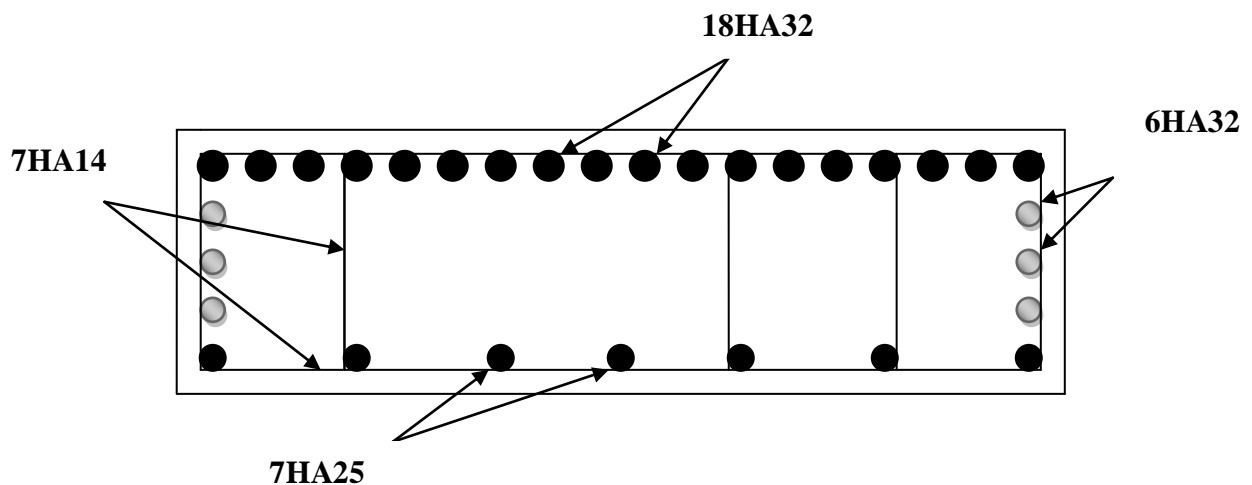


Figure XIV.2 : Ferrailage du chevêtre

XIV-5) Etude du fût :**Introduction :**

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,5m de diamètre, encastres dans la base et articulés à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

- 1- Hauteur de fût : 9.65 m
- 2- Diamètre de fût : 1.5 m
- 3- Nombre du fût n= 3 fûts

1. Vérification de flambement du fût :

$$L_c = 0.7h = 0.7 \times 9.65 = 6.755 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{I} \quad ; I = \frac{\emptyset}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{6.755}{0.375} = 18.013 < 50$$

Pas de déformation sur l'axe hors l'axe d'application des efforts de la pièce.
Donc : pas de risque de flambement.

2. Evaluation des efforts :**a) Conditions normales :****➤ Charges verticales :**

$$P_{\text{fûts}} = 2.5 \times \frac{(1.5)^2 \times 3.14 \times 9.65 \times 3}{4} = 127.83 \text{ t}$$

$$\text{Tablier} + \text{chevêtre} + 2 \text{ fûts} = 862.221 + 91.71 + 127.83 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : (A(l) + ST) = 253.84 + 10.02 = 263.86 \text{ t.}$$

$$Q_V = 1081.761 + 263.86 = 1345.621 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fût} : Q_V = \frac{1345.621}{3} = 448.54 \text{ t}$$

➤ **Charges horizontales :**

- **Freinage de Bc :**

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1.2}{2} = 22.5t$$

Soit par fût : $H_{BC} = \frac{22.5}{3} = 7.5t$

- **Effet du au vent :**

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 0,25 \text{ t/m}^2$.

Tablier :

$$H = 33.4(0.1 + 0.2 + 0.2) \times 0.25 = 19.205 \text{ t.}$$

$$\text{Fûts + chevêtre} = 0.25(3 \times 4.71 \times 9.65 + 2.3 \times 1.45) = 34.92 \text{ t.}$$

$$H_{HV} = 34.92 + 19.205 = 54.125 \text{ t}$$

Soit par fût : 18.04 t

- **Récapitulatif :**

Effort normal : $N=448.54 \text{ t.}$

Moments à la base du fût :

- Freinage :

$$M_{BC} = 7.5(9.65 + 1.45) = 83.25 \text{ t. m}$$

- Le vent :

$$M_V = \frac{18.04(9.65 + 1.45)}{2} = 100.122 \text{ t. m}$$

$$N_{sermax} = 448.54 \text{ t.}$$

$$N_{ELUmax} = 605.53 \text{ T}$$

$$M_{sermax} = 183.372 \text{ t. m}$$

$$M_{sermax} = 247.55 \text{ t. m}$$

b) Conditions sismiques :

L'intensité du séisme est :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = 0.1G = 0.1 \times 862.221 = 86.22 \text{ t} \\ \varepsilon_V = 0.07G = 0.07 \times 862.221 = \pm 60.36 \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$M_{SH} = \left[862.221 \times 10.75 + 91.71 \times 10.375 + 127.83 \times \frac{9.65}{2} \right] = 1083.71 \text{ t. m}$$

Soit le moment par fût : $M_{SH} = 361.24 \text{ t. m}$

Donc : $M_{max} = 361.24 \text{ t. m}$

$$N_{max} = 448.54 - 60.36 = 388.185 \text{ t}$$

$$N_{max} = 388.18 \text{ t}$$

❖ **ELU :**

Soit le moment par fût : $M_{SH} = 361.24 \times 1.35 = 487.674 \text{ t.m}$

$$M_{SH} = 487.674 \text{ t.m}$$

$$N_{max} = 524.043 \text{ t}$$

3. Ferrailage:

➤ Armatures longitudinales :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

$A_s = 138.83 \text{ cm}^2$. Soit : **18 HA32** pour $A_s = 144.8 \text{ cm}^2$. (la section est obtenue par le logiciel **SOCOTEC**

➤ Armatures transversale :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ cm}$$

On a un espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 3.2 = 48 \text{ cm}$

On prend $\phi_t = 12 \text{ cm}$ avec un espacement de :

10cm pour la (zone de recouvrement)

25cm pour la (zone centrale).

- Condition de non fragilité :

$$A_s = \frac{0.23\pi D^2 f_{t28}}{4f_e} = \frac{0.23 \times 3.14(1.50)^2 \times 2.2}{4 \times 400} = 22.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.34 \text{ cm}^2 < 138.83 \text{ cm}^2 \quad (\text{la condition est vérifiée})$$

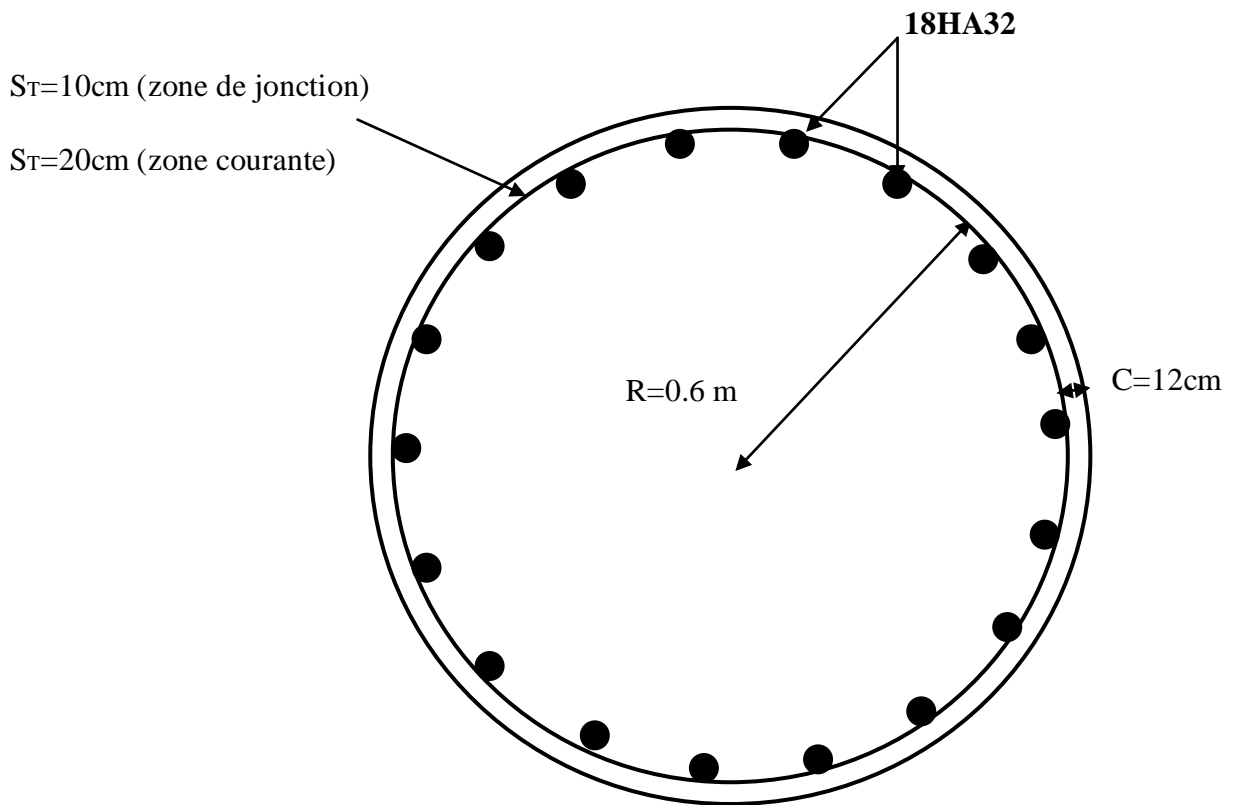


Figure XIV.3 : Schéma du ferrailage de fût

XIV-6) La semelle :

1. Evaluation des efforts :

a) Conditions normales :

- Charges verticales :

CP (Tablier + 3Fûts + Chevêtre) = 1081.761 t

Surcharges ($D_{A(1)} + ST$) = 263.86 t.

Poids de la semelle : 270 t.

Poids des terres : 259.2 t

Donc : $N_{\max} = 1874.821 \text{ t}$.

- Charges horizontales :

Freinage : $F_{BC} = 15 \text{ t}$

$$\text{Vent : } F_V = 0.25 \frac{t}{m^2}$$

- **Récapitulatif :**

$$\text{Effort normal : } N_{max} = 1874.821 \text{ t}$$

Moments à la base du fût :

$$\text{-Freinage : } M_{BC} = 15(9.65 + 1.45) = 166.5 \text{ t.m}$$

$$\text{-Vent : } M_V = 18.04(9.65 + 1.45)/2 = 100.122 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } M_{max} = 266.622 \text{ t.m}$$

$$N_{max} = 1874.821 \text{ t}$$

b) Condition sismique :

$$G(1 \pm 0.07) \text{ avec } G = 1874.821 \text{ t}$$

$$M_{SH} = 0.1(862.221 \times 12.25 + 91.71 \times 11.875 + 127.83 \times 6.325 + 270 \times 0.75) = 1266.23 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 266.622 + 1266.23 = 1532.852 \text{ t.m}$$

$$N_{max} = 1874.821(1 \pm 0.07) = 1743.58 \text{ t}$$

2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.

- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1874.82}{10} + \frac{266.662(1.2)}{10(1.2)^2} = 209.70 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1874.82}{10} - \frac{266.662(1.2)}{10(1.2)^2} = 165.26 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{1743.58}{10} + \frac{1266.662(1.2)}{10(1.2)^2} = 279.88 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{1743.58}{10} - \frac{1266.662(1.2)}{10(1.2)^2} = 68.84 \text{ t}$$

3. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a) Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

L : entre axe des pieux = 3.6 m

b : diamètre du fût = 1.2 m

$$\tan \alpha = 1 \implies \alpha = 45^\circ \geq 45^\circ \text{ (Vérifie).}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.5 \text{ m} \geq 1.5 \text{ m} \implies \text{(Vérifie).}$$

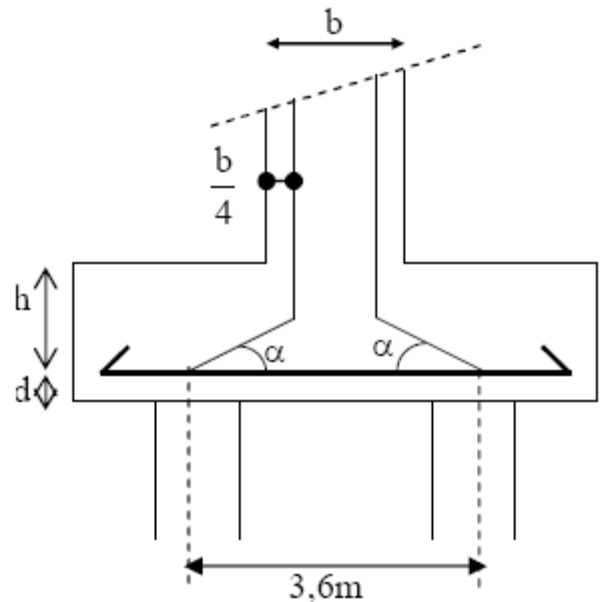


Figure XIV.4 : dimension de la semelle.

➤ Condition normale : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{209.70}{26667} \times \frac{1.5}{1.5} = 0.00786 \text{ m}^2 \implies A = 78.63 \text{ cm}^2$$

➤ Condition sismique :

$$A = \frac{279.88}{26667} \times \frac{1.5}{1.5} = 0.00689 \text{ m}^2 \implies A = 69.97 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 78.63 \text{ cm}^2$ On prend **10 HA32**
A=80.42 cm².

n : Nombre de barre = 10 barres.

d : Enrobage = 10cm.

F : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{10 - 1} = 29 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7\text{m}$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{80.42}{3} = 26.80 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA25}} \text{ (} A_1 = \mathbf{29.45\text{cm}^2} \text{)}$$

b) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{80.42}{3} = 26.80 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA25}} \text{ (} A_1 = \mathbf{29.45\text{cm}^2} \text{)}$$

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{6 - 1} = 0.52\text{m} = 52 \text{ cm}$$

c) Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{TS} = \frac{A}{10} = \frac{80.42}{10} = 8.042 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA12}} \text{ (} A_{TS} = \mathbf{9.05\text{cm}^2} \text{)}$$

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 150 - 10}{8 - 1} = 37 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{80.42}{3} = 26.81 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA12}} \text{ (} A_{ls} = \mathbf{29.45\text{cm}^2} \text{)}$$

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 150 - 10}{6 - 1} = 52 \text{ cm}$$

- **Armatures latérales :**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{80.42}{10} = 8.042 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA12}} \text{ (} A_l = \mathbf{9.05\text{cm}^2} \text{)}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m**.

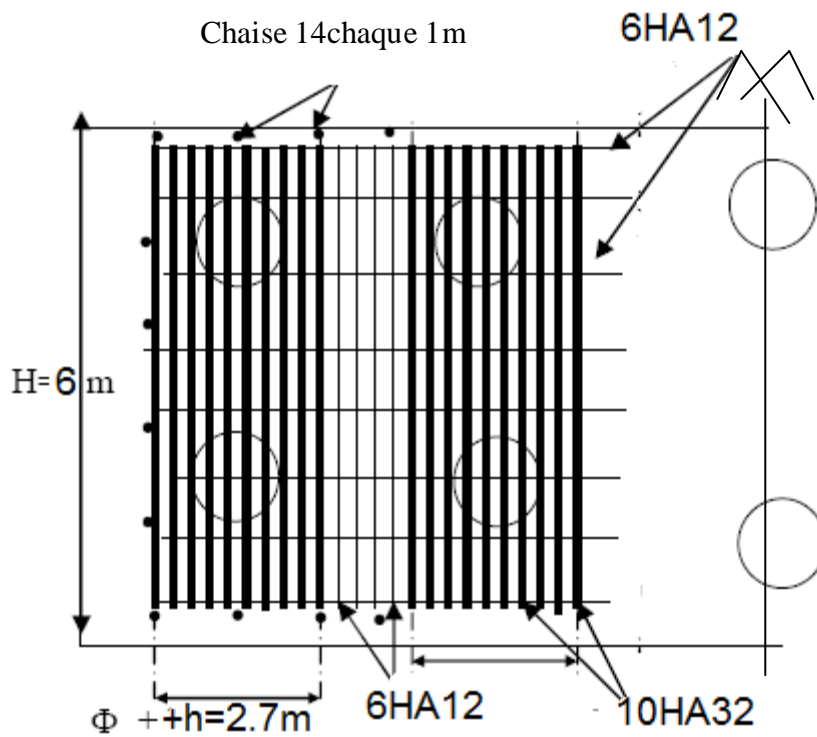


Figure XIV.5 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

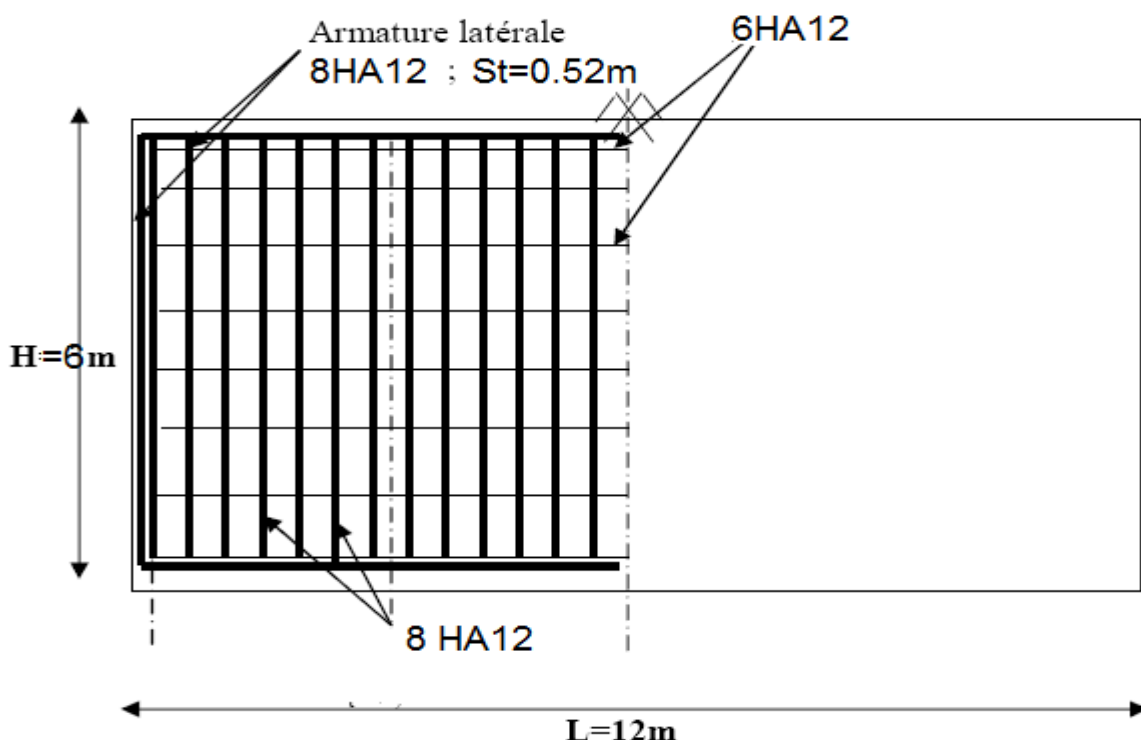


Figure XIV.6 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

XIV-7) Les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

1. Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y$$

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$; **α**: Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$b = \varnothing_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$$

$$C_u = 6.62 \text{ kg/cm}^3$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000 \sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg / cm}^2$$

I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}} = 0.2742 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{D'où : } \lambda L = 0.2742 \times 16 = 4.39 \quad \text{avec } L = 16 \text{ m}$$

2. Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

$$\text{Freinage} = 22.5 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{22.5}{10} = 2.25 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\text{Séisme} = 0.07(1874.82 + 270) = 150.137 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{150.137}{10} = 15.0137 \text{ t}$$

3. Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}$$

M : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$; $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- **Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$ $\chi_{\theta P}$:**

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 ; \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45 ; \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases} \Rightarrow \lambda L = 4.39 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.297 ; \chi_{\theta M} = 1.561$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{P} = 2.25 \text{ t/pieu}$$

$$\bar{M} = -\frac{1.297}{1.561} \times \frac{2.25}{0.2742} = -6.817 \text{ t.m}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{P} = 15.0137 \text{ t/pieu}$$

$$\bar{M} = -\frac{1.297}{1.561} \times \frac{15.0137}{0.2742} = -45.49 \text{ t.m}$$

4. Ferrailage:

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther .Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{aligned} M_{max} &= 45.49 \text{ t.m} \\ N_{max} &= 279.88 \text{ t} \end{aligned}$$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

Avec :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{45.49}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.012$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{279.88}{3.14(0.6)^2 \times 2700} = 0.091$$

D'après l'abaque de WALTHER $\omega = 0.02$

$$F_a = \frac{0.1\pi(R)^2\beta_\omega}{f_e} = \frac{0.1 \times 3.15 \times (0.6)^2 \times 27 \times 10^4}{400} = 76.302 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA32** avec $A_s = 80.42 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.6}{10} = 37.68 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

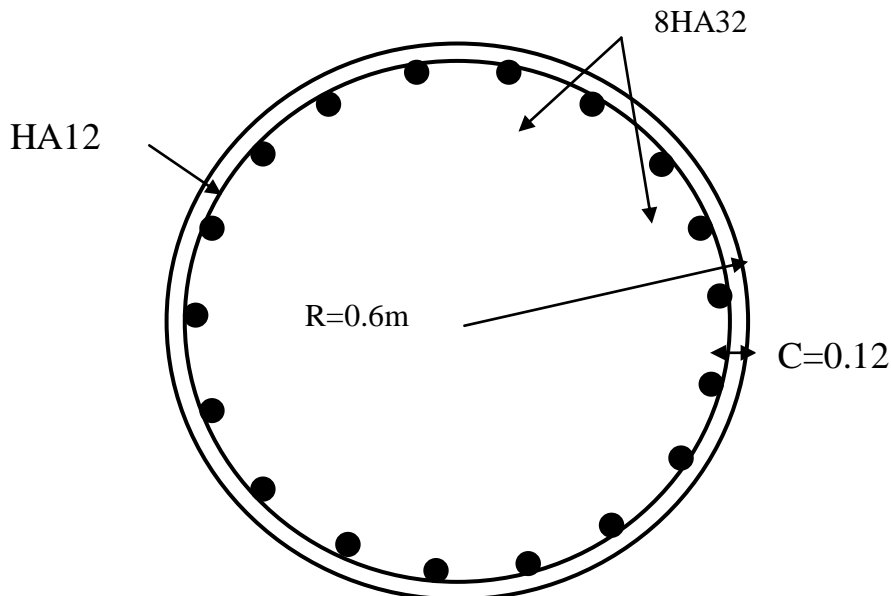


Figure XIV.7 : ferraillage de pieu transversalement



$$\frac{h'}{D} = 0.04$$

$$\sigma_f = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\omega_{max} = 0.3$$

154. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_r ET N_r

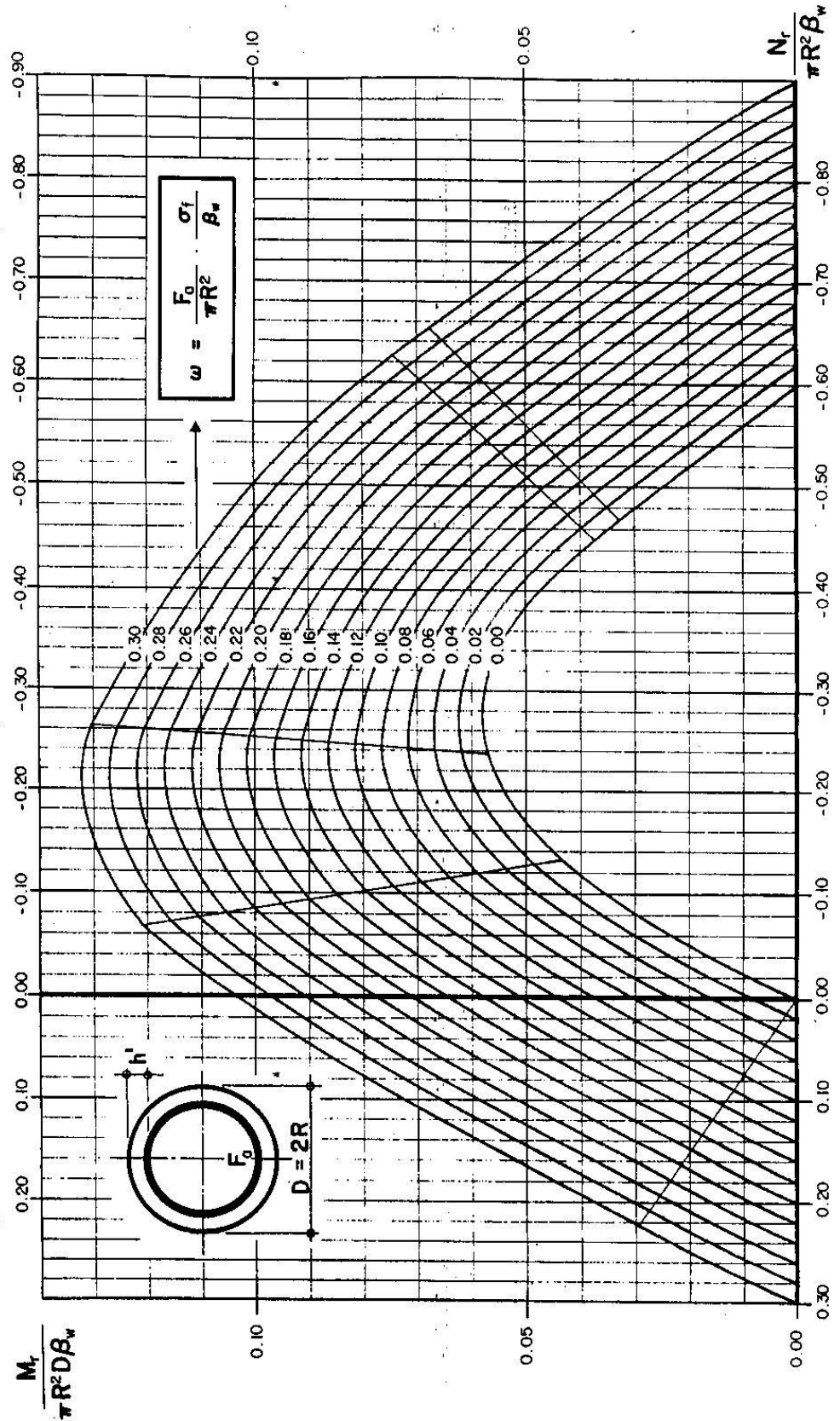


Figure XIV.8 : Abaque de Walther.



Image 1: construction d'une culée

Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appuis extrêmes au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

XV-1) Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

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

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

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

- **Un Mur garde grève** : destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée ;
- **Une dalle de transition** : qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers ;
- **Un corbeau d'appui** : sur lequel s'appuie la dalle de transition ;
- **Deux murs en retour** : qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des remblais ;
- **Un mur frontal** : Mur portant le tablier et assurant le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

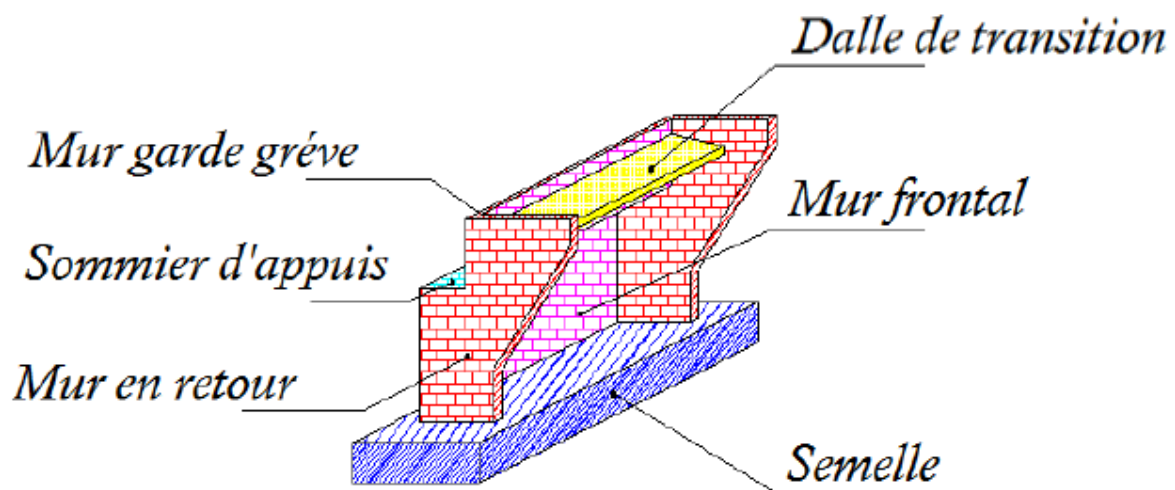


Figure XV.1 : Les éléments constitutifs d'une culée

XV-2) Pré-dimensionnement de la culée :

1. Mur de front :

La hauteur du mur frontale est : $h = 3.28 \text{ m}$

L'épaisseur du mur est : on prend l'épaisseur : $e = 1.30 \text{ m}$

La longueur du mur frontale est : $L =$ la largeur du tablier, donc $L = 11.00 \text{ m}$.

2. Mur garde grève :

La hauteur h du mur de garde grève est : $h = 2.40 \text{ m}$

L'épaisseur du mur est : $e = \sup\left(0.3 ; \frac{h}{8}\right) = 0.3 \text{ m}$.

La longueur du mur garde grève est : $L = 11 \text{ m}$.

3. Mur en retour :

La hauteur de mur est : celle de la culée $h = 6.98 \text{ m}$.

L'épaisseur du mur en retour est : $e = 0.60 \text{ m}$.

La longueur de murs est : $L = 7.80 \text{ m}$.

4. Dalle de transition :

Sa longueur est de :

$$L = \min[6\text{m} ; \sup(3\text{m} ; 0.6H)] .$$

H : étant la hauteur du remblai : $H = 6.98 \text{ m}$.

$$L = \min[6\text{m} ; \sup(3\text{m} ; 4.19 \text{ m})] = 6 \text{ m} .$$

L'épaisseur : $e = 0.3m$.

La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

5. La semelle :

L'épaisseur de la semelle est : $e = 1.5m$.

La longueur de la semelle est : $L = 13 m$.

La largeur de la semelle est : $B = 6 m$.

6. Le corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 2.43m, une petite base de 1.92 m et une hauteur de 0.65 m.

La largeur de corbeaux est :

$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times \text{épaisseur du mur en retour}$.

Donc : $L = 11 - 2(0.6) = 9.8 m$.

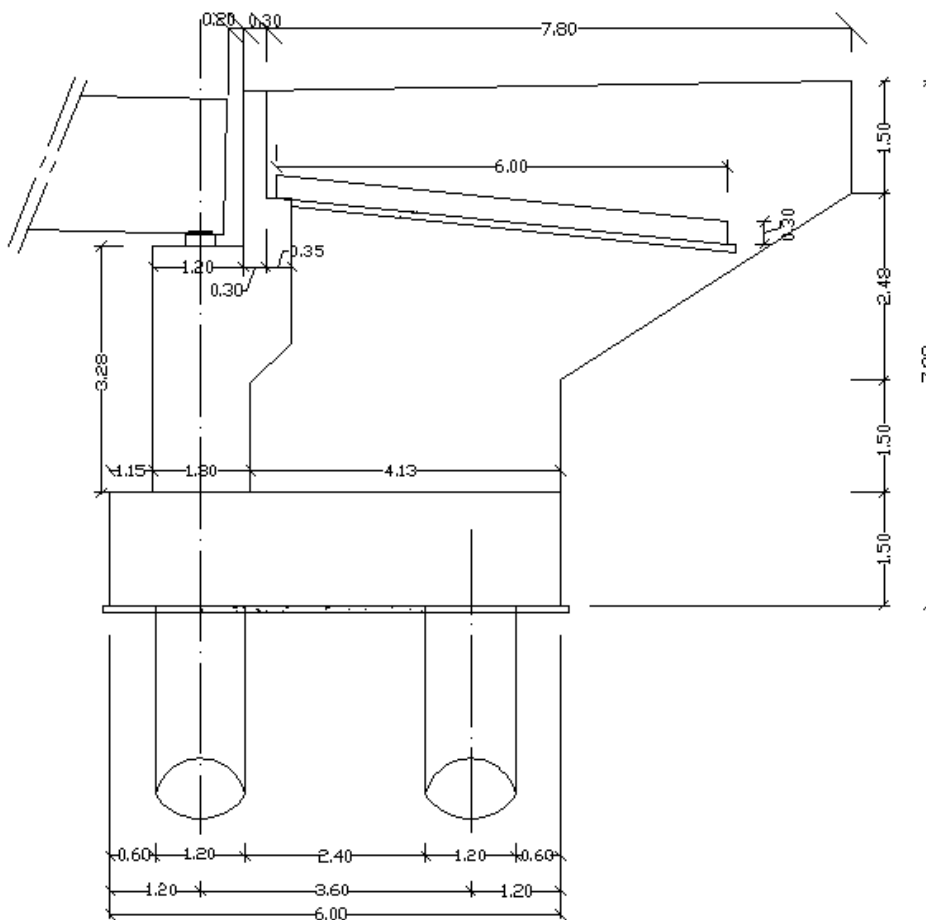


Figure XV.2 : Les dimensions de la culée.

XV-3) Évaluation des efforts sollicitant la culée :

❖ *Calcul du coefficient de poussée :*

Dans les conditions normales :

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{8} \right)$$

Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE ; citée dans le RPOA.

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

30°: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)} \quad \text{Avec :}$$

$\varepsilon_H = 0,1$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0,07$ Coefficient sismique verticale

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	1 cas	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical +Horizontal	2 cas	0.10	0.07	1.075	5.340	0.420
Horizontal	3 cas	0.10	0.00	1.005	5.710	0.395
Vertical +Horizontal	4 cas	0.10	-0.07	0.935	6.140	0.375

Tableau XV.1: Récapitulatif des accélérations pour les quatre cas de séisme.

➤ **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1t /m2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largueur L :

$$P = 0.5 \times K_a \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	Calcul des P	Efforts horizontaux x $\epsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) P$	Bras de levier $\ll H \gg$	Bras de levier $\ll V \gg$	Moment de renversement $F_H V$	Moment Stabilisateur $F_V H$
Poids de Tablier	431.1 1	0.0	431.11	2.15	6.08	0.00	962.89
		43.111	461.28			262.11	991.75
		43.111	431.11			262.11	962.89
		43.111	400.93			262.11	861.99
Mur de garde grève	19.8	0.00	19.80	2.60	5.98	0.00	51.48
		1.98	21.19			11.84	55.09
		1.98	19.80			11.94	51.48
		1.98	18.41			11.84	47.87
Corbeau	34.64	0.00	34.64	2.66	4.53	0.00	92.14
		3.464	37.06			15.70	98.58
		3.464	34.64			15.70	92.14
		3.464	32.22			15.70	85.71
Mur frontal	117.2 6	0.00	117.26	1.80	3.14	0.00	211.07
		11.726	125.47			36.82	225.85
		11.726	117.26			36.82	211.07
		11.726	109.05			36.82	196.30
Mur en retour	81.67	0.00	81.67	6.35	4.24	0.00	518.61
		8.167	87.39			34.63	554.93
		8.167	81.67			34.63	518.60
		8.167	75.95			34.63	482.28
Semelle	392.5 0	0.00	392.5	3.00	0.75	0.00	1177.5
		39.25	419.98			29.44	1259.94
		39.25	392.5			29.44	1177.5
		39.25	365.03			29.44	1095.10
Dalle de transition	31.41	0.00	31.41	5.45	5.33	0.00	171.18
		3.141	33.61			16.74	183.17
		3.141	31.41			16.74	171.18
		3.141	29.21			16.74	159.19

Poids des terres sur Dalle de transition.	158.7 6	0.00	158.76	5.45	6.23	0.00	865.24	
		15.876	269.892			98.91	1470.71	
		158.76	158.76			98.91	864.24	
		15.876	147.62			98.91	804.53	
Poids des terres sur la semelle	399.2 4	0.00	399.24	6.00	4.34	0.00	2395.44	
		39.924	427.19			173.27	2563.14	
		39.924	399.24			173.27	2395.44	
		39.924	371.30			173.27	2227.8	
Poids des surcharges	70.56	0.00	70.56	5.45	6.23	0.00	384.552	
		7.056	75.50			43.96	411.475	
		7.056	70.56			43.96	384.552	
		7.056	65.62			43.96	357.629	
Poussé des terres	Mur GG + Mur frontal	160.6 2	160.62	/	/	3.39	544.5	/
		202.5 8	202.58	/			686.75	/
		190.5 2	190.52				645.86	/
		180.8 7	180.87		/	3.39	613.15	/
	Semelle	8.77	8.77	/	/	0.5	4.385	/
		11.06	11.06	/			5.53	/
		10.4	10.4	/			5.2	/
		9.87	9.87	/			4.935	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	25.57	25.57	/	/	4.34	110.97	/
		32.25	32.25	/			139.97	/
		30.33	30.33	/			131.63	/
		28.79	28.79	/			124.95	/
	Semelle	6.49	6.49	/	/	0.75	4.87	/
		8.19	8.19	/			6.14	/
		7.7	7.7	/			5.78	/
		7.3	7.3	/			5.48	/
TOTALE	Cas1	201.45	1736.45				1388.145	6830.102
	Cas 2	427.77	1958.562				1561.81	7814.635
	Cas 3	412.64	1736.95				1511.89	6829.092
	Cas 4	400.52	1615.34				1471.935	6318.4

Tableau XV.2: Calcul des moments et des efforts globaux

XIV-4) Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Cas	H (t)	V(t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \tan \varphi$
1	201.45	1736.45	1388.145	6830.102	4.920	8.619
2	427.77	1958.562	1561.81	7814.635	5.00	4.578
3	412.64	1736.95	1511.89	6829.092	4.516	4.209
4	400.52	1615.34	1471.935	6318.4	4.293	4.033

Tableau XV.3: Résultats du calcul de la poussée à vide.

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_r}{M_s} \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

✚ **Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 04 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XVI-1) Fondation :**XVI-1-1) Les terrassements :**

Avant de commencer les travaux de construction de l'ouvrage, on doit effectuer des terrassements légers, pour niveler le terrain et décaper la terre végétale sur toute au niveau des appuis et des accès à l'ouvrage et ses installations de construction (Base de vie), cette opération se fait en utilisant un BULDOZER + NIVELLEUSE.



Figure XVI.1 : les terrassements

XVI-1-2) Le forage :

Il s'agit de faire des forages dans le sol pour permettre la mise en place des pieux, cette opération de forage fait appel à une foreuse qui sera placée convenablement en minimisant ses déplacements au cours de forage des différents pieux, cette opération fait en utilisant une foreuse.



Figure XVI.2 : le forage des pieux

XVI-1-3) Exécution des pieux :**1. Mise en place des armatures :**

Cette tâche s'effectue à l'aide d'une grue installée près du pieu, la cage d'armature doit être guidée par deux ouvriers pour assurer sa rectitude et sa droiture (verticalité du pieu).



Figure XVI.3 : armatures de pieu

2. Bétonnage avec tube plongeur :

Le bétonnage des pieux se fait à l'aide d'un tube plongeur, initialement descendu jusqu'au fond du forage, puis remonté au fur et à mesure du bétonnage, évites d'avoir une chute des béton qui donnera une ségrégations préjudiciable, pollué par les restes de boue et de sédiments en fond de forage, remonte à la surface. Etant de mauvaise qualité, on le détruit sur une hauteur comprise. Entre 0,5m et 1 fois du diamètre du pieu; cette opération, dont un autre intérêt est de mettre à nu les armatures pour assurer la liaison par béton armé avec la semelle, s'appelle le recépage des pieux.



Figure XVI.4 : Tête de pieu

XVI-1-4) Exécution de la semelle :

Après le déblayage mécanique et le recépage on procède de la manière suivante:

1. Mise en place de béton de propreté :

En utilisant la benne à béton qui sera guidée par des ouvriers, le nivellement se fait manuellement avec des pelles.

2. Mise en place du ferrailage :

à l'aide d'une grue, on met la cage d'armature sur le béton de propreté de façon à ce que les armatures des pieux soient à l'intérieur de la cage, cette tâche est complétée par des opérations de liaisonnée sur place, pour assurer la liaison pieux - semelles. Dans les semelles on prévoit les attentes des fûts.



Figure XVI.5 : ferrailage de la semelle

XVI-2) Réalisation de la pile :**XVI-2-1) Le fut :**

La réalisation des fûts, surtout ceux qui ont une hauteur importante se fait avec phase, chaque phase de construction permet l'exécution de 03 mètres des fûts de la pile, cette mesure a pour but d'éviter les ségrégations du béton.

1. Le ferrailage:

La cage d'armature de chaque partie de fût est mise en place avec une grue et liaisonnée à la base avec les armatures d'attentes.



Figure XVI.6 : mise en place du ferrailage du fut

2. *Le coffrage :*

Il se fait avec des pièces métalliques circulaires, le coffrage est mis en place à l'aide d'une grue, l'assemblage et la fixation se font par boulonnage.



Figure XVI.7 : coffrage du fut

3. *Le bétonnage.*

Le coulage de béton fait avec la benne à béton, tenue à l'aide d'une grue et guidée par des ouvriers qui, au fur et à mesure de bétonnage, assurent une répartition et pénétration du béton grâce au vibreur (aiguille vibrante).

XVI-2-2) Le chevêtre :

1. *Le coffrage:*

La première tâche s'agit de la mise en place du fond de moule mixte (Métal-Bois) soutenu par des étais incorporés au niveau des fûts ensuite on pose la cage d'armature et on vient coffrer les joues latérales.

2. *Le ferrailage:*

La cage d'armature est mise sur le fond de moule, les armatures d'attentes doivent être liaisonnés à l'intérieur de la cage, et on laisse des attentes des armatures des dès d'appuis.



Figure XVI.8 : ferrailage chevêtre

3. Le bétonnage:

Le bétonnage se fait à l'aide d'une benne portée par une grue.

XVI-2-3) Les dès d'appuis :

Après le coulage du béton du chevêtre et durcissement suffisant, on procède au coffrage et au bétonnage des dès d'appuis.

XVI-3) Réalisation de la culée remblayée :

Après le terrassement et l'exécution des pieux et la semelle la réalisation se fait par phase pour des raisons constructives et pour éviter la ségrégation du béton et bien vibrer compactée le béton, chaque phase permet l'exécution d'un élément.

XVI-3-1) Réalisation des éléments :

❖ Le mur garde grève et le corbeau :

1. Le coffrage:

Le coffrage se fait de façon à permettre le bétonnage à la fois du mur garde grève et celui du corbeau: les pièces métalliques lourdes seront mises en place à l'aide d'une grue.

2. Le bétonnage:

On fait à la fois le bétonnage du mur garde grève et celui du corbeau à l'aide d'une benne à béton portée par une grue.

❖ Le mur en retour :

1. **Le coffrage:** la forme du mur en retour exige un coffrage mixte

2. **Le bétonnage:** il se fait de la même manière que les autres éléments.

❖ Les dès d'appuis :

On les coffre et on les bétonne de la même façon que ceux des piles.

❖ Dalle de transition :

Après le décoffrage du corbeau et du mur en retour, on remblaie et on compacte la partie entre les murs en retour jusqu'au niveau où doit reposer la dalle de transition.

1. La couche de béton de propreté:

C'est la couche de béton non armée sur la quelle va reposer la dalle de transition.

2. Coffrage et armature de la dalle de transition:

Après avoir placé le coffrage, on met la cage d'armature.

3. Bétonnage:

S'effectue à l'aide d'une benne à béton et on doit assurer toujours la répartition et la compacité du béton.



Figure XVI.9 : coffrage du mur en retour.

XVI-3-2) Le remblai :

1. Mise en place des remblais:

La mise en place des remblais se fait avec un camion à benne mobile, celui ci doit les déposer derrière la culée en se reculant au fur et à mesure du dépôt pour assurer en quelque sorte la répartition du remblai. L'opération qui s'effectue par couche.

2. Compactage des couches de remblai:

Chaque fois que le remblai est déposé on doit l'étaler et le compacter par couches successives d'épaisseur ne dépassant pas 30 cm. On utilise pour cela un compacteur pneumatique.

XVI-3-3) Réalisation du tablier :

Dans tout ce qui suit, on décrit les différentes opérations de la construction d'un tablier pour une seule travée, en effet, toutes les travées seront réalisées de la même manière.

1. La pose des poutres

Les poutres étant en béton précontraint (post-tension), leur pose se fait avec beaucoup de soins en les surélevant avec une grue installée dans un endroit qui lui permet d'effectuer sa tâche sans gêne et sans déplacement.

Le repos de la poutre sur les appareils d'appuis est assuré par deux ouvriers de part et d'autre, l'entre axes des poutres doit être vérifié avant le détachement des câbles de suspension.



Figure XVI.10 : pose des poutres

2. La dalle :

➤ Coffrage (Inférieur) de la dalle :

Après avoir posé toutes les poutres (d'une travée) on commence à coffrer la partie inférieure de la dalle, les vides situés entre les poutres seront couverts grâce à des éléments rectangulaires de la tôle nervurée TN40.

➤ Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle doit comprendre aussi celui des trottoirs, et c'est dans cette étape que l'on doit mettre en place les gargouilles.

➤ Le coffrage de la dalle :

Une fois le ferrailage est terminé, on coffre les bordures de la dalle et s'assurer qu'il n'y a pas de fuites avant le bétonnage.

➤ Bétonnage de la dalle :

Généralement le bétonnage de la dalle s'effectue par partie jusqu'à terminaison, le coulage du béton se fait grâce à une benne portée par une grue, les ouvriers doivent assurer une bonne vibration à l'aide des vibreurs (aiguille vibrante).

➤ Les trottoirs

Après la mise en place des garde corps des glissières de sécurité et le coffrage nécessaire des trottoirs on les bétonne de la même manière que la dalle.



Figure XVI.11 : exemple sur armatures de jonction

3. Mode de préfabrication de poutres :

❖ Précontrainte par post tension :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

On entend par précontrainte par post tension, la mise en tension des armatures après le coulage du béton, cela suppose donc que l'en doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur la zone d'about.

Le procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier, dans notre cas, les poutres sont préfabriquées en site.

4. Méthodologie :

La méthode de préfabrication et de mise en tension suit généralement les cycles suivants :

➤ Nettoyage des moules (coffrage métalliques de grande longueur, articulés pour Faciliter le décoffrage).

➤ Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules pour empêcher le béton de coller aux parois du moule.



Figure XVI.12 : Coffrage+d'huile de décoffrage

- Déroulement des armatures (torons)
- Mise en place des armatures passives: cadres, étriers, armatures longitudinales pour reprendre les efforts de traction.



Figure XVII.13 ;14 ;15 :armatures passif et active

- Mise en place des moules dans leur position finale, mise en place des masques d'extrémités des éléments pour empêcher le béton de s'échapper hors du coffrage.
- Mise en place des déviateurs éventuels dispositifs qui transforme le tracé rectiligne du câble en une parabole.
- Après le durcissement partiel du béton de la poutre mise en tension des torons par des vérins situés à une des extrémités.
- Mise en place du béton par pont roulant ou grue, lissage de la partie supérieure à la règle pour assurer une surface correcte;
- Vibration du Béton en général par vibration extérieur grâce à des vibreurs excentriques placés sur les moules ou sous le banc.
- Etuvage ou chauffage du béton pour accélérer son durcissement et un décoffrage rapide;
- Décoffrage.
- Manutention et stockage des éléments en prenant soin de ne pas les retourner, ni de les stocker avec des points d'appui intermédiaires.



Figure XVI.16 : la forme de la poutre après décoffrage



Figure XVI.17 : exemple sur l'ancrage fixe

 CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment applique toutes les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SOCOTEC ; Robot milléniumetc.) d'autre part.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'UMMTO .

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment applique toutes les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SOCOTEC ; Robot milléniumetc.) d'autre part.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'UMMTO.

BIBLIOGRAPHIE

➤ Ouvrages :

- ❖ Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER
- ❖ Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II).
- ❖ Catalogue Freyssinet.
- ❖ Appuis des tabliers PP73 SETRA.
- ❖ BAEL et BPEL 91
- ❖ Thèses ENTP et UMMTO
- ❖ Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension(SETRA)

➤ Cours :

- ❖ Cours béton précontraint, Master I et Master II.
- ❖ Cours de pont, Master I.
- ❖ Cours de béton, licence II et III

➤ Logiciels :

- ❖ Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.
- ❖ Robot millénium, pour l'analyse et calcul.
- ❖ AutoCAD2009, pour les dessins.
- ❖ SnagIt 9, pour le traitement des photos.