

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES
PRECONTRAINTEES PAR POST TENSION
SUR OUED BOUNAMOUSA (EL TARF)**

Proposé par :

Mr : RILI.M

Présenté par :

ALLAL Ishaq

Promotion 2012

REMERCIEMENT



Je remercie avant tout Allah le plus puissant qui ma donné la force, le courage et la volenté pour élaborer ce travail.

Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patience.

Je tiens une grande remerciement à mon encadreur M. M. Rifi pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce modeste travail.

À tout les enseignants de l'étape primaire à celle de l'enseignement supérieur.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail; son oublié les bibliothécaires de l'ENSP.

MERCI

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail;

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de
l'imagination :*

*Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas
aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les
honorer, les servir et les combler.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mes frères et mes sœurs

À ma grande famille,

À tout mes amis sans exception,

*À tous qu'il m'apporté l'aide et soutien durant ces
années de formation.*

ISHAQ



Sommaire

Chapitre I : Présentation générale

I.1-Introduction	2
I.2-Présentation du projet	3
I.2.1-Les données du projet	3

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1-Le béton	7
II.2-Les aciers.....	9

Chapitre III :Pré dimensionnement et caracteristiques du tablier .

III.1-Présentation de la structure ;.....	12
III.1.1-Les avantages et les inconvénients.....	12
III.2-Implantation des appuis.....	12
III.3-Pré dimensionnement des éléments du tablier	13
III.3.1.-.Pré dimensionnement de la poutre	13
III.3.2-Pré dimensionnement de l'hourdis.....	16
III.3.3-La zone d'about	16
III.3.4-Pré dimensionnement des entretoises	16
III.3.5-Les équipements du tablier.....	17
III.4-Caractéristiques géométriques des sections.....	20
III.4.1-Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre seule :.....	21
III.4.2-Caractéristiques géométriques de la Section médiane (poutre +hourdis) :.....	23
III 4.3-Caractéristiques géométriques de la Section d'about de la poutre seul:.....	24
III.4.4Caractéristiques géométriques de la Section d'about de la poutre plus hourdis.....	25
Chapitre IV : Calcul des charges et sur charges	27

IV.1-Calcul des charges permanentes du tablier.....	27
IV.1.1-Calcul des Charges permanentes CP	27
IV.1.2-Calcul des Complément des charges permanentes	28
IV.1.3-Les sollicitations engendrées par le poids propre	29
IV.2-Calcul des sollicitations maximums dus aux surcharges.....	30
IV.2.1-Le système de chargesA(L).....	30
IV.2.2.-le Système de chargeB	32
IV.2.3-Charge militaire Mc120.....	39
V.2.4-Charges exceptionnels D240.....	40
IV.2.5-Détermination des sollicitations au quart de la portée (0.25L=7.5m)	42
V-Répartition transversale des efforts	51
V.1-Méthode de Guyon-Massonnet	51
V.2-Calcul des coefficients K et ϵ	51
V.2.1-Paramètre d'entretoisement(θ).....	51
V.2.2-Paramètre de torsion (α).....	52
V.2.3-La largeur active (b)	54
V.3-Répartition transversal des moments fléchissant longitudinaux	54
V.4-Répartition transversale des efforts tranchants.....	59
V.4.1-Méthode de Calcul de l'efforttranchant.....	60
V.4.2-Calcul de l'effort tranchant dans la section X=0L.....	60
V4.3-Calcul de l'effort tranchant à la section X=0.25L.....	62
V.5-Combinaison de charges.....	65
V.5.1-Combinaison des moments	65
V .5.2-Combinaisons des efforts tranchants	66
VI.6 :Etude de la précontrainte.....	69

VI.1-Introduction.....	69
VI.2-Etude de la précontrainte.....	69
VI.3-Évaluation des flèches et contre flèches	102
VI.4-Calcul des rotations	104
VI.5-Calcul des déplacements :.....	106
VII : Etude de la dalle	108
VII.1-INTRODUCTION.....	108
VII.2-Modélisation de la structure.....	108
VII.3-Ferraillage de la dalle.....	110
VII.3.1-Armature dans le sens longitudinale.....	110
VII.3.1-Armature dans le sens transversal.....	111
VIII-les équipements du tablier.....	113
VIII.1-les appareils d'appui.....	113
VIII.2-Dimensionnement du dé d'appui:.....	116
VIII.3-Choix et Calcule des joints de chaussée.....	117
IX.Etude de la culée :.....	119
IX.1-Introduction	119
IX.2-Implantation des culées	119
IX.3-Pré dimensionnement de la culée	119
IX.4-Evaluation des efforts agissant sur la culée.....	121
IX.5-Étude du ferraillage des éléments de la culée	126
X.-Etude de la pile.....	147
Conclusion .	

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE

I.1-INTRODUCTION

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

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

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

L'établissement D'un projet d'ouvrage d'art est toujours fait par approximation successive, commençant par la proposition de plusieurs variantes, pour converger enfin à la variante optimisée la plus performante. (Optimisation entre les longueurs des portées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie, les délais de réalisation).

Une fois la conception d'un type de pont est fixé on procède au dimensionnement qui est un travail de synthèse des différentes Disciplines, telles que la résistance des matériaux, Le béton armé, le béton précontraint, Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées. Ce qui implique un calcul minutieux dès le départ.

I.2-Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un pont à poutres multiples précontraintes par post-tension à EL TARF, le pont fait partie de l'ensemble des ouvrages d'art de l'autoroute EST-OUEST, ce projet est localisé au PK361+376.69 jusqu'au PK361+535.79 il permet le franchissement du oued Bouna moussa.

Notre projet s'agit de deux ponts indépendants, on se contente d'étudier le pont supportant la voie allant de l'ouest vers l'est

I.2.1-Les données du projet

La conception d'un pont est entièrement conditionnée par un certain nombre de données, ces données sont de deux types :

I.2.1.1-Les Données fonctionnelles

Ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Elles contiennent le tracé en plan le profil en long, profil en travers, gabarit à respecte etc...

a) Tracé en plan

C'est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée pour notre projet l'axe de l'autoroute présente un angle d'environ 75° par rapport à l'axe de l'oued alors le pont est baissé d'un angle de 75° la longueur total de l'ouvrage est de 159.1m

b) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant en élévation le tracé en plan, l'ouvrage présente une pente longitudinale constante de 0.232% en allant de l'ouest vers l'est

c) Le 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, comme décidé pour Chaque direction de l'autoroute le pont contient 3 voies de 3.5m, une bande d'arrêt d'urgence de 1.0m à côté de la barrière de sécurité et une bande dérasée de 0.5m auprès la barrière centrale. La largeur totale de la chaussée (la largeur roulable L_r) est de $L_r=12m$, la chaussée présente un devers unique de 2.5%

I.2.1.2-Les données naturelles

Ces données Concernent le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie ...

a) Les données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté, elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel,

Pour notre site La compagnie de reconnaissance géotechnique a réalisé les essais suivants :

La réalisation d'un (04) sondages carottés

La réalisation d'essai de pénétration standard (SPT).

La réalisation d'essai préssiométrique de type Ménard

L'analyse des carottes de sondages indique depuis la surface, la séquence lithologique suivante :

Sondage 1:

0.0m – 3.0m : limon sableuse
3.0m – 5.0m : sable
5.0m – 9.0m : limon sableuse
9.0m – 32.0m : argile organique
32.0m – 33.5m : argile limoneuse
33.5m – 37.0m : argile
37.0m – 40.0m : grave

Sondage 2:

0.0m – 2.0m : sable avec gravier
2.0m – 18.0m : sable
18.0m – 25.0m : argile organique
25.0m – 32.5m : sable
32.5m – 40.0m : grave

Sondage 3:

0.0m – 4.5m : Limon sableuse
4.5m – 26.0m : argile organique avec sable
26.0m – 31.0m : sable avec argile
31.0m – 41.5m : grave
41.5m – 45.5m : sable

Sondage 4:

0.0m – 3.0m : sable avec gravier
3.0m – 8.0m : sable
8.0m – 15.0m : argile
15.0m – 28.0m : argile organique
28.0m – 33.0m : sable
33.0m – 40.0m : grave
40.0m – 48.0m : sable avec gravier

Considérant la nature géologique du sol au niveau du sondage qui montre la présence d'argile et de graves de faible portance d'une épaisseur de 5m ~ 28m et comme une couche de portance entre 31m ~ 37m de profondeur depuis la surface. Il est recommandé donc de réaliser des fondations profondes encastrées en couche de graves

b) Les Données hydraulique

Lorsqu'un ouvrage franchit un court d'eau il est indispensable de connaître en dehors du relevé topographique précis du lit les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace et aussi pour apprécier certaines méthodes d'exécution, ces niveaux d'eau sont:

Le niveau des plus hautes eaux (PHE) : PHE=12.65m

Le niveau des plus basses eaux (PBE) : PBE=1.67m

La connaissance des PHE permet de caler le profil en long de l'ouvrage par ce qu'il est d'usage de dessiner un pont en plaçant ses appareils d'appui au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes

La connaissance des PBE (étiage) et de ces périodes permet de phraser les travaux de façon que les fondations soient exécutées dans les meilleures conditions possibles

c) Les affouillements

Les affouillements sont de deux types, Les affouillements locaux, qui sont des surcreusements en forme entonnoir qui se produisent à la base des piles et des points durs dans le lit, sous l'effet des mouvements tourbillonnaires de l'eau, l'autre type c'est l'affouillement général qui est la mise en suspension de tout le fond du lit, sur une épaisseur quelque fois impressionnantes, il faut signaler que les piles de forme circulaire ou à avant-bec arrondis contribue fortement à diminuer ce phénomène

Pour le cas de notre pont qui est soumis à des hauts débits d'eau et donc à l'affouillement on doit protéger les appuis contre ce phénomène

La protection contre les affouillements locaux consiste à disposer des talus d'enrochement ou de boucliers de gabions mais cette solution reste limitée par ce que on doit recharger périodiquement ces derniers car le courant a tendance de les arracher,

la meilleure solution (pour les deux types d'affouillement) c'est de descendre les fondations au-dessus de la profondeur maximale des affouillements

1.2.1.2-Les données climatiques

a) Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par ce phénomène naturel sont fixés par le fascicule 61, titre II. Soit $1,25\text{KN/m}^2$.

b) La température

L'effet de la température est pris en compte dans le calcul du joint de chaussée (pour calculer le souffle) et pour le calcul des appareils d'appui (calcul de la déformation dû à la variation de la température) on adoptera des variations globales de température variant de $+30^\circ\text{C}$ à -40°C , ces variations globales peuvent se décomposer en une partie rapidement variable d'amplitude $\pm 10^\circ\text{C}$

a) Données sismologique

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un Ouvrage sur une construction rigide, les efforts engendrés par le séisme sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Selon le zonage sismique du territoire national donné par le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA2008 la Wilaya d'ELTARF est classée dans la catégorie « II a », c.-à-d. dans une zone de sismicité moyenne. Le coefficient d'accélération de zone A sera $=0.25$ (groupe de pont 1 zone II a)

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II. Introduction

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, notre travail dans ce chapitre consiste à Donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

II.1-Le béton

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (ciment) et non actif (les granulats), d'eau et éventuellement d'adjuvant, constituants un ensemble homogène

a) Dosage en ciment et classe de résistance

Le dosage en ciment et la classe de résistance varient suivant les caractéristiques exigées : résistance mécanique, résistance aux agents agressifs et compacité, les valeurs usuelles du dosage pour le béton armé varient de 350 à 400 Kg/m³ et pour le béton précontraint elles peuvent atteindre 500 Kg/m³

On utilise pour notre projet un béton de ciment type CPA de classe de résistance 32,5 dosé à 400 Kg/m³

b) Dosage en granulats

Le dosage en granulats (gravier ou sable) est déterminé de façon à avoir une compacité optimale, on peut avoir cette compacité par l'utilisation d'une gamme assez complète de dimension de granulats pour bien remplir les vides situés entre les granulats les plus gros

c) Poids volumique du béton

Le poids volumique du béton est de l'ordre de 22KN/m³ le poids volumique du béton armé ou du béton précontraint est pris égale à 25KN/m³ (valeur imposée par les règles BAEL et BPEL)

d) Résistance du béton

➤ Résistance à la compression simple

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci notée f_{c28}

Pour notre projet on adopte les valeurs suivantes :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d'appui} \end{cases}$$

➤ La résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{unité : } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimées en MPa})$$

Pour notre ouvrage :

$$f_{tj} = \begin{cases} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7 \text{ MPa pour le tablier} \\ = 0.6 + 0.06 * 27 = 2.22 \text{ MPa pour les appuis} \end{cases}$$

e) Variation dans le temps de f_{c28}

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression du béton est donnée par les règles BAEL et BPEL :

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours}$$

f) Déformations longitudinales du béton

➤ Déformations instantanées

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut :

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

➤ Déformations différées du béton

On admet que sous contraintes de longue durée d'application (supérieure à 24 heures) le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

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

g) Déformations transversales du béton

Elles sont caractérisées par le Coefficient de poisson ν qui est pris égal à :

$\nu = 0.2$ pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré)

$\nu = 0$ pour les justifications aux états-limites ultimes (béton fissuré)

h) Contrainte de calcul du béton A l'E.L.U.

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

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

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

II.2-Les aciers

les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux types :
 les aciers actifs qui créent et maintient la précontrainte sur le béton
 les aciers passifs nécessaire pour reprendre les effort tranchants ou limiter la fissuration ou bien assurer le montage

II.2.1-Les aciers actifs

Les aciers actifs sont utilisés pour mettre en précontrainte les structures de béton, elles agissent en créant des efforts, elles seront soumises à des fortes tensions, des chutes de tension dans le temps ainsi elles doivent :

- Être de très bonnes qualités
- Être de très fortes résistances élastique
- Avoir une ductilité suffisante
- Avoir une bonne résistance à la corrosion

a) Classes de résistance

On entend par classe de résistance les caractères de garantie f_{peg} et f_{prg} qui désigne :

f_{peg} : résistance élastique garantie

f_{prg} : résistance de rupture garantie

pour le cas de notre projet on utilise des câbles (assemblages de plusieurs torons) composés de torons T15 (toron monocouche un fil central et 6 fils périphériques) de classe 1860 et dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau II.1-caractéristiques de toron

Nature	Classe (f_{prg})	Diamètre (mm)	Section (mm ²)	f_{peg} (MPa)	f_{prg} (MPa)
T15	1860	15.2	139	1660	1860

b) Relaxation

Le phénomène de relaxations de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle est caractérisée par la valeur de relaxation maximale à 1000 heures, les armatures de précontraintes sont classées en 3 groupes, pour notre projet nous optons le groupe des armatures de très basse relaxation (TBR) $\rho_{1000h}=2.5\%$

c) Module de Young

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

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

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

d) La limite élastique

La limite élastique conventionnelle des aciers de précontrainte représente 90% de la résistance garantie f_{peg} ce qui fixe cette limite à $\sigma_p = 0.9 \times 1660 = 1494\text{MPa}$

e) La relation contrainte-déformation

dans le calcul en état limite ultime, il est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation aux différents stades de calcul, le BPEL donne pour les fils et les torons les équations de calcul suivantes :

pour $\varepsilon_p < \frac{0.9f_{peg}}{E_p \gamma_p}$, la contrainte de calcul vaut $\sigma_p = \varepsilon_p E_p$ avec $\gamma_p = 1.15$

pour $\varepsilon_p > \frac{0.9f_{peg}}{E_p \gamma_p}$, σ_p est déterminé par la relation suivante

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

II.2.2-Les aciers passifs

Les aciers passifs sont les aciers courants à haute adhérence comme celle utilisée pour le béton armé, ils sont utilisés pour :

reprendre les efforts de traction pour les zones tendues de béton

reprendre l'effort tranchant

pour le cas de notre projet on utilise des aciers FeE400 (limite élastique = 400MPa)

type I

a) Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal " E_s " des aciers passifs est égale à :
 $E_s = 200\,000\text{MPa}$

b) La relation contrainte déformation

Pour le calcul à L'ELU le BAEL donne les équations suivantes

pour $\varepsilon_s < f_e / \gamma_s E_s$ la contrainte vaut $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$

pour $\varepsilon_s > f_e / \gamma_s E_s$ la contrainte vaut $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ avec

γ_s : coefficient de sécurité pris égal à 1.15 dans le cas général et 1 dans le cas accidentel

pour le calcul à L'ELS on ne limite pas la contrainte sauf dans le cas où la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte d'un acier de type HA est limitée dans le cas d'une fissuration préjudiciable par $\sigma_{st} = \text{MAX}(0.5f_{tj}, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ (MPa)

CAHRIERE III

PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES DU TABLIER

III.1-Présentation de la structure

Les ponts à poutres Préfabriquées Précontraintes par Post Tension (VIPP) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales en béton précontraint de hauteur constante, Solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis en béton armé de faible épaisseur supportant la Chaussée.

Les ouvrages de type VIPP sont largement utilisés dans la gamme des ponts de Moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité, Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, et cette impression est renforcée lorsque la brèche est de faible hauteur ou que le tablier est large.

III.1.1-Les avantages et les inconvénients

➤ Les avantages

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol

La préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan Économique; Meilleure utilisation de la matière ;

Possibilité de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier

Le fonctionnement isostatique de la structure la rend particulièrement insensible aux Déformations imposées en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets Du gradient thermique.

➤ Les inconvénients

Ce type de pont ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biaisés ou courbes

La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs Transversaux de véhicules hors gabarits.

III.2-Implantation des appuis

L'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe. S'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, cette implantation doit être examinée avec soin. La situation favorable se présente lorsqu'une collaboration efficace s'instaure entre le Spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art.

Pour notre projet l'implantation des appuis sera faite de façon à s'éloigner le plus possible de la sinuosité du oued ce qui fixe le nombre de travée à cinq et la

longueur d'une travée à 31m

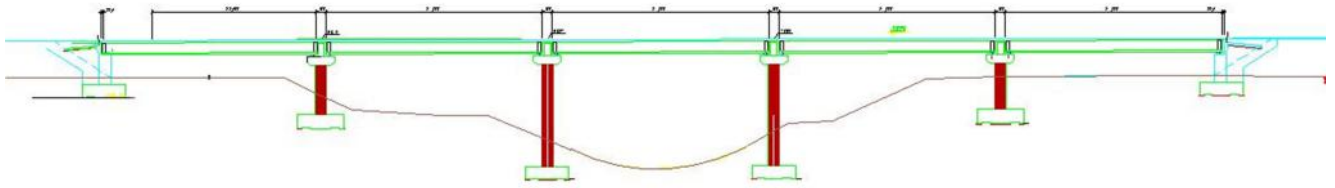


Fig. III.1-implantation de l'ouvrage

III.3-Pré dimensionnement des éléments du tablier

Le pré dimensionnement qu'on va donner est près par des considérations de résistance mécanique

le pré dimensionnement se fait selon les documents SETRA

III.3.1.-Pré dimensionnement de la poutre

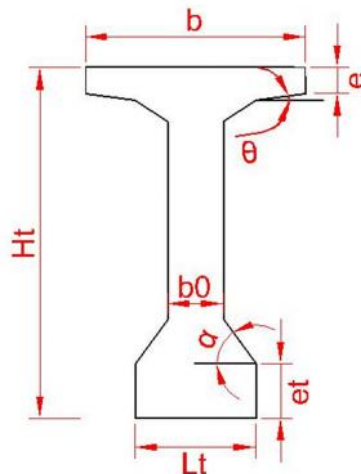


Fig. III.2-section de la poutre à pré dimensionnée

➤ La hauteur H_t

L'élanement usuel des poutres se situe aux environs de $1/17$ et $1/20$ de la portée pour $L=30m$ on trouve $1.5 < H_t < 1.76m$ on adopte $1.6m$

➤ Le nombre de poutres (N)

Le nombre des poutres est déterminé par la formule suivante :

$$N = (L_a / d) + 1$$

L_a : entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à $12m$

d : entraxe des poutres : $1,5 < d < 2,5$

On fixe l'espacement à: $d = 2 m$

$$N = (12 / 2) + 1 = 7 \text{ poutres. Donc } N = 7 \text{ poutres}$$

a) Les Dimensions de la table de compression.**➤ La Largeur de la table de compression (b)**

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, Pour alléger les poutres et faciliter la manutention, il faut réduire le plus possible la largeur des tables de compression mais il ne faut pas descendre en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur, parce qu'il y a un risque de déversement des poutres qui parvient lors de la manutention

$$0,6 Ht \leq b \leq 0,7 Ht \quad (Ht=1.6m).$$

$$0.96m \leq b \leq 1.12m$$

On prend : $b = 1 \text{ m}$

Pour le coffrage de l'hourdis on utilise des prédalles en béton armé. Simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression donc il faut dégager les dimensions de 5cm x 4 cm. sur les deux extrémités de la table de compression.

➤ L'épaisseur de la table de compression (e)

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \text{ Donc on fixe : } e = 12 \text{ cm}$$

b) Le Talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, ils doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement,

➤ Largeur du talon (Lt)

La largeur du talon varie entre $50 \leq Lt \leq 80 \text{ cm}$ On prend la valeur $Lt=55 \text{ cm}$,

➤ épaisseur du talon (et)

On prend $e_t = 25 \text{ cm}$

c) l'âme**➤ Epaisseur de l'âme en travée (b0)**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum Constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Dans cette zone la détermination de l'épaisseur de l'âme est conditionne surtout par l'utilisation du type du coffrage,

Dans la supposition d'un coffrage métallique b_0 varie : $18 \leq b_0 \leq 25 \text{ cm}$

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

➤ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b0)

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée, au droit de cette zone L'épaisseur de l'âme varie $25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$

On fixe : $b_0 = 30 \text{ cm}$, et concernant la longueur de l'épaissement (L) on prévoit en

premier lieu une variation linéaire de 0.5m (de façon à avoir une pente qui ne dépasse pas $1/3$) puis une longueur constante de 4m sur chaque extrémité

d) Goussets

➤ Gousset du talon

Il permet d'avoir une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Pour ces raisons il faut avoir une tangente de l'angle comprise entre 1 et 1,5, On prend α de gousset 53°

En travée : $e_3=20\text{cm}$. A l'appui: $e_3=16.66\text{cm}$.

➤ Goussets de La jonction de l'âme et de la table de compression:

La face inférieure de la table de compression présente une légère pente qui est prise égale à $\theta=7.8^\circ$

En travée: $e_1=3.08\text{cm}$.

A l'appui: $e_1=2.74\text{cm}$

La jonction de l'âme avec la face inférieure de la table de compression est assurée par un autre gousset supérieur qui a pour rôle de :

Facilité, par sa forme, la mise en oeuvre du béton

il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans des bonnes conditions. Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 15 cm x 15 cm.

Pour notre projet on prend les dimensions : 15 cm x 10 cm

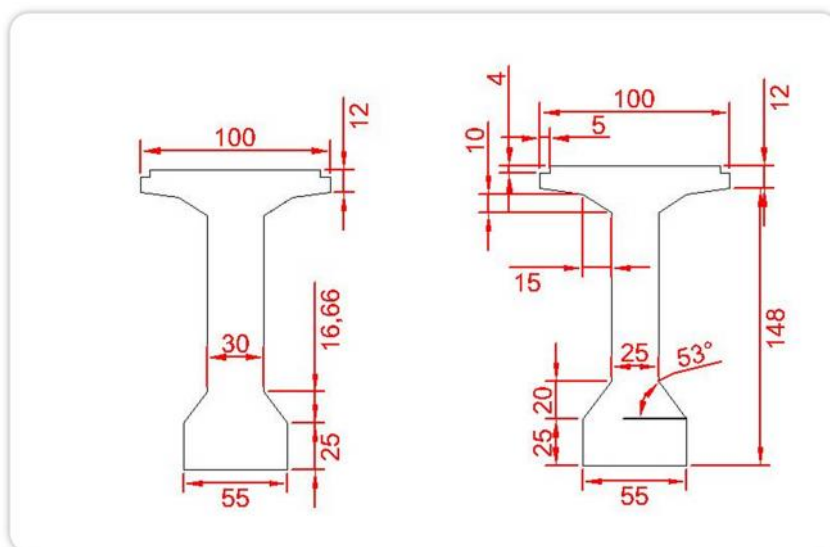


Fig.III.3 Dimensions de la section des poutres sur appui (à gauche) et en travée (à droite)

III.3.2-Pré dimensionnement de l'hourdis

On utilise un hourdis général c.-à-d. un hourdis couler sur place et réalisé au-dessus des poutres sur toute la largeur du tablier. Les coffrages utilisés pour couler l'hourdis sont des coffrages perdus en béton armé. Simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression

➤ **Longueur d'hourdis**

La longueur de l'hourdis est égale à la longueur des poutres,

➤ **Largeur de l'hourdis**

La largeur de l'hourdis est déterminée en tenant compte de la largeur roulable, la largeur des Trottoirs est fixé à 13m

➤ **Épaisseur de l'hourdis**

L'épaisseur de l'hourdis varie selon l'entraxe des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de l'hourdis est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions Transversale; l'épaisseur de l'hourdis varie entre : $20 \leq h_0 \leq 30$

On fixe pour notre pont : $h_0 = 22\text{cm}$

Pour le coffrage on utilise des prédalles de dimensions 109cm x 3.5cm

III.3.3-La zone d'about

L'about d'une poutre c'est un débord au-delà de l'axe des lignes d'appui il permet l'ancrage du câble de précontrainte à la partie inférieure (câble destiné à bien comprimer la partie inférieure de la poutre reposant sur un appareil d'appui pour éviter toute rupture fragile) de la poutre il est généralement de l'ordre de 50cm à 60cm

On fixe une valeur de 50cm

III.3.4-Pré dimensionnement des entretoises

On utilise seulement des entretoises sur chaque extrémité travée (au droit des lignes d'appui)

Ces entretoises assurent l'encastrement en torsion des poutres et servent comme support pour le vérinage du tablier, lorsqu'un changement des appareils d'appui est nécessaire

Leur épaisseur dépend essentiellement des conditions de bonne mise en oeuvre du béton, et les efforts qu'elles sont amenées à subir du fait de leur rôle de rigidification de la section transversale elle est généralement de l'ordre de 25 à 30 cm.

Pour notre pont On fixe une épaisseur de 30cm et une hauteur constante entre les parements inférieurs de l'entretoise et la face supérieure de l'hourdis de 118.34cm pour faciliter l'accès aux appareils d'appui. sa longueur = $200 \times 6 - 30 = 1170\text{cm}$ (6 c'est le nombre de poutres et 200cm c'est l'entraxe entre poutres)

III.3.5-Les équipements du tablier

Par définition, ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect (notamment les corniches et les dispositifs de retenue), sur la sécurité des usagers (dispositifs de retenue et bordures de trottoirs) et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement, ...).

➤ **Etanchéité**

Le système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure Béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage, il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier (chaussée, trottoirs). Il est raccordé aux points singuliers (pénétrations, avaloirs, joints de chaussées, etc.).

➤ **Couche de roulement**

Les couches de roulement mises en oeuvre sur les tabliers d'ouvrages routiers ou autoroutiers sont similaires, à celles utilisées sur chaussées courantes. Elles doivent offrir un bon uni, des caractéristiques antidérapantes et présenter une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. Leur épaisseur est de l'ordre de 6 à 12 cm, en fonction des formulations et du trafic pour notre projet elle est fixée à 6 cm.

➤ **Les trottoirs**

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons, en les isolant en général par simple surélévation de 16 cm à 20 cm, de la circulation automobile, pour les ponts autoroutiers on n'utilise pas les trottoirs mais seulement s'il est nécessaire on utilise un passage de service d'environ 40 cm qui assure aussi l'encastrement des dispositifs de retenue. Pour notre pont on adopte un passage 51 cm × 21 cm.

➤ **Dispositifs de retenue**

Les ponts sont équipés de dispositifs de retenue qui permettent d'assurer la sécurité des piétons, des usagers et des véhicules circulant sur l'ouvrage.

Ces dispositifs peuvent être :

Des garde-corps pour les piétons,

Des barrières de niveau N (parfois dénommées glissières) pour les véhicules légers,

des barrières de niveau H pour les cars et les poids lourds,

Le choix des dispositifs de retenue est conditionné par un certain paramètre tel que le type de la voie portée (autoroute route expresso ...) de l'implantation de l'ouvrage (milieu urbain ou rase campagne...) présence ou non de piétons,

Pour notre pont (pont autoroutier où la circulation piétonnière n'est pas autorisée) on est obligé d'assurer la sécurité du poids lourd il est donc opportun de choisir des barrières de niveau H.

Sur le côté gauche (cote du terre-plein central) on opte des séparateurs continus en béton coulé en place de type GBA (masse de 570kg/m), tandis que dans le côté droit on opte le type BN4 caractérisé par une masse linéaire de 65kg/m, les supports de ce type de barrière transmettent à leur encastrement :

Une force transversale de 300KN

Un moment concomitant d'axe longitudinal de 200KNm

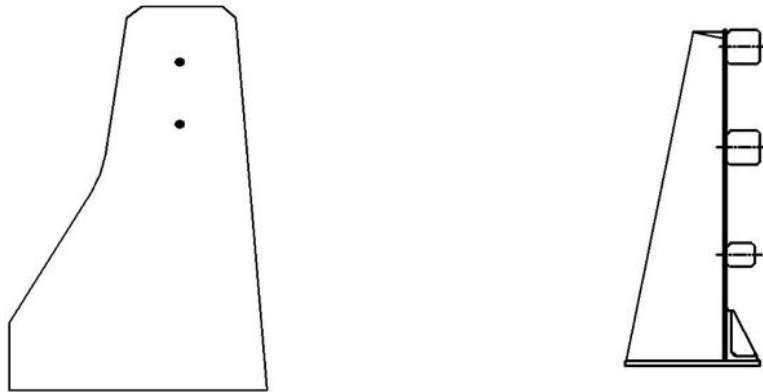


Fig.III.4-séparateur de type GBA (à gauche) et barrière de type BN4 (à droite)

➤ Les appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts (horizontaux et verticaux) entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté.

Pour notre projet on utilise les appareils d'appui les plus utilisés sur les ponts courants qui sont les appareils en élastomère fretté. Ils sont constitués d'un empilage de feuillets d'élastomère (néoprène d'épaisseur de 8 à 16 mm) associés par vulcanisation à des frettes en acier doux. Ce système de frettage leur permet de résister à des taux de compression très élevés. Leur dimensionnement sera abordé par la suite

➤ Joints de chaussées

Les joints de chaussées permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux ouvrages discontinus, et remplissent les conditions suivantes :

- assurer la liberté de mouvement du pont ;
- donner une continuité de la surface de roulement ;
- ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

Il existe plusieurs types de joint de chaussée, les paramètres déterminant pour le choix d'un modèle de joint sont : le souffle (le déplacement relatif maximal prévisible

des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes) et le trafic. Le calcul du souffle et choix du type de joint de chaussée sera abordé par la suite

➤ **Les corniches**

Les corniches font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage. Elles ont pour fonction d'habiller et de protéger les bords du tablier, de couronner et desouligner la continuité du profil en long.

On adopte des corniches préfabriquées en béton armé, d'une aire de section transversale=870cm²

➤ **Dispositif d'évacuation des eaux**

Ces dispositifs sont destinés à assurer l'écoulement et l'évacuation des eauxpluviales sur le tablier. Ils permettent une protection du tablier contre les infiltrationsdans la couche de roulement et une évacuation rapide de l'eau sur letablier, afin d'éviter tout risque d'inondation de la chaussée.

III.3.6-les Plots parasismiques

Ce sont des dispositions qui ont pour but d'éviter les déplacements entre le tablier et ces appuis en cas d'un séisme, on prévoit pour notre pont des plots implanté transversalementsur les appuis, la hauteur de ces butés h doit être supérieure à la hauteur de l'appareil d'appui plus la hauteurdu dés d'appui plus 10cm on prévoit alors une hauteur de 40cm avec un jeu de 2 cm entre le parement du plot et le parement du dé d'appui pour que les déformations soit libre

III.4-Caractéristiques géométriques des sections

a) Définitions

➤ La section brute

La section brute c'est la section du béton seul c.-à-d. celle définie par les dessins du coffrage elle est utilisée pour le calcul du poids propre, celui de l'inertie,

➤ La section nette

La section nette c'est la section qu'on obtient à partir de la section brute, en soustrayant les aires brutes des vides longitudinaux, comme on connait pas a priori les aires brutes des vides on utilise alors des formules qui approchent les résultats réels cette section est utilisée pour les calculs approchés en béton précontraint

b) Notations

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

h_i : hauteur de la section élémentaire (i)

b_i : largeur de la section élémentaire (i)

R_i : l'aire de la section du rectangle élémentaire (i)

T_i : l'aire de la section du triangle élémentaire (i)

Z_i : position du C.D.G. de la section (i) par rapport à l'axe (Δ)

I_{0b} : Moment d'inertie d'une section brute élémentaire

Pour une section triangulaire $I_{0b} = bh^3/36$

Pour une section rectangulaire $I_{0b} = bh^3/12$

$m_{\Delta b}$: Moment statique de la section brute considérée par rapport à (Δ)

$I_{\Delta b}$: Moment d'inertie de la section brute considérée par rapport à (Δ)

$m_{\Delta n}$: Moment statique de la section nette considérée par rapport à (Δ)

$I_{\Delta n}$: Moment d'inertie de la section nette considérée par rapport à (Δ)

V_b : distance entre le centre de gravité de la section brute considérée et la fibre extrême supérieure

V_n : distance entre le centre de gravité de la section nette considérée et la fibre extrême supérieure

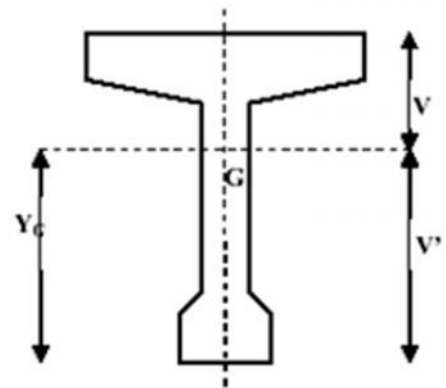
V'_b : distance entre le centre de gravité de la section brute considérée et la fibre extrême inférieure

V'_n : distance entre le centre de gravité de la section nette considérée et la fibre extrême inférieure

I_{Gb} : Moment d'inertie de la section brute considérée par rapport au centre de gravité.

I_{Gn} : Moment d'inertie de la section nette considérée par rapport au centre de gravité.

B_b : l'aire de la section brute considérée



B_n : l'aire de la section nette considérée

les caractéristiques nettes des sections sont données par les formules approchées suivantes :

$$B_n \text{ (nette)} = B_b \text{ (brute)} - 5\% B_b \text{ (brute)}$$

$$m_{\Delta n} \text{ (nette)} = m_{\Delta b} \text{ (brute)} - 5\% m_{\Delta b} \text{ (brute)}$$

$$I_{\Delta n} \text{ (nette)} = I_{\Delta b} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta b} \text{ (brute)}$$

$$V' = \frac{m_{\Delta n}}{B_n} \text{ et } v = h - v'$$

$$I_{Gn} = I_{\Delta n} - m_{\Delta n} \times V'$$

$$\text{Rendement géométrique: } = \frac{I_{Gn}}{(V \times V' \times B_n)}$$

III.4.1-Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre seule :

Tableau III.1. Caractéristiques géométriques de la section brute de la poutre seule

section	h (cm)	b (cm)	2xbxh (cm ²)	Z (cm)	$m_{\Delta b} = BXZ$ (cm ³)	I_{ob} (cm ⁴)	$I_{\Delta b} = Iob + BxZ^2$ (cm ⁴)
R1X2	4	-5	-40	158	-6320	-53.33	-998613.33
R2X2	12	37.5	900	154	138600	10800	21355200
T3X2	3.08	22.5	69.3	146.97	10185.021	36.52	1496929.06
R4X2	3.08	15	92.4	146.46	13532.904	73.045	1982102.16
T5X2	10	15	150	141.58	21237	833.33	3007567.79
T6X2	20	15	300	31.66	9498	6666.67	307373.34
R7X2	25	15	750	12.5	9375	39062.5	156250
R8X2	160	12.5	4000	80	320000	8533333.33	341133333.33

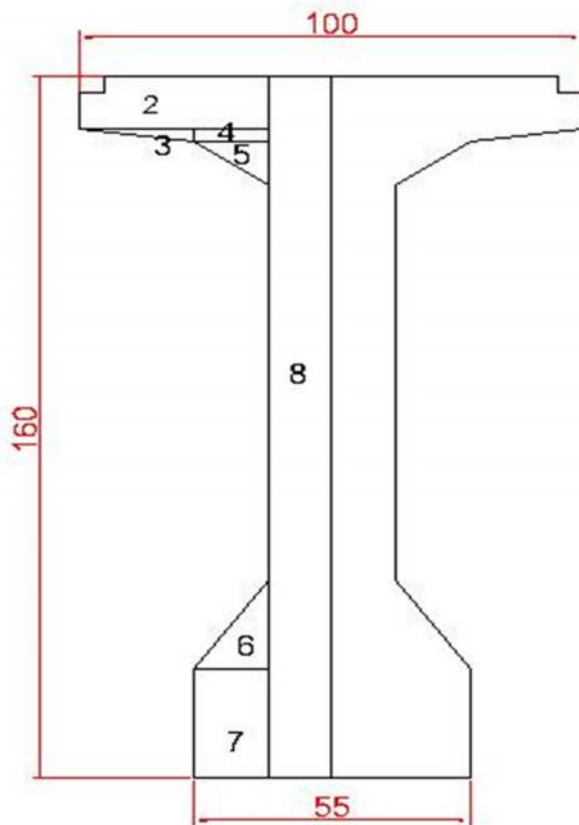


Fig.III.4- Section médiane de la poutre seule

Tableau.III.2-caractéristiques géométrique brute et nette de la section médiane de la poutre seule

B_b brute (cm^2)	6221.7
B_n nette (cm^2)	5910.615
$m_{\Delta b}$ brute (cm^3)	516107.925
$m_{\Delta n}$ nette (cm^3)	490302.529
V'_b (cm)	82.95
$I_{\Delta b}$ brute (cm^4)	61440142.36
$I_{\Delta n}$ nette (cm^4)	55296128.12
I_{Gb} brute (cm^4)	18627504.3
I_{Gn} nette (cm^4)	14625533.34

V'_n (cm)	82.95
V_n (cm)	77.05
I_{Gn} (cm^4)	14625533.34
B_n (cm^2)	5910.615
Rendement géométrique (%)	38.71

III.4.2-Caractéristiques géométriques de la Section médiane (poutre +hourdis) :

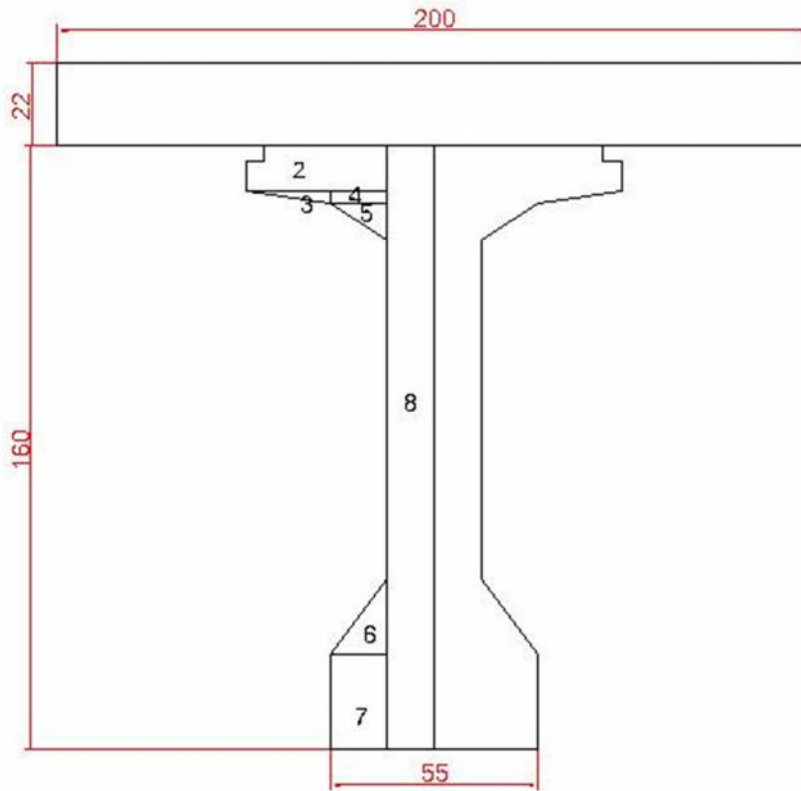


Fig.II.5.section médiane de la poutre plus hourdis

Tableau.II.3des caractéristiques géométriques de la section de la poutre et l'hourdis

Section	h (cm)	b (cm)	B_b (cm ²)	Z (cm)	$m_{\Delta b}$ (cm ³)	I_{0b} (cm ⁴)	$I_{\Delta b}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	-	-	6221.7	82.95	516107.92	8590752.07	61440142.36
Section de L'hourdis	22	200	4400	171	752400	177466.67	128837866.67

Tableaux III.4-caractéristiques géométriques brute et nette de la section médiane (poutre plus dalle)

B_b brute (cm^2)	10621.7
B_n nette (cm^2)	10310.61
$m_{\Delta b}$ brute (cm^3)	1268507.92
V'_b (cm)	119.42
$m_{\Delta n}$ nette (cm^3)	1242702.52
$I_{\Delta b}$ brute (cm^4)	190278009.03
$I_{\Delta n}$ nette (cm^4)	184133994.7
I_{Gb} brute (cm^4)	38800496.43
I_{Gn} nette (cm^4)	34351058,87

V'_n (cm)	120.53
V_n (cm)	61.47
I_{Gn} (cm^4)	34351058,879
B_n (cm^2)	10310.615
Rendement géomatique ρ (%)	44.96

III 4.3-Caractéristiques géométriques de la Section d'about de la poutre seul:

on utilise les mêmes notations que celle de la section médiane

Tableau III.5Caractéristiques géométriques de la section de la poutre seule :

Section	h (cm)	b (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	$m_{\Delta b}=B \times Z$ (cm^3)	I_{0b} (cm^4)	$I_{\Delta b} = I_{0b} + B \times Z^2$ (cm^4)
R1×2	4	-5	-40	158	-6320	-53,33	-998613,33
R2×2	12	35	840	154	129360	10080	19931520
T3×2	2,74	20	54,8	146,97	8053,956	22,86	1183712,77
R4×2	2,74	15	82,2	146,46	12039,01	51,47	1763285,12
T5×2	10	15	150	141,58	21237	833,33	3007567,79
T6×2	16,66	12,5	208,25	31,66	6593,19	3211,16	211951,71
R7×2	25	12,5	625	12,5	7812,5	32552,08	130208,33
R8×2	160	15	4800	80	384000	10240000	40960000

Tableaux III.6-des caractéristiques géométriques brute et nette de la section d'about (section de la poutre seule)

B_b brute (cm^2)	6720.25
B_n nette (cm^2)	6384.237
$m_{\Delta b}$ brute (cm^3)	562775.663
$m_{\Delta n}$ nette (cm^3)	534636,88
$I_{\Delta b}$ brute (cm^4)	66189632.41
$I_{\Delta n}$ nette (cm^4)	59570669,17
I_{Gb} brute (cm^4)	19060962.06
I_{Gn} nette (cm^4)	14800176.84

V'_n (cm)	83,74
V_n (cm)	76.26
I_{Gn} (cm^4)	14800176.84
B_n (cm^2)	6384.237
Rendement géomatique ρ (%)	36.30

III.4.4 Caractéristiques géométriques de la Section d'about de la poutre plus hourdis :

Tableau III.7 caractéristiques géométriques de la section de la poutre et l'hourdis

Section	h (cm)	b (cm)	B_b (cm ²)	Z (cm)	$m_{\Delta b}$ (cm ³)	I_{ob} (cm ⁴)	$I_{\Delta b}$ (cm ⁴)
Section de poutre	-	-	6720.25	83.74	562775.6 63	1028669 7.53	6618963 2.41
Section de L'hourdis	22	200	4400	171	752400	177466.6 7	1288378 66.67

Tableaux III.8. des caractéristiques géométriques brute et nette de la section d'about (section de la poutre plus hourdis)

B_b brute (cm ²)	11120.25
B_n nette (cm ²)	10784,23
$m_{\Delta b}$ brute (cm ³)	1315175,663
$m_{\Delta n}$ nette (cm ³)	1287036,88
$I_{\Delta b}$ brute (cm ⁴)	195027499,07
$I_{\Delta n}$ nette (cm ⁴)	188408535,839
I_{Gb} brute (cm ⁴)	39494825,164
I_{Gn} nette (cm ⁴)	34813554,58

$V' n$ (cm)	119,34
$V n$ (cm)	62,65
I_{Gn} (cm ⁴)	34813554,58
B_n (cm ²)	10784.23
Rendement géomatique ρ (%)	43,17

CHAPITRE IV

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV-Calcul des Charges et surcharges

IV.1-Calcul des charges permanentes du tablier

Les charges permanentes sont définies à partir des dimensions exactes des éléments constituant le tablier, le volume ainsi trouvé étant multiplié par le poids volumique du matériau qui est de 25KN/m^3 pour le béton armé ou précontraint,

Les charges permanentes du tablier comprennent :

Le poids propre des éléments porteurs (qu'on appelle aussi charges permanentes CP):
poutres, dalle, entretoise

Le poids propre des éléments non porteurs (complément des charges permanentes CCP) :
trottoirs, corniche, glissières de sécurité, revêtement

IV.1.1-Calcul des Charges permanentes CP

a) Les Poutres

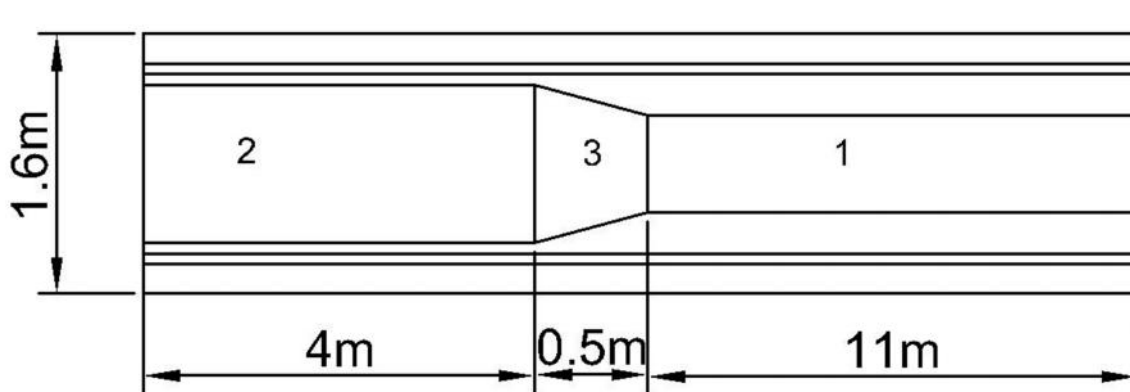


Fig.IV.1- vue longitudinale d'une demi-poutre

le poids totale d'une poutre est : $M_t = M_1 + M_2 + M_3$

$M_i = L_i \times \text{poids volumique du BP} \times B_{bi}$ tel que :

$M_1 =$ poids totale de la partie de la poutre engendrée par la section brute de mi porté

$M_2 =$ poids totale de la partie de la poutre engendrée par la section brute d'about

$M_3 =$ poids de la partie de la poutre engendrée par la section brute d'épaissement

B_{bi} : aire de la section brute i et $L_i =$ sa longueur;

$B_{b1} = 0.622 \text{ m}^2$ et $L_1 = 22 \text{ m}$, $B_{b2} = 0.672 \text{ m}^2$ et $L_2 = 8 \text{ m}$, $B_{b3} = 0.647 \text{ m}^2$ et $L_3 = 1 \text{ m}$

Donc $M_1 = 22 \times 0.622 \times 25 = 342.10 \text{ KN}$

$M_2 = 8 \times 0.672 \times 25 = 134.40 \text{ KN}$

$M_3 = 1 \times 0.647 \times 25 = 16.18 \text{ t KN}$

\Rightarrow le poids total d'une poutre : $M_t = 342.10 + 134.40 + 16.18 = 492.68 \text{ KN}$

le poids total de tous les poutres (7 poutres) : $CP_1 = 492.68 \times 7 = 3448.76 \text{ KN}$

et par mètre linéaire $CP_1 = 3448.76 / 31 = 111.2 \text{ KN/ml}$

b) La Dalle

L'épaisseur de la dalle=0.22m et la largeur =13m
 donc $CP2=0.22 \times 13 \times 25=65\text{KN/ml}$

⇒ Le poids total $CP=CP1+CP2=111.2+65=176.2\text{KN/ml}$

c) Les entretoises

L'épaisseur de l'entretoise =0.30m et sa hauteur =1.18m tandis que sa longueur =11.7m donc le poids total d'une entretoise = $1.18 \times 0.3 \times 11.7=4.14\text{KN}$,
 pour les deux entretoises on a un poids total = $4.14 \times 2=8.28\text{KN}$

IV.1.2-Calcul des Complément des charges permanentes**a) Le Revêtement (couche de roulement +étanchéité)**

La largeur du revêtement=12 m et son épaisseur =0.06m
 $M_r=24 \times 12 \times 0.06=17.28\text{KN/ml}$

b) Les trottoirs

Pour notre pont on n'a pas des trottoirs mais seulement un socle en béton armé du côté droit pour assurer l'encastrement de la barrière BN4
 l'aire de surface de ce socle= $0.51 \times 0.21=0.107\text{m}^2$
 donc le poids du socle = $0.107 \times 25=2.67\text{KN/ml}$

c) Les corniches

L'aire de la section transversale d'une corniche= 870cm^2 , on obtient alors un poids linéaire pour les deux corniches = $2 \times 0.087 \times 25=4.35\text{KN/ml}$

d) Les dispositifs de retenue

Dans le côté droit on a une barrière type BN4 dont le poids = 0.65KN/ml
 dans le côté gauche un séparateur continu en béton de type GBA dont le poids = 5.70KN/ml

e) Les prédalles

L'aire de section d'une prédalle= $1.09 \times 0.035=0.038\text{m}^2$
 le poids total des prédalles(6) = $6 \times 0.038 \times 25=5.7\text{KN/ml}$

Enfin on obtient :

- **le poids du complément des charges permanentes CPP :**
 $CPP=17.28+2.67+4.35+0.65+5.70+5.70=36.35\text{KN/ml}$
- **le poids total du tablier par mètre linéaire :**
 $G=CP+CPP=176.2+36.35=212.55\text{KN/ml}$
- **Le poids total du tablier**= $212.55 \times 31+8.28=6597.33\text{KN}$

Tableau.IV.1-récapitulatif des résultats de calculs

désignations	Eléments	Poids linéaire (KN /ml)	Poids total(KN)
CP	Poutres	111.2	3447.2
	Dalle	65	2015
	entretoises	-	8.28
CPP	revêtement	17.28	535.68
	trottoir	2.67	82.77
	Corniches	4.35	134.85
	Dispositifs de retenue	6.35	196.85
	Pré dalles	5.7	176.7
Poids total du tablier		212.55	6597.33

IV.1.3-Les sollicitations engendrées par le poids propre

L'effort tranchant

l'effort tranchant max est au droit des appuis (réactions)

La portée L=30m (portée biaisée)

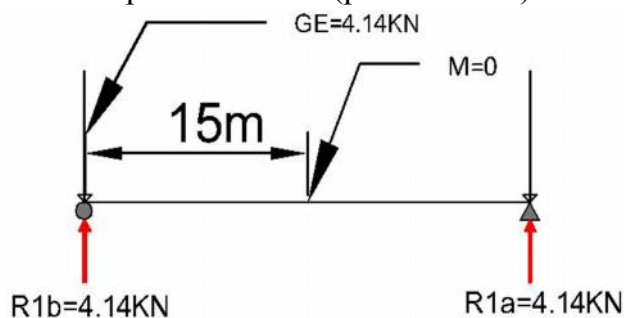


Fig.IV.2 action des entretoises

les réactions dues par les entretoises seuls : $R_{1a}=R_{1b}=4.14\text{KN}$

les réactions dues au poids total sans tenir compte du poids de l'entretoise

$$R_{2a}=R_{2b} = G \times \frac{L}{2} = 212.55 \times \frac{30}{2} = 3188.25 \text{ KN}$$

donc les réactions totales : $R_{\max}=R_a=R_b=3188.25+4.14=3192.39\text{KN}$

Le moment fléchissant

Le moment fléchissant est max à mi travée $x = \frac{L}{2}$

Le moment fléchissant due par les entretoises seuls est=0 et par le poids total

$$M_{\max}=G \times \frac{L^2}{8} = 212.55 \times \frac{30^2}{8} = 23911.88\text{KNm}$$

IV.2-Calcul des sollicitations maximums dus aux surcharges

Les surcharges à prendre en compte pour le calcul des ponts routiers sont définies par le fascicule 61 titre 2, ces surcharges sont

Le système de charges A(L).

le Système de charges B (système Bc et système Bt, et système Br)

Les charges militaires (système Mc (Mc80., Mc120))

Les Charges exceptionnelles (convoi type D)

Les surcharges de trottoirs.

La surcharge dus au vent

Avant de commencer le calcul des surcharges le fascicule 61 titre 2 introduit les définitions suivantes :

largeur roulable L_r : largeur mesuré entre bordure ou dispositifs de retenue pour notre pont
 $L_r = 12\text{m}$

largeur chargeable L_c : $L_c = L_r$ s'il y a des bordures ou L_r diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue ; lorsqu'il existe , pour notre pont on a des dispositifs de retenue sur les deux bords alors :

$$L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 12 - 1 = 11\text{m}$$

nombre de voies : $n = \text{la partie entière}(L_c/3 = 11/3 = 3) = 3 \text{voies}$

classe de pont : on a $L_r = 11\text{m} > 7\text{m}$ donc le pont est du première classe

IV.2.1-Le système de charges A(L).

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur(L) chargée suivant la loi :

$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$ (KN/m²) cette charge tient compte des majorations pour effets dynamiques

L : la longueur chargée exprimée en m,

IV.2.1.1- Règles de détermination des zones à surcharger

➤ Dans le sens transversal

Il faut chargée un nombre entier de voies de circulation, en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(L) est multipliée par le coefficient a_1 du tableau suivant :

Tableau IV.2- valeur du coefficient a_1

Nombre de voies chargées		1	2	2	4	5
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.75
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge $A_1(L)=a_1 \times A(L)$ ainsi obtenu doit être multipliée par un autre coefficient $a_2, a_2=v_0/v$

v : largeur d'une voie, $v_0=3.5\text{m}$ pour un pont de première classe

donc la charge à appliquer sur toute la largeur des voies considérées est: $A_2(L)=a_1 \times a_2 \times A(L)$

➤ **Dans le sens longitudinal :**

l'effet max d'une charge uniformément répartie d'étendu variable sur une poutre isostatique s'obtient en utilisant les lignes d'influence :

le moment fléchissant max pour l'ensemble de la poutre est situé à mi porté en chargeant la totalité de la poutre (entre zéros de ligne d'influence)

l'effort tranchant max pour l'ensemble de la poutre est au droit des appuis en chargeant la totalité de la poutre (limite de la région de la poutre pour laquelle les ordonnées de la ligne d'influence sont de même signe)

IV.2.1.2-cas de chargements et détermination des sollicitations

➤ **1^{er} cas : une voie chargée**

$$\text{On a } A(L)=2.3 + \frac{360}{30+12} = 10.87 \text{ KN/m}^2$$

Pont de 1^{ere} classe, nombre de voies chargées = 1, $v=3.5\text{m}$

donc d'après le tableau ci-dessus :

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 3.5/3.5=1$$

$$\text{donc : } A_2(L)=A(L) \times a_1 \times a_2 \times V=10.871 \times 1 \times 1 \times 3.5=38.05 \text{ KN/ml}$$

➤ **les sollicitations max**

L'effort tranchant max

la portée $L=30\text{m}$

$$R_a=R_b=A_2(L) \times \frac{L}{2}=38.05 \times \frac{30}{2}=570.74 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant max ($x = \frac{L}{2}$)

$$M_{\max}=A_2(L) \times \frac{L^2}{8}=38.05 \times \frac{30^2}{8}=4280.51 \text{ KNm}$$

➤ **2^{eme} cas : deux voies chargées :**

Pont de 1^{ere} classe, nombre de voies chargées = 2

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2=1$$

$$A_2(L)=A(L) \times a_1 \times a_2 \times 2 \times V=10.87 \times 1 \times 1 \times 2 \times 3.5=76.1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant max

$$R_a=R_b=A_2(L) \times \frac{L}{2}=76.1 \times \frac{30}{2} = 1141.47 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant max ($x = \frac{L}{2}$)

$$M_{\max}=A_2(L) \times \frac{L^2}{8}=76.1 \times \frac{30^2}{8}=8561.03 \text{ KNm}$$

➤ **3^{ème} cas : trois voies chargées**

Pont de 1^{ère} classe, le nombre de voies chargées = 3

$a_1=0.9$ et $a_2=1$

$A_2(L)=A(L) \times a_1 \times a_2 \times 3 \times V=10.87 \times 0.9 \times 1 \times 3 \times 3.5=102.73 \text{KN/ml}$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant max

$$R_a=R_b=A_2(L) \times \frac{L}{2}=102.73 \times \frac{30}{2} = 1540.97 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant max ($x=\frac{L}{2}$)

$$M_{\max}=A_2(L) \times \frac{L^2}{8}=102.73 \times \frac{30^2}{8}=11557.24 \text{ KNm}$$

IV.2.2.-le Système de charges B

Il comprend trois systèmes distinctes B_c , B_t , B_r

Les charges du système B sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique δ donné par la formule suivante :

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

Tel que

L : portée de la travée étudiée

G : poids total de la dite travée

S : poids total maximal des essieux du système B (après multiplication par le coefficient b) disposée sur cette travée

IV.2.2.1.-Système B_c

Le système B_c se compose de deux camions (file) de poids individuel =300KN,

IV.2.2.2.-Les règles de dispositions du convoi de manière à obtenir l'effet maximum

La disposition ainsi que la distance entre deux camions d'une même file dans le sens longitudinale est donnée par la figure suivante :

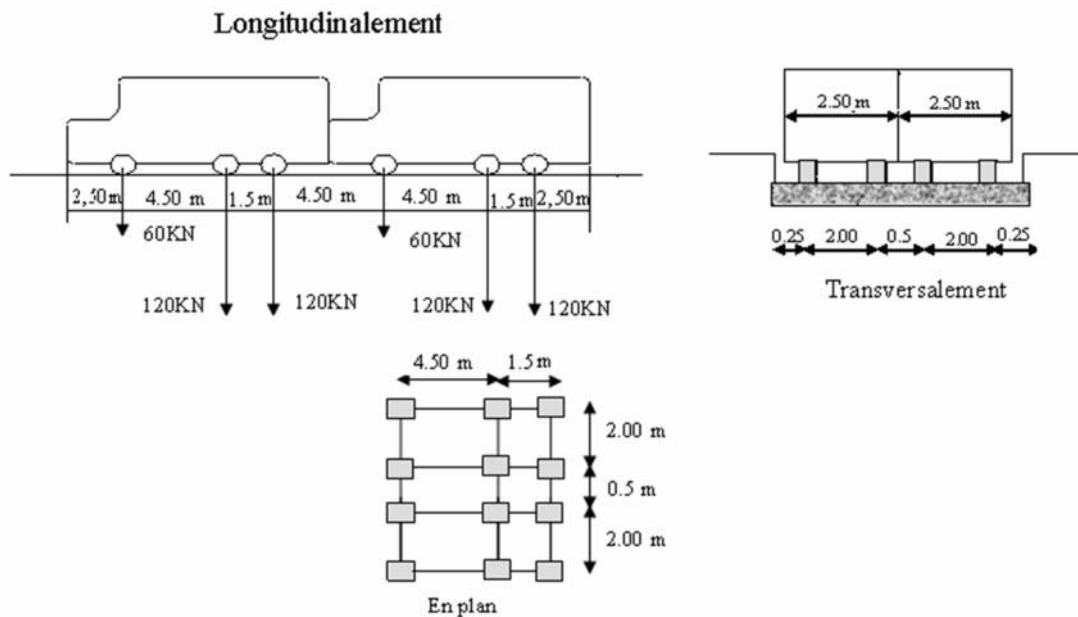


Fig. IV.3-représentation schématique du système Bc

➤ **Dans le sens transversal**

le nombre maximal de files que l'on peut disposer= nombre n de voies de circulation, il ne faut pas mettre en plus même si cela est géométriquement possible
 le système B_c est affecté par un coefficient b_c(coefficient de dégression transversale) qui tient en compte de la classe du pont et du nombre de file disposé :

Tableau IV.3-valeurs du coefficient b_c

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

➤ **Dans le sens longitudinal**

Le nombre de camions par file est limité à deux orientés dans le même sens, pour obtenir la disposition du convoi B (B_c, B_t, B_r) qui donne le maximum absolu du moment fléchissant pour l'ensemble d'une poutre isostatique on utilise le Théorème de BARRÉ

➤ **Théorème de BARRÉ**

Le moment fléchissant est max au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre pour l'effort tranchant il est max au droit des appuis en présence d'un essieu du convoi B dans la section d'appui,

IV.2.2.3-Cas de chargements et détermination des sollicitations

➤ 1^{er} cas : une file de B_c

Détermination de b_c

Pont de 1^{ère} classe, nombre de files considérées = 1, donc b_{c1}=1.2

calcul du coefficient de majoration dynamique δ₁ :

On a L=30m, G =6597.33KN, S=600×1.2=720KN

$$\text{on a } \delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+\frac{6597.33}{720}} = 1.0731$$

donc δ₁=1.0731

➤ **Les sollicitations**

➤ **L'effort tranchant**

L'effort tranchant max est au droit des appuis (réactions) :

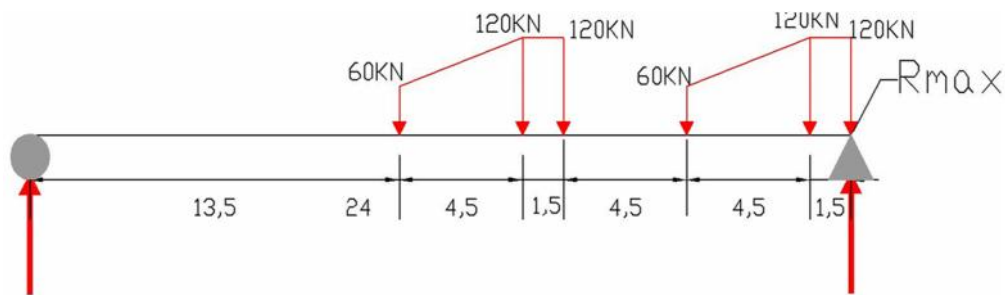


Fig.IV.4-La disposition du convoi B_c pour avoir l'effet max

ΣM/B=0 donc on a : Ra×30=120×1.5+60×6+120×10.5+120×12+60×16.5=423

Ra=141KN et Rb=459KN

donc R_{max}(1 file de B_c)=Rb×b_{c1}× δ₁=459×1.2×1.0731=591.05KN

R_{max}=591.05KN

➤ **Le moment fléchissant**

La Disposition du convoi qui donne le moment max selon le Théorème de BARRÉ est donné par la figure suivante :

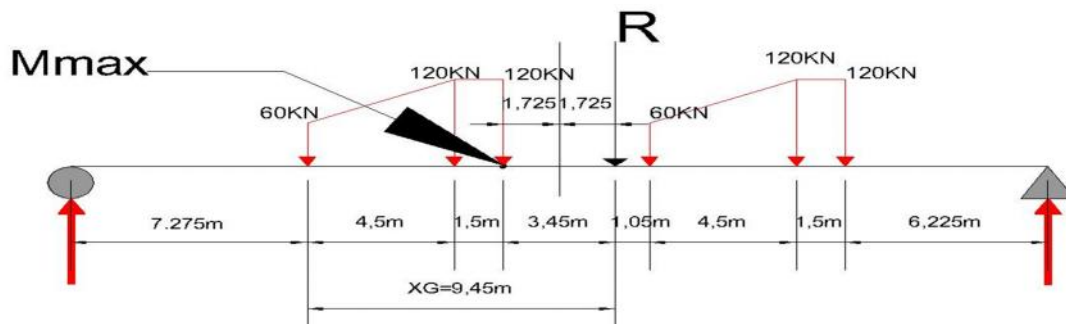


Fig.IV.5-la disposition du convoi B_c qui donne le moment max

détermination de XG :

$$XG = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{600} = 9.45 \text{ m}$$

$$\alpha = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m} \text{ donc } \frac{\alpha}{2} = 1.725 \text{ m}$$

calcul des Réactions :

$$\sum M/a = 0 \rightarrow R_b \times 30 = 600 \times 16.725 = 10035 \rightarrow R_b = 334.5 \text{ KN} \rightarrow R_a = 265.5 \text{ KN}$$

$$\text{donc } M_{\max} = R_a \times 13.275 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 2984.51 \text{ KNm}$$

$$M_{\max}(1 \text{ file de } B_c) = M_{\max} \times b_{c1} \times \delta_1 = 2984.51 \times 1.2 \times 1.0731 = 3843.21 \text{ KNm}$$

➤ 2^{ème} cas : deux files de B_c

Pont de 1^{ère} classe, nombre de files considérées = 2, donc $b_{c2} = 1.1$
calcul du coefficient de majoration dynamique δ_2 :

$$\text{On a } L = 30 \text{ m, } G = 6597.33 \text{ KN, } S = 1200 \times 1.1 = 1320 \text{ KN}$$

$$\text{on a } \delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4\frac{6597.33}{1320}} = 1.0857$$

$$\text{Donc } \delta_2 = 1.0857$$

➤ Les sollicitations**L'effort tranchant**

$$R_{\max}(2 \text{ files de } B_c) = 2 \times R_b \times b_{c2} \times \delta_2 = 2 \times 334.5 \times 1.1 \times 1.0857 = 1096.34 \text{ KN}$$

$$R_{\max} = 1096.34 \text{ KN}$$

Lemoment fléchissant

$$M_{\max}(2 \text{ files de } B_c) = 2 \times M_{\max} \times b_{c2} \times \delta_2 = 2 \times 2984.51 \times 1.1 \times 1.0857 = 7128.62 \text{ KNm}$$

➤ 3^{ème} cas : trois files de B_c

Pont de 1^{ère} classe, nombre de files considérées = 3, donc $b_{c3} = 0.9$
calcul du coefficient de majoration dynamique δ_3 :

$$\text{On a } L = 30 \text{ m, } G = 6597.33 \text{ KN, } S = 1800 \times 0.9 = 1620 \text{ KN}$$

$$\text{on a } \delta_3 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4\frac{6597.33}{1620}} = 1.0918$$

$$\text{Donc } \delta_3 = 1.0918$$

➤ Les sollicitations**L'effort tranchant**

$$R_{\max}(3 \text{ files de } B_c) = 3 \times R_b \times b_{c3} \times \delta_3 = 3 \times 334.5 \times 0.9 \times 1.0918 = 1653.75 \text{ KN}$$

$$R_{\max} = 1653.75 \text{ KN}$$

Lemoment fléchissant

$$M_{\max}(3 \text{ files de } B_c) = 3 \times M_{\max} \times b_{c3} \times \delta_3 = 3 \times 2984.51 \times 0.9 \times 1.0918 = 8797.92 \text{ KNm}$$

IV.2.2.4-Le système des charges B_t

Le système B_t (appelé aussi tandem) se compose de deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160kN, le nombre de tandem à disposer dans le sens transversal est limité à deux si le nombre de voie est ≥ 2 et dans le sens longitudinal à 1

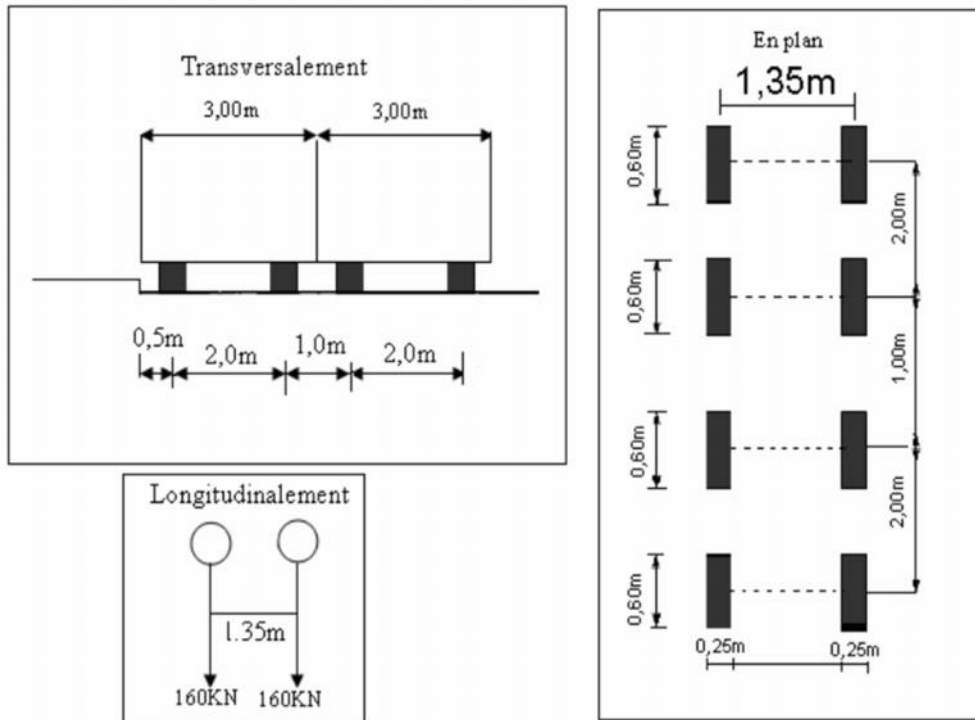


Fig.IV.6. représentation schématique du système B_t

Le système B_t est affecté par un coefficient b_t qui tient en compte de la classe du pont :
 Tableau IV.4-valeur du coefficient b_t

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

Cas de chargements

➤ 1^{er} cas : untandem

Pont de 1^{ère} classe, donc $b_t=1$

calcul du coefficient de majoration dynamique δ :

On a $L=30m$, $G = 6597.33kN$, $S=320 \times 1=320kN$

$$\text{on a } \delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \frac{6597.33}{320}} = 1.0643$$

Donc: $\delta_1=1.0643$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant max

$$\Sigma M/B=0 \text{ donc on a } R_a \times 30 = 160 \times 1.35 \rightarrow R_a = 7.2 \text{KN} \rightarrow R_b = 320 - 7.2 = 312.8 \text{KN}$$

$$\text{donc } R_{\max} = R_b \times b_t \times \delta_1 = 312.8 \times 1 \times 1.0643 = 332.92 \text{KN}$$

Le moment fléchissant max

Disposition du convoi pour obtenir le moment max selon le Théorème de BARRÉ

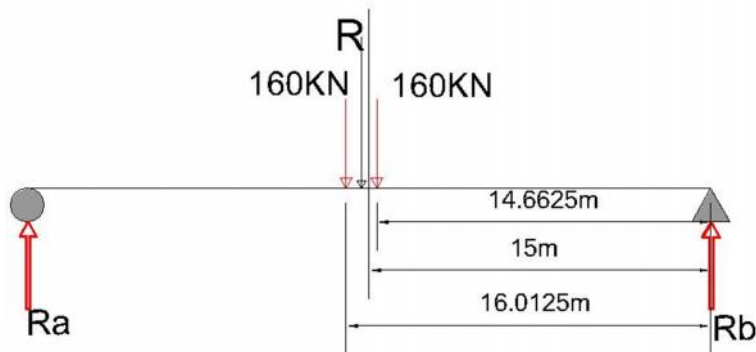


fig. IV.7la disposition du système B_t qui donne le moment max

Calcul des réactions

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow R_a \times 30 = 160 \times (16.0125 + 14.6625) = 4908 \text{KN} \rightarrow R_a = 163.6 \text{KN}$$

$$\text{donc } R_b = 156.4 \text{KN}$$

$$M_{\max} = R_a \times 15.3375 - 160 \times 1.35 = 163.6 \times 15.3375 - 160 \times 1.35 = 2293.22 \text{KN.m}$$

$$\text{donc } M_{\max}(1 \text{ tandem}) = M_{\max} \times b_t \times \delta_1 = 2293.22 \times 1 \times 1.0643 = 2440.67 \text{KN.m}$$

➤ **2^{ème} cas : deux tandems**

Calcul du coefficient de majoration dynamique δ :

On a $L=30\text{m}$, $G=6597.33\text{KN}$, $S=640 \times 1=640\text{KN}$

$$\text{on a } \delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{6597.33}{640}} = 1.0713$$

$$\text{donc } \delta_2 = 1.0713$$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant

$$R_{\max}(2 \text{ tandems}) = 2 \times R_a \times \delta_2 = 2 \times 312.8 \times 1.0713 = 670.21 \text{KN}$$

le moment fléchissant

$$M_{\max}(2 \text{ tandems}) = 2 \times M_{\max} \times \delta_2 = 2 \times 2293.22 \times 1.0713 = 4913.45 \text{KN.m}$$

IV.2.2.4 Le système Br

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 100kN à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6×0.3m (la dimension 0.6 perpendiculaire à l'axe de déplacement des véhicules), il peut être placé n'importe où sur la largeur roulable

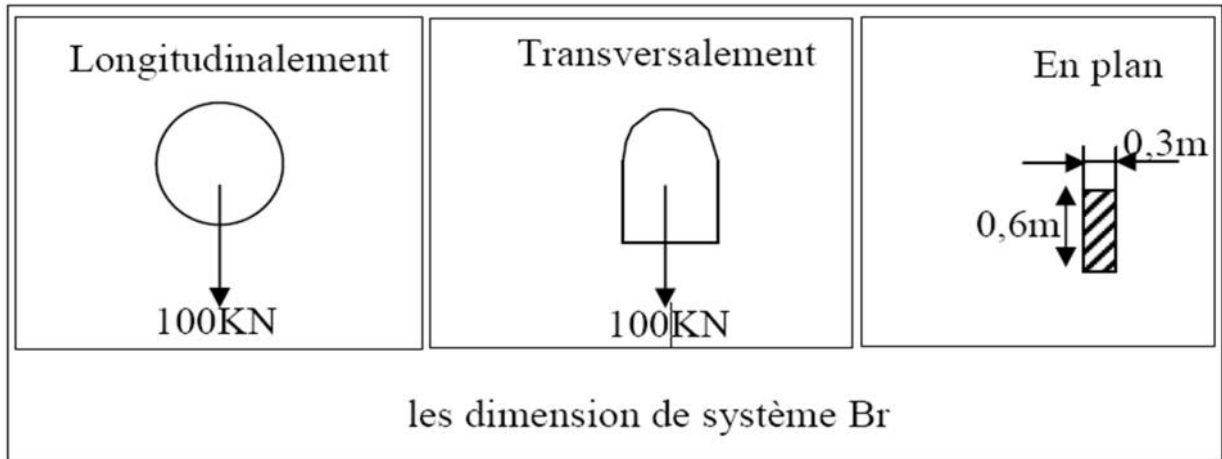


Fig.IV.8-représentation schématique du système Br

Calcul du coefficient de majoration dynamique δ :

On a $L=30m$, $G =6597.33$ KN, $S=100KN$

$$\text{on a } \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \frac{6597.33}{100}} = 1.0594$$

donc $\delta=1.0594$

➤ Calcul des sollicitations max:

L'effort tranchant (réactions)

Pour obtenir l'effort tranchant max le point d'application de cette charge sera placé sur appui

$\Sigma M/B=0$ donc on trouve $R_a=0$, et $R_b=100KN$

$$R_{\max} = R_b \times \delta = 100 \times 1.0594 = 105.94KN$$

Le moment fléchissant

Pour obtenir le moment max le point d'application de cette charge sera placé à mi porté

$$M(x=L/2) = 50 \times 15 = 750KNm$$

$$M_{\max} = 750 \times 1.0594 = 794,55$$

IV.2.3-Charge militaire Mc120

La charge militaire de type Mc120 comporte deux chenilles de poids total 1100 KN, et répond aux caractéristiques suivantes:

le nombre de charges militaire Mc120 à disposer dans le sens transversal est limité à un et dans le sens longitudinal est illimité mais il faut avoir un distance entre chenilles $e \geq 36.6m$

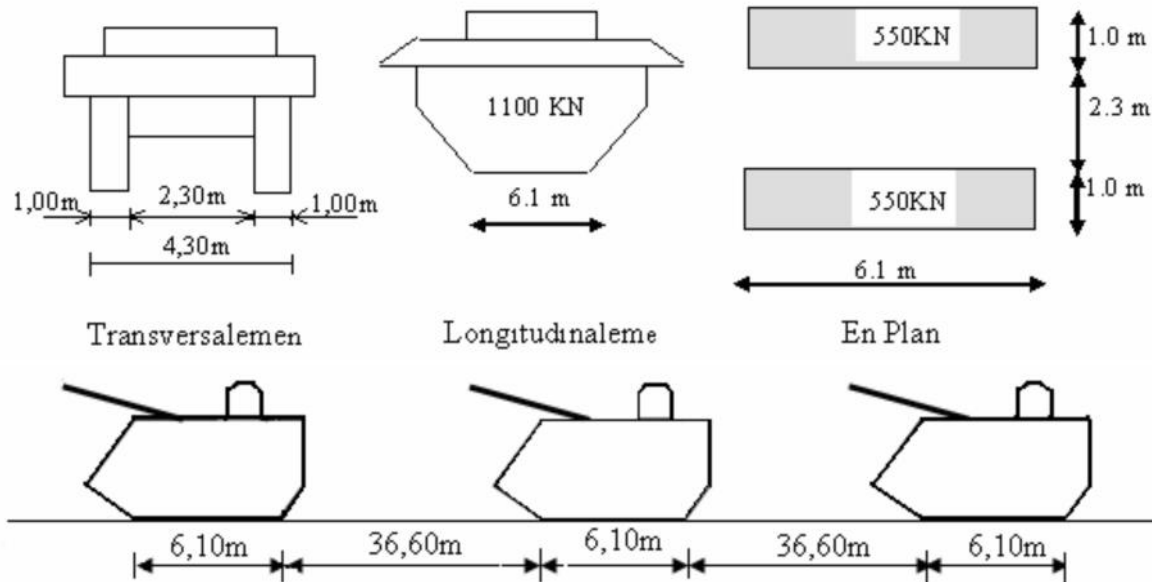


Fig.IV.9. représentation schématique du système M_C 120

Calcul du coefficient de majoration dynamique δ (il a la même formule que celle du système B)

On a $L=30m$, $G =6597.33$ KN, $S=1100$ KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \frac{6597.33}{1100}} = 1.0818$$

➤ Calcul des sollicitations max:

L'effort tranchant (réactions):

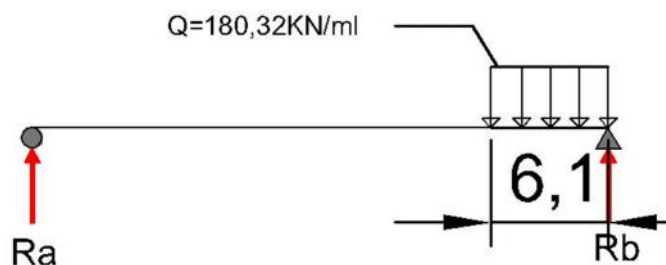


Fig.IV.10-la disposition du système MC120 qui donne l'effet max

$$\Sigma M/b=0 \rightarrow Ra \times 30 = 1100 \times 3.05 \text{ Donc } Ra = 111.83 \text{ KN}$$

$$Rb = 1100 - Ra = 1100 - 111.83 = 988.16$$

$$R_{max} = R_b \times \delta = 988.16 \times 1.0818 = 1069 \text{KN} \text{ donc on trouve } R_{max} = 1069 \text{KN}$$

Moment fléchissant

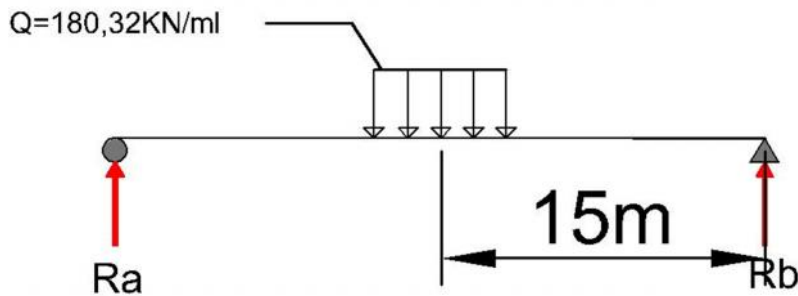


Fig.IV11 la disposition du système MC120 pour obtenir l'effet max

on a $R_a = R_b = 550 \text{KN}$ et $Q_{MC120} = 180.32 \text{KN/ml}$

$$M(x=L/2) = x R_a \frac{L}{2} - Q_{MC120} \times \frac{3.05^2}{2} = 7411.29 \text{KNm}$$

$$M_{max} = M(x=L/2) \times \delta = 7411.29 \times 1.0818 = 8013.08 \text{KNm}$$

IV.2.4-Charges exceptionnels D240

La charge exceptionnelle D240 c'est un convoi qui comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KN de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de

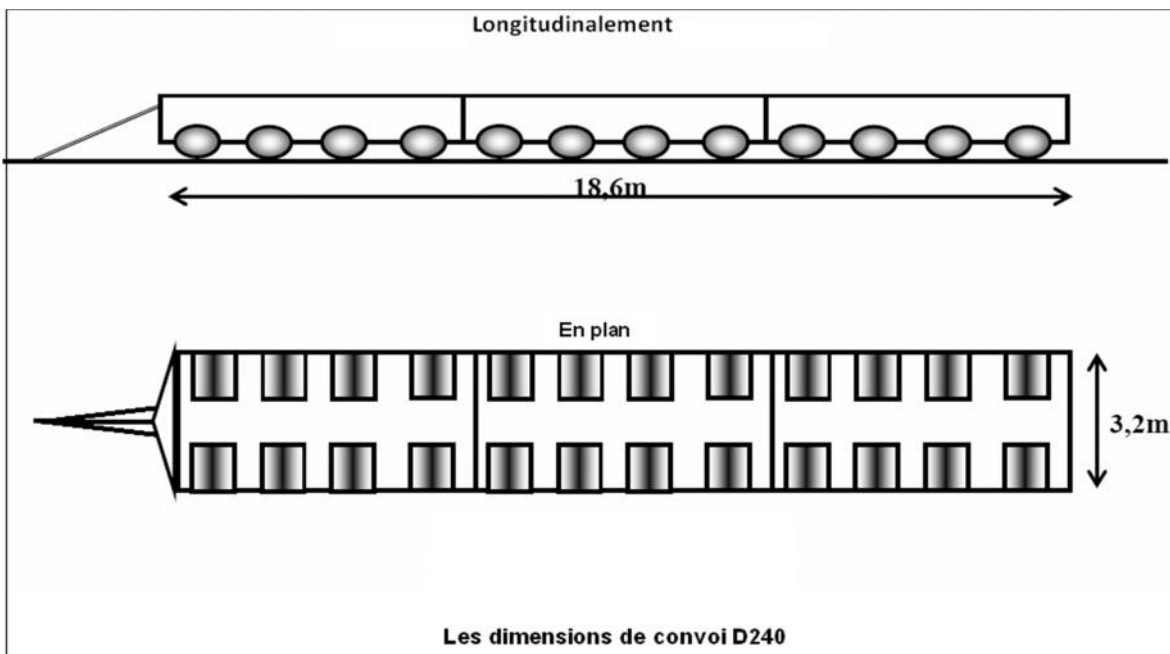


Fig. IV.12-représentation schématique du convoi exceptionnel D240

3,20m de large et 18,60m de long, dans le sens transversal, son axe longitudinal est disposé à 3.5m du bord de la largeur chargeable

ce système n'est affecté d'un coefficient de majoration pour effet dynamique

➤ **Calcul des sollicitations max**

L'effort tranchant (réactions):

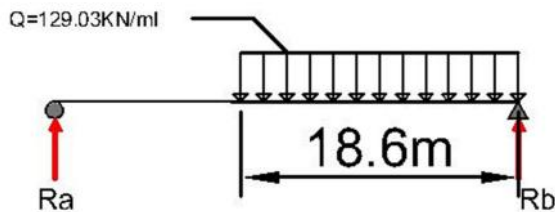


Fig.IV.13-la disposition du convoi D240 qui donne l'effort tranchant max

$$Q_{D240} = 129.03 \text{ kN/ml}$$

$$\Sigma M/b = 0 \rightarrow R_a \times 30 = 2400 \times 9.3 \text{ Donc } R_a = 744 \text{ kN}$$

$$R_b = 2400 - R_a = 2400 - 744 = 2325.6 \text{ kN donc } R_{\text{max}} = 1656 \text{ kN}$$

Moment fléchissant

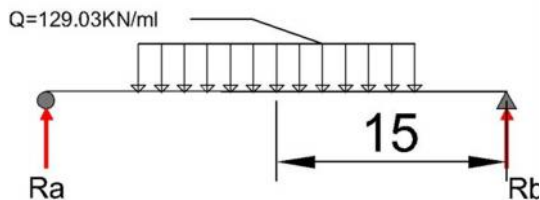


Fig.IV.14-la disposition du convoi D240 qui donne le moment max

on a $R_a = R_b = 1200 \text{ kN}$

$$M_{\text{max}} = R_a \frac{L}{2} - Q_{D240} \times \frac{9.3^2}{2} = 12420,1 \text{ kNm}$$

➤ **Remarque**

on remarque que les charges et surcharges qu'on a appliquées ont un moment max sur la même section qu'est la section médiane, sauf pour le système B_C et B_t où le moment max se trouve un peu décaler de la section médiane, pour simplifier les calculs et avoir l'effet le plus défavorable on considère que le moment max de ces deux systèmes ($B_C ; B_t$) s'applique aussi à la section médiane

Tableau IV.5-récapitulatif des efforts tranchants max à 0L (réactions) et les moments max à 0.5L

Les charges et surcharges		Réactions (KN)	Réactions par poutre (KN)	Moments (KNm)	Moments par poutre KNm	
Charge permanente	G	3192.39	456.056	23911.88	3415.97	
Surcharge A(L)	1 voie chargée	570.735	81.53	4280.513	611,502	
	2voies chargées	1141.47	163,07	8561.03	1223	
	3voies chargées	1540.97	220,14	11557.24	1651,03	
Surcharge B	B _C	1 file de Bc	591.05	84.44	3843.21	549.03
		2files de BC	1096.34	156.62	7128.62	1018.37
		3files de BC	1653.75	236.25	8797.92	1256.84
	B _t	1T	332.92	47.56	2441.13	348.73
		2 T	670.21	95.74	4913.45	701.92
	B _r		105.94	15.13	794,55	113.50
convoi	Mc120	1069	152.71	8013,08	1144.72	
	D240	1656	236.57	12420,1	1774.3	

IV.2.5-Détermination des sollicitations au quart de la portée (0.25L=7.5m)

En tenant compte de ce qu'on a dit ci-dessus en termes de disposition réglementaire des charges et en utilisant les notions des lignes d'influence les dispositions des charges qui donnent l'effet max seront représentées par des schémas

IV.2.5.1-Calcul des sollicitations engendrées par le poids propre

Effort tranchant

L'effort tranchant pour une section x vaut

$$T(x) = M(x) = \frac{QL}{2} - \frac{Qx}{2}$$

$$\text{à } 0.25l = 0.25 \times 30 = 7.5\text{m} \Rightarrow T = \frac{212.55 \times 30}{2} - \frac{212.55 \times 7.5}{2} = 2391,18\text{KN}$$

Moment fléchissant

le moment fléchissant pour une section x vaut :

$$M(x) = \frac{QL}{2} x - \frac{Qx^2}{2}$$

$$\text{à } 0.25l = 0.25 \times 30 = 7.5\text{m} \Rightarrow M = \frac{212.55 \times 30}{2} \times 7.5 - \frac{212.55 \times 7.5^2}{2} = 17933,90 \text{ KNm}$$

IV.2.5.2-Calcul des sollicitations engendrées par les surcharges

IV.2.5.2.1-Le système de charges A(L) :

Cas de chargements➤ **1^{er} cas : une voie chargée**

$$A(L) = 38.05 \text{ KN/ml}$$

➤ **les sollicitations****L'effort tranchant**

disposition de A(L) qui donne l'effort tranchant maximum (on charge la zone de la poutre pour laquelle les ordonnées de la ligne d'influence ont le même signe)

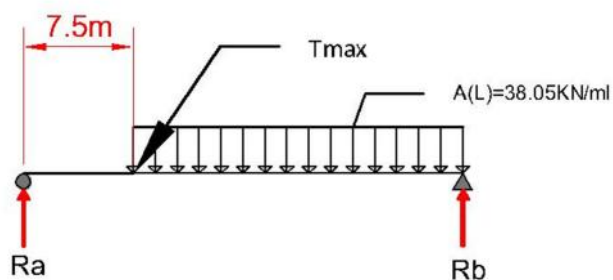


Fig IV.15-la disposition de A(L) qui donne l'effort tranchant

Par équilibre des moments on trouve $R_a = 321.05 \text{ KN}$ et $R_b = 535.08 \text{ KN}$
 $T = R_a = 321.05 \text{ KN}$

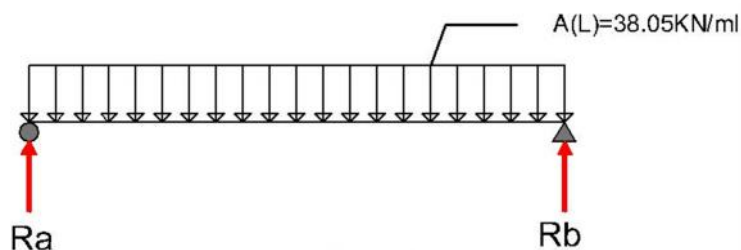
Le moment fléchissant

Fig. IV16- la disposition de A(L) qui donne le moment max

$$M = \frac{38.05 \times 30}{2} \times 7.5 - \frac{38.05 \times 7.5^2}{2} = 3210.47 \text{ KNm}$$

➤ **2^{eme} cas : deux voies chargées**

$$A(L) = 76.1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant max :

Par équilibre des moments on trouve $R_a = 642.09\text{KN}$ et $R_b = 1070.16\text{KN}$

$$T = R_a = 642.09\text{KN}$$

Le moment fléchissant max

$$M = \frac{76.1 \times 30}{2} \times 7.5 - \frac{76.1 \times 7.5^2}{2} = 6420.94\text{KNm}$$

➤ **3^{ème} cas : trois voies chargées**

$$A(L) = 102.73\text{KN/ml}$$

➤ **Les sollicitations :**

L'effort tranchant max

Par équilibre des moments on trouve $R_a = 866.78\text{KN}$ et $R_b = 1444.64\text{KN}$

$$T = R_a = 866.78\text{KN}$$

Le moment fléchissant max

$$M = \frac{102.73 \times 30}{2} \times 7.5 - \frac{102.73 \times 7.5^2}{2} = 8667.84\text{KNm}$$

IV. 2.5.2.2-Le système de charges B_c

➤ **Cas de chargements**

➤ **1^{er} cas : une file de B_c**

$$b_{c1} = 1.2 \text{ et } \delta_1 = 1.0731$$

Les sollicitations

L'effort tranchant

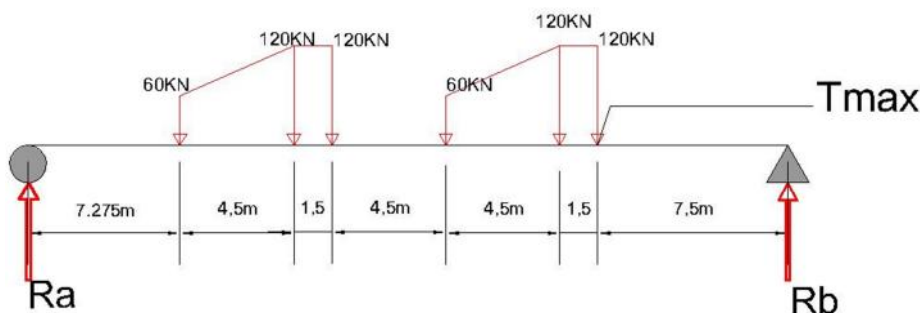
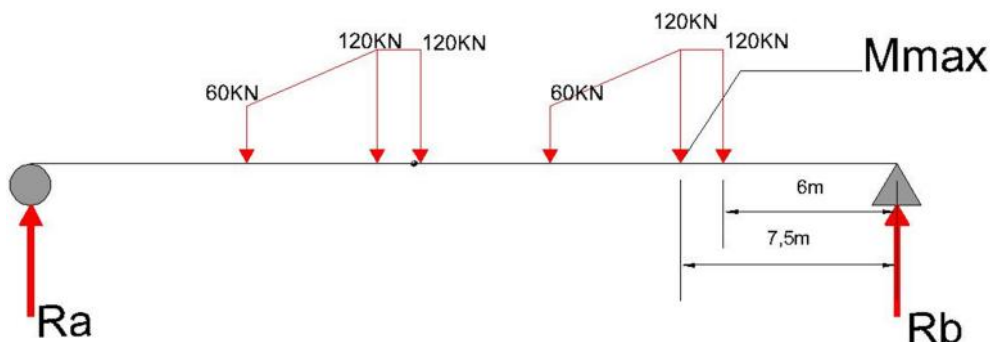


Fig.IV.17-la disposition de B_c qui donne l'effort tranchant max

$$R_a = 291\text{KN et } R_b = T = 309.00$$

$$T = R_b \times b_{c1} \times \delta_1 = 309 \times 1.2 \times 1.0731 = 397.91\text{KN}$$

Moment fléchissantfig. IV.18-disposition du convoi B_C qui donne le moment max

On trouve après calcul $M=2362.8\text{KNm}$

$$M(1 \text{ file de } B_C) = M \times b_{c1} \times \delta_1 = 2362.8 \times 1.2 \times 1.0731 = 3036,67\text{KNm}$$

➤ **2^{ème} cas : deux files de B_c**

$$b_{c2} = 1.1 \text{ et } \delta_2 = 1.0857$$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant

$$T = 2 \times R_b \times b_{c2} \times \delta_2 = 2 \times 309 \times 1.1 \times 1.0857 = 738,06 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$M(2 \text{ files de } B_C) = 2 \times M \times b_{c2} \times \delta_2 = 2 \times 2362.8 \times 1.1 \times 1.0857 = 5643,64\text{KNm}$$

➤ **3^{ème} cas : trois files de B_c**

$$b_{c3} = 0.9 \text{ et } \delta_3 = 1.0918$$

➤ **Les sollicitations**

L'effort tranchant

$$T = 3 \times R_b \times b_{c3} \times \delta_3 = 3 \times 309 \times 0.9 \times 1.0918 = 910,89\text{KN}$$

Moment fléchissant

$$M(3 \text{ files de } B_C) = 3 \times M \times b_{c3} \times \delta_3 = 3 \times 2362.8 \times 0.9 \times 1.0918 = 6965,2\text{KNm}$$

IV.2.5.2.3. Le système de charges B_t

➤ Cas de chargements

➤ 1^{er} cas : un tandem

$$b_t=1 \text{ et } \delta_1=1.0643$$

➤ Les sollicitations:

L'effort tranchant

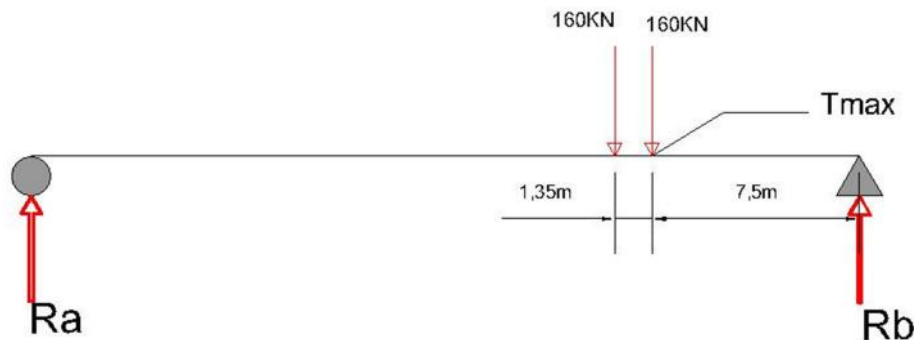


Fig.IV.19-disposition du convoi B_t qui donne l'effort tranchant max

$$R_a=87.2 \text{ kN et } R_b=T=232.8 \text{ kN}$$

$$T=R_b \times b_t \times \delta_1=232.8 \times 1 \times 1.0643=247.77 \text{ kN}$$

Moment fléchissant max

Pour la disposition du convoi c'est la même que pour l'effort tranchant on trouve après calcul $M=1745.3 \text{ kNm}$

$$M(1 \text{ file de } B_t)=M \times b_t \times \delta_1=1745.3 \times 1 \times 1.0643=1857.52 \text{ kNm}$$

➤ 2^{eme} cas : deux tandems

$$b_t \text{ et } \delta_2=1.0713$$

➤ Les sollicitations

L'effort tranchant

$$T(2 \text{ tandems})=2 \times R_b \times \delta_2=2 \times 232.8 \times 1 \times 1.0713=498.8 \text{ kN}$$

Moment fléchissant

$$M(2 \text{ tandems})=2 \times M \times \delta_2=2 \times 1745.3 \times 1.0713=3739.051 \text{ kN.m}$$

IV.2.5.2.4-Le système de charge B_r:

$$\delta=1.0594$$

➤ Calcul des sollicitations_

L'effort tranchant

le point d'application de la charge B_r qui donne l'effet max sera dans la section

considérée(c.-à-d. à 7.5m)

après calcul on trouve $R_a=25\text{KN}$ et $R_b=T=75\text{KN}$

$T=75 \times 1.0594=79.45\text{KN}$

moment fléchissant :

$M=562.5 \text{ KNm}$

$M=562.5 \times 1.0594=595,91 \text{ KNm}$

IV.2.5.2.5-Charge militaire Mc120

$\delta = 1.0818$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant

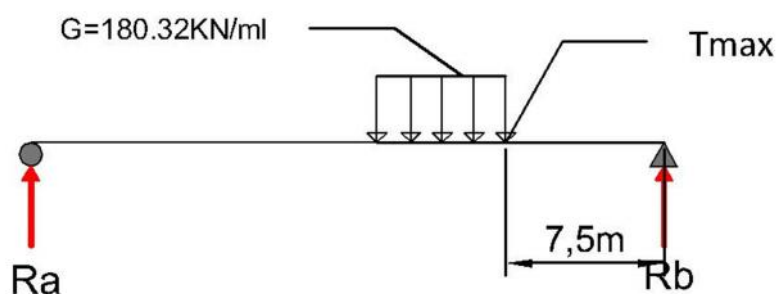


Fig.IV.20-la disposition du MC120qui donne l'effort tranchant max

$R_a=386.82\text{KN}$ et $R_b=T=713.14\text{KN}$

$T= R_b \times \delta = 713.14 \times 1.0818= 771,47\text{KN}$

moment fléchissant:

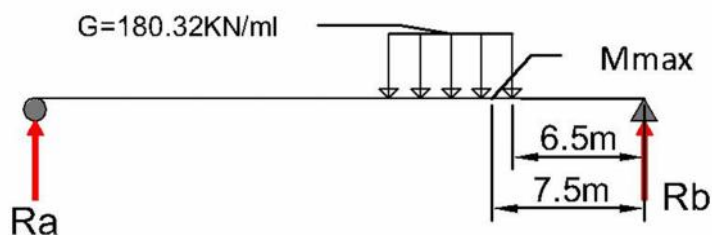


fig. IV.21.la disposition du MC120 qui donne le moment max

après calcul on trouve $M=6120.76 \text{ KNm}$

$M= M \times \delta = 6120.76 \times 1.0818= 6621,44\text{KNm}$

IV.2.5.2.6-Charges exceptionnels D240 :

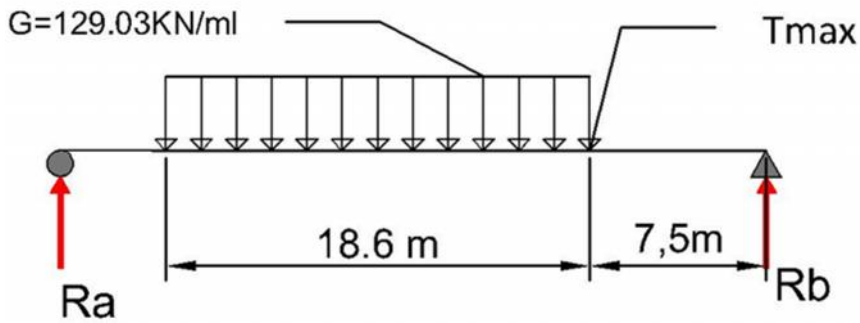
Effort tranchant

Fig.IV.22.ladisposition du convoi D240 qui donne l'effort tranchant max
après calcul on trouve $R_b = T = 967.73 \text{ kN}$

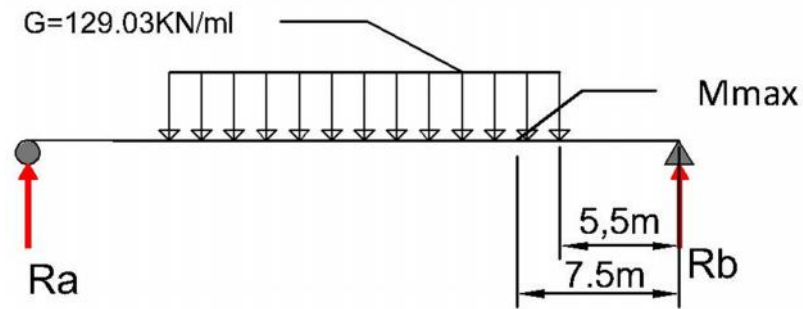
Moment fléchissant

Fig. IV.23la disposition du convoi D240 qui donne le moment max
on $R_a = 838.7 \text{ kN}$ et $R_b = 1096 \text{ kN}$
après calcul on trouve $M = 7967.71 \text{ kNm}$

Tableau.IV.6 effort tranchant et moment fléchissant à 0.25L

Les charges et surcharges		Effort tranchant (KN)	Effort tranchant par poutre (KN)	Moments (KNm)	Moments par poutre KNm	
Charge permanente	G	2391,18	341,597	17933,9	2561,986	
Surcharge A(L)	1 voie chargée	321,05	45,86	3210,47	458,64	
	2voies chargées	642,09	91,73	6420,94	917,28	
	3voies chargées	866,78	123,83	8667,84	1238,26	
Surcharge B	B _c	1 file de Bc	397,91	56,84	3036,67	433,81
		2 files de BC	738,06	105,44	5643,64	806,24
		3 files de BC	910,89	130,13	6965,2	995,03
	B _t	1 tandem	247,77	35,4	1857,52	265,36
		2 tandems	498,8	71,27	3739,05	534,15
	B _r		79,45	11,35	595,91	85,13
convoi	Mc120	771,47	110,21	6621,44	945,92	
	D240	967,73	138,25	7967,71	1138,24	

CHAPITRE V

REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

V-Répartition transversale des efforts

V.1-Méthode de Guyon-Massonnet

la méthode de Guyon-Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres, largement employé pour le calcul des tabliers de ponts, initialement développée pour les dalles orthotrope, et étendue par la suite au cas des dalles isotropes, cette méthode consiste à répartir transversalement les effort engendré longitudinalement par les surcharges

La méthode considère une structure comprenant des poutres principales et des entretoises mais il est possible d'appliquer la méthode à un tablier de pont à poutres sans entretoises intermédiaires, c'est alors l'hourdis qui joue le rôle de l'entretoise continue

cette méthode consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e=+b, +3b/4, +b/2, +b/4, 0$) et pour 9 sections de la largeur de la dalle ($y=\pm b, \pm 3b/4, \pm b/2, \pm b/4, 0$) puis on déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients

V.2-Calcul des coefficients K et ε

Ces coefficients dépendent de deux paramètres essentiels

V.2.1-Paramètre d'entretoisement(θ)

Ce paramètre caractérise la souplesse de l'entretoisement il est donné par la formule suivante :

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

b : demi-largeur de la dalle= $1/2 \times n \times b_0$

L : portée de la travée.

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

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

b1 : distance entre axe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la section brute de la poutre

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

$$\rho_e = \frac{B_e}{l_1} = \frac{E \times I_e}{l_1}$$

l_1 : distance entre axe des entretoises. (La Dalle)

I_p : moment d'inertie de la dalle

- **Détermination du paramètre (θ)**
- **Rigidité flexionnelle de la poutre**

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

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

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

I_m : Moment d'inertie de la section brute médiane

b_1 : distance entre axe des poutres

$$\Rightarrow I_p = 19060962.06 + (18627504.3 - 19060962.06) \times \frac{8}{3 \times \pi} = 18692845,07 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_p = 0.1869 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \rho_p = \frac{18692845,07 \times E}{200} = 93464.22E$$

Rigidité flexionnel de la dalle

$$\rho_d = \frac{E \times Id}{l_1} \text{ avec } Id = \frac{11d^3}{12}$$

l_1 : distance entre axe des entretoises.

Comme dans notre pont on n'a pas des entretoises donc c'est la dalle qui va jouer le rôle de l'entretoise,

on considère un entraxe entre les entretoises (dalle) = 1m

$$Id = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88733.33 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow = \frac{E \times 88733.33}{100} = 887.33E$$

$$\Rightarrow = \frac{700}{3000} \sqrt[4]{\frac{93464.22E}{887.33E}} = 0.747$$

V.2.2-Paramètre de torsion (α)

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

Tel que :

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$

$\gamma_e = \gamma_D$: rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur. $\gamma_D = \frac{C_D}{l_1}$

ν : étant le coefficient de poisson. $\nu=0.2$

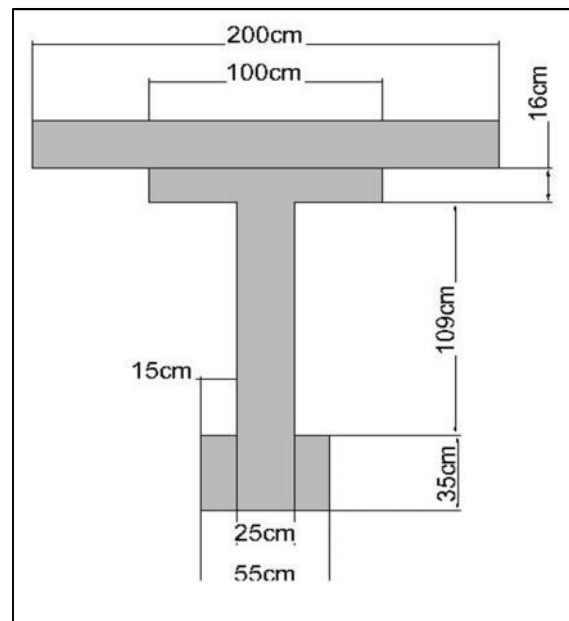
E : module de déformation longitudinal du béton.

G : module de déformation transversal du béton.

➤ **Calcul des paramètres (α)**

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

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



FigV.1- section équivalente

On trouve C_p à partir de dimensions de la section équivalente

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\frac{200 \times 22^3}{2} + 109 \times 25^3 + 100 \times 16^3 + 55 \times 35^3 \right] = 1845216,67G \quad p = \frac{1845216,67G}{200} = 4613,04E$$

$$C_E = \frac{G \times b \times d^3}{6}$$

$$\Rightarrow C_E = G \frac{100 \times 22^3}{6} = 177466,67G \rightarrow \gamma_E = \frac{177466,67G}{100} = 887,33E$$

$$\Rightarrow c = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \times \sqrt{\rho_e \times \rho_p}} = \frac{4613,04 + 887,33}{2 \times \sqrt{887,33 \times 93464,22}} = 0,302$$

V.2.3-La largeur active (b)

Le pont est constitué de 7 poutres ($n=7$), espacées de $b_0=2\text{m}$ (entre axe des poutres)
Donc la largeur active b du pont est : $2 \times b = nb_0 \rightarrow b=7\text{m}$

Positions actives

Les positions actives des sections qu'on va étudiées sont :

$(-0.8571b ; -0.5714b ; -0.2857b ; 0 ; 0.2857b ; 0.5714b ; 0.8571b)$

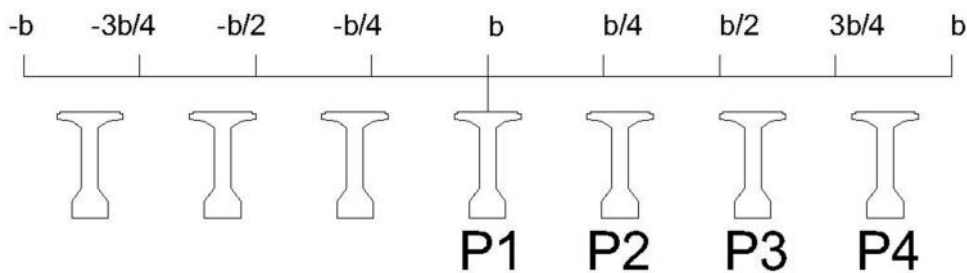


Fig.V.2.position active des poutres

Remarque

vu que le tablier de notre pont est symétrique alors on s'occupe pour les calculs qu'à la moitié du tablier

V.3-Répartition transversal des moments fléchissant longitudinaux

V.3.1.Coefficient de répartition transversale κ

Il dépend :

Du paramètre de l'entretoisement θ

Du paramètre de torsion α

De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment

Les valeurs de κ pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données par les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire de α (α doit être $0 < \alpha < 1$) il y'a lieu d'interpoler Par les formules suivantes données par Sattler.

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

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

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta \text{ où } \beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665}$$

Avec :

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

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

➤ **Interpolation**

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

➤ **Calcul du coefficient k**

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos Surcharges, on a pour les surcharges concentrées :

$$K\alpha = \left(\frac{P_i k_i}{\sum P_i} \right) = \frac{\sum k_i}{n}$$

Pour les surcharges réparties :

$$K\alpha = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$$

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou de Trapèzes

➤ **Calcul des moments fléchissant longitudinaux dans les poutres**

Les valeurs de K_0 pour $\theta=0.747$ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon alors on fait une interpolation linéaire de K_0 entre les tableaux de Guyon pour $\theta=0.7$ et $\theta=0.75$ les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.V.1- K_0 pour $\theta=0.747$

$\theta=0.747$	K_0 (Alfa=0)								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1201	0,4749	1,0605	1,57	1,8091	1,57	1,0605	0,4749	-0,1201
b/4	-0,4295	0,0608	0,5665	1,091	1,57	1,8099	1,5935	1,133	0,6143
b/2	-0,4959	-0,1807	0,1597	0,5665	1,0605	1,5935	1,9898	2,0453	1,9619
3b/4	-0,4551	-0,3319	-0,1807	0,0608	0,4749	1,133	2,0453	3,0818	4,0252
b	-0,3854	-0,4551	-0,4959	-0,4295	-0,1201	0,6143	1,9619	4,0252	6,659

De la même manière on procède pour K_1 , on interpolant entre les tableaux de Guyon-Massonnet pour $\theta=0.7$ et $\theta=0.75$

Les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant

Tableau V.2 K_1 pour $\theta=0.747$

$\theta=0.747$	K_1 (Alfa=1)								
$\frac{y}{e}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6686	0,8046	0,9871	1,2007	1,3274	1,2007	0,9871	0,8046	0,6686
b/4	0,4369	0,5507	0,7122	0,9379	1,2007	1,3804	1,3116	1,1184	1,0242
b/2	0,2923	0,3822	0,5135	0,7122	0,9871	1,3116	1,5694	1,5959	1,5448
3b/4	0,2045	0,2758	0,3822	0,5507	0,8046	1,1584	1,5959	2,0139	2,259
b	0,1465	0,2045	0,2923	0,4369	0,6686	1,0242	1,5448	2,259	3,1379

Le Tableau des coefficients $K\alpha$ ($\alpha=0.302$) s'obtient par la formule
D'interpolation de Stteler suivante :

$$\kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta \text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665} \quad (0.1 \leq \theta=0.747 \leq 1)$$

Tableau V.3- de Kapour $\theta=0.747$

$\theta=0.747$	$K\alpha$ (Alfa =0,302)								
$\frac{y}{e}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,2459	0,6279	1,0264	1,3986	1,5856	1,3986	1,0264	0,6279	0,2459
b/4	-0,0275	0,2881	0,6341	1,02	1,3986	1,6106	1,4627	1,1262	0,8045
b/2	-0,1302	0,0805	0,3239	0,6341	1,0264	1,4627	1,7947	1,8368	1,7684
3b/4	-0,149	-0,0499	0,0805	0,2881	0,6279	1,1448	1,8368	2,5863	3,2057
b	-0,1386	-0,149	-0,13	-0,027	0,2459	0,8045	1,7684	3,2057	5,0252

Pour obtenir les coefficients de répartition $K\alpha$ pour chacune des quatre poutres on interpole entre les valeurs du tableau précédent.

Tableau V.4-position des poutres et leurs coefficients de répartitions $K\alpha$

$\theta=0.747$	$K\alpha$ (Alfa =0,302)								
$\frac{y}{e}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2459	0,6279	1,0264	1,3986	1,5856	1,3986	1,0264	0,6279	0,2459
2m	-0,0422	0,2585	0,5898	0,9649	1,3455	1,5895	1,5101	1,2277	0,9421
4m	-0,1356	0,0432	0,2543	0,5353	0,9126	1,3719	1,8067	2,0509	2,179
6m	-0,1446	-0,0924	-0,01	0,1529	0,4642	0,9989	1,8075	2,8517	3,9855

V.3.1.1-Méthode de calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$

Le calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$ maximale se fait en plaçant les différentes surcharges transversalement sur le pont (en respectant la disposition transversale réglementaire donnée par le fascicule 61 titre 2) dans une certaine position (la plus défavorable) que nous trouvons par tâtonnements à l'aide des lignes d'influences de $K\alpha$ une fois la position des surcharges qui donne le $K\alpha_{\text{moy}}$ maximale est déterminée par tâtonnements on procède aux calculs suivants en utilisant le logiciel AUTOCAD :

Pour les surcharges uniformément répartie

$K\alpha_{\text{moy}} = \text{surface chargée} / \text{largeur chargée} = S/L$

S : surface chargée calculée par le logiciel AUTO CAD.

2- Pour les charges centrées : ki / n

Ki : ordonnée $K\alpha$ au droit de la charge concentrée calculée aussi par le logiciel AUTO CAD.

Le moment fléchissant M par poutre et pour différentes surcharges s'obtient en multipliant le moment fléchissant moyen M_{moy} de la poutre par le coefficient $K\alpha_{\text{moy}}$ donc $M = M_{\text{moy}} \times K\alpha_{\text{moy}}$

Remarque

Pour la répartition transversale du moment longitudinal dû au poids propre du tablier le coefficient $K\alpha_{\text{moy}}$ est égal à 1

Les résultats de calcul du coefficient $K\alpha_{\text{moy}}$ ainsi que le moment pour chaque poutre dans la section médiane ($X=0.5L$) sont données par le tableau suivant

Tableau V.5- moments longitudinaux repartis transversalement dans la section $x=0.5L$

Charges et surcharges		M_{moy} (KNm)	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		
			$K\alpha_{moy}$	M	$K\alpha_{moy}$	M (KNm)	$K\alpha_{moy}$	M (KNm)	$K\alpha_{moy}$	M (KNm)	
Poids propre		3415,97	1	3415,97	1	3415,97	1	3415,97	1	3415,97	
Système de charges A(L)	1 voie	611,50	1,4914	911,99	1,4467	884,66	1,7819	1089,64	1,9303	1180,38	
	2 voies	1223	1,2461	1523,98	1,3894	1699,24	1,378	1685,29	1,24	1516,52	
	3voies	1651,03	1,1794	1947,22	1,1347	1873,42	1,0149	1675,63	0,8346	1377,95	
Système de charges B	B_c	1 file	549,03	1,4921	819,208	1,51	829,035	1,917	1052,49	2,3384	1283,85
		2files	1018,37	1,4546	1481,32	1,4475	1474,09	1,6561	1686,52	1,7308	1762,59
		3files	1256,84	1,3523	1699,62	1,3537	1701,38	1,3657	1716,47	1,2791	1607,6
	B_t	1 T	348,73	1,511	526,93	1,5234	531,255	1,8866	657,914	2,203	768,25
		2 T	701,92	1,4196	996,44	1,4485	1016,73	1,551	1088,68	1,501	1053,5
	B_r		113,5	1,5695	178,13	1,5787	179,182	2,0926	237,51	3,221	365,58
Charges militaire M_C120		1144,72	1,4303	1637,29	1,4374	1645,42	1,708	1955,18	1,9117	2188,3	
Convoi exceptionnel D240		1774,3	1,2948	2297,36	1,5281	2711,31	1,463	2595,8	1,2078	2143	

Les moments pour chaque poutres dans la section ($X=0.25L$) sont données par le tableau suivant

Tableau V.6- des moments longitudinaux repartis transversalement dans la section $x=0.25L$

Charges et surcharges		Mmoy (KNm)	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		
			$K\alpha_{moy}$	M KNm	$K\alpha_{moy}$	M KNm	$K\alpha_{moy}$	M KNm	$K\alpha_{moy}$	M KNm	
Poids propre		2561,99	1	2561,99	1	2561,99	1	2561,99	1	2561,99	
Système de charges A(L)	1 voie	458,64	1,4914	684,016	1,4467	663,514	1,7819	817,251	1,930	885,313	
	2 voies	917,28	1,2461	1143,02	1,3894	1274,47	1,378	1264,01	1,24	1137,43	
	3voies	1238,26	1,1794	1460,4	1,1347	1405,05	1,0149	1256,71	0,834	1033,45	
Système de charges B	B _c	1 file	433,81	1,4921	647,288	1,51	655,053	1,917	831,614	2,338	1014,42
		2files	806,24	1,4546	1172,76	1,4475	1167,03	1,6561	1335,21	1,730	1395,44
		3files	995,03	1,3523	1345,58	1,3537	1346,97	1,3657	1358,91	1,279	1272,74
	B _t	1 tandem	265,36	1,511	400,959	1,5234	404,249	1,8866	500,628	2,203	584,588
		2 tandem	534,15	1,4196	758,279	1,4485	773,716	1,551	828,467	1,501	801,759
	B _r		85,13	1,5695	133,612	1,5787	134,395	2,0926	178,143	3,221	274,204
Charges militaire M _C 120		945,92	1,4303	1352,95	1,4374	1359,67	1,708	1615,63	1,911	1808,32	
Convoi exceptionnel D240		1138,24	1,2948	1473,79	1,5281	1739,34	1,463	1665,25	1,207	1374,77	

V.4-Répartition transversale des efforts tranchants

Pour calculé l'effort tranchant on suit la même méthode de calcul que celle utilisée pour déterminer le moment fléchissant, seulement ce qu'il va changer c'est la relations d'interpolation

la relation d'interpolation de ε pour $0 < \alpha < 1$

$$\text{Si } |y| + |\varepsilon| \leq \frac{3}{4} b \rightarrow \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$$

$$\text{Si } |y| + |\varepsilon| > \frac{3}{4} b \rightarrow \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$$

Pour le calcul de l'effort tranchant aux appuis (réactions) $x = 0.00 L$ et $x = L$
 $\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et $\varepsilon_1 \neq \varepsilon'_1$ (ε'_1 figure dans les tableaux de Guyon)

V.4.1-Méthode de Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant T par poutre et pour différentes surcharges s'obtient en multipliant l'effort tranchant moyen T_{moy} de la poutre par le coefficient $\varepsilon'_{\alpha_{\text{moy}}}$ (ou $\varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}$) selon la section considérée

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

$x = 0.00 L$ et $x = 0.25 L$ donc T sera :

$T = T_{\text{moy}} \times \varepsilon'_{\alpha_{\text{moy}}}$ pour la section $0.00 L$

$T = T_{\text{moy}} \times \varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}$ pour la section $0.25 L$

V.4.2-Calcul de l'effort tranchant dans la section $X=0L$

Les valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.747$ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon alors on fait une interpolation linéaire de ε_0 entre les tableaux de Guyon pour $\theta = 0.7$ et $\theta = 0.8$ les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.V.7 valeur de ε_0 pour $\theta = 0.747$

$\theta = 0,747$	ε_0 (Alfa=0)								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,018	0,0761	0,1685	0,2493	0,2877	0,2493	0,1685	0,0761	-0,018
b/4	-0,067	0,0102	0,0898	0,1729	0,2493	0,2879	0,2537	0,1807	0,0985
b/2	-0,078	-0,029	0,0253	0,0898	0,1685	0,2537	0,3171	0,3256	0,3118
3b/4	-0,073	-0,053	-0,029	0,0102	0,0761	0,1807	0,3256	0,4902	0,6395
b	-0,064	-0,073	-0,078	-0,067	-0,018	0,0985	0,3118	0,6395	1,0592

De la même manière on procède pour $\bar{\varepsilon}_1$, en interpolant entre les tableaux de Guyon-Massonnet pour $\theta = 0.7$ et $\theta = 0.8$,

Tableau V.8-valeur de $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\theta = 0.747$

$\theta = 0,747$	$\bar{\varepsilon}_1$ (Alfa=1)								
$e \backslash y$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,007	0,0344	0,1054	0,2523	0,563	0,2523	0,1054	0,0344	-0,007
b/4	-0,01	0,0089	0,0411	0,1091	0,2557	0,5667	0,2547	0,1013	0,0107
b/2	-0,005	0,0038	0,0191	0,0515	0,1215	0,2701	0,5798	0,2561	0,0637
3b/4	0,0051	0,0115	0,0219	0,0418	0,0809	0,1574	0,3065	0,5957	0,1955
b	0,0238	0,0331	0,047	0,0699	0,1065	0,1628	0,2453	0,3588	0,4988

On obtient le tableau des coefficients ε_α par la formule donnée ci-dessus

Tableau V.9.valeur de ε_α

$\theta=0,747$	ε_α (Alfa=0,302)								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0118	0,0635	0,1494	0,2502	0,3709	0,2502	0,1494	0,0635	-0,012
b/4	-0,0355	0,0095	0,0751	0,1536	0,2512	0,3721	0,254	0,137	0,0503
b/2	-0,0381	-0,0108	0,0219	0,0782	0,1543	0,2586	0,4615	0,2874	0,1755
3b/4	-0,0303	-0,0177	-0,0009	0,0275	0,0775	0,1679	0,3151	0,5482	0,3955
b	-0,0157	-0,0149	-0,0095	0,0083	0,0506	0,1338	0,2753	0,4853	0,7513

Tableau V.10 Position des poutres et leurs coefficients de répartitions ε_α

$\theta=0.747$	ε_α (Alfa=0,302)								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0118	0,0635	0,1494	0,2502	0,3709	0,2502	0,1494	0,0635	-0,012
2m	-0,0359	0,0066	0,0675	0,1428	0,2374	0,3559	0,2836	0,1585	0,0682
4m	-0,0359	-0,0128	0,0154	0,0637	0,1324	0,2327	0,4197	0,3619	0,2383
6m	-0,024	-0,0165	-0,0046	0,0193	0,066	0,1533	0,298	0,5212	0,548

Les résultats de calcul du coefficient ε_α moy ainsi que Les efforts tranchants pour chaque poutre dans la section ($X=0$ L) sont donnés par le tableau suivant

Tableau V.11 efforts tranchants repartis transversalement dans la section $x=0,5L$

Charges et surcharges		réactions (KN)	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		
			\bar{moy}	T(KN)	\bar{moy}	T(KN)	\bar{moy}	T(KN)	\bar{moy}	T(KN)	
Poids propre		456,056	1	456,06	1	456,06	1	456,06	1	456,06	
Système de charges A(L)	1 voie	81,53	0,3102	25,29	0,2636	21,49	0,3626	29,56	0,3301	26,91	
	2 voies	163,07	0,2285	37,26	0,257	41,91	0,2544	41,49	0,2054	33,49	
	3voies	220,14	0,2058	45,31	0,1966	43,28	0,1773	39,03	0,138	30,38	
Systèmes de charges B	B _c	1 file	84,44	0,3019	25,49	0,3109	26,25	0,3796	32,05	0,4051	34,21
		2files	156,62	0,2875	45,03	0,2858	44,76	0,3235	50,67	0,2913	45,62
		3files	236,25	0,2396	56,61	0,2406	56,84	0,2526	59,68	0,2121	50,11
	B _t	1 T	47,56	0,3226	15,34	0,3231	15,37	0,3908	18,59	0,3798	18,06
		2T	95,74	0,27	25,85	0,2721	26,05	0,2951	28,25	0,2518	24,11
	B _r		15,13	0,3605	5,45	0,3481	5,27	0,4092	6,19	0,5173	7,83
Charge militaire M _C 120		152,71	0,2594	39,61	0,2653	40,51	0,3042	46,45	0,3295	50,32	
Convoi exceptionnel D240		236,57	0,2316	54,79	0,3146	74,43	0,2829	66,93	0,192	45,42	

V4.3-Calcul de l'effort tranchant à la section $X=0.25L$

Par interpolation linéaire de ε_1 entre les tableaux de Guyon pour $\theta=0.7$ et $\theta=0.8$ on obtient ε_1 pour $\theta =0.747$ les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.12.valeur ε_1 pour $\theta=0.747$

$\theta=0,747$	\bar{moy} (Alfa=1)								
y_e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.05032	0.08421	0.1300	0.2102	0.3702	0.2192	0.202	0.0875	0.05040
b/4	0.02826	0.04921	0.07952	0.1235	0.2213	0.3658	0.2293	0.1465	0.0789
b/2	0.0203	0.034405	0.04801	0.0809	0.1425	0.2256	0.3896	0.2556	0.1569
3b/4	0.01920	0.02845	0.03956	0.06745	0.1025	0.1692	0.3451	0.4528	0.28520
b	0.02335	0.03456	0.0482	0.0692	0.1012	0.1658	0.2389	0.3562	0.4985

On obtient le tableau des coefficients ε_α par la formule donnée ci-dessus en interpolant entre ε_0 et ε_1

Tableau V.13.valeur de ε_α

$\theta=0,747$	$\frac{1}{2} (Alfa=0,302)$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,00263	0,0785	0,1473	0,227	0,3330	0,2327	0,1869	0,0795	0,0026
b/4	-0,0382	0,0219	0,08669	0,1457	0,2339	0,3307	0,2463	0,1703	0,0925
b/2	-0,0483	-0,0098	0,03215	0,0871	0,1542	0,2452	0,3389	0,304	0,265
3b/4	-0,0451	-0,0284	-0,0082	0,02748	0,08407	0,1772	0,331	0,4789	0,5325
b	-0,0376	-0,0405	-0,0398	-0,0258	0,0179	0,1188	0,289	0,5535	0,8898

Tableau.V.14Position des poutres et leurs coefficients de répartitions ε_α

$\theta=0.747$	$\frac{1}{2} (Alfa=0,302)$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0118	0,0635	0,1494	0,2502	0,3709	0,2502	0,1494	0,0635	-0,012
2m	-0,0397	0,0174	0,0789	0,1374	0,2225	0,3185	0,2596	0,1895	0,1172
4m	-0,0474	-0,0152	0,0206	0,0701	0,1342	0,2258	0,3369	0,3543	0,3414
6m	-0,0419	-0,0336	-0,0218	0,0046	0,0558	0,1522	0,3136	0,5111	0,6857

Les résultats de calcul du coefficient ε_{α} moy ainsi que Les efforts tranchants pour chaque poutre dans la section ($X=0.25 L$) sont donnés par le tableau suivant

Tableau V.15efforts tranchants repartis transversalement dans la section $x=0,25L$

Charges et surcharges		réactions KN	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre 4	
			$\frac{P}{\varepsilon_{\alpha}}$ moy	T(K N)	$\frac{P}{\varepsilon_{\alpha}}$ moy	T(K N)	$\frac{P}{\varepsilon_{\alpha}}$ moy	T(KN)	$\frac{P}{\varepsilon_{\alpha}}$ moy	T(kn)
Poids propre		341,59	1	341,6	1	341,6	1	341,6	1	341,6
Système de charge A(L)	1 voie	45,86	0,3567	16,36	0,3031	13,9	0,417	19,12	0,3796	17,41
	2 voies	91,73	0,2628	24,1	0,2956	27,12	0,2926	26,84	0,2362	21,67
	3voies	123,83	0,2367	29,31	0,2261	28	0,2039	25,25	0,1587	19,65
Systèmes de charges B	Bc 1file	56,84	0,3472	19,73	0,3575	20,32	0,4365	24,81	0,4659	26,48
	Bc 2files	105,44	0,3306	34,86	0,3287	34,66	0,372	39,22	0,335	35,32
	Bc 3files	130,13	0,275	35,79	0,2767	36,01	0,2905	37,8	0,2439	31,74
	Bt(1ten)	35,4	0,37	13,1	0,3716	13,15	0,4494	15,91	0,4368	15,46
	Bt (2ten)	71,27	0,3105	22,13	0,3129	22,3	0,3394	24,19	0,2896	20,64
Br	11,35	0,4146	4,705	0,4003	4,543	0,4706	5,341	0,5949	6,752	
ChargemilitaireMC120		110,21	0,2983	32,88	0,3051	33,63	0,3498	38,55	0,3789	41,76
Convoi exceptionnel D240		138	0,2663	36,75	0,3618	49,93	0,3253	44,89	0,2208	30,47

V.5-Combinaison de charges

La vérification d'une section d'un ouvrage sera faite en recherchant les combinaisons d'action les plus défavorables, elles sont calculées à partir d'un certain nombre d'action qui peut agir en cette section

Afin de déterminer les combinaisons d'actions on distingue deux états limites les états limites de services qui correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'ouvrage d'être exploité dans les meilleures conditions ou compromet sa durabilité

LES états limites ultimes qui concernent la non ruine de l'ouvrages donc sa capacité portante

Les coefficients de majoration ainsi que les combinaisons de charges à prendre en compte pour chaque état limite sont données par les tableaux suivant

V.5.1-Combinaison des moments

Tableau V.16-Combinaisons des moments de la section médiane

Combinaisons des moments	Cas n°	Poutre 1 (KN m)	Poutre 2 (KN m)	Poutre3 (KN m)	Poutre 4 (KN m)	
ELU	1	1.35G+1.6 A(L)	7727,11	7609,03	7292,57	6816,2
	2	1.35G+1.6 B _c	7330,95	7333,77	7357,91	7183,75
	3	1.35G+1.6 B _t	6205,88	6238,33	6353,45	6297,29
	4	1.35G+1.35Mc120	6821,9	6832,88	7251,05	7565,85
	5	1.35G+1.35 D240	7713	8271,83	8115,89	7504,61
ELS	1	G+1.2 A(L)	5752,63	5664,07	5426,73	5069,45
	2	G+1.2 B _C	5455,51	5457,63	5475,73	5345,11
	3	G+1.2 B _t	4611,71	4636,05	4722,39	4680,27
	4	G+1.2 B _r	3629,74	3630,99	3700,98	3854,67
	5	G+Mc120	5053,26	5061,39	5371,15	5604,33
	6	G+D240	5713,33	6127,28	6011,77	5558,97

La poutre la plus sollicitée en moment fléchissant c'est la poutre 2 avec un moment de $M(G+D240)=6127.28\text{KN}$

Tableau V.17-Combinaisons des moments de la section X=0.25L :

Combinaisons des moments	Cas n°	Poutre1 (KN m)	Poutre2 (KN m)	Poutre3 (KN m)	Poutre4 (KN m)	
ELU	1	1,35G+1,6A(L)	2336,64	2248,08	2010,736	1653,52
	2	1,35G+1,6B _c	2152,928	2155,152	2174,256	2036,384
	3	1,35G+1,6B _t	4671,9329	4696,6321	4784,2337	4741,5009
	4	1,35G+1,6B _r	3672,4657	3673,7185	3743,7153	3897,4129
	5	1,35G+1,35MC120	2164,72	2175,472	2585,008	2893,312
	6	1,35G+1,35D240	5448,303	5806,7955	5706,774	5314,626
ELS	1	G+1,2A(L)	4314,47	4248,05	4070,042	3802,13
	2	G+1,2B _c	4176,686	4178,354	4192,682	4089,278
	3	G+1,2B _t	3471,9248	3490,4492	3556,1504	3524,1008
	4	G+1,2B _r	2722,3244	2723,264	2775,7616	2891,0348
	5	G+MC120	3914,94	3921,66	4177,62	4370,31
	6	G+D240	4035,78	4301,33	4227,24	3936,76

V .5.2-Combinaisons des efforts tranchants

Tableau V17.Combinaisons des effortstranchants dans la section d'about

Combinaisons des réactions	Cas n°	Poutre1 (KN)	Poutre 2 (KN)	Poutre3 (KN)	Poutre4 (KN)	
ELU	1	1.35G+1.6 A(L)	688,177	684,929	678,129	664,289
	2	1.35G+1.6 B _c	706,257	706,625	711,153	695,857
	3	1.35G+1.6 B _t	657,041	657,361	660,881	654,257
	4	1.35G+1.35Mc120	669,154	670,36	678,38	683,61
	5	1.35G+1.35D240	689,647	716,202	706,03	676,998
ELS	1	G+1.2 A(L)	510,432	507,996	502,896	492,516
	2	G+1.2 B _c	523,992	524,268	527,664	516,192
	3	G+1.2 B _t	487,08	487,32	489,96	484,992
	4	G+1.2 B _r	462.6	462.37	463.49	465.44
	5	G+Mc120	495,67	496,57	502,51	506,38
	6	G+D240	510,85	530,52	522,99	501,48

La poutre la plus sollicitée en effort tranchant c'est la poutre 2 avec un effort de T (G+D240)=530.52KN

Tableau V18-Combinaisons de l'effort tranchant de la section située à 0.25L

Combinaison des réactions	Cas n°	Poutre 1 (KN)	Poutre2 (KN)	Poutre 3 (KN)	Poutre4 (KN)	
ELU	1	1.35G+1.6 A(L)	508,05	505,95	501,55	492,6
	2	1.35G+1.6 B _c	518,41	518,77	521,64	511,94
	3	1.35G+1.6 B _t	480,4	482,19	486,6	485,89
	4	1.35G+1.35Mc120	505,54	506,55	513,2	517,53
	5	1.35G+1.35D240	510,78	528,56	521,76	502,3
ELS	1	G+1.2 A(L)	376,77	375,2	371,9	365,18
	2	G+1.2 B _c	384,54	384,81	386,96	379,69
	3	G+1.2 B _t	356,04	357,39	360,69	360,16
	4	G+Mc120	374,48	375,23	380,15	383,36
	5	G+D240	378,35	391,53	386,49	372,07

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1-Introduction

La précontrainte signifie contrainte appliquée avant selon leur créateur M FREYSSINET elle consiste à soumettre le béton à un effort de compression judicieusement appliqué, afin de supprimer (ou de limiter) les sollicitations de traction dans le béton.

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons), la mise en tension est après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression dues à la précontrainte).

Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et logés dans les ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, ils sont mis en tension à l'aide des vérins et bloqués par la suite dans les ancrages coniques à l'aide de clavette.

Les câbles transmettent leur tension au béton au niveau des ancrages par compression du béton avant l'injection et par adhérence après injection d'un coulis de ciment

Notre pont est composé de 5 travées indépendantes identiques pour cela on va étudier la précontrainte de la poutre la plus sollicitée isostatiquement pour une seule travée

VI.2-Etude de la précontrainte

Les données :

➤ **Le béton :**

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

➤ **L'acier de précontrainte :**

On utilise l'unité de précontrainte de type 12 T15 (classe 1860) (très basse relaxation)

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa.}$$

$$f_{peg} = 1660 \text{ MPa.}$$

Aire de section pour 1 T15 = 139 mm^2

pour un câble de 12 T15 on trouve $A_p = 1668 \text{ mm}^2$

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

Plaque d'Ancrage 24x24cm

➤ **Contraintes admissibles :**

Pour les justifications des contraintes normales vis-à-vis les états-limites de service on utilise la classe de vérification II,

En classe II les contraintes de traction et de compression sont limitées aux valeurs suivantes :

En service

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} < \sigma_c < 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{cs} \text{ (dans la fibre supérieure en combinaison max } M_{\max})$$

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

$$\bar{\sigma}'_{ti} = -f_{t28} < \sigma'_c < 0.5f_{c28} = \bar{\sigma}_{ci} \text{ (dans la fibre inférieure en combinaison permanente } M_{\min})$$

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

En construction

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} < \sigma_c < 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{cs} \text{ dans la fibre supérieure en combinaison rares } M_{\max}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} < \sigma'_c < 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{ci} \text{ dans la fibre inférieure en combinaison permanente } M_{\min}$$

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

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

Avec :

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible de traction sur la fibre supérieure

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible de traction sur la fibre inférieure

$\bar{\sigma}_{cs}$: Contrainte admissible de compression sur la fibre supérieure

$\bar{\sigma}_{ci}$: Contrainte admissible de compression sur la fibre inférieure

VI 2.1-Détermination de la précontrainte minimale

La précontrainte minimale est liée à la section considérée qui peut être sous ou sur critique

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la section médiane nette (poutre avec hourdis) :

$$P_{\min} = \max (P_{\text{sous}}, P_{\text{sur}})$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h} + \frac{B_n}{h} (v \bar{\sigma}_{ti} + v' \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{M_{\max} + B_n v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + v - d'}$$

Tel que :

M_{\min} : moment dû aux charges permanentes

M_{\max} : moment dû à la combinaison max a l'ELS,

ρ : Rendement géométrique de l'aire de la section nette

h : hauteur total (poutre plus hourdis)

B_n : l'aire de la Section nette

v : distance entre le centre de gravité de la section totale (poutre plus hourdis) et la fibre supérieure de celle-ci

v' : distance entre le centre de gravité de la section totale (poutre plus hourdis) et la fibre inférieure de celle-ci

d' : distance minimale entre le barycentre des câbles réels et la fibre inférieure

$d' = 1.5\phi$ (ϕ : diamètre de la conduite)

➤ Application numérique

$$M_{\max} = 6127.28 \text{ KN m} = 6.13 \text{ MNm}$$

$$M_{\min} = 3415.97 \text{ KN m} = 3.42 \text{ MN m}$$

$$d' = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m}$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{6.13 - 3.42}{0.4496 \times 1.82} + \frac{1.03}{1.82} (-0.62 \times 2.7 - 1.2 \times 4.05) = -0.37 \text{ MN}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{6.13 - 0.4496 \times 1.03 \times 0.62 \times 2.7}{0.4496 \times 0.62 + 1.2 - 0.12} = 3.94 \text{ MN}$$

On a $P_{\text{sous}} < P_{\text{sur}}$ donc la section est. Sur critique et par la suite :

$$P_{\min} = P_{\text{sous}} = 3.94 \text{ MN}$$

VI 2.2-Détermination du nombre de câbles

le nombre de câbles sera déterminer en exprimant la condition de non dépassement de contrainte de traction maximale de mise en tension σ_{p0} (tension à l'origine) sur les câbles cette tension est limité réglementairement par :

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8 f_{\text{prg}}; 0.9 f_{\text{peg}})$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8 \times 1860; 0.9 \times 1660) = (1488; 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

donc la valeur de la précontrainte à l'origine pour un câble est :

$$P_0 = 1488 \times 0.001668 = 2.48 \text{ MN}$$

nous estimons les pertes à 30%

$$P_{\min} \leq 0.7 \times N \times P_0 \Rightarrow N \frac{P_{\min}}{0.7 \times P_0} \Rightarrow N \geq 2.26$$

donc on prend $N=3$ câbles de 12T15

l'excentricité est donné par la relation suivante $e_0 = -(v' - d') = -(1.200 - 0.12) = -1.08$

$$\text{Donc } e_0 = -1.08 \text{ m}$$

VI 2.3-Détermination du nombre de câble dans la section l'about

Le nombre de câbles dans la section d'about sera déterminer en exprimant les conditions de non dépassement des contraintes admissibles de la section médiane de la poutre seul

NB : les câbles de la section d'about seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, C'est pour cette raison qu'il faut assurer le non dépassement des contraintes admissibles de la section médiane de la poutre seul,

La section médiane de la poutre seule doit vérifier les deux conditions suivantes :

Vérif. 1: $\sigma_{\text{sup}} = P/B_n + P e_p \cdot V_p / I_G + M_p \cdot V_p / I_G \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -1.5 f_{t28}$ (contrainte admissible de traction en construction sur la fibre supérieure)

Vérif. 2: $\sigma_{\text{inf}} = P/B_n - P e_p \cdot V_p / I_G - M_p \cdot V_p / I_G \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 0.6 f_{c28}$ (contrainte admissible de compression fibre en construction sur la fibre inférieure)

$$e_p = -0.8295 + 0.12 = -0.7095 \text{ m}$$

$$M = G_p \times \frac{L^2}{8} = 1.79 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 9.43 + P(-2.04) \geq -4.05. \\ \sigma_{\text{inf}} = -10.15 + P(5.71) \leq 21 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P \leq 6.61 \\ P \leq 5.45 \end{cases}$$

Nous estimons les pertes à cette phase à 10% on obtient :

donc le nombre de câble qu'on peut placer dans la section d'about avant la mise en place de l'hourdis est de 2 câbles, le troisième câble sera ancré à l'extrados après coulage de l'hourdis

VI 2.4-Vérification des contraintes normales en phase de construction :

La vérification se fait durant les quatre phases de construction suivantes :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre en compte pour les calculs sont celle de la section nette à mi portée de la poutre seule pour les quatre phases 1, 2 et 3, 4

Phase 1 :

Après le septième jour, on met en tension les câbles 1 et 2 (les câbles ancrés dans la section d'about) à 50 % de leur tension finale, Les pertes considérées sont de 10 % la résistance caractéristique à la compression du béton à $j < 28$ jours est donné par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours. (Selon BPEL99)}$$

donc pour $j=7$ jours on trouve $f_{c7}=23.17\text{MPa}$

la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est donné par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{unité : } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimées en MPa})$$

donc pour $j=7$ jours on trouve $f_{t7}=2 \text{ MPa}$

$$e_p = -0.7095\text{m}, P_0 = 2.48 \times 0.9 = 2.232\text{MN},$$

Les contraintes à vérifier :

$$\sigma_1 = \frac{P}{Bn} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_p v}{I_n} \geq \bar{\sigma}_1 = -1.5f_{t7} = -3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{Bn} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_p v}{I_n} \leq \bar{\sigma}_2 = 0.6 f_{c7} = 13.9 \text{ MPa}$$

M_p : moment dû au poids propre de la poutre seul $M_p = 1.79\text{MNm}$

application numérique

$$\begin{cases} \sigma_1 = 5.37\text{MPa} > -3\text{MPa} \\ \sigma_2 = 1.18\text{MPa} < 13.9\text{MPa} \end{cases} \quad \text{conditions vérifiées}$$

Phase 2:

La mise en tension des câbles 1 et 2 (les câbles ancrés dans la section d'about) à 100 % à 28 jours.

Les pertes considérées sont de 20 %.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa et } f_{t28} = 2.7\text{MPa}$$

$e_p = -0.7095\text{m}$, $P_0 = 2 \times 2.48 \times 0.8 = 3.968\text{MN}$, $M_p = 1.79\text{MNm}$

Les contraintes a versifiées :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_p v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_s = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_p v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_1 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Application numérique

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.3 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 12.53 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

Phase 3:

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Dans cette phase on doit considérer en plus du poids propre de la poutre le Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant à cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule. $e_p = -0.7095\text{m}$, $P_0 = 3.968\text{MN}$

Les contraintes a versifiées :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_{p+h}v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_s = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_{p+h}v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_1 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

M_{p+h} : Moment due au poids propre de l'hourdi plus la poutre

$$M_{p+h} = 3.03\text{MNm}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 7.84 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 5.49 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

Phase 4:

Tablier à vide (poutres + superstructures).

La mise en tension du 3^{ème} câble (câble de l'extrados) à 100 %.

Les pertes considérées sont de 30 %.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$. et $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

$e_0 = -1.08\text{m}$, $P_0 = 3 \times 2.48 \times 0.7 = 5.208\text{MN}$

Les contraintes a versifiées :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_{\min}v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_s = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_{\min}v}{I_n} \quad \bar{\sigma}_1 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

M_{\min} : Moment due aux charges permanentes $M_{\min} = 3.42 \text{ MN m}$

Application numérique

$$\begin{cases} \sigma_1 = 4.86 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 16.54 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

VI 2.5-Vérification des contraintes normales en phase de service

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte pour les calculs sont celle de la section nette à mi travée de la poutre plus la dalle

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa. et } f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$e_0 = -1.08 \text{ m, } P_0 = 5.208 \text{ MN}$$

$$M_{\min} = 3.42 \text{ MN m}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 v}{I_n} + \frac{M_{\min} v}{I_n} \quad \sigma_{1s} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0 v}{I_n} - \frac{M_{\min} v}{I_n} \quad \sigma_{2c} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 v}{I_n} + \frac{M_{\max} v}{I_n} \quad \sigma_{3c} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0 v}{I_n} - \frac{M_{\max} v}{I_n} \quad \sigma_{4t} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

M_{\max} : Moment maximum résultant de la combinaison maximum à l'ELS

$$M_{\max} = 6.13 \text{ MNm}$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4.86 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 16.54 \text{ MPa} < 17.5 \text{ MPa} \\ \sigma_3 = 9.71 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \\ \sigma_4 = 7.03 \text{ MPa} > -2.7 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{contraintes vérifiées}$$

VI 2.6-Tracé des câbles

a) Disposition des câbles dans la section médiane

La disposition des câbles dans la section médiane est obtenue en respectant les dispositions constructives données par le BPEL

l'espacement horizontal e_h entre deux armature de précontrainte doit être

$$e_h \geq \Phi_g = 8 \text{ cm.}$$

L'espacement vertical e_v entre deux armature de précontrainte doit être

$$e_v \geq \Phi_g = 8 \text{ cm.}$$

L'enrobage minimal c des armatures de précontrainte doit être

$$c = \max(\Phi_g, d) = \Phi_g = 8 \text{ cm}$$

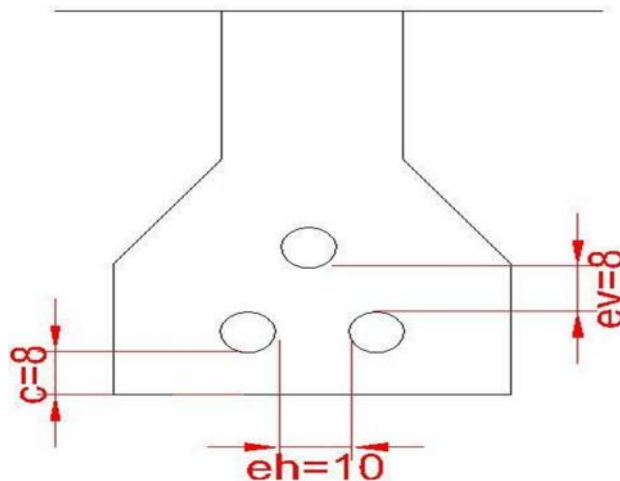


Fig. VI.1-Disposition des câbles dans la section médiane

b) Disposition des câbles dans la section d'about

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes et qui réduit la flèche à mi travée le plus possible.

La disposition des câbles d'about est assurée par le respect des conditions suivantes :

- La résultante des forces de précontrainte de la 1^{ère} famille des câbles (câbles 1 et 2 de la section d'about) doit s'inscrire dans le noyau limite traction et le noyau limite de compression pour que les contraintes limites ne soient pas dépassées

Le noyau limite de traction est définie par les coordonnées $(-c', c)$:

$$c = v - \frac{B_n v}{p} \Rightarrow c = 0.3630 \times 0.7626 - \frac{0.3630 \times 0.6384}{2 \times 2.48} \times (-2.7) = 0.3729\text{m}$$

$$c = v - \frac{B_n v}{p} \Rightarrow c = 0.3630 \times 0.8374 - \frac{0.3630 \times 0.6384 \times 0.8374}{2 \times 2.48} \times (-4.05) = 0.462\text{m}$$

Le noyau limite de compression est limité par les ordonnées $(-\delta; \delta)$ par rapport au centre de gravité

$$\delta = -\rho v + \frac{\rho B_n v}{p} \Rightarrow \delta = -0.3630 \times 0.8374 + \frac{0.3630 \times 0.6384 \times 0.8374}{2 \times 2.48} \times 21 = 0.5117\text{m}$$

$$\delta = -\rho v + \frac{f_{B_n} v}{\rho}$$

$$\Rightarrow \delta = -0.3630 \times 0.7626 + \frac{0.7626 \times 0.6384 \times 0.7626}{2 \times 2.48} \times 21 = 0.4436 \text{ m}$$

Donc dans la section d'about le centre de pression des deux câbles doit s'inscrire dans la zone d'ordonnée $(-C; C)$ $(-\delta; \delta) = (-0.462; 0.3729)$ $(-0.4436, 0.5117) = (-0.4436; 0.3729)$ m

- La distance minimum entre axe de plaque d'ancrage 12T15 qui doit être >30 cm alors nous fixons une distance de 50cm

La résultante des forces de précontrainte de la 1^{ère} famille des câbles (câbles 1 et 2 de la section d'about) coïncide avec le centre de gravité de la section d'about (pour Diminuer la flèche due aux charges permanente et à la précontrainte)
donc l'ordonné du câble supérieur se trouve à 0.25m du centre de gravité de la poutre
Et l'ordonné du câble inférieur se trouve à -0.25m du centre de gravité de la poutre

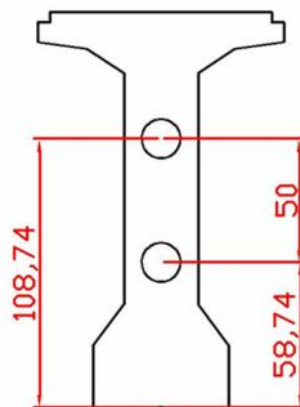


Fig.VI.2-disposition des câbles dans la section d'about

c) L'angle de relevage des câbles

L'angle α de relevage du câble moyen au niveau de la section d'appui est déterminé par le respect de non dépassement de l'effort tranchant admissible les caractéristiques géométriques de la section à prendre en compte pour les calculs sont celles de la poutre plus hourdis à l'about

$$-\bar{V} \leq V_{red} \leq \bar{V}$$

V : étant l'effort tranchant admissible qui peut supporter la section de béton d'appui. il est estimé égale à : $\bar{V} = \tau \cdot b_n \cdot 0.8h$

Avec :

$$\tau = \text{contrainte tangentielle limite à l'E.L.S.} = \sqrt{0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)}$$

$$\sigma_x : \text{Contraintes normales au niveau du centre de gravité} \quad \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

b_n : largeur nette de l'âme $b_n = b_0 - 2\phi/2$

b_0 : largeur d'âme de la section d'about

$V_{red} = V_m - P \sin \alpha$ (effort tranchant minimum réduit)

V_m : effort tranchant sur appui due au charge permanente

$V_{red} = V_M - P \sin \alpha$ (effort tranchant maximum réduit)

V_M : effort tranchant sur appui due à la combinaison la plus défavorable à E.L.S)

le respect du condition ci-dessus nous conduit à déterminer l'angle de relevage

α :

$$\text{Arc sin}((V_{Max} - \bar{V})/p) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}((V_{min} + \bar{V})/p)$$

On a $V_{Max} = 530.52 \text{KN} = 0.53 \text{MN}$ et $V_{min} = 456.06 \text{KN} = 0.46 \text{MN}$ et

$$P = 2 \times 2.48 = 4.96 \text{MN}$$

$$b_n = 0.3 - 2 \times 0.5 \times 0.08 = 0.268 \text{m}$$

$$B_n = B_{(p+d)} - 2\pi\Phi^2/4 = 1.11 - 2 \times 3.14 \times (0.08)^2/4 = 1.1 \text{m}^2$$

$$\tau = \sqrt{0.4 \times 2.7 \left(2.7 + \frac{2}{3} \times \frac{2 \times 2.48}{1.10}\right)} = 2.48 \text{MPa} \Rightarrow \bar{V} = 2.48 \times 0.268 \times 0.8 \times 1.82 = 0.97 \text{MN}$$

$$\Rightarrow \text{Arc sin}(-0.088) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}(0.288) \Rightarrow -5.05^\circ \leq \alpha \leq 16.7^\circ$$

donc on donne pour le câble le plus bas un angle de relevage de 8° et pour le

câble le plus haut un angle de relevage de 12°

d) Trajectoire du câble :

Le tracé du câble est constitué d'une partie rectiligne dans la zone Médiane suivie d'une déviation verticale parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit de 0.5m précède l'ancrage.

Le tracé des câbles est symétrique par rapport au milieu de la poutre, donc on s'intéresse seulement au demie poutre

Le repère B(X.Y) a pour origine la ou le câble devient rectiligne.

x_r : Longueur de la partie rectiligne du câble.

x_p : Longueur de la partie courbe du câble

➤ Câble 1 (câble supérieur) :

Par référence au repère(B) on peut déterminer l'équation du probable ainsi que la distance X_p sur laquelle il varie

l'équation de la parabole est : $y = ax^2$ et $y' = 2ax = \tan \alpha(x)$

en tenant compte de l'alignement droit de 0.5m (donc il varie sur une hauteur de $0.5 \tan 12 = 0.1062 \text{m}$) qui précède l'ancrage. Les coordonnées limites de la parabole sont :

$$\begin{cases} y = (1.0874 - 0.5 \tan 12 - 0.12) = 0.861 \\ x = x_p \end{cases} \Rightarrow ax_p^2 = 0.861 \quad (1)$$

$$\begin{cases} x = x_p \\ \tan \alpha(x) = 12^\circ \end{cases} \Rightarrow 2ax_p = 0.2125 \quad (2)$$

De l'équation (1) et(2) on trouve :

$$\begin{cases} x_p = 8.1\text{m} \\ x_r = 15 - 8.1 = 6.9\text{m} \\ a = 0.0131\text{m} \end{cases}$$

L'équation de la parabole est : $y=0.0131x^2$ et par rapport au repère R l'équation de la parabole devient :

$$y=0.0131 (8.1+0.5-x)^2+0.12 \text{ avec } 0.5 \leq x \leq 8.6\text{m}$$

➤ **Câble 2 (câble inférieur)**

de la même manière on procède pour le câble 2

$$\begin{cases} y = (0.5874 - 0.5 \tan 8 - 0.12) = 0,3971 \\ x = x_p \end{cases} \Rightarrow ax_p^2 = 0.3971 \quad (1)$$

$$\begin{cases} x = x_p \\ c(x) = 8^\circ \end{cases} \tan \gamma = 0.1405 \Rightarrow 2ax_p = 0.1405 \quad (2)$$

De l'équation (1) et(2) on trouve :

$$\begin{cases} x_p = 5.65\text{m} \\ x_r = 15 - 5.65 = 9.35\text{m} \\ a = 0.0124\text{m} \end{cases}$$

L'équation de la parabole est : $y=0.0124x^2$
 $y=0.0124 (5.65+0.5-x)^2+0.12$ avec $0.5 \leq x \leq 6.15\text{m}$

➤ **Câble de l'extrados (câble de la deuxième famille)**

pour le câble de l'extrados on prévoit une angle de relevage de 25° ce qui permet d'apporter une bonne réduction de l'effort tranchant ainsi que elle facilite l'exécution le câble de l'extrados sera positionné au environ le huitième de la portée ;

l'alignement droit qui précède l'ancrage est près égal à 0.5m,

$$\begin{cases} y = (1.6 - 0.5 \tan 25 - 0.24) = 1.12 \\ x = x_p \end{cases} \Rightarrow ax_p^2 = 1.12 \quad (1)$$

$$\begin{cases} x = x_p \\ c(x) = 25^\circ \end{cases} \tan \gamma = 0.466 \Rightarrow 2ax_p = 0.466 \quad (2)$$

De l'équation (1) et(2) on trouve :

$$\begin{cases} x_p = 4.83\text{m} \\ x_r = 15.5 - 9.58 = 5.92 \\ a = 0.0482\text{m} \end{cases}$$

L'équation de la parabole est : $y=0.0482x^2$
 $y=0.0482 (0.5+3.75+0.5 +4.83-x)^2+0.24$ avec $4.75 \leq x \leq 9.58\text{m}$

La trajectoire des trois câbles ainsi que du câble moyen sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VI.1- trajectoire des câbles

		POSITIONS DES CÂBLES										
Câbles	position(m)	0	0.5	2	4.25	4,75	6,15	7,75	8,6	9,58	11,625	15,5
1	Y_i	1,087	0,981	0,691	0,3678	0,3141	0,1986	0,1524	0,12	0,12	0,12	0,12
	α_i	12°	12°	10.94°	8.17	7.8°	4.71°	2.61	1.83°	0	0	0
2	Y_i	0,587	0,5171	0,334	0,1647	0,1443	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	α_i	8°	8°	6.96°	4.3°	3.94°	1°	0	0	0	0	0
3	Y_i	-	-	-	1.6	1,3644	0,8071	0,426	0,2863	0,24	0,24	0,24
	α_i	-	-	-	25°	25°	21.7°	15.2°	12°	2.7°	0	0
Câble moyen	Y_i	0,837	0,7490	0,512	0,7117	0,6076	0,3752	0,2112	0,1754	0,16	0,16	0,16
	α_i	10°	10,02°	6,75°	-2,69°	1,25°	2,16°	1,78°	1,33°	0,092°	0	0

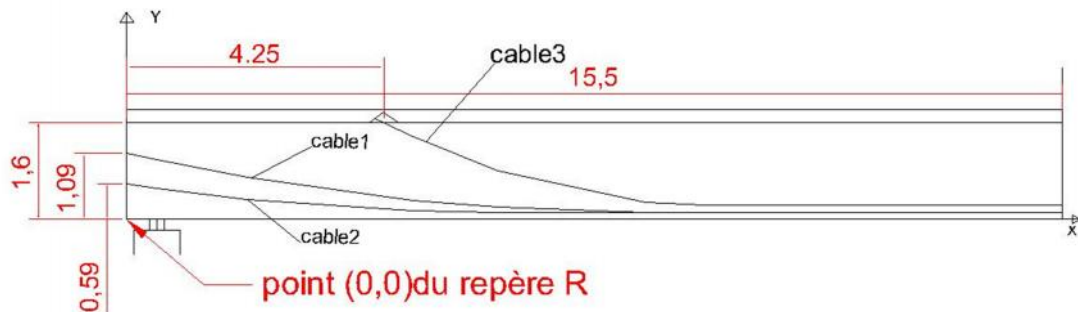


Fig. VI.3-disposition des câbles

VI.2.7-Détermination des caractéristiques géométriques réelles des sections

Pour le calcul exact des contraintes à ELS le règlement BPEL définit les sections suivantes :

➤ Section nette

La section nette est calculée à partir de la section brute en déduisant les sections brutes des vides longitudinaux, cette section sert à calculer les contraintes dues aux charges permanentes (qui existe déjà lors de l'injection)

➤ Section homogène

la section homogène est égale à la section nette majorée de n (coefficient d'équivalence pris égal à 5) fois la section des armatures longitudinales de la précontrainte, sous réserve de l'adhérence entre ces armatures avec le béton (l'adhérence est assurée par l'injection d'un coulis adéquat) cette section sert à calculer les contraintes dues aux charges appliquées après injection des conduits

a) Calcul des Caractéristiques nettes des sections :

L'aire de la section nette est $B_n = B_b - N \times B_g$ avec $B_g = \frac{\pi \phi^2}{4}$

la distance entre le centre de gravité de la section nette et la fibre extrême inférieure est

$$\hat{V}_n = \frac{B_b \times \hat{V}_b - \sum B_g \times y_i}{B_n}$$

Le moment d'inertie de la section nette par rapport au centre de gravité de cette dernière est :

$$I_n = (\hat{V}_n - \hat{V}_b)^2 \times B_b - N \times I - B (\hat{V}_n - y_i)^2 + I_b$$

Avec $I = \frac{\pi \phi^4}{64}$ moment d'inertie d'une section circulaire de diamètre ϕ (moment d'inertie du vide engendré par la gaine qu'il faut retrancher) et N le nombre de câble
Les résultats de calculs des caractéristiques nettes pour différents sections sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau VI.2- caractéristiques nettes de la section médiane

	Poutre seul	Poutre plus hourdis
$B_n(m^2)$	0.607	1.047
$V'n$ (m)	0.846	1.209
V_n (m)	0.774	0.611
$m_{\Delta n}(m^3)$	0.513	1.265
$I_{Gn}(m^4)$	0.180	0.372
Rendement géométrique(%)	45.2	48.1

Tableau VI.3 Caractéristiques nettes de la Section 0.25L

	Poutre seul	Poutre plus hourdis
$B_n(m^2)$	0.612	1.047
$V'n$ (m)	0.837	1,202
V_n (m)	0.763	0,618
$m_{\Delta n}(m^3)$	0,512	1.258
$I_{Gn}(m^4)$	0.18	0,378
Rendement géométrique(%)	45	48,7

Tableau VI.4-Caractéristiques nettes de la Section d'about

	Poutre seul	Poutre plus hourdis
$B_n(m^2)$	0,662	1,102
$V'n (m)$	0,841	1,188
$V_n (m)$	0,759	0,632
$m_{\Delta n}(m^3)$	0,556	1,31
$I_{Gn}(m^4)$	0,186	0,386
Rendement géométrique(%)	44.10	46,7

b) Caractéristiques homogènes des sections

L'aire d'une section homogène est $B_h = B_n + n \times N \times A_p$

n : coefficient d'équivalence de l'acier de précontrainte-béton près réglementairement égal $n=5$

N nombre de câble et A_p l'aire de section d'un câble $A_p = 1668 \text{ mm}^2$

la distance entre le centre de gravité de la section homogène et la fibre extrême inférieure est :

$$\hat{V}_h = \frac{B_n \times \hat{V}_n + n \times A_p \sum y_i}{B_h}$$

$$I_h = I_n + B_n \times (\hat{V}_h - \hat{V}_n)^2 + n \times A_p \sum (y_i - y_h)^2$$

les résultats de calculs pour les différentes sections sont données par les tableaux suivants :

Tableau VI.5-Caractéristiques homogènes

	Section médiane	Section de 0.251
$B_h(m^2)$	1,072	1,072
$V'h(m)$	1,19	1,196
$V_h (m)$	0,63	0,554
$m_{\Delta h}(m^3)$	1.2756	1.28
$I_{Gh}(m^4)$	0,393	0.38
Rendement géométrique(%)	48,9	53,5

VI.2.8-Calcul des pertes

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

VI.2.8.1-Pertes instantanées

a) Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il est courbe, et de même s'il est rectiligne, par ce que un câble n'est jamais rectiligne mais il présente des ondulations

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f + \varphi x)})]$$

σ_{p0} : Tension à l'origine $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) \Rightarrow \sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1660) = (1488 ; 1494) = 1488 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18$ (BPEL)

φ : Coefficient de frottement linéaire, $\varphi = 0.002$ (BPEL)

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

α : déviation angulaire entre la section d'origine et la section à étudier

d'abscisse x

Les résultats de calculs pour les différentes sections sont donnés par le tableau suivant

Tableau VI.6-perte par frottement

Section	Câble N°		L(m)	α (rad)	$f\alpha+\phi l$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) total	Δ σ_f (MPa) moyenne
0.5m	1	Partie droite	0.5	0	10^{-3}	1.48	1.48	2.96
	2	Partie droite	0.5	0	10^{-3}	1.48	1.48	
0.25l+0.5	1	Partie Droite	0.5	0	10^{-3}	1.48	64.24	61.73
		Partie courbe	7.25	0,15 91	0,04313	62.76		
	2	Partie droite1	0.5	0	10^{-3}	1.48	59.22	
		Partie courbe	5.65	0.13 96	0,03642	53,17		
		Partie droite 2	1.6	0	0,0032	4,57		
	3	Partie Droite	0.5	0	10^{-3}	1.48	34.56	
		Partie courbe	1,83	0.10 47	0,0225	33.08		
0.5l+0.5	1	Partie courbe	8.1	0,20 94	0,05389 2	77,99	97,33	89,27
		Partie droite 2	6.9	0	0,0138	19,34		
	2	Partie droite1	0.5	0	0,001	1,48	81.21	
		Partie courbe	5.65	0,13 96	0,03642 8	53,18		
		Partie droite 2	9.35	0	0,0187	26,55		
	3	Partie droite1	0.5	0	0,001	1,48	143	
		Partie courbe	4.83	0,43 63	0,08819 4	125,49		
		Partie droit	5.92	0	0,01184	16,02		

b) Pertes par glissement à l'ancrage

lors du blocage des armatures de précontrainte par le système d'ancrage (clavette), il se produit toujours un léger raccourcissement des armatures entraînant une chute de tension, celle-ci est fonction du système d'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé

la perte par rentré d'ancrage n'affecte qu'une faible partie de l'armature de précontrainte car le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine donc son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à une distance d de celui-ci, d est donné par la formule suivante :

$$d = \sqrt{\frac{g \times Ep}{\sigma_{p_0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

les pertes totales par recul sont donné par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_{p_0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

d :c'est la longueur d'influence du glissement

Si $d < L/2$ il faut tendre le câble par ses deux extrémités afin d'obtenir des tensions plus élevées.

Si $d > L/2$ il est préférable de tendu le câble par une seule extrémité

g : glissement à l'ancrage donné par la fiche d'agrément $g=6\text{mm}$

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

σ_{p_0} : Tension à l'origine $\sigma_{p_0}=1488\text{MPa}$

L : longueur du câble.

α : déviation angulaire totale sur la longueur L du câble, α est égal à deux fois l'angle de relevage de chaque câble

Tableau VI.7valeurs de d pour les trois câbles :

N° du câble	L(m)	α (rad)	$\frac{\phi+fx}{\alpha/L}$	d (m)
1	31.1	0,4188	0,00442	13,16
2	31.078	0,2792	0,00362	14,55
3	22.62	0,8726	0,00894	9,26

➤ Calcul des pertes par recule d'ancrage

Les pertes totales (ont lieu dans la section d'ancrage) par recul d'ancrage sur toute la longueur d du câble sont donnés par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_{p_0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

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

$$\Delta \sigma_{recul} = \Delta \sigma_{recul} \left(1 - \frac{X_i}{d} \right).$$

Tableau VI.8 pertes par recul d'ancrage pour les trois câbles

N° du câble	$\phi+fx \alpha/L$	d (m)	recul à 0m $\Delta\sigma_r$ (MPa)	recul à 0.5 $\Delta\sigma_r$ (MPa)	recul à $\Delta\sigma_r$ (MPa)	recul à $\Delta\sigma_r$ (MPa)
1	0,00442	13,16	173,26	166,67	117,30	0
2	0,00362	14,55	156,67	151,29	110,92	0
3	0,00894	9,26	-	-	246,34	0

Tableau VI.9 Valeurs moyennes des pertes par recul d'ancrage par câble

Valeur moyenne	recul à 0m $\Delta\sigma_r$ (MPa)	recul à 0.5m $\Delta\sigma_r$ (MPa)	recul à 0.5L+ $\Delta\sigma_r$ (MPa)
Câbles d'about	164,96	158,98	114,11
Câble de l'extrados	-	-	246,34

c) Pertes par déformation instantanée du béton :

Cette perte est dû principalement à la non simultanée de la mise en tension des câbles le règlement BPEL propose la formule suivante :

$$\sigma_p = E_p \sum K_j \frac{\Delta\sigma_{bcj}}{E_{bij}}$$

$\Delta\sigma_{bcj}$: Variation de la contrainte du béton adjacent à la famille d'armature étudiée dans la section considérée sous l'effet des charges permanentes appliquées au jour j

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

E_{bij} : module de déformation longitudinal instantané du béton

K_j : coefficient multiplicateur qui prend les valeurs suivantes $K_j=0.5$ pour les variations de $\Delta\sigma_{bcj}$ dues à la contrainte relative à la phase de mise en tension et aux actions permanentes appliquées simultanément à cette mise en tension $K_j=1$ pour les variations de $\Delta\sigma_{bcj}$ dû aux actions permanentes appliquées postérieurement à cette phase de mise en tension, y compris celles dues aux armatures de précontraintes mises en tension ultérieurement

➤ Les pertes dues à la mise en tension des câbles de la première famille

La poutre sera mise en tension en deux phases (à 7jours et à 28jours) et sera soumise ultérieurement par des charges permanentes supplémentaires (charges de l'hourdis et la précontrainte de la 2^{ème} famille) et en tenant compte de ce qu'on a dit ci-dessus les pertes par déformation instantanée du béton seront données par la formule suivants :

➤ **A 7jours :**

$$\sigma_p = E_p \left(0.5 \times \frac{\Delta \sigma_{bc7}}{E_{bi7}} + 1 \times \frac{\sigma_{bc7}}{E_{bi7}} \right)$$

$$f_{c7} = 23.17 \text{ MPa}$$

$$E_{bi7} = 31359,42 \text{ MPa}$$

$$E_{bi28} = 3,6 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa.}$$

σ_{bc7} : La contrainte au centre de gravité des armatures à 7jours

$$\sigma_{bc7} = \frac{P_1}{B_{1n}} + \frac{P_1 \times e^2}{I_{1n}} + \frac{M_{pe}}{I_{1n}}$$

Les caractéristiques géométriques utilisées pour le calcul de cette contrainte sont celle de la poutre seule

$$P_1 = 0.5 \times N \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{recul}} - \Delta \sigma_{\text{frot}}) \text{ avec } N=2$$

σ_{p0} : tension à l'origine

M_{pe} = moment dû au poids propre de la poutre

σ_{bc7} : contrainte dû aux charges permanentes postérieures (charges permanentes totales Et la précontrainte de la 2^{ème} famille) $\sigma_{bc7} = \frac{P_2}{B_{2n}} + \frac{P_2 \times e^2}{I_{2n}} + \frac{N_{\text{min}} \times e_1}{I_{2n}} - \sigma_{bc7}$

avec $P_2 = N \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{recul}} - \Delta \sigma_{\text{frot}})$ avec $N=2$ ou 3 selon la position de la section

Les caractéristiques géométriques utilisées pour le calcul de cette contrainte ont celle de la poutre plus hourdis

➤ **A 28 jours**

$$\Delta \sigma_p = E_p \left(0.5 \times \frac{\Delta \sigma_{bc28}}{E_{bi28}} + 1 \times \frac{\Delta \sigma_{bc28}}{E_{bi28}} \right)$$

σ_{bc28} : La contrainte au centre de gravité des câbles 1 et 2 à 28jours

$$\sigma_{bc28} = \frac{P_3}{B_{1n}} + \frac{P_3 \times e^2}{I_{1n}} + \frac{M_{pe}}{I_{1n}}$$

avec $P_3 = N \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{recul}} - \Delta \sigma_{\text{frot}})$ avec $N=2$

σ_{bc28} contrainte dû aux charges permanentes postérieures, elle est la même que la formule ci-dessus seulement σ_{bc7} devient σ_{bc28}

le câble 3 ne subira aucune perte par déformation instantanée par ce que c'est le dernier câble qu'on va tirer et aussi par ce que la mise en tension de ce dernier sera après coulage de l'hourdis

Les résultats des calculs pour les deux câbles ancrés dans la section d'about sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VI.10 Valeurs des pertes par déformation instantané par câble

Sections	0	0.5	0.251	0.51
M_p (MNm)	0	0	0,781	1,78
M_{min} (MNm)	0	0	1,5	3,42
I_{1n} (m ⁴)	0,186	0,186	0,18	0,18
B_{1n} (m ²)	0,662	0,662	0,612	0,607
I_{2n} (m ⁴)	0,386	0,382	0,378	0,372
B_{2n} (m ²)	1,102	1,102	1,047	1,047
e(m)	0	-0,093	-0,571	-0,722
e1(m)	0	-0,438	-0,935	-1.089
P_1 (MN)	2,21	2,21	2,19	2,33
P_2 (MN)	4,41	4,42	6,30	6,86
P_3 (MN)	4,41	4,42	4,37	4,66
σ_{bc2} (MPa)	3,33	3,44	5,06	3,46
σ_{bc28} (MPa)	4,00	6,25	16,98	18,79
$\sigma_{bc28(CMI)}$ (MPa)	6,67	6,89	12,6	14,06
σ_{bc2} (MPa) à 7 jours	45,26	46,78	81,82	84,7
σ_{bc28} (MPa) à 28 jours	0	4,00	54,62	65,43

Tableau VII.1 les pertes instantanées à 28 jours

Désignation	Sections	Pertes instantanées			
		Frottement (MPa)	Recul (MPa)	Raccourcissement (MPa)	Totales (MPa)
Câbles ancrés à la section d'about	0	0	164,96	0	164,96
	0.5m	2.96	158,98	4,00	165,94
	0.251	61.73	114,11	54,62	230,46
	0.51	89,27	0	65,43	154,7
Câble ancré à l'extrados	0	-	-	-	-
	0.5m	-	-	-	-
	0.251	34.56	246,34	0	280,9
	0.51	143	0	0	143

VI.2.8.2-Les Pertes différées

a) La perte par retrait

Le retrait est un raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire dans le béton
si t_0 désigne l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, alors la perte par retrait de l'instant t_0 à l'instant t est donné par :

$$\Delta \sigma_r = \varepsilon_r (r(t) - r(t_0)) E_p.$$

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps. Elle varie de 0 à 1 lorsque t variant de 0 à l'infini

donc la perte finale sera $\Delta \sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t_0)) E_p.$

$\varepsilon_r = 0,0003$ valeur du retrait finale du béton. (Climat tempéré sec)

t_0 : l'âge du béton au moment de sa mise en tension exprimé en jours

$$r(t_0) = t_0 / t_0 + 9 r(m).$$

Avec $r(m)$ rayon moyen $r(m) = B_n / p.$ (exprimé en cm)

B_n : l'aire de la section nette.

p : le périmètre extérieur de la section.

➤ Calcul de la perte par retrait pour les câbles ancrés dans la section d'about

$$B_n = 11020 \text{ cm}^2, p = 978.28 \text{ cm}.$$

➤ A partir de 7 jours :

$$r(t) = 7 / (7 + 9 (11020 / 978.28))$$

$r(t) = 0.064$; Alors : $\Delta \sigma = 0,0003 (1 - 0.064) 190000.$ Donc :

$$\Delta \sigma_r = 53,35 \text{ MPA}.$$

➤ A partir de 28 jours :

$$r(t) = 28 / (28 + 9 (11020 / 978.28))$$

$r(t) = 0.21.$ Alors : $\Delta \sigma_r = 0,0003 (1 - 0,21) 190000.$ Donc :

$$\Delta \sigma_r = 45,03 \text{ MPA}.$$

➤ Pour la section intermédiaire :

$$B_n = 10470 \text{ cm}^2, p = 984.31 \text{ cm}.$$

➤ A partir de 7 jours :

$$r(t) = 7 / (7 + 9 (10470 / 984.31))$$

$r(t) = 0.068$; Alors ; $\Delta \sigma_r = 0,0003 (1 - 0,068) 190000$

Donc : $\Delta \sigma_r = 53,12 \text{ MPA}.$

➤ A partir de 28 jours :

$$r(t) = 28 / (28 + 9 (10470 / 984.31))$$

$r(t) = 0.23.$ Alors : $\Delta \sigma_r = 0,0003 (1 - 0,23) 190000.$

Donc : $\Delta \sigma_r = 43,89 \text{ MPA}.$

Pour la section où il commence le câble de l'extrados la perte par retrait est la même que celle de la section intermédiaire

Tableau VI 12 perte par retrait à partir de 7 jours

Sections	0	0.251+0.5	0.51+0.5
$\Delta \sigma_r$ (MPa) câbles ancrés dans la section d'about	53,35	53,12	53,12
$\Delta \sigma_r$ (MPa) câbles ancrés à l'extrados	-	53,12	53,12

Tableau VI 13 perte par retrait à partir de 28 jours

Sections	0	0.5	0.251+0.5	0.51+0.5
$\Delta \sigma_r$ (MPa) câbles ancrés dans la section d'about	45,03	45,03	43,89	43,89
$\Delta \sigma_r$ (MPa) câbles ancrés à l'extrados	-	-	43,89	43,89

b) Perte due au fluage

Le fluage c'est un phénomène de déformation différée du béton soumis à une contrainte maintenue du béton la perte totale par fluage est donnée par la formule suivante

$$\Delta \sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) E_p / E_{bi28}$$

σ_b : contrainte finale de compression dans le béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte

σ_M : la contrainte de compression maximale du béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Si on suppose que la contrainte maximale du béton au niveau du centre de gravité des câbles correspond à la contrainte finale la relation ci-dessus devient :

$$\Delta \sigma_{fl} = 2\sigma_M E_p / E_{bi28} \text{ tel que :}$$

$$E_{bi28} = 3,6 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$N = \frac{P}{Bn} + \frac{Pe^2}{I_n} + \frac{N_{min}e}{I_n} \text{ avec } P = N \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{recul} - \Delta \sigma_{frot}) \text{ et } N = 2 \text{ ou } 3 \text{ selon}$$

la position de la section

les résultats de calcul des pertes finals par fluage pour les différents sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI14 des pertes finales par fluage

section	0	0.251	0.51
P(MN)	4,41	6,3	6.86
σ_M (MPa)	4,00	16.98	18,78
$\Delta \sigma_{fl}$ (MPa)	42,28	179.23	198.23

c) Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, selon le BPEL la perte de tension par relaxation est estimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{prg}}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{\text{pi}} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x: $\sigma_{\text{pi}} = \sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{inst}}$

$\Delta\sigma_{\text{inst}}$: somme des pertes instantanées

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

μ_0 : coefficient pris égal à 0.43 Pour les aciers TBR. (C'est le type de l'acier qu'on a choisi)

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{\text{p0}} = 1488 \text{ MPa}$

ρ_{1000} : relaxation à des aciers à 1000h. $\rho_{1000} = 2.5\%$ (pour les aciers TBR)

les résultats de calcul des pertes finals par relaxation pour les câbles ancrés dans la section d'about et pour les différents sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.15- pertes finales par relaxation

		Sections			
désignations	Perte	0	0.5m	0.25L	0.5L
Câbles ancrés dans la section d'about	$\Delta\sigma_{\text{inst}}$	164,96	165,94	230,46	154,7
	σ_{pi}	1323,04	1322,06	1257,54	1333,3
	$\Delta\sigma_{\text{relax}}(\text{MPa})$	55,83	55,68	46,42	57,36
Câble ancré à l'extrados	$\Delta\sigma_{\text{inst}}$	-	-	280,9	143
	σ_{pi}	-	-	1207,1	1345
	$\Delta\sigma_{\text{relax}}(\text{MPa})$	-	-	39,65	59,14

Tableau récapitulatif des pertes différées finales par section dans la supposition d'une mise en tension à partir du 28 jours pour les trois câbles :

la perte finale différée est prise : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\text{fl}} + 5/6 \Delta\sigma_{\text{rela}}$.

Tableau VI.16 pertes différées finales

Désignations	0	0.5m	0.25L	0.5L
Perte due au retrait(MPa)	45,03	45,03	43,89	43,89
Perte due au fluage(MPa)	42,28	65,92	179,23	198,23
Perte due à la relaxation(MPa)	55,83	55,68	43,04	58,25
$\Delta\sigma_d$ totale(MPa)	133,84	157,35	258,98	290,66

NB : Pour le calcul des pertes différées à un temps t jours après mise en précontrainte on utilise la relation suivante donnée par le BPEL :

$$\Delta \sigma_d(t) = \Delta \sigma_d \times r(t) \text{ avec } r(t) = t / (t + 9 r(m)).$$

Calcul du pourcentage de pertes totales (instantanées plus différées) :

Tableau VI.14 pourcentage de pertes totales

Désignations	0	0.5m	0.25l+0.5	0.5l+0.5
Pertes instantanées totales (MPa)	164,96	165,94	230,46	154,7
Pertes différées totales (MPa)	133,84	157,35	258,98	290,66
Σ (MPa)	298,7	323,29	489,44	445,36
% des pertes	20,08	21,72	32,89	29,93

Le pourcentage des pertes totales (déférés et instantanées) est de 29.93% dans $x=0.5l$ donc il est presque à la valeur qu'on a proposé au début de cet chapitre L'estimation des pertes à 30% est donc raisonnable, et le nombre de câbles est suffisant

VI.2.9-Vérifications des contraintes normales

a) Vérifications des contraintes dans la section médiane

Les vérifications qu'on va effectuer pour chaque phases sont les mêmes que ci-dessus seulement on va prendre les caractéristiques géométrique réels des sections, et l'excentricité exacte des câbles

la précontrainte de vérifications sera la précontrainte probable

$$P_m = N \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_p)$$

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte pour les calculs sont celle de la section nette exacte à mi portée de la poutre seule pour les phases 1,2 et 3

la section à mi portée de la poutre plus la dalle pour la phase 4

➤ Phase 1

Après le septième jour, on mit en tension les câbles 1 et 2 (les câbles ancré dans d'about) à 50 % de leur tension finale

la résistance caractéristiques à la compression et à la traction du béton à $j=7$ jours sont :

$$f_{c7} = 23.17 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 2 \text{ MPa}$$

Les vérifications à effectuer (on limite la traction dans la fibre supérieur et la compression dans la fibre inférieur)

Les contraintes à versifiées :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_{pv}}{I_n} \quad \sigma_1 = -1.5f_{t7} = -3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_{pv}}{I_n} \quad \sigma_2 = 0.6 f_{c7} = 13.9 \text{ MPa}$$

M_p : moment dû au poids propre de la poutre seul dans la section médiane

Application numérique

$P = 2 \times 0.5 \times 0.001668 \times (1488 - 154,7) = 2,22 \text{ MN}$ et $e_0 = -(0.846 - 0.12) = -0.726 \text{ m}$

Application numérique :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 4.42 \text{ MPa} > -3 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 2.81 \text{ MPa} < 13.9 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

➤ Phase 2:

La mise en tension des câbles 1 et 2 (les câbles ancrés dans la section d'about) à 100 % à 28 jours.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$, $M_p = 1.79 \text{ MN}$

on considère que les pertes différées atteignent 30% de leur valeur finale

les vérifications à effectuer :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_{pv}}{I_n} \quad \sigma_1 = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_{pv}}{I_n} \quad \sigma_2 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Application numérique

$P = 2 \times 0.001668 \times (1488 - 241) = 4.15 \text{ MN}$ et $e_0 = -(0.846 - 0.12) = -0.726$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.57 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 12.58 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

➤ Phase 3:

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Dans cette phase on doit considérer en plus du poids propre de la poutre le Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule et l'hourdis est considérée comme une charge supplémentaire sur la poutre

Les contraintes à vérifier :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} + \frac{M_{p+hv}}{I_n} \quad \sigma_1 = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0v}{I_n} - \frac{M_{p+hv}}{I_n} \quad \sigma_2 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

M_{p+h} : Moment dû au poids propre de l'hourdis plus la poutre $M_{p+h} = 3.03 \text{ MN}$

Application numérique :

$P = 4.29 \text{ MN}$ et $e_0 = -(0.846 - 0.12) = -0.726 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 6.66 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 7.71 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ conditions vérifiées}$$

➤ Phase 4:

Le Tablier à vide (poutres + superstructure).

La mise en tension du 3^{ème} câble (câble de l'extrados) à 100 %.

On considère dans ce cas que les pertes différées atteignent 50% de leur valeur final

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa. et } f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Les contraintes à vérifier :

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} + \frac{M_{\min} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{1s} = -1.5 f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} - \frac{M_{\min} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{2i} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

M_{\min} : Moment due aux charges permanentes $M_{\min} = 3.42 \text{ MN m}$

Application numérique :

$$P = 3 \times 0.001668 \times (1488 - 379) = 5.54 \text{ MN et } e_0 = -(1.202 - 0.16) = -1.042 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.24 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 13.76 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{contraintes vérifiées}$$

➤ Vérification des contraintes normales en phase de service

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte pour les calculs sont celle de la section homogène à mi porté de la poutre plus la dalle

On considère dans ce cas que les pertes différées atteignent leur valeur finale

$$\sigma_1 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} + \frac{M_{\min} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{1s} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} - \frac{M_{\min} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{2i} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} + \frac{M_{\max} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{3s} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{B_n} - \frac{Pe_0 \dot{v}}{I_n} - \frac{M_{\max} \dot{v}}{I_n} \quad \sigma_{4i} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

M_{\min} : Moment due aux charges permanentes $M_{\min} = 3.42 \text{ MN m}$

M_{\max} : Moment maximum $M_{\max} = 6.13 \text{ MNm}$

$$P = 3 \times 0.001668 \times (1488 - 445,36) = 5.21 \text{ MN et } e_0 = -(1.19 - 0.16) = -1.03 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.74 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 10.75 \text{ MPa} < 17.5 \text{ MPa} \\ \sigma_3 = 6.084 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \\ \sigma_4 = 2.54 \text{ MPa} > -2.7 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{contraintes vérifiées}$$

b) Vérifications des contraintes normales dans la section 0.25L

Les vérifications qu'on va effectuer pour chaque phases sont les mêmes que ci-dessus avec $P = N A_p (\quad) \cos$

σ : Contrainte de mise en tension du câble moyen

\dot{v} : L'inclinaison du câble moyen par rapport à l'horizontal

➤ **Phase 1**

$f_{c7}=23.17\text{MPa}$, $f_{t7}=2\text{MPa}$,
 $P=0.5 \times 2 \times 0.001668 \times ((1488-230,46) \cos(15.2^\circ)) = 2,29\text{MN}$ et
 $e_0 = -(0.837-0.2112) = -0,6258$, $M_p = 1.34\text{MN}$

Application numérique

$$\begin{cases} \sigma_1 = 3.37\text{MPa} > -3\text{MPa} \\ \sigma_2 = 4.21\text{MPa} < 13.9\text{MPa} \end{cases} \text{ Conditions vérifiées}$$

➤ **Phase 2:**

$f_{c28} = 35\text{MPa}$ et $f_{t28} = 2.7\text{MPa}$

Application numérique

$P = 2 \times 0.001668 \times (1488-270) \cos(15.2^\circ) = 3.98\text{MN}$ et $e_0 = -0,6258\text{m}$
 $M_p = 1.34\text{MN}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0.45\text{MPa} > -4.05\text{MPa} \\ \sigma_2 = 12.13\text{MPa} < 21\text{MPa} \end{cases} \text{ Conditions vérifiées}$$

➤ **phase3**

$f_{c28} = 35\text{MPa}$ et $f_{t28} = 2.7\text{MPa}$ $P = 3.98\text{MPa}$, et $e_0 = -0,6258\text{m}$ $M_{p+h} = 2.26\text{MN}$

Application numérique

$$\begin{cases} \sigma_1 = 5.41\text{MPa} > -4.05\text{MPa} \\ \sigma_2 = 7.8\text{MPa} < 21\text{MPa} \end{cases} \text{ Conditions vérifiées}$$

➤ **Phase 4**

$f_{c28} = 35\text{MPa}$ et $f_{t28} = 2.7\text{MPa}$

Les contraintes a versifiées :

$$\sigma_1 = \frac{P}{Bn} + \frac{Pe_0 \hat{v}}{I_n} + \frac{M_{\min} \hat{v}}{I_n} \quad \sigma_1 = -1.5 f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{Bn} - \frac{Pe_0 \hat{v}}{I_n} - \frac{M_{\min} \hat{v}}{I_n} \quad \sigma_2 = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21\text{MPa}$$

M_{\min} : Moment due aux charges permanentes $M_{\min} = 2.56\text{MN m}$

Application numérique

$P = 3 \times 0.001668 \times (1488-364) = 5.64\text{MN}$ et $e_0 = -(1.209-0.16) = -1.049\text{m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.24\text{MPa} > -4.05\text{MPa} \\ \sigma_2 = 13.76\text{MPa} < 21\text{MPa} \end{cases} \text{ contraintes vérifiées}$$

➤ **Vérification des contraintes normales en phase de service**

M_{\min} : Moment due aux charges permanentes $M_{\min} = 2.56\text{MN m}$

M_{\max} : Moment maximum résultant de la combinaison max $M_{\max} = 4.3\text{MNm}$

$P = 3 \times 0.001668 \times (1488-489,44) \cos(15.2^\circ) = 4.82$ et $e_0 = -(1.196-0.2112) = -0,9848\text{m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0.917\text{MPa} > -4.05\text{MPa} \\ \sigma_2 = 12.28\text{MPa} < 17.5\text{MPa} \\ \sigma_3 = 3.76\text{MPa} < 21\text{MPa} \\ \sigma_4 = 6.74\text{MPa} > -2.7\text{MPa} \end{cases} \text{ contraintes vérifiées}$$

VI.2.10-Vérification de l'effort tranchant

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases

Sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La Contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red}S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit $V_{red} = T + TP$

T = effort tranchant de la phase considérée.

TP = - % de la mise en tension x A_p x σ_i ($\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3$) $\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma$ ($\sigma_{po} = 1488$ MPa)

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section (pour les phases 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les phases 4 et la phase de service on prend celle de la poutre + hourdis.

b_n : Épaisseur nette de l'âme (m) $b_n = b_0 - \phi/2 = 0.30 - 0.04 = 0.26$ m

I : Moment d'inertie de la section considérée (m⁴)

Vérification de non fissuration du béton sous l'effort tranchant :

$$\tau_{red}^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2\sigma_x/3) = \bar{\tau}$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

σ_x : la contrainte de la précontrainte appliquée

$\Delta\sigma$ pertes pour chaque étape :

Les résultats de calculs pour la section d'about sont donnés par le tableau suivant

Tableau VI.15 de vérification de l'effort tranchant

désignations	T(MN)	T _p (MN)	V _{red} MN	τ_{red} (MPa)	f_{tj} (MPa)	P(MN)	σ_x (MPa)	$\frac{\tau_{red}}{\bar{\tau}}$ (MPa)
phase 1	0.238	-0,078	0,18	0,44	2	2,161	3,264	1.82
phase 2	0.238	-0,098	0,34	3,412	2,7	4,08	6,163	2.71
phase 3	0.403	-0,19	0,213	1,506	2,7	4,08	6,163	2.71
phase 4	0.456	-0,231	0,6	0,791	2,7	3,72	3,376	2.31
phase 5	0.53	-0,516	0,014	0,1842	2,7	3,72	3,376	2.31

Les résultats de calcul indiquent que la contrainte admissible de fissuration du béton dans la section d'about n'est pas atteinte

Les résultats de calculs pour la section 0.25L sont donnés par le tableau suivant

Tableau VI.16 de vérification de l'effort tranchant

désignations	T(MN)	T _p (MN)	V _{red} MN	τ _{red} (MPa)	f _{ij} (MPa)	P(MN)	σ _x (MPa)	$\frac{\tau}{\sigma}$ (MPa)
phase 1	0,118	-0,063	0,0551	0,6025	2	2,077	3,393	1.84
phase 2	0,118	-0,122	-0,004	-0,043	2,7	4,023	6,573	2.76
phase 3	0,2	-0,122	0,0781	2,1361	2,7	4,023	6,573	2.76
phase 4	0,34	-0,169	0,1713	2,2306	2,7	5,568	5,194	2.57
phase 5	0,3915	-0,15	0,2416	2,4666	2,7	4,947	4,615	2.5

Les résultats de calcul indiquent que la contrainte admissible de fissuration du béton dans la section $x=0.25L$ ne sont pas atteintes

VI.2.11-Ferraillage de la poutre

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{ij}}{f_e}$$

B_t : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton.

N_{BT} : la résultante de traction exercée sur le béton tendu.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferraillage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera

Un ferraillage pour pallier aux problèmes des fissures du béton, dues au retrait

On disposera des armatures de peau égale à 3 cm²/m de parement dans le sens longitudinal et 2 cm²/m dans le sens transversal soit 3HA12 par mètre et 3HA10 par mètre respectivement

VI.2.12-Vérifications à ELU

Cette vérification consiste à s'assurer que le nombre de câbles choisie est suffisante

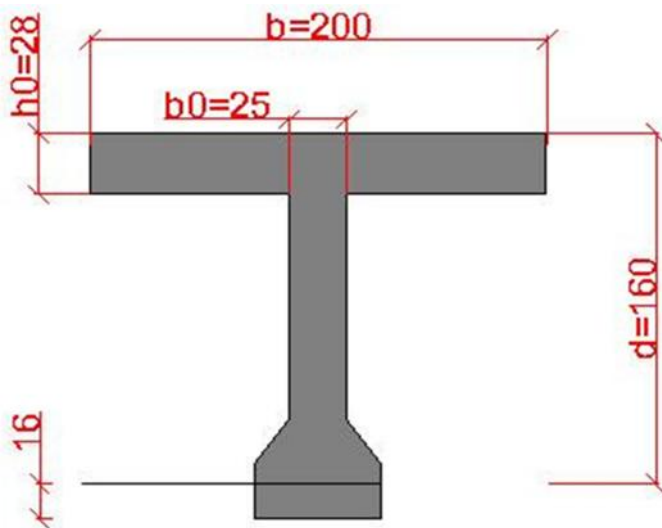


Fig. VI.4-section équivalente de la section médiane (poutre plus hourdis)

$$\text{On a } \sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

➤ **le moment résistant complète de la table plus hourdis :**

le moment résistant complète de la table plus hourdis est égal à la résultante de compression du béton situé dans la partie de la table plus hourdis que multiplié le bras de levier de cette résultante par rapport au centre de gravité des 3 câbles

$$M_{t+h} = 0.8 h_0 \times b \times \sigma_{bu} \left(d - 0.8 \frac{h_0}{2} \right) = 0.8 \times 0.28 \times 2 \times 19.83 \times (1.6 - 0.8 \times 0.14) = 13.21 \text{ MN.m}$$

on a $M_{t+h} = 13.21 > M_u = 8.27 \text{ MNm}$ donc l'axe neutre se situe dans la table plus hourdis et par la suite le calcul est ramené au cas d'une section rectangulaire de dimension $b \times h$

si on posons le moment réduit $\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bu}}$ et $\alpha = \frac{x}{d}$ l'équation d'équilibre des moments devient une équation du 2^e en α : $\mu = 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha)$ dont la racine $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\mu = \frac{8.27}{2 \times 1.6^2 \times 19.83} = 0.0814 \text{ MN} \Rightarrow \alpha = 0.107 < \frac{h_0}{d} = 1.086$$

la connaissance de la position de la fibre neutre et dans la supposition d'une déformation de 3.5‰ permet d'écrire :

$$\Delta \varepsilon_3 = 3.5 \text{‰} \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 29.83 \text{‰} > 10 \text{‰} \text{ donc } \Delta \varepsilon_3 = 10 \text{‰}$$

Allongement ε_3 (déformation sous l'action de la seule précontrainte)

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p} = \frac{5.21}{3 \times 12 \times 139} 10^6 = 1041.16 < \frac{0.9 f_{peg}}{\gamma_p} = \frac{0.9 \times 1660}{1.15} = 1299 \text{ MPa}$$

$$\text{donc } \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1041.16}{190000} = 5.82 \text{‰}$$

Allongement $\Delta \varepsilon_2$ (déformation sous l'action de la précontrainte plus charges permanentes)

la contrainte du béton au niveau du câble moyen sous l'action de la

précontrainte plus charges permanentes est $\sigma_b = \text{est } \sigma_b = 10.75 \text{ MPa} \Rightarrow \Delta\sigma_2 = 5$
 $\sigma_b = 53.75 \text{ MPa}$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = 1299 + 53.75 = 1352.75 \text{ MPa} > \frac{0.9f_{peg}}{\gamma_P} = \frac{0.9 \times 1660}{1.15} = 1299 \text{ MPa} \text{ donc}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_P} + 100 \left(\frac{\gamma_P \sigma_2}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 = 0.00711 + 100 \left(\frac{1.15 \times 1352.75}{1660} - 0.9 \right)^5 = 0.00711 = 7.11\text{‰}$$

On trouve $\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = 12.93\text{‰}$

on trouve par la résolution de l'équation $\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_P} + 100 \left(\frac{\gamma_P \sigma_3}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$ $\sigma_3 = 1459 \text{ MPa}$

La résultante de compression du béton

$$F_b = 0.8 \alpha b_0 d \sigma_{bu} = 0.8 \times 0.107 \times 2 \times 1 \times 19.83 = 5.43 \text{ MN}$$

$$A_P \frac{F_b}{s} = \frac{5.43}{1423.4} = 0.003814 \text{ m} = 3814 \text{ mm}^2 < 3 \times 1668 = 5004 \text{ mm}^2$$

Donc la section d'acier de précontrainte est suffisante sans prendre des aciers passifs

➤ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales seront disposées pour empêcher la fissuration du béton dû à l'effort tranchant ultime

la section des armatures transversales perpendiculaire à la fibre moyenne

$$\text{est } \frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \text{tg} \beta_u$$

β_u : l'inclinaison des bielles

l'effort tranchant maximal dans la section d'about est

$$V_{\text{redu}} = V_u - P \sin \alpha = 0.716 - 0.15 = 0.566 \text{ MN}, v = 1.188 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\text{redu}}}{b_n v} = \frac{0.566}{0.26 \times 1.188} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{tg} 2 \beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}} \text{ avec } \sigma_{xu} = \frac{P}{S} = 3.376 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \beta_u = 28.46^\circ \text{ limité à } 30^\circ$$

on trouve enfin la section d'armature qu'il faut disposer $\frac{A_t}{s_t} : 3.76 \times 10^{-4}$

$\text{m}^2/\text{m} = 3.76 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit un cadre HA12 de section 2.26, l'espacement devient $s_t = 0.6 \text{ m}$

Donc on prévoit dans la zone d'about des cadres HA12 avec un espacement de 0.6 m

$$\text{La section minimale d'armature transversale est } \frac{A_t}{s_t} : \frac{0.4 b_n \gamma_s}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.26 \times 1.15}{400} =$$

$0.00029 \text{ m}^2 = 2.99 \text{ cm}^2$ soit un cadre HA12 de $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$, l'espacement devient

$$\frac{2.26}{2.99} = 0.75 \text{ m} \text{ donc } s_t = 75 \text{ cm}$$

Donc on prévoit des cadres HA12 avec un espacement de 0.75 m en travée

VI.2.13-Étude de la zone d'about

la zone d'about c'est la partie de la poutre destinée à supporter l'ancrage et son effort elle est soumise à une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton, des essais ont montré que la longueur l_r de régularisation de ces contraintes est de l'ordre de la hauteur h de la poutre sur le plan vertical et de la largeur de l'âme b sur le plan horizontal

la zone d'about est caractérisée par deux zones de régularisation :

une zone de première régularisation :

dans cette zone il existe deux zones de béton tendu (zone de surface et zone d'éclatement) et une zone intermédiaire de béton comprimé

une zone d'équilibre général elle est située à une distance de $l_r=h$ (après la zone d'éclatement) dans cette zone les contraintes se régularisent,

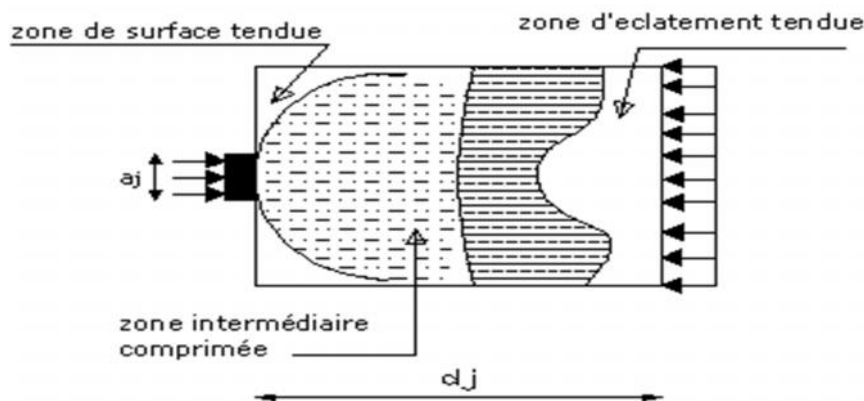


Fig.VI.5-Les contraintes sur le béton dans la zone d'about

➤ Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P}{\sigma_s} \text{ avec } P \text{ effort de précontrainte à l'origine}$$

$$P = \sigma_{p0} \times A_p \cos(8^\circ) = 1488 \times 0.001668 \times 0.99 = 2.45 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 2/3 f_c = 266.66 \text{ MPa}$$

on obtient $A_s = 0.04 \times 2.45 / 266.66 = 3.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ soit deux cadres HA12

➤ Zone d'éclatement

La zone de première régularisation est définie par le prisme

$d_i \times d_i \times b$ tel que $d_i = e$

e : entre axe des ancrages

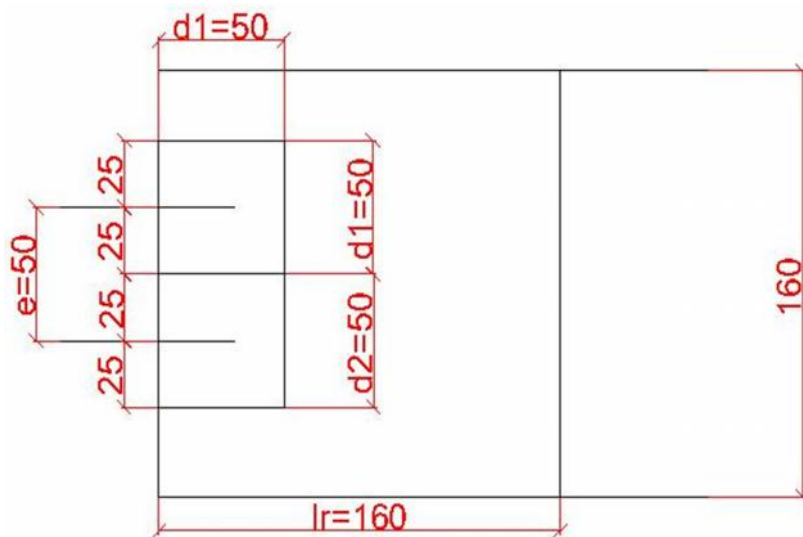


Fig. VI.6 zone de régularisation

On doit vérifier la contrainte de traction et de compression sur le béton dans cette zone

La contrainte de traction est :

$$\sigma_{tj} = 0.5(1 - a_j/d_j)(p/bd_j) \leq 1.25f_{tj}$$

la Contrainte de compression est

$$\sigma_{cj} = p/(bd_j) \leq 2/3f_{cj}$$

avec : d_j : la hauteur du prisme associé au niveau j $d_1 = d_2 = 50\text{cm}$

a_j : dimension de la plaque d'ancrage placé au niveau j . $a_1 = a_2 = 24\text{cm}$

b : largeur de l'âme à la section d'about $b = 30\text{cm}$

➤ Application numérique

Traction sur le béton

$$\sigma_{t1} = \sigma_{t2} = 0.5(0.38)(2.48/0.15) = 3.14 < 1.25 \times 2.7 = 3.37\text{MPa} \text{ contrainte vérifiée}$$

Compression sur le béton

$$\sigma_{c1} = \sigma_{c2} = 2.48/(0.15) = 16.53 < 2/3(35) = 23.33\text{MPa} \text{ contrainte vérifiée}$$

➤ Ferrailage d'éclatement

la section d'acier qu'il faut disposé pour chaque ancrage vaut

$$A_e = \text{Max}(A_{ej\text{max}} ; 0.15P/(2/3f_e))$$

avec $A_{ej\text{max}}$: la plus grande valeur de A_{ej}

$$A_{ej} = \frac{0.25}{K_j} \times (1 - a_j/d_j) \times (p/(2/3f_e))$$

Le coefficient K_j vaut:

$K_j = 1$; pour un ancrage d'extrémité.

$K_j = 1,5$; pour un ancrage intermédiaire

➤ **Application numérique :**

On a $A_{e1}=A_{e2}=0.25 \times 0.38 \times (2.48/266.66) = 8.83 \text{ cm}^2$

$A_e = \text{Max}(8.83 ; 11.13) = 11.13 \text{ cm}^2$ c'est la section qu'il faut répartir sur une longueur de 0.5m soit 6HA16 (12.06 cm^2)

VI.3-Évaluation des flèches et contre flèches

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations. Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis,

C'est pourquoi dans la plus part des cas on pose les poutres sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et des déplacements d'appui

VI.3.1-Flèche due au poids propre de la poutre

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi porté elle est donné par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5ql^4}{384E_v I}$$

$L = 30 \text{ m}$

$q = 0.027 \text{ MN/ml}$ (poutre + l'hourdis)

I : Inertie de la section homogène (dalle plus poutre) $I = 0,393 \text{ m}^4$

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 12\,102,95 \text{ MPa}$

$$f_G = \frac{5 \times 0.027 \times 30^4}{384 \times 12\,102,95 \times 0.393} = 0,0598 \text{ m} = 5.98 \text{ cm}$$

VI.3.2-Flèche due à la précontrainte :

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi porté, pour le calcul on utilise la méthode des intégrale de MOHR f_p est donné par :

$$f_p = K \frac{L}{E_v I} \bar{M} \bar{m}$$

Le diagramme des moments dû à l'action de la précontrainte est supposé parabolique

L : porté de la poutre $L = 30 \text{ m}$

\bar{M} : le moment maximal dû à l'action de la précontrainte ($M = P \cdot e$) dans la section médiane

Tel que :

P : effort de précontrainte ; $P = A_p \left(\left(\sigma_i - \sigma_c \right) \cos \alpha_i \right)$

e : excentricité d'un câble.

\bar{m} : Le moment maximal dû à une charge unité appliqué à la section où on veut déterminer la flèche $\bar{m} = 7,5$

k : est la surface obtenue en multipliant les deux diagramme correspondant aux courbe de

M et m ,

à partir du tableau du MOHR on tire ce coefficient ,pour un diagramme parabolique (diagramme de M) et un diagramme triangulaire (diagramme de m) $k = \frac{5}{12}$

Les résultats de calcul de M sont résumés dans le tableau ci-dessous

VI.16-moment maximal dû à l'action de la précontrainte à 0.5L

Section (m2)	e(m)	P(KN)	M(KNm)
0.5L	-1,049	5200	-5454,8

On trouve

$$f_p = \frac{5 \times 30}{12 \times 12 \times 102,95 \times 0,393} \times (-5.45) \times 7.5 = -10.74 \text{ cm (flèche vers le haut)}$$

VI.3.3-Flèche due à la surcharge :

La flèche maximum est à mi porté pour le Convoi D240

$$f_{D240} = \frac{5q l^4}{384 E_i I} \text{ avec } \frac{q l^2}{8} = 1774.3 \text{ KNm} \Rightarrow q = 15.77 \text{ KN/ml}$$

E_i : module de déformation instantané $E_i = 11000 \sqrt[3]{30}$ (charge de courte durée)

$E_i = 34\,179,56 \text{ MPa}$

$$f_{D240} = \frac{5 \times 0.01577 \times 30^4}{384 \times 34\,179,56 \times 0,393} = 0,0349 \text{ m} = 3.49 \text{ cm}$$

VI.3.4-Flèche de Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre.

Pour remédier à ce problème, on adopte au fond du coffrage une flèche dite flèche de construction (contre flèche) vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g) = \frac{3}{4} (10.74 - 5.98) = 3.57 \text{ cm}$$

Flèche total :

en service à vide

$$f_1 = f_G + f_p + f_c = -1.18 \text{ cm}$$

En service chargée :

$$f_2 = f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 2.3 \text{ cm}$$

la flèche admissible $L/300 = 30/300 = 0.1 \text{ m} = 10 \text{ cm}$ (flèche vérifiée)

VI.4-Calcul des rotations

Le calcul des rotations se fait de la même manière que le calcul des flèches

$$L = 30 \text{ m}$$

I : Inertie de la section homogène (dalle plus poutre) $I = 0,393 \text{ m}^4$

E_v : module de déformation différé $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 12\,102,95 \text{ MPa}$

VI.4.1-Rotation due au poids propre de la poutre

La rotation prend sa valeur maximale sur appui elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{ql^3}{24E_v I}$$

$q = 0,027 \text{ MN/ml}$ (poutre + l'hourdis)

$$G = \frac{0,027 \times 30^3}{24 \times 12\,102,95 \times 0,393} = 0,00638 \text{ rad}$$

VI.4.2-rotation due à la précontrainte

La rotation prend sa valeur maximale sur appui, pour le calcul on utilise la méthode des intégrales de MOHR θ_p est donné par :

$$\theta_p = K \frac{L}{E_v I} \bar{M} \bar{m}$$

Le diagramme des moments dû à l'action de la précontrainte est supposé parabolique

L : portée de la poutre $L = 30 \text{ m}$

\bar{M} : le moment maximal dû à l'action de la précontrainte ($M = P \cdot e$) dans la

section d'about \bar{m} : Le moment dû à un couple unité appliqué à la section où on veut déterminer la rotation $\bar{m} = 1$

k : est la surface obtenue en multipliant les deux diagramme correspondant aux courbe de

M et m, à partir du tableau du MOHR on tire ce coefficient, pour un diagramme parabolique (diagramme de M) et un diagramme triangulaire (diagramme de m)

$k = \frac{1}{3}L$ Les résultats de calcul de M sont résumés dans le tableau ci-dessous

VI.17-moment maximal dû à l'action de la précontrainte à 0.25L

Section (m2)	e(m)	P(KN)	M(KNm)
0L	-0.46	3880	-1784,8

On trouve

$$\theta_p = \frac{1 \times 30}{3 \times 12\,102,95 \times 0,393} \times (-1,78) \times 1 = -0,00374$$

VI.4.3-Rotation due à la surcharge :

La rotation maximum est sur appui pour le Convoi D240

$$\theta_{D240} = \frac{ql^3}{24E_v I} \text{ avec } \frac{ql^2}{8} = 1774,3 \text{ KNm} \Rightarrow q = 15,77 \text{ KN/ml}$$

$$D_{240} = \frac{0,01577 \times 30^3}{24 \times 34\,179,56 \times 0,393} = 0,00372 \text{ rad}$$

VI.4.4-Rotation total :

En service à vide :

$$1 = \theta_g + \theta_p = 0,002374 \text{ rad}$$

En service chargée :

$$2 = \theta_g + \theta_p + D_{240} = 0,006094 \text{ rad}$$

VI.5-Calcul des déplacements :

VI.5.1-Déplacement dû à une rotation d'appui

Le déplacement dû à une rotation d'appui est :

$$f_{\theta} = \frac{1 \times h}{2} = 0,002374 \times \frac{1,82}{2} = 0,00216 \text{ m} = 2,16 \text{ cm}$$

VI.5.2-Déplacement dû au retrait

La déformation relative dû au retrait est prise égal à $\epsilon_r = -3 \times 10^{-4}$ (L=31m)

Alors la variation de longueur sera

$$\Delta L_1 = \epsilon_r \times \frac{L}{2} \Rightarrow \Delta L_1 = -0,00465 \text{ m} = -4,65 \text{ mm}$$

Déplacement due au fluage :

La déformation relative dû au fluage est prise égal à $\epsilon_f = -3,5 \times 10^{-4}$

Alors la variation de longueur sera

$$\Delta L_2 = \epsilon_f \times \frac{L}{2} \Rightarrow \Delta L_2 = -0,005425 \text{ m} = -5,425 \text{ mm}$$

VI.5.3-Déplacement due à la variation de la température

la variation de longueur due à la variation de la température est donnée par la formule suivante : $\Delta L_3 = (L \lambda \Delta T)/2$

avec λ : coefficient de dilatation thermique $\lambda = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

on obtient pour une variation $\Delta T = -10^{\circ}\text{C}$ la variation de longueur

$$\Delta L_3 = -1,55 \text{ mm}$$

VI.5.4-Déplacement total maximal

Le déplacement total maximal est donné par formule suivante

$$U_1 = \frac{2}{3} (\Delta L_1 + \Delta L_2 + f_{\theta}) + \Delta L_3 = \frac{2}{3} (4,65 + 5,425 + 21,6) + 1,55 = 22,66 \text{ mm}$$

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA DALLE

VII.1-INTRODUCTION

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

VII.2-Modélisation de la structure

La dalle sera calculée En utilisant le logiciel ROBOT, en supposant que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan

Les poutres sont considérées comme un élément barre, elles sont appuyé sur un appui simplement d'un côté et dans l'autre coté sur un appui double, la dalle est considérée comme un élément panneaux.

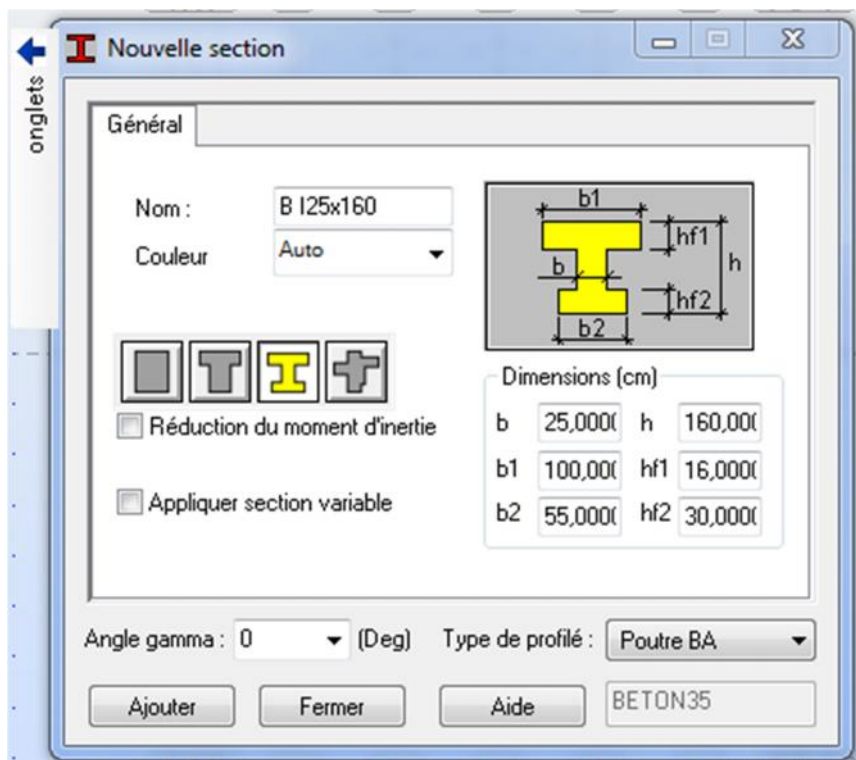


Fig. VII.1-Modélisation des poutres

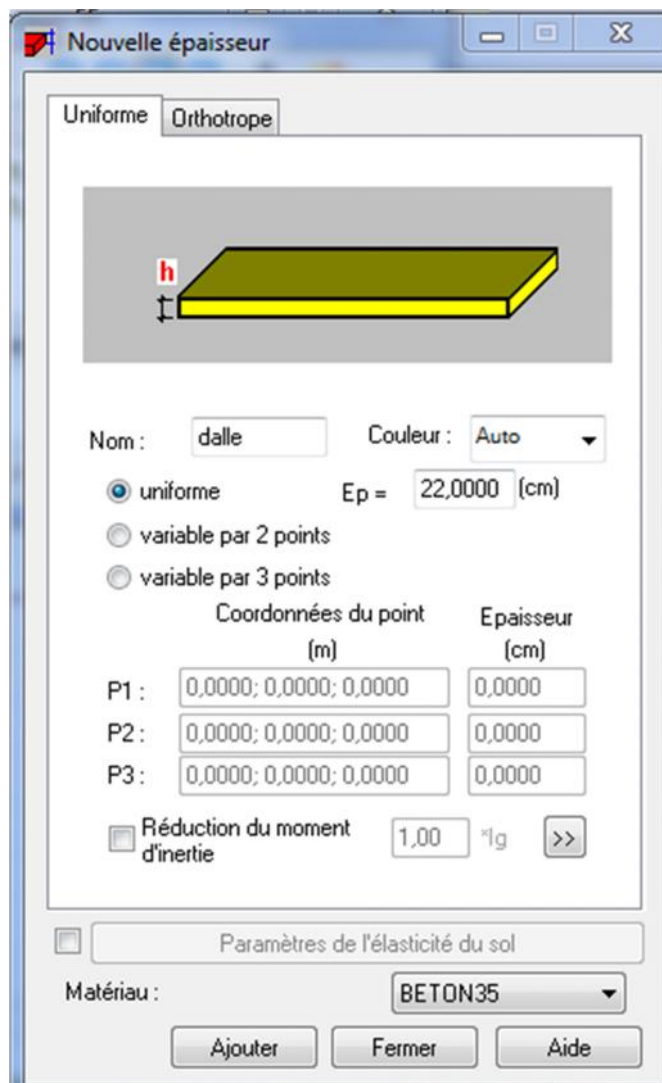


Fig.VII.2-Modélisation de la dalle

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant

Tableau VII.1- résultats de calcul pour l'élément panneau

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MYX [kNm/m]
MAX	150.3	39.59	69.5
Panneau	24	24	24
Noeud	40	167	36
Cas	1.35g+1.35D24	1.35g+1.35D24	1.35g+1.35D24
MIN	-79.69	-52.95	-60.33
Panneau	24	24	24
Noeud	74	167	36
Cas	1.35g+1.35D24	1.35g+1.35D24	1.35g+1.35D24

VII.3-Ferraillage de la dalle

VII.3.1-Armature dans le sens longitudinale

Le calcul se fait en flexion simple la fissuration est considérée non préjudiciable les moments ultime données par le logiciel sont $M_u = 39.59 \text{ kn.m/ml}$ en travée et $M_u = -52.95 \text{ kn.m/ml}$ sur appui

➤ Ferraillage de la nappe supérieure:

Le ferraillage se fait en considérant une section de largeur $b=1\text{m}$, de hauteur $h=0.22\text{m}$,

$$M_U = 52.95 \text{ KNm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec, } f_{c28} = 35 \text{ MPa; } \theta = 1 ; \gamma_b = 1,5$$

D'où ; $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$ le moment relatif du béton vaut

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{0.05295}{1 \cdot (0.198)^2 \cdot 19.83} = 0,068$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ , Avec, } f_e = 400 \text{ MPa ; } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$$

$$\Rightarrow \mu_r = 0,8 \alpha_r (1 - 0,4 \alpha_r) = 0,39$$

$$\mu < \mu_r \text{ et } \mu < 0.186 \quad (\varepsilon_s = 10.10^{-3})$$

Donc, Notre section est sans armature comprimée : $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,072$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1905 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow A_s = \frac{0.05295}{0,1905 \cdot 348} = 9.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit 3HA 14 = 10.05 cm² avec un espacement de 20cm

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

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{1 \times 0,198 \times 0,23 \cdot 2,7}{400} = 2.9 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de de la nappe inferieur :**

Par utilisation du logiciel expert on trouve A_s=2.5cm² soit 2HA14 avec un espacement de 50cm

VII.3.1-Armature dans le sens transversal

Moment maximal positif : M_U = 150.3 .KN.m/ml

Le moment maximal négatif (sur appui) M_U = -79.69KN.m/ml

➤ **Armature de la nappe inferieure**

Le calcul du ferraillage de la nappe supérieur se fait avec Mu=150.3KN/ml

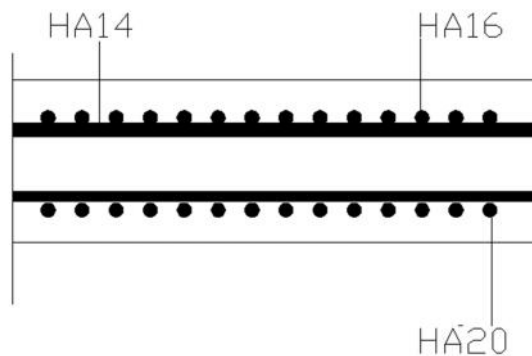
En utilisant le logiciel robot expert on trouve A_S=25.8cm² soit 8HA20 avec un espacement de 10cm

➤ **Armature de la nappe supérieure**

Le calcul du moment de la nappe supérieur se fait avec Mu=79.69 KN/ml

En utilisant le logiciel robot expert on trouve A_S= 14.9cm² soit 8HA16 avec un espacement de 12cm

On obtient en fin les armatures à disposer sur la dalle



figVII.3-ferraillage de la section transversale de la dalle

CHAPITRE VIII

LES EQUIPEMENTS

VIII-les équipements du tablier

VIII.1-les appareils d'appui

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux à la fois, de plus ils permettent les mouvements de rotation.

Pour notre pont on utilise des appareils d'appui en élastomère fretté de type B (multi-frettes enrobés sur toutes les faces,) qui sont les plus avantageux pour les ouvrages courants.

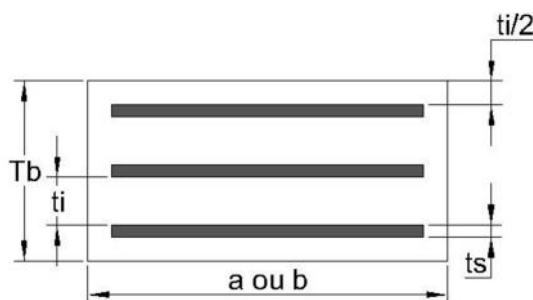


Fig.VIII.1- définition géométrique d'un appareil d'appui type B

La dénomination d'un appareil d'appui est : $axb ; n (t_i + t_s)$ avec
 axb : dimensions en plan de l'appareil d'appui $b > a$
 t_i : épaisseur d'un feuillet d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette.

n : nombre de feuillets d'élastomères.

La grande dimension en plan b sera placée parallèlement à l'axe de l'appui

VIII.2-Dimensionnement de l'appareil d'appui :

VIII.2.1-Aire de l'appareil d'appui

La taille en plan de l'appareil d'appui est déterminée pour que la contrainte de compression $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$ soit comprise entre :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

σ_m : la contrainte moyenne de compression due à l'effort R_{max} ;

R_{max} : réaction d'appui maximale à L'ELS $\Rightarrow R_{max} = V_G + V_{D240} = 0.531 \text{ MN}$

2 MPa: condition de non glissement

15 MPa : condition de non écrasement

On trouve donc : $0,0354 \text{ m}^2 \leq axb \leq 0,2655 \text{ m}^2$

VIII.2.2-Hauteur de l'élastomère

La hauteur de l'élastomère est déterminée en limitant la contrainte de cisaillement τ_H due aux déformations lentes (retrait, fluage et température).

À $\tau_H \leq 0.5G$

on a : $\tau_H = G \tan \gamma = G \times U1/T \leq 0.5G \Rightarrow T = U1/0.5$

U1 : déplacement horizontal dû aux déformations lentes (retrait, fluage et température). ces déplacements sont calculé ci-dessus

et donc : $U1=4.65+5.425+1.55= 11.6\text{mm}$

$\Rightarrow T=1.16/0.5=23.2\text{mm}$

on fixe $T=30\text{mm}$ soit 3 feuilles d'élastomères $3(10+3)$

VIII.2.3-Condition de non flambement

La condition de non flambement est :

$$\frac{a}{10} \leq T \quad \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \quad a \leq 10Td \text{ où } 200\text{mm} \leq a \leq 400\text{mm}$$

On prend donc : $\begin{cases} a = 300\text{mm} \\ b = 400\text{mm} \end{cases}$

On obtient en fin les dimensions de l'appareil qu'on va prendre soit : $300 \times 400, 3(10+3)$

VIII.2.4-Vérification des contraintes sur l'élastomère

Avant de vérifier la suffisance des dimensions choisies on procède tout d'abord au calcul de différentes efforts qu'il peut agir sur un appareil d'appui

VIII.2.4.1-Effort horizontal

Les systèmes de charges qui sont susceptibles de développer des efforts horizontaux sont le système A(L) et le système B_c, ils développent des efforts de freinage supposés centrés sur l'axe longitudinale de la chaussée.

VIII.2.4.2-Effort de freinage dû au système A(L)

L'effort de freinage dû au système A(L) est égal à la fraction suivante du poids total de cette dernière

$F_A = A_2(L) \times L / (20 + 0.0035 \times S)$ avec S : surface chargée en mètre carré

donc : $F_A = 102.73 \times 30 / (20 + 0.0035 \times 30 \times 10.5) = 146.04\text{KN}$

si on suppose que les appuis ont la même rigidité alors l'effort développé sur chaque appuis sera $F = 146.04/2 = 73.02\text{KN}$ et par la suite l'effort de freinage développé sur chaque appareil d'appui sera $F = 73.02/7 = 10.41\text{KN}$

VIII.2.4.3-Effort de freinage dû au système B_c :

Le nombre de camion qu'il peut freiner est supposé égal à un, l'effort développé par ce dernier est égal à son poids qui est $=300\text{KN}$

l'effort de freinage développé sur chaque appareil d'appui est $F = 300 / (2 \times 7) = 21.42\text{KN}$ (dans la supposition qu'on a la même rigidité pour les deux appuis)

VIII.2.4.4-Effort dû au vent

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 2KN/m^2

La section latérale sur laquelle agit le vent est : $S = 31 \times 1.82 = 56.42\text{m}^2$

l'effort qui revient à chaque appareil d'appui est : $F_v = \frac{56.42 \times 2}{2 \times 7} = 8.06\text{KN}$

VIII.2.4.5 Effort dû au séisme

L'effort dû au séisme est (valeurs forfaitaires) :

➤ $H=0.1G$ (effort horizontal)

➤ $V=\pm 0.07G$ (effort vertical)

avec G poids propre du tablier $G=6597.33\text{KN}$.

$\Rightarrow H=659,733\text{ KN}$ et $V=461,81\text{KN}$

l'effort développé sur chaque appareil d'appui dans la supposition que les appuis ont la même rigidité est :

$h=659.73/(2 \times 7)=47.12\text{ KN}$ pour l'effort horizontal.

$v=461.81/(7 \times 2)=32.98\text{KN}$ pour l'effort vertical.

VIII.2.5-Vérification des contraintes :

VIII.2.5.1-Vérification de la contrainte de compression due à l'effort vertical :

La contrainte de compression $m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$ doit être inférieure à $\sigma_1=15\text{MPa}$

$$m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{0.531}{0.3 \times 0.4} = 4.425\text{MPa} < \sigma_1=15\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

VIII.2.5.2-Vérification de la contrainte de cisaillement dû à l'effort vertical :

La contrainte à vérifier est : $N = \frac{1.5 \times N_{\max}}{\beta \times a \times b} \leq 3G$

avec $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$ et G module de cisaillement $G=0.9\text{MPa}$.

$$\beta = \frac{0.3 \times 0.4}{2 \times 0.01 \times (0.3 + 0.4)} = 8.57$$

$$\Rightarrow N = \frac{1.5 \times 0.531}{8.57 \times 0.3 \times 0.4} = 0.7745\text{MPa} < 3 \times 0.9 = 2.7\text{MPa}, \text{ condition vérifiée.}$$

VIII.2.5.3-Vérification de la contrainte de cisaillement dû aux déformations lentes :

La contrainte à vérifier $H_1 = G \frac{U_1}{T} \leq 0.5G$

U_1 : déplacement due aux déformations lentes $U_1=11.6\text{mm}$

$$H_1 = 0.9 \frac{11.6}{30} = 0.348\text{MPa} < 0.45\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.2.5.4-Vérification de la contrainte de cisaillement dû à l'effort de freinage :

L'effort de freinage maximal est celle dû au B_c

$$H_2 = \frac{F}{a \times b} = \frac{0.02142}{0.3 \times 0.4} = 0,1785\text{MPa.}$$

La vérification qu'on va effectuer c'est de limité la distorsion : 0.7

$$\tau_{H_2} = \frac{F}{a \times b} = G \tan(\gamma_1) \Rightarrow \tan(\gamma_1) = \frac{F}{G a \times b}$$

$$\tan(\gamma_1) = \frac{0.02142}{0.9 \times 0.3 \times 0.4} = 0.198 < 0.7 \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.2.5.5-Vérification de la contrainte de cisaillement dû à la Déformation lente plus effort de freinage :

$$\tan(\gamma) = \tan(\gamma_1) + \tan(\gamma_2) = 0.198 + \frac{1.16}{30} = 0.198 + 0.386 = 0.584 < 0.7 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.348 + 0.198 = 0,546\text{MPa} < 0.7G=0.63\text{MPa}$ condition vérifiée

VIII.2.5.6-Vérification du cisaillement dû à la rotation α_T :

La vérification à effectuer $H = \tau_{H1} + \tau_{H2} + \tau_{\alpha T} \leq 5 G$
les contraintes calculés ci-dessus

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{b}{a} \right)^2 \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = (\alpha_0 + \alpha) / n$$

α : rotation de l'axe de l'appareil d'appui calculé précédemment $\alpha=0.00602\text{rad}$.

α_0 : rotation dû au défaut de pose $\alpha=0.01\text{rad}$.

n : nombre de frette $n=3$

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0.9}{2} \left(\frac{0.4}{0.3} \right)^2 0.00466 = 0,003728\text{MPa}$$

$\Rightarrow H = 0.348 + 0.198 + 0.003728 = 0,549\text{MPa} < 4.5\text{MPa}$ condition vérifiée.

VIII.2-Dimensionnement du dé d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de recevoir les appareils d'appui et de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

VIII.2.1-Les dimensions des dés d'appuis :

$A = a+100 = 300+100 = 400\text{mm}$. (Dimension perpendiculaire à l'axe de d'appui)

$B = b+100 = 400+100 = 500\text{mm}$.(Dimension parallèle à l'axe de d'appui)

$$B_0 = A \times B = 0.2 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2(0.4+0.6) = 2\text{m}$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0} = 0.2 \text{ m. On prend } h=20\text{cm (hauteur du dé d'appui)}$$

VIII.2.2-Ferraillage des dés d'appuis :

VIII.2.2.1-Armature de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25R_{\max}$.

$$R_{\max} = 0.531\text{MN}$$

$$D'où : A_u = \frac{0.25 \times R_{\max}}{\sigma_e} = \frac{0.25 \times 0.531}{266.66} = 4.97\text{cm}^2$$

On prend 4HA14 dont $A = 6,16 \text{ cm}^2$

VIII.2.2.2-Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = \frac{0.125 \times R_{\max}}{\sigma_e} = \frac{0.125 \times 0.531}{266.66} = 2.48\text{cm}^2 \text{ On prend 3HA12 pour } A = 3,39 \text{ cm}^2$$

VIII.2.2.3-Armatures de diffusion :

➤ Armature de surface (frette supérieur)

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_s = 0.04 \cdot R_{\max} / \sigma_s = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ Alors: } 2\text{HA8} = 1.01\text{cm}^2$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

➤ **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :**

$$A_u = \frac{0.1 \times R_{\max}}{\sigma_c} = \frac{0.1 \times 0.531}{266.66} = 2 \text{ cm}^2 \text{ On prend 2 HA14 dont } A = 3.08 \text{ cm}^2$$

VIII.3-Choix et Calcul des joints de chaussée

VIII.3.1-détermination du type de joint

Les paramètres déterminant pour le choix d'un modèle de joint sont : le souffle, et le trafic, on distingue :

-Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules par jour.

-Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules par jour.

-Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour
Pour notre pont qui est susceptible de supporté un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules on utilise des joints lourds

VIII.3.2-calcul du joint

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

$$(U_1 + d_f) < T$$

$$(U_1 + d_s) < 1,3 T$$

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi ;

U₁ : Le déplacement dû aux variations linéaires lentes est déjà calculé:

$$U_1 = 1.16 \text{ cm}$$

Le déplacement dû au freinage sera calculé en utilisant les dimensions de l'appareil d'appui

$$d_f = \frac{T \times F}{(G \times a \times b)} = \frac{0.039 \times 0.02142}{0.9 \times 0.3 \times 0.4} = 0,007735 \text{ m} = 0.7735 \text{ cm}$$

De même pour le déplacement dû au séisme :

$$d_s = \frac{T \times h}{(G \times a \times b)} = \frac{0.039 \times 0,04712}{0.9 \times 0.3 \times 0.4} = 0,017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

➤ **combinaison :**

$$(U_1 + d_f) = 1.16 + 0.7735 = 1.9335 \text{ cm}$$

$$(U_1 + d_s) = 1.16 + 1.7 = 2.86 \text{ cm}$$

D'après le bulletin technique de ALGA on opte pour un joint de type **T80**

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA CULEE

IX.1-Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Dans notre cas on est en présence de remblai sur les deux implantations des culées donc On opte pour des culées remblayées,

IX.2-Implantation des culées

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

$H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (\text{l'épaisseur de la couche de roulement} + \text{l'épaisseur de l'étanchéité})$

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

IX.1-Tableau implantation des culées

désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	361+376.690	361+535.790
Côte projet(m)	16.832	17.202
Epaisseur CR plus étanchéité(m)	0.06	0.06
Côte de la fondation(m)	8.732	9.102
Hauteur de la culée(m)	8.04	8.04

IX.3-Pré dimensionnement de la culée

Les dimensions qu'on va prendre sont pris par des considérations de résistance mécanique

➤ Le mur garde grève

c'est le mur encastré dans le mur de front il a pour fonctions La séparation physique entre le remblai et l'ouvrage, assurer la liaison du joint de chaussée il doit résister aux efforts de, poussées des terres, aux efforts de freinage, et aux efforts transmis par la dalle de transition

le mur garde grève est doté d'une réservation qui sert comme appui pour le joint de chaussée et un corbeau arrière sur lequel prend appui la dalle de transition

La hauteur h du mur garde grève est directement liée à la hauteur du tablier $h = \text{hauteur de (la poutre + la dalle)} + \text{la hauteur de (l'appareil d'appui + des d'appui)}$

$$h = 160 + 22 + 4 = 206 \text{ cm}$$

son épaisseur e est évalué par la formule : $e = \sup(0.3, h/8)$ (exprimée en m)
 $e = \sup(0.3, 2.12/8) = \sup(0.3, 0.256) = 0.3\text{m}$, donc $e = 30\text{cm}$

➤ **Le sommier d'appui**

C'est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, il est encastré au mur de front sa surface doit être aménagée de façon à permettre, L'implantation des appareils d'appui et la mise en place de vérins pour changer ces derniers ;
 la largeur du sommier varie de 1.2 à 1.8m on prend la valeur 1.2m, la longueur du sommier est égal à la largeur de la dalle plus corniches (largeur biaise) = 13.602m

➤ **Le mur frontal**

Le mur de front est un voile épais encastré dans la semelle dont l'épaisseur courante varie de 0,80 à 1,60m selon la hauteur. On prend la valeur = 1.5m
 la Longueur est égal à la longueur du tablier = 13.602m

➤ **Le mur en retours**

C'est le mur encastré à la fois sur le mur garde grève, le mur frontal et la semelle et se termine par une partie en porte-à-faux, la partie en porte-à-faux ne doit pas dépasser une longueur de 7 à 8m (on fixe 6m) et elle doit avoir une inclinaison de 33.5 (inclinaison du remblai d'accès par rapport au terrain naturel) et une garde de 1.3m sous la trace du remblai, L'épaisseur du mur en retour varie entre 30cm et 60cm on prend 50cm

➤ **La dalle de transition**

La dalle de transition est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art, le corbeau d'appui de la dalle est placée à 1.1m de l'arase supérieur du mur garde grève
 sa longueur est fonction de la hauteur du remblai, elle varie de 3 à 6m
 on prend une longueur de 5m et une épaisseur de 30cm

➤ **les fondations**

Lorsque le bon sol est à des grandes profondeurs, on fait appel à des fondations profondes sur pieux ou semi-profondes par puits.

Dans notre projet, la mauvaise qualité du sol, nous oblige à utiliser des fondations profondes encastrées en couche de graves avec des pieux forés en béton armé de diamètre 1.2m et sur une longueur

➤ **La Semelle de liaison**

Les dimensions de la semelle de liaison sont directement liées à l'intensité des efforts qui agissent sur lui, aux dimensions des pieux et au nombre de files de pieux, si on suppose qu'on a deux files de pieux alors les dimensions transversales seront :
 l'épaisseur $h \geq 1.2\phi = 1.2 \times 1.2 = 1.44\text{m}$ on fixe $h = 1.6\text{m}$

la largeur $B \geq 5\varphi = 6\text{m}$ soit $B = 6.5\text{m}$ la longueur de la semelle $L = 14.6\text{m}$

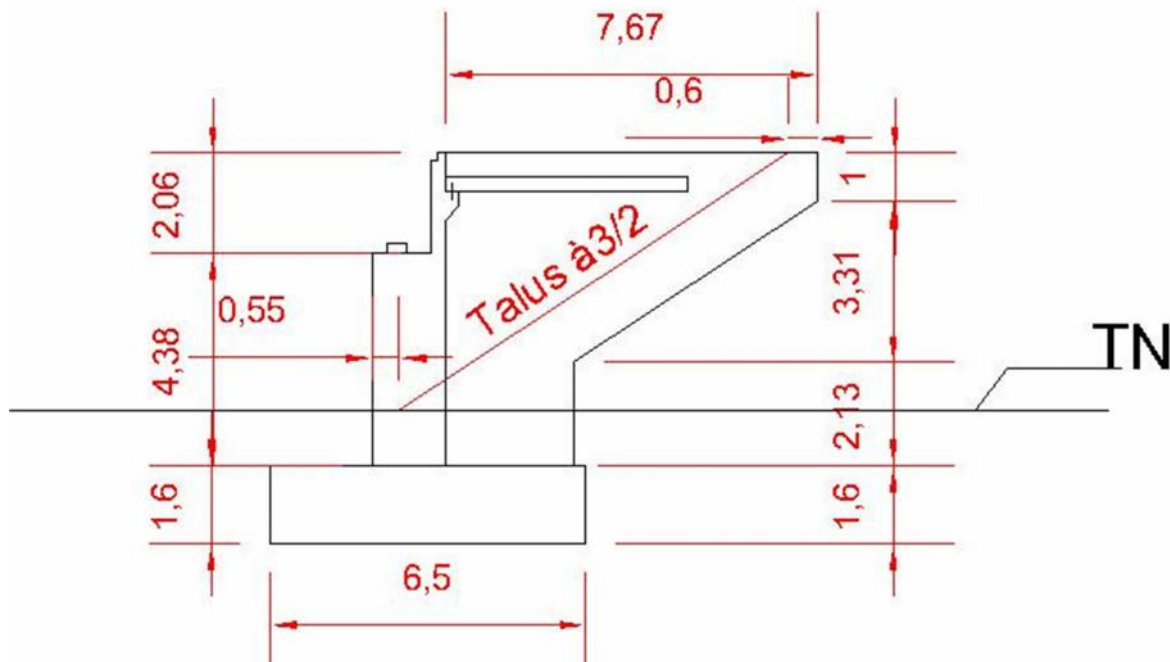


Fig.IX.1-dimension de la culée

IX.4-Evaluation des efforts agissant sur la culée

IX.4.1-Poussée des terres

Le coefficient de poussée des terres :

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée se détermine par la formule de MONOBE- OKABE:

$$K_{adh} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \times \cos(\delta + \theta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta + \delta + \lambda) \times \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du remblai $\varphi = 36^\circ$

λ : Angle entre le mur et la verticale ($\lambda = 0^\circ$)

β : angle entre plan de surface du remblai et l'horizontal ($\beta = 0^\circ$)

δ : inclinaison de la contrainte de poussée par rapport à l'horizontal ($\delta = 0$)

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg}(k_h / (1 \pm k_v))$ dans le cas statique $\theta = 0$

k_h et k_v : Coefficientssismiques. $k_h = A = 0.25$ (A Coefficient d'accélération de zone) et

$k_v = \pm 0.3k_h = \pm 0.075$

Le tableau suivant récapitule les coefficients de poussée des terres dans le cas statique et dynamique

Tableau IX.2-coefficients de poussée

actions	k_h	k_v	$\theta(\text{rad})$	K_{ah}
Dynamique	0.25	+0.075	0,2284	0.4085
	0.25	-0.075	0,2639	0.4378
Statique	0	0	0	0.26

IX.4.1.1-calcul de la poussée des terres

pour évaluer la poussée due aux terres sur la culée on distingue , le cas statique et dynamique la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, a pour valeur :

$$F_{ad} = P \times (1 \pm k_v) = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) H^2 L k_{adh}$$

P : c'est l'effort de poussée des terres ;

dans le cas statique $k_v=0$ et $k_{adh} = k_{ash}$

le point d'action de cette charges est supposé à mi-hauteur dans le cas dynamique et 1/3 dans le cas statique

Tableau IX.3-poussée des terres

Désignation		P(KN)	$(1 \pm K_v) \times P(\text{KN})$	V (m)	$M_R(\text{KNm})$
Mur GG	Cas statique	125,138	125,14	6,67	834,254
	Cas dynamique	196,611	211,36	7,01	1481,61
		210,713	194,91	7,01	1366,32
Mur Frontal	Cas statique	87,118	87,118	3,41	297,073
	Cas dynamique	136,88	147,14	3,79	557,667
		146,69	135,69	3,79	514,271
Semelle	Cas statique	791,51	791,51	0,77	606,075
	Cas dynamique	1243,6	1336,9	0,77	1023,65
		1332,8	1232,8	0,77	943,997

IX.4.2-Poussée due aux surcharges

selon le fascicule 61 titre 2 la surcharge sur remblai est $q=10\text{kn}/\text{m}^2$, cette surcharge engendre une poussée $F_{ad} = P \times (1 \pm k_v) = (1 \pm k_v) qHLk_{adh}$

dans le cas statique $k_v=0$ et $k_{adh} = k_{ash}$ le point d'application est à mi-hauteur

Tableau IX.4-poussée due aux surcharges

Désignation		P (KN)	$(1 \pm K_v) \times P$ (KN)	V (m)	M_R (KNm)
Mur GG	Cas statique	80,996	80,9956	7,01	567,8
	Cas dynamique	127,26	136,801	7,01	959
		136,38	126,155	7,01	884,3
Mur frontal	Cas statique	172,21	172,214	3,79	652,7
	Cas dynamique	270,57	290,868	3,79	1102
		289,98	268,233	3,79	1017
Semelle	Cas statique	72,883	72,88	0,8	58,31
	Cas dynamique	114,51	123,1	0,8	98,48
		122,72	113,52	0,8	90,82

IX.4.3-Les efforts sismiques

Les efforts dus par le séisme sont (valeurs forfaitaires) :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \varepsilon_H \cdot G = 0.1G \\ \text{L'effort vertical globale(sismique plus statique): } V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G = (1 \pm 0.07) \cdot G \end{cases}$$

G : poids de l'élément considéré

Dans le cas statique $\varepsilon_H = \varepsilon_v = 0$

Tableau IX.5- résultats de calculs des efforts agissant sur la culée

désignation		G (KN)	$G \times \varepsilon_H$ (KN)	$(1 \pm \varepsilon_v) \cdot G$ (KN)	H (m)	V (m)	M_R (KNm)	M_S (KNm)
Mur garde grève	Cas statique	216,95	0	216,95	7,08	3,45	0	748,48
	Cas dynamique	216,95	21,7	232,14	7,08	3,45	153,60	800,88
Corbeau	Cas statique	42,53	0	42,53	6,8	3,75	0	159,49
	Cas dynamique	42,53	4,25	45,51	6,8	3,75	28,92	170,66
Mur de front	Cas statique	2234,13	0	2234,13	3,79	2,85	0	6367,27
	Cas dynamique	2234,13	223,41	2390,52	3,79	2,85	846,73	6812,97
Mur en retour	Cas statique	769,35	0	769,35	4,89	5,75	0	4423,76
	Cas dynamique	769,35	76,94	823,2045	4,89	5,75	376,21	4733,43
Semelle	Cas statique	3869	0	3869	0,8	3,25	0	12574,25
	Cas dynamique	3869	386,9	4139,83	0,8	3,25	309,52	13454,45
Poids des terres sur DDT	Cas statique	907,34	0	907,34	7,78	6,1	0	5534,7984
	Cas dynamique	907,34	90,73	970,86	7,78	6,1	705,91	5922,23
Dalle de transition	Cas statique	472,57	0	472,57	7,23	6,1	0	2882,71
	Cas dynamique	472,57	47,26	505,66	7,23	6,1	341,68	3084,5
Remblai sur semelle 1	Cas statique	3574,94	0	3574,94	4,34	5,05	0	18053,42
	Cas dynamique	3574,94	357,493536	3825,18	4,34	5,05	1551,52	19317,16
Remblai sur semelle 2	Cas statique	580,26	0	580,26132	2,165	1,05	0	609,27
	Cas dynamique	580,26	58,03	620,88	2,165	1,05	125,63	651,92
Tablier	Cas statique	4848,39	0	4848,39	6,18	2,6	0	12605,81
	Cas dynamique	4848,39	484,84	5187,77	6,18	2,6	2996,31	13488,22
TOTAL	Cas statique	17515,47	0	17515,47	—	—	0	63959,27
	Cas dynamique	17515,47	1751,54	18741,55	—	—	7436,03	68436,42
		17515,47	1751,54	16289,38	—	—	7436,03	59482,13

IX.5-Étude du ferrailage des éléments de la culée

IX.5.1-Le mur garde grève

IX.5.1.1-effort agissant sur le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage d'un essieu du camion type B_c, la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

IX.5.1.2-Moment dû à la Poussée des terres

pour évaluer la poussée due aux terres sur le mur garde grève on distingue, le cas statique et dynamique la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, a pour valeur :

$$F_{ad} = P \times (1 \pm k_v) = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{adh}$$

P : c'est l'effort de poussée des terres

γ : poids volumique du remblai derrière le mur GG $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$

dans le cas statique $k_v = 0$ et $k_{adh} = k_{ash}$

pour le calcul du moment dû à la poussée des terres le point d'action de cette charge est supposé à mi-hauteur dans le cas dynamique et 1/3 dans le cas statique

Tableau IX.6-résultats de calcul du moment dû à la poussée des terres

Désignation		P(KN)	(KN)	Bras de levier (m)	Moment résultant (KNm)	
Mur GG	Cas statique	9,93	9,93	0.69	6,82	
	Cas dynamique	$k_v = 0.075$	15,60	16,77	1.03	17,27
		$k_v = -0.075$	16,72	15,47	1.03	15,93

IX.5.1.3-Moment dû à la force de freinage

Le moment dû à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{\gamma \cdot P \cdot h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

γ : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS

P : poids d'une roue d'un camion B_c ; P = 60KN.

h : hauteur de mur de garde grève.

Le moment dû au freinage du B_c est alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_f = \frac{60 \times 2.06}{0.25 + (2 \times 2.06)} = 28.28 \text{ KNm/ml} \\ M_{f\text{ELS}} = \frac{1.2 \times 60 \times 2.06}{0.25 + (2 \times 2.06)} = 33.94 \text{ KNm/ml} \\ M_{f\text{ELU}} = \frac{1.6 \times 60 \times 2.06}{0.25 + (2 \times 2.06)} = 45.25 \text{ KNm/ml} \end{array} \right.$$

IX.5.1.4-Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des surcharges locales est engendrée par les camions type B_c, et l'effet la plus défavorable est produit par deux roues arrière de 60KN de deux camions accolés de 0.5m distantes placées de telle manière que le rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde grève

pour le calcul on remplace les deux roues de 60 KN distantes de 0.5m par une charge uniforme équivalente de 120KN répartie sur un rectangle de 0.25x0.75m que ,Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface S :

$$S = \frac{120}{0.75 \times 0.25} = 640 \text{ KN/m}^2$$

Le moment fléchissant à la base du mur (à l'encastrement) est donné par :

$$M_p = \frac{120 \text{ K}}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec : $K = K_{ah} \times b_c \times \gamma \times \delta$, où ;

K_{ah} = coefficient de poussée des terres $K_{ah} = 0.26$

$b_c = 1.1$ pour deux vois chargées.

γ : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS

δ : coefficient de pondération dynamique $\delta = 1$ (charge sur remblai).

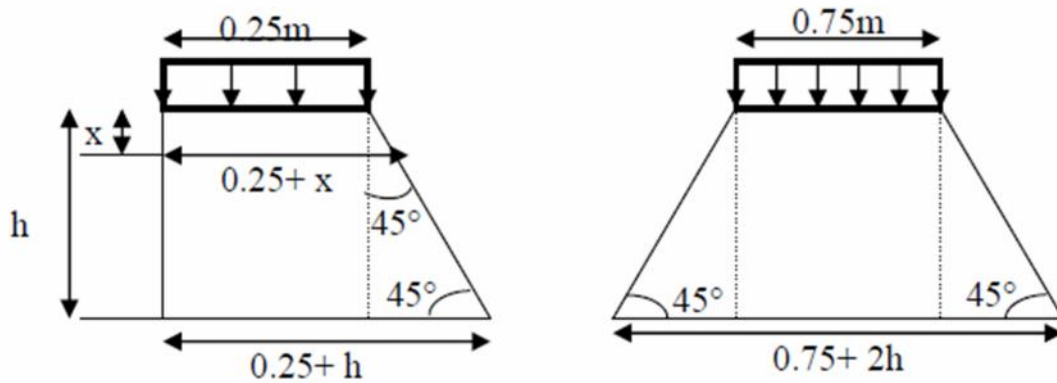


Figure : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^h$$

On a alors;

$$\int_0^{2.06} \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^{2.06} = 3.08$$

$$\begin{cases} M_{pELS} = \frac{120 \times 0.0.26}{0.75 + (2 \times 2.06)} \times 3.08 = 19.77 \text{ KNm/ml} \\ M_{pELS} = \frac{120 \times 0.3432}{0.75 + (2 \times 2.06)} \times 3.08 = 26.1 \text{ KNm/ml} \\ V_{pELU} = \frac{120 \times 0.4576}{0.75 + (2 \times 2.06)} \times 3.08 = 34.7 \text{ KNm/ml} \end{cases}$$

IX.5.1.5-Évaluation de l'effort développé lors d'un séisme

Les efforts développés sur le mur garde grève lors d'un séisme sont (valeurs forfaitaires) :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \varepsilon_H \cdot G = 0.1G \\ \text{L'effort vertical globale (sismique plus statique): } V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G = (1 \pm 0.07) \cdot G \end{cases}$$

G : poids de l'élément du mur garde grève $G = 15.95 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = 1.595 \text{ KN/ml} \\ \text{L'effort vertical globale (sismique plus statique): } V_s = 17.06 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$MH_s = H_s \times h = 1.595 \times 1.03 = 1.64 \text{ KNm/ml}$$

➤ **Combinaison de charges**

➤ **A L'ELS**

$$M_S = M_{PT} + M_{fELS} + M_{pELS}$$

$$\Rightarrow M_S = 6.81 + 33.94 + 26.1 = 66.85 \text{ KNm/ml}$$

➤ **A L'ELU**

$$M_U = 1.35M_{PT} + M_{fELU} + M_{pELU}$$

$$\Rightarrow M_U = 1.35 \times 6.81 + 45.25 + 34.7 = 89.14 \text{ KNm/ml}$$

➤ **A L'ELA**

$$\text{La combinaison à considérer est : } M_d = M_{PTd} + M_{H_s} + M_f + M_p$$

$$\Rightarrow M_d = 17.27 + 1.64 + 28.28 + 19.77 = 66.96 \text{ KNm/ml}$$

IX.5.1.6-ferraillage du mur garde grève

IX.5.1.6.1-Ferraillage verticale

Le mur garde grève est sollicité en flexion simple, les efforts horizontaux sont négliger

le ferraillage se fait en considérant une section de un mètre linéaire de largeur et de 0.3 de hauteur encastree dans le mur frontal,

les fissurations sont considérées préjudiciables,

➤ **Calcul à L'ELU**

$$\text{On a } f_{c28} = 27 \text{ MPa et } f_c = 400 \text{ MPa, } b = 1 \text{ m} \Rightarrow d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{On a } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\text{le moment relatif vaut } \mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bu}} = \frac{0.08914}{1 \times 0.27^2 \times 15.3} = 0.08$$

Détermination du moment relatif critique :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.08914}{0.06685} = 1.33 \Rightarrow \mu_c = 0.29 \text{ et } \mu_p = 0.45$$

Donc $\mu_c > \mu$ pas d'armature comprimée

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.104 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2587 \text{ m}$$

$$\text{on a } \mu = 0.08 < 0.186 \Rightarrow \sigma_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\text{On trouve } A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{0.08914}{0.2587 \times 347.83} = 9.906 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.906 \text{ cm}^2$$

soit 6HA16 de section $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

pour la disposition constructive on prend $A'_s = A_s/3 = 4.02 \text{ cm}^2$ soit 2HA16

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

$$\sigma_{ser} = 0.06685 \text{ MPa} \quad \sigma_c = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

contrainte limite de traction

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{ij} = 2.22 \text{ MPa et } n = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)} \implies \sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa}$$

L'axe neutre est déterminé en résolvant l'équation suivante.

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec ; } n=15, A_s=12.06 \text{ cm}^2, A'_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

On trouve $x=7.93\text{cm}$

l'inertie de la section homogénéisée est :

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n \cdot A'_s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 8.38 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 6.32 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I_1} = 227.89 \text{ MPa} > 207.31 \text{ MPa} \text{ (Condition non vérifiée)}$$

donc on redimensionne en rajoutant des aciers tendus (on recalcule à l'ELS)

➤ **Calcul à l'ELS**

$$\sigma_c = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \sigma_c}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} d \implies X = \frac{15 \times 16.2}{15 \times 16.2 + 207.31} \cdot 0.27 = 0.1456 \text{ m}$$

$$\text{On a } Z = d - \frac{X}{3} \implies Z = 0.27 - 0.0485 = 0.2214 \text{ m}$$

Le moment limite de service est :

$$\bar{M} = \frac{1}{2} b X \sigma_{bc} Z \implies \bar{M} = 0.15 \times 1 \times 0.1456 \times 16.2 \times 0.2214 = 0.2611 \text{ MNm/ml}$$

$$\bar{M} > M_s \implies A_{ser} = \frac{M_s}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.06685}{0.2214 \times 207.31} = 0.001456 \text{ m}^2 = 14.56 \text{ cm}^2$$

Alors on prend 8HA16, dont $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 12 \text{ cm}$

Pour la disposition constructive on prend $A'_s = A_s/3 = 5.36 \text{ cm}^2$

soit 6HA12 de section 6.79 cm^2

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f} bd \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.22 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.4\text{cm}^2 < 16.08\text{cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **vérification des contraintes à L'ELS**

Pour la vérification on suit les mêmes étapes que ci-dessus on trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.61 < 16.2 \text{ MPa} & \text{condition est vérifiée} \\ \sigma_{st} = 173 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa} & \text{condition est vérifiée} \end{cases}$$

IX.5.1.6.2-Ferraillage horizontale

$$A_{SH} = A_s / 4 = 16.08 / 4 = 4.02\text{cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}12$$

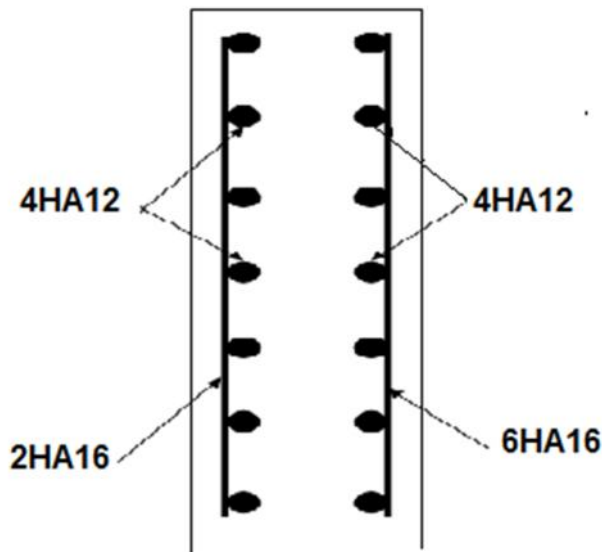


Fig.IX.2-Ferraillage du mur garde grève

IX.5.2-La dalle de transition

IX.5.2.1-Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition

Les efforts agissant sur la dalle de transition sont poids propre de la dalle le poids du remblai d'accès le poids du revêtement et la surcharges sur remblai

Tableau.IX.7-des efforts agissant sur la dalle

désignation	Poids propres	Remblai	Revêtement	Surcharges
Charges (KN/ml)	37,5	72	7.2	10
Effort tranchant (KN/ml)	18,75	36	3.6	25
Moment (KNm/ml)	46,875	90	9	31.25

➤ **Combinaison de charges :**

➤ **A l'ELS**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 46.875 + 90 + 9 + 1.2 \times 31.25 = 183.375 \text{ KNm/ml}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1.2 V_Q = 18.75 + 36 + 3.6 + 1.2 \times 25 = 88.35 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELU**

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 1.35(46.875 + 90 + 9) + 1.6 \times 31.5 = 246.93 \text{ KNm/ml}$$

$$V_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35(18.75 + 36 + 3.6) + 1.6 \times 25 = 118.77 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage de la dalle en flexion**

La dalle de transition est supposée simplement appuyée sur le corbeau et sur le remblai d'accès, pour le ferraillage on considère une section de 0.3m de hauteur et de 1m de largeur

En utilisant le logiciel ROBOT expert on trouve

$A_s = 39 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$ (le logiciel a pris la combinaison de l'ELS) soit 8HA25

($A_s = 39.27$) avec un espacement de 12cm pour la nappe inférieure et 8HA14 pour la nappe supérieure avec le même espacement

➤ **Vérification des contraintes**

On suit les mêmes étapes que ci-dessus on trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 10.62 < 16.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 201.13 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{conditions vérifiées}$$

La condition de non fragilité est aussi vérifiée $A_{\min} = 3.4 \text{ cm}^2 < 39.27 \text{ cm}^2$ Les armatures de répartition pour équilibrer une torsion éventuelle :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 9.75 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 19.5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 12.32 \text{ cm}^2$ qui est 8HA14, avec un espacement 12cm

➤ **Vérification de contraintes tangentielles**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.11877}{1 \times 0.27} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(4 \text{ MPa}, \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 2.7 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Donc la condition est vérifiée.

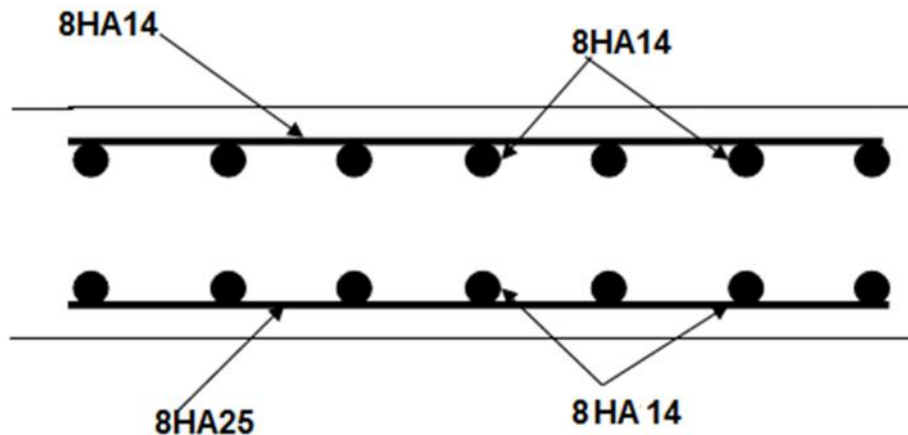


Fig.IX.3-ferrailage de la dalle de transition

IX.5.3-Le corbeau arrière

Le corbeau arrière est soumis à la réaction du poids propre de la dalle, la réaction du poids du remblai d'accès la réaction poids du revêtement et la réaction du surcharges sur remblai ces réactions sont déjà déterminer ci-dessus, et il reste à déterminer la réaction de son poids $q=1.5 \times 0.3 \times 0.3 \times 25=3.375 \text{KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges**➤ **A l'ELS**

$$M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_Q = 0.15(18.75 + 36 + 3.6 + 3.375 + 1.2 \times 25) = 13.75 \text{KNm/ml}$$

$$V_{\text{ELS}} = V_G + 1.2 V_Q = (18.75 + 36 + 3.6 + 3.375 + 1.2 \times 25) = 91.725 \text{KN/ml}$$

➤ **A l'ELU**

$$M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 0.15(1.35(18.75 + 36 + 3.6 + 3.375) + 1.6 \times 25) = 18.5 \text{KNm/ml}$$

$$V_{\text{ELU}} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35(18.75 + 36 + 3.6 + 3.375) + 1.6 \times 25 = 123.32 \text{KN/ml}$$

Ferrailage du corbeau arrière➤ **Armature longitudinale**

Ferrailage se fait en flexion simple en considérant une section de 0.3m de largeur et de 0.6m de hauteur

En utilisant le logiciel ROBOT expert on trouve $A_s = 2 \text{cm}^2$ soit 2HA12

➤ **Armature transversale**

En utilisant le logiciel ROBOT expert on trouve deux cadres HA12/ml

IX.5.4-Le mur frontal

IX.5.4.1-Evaluation des efforts

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues aux charges permanentes, surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation

➤ Charges permanentes

Les charges permanente à considérer sont le poids du tablier le poids propre du mur GG, poids du corbeau et la réaction du poids de la dalle de transition et la réaction du poids du remblai sur le corbeau, le poids de ces élément engendre lors d'un séisme les efforts suivants :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \varepsilon_H \cdot G = 0.1G \\ \text{L'effort vertical globale (sismique plus statique): } V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G = (1 \pm 0.07) \cdot G \end{cases}$$

Poussée des terres

La Formule d'évaluation de la poussée des terres sur le mur frontale est donnée ci-dessus,

➤ Surcharges sur remblai :

La surcharge sur remblai est $q=10\text{kn/ m}^2$, cette surcharge engendre une poussée :

$$F_{ad} = P \times (1 \pm k_v) = (1 \pm k_v)qHk_{adh}$$

avec H : la hauteur du mur frontal

Dans le cas statique $k_v=0$ et $k_{adh} = k_{ash}$ le point d'application est à mi hauteur

Tableau.IX.8 efforts agissant sur le mur frontal

désignation	G (KN)	$G \times \varepsilon_H$ (KN)	$(1 \pm \varepsilon_v) \cdot G$ (KN)	H (bras de levier)	V (bras de levier)	M_R (KNm)	M_S (KNm)	M_R (KNm)	M_S (KNm)
Poids du Mur garde grève	216,95	21,7	232,14	0,6	5,48	0	130,17	118,91	139,28
Poids du Mur de front	2234,13	223,41	2390,52	0	2,19	0	0	489,26	0
Poids du Mur en retour	769,35	76,94	823,20	2,9	1,0375	0	2231,11	79,83	2387,29
Poids du Corbeau	42,53	4,25	45,51	0,9	5,19	0	38,277	22,06	40,96
Réaction du Poids des terres + dalle de transition sur le corbeau	779,07	77,90	837,50	0,9	5,18	0	701,16	403,56	753,76
Poussée du au surcharges	253	0	271,98	0	3,22	814,66	0	875,76	0
Poussée des terres	283,79	0	366,09	0	2,14	607,31	0	783,43	0
Effort de freinage	180	0	0	0	6,44	1159,2	0	0	0
Réaction du tablier	4848,39	484,84	5187,77	0,25	4,62	1212,09	0	2239,96	1296,94
						3793,26	3100,7	5012,79	4618,23

➤ Combinaison de charges

Les combinaisons de charges par mètre linéaire du mur sont données par le tableau suivant :

Tableau.IX.9 valeur des combinaisons de charges

combinaison à L'ELS			Combinaison à L'ELU			Combinaison à L'ELA		
Effort normal	Effort horizontal	Moment	Effort normal	Effort horizontal	Moment	Effort normal	Effort horizontal	Moment
653,61	59,06	79,94	918,99	74,77	109,37	1459,45	136,65	29

IX.5.4.2-Ferraillage du mur frontal

IX.5.4.2.1-Ferraillage verticale

le mur frontal est sollicité en flexion composée, le ferraillage se fait en considérant une section de un mètre linéaire de largeur et de 1.5 de hauteur encastree dans la semelle vu que le mur frontal est soumis en permanence à un moment déstabilisant on peut la considéré comme un élément poutre

le ferraillage se fait à l'aide du logiciel ROBOT expert $f_{c28} = 27\text{MPa}$ $b=1.5\text{m}$, $h=1\text{m}$

On trouve : $A_s=A'_s=0$

Donc on détermine la section minimale de l'acier par la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \frac{f_{tj}}{f} bd \right) \Rightarrow A_{\min} = \text{Max} \left(\frac{1.5}{1000} ; \frac{0.23 \times 2.22 \times 1 \times 1.5}{400} \right) \\ = 19.14\text{cm}^2$$

Alors on prend 7HA20 dont $A_s=21.99\text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

Pour la disposition constructive on prend $A'_s= A_s/3$

$A'_s=7.33$ soit 7HA14 dont $A_s=10.78\text{ cm}^2$

IX.5.4.3-Ferraillage horizontale

Le ferraillage horizontal se fait en considérant l'action horizontale latérale du séisme, en supposant la section encastree dans la semelle et soumis à la flexion simple

Le ferraillage se fait à l'aide du logiciel ROBOT expert $f_{c28} = 27\text{MPa}$ $b=1.5\text{m}$, $h=1\text{m}$

$M=772,4$: KNm/ml on trouve $A_s= 20.1\text{ cm}^2$ et $A'_s=0$ soit 7HA20 avec un espacement de 20cm

IX.5.4.4-Vérification des contraintes de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.136}{1 \times 1.35} = 0.1\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(4\text{MPa}, \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 2.7\text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Condition vérifiée.)

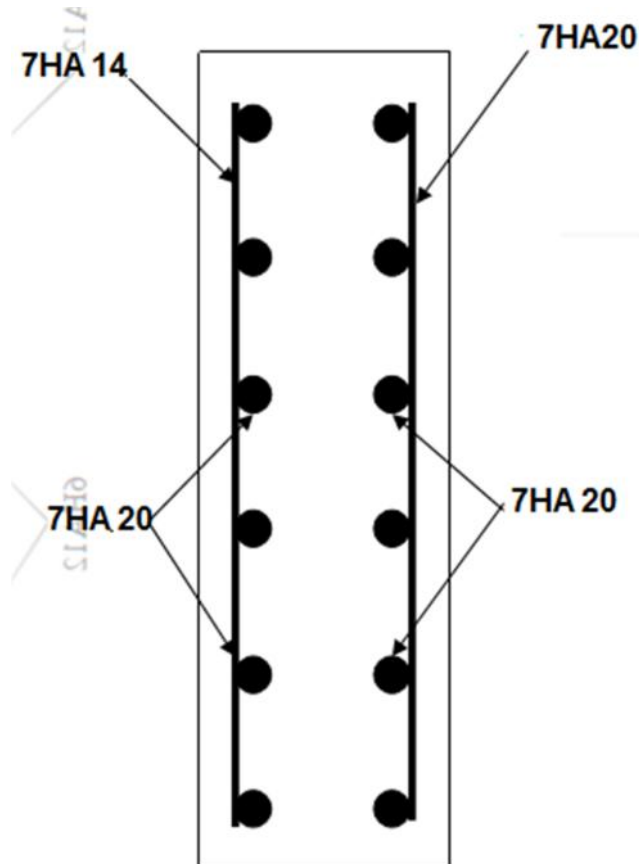


Fig.IX.4-ferrailage du mur frontal

IX.5.5-Mur en retour

IX.5.5.1-Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

Son Poids propre

Les poussées horizontales réparties.

IX.5.5.1.1-Efforts horizontaux

Poussée des terres : $P = 1/2[0,26 \times 18 \times (6.44)^2 \times 1] = 97.04\text{KN/ml}$.

Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 10 \times 6.44 \times 0.26 \times 1 = 16.4 \text{ KN /ml}$.

Poussée de la surcharge concentrée (20KN) : $P_{sc} = 20 \times 1,2 = 24 \text{ KN}$.

➤ Les moments

Poussée des terres : $M_t = 97.04 \times 1/3(6.44) = 208.31\text{KNm /ml}$.

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 16.4 \times 3.22 = 52.808\text{KN.m /ml}$.

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 24 \times 6.44 = 154,56\text{KN.m/ml}$.

➤ **Les combinaisons :**

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{\text{sr}} + M_{\text{sc}}) = 612,99 \text{KN.m /ml.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{ELS}} = M_t + 1.2 (M_{\text{sr}} + M_{\text{sc}}) = 457,15 \text{KN.m /ml.}$$

IX.5.5.1.2-Efforts verticaux

Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0.8 \times 6.44 \times 2,5 = 12.88 \text{KN/ml.}$

Poussée de la surcharge concentrée (40KN) : $P_{\text{sc}} = 40 \times 1,2 = 48 \text{KN}$

➤ **Les moments**

Poids propre du mur : $M_G = 320 \text{KNm /ml.}$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{\text{sc}} = 48 \times 5.8 = 278. \text{KN.m.}$

➤ **Les combinaisons**

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_{\text{sc}} = 849 \text{KNm /ml.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_{\text{sc}} = 653,6 \text{KNm /ml.}$$

IX.5.1.2-Ferraillage verticale

La section est soumise à la flexion simple, le calcul est fait pour 1 m linéaire
 $M_U = 113,2 \text{KNm/ml}$ et $M_{\text{ELS}} = 60.95 \text{KNm/ml}$

En utilisant le logiciel ROBOT expert on trouve $AS = 7.4 \text{cm}^2$ soit 5HA14

IX.5.1.3-Ferraillage horizontale

La section est soumise à la flexion simple, le calcul est fait pour 1 m linéaire
 $M_U = 81.73 \text{KNm/ml}$ et $M_{\text{ELS}} = 60.95 \text{KNm/ml}$

En utilisant le logiciel ROBOT expert on trouve $AS = 7 \text{cm}^2$ soit 5HA14

IX.5.6-La semelle

IX.5.6.1-Evaluation des efforts agissant sur la semelle

la semelle est soumise à des efforts horizontaux dus aux poussées des terres et à des efforts verticaux provenant de la superstructure

Tableau IX.10-efforts agissant sur le milieu de la fibre supérieure de la semelle

Cas	Effort normal	Effort horizontal	M _R	M _S
Statique	17515.47	1329,855	3793,26	3100,7
Dynamique	18741,55	3997,709	5012,79	4618,23
	16289,38	3822,848	3580.56	4015.85

Caractéristiques géométrique de la semelle :

L=14.6m, B=6.5m, h=1.6m

➤ **Cas statique**

$N_{\max}=17515.47\text{KN}$, $M_{\max}=3793,26-3100,7=692,56\text{ KN m}$

➤ **Cas dynamique**

$N_{\max}=18741,55\text{KN}$, $M_{\max}=4015.85-3580.56=435,29\text{ KN m}$

➤ **Détermination du nombre des pieux :**

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{18741.55}{4813.8} = 3.9$$

De point de vue mécanique, on peut prendre un nombre de pieux égal à 4 mais pour la disposition constructive et pour que la méthode de bielle soit applicable on prend 8 pieux

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{y^2} \pm \frac{M_y x}{x^2}$$

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{17515.47}{8} + \frac{692,56 \times 1.8}{8 \times (1.8^2)} = 2237,53 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{17515.47}{8} - \frac{692,56 \times 1.8}{8 \times (1.8^2)} = 2141,34 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{18741,55}{8} + \frac{435,29 \times 1.8}{8 \times (1.8^2)} = 2372,92 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{18741,55}{8} - \frac{435,29 \times 1.8}{8 \times (1.8^2)} = 2312,46 \text{ t}$$

On constate que :

$$N_{\max} = 2372,92 < 4813.8 \quad (\text{condition de poinçonnement vérifiée})$$

$$R_{\min} > 2141,34 \quad (\text{condition de soulèvement vérifiée})$$

IX.5.6.2-Ferraillage de la semelle (méthode des bielles)

➤ **Armatures transversales inférieures**

Les Conditions de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.6}{\frac{3.6}{2} - \frac{0,375}{4}} \approx 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

Condition vérifiée.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} < h = 1.6 \text{ m} . \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Cas statique :**

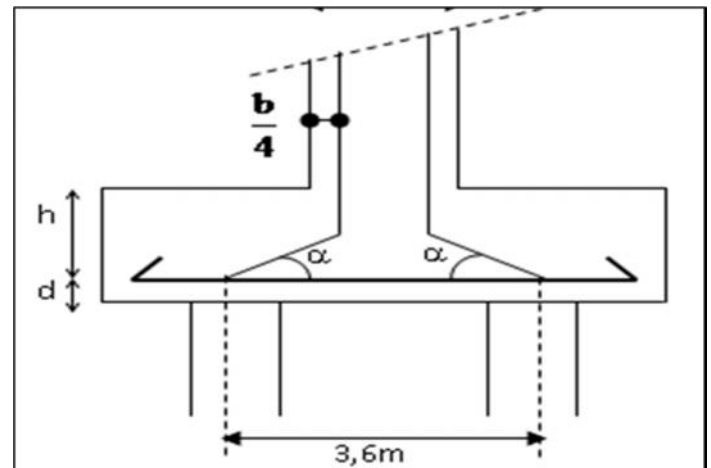
$$\bar{\sigma}_e = \frac{2}{n} \times \sigma_e = 267 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_e} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{2.237}{267} \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{0,375}{4}\right)}{(1.6)} = 0.008378 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 83.78 \text{ cm}^2.$$

➤ **Cas dynamique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$



$$A_2 = \frac{2,372}{400} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{0,375}{4}\right)}{1,6} = 0,00628 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 62,85 \text{ cm}^2.$$

On constate que le cas le plus défavorable est le cas statique, alors la section adoptée est $A_s = 83,78 \text{ cm}^2$, on prend 18HA25

L'espaceur étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : n : Nombre de barre = 18 barres.

d : Enrobage = 7,5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,6 - 0,075}{18 - 1} = 0,16 \text{ m}.$$

On prend: $S_t = 16 \text{ cm}$.

Les armatures transversales sont placées sur les bandes d'action des pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,6 + 1,2 = 2,8 \text{ m}$$

➤ **Armatures de répartition :**

Entre les différentes bandes de 2,8 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{83,78}{3} = 27,92 \text{ cm}^2$$

Soit: 9HA20/ml ($A_1 = 28,27 \text{ cm}^2$), $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{83,78}{3} = 27,92 \text{ cm}^2$$

Soit: 9HA20/ml ($A_2 = 28,27 \text{ cm}^2$), $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de construction :**

➤ **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{83,78}{10} = 8,378 \text{ cm}^2$$

Soit: 6HA14/ml ($A_{ts} = 9,24 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures longitudinales supérieures:**

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{83.78}{3} = 27,92 \text{ cm}^2$$

Soit: **9HA20/ml** ($A_2=27.92 \text{ cm}^2$), $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Armatures latérales :**

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{83.78}{10} = 8.378 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14/ml** ($A_{ts} = 9.24 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

IX.6-etude et ferrailage des pieux

IX.6.1-Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre des pieux,

C_u : module de réaction du sol,

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

➤ **Calcul de λ :**

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 35 \text{ MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000^3 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.5}{4 \times 35981,73 \times 0.1017}\right)} = 0.244 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.244 \times 36 = 8,784$ m.

IX.6.1-Effort tranchant en tête du pieu

➤ Cas statique :

L'effort horizontal total agissant à la base de la semelle est 1329,86KN

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{1329,855}{8} = 166,23 \text{KN/pieu.}$$

➤ Cas dynamique :

L'effort horizontal maximal dans le cas dynamique est : 3997,71 KN

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{3997,71}{8} = 499,71 \text{KN/pieu.}$$

➤ Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

➤ Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

\bar{P} : Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{a}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$\left\{ \begin{array}{l} M(Z) = EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} = -\frac{\bar{P}}{\lambda} \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{array} \right.$$

donc : $\lambda L = 8,784 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,7384, \chi_{\theta M} = 1.803$ (extrapolation)

➤ Cas statique :

$$\bar{P} = 166,23 \text{ KN/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -667,63 \text{ KN/pieu}$$

➤ **Cas dynamique :**

$$\bar{P} = 499,71 \text{ KN/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -2007,062 \text{ KN.m/pieu}$$

Variation des moments en fonction de la profondeur :

Valeur des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ en fonction de la profondeur Z (abaque de WARNER)

Tableau IX.11.valeur des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$

désignation	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta P}$	0.8	0.33	0.15	0	0	0	0	0
$\chi_{\theta M}$	0.58	0.1	0.35	0.08	0	0	0	0

$$\text{On a } M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

➤ **Cas statique :**

$$M(Z) = (-667,63 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{166,23}{0,244} \times \chi_{\theta P}\right)$$

➤ **Cas dynamique :**

$$M(Z) = (-2007,062 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{499,71}{0,244} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Tableau IX.11 valeur des moments en fonction de Z

désignation	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
Cas statique	157,79	411,49	311,36	491,6	545	545,01	545,01	545,01
Cas dynamique	474,29	581,62	-395,27	-160,56	0	0	0	0

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -2007,062 \text{ KNm}$

IX.6.2-Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

➤ **Données d'entrée de l'abaque :**

$$N_{\min} = 166.23 \text{ KN.m par pieu.}$$

$$M_{\max} = 2007.06 \text{ KN.m par pieu.}$$

➤ **Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.075}{1.2} = 0.0625$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_{\max}}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{2.007}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 35} = 0,0422$$

$$\frac{N_{\min}}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{0.16623}{3.14 \times 0.6^2 \times 35} = 0,00420$$

Avec :

β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 35 \text{MPa}$).

R : rayon du pieu.

Alors : $\omega = 0,10$.

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.10$$

$$F_a = \frac{0.10 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.10 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 35}{400} = 98.91 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **21HA25** ($A_s = 103,11 \text{cm}^2$).

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{21} = 17.95 \text{ cm} \text{ On prend } 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{21}{3} = 7 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA14** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

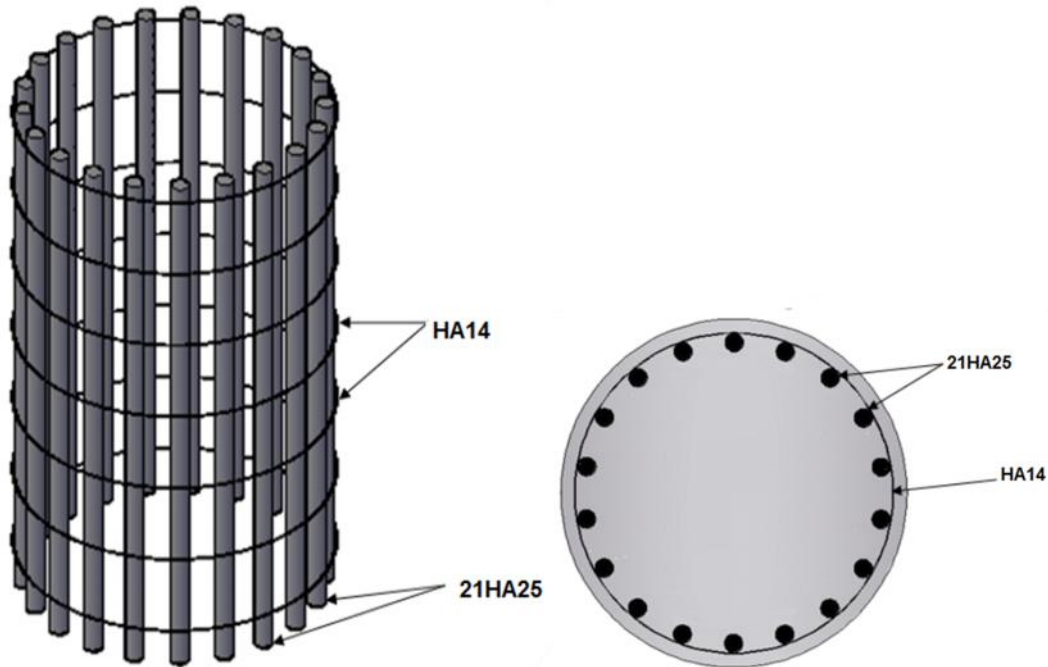


Fig. IX.5. Ferrailage des pieux

Plot parasismique

On prévoit deux plots en béton armé, encastrés dans le mur frontal sur la partie supérieure.

Estimation des efforts agissants sur le bloc

Selon le RPOA Les plots doivent être dimensionnés sous un effort horizontal égal à 40% des efforts horizontaux sous séisme, la seule action horizontale lors d'un séisme c'est l'action du séisme lui-même il engendre un effort horizontal latéral $H = 0.1G$

$G = 6597.33$ poids du tablier qui revient à la culée.

On trouve $H = 6597.33$ KN chaque plot reçoit 40% H soit un effort de 131.94 KN

Le plot étant encastré dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale.

On trouve $M = 131.94 \times 0.2 = 26.38$ KNm

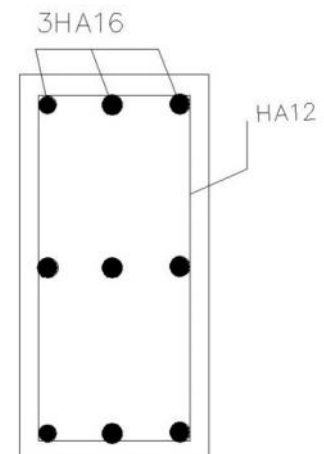
Le ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple en utilisant le logiciel ROBOT expert:

$M_{ELA} = 26.38$ KN m, $f_{c28} = 27$ MPa; $b = 50$ cm; $h = 1$ m.

$A_s = A'_s = 5.4$ cm² soit 3HA16cm² Soit

Pour l'armature transversale, le calcul donne 2 cadres HA12 espacés de 15cm.



CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE

X.1. Introduction

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

X.2-Pré dimensionnement des éléments de la pile

a) Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

Longueur : $L = 14.02$ m.

Largeur : $E = 3.90$ m.

Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$. $H = 1.30\text{m}$.

b) Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre trois futs à un diamètre fixe de $1,50\text{m}$ et un entraxe de 5.00 m.

c) Semelle :

Epaisseur : $1,80\text{m}$.

Largeur : 6.40m .

Longueur : pour une semelle continue sous les deux ouvrages 31.20 m.

Béton de propreté : $0,10$ m.

On utilise des pieux de diamètre $\Phi=1,2$ m avec un entraxe de 4.00m . (Fondation profonde).

X.3.Implantation des piles :

Les hauteurs **H** des piles sont définies par :

$H \text{ pile} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (\text{h appareil} + \text{dé appui} + \text{h tablier})$.

$H \text{ appareil} + H \text{ dé d'appui} = 30.3\text{cm}$.

$h \text{ tablier} = 1.90$ m.

Les positions, cotes et les hauteurs des piles et futs sont regroupés dans le tableau suivant :

X.1-Répartition Des Charges Sur La pile (calcul des réactions max)

N° de pile	1	2	3	4
PK	361+407.4	361+439.8	361+472.2	361+504.6
Cote projet (m)	16.912	16.987	17.062	17.137
Cote TN (m)	9.110	2.660	3.950	11.750
Cote de la fondation (m)	4.350	-2.870	-2.800	5.080
hauteur de pile (m)	10,30	17.6	17.60	9.800
Hauteur du fut (m)	7.000	14.5	14.50	6.500

X.4-Charges et surcharges

➤ Poids propre du tablier

$$R_{\max} = \frac{6597.33}{2} = 3298.66 \text{ KN}$$

➤ Poids propre du chevêtre :


$$G_c = \gamma_b \times V = 25 \times 6.52 \times 14 = 2282 \text{ KN}$$

$$G_c = 2282 \text{ KN donc } G_c = 163.10 \text{ KN/ml.}^2$$

X.5. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

a) La surcharge A (l) :

1 travée chargée :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + 31} = 10.50 \text{ KN/m}^2$$


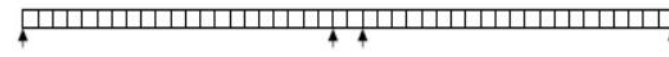
$$A(l) \times 0.90 \times 1 = 9.60 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{\max} = \frac{9.60 \times 10.50 \times 31}{2} = 1562.4 \text{ KN}$$

2 travées chargées :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + 62} = 7.16 \text{ KN/m}^2$$

$$A(2\lambda) \times \alpha_1 \times \alpha_2 = 6.44 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{\max} = 6.44 \times 10.50 \times \frac{31 \times 2}{2} = 2096.20 \text{ KN}$$


b) Chargement Bc :

$$b_c = 0.9 = 1.092$$

1 travée Chargée

$R = 1653,75 \text{ KN}$

2travée chargée

$R_1 = 810\text{KN.}$

$R_2 = 747 \text{ KN.}$

$R_{\max} = (810 + 747) \times 0.9 \times 1.09 = 1553.9\text{KN}$

c) Charge M_{c120} :

$\delta = 1.08$

1 travée chargée:

$R_{\max} = 1069 \text{ KN}$

2travée chargée:

$R_1 = R_2 = 544\text{KN}$

$\max = \sqrt{x}(R_1 + R_2) = 1175.04 \text{ KN}$

d) Chargement D240 :

1 travée :

$R_{\max} = 1656 \text{ KN}$

2travée :

$R_{\max} = 1947 \text{ KN}$

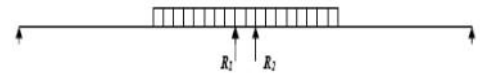
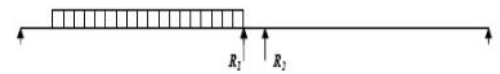
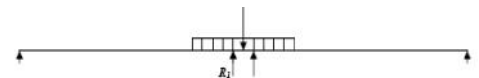
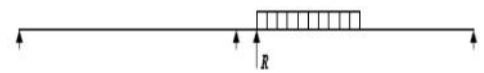
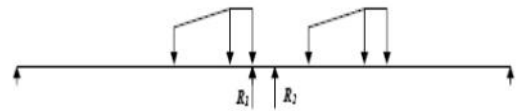
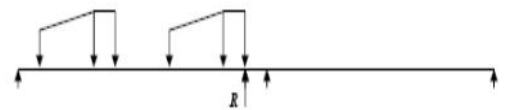


Tableau X.2.récapitulatif :

1 travée chargée :

2 travées chargées :

Désignation	réaction(KN)
A (L)	1562.4
Bc	1653.75
Mc120	1069
D240	1656

Désignation	réaction (KN)
A (L)	2096.20
Bc	1553.9
Mc120	1175.04
D240	1947

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Poids du tablier /poutre (KN)		942.47
poids du chevêtre (KN/ml)		163.1
poids de surcharges /poutre	A (L)	299.46
	D240	278.14
ELU	$P_u=1,35xG+1,6(P_{A(L)})$ / Poutre	1751.47
	$P_u=1,35xG+1,35P_{D240}$ / poutre	1647.82
	G chevêtre = $1,35 \times G_c$	220.18
ELS	$P_{ser}=G+1,2(P_{A(L)})$ / Poutre	1302
	$P_{ser}=G+P_{D240}$ / Poutre	1220.6
	G chevêtre = G_c	163.1

La réaction la plus défavorable est celle du $P_u=1,35xG+1,6(P_{A(L)})$ à l'ELU:

$$R_{\max} = 1751.47 \text{ KN.}$$

$$G \text{ chevêtre} = 1,35 \times G_c = 220,18 \text{ KN/ml.}$$

CONCLUSION

Le travail présent dans ce mémoire porte sur l'étude d'un ouvrage bien déterminé ; sauf le calcul de la pile qui j'ai essayé de la toucher mais malheureusement .tout ça par le manque de temps, et n'ayant pas obtenu le sujet suffisamment à l'avance, je n'ai pas pu compléter

Notre préoccupation majeure s'est concentrée surtout sur le calcul de la résistance de cet ouvrage

Grace aux calculs effectués, soit manuellement ou bien en utilisant des logiciels de calcul automatique nous avons acquis des ordres de grandeurs importantes dans la vie professionnelle. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

- calcul des grillages de poutres et dalles orthotrope selon la méthode de GUYON-MASSONNET.
- J.A. CALGARO, Projet et construction des ponts.
- HENRY. THONIER, le béton précontraint aux états limite.
- J.A. CALGARO. Conception des ponts
- BAEL91mod99.
- Le BPEL91.
- Documents SETRA.
- Appuis des tabliers, PP73 SETRA
- Règle des charges des ponts routes(RCPR).
- Règlement parasismique des ouvrages d'arts (RPOA 2008).

Cours:

- Cours ouvrages d'art.
- Cours mécaniques des sols.
- Cours béton armé.

Thèses :

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).

Logiciels :

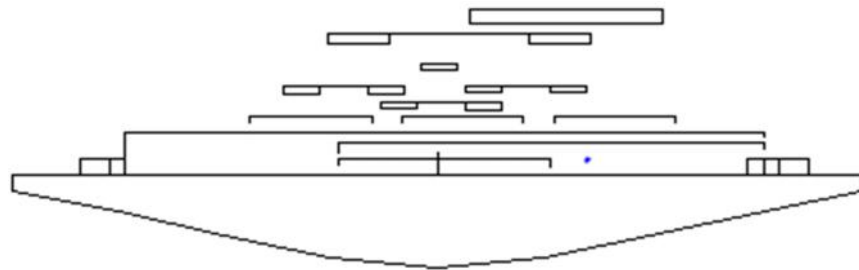
- .ROBOT Autodesk structural analysis 2011
- ROBOT EXPERT : ferrailages
- AUTOCAD 2008 : dessin.
- RDM6 : calcul RDM.
- MICROSOFT OFFICE 2010 : calcul, traitement de texte.

Annexes

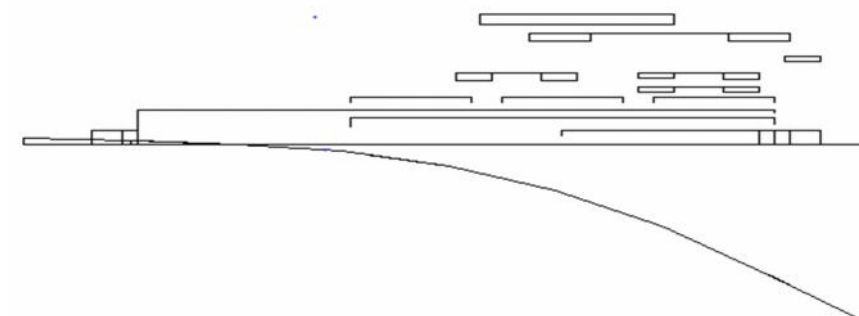
Annexe1 : Méthodes de Guyon Massonnet :

Annexes 1 :Ligne d'influence de K

Ligne d'influence de poutre 1 :



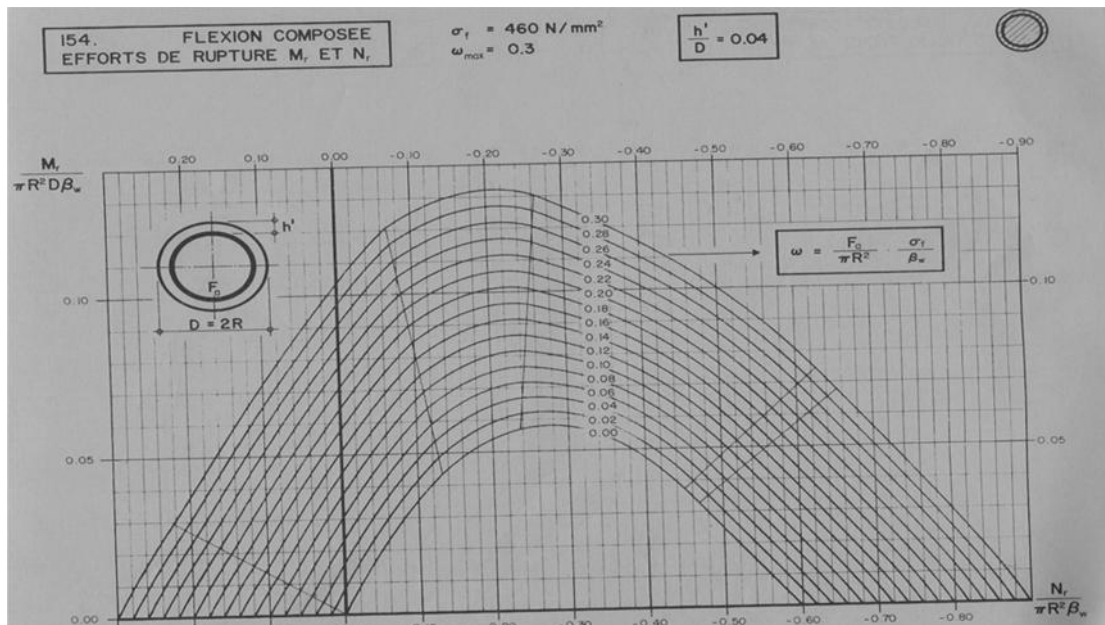
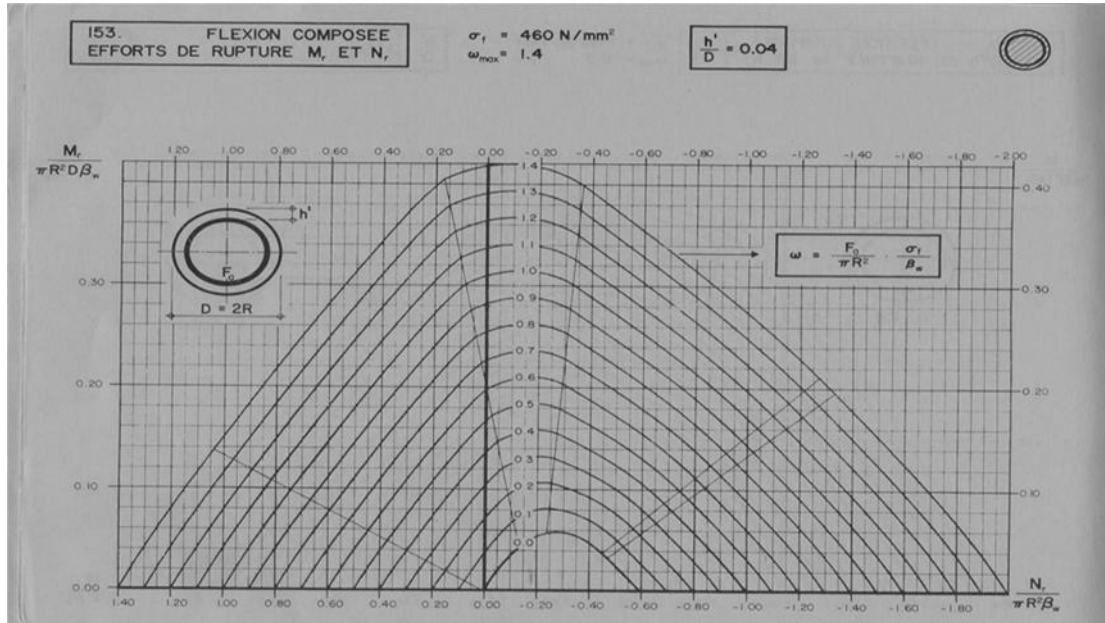
Ligne d'influence de poutre 4 :



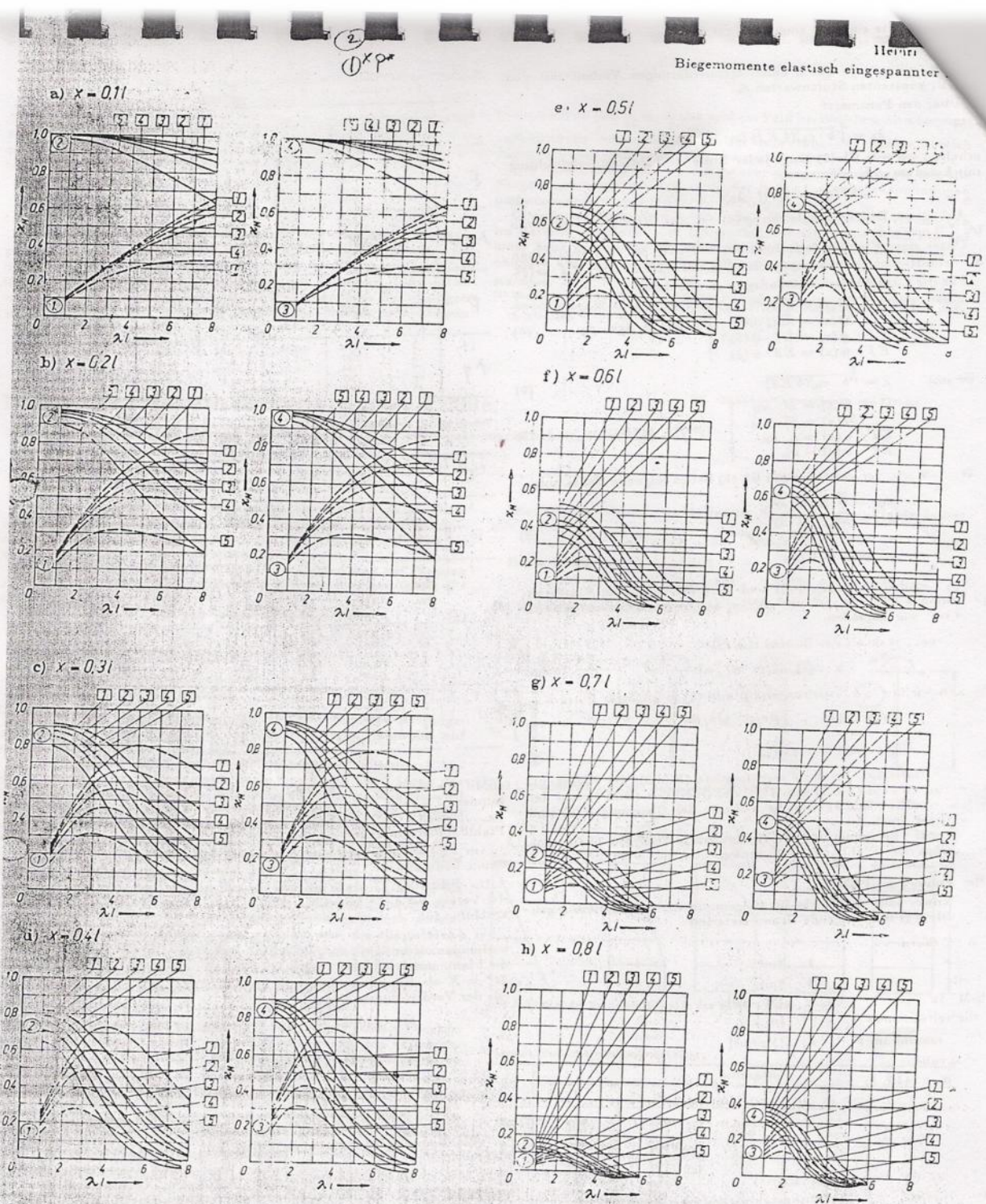
Ligne d'influence de poutre 2:



Annexe2 : Les abaques de WALTHER



Annexe3 : Abaques de WARNER



Id 3. xM - Werte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = x_m \cdot P^*/\lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = x_m \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnitten $x = 0.1 \cdot l$ bis $0.9 \cdot l$. (Bettungsstufenverläufe 1 bis 5 nach Bild 2)