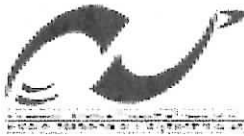


11/03



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique



Ecole nationale polytechnique

Département : Génie civil

Laboratoire : LGSDS

Projet de fin d'étude

**Présenté pour l'obtention du diplôme
D'ingénieur d'état en génie civil**

Thème :

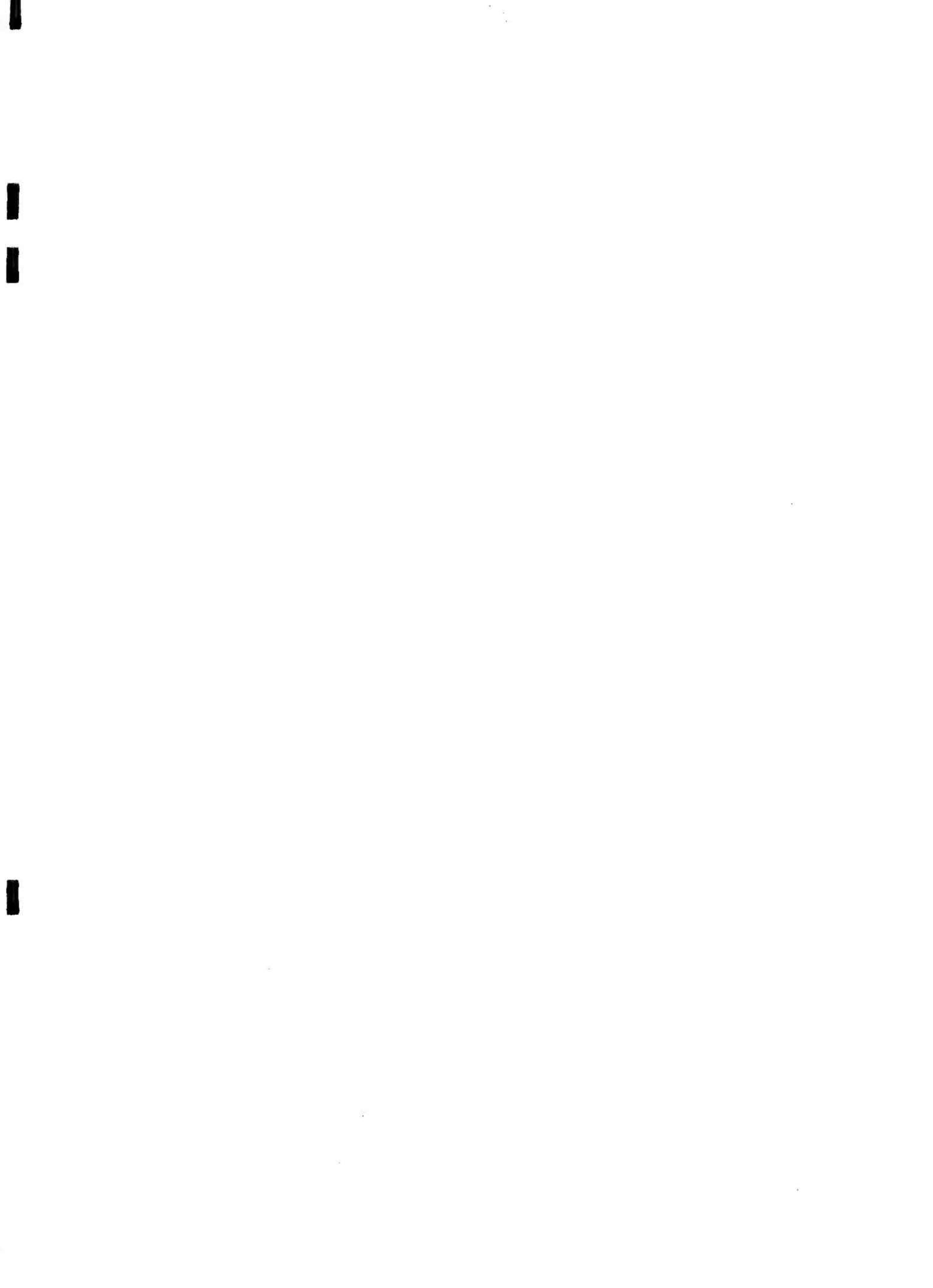
**ETUDE D'UN PONT DALLE
HYPERSTATIQUE EN
BETON PRECONTRAINTE**

**Proposé par :
S . A . E . T . I**

**Etudié par :
BRAHMA
DJAMEL**

**Dirigé par :
M^{me} CHERID
M^{me} MOHABEDDINE**

Promotion : septembre 2003



Résumé :

Le thème de ce projet est l'étude d'un pont dalle en béton précontrainte.

Les principes étape de cette étude sont les suivantes :

- Déterminer la répartition longitudinales et transversale des efforts selon le fascicule 61 titre II de CPC et la méthode de GUYON MASSONNET.
- Etude de la précontrainte de la dalle.
- Etude des appuis comportant l'étude des appareils d'appuis, la pile et la culée.

Mots clé : Tablier ; précontraint ; dalle ; câble ; contrainte ; section.

Summary:

The theme of the project is the study of a slab bridge made of a prestressed concrete.

The main steps of this study are:

- Determining the dividend transversal and longitudinal effort according to GUYON MASSONNET and section 61 title II of CPC.
- Studying the platform's prestressed concrete.
- Studying the supports including the study of support's equipments in addition to the pile and the pier.

Key word: Bridge; prestressed; flagstone; cable; constraint; stage.

ملخص:

يدرس هذا المشروع جسرا مكونا من بلاطة مفرطة السكون من الإسمنت المسلح السابق الإجهاد.
العناصر الأساسية لهذه الدراسة هي كالتالي:
- تحديد الفروق الطولية و العرضية للجهود وفقا للعدد 61 الفصل الثاني من دفتر شروط البناء
و منهجية غيون ماسوني
- دراسة الجهد المسبق للبلاطة.
- دراسة الأعمدة.
كلمات المفاتيح: بلاطة، سابق الإجهاد، ضغط، سطح، سلك، مقطع.

REMERCIEMENTS

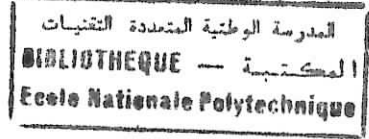
Nous remercions DIEU de nous avoir donné la volonté et la santé pour mener ce travail.

Je tiens à exprimer mes remerciement à :

- Mesdames CHERID et MOUHABIDINE.
- Monsieur ABDESSEMED de la S.A.E.T I
- Monsieur MEKHOLOUFI de la S.A.E.T.I
- Monsieur TOUATI de la S.A.E.T.I

Ainsi qu'à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation, tous les personnels de la bibliothèque de l'E.N.P parmi eux : KRIMOU, TOUFIK et DJAMEL, et à tous ceux qui ont pu nous aider de près ou de loin ou ont eu l'intension de le faire.

DEDICACES



Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui à tant souffert pour moi pour me voir ainsi.

A mon père qui ma conduit sur ce chemin ou je me trouve.

A mes frères et ma sœur et à toute ma famille.

A tous mes amis.

A tous ceux qui croient en dieu et le craignent.

BRAHMA DJAMEL

SOMMAIRE

Chapitre I: introduction

1.1- Généralité	1
1.2- Présentation et description de l'ouvrage	1
1.3- Caractéristique mécanique des matériaux	2
1.3.1- Béton armé	2
1.3.2- Acier pour béton armé	2
1.3.3- Caractéristiques géométriques de la dalle	3
1.4- Principe et hypothèse de calcul des dalles à larges encorbellements	4
1.4.1- Dimensionnement de la dalle à encorbellement	4
1.4.2- Etude du biais	6

CHAPITRE II : CHARGES ET SURCHARGES

II.1- Charges permanentes	7
II.2- Les surcharges	8
II.2.1- Détermination de la classe de pont	8
II.2.2- Surcharge A pour une travée chargée	8
II.2.3- Surcharge Bc	9
II.2.4- Surcharge militaire M_{C120}	12
II.2.5- Convoi exceptionnel de type D	14
II.3- Travée de rive	17
II.3.1- Le moment fléchissant sous la surcharge A	17
II.3.2- Effort tranchant sous la surcharge A	17
II.3.3- Surcharge Bc	17
II.3.4- Surcharge militaire M_{C120}	20
II.3.5- Convoi exceptionnel de type D	23
II.4.1- Surcharge sur les trottoirs	25
II.4.2- Charges sismiques	26
II.5- Effort de freinage	26
II.5.1- Calcul de l'effort de freinage sous la charge A	27
II.5.2- Calcul de l'effort de freinage sous la surcharge Bc	27

CHAPITRE III : ETUDE DES LIGNE D'INFLUENCE DUES AUX MOMENTS FLECHISSANT

III.1- Ligne d'influence du moment dans une section D'abscisse X d'1 poutre continue	28
III.1.1- Détermination des rapports focaux	28
III.1.2- Ligne d'influence du moment sur appuis	29
III.1.3- Ligne d'influence dans une section d'abscisse X dans la travée (i)	30

CHAPITRE IV : CALCUL DES MOMENTS LONGITUDINAUX	
IV.1- Moment sous charges permanentes	33
CHAPITRE V : METHODE DE GUYON MASSONNET	
V.1- Détermination des paramètres θ, α	38
CHAPITRE VI : EFFORT TRANCHANT	45
CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSAL DE L'EFFORT TRANCHANT	47
CHAPITRE VIII : CALCUL AU VERIN AGE ET DENIVELLATION D'APPUI	51
CHAPITRE IX : MOMENT DE TORSION DUA L'EXCENTREMENT DES CHARGES	
IX.1- Calcul de P_n	54
IX.1.1- Charge partiellement répartie	54
IX.1.2- Charge uniformément répartie	54
IX.1.3- Charge concentrées	55
IX.2- Calcul des τ_a	55
CHAPITRE X : CALCUL DES MOMENT TRANSVERSAUX	60
CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	
XI.1- Principe de béton précontraint	67
XI.2- Choix de la précontrainte	67
XI.3- Equation du câble moyen	68
XI.4- Calcul du nombre total de câbles	70
XI.5- Evaluation des pertes de précontrainte	70
XI.5.1- Les pertes instantanées	70
XI.5.2- Pertes différées	73
XI.5.3- Tableau récapitulatif des pertes totales	74
XI.5.4- Valeur caractéristique de la précontrainte à la mise en tension	74
CHAPITRE XII : VERIFICATION DES CONTRAINTES	
XII.1- Vérification des contraintes normales	75
XII.2- Calcul de contraintes normales	75
CHAPITRE XIII : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT ULTIME	78
CHAPITRE XIV : ETUDE DES ENCORBELLEMENTS	85

CHAPITRE XV : LES APPAREILS D'APPUIS

XV.1- Introduction	90
XV.2- Sollicitation	90
XV.2.1- Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage	90
XV.3- Dimensionnement	91
XV.3.1- Air de l'appareil d'appui	92
XV.3.2- Hauteur nette de l'élastomère	92
XV.3.3- Epaisseur des frettes	92
XV.4- Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure	92
XV.4.1- Cas d'efforts dynamiques	92
XV.4.2- Cas d'effort résultant des variations linéaires	95
XV.4.3- Vérification des appareils d'appuis	96
XV.4.4- Condition de non cheminement et de non glissement	98
XV.5- Condition de non soulèvement	98

CHAPITRE XVI : ETUDE DE LA PILE

XVI.1- Introduction	104
XVI.2- Etude du fût	104
XVI.3- Ferrailage du fût	104
XVI.4- Etude de la semelle	106

CHAPITRE XVII : ETUDE DE LA CULEE

XVII.1- Définition	114
XVII.2- Détermination et vérification des efforts à la base de la culée	114
XVII.3- Ferrailage de la culée	116
XVII.3.1- Ferrailage de mure en retour	116
XVII.3.2- Ferrailage de mur de front	118
XVII.4- Etude de la semelle de liaison	120

CHAPITRE XVIII : JOINT DE CHAUSSEE

CONCLUSION	122
------------	-----

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION CHAPITRE I

1.1. Généralités :

1.1.1. Importance de la qualité : La qualité est une préoccupation majeure pour les entreprises, elle est devenue un enjeu de survie.

1.1.2. Qualité et développement durable : La qualité est un facteur de développement durable, elle contribue à la satisfaction des clients et à la réduction des coûts.

1.2. Processus de l'assurance qualité :

1.2.1. Planification : Définir les exigences et les objectifs de qualité, établir un plan de qualité.

1.2.2. Mise en œuvre : Mettre en œuvre le plan de qualité, contrôler et mesurer la qualité.

INTRODUCTION

1.3. Avantages de la qualité :

1.3.1. Satisfaction client : Une qualité élevée entraîne une satisfaction client accrue.

1.3.2. Réduction des coûts : La qualité permet de réduire les coûts de production et de distribution.

1.4. Conclusion :

1.4.1. Synthèse : La qualité est un facteur de succès pour les entreprises.

1.4.2. Perspectives : L'assurance qualité continue à évoluer et à se perfectionner.

1.5. Bibliographie :

1.5.1. Ouvrages : [Liste des ouvrages consultés]

1.6. Annexes :

1.6.1. Documents : [Liste des documents annexés]

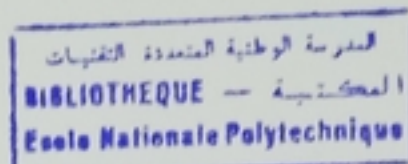
1.7. Références :

1.7.1. Sites web : [Liste des sites web consultés]

1.8. Remerciements :

1.8.1. Personnes : [Liste des personnes remerciées]

Chapitre I :

INTRODUCTION**I.1 GENERALITES :**

Les ponts ont une très grande importance car ils constituent l'ossature principale des réseaux routiers d'un pays.

L'Algérie un pays tiers-monde dans la voie de développement donne une importance à ce type d'ouvrage que nous allons étudier.

I.2 Présentation et description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un pont dalle hyperstatique à trois travées dans le cadre de résoudre d'une manière globale les problèmes du trafic dont souffre la route qui relie les ANNASSERS et KOUBA.

Le pont étudié est à trois travées, une centrale de 33,5m de portée et deux travées de rive de 20m de portée. La portée du pont est de 73.5m.

Le revêtement de la chaussée a une épaisseur de 8cm.

Chaque tablier porte : une chaussée de 7m et deux trottoirs de 1.6m chacun.

La dalle est précontrainte longitudinalement et armée simplement dans le sens transversal.

Les appuis : on a 4 piles de deux par deux car le pont n'est pas horizontal ; de diamètre égale à 1.5m, les deux premiers ont une hauteur de 4,5m et les deux autres sont de 8,30m.

Deux culées en béton armé, les éléments de chaque culée sont :

- mur de front.
- Mur garde grève.
- Mur en retour.
- Masse de fondation.

Les appareilles d'appuis : Les appareilles d'appuis sont en élastomère fretté, leur nombre est de 2 pour la culée et 2 pour la pile.

Mode de construction :

- Réalisation de l'infra structure.
- Coulage de dalle sur place.
- La mise en tension des câbles sur chantier (la réalisation de la précontrainte).
- Réalisation des revêtements de la chaussée et des trottoirs.

I.3 Caractéristique mécanique des matériaux :

D'après les données du projet et les exigences techniques il est indispensable d'opter pour un béton et un ferrailage de bonne qualité.

I.3.1 Béton armé :

* **Béton** : Le béton est dosé à 400 kg/m^3 en ciment de nature CPA et de bonne compacité masse volumique du béton précontraint évaluée à $2,4 \text{ t/m}^3$. [2]

1) Résistance nominale à la compression :

Dalle	$j > 28 \text{ jours}$	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
	$j < 28 \text{ jours}$	$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$
Infrastructures	$j > 28 \text{ jours}$	$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
	$j < 28 \text{ jours}$	$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$

2) Résistance nominale à la traction :

Dalle : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{ij}$

Infrastructure : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{ij}$

3) Contraintes limites:

Contraintes ultimes de compression "ELU":

$$f_{bu} = 0,85 f_{ij} / \sigma_b$$

σ_b	1,5 pour ouvrages finis en suivi
	1,15 pour ouvrages finis en construction

I.3.2 Acier pour béton armé :

* **Caractéristique d'acier utilisée :**

On utilise des aciers HA pour la flexion transversale et les différent ferrailages.

- Limite d'élasticité :- $f_e = 400 \text{ MPa}$ pour $\varnothing > 20 \text{ mm}$.

- $f_e = 420 \text{ MPa}$ pour $\varnothing < 20 \text{ mm}$

- Diamètre nominal max en (mm) égale à 40mm.

- Coefficient de fissuration : $r = 1,6$.

- Coefficient de scellement : $\mathcal{S}d = 1,5$.

- Module d'élasticité $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

4) Caractéristiques des armatures de précontrainte :

Le choix de la précontrainte a été indispensable car la portée longitudinale de pont est importante, pour cela on a utilisés les armatures types (DYWIDAG) torons 12 T 15 supers (12 barres de diamètre 15 mm enroulés d'une hélice à l'usine).

I.3.3 Caractéristiques géométriques de la dalle :

- Moment d'inertie d'une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$I = bh^3 / 12$$

- Moment d'inertie d'une section triangulaire de base b et de hauteur h

$$I = bh^3 / 36$$

* les Moments d'inerties sont donnée par rapport au centre d'inertie.

Notations :

Y_i : Ordonnées de centre de gravité de la section n° (i) par rapport à l'axe (Δ).

D_i : distance entre l'axe passant par le centre de gravité de section n° (i) et l'axe passant par le centre de gravité de toute la section.

I_{gi} : moment d'inertie de la section (i) par rapport à sont centre de gravité.

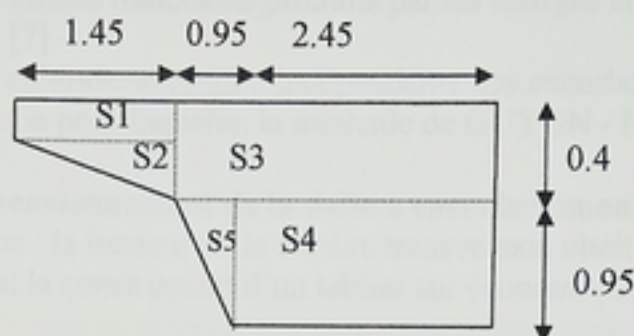


Figure 1-1

. Tableau des différentes caractéristiques géométriques :

SECTION	S_i	Y_G	$S_i \cdot Y_G$	I_{gi}	$(D_i)^2$	$S_i \cdot (D_i)^2$
S1	0,29000	1,2500	0,36250000	0,00096660	0,24240	0,07029600
S2	0,14500	1,0167	0,14742150	0,00032222	0,06710	0,00972950
S3	1,36000	1,1500	1,56400000	0,01813300	0,15390	0,20930400
S4	2,32750	0,4750	1,10556250	0,17504000	0,07980	0,18573450
S5	0,45125	0,6333	0,28577663	0,02262500	0,01545	0,00697181

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{S} = 0,75764102 \text{ m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 9,1475 \text{ m}^2$$

$$I_G = 2 * \sum (I_{gi} + S_i \cdot (D_i)^2) = 1,39824527 \text{ m}^4$$

I-4 Principe et hypothèse de calcul des dalles à larges encorbellements :

Pour ce type de structure, il est recommandé de faire une distinction entre les parties à encorbellement et la nervure centrale appelée dans ce cas, dalle centrale.

Nous considérons par ailleurs que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados, donc on pourra admettre que :

- Les encorbellements travaillent comme des consoles encastées dans la dalle centrale ; ceci, facilite la détermination dans les sections d'encastrement des moments fléchissant et des efforts tranchants produits par les charges et les surcharges placées sur les encorbellements. [7]

- La dalle centrale, supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isostatique pour laquelle, la méthode de GUYON - MASONNET serait applicable.

I-4-1 Dimensionnement de la dalle à encorbellement :

Conception : la hauteur de la section transversale obéit aux règles d'élancements courantes assurant la construction d'un tablier sur économique et satisfaisant parfaitement à la règle.

$$H = 33,5/25 = 1,35$$

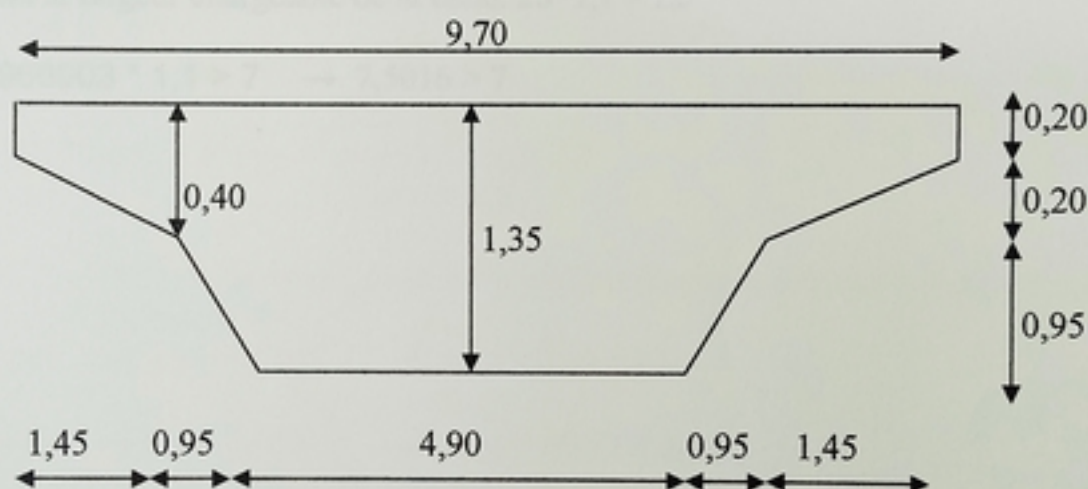


Figure 1-2

Travée de rive gauche :

$$L1 = 0,6 * 33,5 = 20,00 \text{ m}$$

$$L2 = 20,00 \text{ m}$$

Caractéristiques de la section transversale :

$$\text{Aire de la section : } A = 9,1475 \text{ m}^2$$

$$\text{Position de centre de gravité : } Y_G = 0,75764102 \text{ m}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = 1,39824527 \text{ m}^4$$

La largeur de la dalle équivalente est donnée par la relation suivant : $2b = 12 I / h^3$

- h : hauteur de la dalle centrale.

- I : inertie totale de la dalle.

$$2b = 6,81966903 \text{ m}$$

I-4-2 Encorbellements :

Nous substituons à la dalle avec encorbellement la dalle équivalente de section rectangulaire, de même facteur que la dalle centrale, et présentant la même inertie de flexion que l'ensemble de la structure étudiée.

Au delà de 21 mètre de portée déterminante la relevée de la dalle rectangulaire doit être assuré par de larges encorbellements.

Tablier avec large encorbellement, la portée déterminante doit être inférieure à 30 m

$$D = (D2 + 1,25 \sup (D1, D2)) / 2 = (33,5 + 1,25 * 20) / 2 = 29,25 \text{ m}$$

Les encorbellements doivent satisfaire les critères suivants :

- Largeur de la nervure (l'intrados) doit être supérieur à la moitié de la largeur utile totale de l'ouvrage. $4,9 > 0,5 * 9,7 = 4,85$

- La largeur droite de l'encorbellement le plus important doit être inférieure au un cinquième de la portée biais déterminante. $2,4 < 0,2 * 29,25 = 5,85$

- La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur chargeable de la dalle. $2b * 1,1 > Lc$

$$6,81966903 * 1,1 > 7 \rightarrow 7,5016 > 7$$

I-4-3 Etude du biais :

a) **Biais géométrique :** C'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaisée (dans notre cas $\varphi = 65,268$ grade)

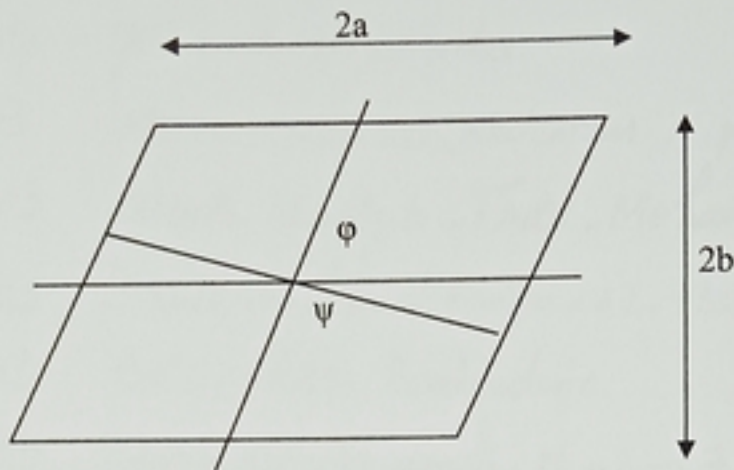


Figure 1-3

b) **Biais mécanique :** C'est l'angle que fait la longueur droite avec la direction du moment principal.

$$\begin{aligned} \Psi &= \varphi && \text{pour } \eta < 0,5 \\ \Psi &= \varphi + (\eta - 0,5)(100 - \varphi) / 2,2 && \text{pour } 0,5 < \eta < 2,7 \\ \Psi &= 100 && \text{pour } \eta > 2,7 \end{aligned}$$

- η étant le coefficient de forme, sa relation est donnée par la formule suivante :

$$\eta = (D_i \sin \varphi) / 2b$$

Pour $D_i = 33,5\text{m}$ on a $\eta = 4,1992$ alors $\psi = 100$ grade

Pour $D_i = 20,0\text{ m}$ on a $\eta = 2,506$ alors $\psi = 96,9372$ grade

I-4-3 : Rapport de portée :

La limite de portée est fixée par le risque de soulèvement des appuis d'extrémités à 0,5 comme limite inférieure.

$$\theta = (\text{longueur de travée de rive}) / (\text{longueur de travée centrale})$$

$$\theta = (20 / 33,5) = 0,597 > 0,5$$

CHAPITRE II

CHARGES ET SURCHARGES

Chapitre II

CHARGES ET SURCHARGES

II.1.Charges permanentes :

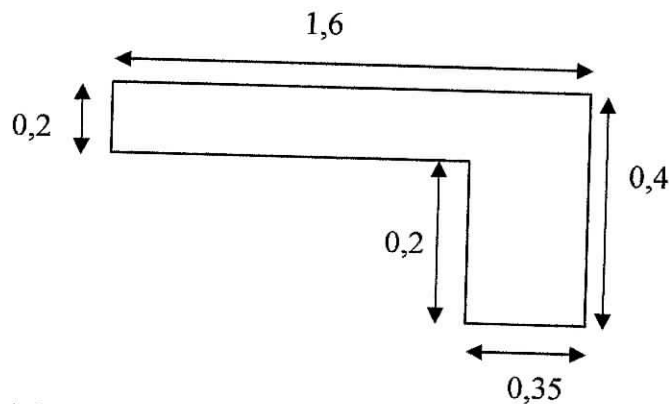
a) Dalle :

Section de la dalle : $S = 9,1475 \text{ m}^2$

Masse volumique du béton : $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$

D'où $P_D = 9,1475 \times 2,5 = 22,86875 \text{ t/ml}$

b) Les trottoirs plus corniches :



$$P_{TC} = S_{TC} * \rho = 0,78 * 2,5 = 1,95 \text{ t/ml}$$

c) Garde-corps plus glissières de sécurité : 0,36 t/ml

d) Revêtements : $P_r = e_r * L * \rho_b = 0,08 * 7 * 2,5 = 1,4 \text{ t/ml}$

Le poids propre du tablier égale à la somme des poids = $P_D + P_{TC} + P_{GG} + P_r$

$$P = 22,86875 + 1,95 + 0,36 + 1,4 = 26,5785 \text{ t/ml}$$

La charge permanente pour une travée de 33,5 mètre = $26,5785 * 33,5$

$$G = 890,37975 \text{ t}$$

II.2. Les surcharges :

Les charges pour les quelles, on doit effectuer le calcul sont les suivantes :

- Charges routières nominales :
 - 1) Système de charge A.
 - 2) Système de charge B (B_c, B_r, B_l).
- Charges routières à caractère particulier :
 - 1) Charges militaires M_{c120} .
 - 2) Charges exceptionnelles (convoi).
- Charge sur les trottoirs et les pistes cyclables.
- Charge dues aux effets du séisme et du vent.

Remarque :

Nous restreindront dans notre étude, à un calcul pour les charges A (I), B_c , M_{c120} , charges exceptionnelles de type D et surcharges de trottoirs car celles-ci sont les plus répondues (selon le cahier de charge), et leurs combinaisons provoquent généralement l'effet le plus défavorable sur le pont. [5]

II.2.1. Détermination de la classe de pont :

Soient : l_r : largeur roulable

. l_s : largeur chargeable

$$l_r = l_s = 7 \text{ m}$$

N = nombre de voies de circulation

$$N = E(l_s / 3) = E(7/3) = 2 \text{ voies}$$

$$l_v = \text{largeur d'une voie} = (l_s / N) = (7/2) = 3,5 \text{ m}$$

Nous avons un pont de première classe car $l_r \geq 7\text{m}$

II.2.2. Surcharge A pour une travée chargée :

$$A = a_1 * a_2 * A(I) \quad \text{avec } A(I) = 230 + (36000 / (L+12)) \quad (\text{Kg/m}^2)$$

$$L = \text{longueur chargée} = 33,5 \text{ m}$$

Le coefficient $a_1 = 1,00$ (pont 1^{er} classe avec 2 voies chargées)

$$\text{Le coefficient } a_2 = (l_o / l_v) = (3,5 / 3,5) = 1$$

$$A(33,5) = 1021,21 \text{ Kg/m}^2 = 1,021 \text{ t/m}^2$$

$$A = 1,021 * 1 * 1 = 1,021 \text{ t/m}^2$$

II.2.2.1. Le moment fléchissant sous la surcharge A :

$$q = A * l_s = 1,021 * 7 = 7,147 \text{ t/ml}$$

$$M_A(x) = q * \frac{L}{2} * x - q * \frac{x^2}{2}$$

II.2.2.2. Effort tranchant sous la surcharge A :

$$T_A = q \times s = R_A - q \cdot x$$

Calcul de R_A :

$$R_A = ql / 2 = 119,712 \text{ t}$$

II.2.3. Surcharge B_c :

On dispose que deux camion par file $2 \times 30 \text{ t} = 60 \text{ tonnes}$

$$B_c = 60 \times N \times bc \quad bc = 1,1$$

$$B_c = 60 \times 2 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

II.2.3.1. Coefficient de majoration δ_{bc} :

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

$$S = 132 \text{ t}$$

$$G = 890,37975 \text{ t}$$

$$L = 33,5 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = 1,0734$$

II.2.3.2. Calcul des efforts :**a) Moment fléchissant sous les surcharges B_c :**

Détermination de la section dangereuse :

Disposition :

Sens longitudinal : on dispose au maximum deux camions.

Sens transversal : on dispose au maximum autant de convois que de voies, selon le cas le plus défavorable. [5]

Remarque :

- Tous les camions sont orientés vers le même sens.

- $N=2$ voies donc 2 convois

Pour déterminer le moment max dans le sens longitudinal, on utilise le théorème de Barré.

Théorème de Barré :

Le moment fléchissant dû au convoi sera maximum au droit de la charge P_i lorsque cette charge P_i et la résultante R des charges faisant de ce convoi ; seront symétriques par rapport au centre de la poutre c'est à dire $e=e_i$. [5]

Remarque :

La charge P_α sous la quelle se produira le plus grand de moment maximum réalisés au droit de chaque charge, satisfait l'inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_\alpha \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^K P_\alpha \quad [5]$$

$$R=120 \text{ t}$$

Pour $\alpha = 3$ on a $36 \leq 60 \leq 60$ (l'inégalité est vérifiée)

$$R \cdot e = 12(4,5 - e_i) + 24(9 - e_i) + 24(10,5 - e_i) - 24 \cdot e_i - 24(1,5 + e_i) - 12(6 + e_i)$$

$$120 \cdot e = 414 - 120 e_i$$

Pour $e = e_i$

$$\text{On trouve: } e = 1,725 \text{ m}$$

Les charges P_3 et P_4 vérifiant l'inégalité mais on prend la charge P_3 car elle qui engendre le moment fléchissant le plus grand à celui de P_4 .

La position la plus défavorable est donnée par la figure suivant :

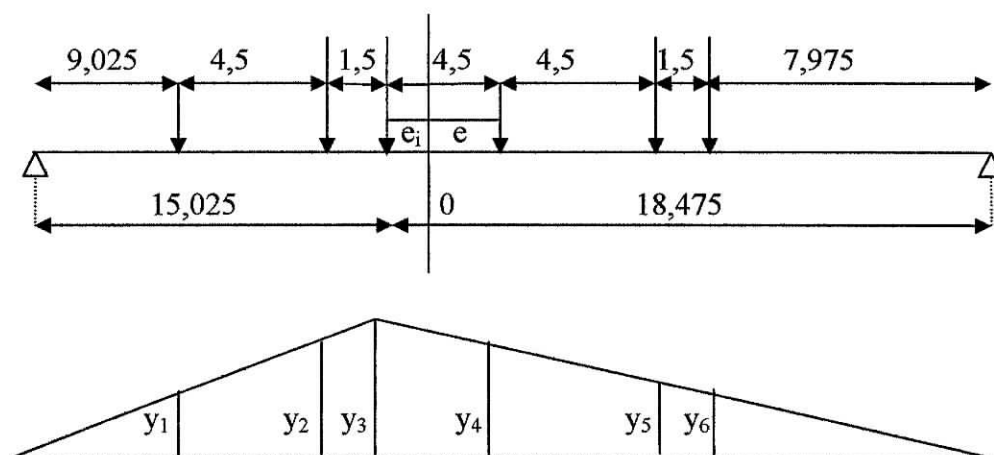


Figure II-1

$$M_{Smax} = \sum P_i y_i$$

$$Y_3 = ab/L = 8,2861$$

$$Y_1 = 4,9772$$

$$Y_2 = 7,4589$$

$$Y_4 = 6,2678$$

$$Y_5 = 4,2495$$

$$Y_6 = 3,5767$$

$$\begin{aligned} M_{Smax} &= 12 \cdot (y_1 + y_4) + 24 \cdot (y_2 + y_3 + y_5 + y_6) \\ &= 12 (4,9772 + 6,2678) + 24 (7,4589 + 8,2861 + 4,2495 + 3,5767) \end{aligned}$$

$$M_{Smax} = 700,6488 \text{ t.m}$$

b) Effort tranchant sous les surcharges Bc :

- La section dangereuse dans notre cas est un appui :

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1}{33,5} = 0,02985$$

$$y_6 = 1$$

$$y_5 = (33,5 - 1,5) \cdot 0,02985 = 0,955200$$

$$y_4 = (33,5 - 1,5 - 4,5) \cdot 0,02985 = 0,820875$$

$$y_3 = (33,5 - 1,5 - 4,5 - 4,5) \cdot 0,02985 = 0,686550$$

$$y_2 = (33,5 - 1,5 - 4,5 - 4,5 - 1,5) \cdot 0,02985 = 0,641775$$

$$y_1 = (33,5 - 1,5 - 4,5 - 4,5 - 1,5 - 4,5) \cdot 0,02985 = 0,507450$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= \sum P \cdot Y_i = 12 (y_1 + y_4) + 24 (y_6 + y_5 + y_3 + y_2) \\ &= 12 (0,50745 + 0,820875) + 24 (1 + 0,9552 + 0,68655 + 0,641775) \end{aligned}$$

$$T_{\max} = 94,7445 \text{ t}$$

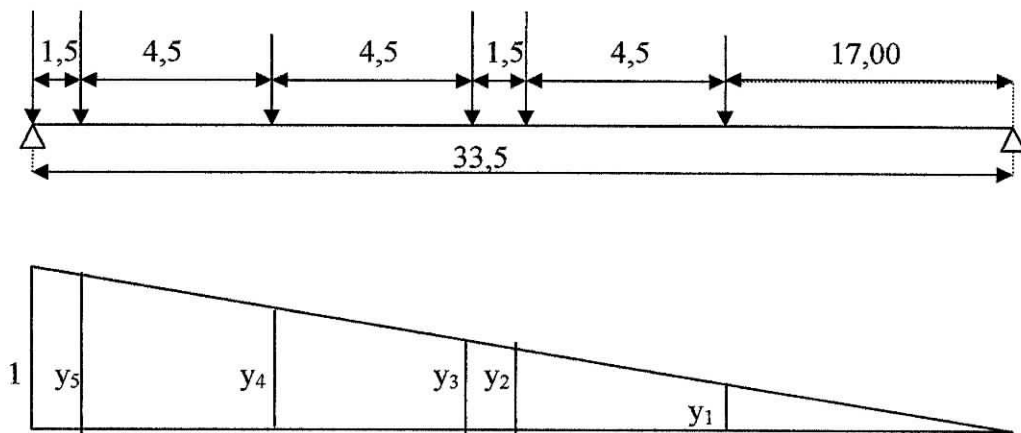


Figure II-2

II.2.4. Surcharge Militaire M_{c120} :**II.2.4.1. Disposition :**

Les charges militaires sont les plus défavorables pour les éléments de couverture (dalle) aux cessations des tabliers ; il est à noter que la charge M_{c120} ne développe pas des réactions de freinage ou des réactions centrifuge. Le poids du char M_{c120} est de 110 tonnes, soit 55 tonnes pour chaque chenille. [5]

Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Sens longitudinal : Le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules du convois n'est pas limitée.

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leur point de contact avec la chaussée devant être égale au moins à 30,5m.

Donc on dispose un seul véhicule M_{c120} .

II.2.4.2. Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{G}{S})}$$

Avec : $S = 110 \text{ t}$ $L = 33,5 \text{ m}$ $G = 890,37975 \text{ t}$

$$\delta_{Mc120} = 1,069924$$

II.2.4.3. Calcul des efforts :**a) Moment fléchissant sous les surcharges Mc_{120} :**

On détermine la section où se trouve le moment fléchissant le plus grand, en calculant la section du trapèze en fonction de X (la distance entre l'appui et le début de la surcharge militaire), et on dérive par rapport à cette distance, et on la remplace dans l'équation de moment.

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,0327 \text{ t/ml}$$

$$S = \frac{y_1 + \alpha}{2} (a - x) + \frac{y_2 + \alpha}{2} (x - a + 6,1)$$

$$\frac{y_1}{y} = \frac{x}{a} \Rightarrow y_1 = \frac{y \cdot x}{a}$$

$$y_2 = \frac{y}{b}$$

$$S = \frac{y}{2} \left(\frac{x}{a} + 1 \right) (a - x) + \left[\left(\frac{(L - x - 6,1)}{b} + 1 \right) (x - 6,1 - a) \right]$$

$$S = \frac{y}{2} \left[\frac{-x^2}{y} + \frac{2(L - 6,1)}{b} x + \frac{L(12,2 - a) - 37,21}{b} \right]$$

$$S_{\max} \rightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \Rightarrow \frac{-2x}{y} + \frac{2(L - 6,1)}{b} = 0$$

$$x = \frac{(L - 6,1)}{b} y$$

$$y = \frac{ab}{L} \rightarrow x = \frac{a(L - 6,1)}{L}$$

$$a = b = \frac{L}{2}$$

 $X = 13,7 \text{ m}$ $M(l/2) = Ra \cdot 16,75 - q(3,05)^2 / 2 = 55 \times 16,75 - 18,0327(3,05)^2 / 2 = 837,375$ **$M(l/2) = 837,375 \text{ t.m}$**

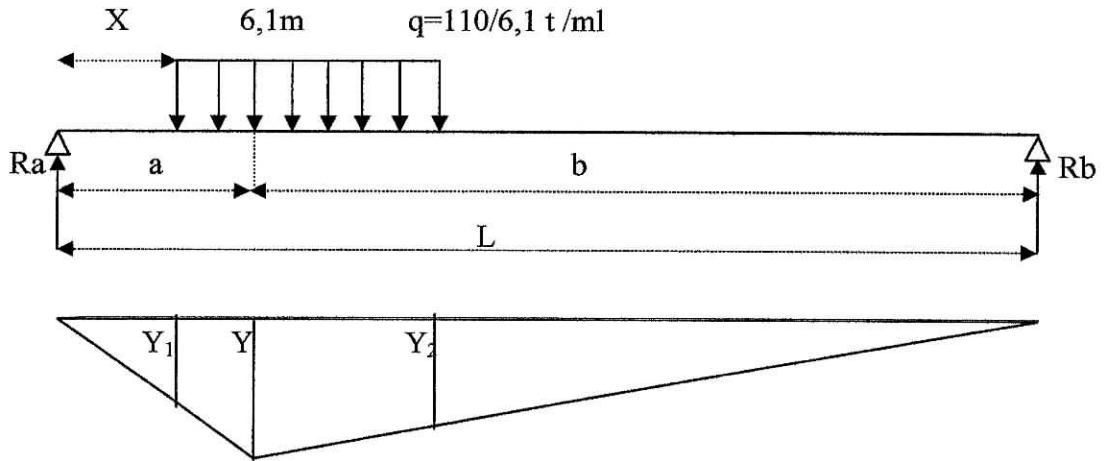


Figure II-3

b) Effort tranchant sous les surcharges militaires M_{c120} :

L'effort tranchant est calculé à partir des équations suivantes :

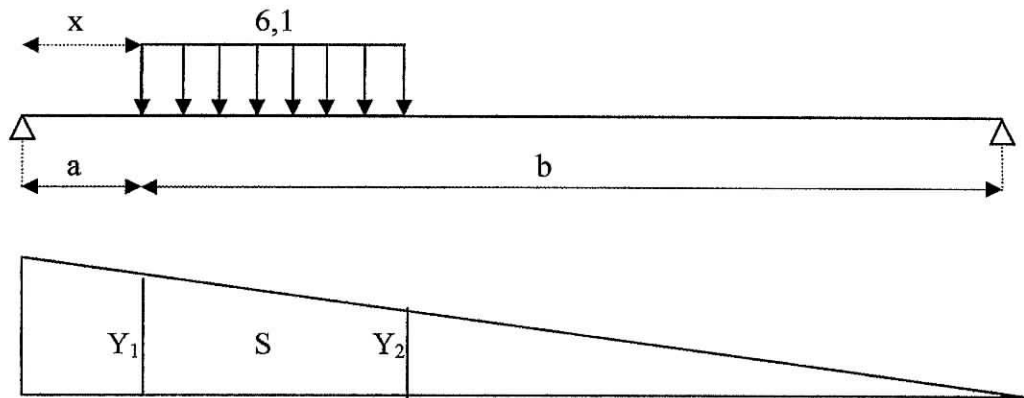


Figure II-4

$$T = q S = 18,0327 \frac{(y_1 + y_2)}{2} \times 6,1$$

$$T = 55 (y_1 + y_2)$$

$$Y_1 = (1/L) (L - x)$$

$$Y_2 = (1/L) (L - x - 6,1)$$

$$T = 55 (1/L) (2L - 2x - 6,1)$$

section	0 L	L/33,5	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	1	3,35	6,7	10,05	13,4	16,75
T(x) tonnes	99,985	96,701	88,985	77,985	66,985	55,985	44,985
$\delta_{M_{c120}} * T(x)$	106,976	103,461	95,201	83,438	70,080	59,899	48,130

II.2.5. Convoi exceptionnel de type D :

Le convoi de type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 tonnes de poids total. Le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 mètres de large et de 18,60 mètres de longueur. [5]

II.2.5.1. Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{G}{S})}$$

Avec : $S = 240 \text{ t}$

$L = 33,5 \text{ m}$

$G = 890,37975 \text{ t}$

$$\delta_D = 1,34066$$

II.2.5.2. Moment fléchissant sous le convoi D :

De la même manière que la charge Mc_{120} on calcule le moment fléchissant.

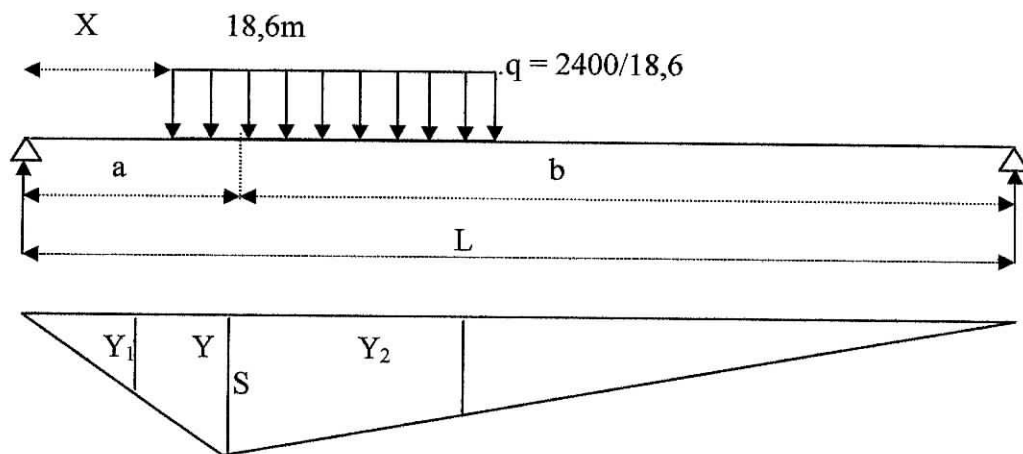


Figure II-5

$$S = \frac{y}{2} \left[\frac{(-x^2)}{y} + \frac{2(L - 18,6)}{b} x + \frac{L(37,2 - a) - 345,96}{b} \right]$$

$$S_{\max} \rightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow \frac{2x}{y} + \frac{2(L - 18,6)}{b} = 0$$

$$\text{D'où : } x = \frac{(L - 18,6)}{b} y$$

$$x = \frac{a}{L} (L - 18,6) \quad \text{avec } y = (ab/L)$$

$$\text{Pour } a=b=(L/2) \quad , \quad x = 7,45 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a \times \frac{L}{2} - q \times \frac{\left(\frac{L}{2} - x\right)^2}{2} = (120 \times 16,75) - \left[\frac{240}{18,6} \times \frac{(16,75 - 7,45)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 558 \text{ t.m}$$

II.2.5.3. Effort tranchant sous convoi D :

L'effort tranchant est calculé de même manière que Mc120 :

$$\begin{aligned} T(x) &= q S = 12,903 \frac{(y_1 + y_2)}{2} \times 18,6 \\ &= 120 (y_1 + y_2) \text{ t} \end{aligned}$$

$$Y_1 = (1/L)(L - x)$$

$$Y_2 = (1/L)(L - x - 18,6)$$

$$T = 120 (1/L)(2L - 2x - 18,6)$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchant pour les différentes sections :

Section	0L	L/33,5	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	1	3,35	6,7	10,05	13,4	16,75
T(x) (tonne)	173,373	166,209	149,373	125,373	101,373	77,373	53,373

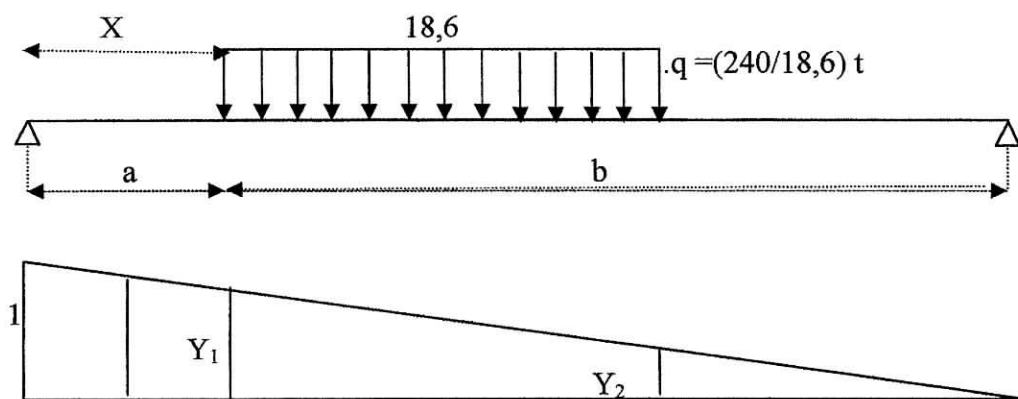


Figure II-6

II.3. Pour la travée de rive (l=20 m) on a :

$$A = a_1 * a_2 * A(l) \quad \text{avec } A(l) = 230 + (36000 / (L+12)) \quad (\text{Kg/m}^2)$$

L = longueur chargée = 20 m

Le coefficient $a_1 = 1,00$ (pont 1^{er} classe avec 2 voies chargées)

Le coefficient $a_2 = (l_o / l_v) = (3,5 / 3,5) = 1$

$$A(33,5) = 1355 \text{ Kg/m}^2 = 1,355 \text{ t/m}^2$$

$$A = 1,355 * 1 * 1 = 1,355 \text{ t/m}^2$$

II.3.1. Le moment fléchissant sous la surcharge A :

$$q = A * l_s = 1,355 * 7 = 9,485 \text{ t/ml}$$

$$M_A(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2}$$

II.3.2. Effort tranchant sous la surcharge A :

$$T_A = q \times s = R_A - q \cdot x$$

Calcul de R_A :

$$R_A = ql / 2 = 94,85 \text{ t}$$

II.3.3. Surcharge B_c :

On dispose que deux camion par file $2 \times 30 \text{ t} = 60 \text{ tonnes}$

$$B_c = 60 \times N \times b_c \quad b_c = 1,1$$

$$B_c = 60 \times 2 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

II.3.3.1. Coefficient de majoration δ_{bc} :

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

$$S = 132 \text{ t}$$

$$G = 890,37975 \text{ t}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = 1,101$$

II.3.3.2 .Calcul des efforts :**b) Moment fléchissant sous les surcharges Bc :**

Détermination de la section dangereuse :

Disposition :

Sens longitudinal : on dispose au maximum deux camions.

Sens transversal : on dispose au maximum autant de convois que de voies, selon le cas le plus défavorable. [5]

Remarque :

- Tous les camions sont orientés vers le même sens.

- N=2 voies donc 2 convois

Pour déterminer le moment max dans le sens longitudinal, on utilise le théorème de Barré.

Théorème de Barré :

Le moment fléchissant dû au convoi sera maximum au droit de la charge P_i lorsque cette charge P_i et la résultante R des charges faisant de ce convoi ; seront symétriques par rapport au centre de la poutre c'est à dire $e = e_i$. [5]

Remarque :

La charge P_α sous la quelle se produira le plus grand de moment maximum réalisés au droit de chaque charge, satisfait l'inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_\alpha \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^K P_\alpha$$

$$R=120 \text{ t}$$

Pour $\alpha = 3$ on a $36 \leq 60 \leq 60$ (l'inégalité est vérifiée)

$$R \cdot e = 12(4,5 - e_i) + 24(9 - e_i) + 24(10,5 - e_i) - 24 \cdot e_i - 24(1,5 + e_i) - 12(6 + e_i)$$

$$120 \cdot e = 414 - 120 e_i$$

$$\text{Pour } e = e_i$$

$$\text{On a donc: } e = 1,725 \text{ m}$$

Les charges P_3 et P_4 vérifiant l'inégalité mais on prend la charge P_3 car c'est elle qui engendre le moment fléchissant le plus grand a celui de P_4 .

La position la plus défavorable est donnée par la figure suivant :

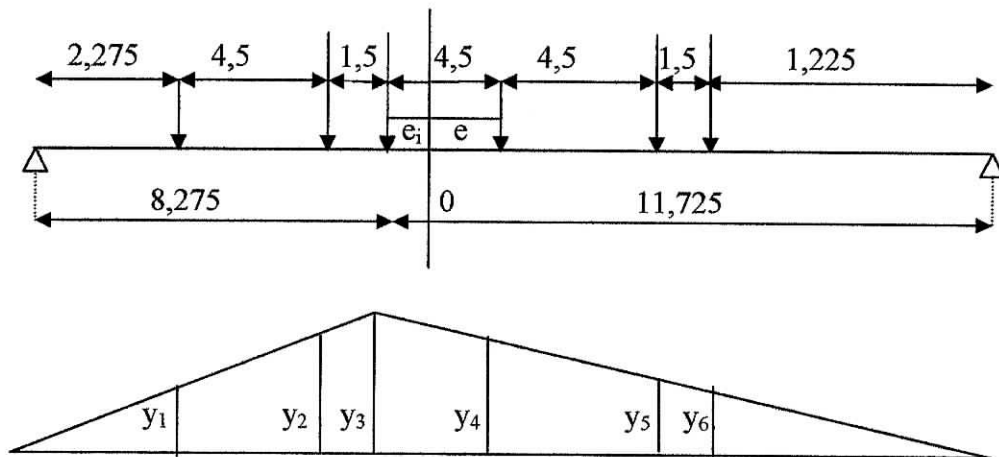


Figure II-7

$$M_{S_{\max}} = \sum P_i y_i$$

$$Y_3 = ab/L = 4,85$$

$$Y_1 = 1,092$$

$$Y_2 = 3,971$$

$$Y_4 = 2,988$$

$$Y_5 = 1,127$$

$$Y_6 = 0,506$$

$$M_{S_{\max}} = 12. (y_1 + y_4) + 24. (y_2 + y_3 + y_5 + y_6)$$

$$= 12 (1,092 + 2,988) + 24 (3,971 + 4,85 + 1,127 + 0,506)$$

$$M_{S_{\max}} = 299,856 \text{ t.m}$$

b) Effort tranchant sous les surcharges Bc :

La section dangereuse dans notre cas est un appui :

$$tg\theta = \frac{1}{20} = 0,05$$

$$y_6 = 1$$

$$y_5 = (20 - 1,5) \cdot 0,05 = 0,925$$

$$y_4 = (20 - 1,5 - 4,5) \cdot 0,05 = 0,7$$

$$y_3 = (20 - 1,5 - 4,5 - 4,5) \cdot 0,05 = 0,475$$

$$y_2 = (20 - 1,5 - 4,5 - 4,5 - 1,5) \cdot 0,05 = 0,4$$

$$y_1 = (20 - 1,5 - 4,5 - 4,5 - 1,5 - 4,5) \cdot 0,05 = 0,325$$

$$T_{\max} = \sum P_i \cdot Y_i = 12 (y_1 + y_4) + 24 (y_6 + y_5 + y_3 + y_2)$$

$$= 12 (0,325 + 0,7) + 24 (1 + 0,925 + 0,475 + 0,4)$$

$$T_{\max} = 79,5 \text{ t}$$

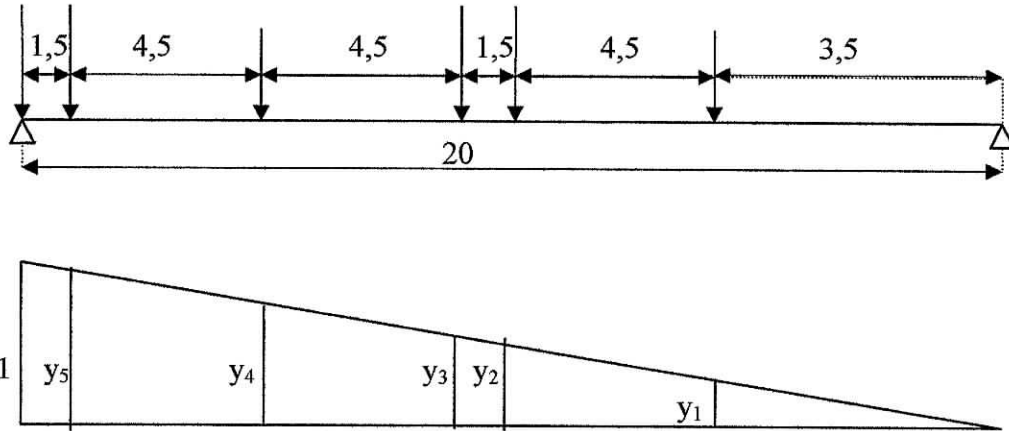


Figure II-8

II.3.4. Surcharge Militaire M_{C120} :

II.3.4.1. Disposition :

Les charges militaires sont les plus défavorables pour les éléments de couverture (dalle) aux cessations des tabliers ; il est à noter que la charge M_{C120} ne développe pas des réactions de freinage ou des réactions centrifuges. Le poids du char M_{C120} est de 110 tonnes, soit 55 tonnes pour chaque chenille.

Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Sens longitudinal : Le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules du convoi n'est pas limitée.

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leur point de contact avec la chaussée devant être égale au moins à 30,5m.

Donc on dispose un seul véhicule M_{C120} .

II.3.4.2. Coefficient de majoration dynamique $\delta_{M_{C120}}$:

$$\delta_{M_{C120}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{G}{S})}$$

Avec : $S = 110 \text{ t}$

$L = 20 \text{ m}$

$G = 890,37975 \text{ t}$

$$\delta_{M_{C120}} = 1,0979$$

II.3.4.3. Calcul des efforts :

a) Moment fléchissant sous les surcharges M_{c120} :

On détermine la section où se trouve le moment fléchissant le plus grand, pour cela on calcule la section de trapèze en fonction de X (la distance entre l'appui et le début de la surcharge militaire), et en fin on dérive par rapport à cette distance là, et on remplace la dans l'équation de moment.

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,0327 \text{ t/ml}$$

$$S = \frac{y_1 + \alpha}{2} (a - x) + \frac{y_2 + \alpha}{2} (x - a + 6,1)$$

$$\frac{y_1}{y} = \frac{x}{a} \Rightarrow y_1 = \frac{y \cdot x}{a}$$

$$y_2 = \frac{y}{b}$$

$$S = \frac{y}{2} \left(\frac{x}{a} + 1 \right) (a - x) + \left[\left(\frac{L - x - 6,1}{b} + 1 \right) (x - 6,1 - a) \right]$$

$$S = \frac{y}{2} \left[\frac{-x^2}{y} + \frac{2(L - 6,1)}{b} x + \frac{L(12,2 - a) - 37,21}{b} \right]$$

$$S_{\max} \rightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \Rightarrow \frac{-2x}{y} + \frac{2(L - 6,1)}{b} = 0$$

$$x = \frac{(L - 6,1)}{b} y$$

$$y = \frac{ab}{L} \rightarrow x = \frac{a(L - 6,1)}{L}$$

$$a = b = \frac{L}{2}$$

$$X = 6,95 \text{ m}$$

$$M(l/2) = R_a \cdot 10 - q(3,05)^2 / 2 = 55 \times 10 - 18,0327(3,05)^2 / 2 = 466,125$$

$$M(l/2) = 466,125 \text{ t.m}$$

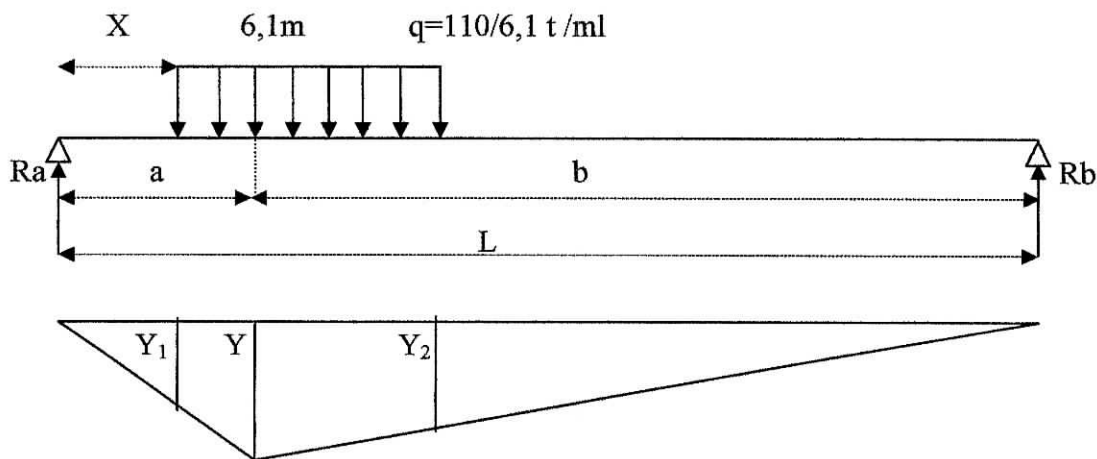


Figure II-

b) Effort tranchant sous les surcharges militaires M_{c120} :

L'effort tranchant est calculé comme suit :

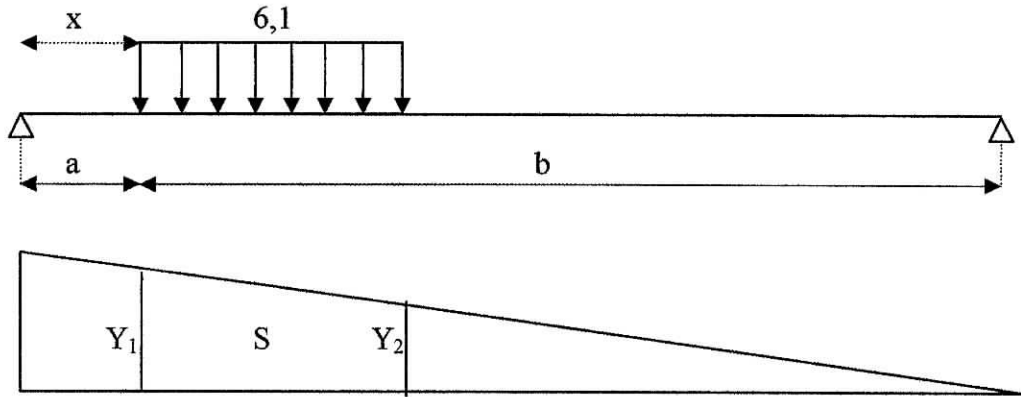


Figure II-10

$$T = q S = 18,0327 \frac{(y_1 + y_2)}{2} \times 6,1$$

$$T = 55 (y_1 + y_2)$$

$$Y_1 = (1/L) (L - x)$$

$$Y_2 = (1/L) (L - x - 6,1)$$

$$T = 55 (1/L) (2L - 2x - 6,1)$$

section	0 L	L/20	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	1	2	4	6	8	10
T(x) tonnes	93,225	87,725	82,225	71,225	60,225	49,225	38,225
$\delta_{M_{c120}} * T(x)$	102,351	95,764	90,274	78,198	66,121	54,044	41,967

II.3.5. Convoi exceptionnel de type D :

Le convoi de type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 tonnes de poids total. Le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 mètres de largeur et de 18,60 mètres de longueur.

II.3.5.1. Moment fléchissant sous le convoi D :

De la même manière que la charge Mc_{120} on calcule le moment fléchissant.

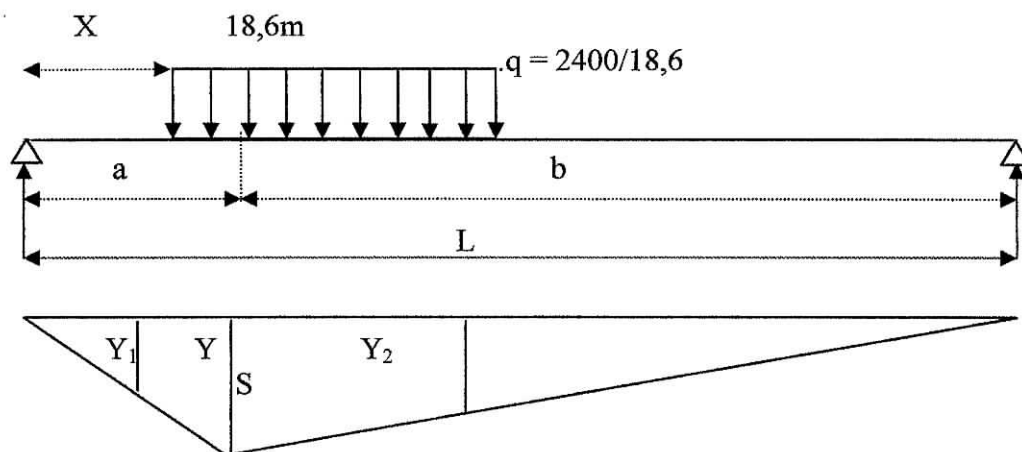


Figure II-11

$$S = \frac{y}{2} \left[\frac{(-x^2)}{y} + \frac{2(L - 18,6)}{b} x + \frac{L(37,2 - a) - 345,96}{b} \right]$$

$$S_{\max} \rightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow \frac{2x}{y} + \frac{2(L - 18,6)}{b} = 0$$

$$\text{D'où : } x = \frac{(L - 18,6)}{b} y$$

$$x = \frac{a}{L} (L - 18,6) \quad \text{avec } y = (ab/L)$$

$$\text{Pour } a=b=(L/2) \quad , \quad x = 0,7 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a \times \frac{L}{2} - q \times \frac{\left(\frac{L}{2} - x\right)^2}{2} = (120 \times 10) - \left[\frac{240}{18,6} \times \frac{(10 - 0,7)^2}{2} \right]$$

$$\mathbf{M(x) = 642 \text{ t.m}}$$

II.3.5.2. Effort tranchant sous convoi D :

De la même manière que Mc_{120} l'effort tranchant est calculé :

$$T(x) = q S = 12,903 \frac{(y_1 + y_2)}{2} \times 18,6$$

$$T(x) = 120 (y_1 + y_2) \text{ (t)}$$

$$Y_1 = (1/L) (L - x)$$

$$Y_2 = (1/L) (L - x - 18,6)$$

$$T = 120 (1/L) (2L - 2x - 18,6)$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchant pour les différentes sections :

Section	0L	L/20	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	1	2	4	6	8	10
T(x) (tonne)	128,4	116,4	104,4	80,4	56,4	32,4	8,4

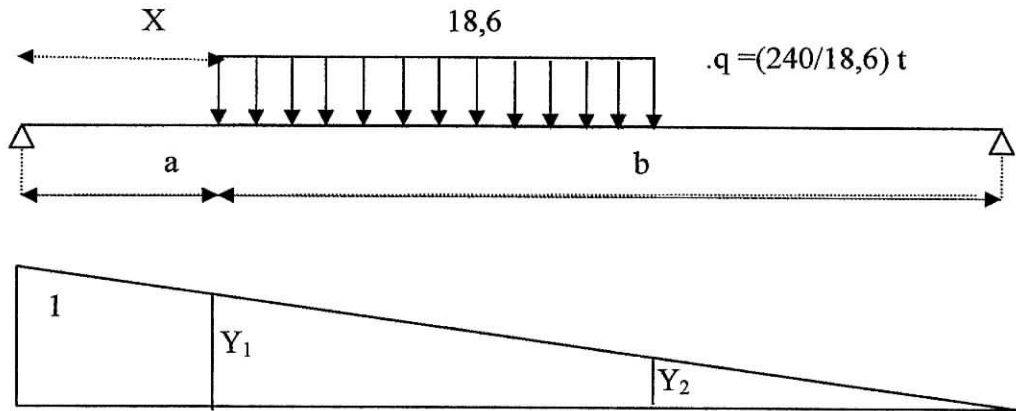


Figure II-12

II.4.1 Surcharges sur les trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 kg /m². Dans le sens de la longueur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais dans le sens longitudinal les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable. La disposition de ces charges est la même que celle de la surcharge A (1) dans le sens longitudinal. [5]

a) Moment fléchissant pour le trottoir de droite surchargé :

La charge par mètre linéaire est : $q_t = 1,6 \times 0,15 = 0,24 \text{ t/ml}$

Le moment fléchissant dans les différentes sections sera donné par la formule :

$$M_t(x) = q_t \frac{L}{2} x - q_t \frac{x^2}{2}$$

$$M_t(x) = q_t \frac{x}{2} (L - x)$$

Le moment maximum pour le pont entier s'obtient dans la section médiane :

$$M_t\left(\frac{L}{2}\right) = q_t \frac{L^2}{8} = 0,24 \times \frac{33,5^2}{8} = 33,6675 \text{ (t.m)}$$

Tableau récapitulatif des moments dans les différentes sections :

Sections	0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	3,35	6,70	10,05	13,4	16,75
M _t (tonne .m)	0	12,1202	21,5472	28,2807	32,3208	33,6675

b) Effort tranchant pour le trottoir surchargé :

De même que la charge A (1), les efforts tranchants dans les différentes sections seront donnés par la formule :

$$T_t(x) = q_t \frac{(L - 2x)}{2}$$

L'effort tranchant est maximum pour $x=0$:

$$T_t(0) = q_t (L / 2) = 0,24 (33,5 / 2) = 4,02 \text{ tonnes}$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants pour les différentes sections :

Section	0L	L/33,5	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur (m)	0	1	3,35	6,7	10,05	13,4	16,75
T(x) tonne	4,020	3,780	3,618	3,216	2,814	2,412	2,010

II.4.2.Charges sismique :

Pour l'étude de tablier, la combinaison des actions a considère pour le calcul, tient compte des deux composantes verticale et horizontale du séisme ; les efforts peuvent agir sur la structure dans les deux sens possible pour chaque direction ; le calcul des sollicitations se fait en considérant le sens qui engendre la combinaison d'actions les plus défavorables.

II.5.Effort de freinage :

Les charges des chaussées des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de la circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité du tablier, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

II.5.1.Calcul de l'effort de freinage sous la charge (A) :

L'effort de freinage correspondant à la surcharge A est égale à la fraction suivant :

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0,0035\Omega} (KN)$$

Avec $A = A(l_t) \cdot a_1 \cdot a_2$ $a_1 = 1$ $a_2 = 1$

L_t : longueur totale de pont $L_t = 73,5 \text{ m}$

Ω : désigne la surface chargée en (m^2)

$$A(73,5) = 230 + \frac{36000}{12 + 73,5} = 651,053 \text{ kg} / m^2$$

$$A = 651,053 * 1 * 1 = 0,651 \text{ t} / m^2$$

$$\Omega = L_t * l_s = 73,5 * 7 = 514,5 \text{ m}^2$$

$$F_A = 15,36 \text{ (tonne)}$$

II.5.2 calcul de l'effort de freinage sous la surcharge B_c :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique par le coefficient de majoration, de même pour le coefficient b_c .

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30 tonnes.

D'où $F_{bc} = 30$ (tonne).

CHAPITRE III

ETUDE DES LIGNES **D'INFLUENCES DUES AUX** **MOMENTS FLECHISSANTS**

Chapitre III :

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCES DÙES AUX MOMENTS FLECHISSANTS :

Une construction est amenée à supporter deux types de charge, les charges mortes constituées par le poids propre des divers éléments de la construction, elles sont parfaitement déterminées de façon invariable en grandeur et en position. Les charges vives ou mobiles dont la grandeur est généralement constante mais de point d'application sont susceptibles d'être mobiles.

Sachant que la répartition de ces charges est inconnue à priori ou est amenée à chercher les dispositions les plus dangereuses d'une surcharge mobile de façon à bien dimensionner la pièce, pour cela il suffit de déterminer la valeur des efforts en chaque point de la pièce.

L'utilisation de la ligne d'influence, permet de localiser les sections les plus sollicitées pour chaque travée du pont, afin de déterminer les charges produisant l'effet le plus défavorable.

III.1. Ligne d'influence du moment dans une section d'abscisse X d'une poutre continue :

La détermination des lignes d'influences s'effectue par la méthode des foyers aux appuis ($x = 0$) en premier lieu, et en travée en second lieu. Il est nécessaire de calculer donc, les rapports focaux ϕ et ϕ' de gauche et de droite respectivement pour chaque travée.

III.1.1. Détermination des rapports focaux :

Les rapports focaux données par les formules ci-dessous, en fonction des coefficients de souplesse a_i , b_i et c_i .

$$\text{Avec } a_i = 2b_i = c_i = (l_i / 3EI)$$

- Rapports focaux pour les foyers de gauche :

$$\phi_n = \frac{b_n}{a_n + c_{n-1} - b_{n-1}\phi_{n-1}} = \frac{M_{n-1}}{M_n}$$

- Rapports focaux pour les foyers de droite :

$$\phi' = \frac{b_{n-1}}{a_n + c_{n-1} - b_n\phi'}$$

III.1.2. Ligne d'influence du moment sur appuis :

Soit une poutre à N travées (n+1) appuis. La ligne d'influence du moment sur l'appui n° (i) est défini comme suit :

1^{er} cas : La charge unitaire (p=1) se trouve sur la travée n° (i) :

$$M_i(\alpha) = - \frac{\left[\omega_{i'}'(\alpha) + \frac{\omega_{i''}''(\alpha)}{\phi_i} \right]}{b_i \left(\frac{1}{\phi_i \phi_{i'}} - 1 \right)}$$

2^{ème} cas : La charge unitaire se trouve sur la travée (i+1) :

$$M_i(\alpha) = - \frac{\left[\omega_{i+1}'(\alpha) + \frac{\omega_{i+1}''(\alpha)}{\phi_i} \right]}{b_i \left(\frac{1}{\phi_{i+1} \phi_{i+1}'} - 1 \right)}$$

3^{ème} cas : La charge unitaire se trouve à droite de l'appui (i+1) :

$$M_i(\alpha) = (-1)^{s-i-1} \Phi_{i+1} \Phi_{i+2} \dots \Phi_s M_{s-1}(\alpha)$$

4^{ème} cas : La charge unitaire se trouve à gauche de l'appui (n°i)

$$M_i(\alpha) = (-1)^{r-1} \Phi_{r+1} \dots \Phi_i M_r(\alpha)$$

Où $\omega'(\alpha)$ et $\omega''(\alpha)$ sont les rotations des sections aux appuis de la poutre droite A_i et A_{i+1} simplement appuyée et soumise à la charge unitaire d'abscisse X.

$$\omega' = -\frac{1}{EI_i} \int_0^{l_i} u(\alpha, x) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] dx$$

$$\omega'' = \frac{1}{EI_i} \int_0^{l_i} u(\alpha, x) \left[\frac{x}{l_i} \right] dx$$

$$\text{Avec } u(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) \text{ pour } \alpha \leq x \\ x \left(1 - \frac{\alpha}{l_i} \right) \text{ pour } \alpha \geq x \end{cases}$$

Après intégration on obtient :

$$\omega'(\alpha) = -\alpha \left[\frac{(l_i - \alpha)(2l_i - \alpha)}{6EI_i l_i} \right]$$

$$\omega''(\alpha) = \alpha \left(\frac{l_i^2 - \alpha^2}{6EI_i l_i} \right)$$

III.1.3. Ligne d'influence dans une section d'abscisse X dans la travée (i) :

$$M(x, \alpha) = u(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + \frac{M_i(\alpha)x}{l_i}$$

Avec :

- $u_i(x, \alpha)$ est représentée par la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section d'abscisse X de l'appui droite $A_{i-1} A_i$
- $M_{i-1}(\alpha)$ et $M_i(\alpha)$ sont représentés par la ligne d'influence du moment dans la section au droit des appuis $A_{i-1} A_i$
- L_i représente la longueur de la travée i

Si la charge unitaire se trouve sur une autre travée que la travée i :

$U(x, \alpha) = 0$; le moment $M(x, \alpha)$ devient :

$$M(x, \alpha) = M_{i-1}(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + \frac{M_i(\alpha)x}{l_i}$$

- Calcul des rapports focaux :

$$* a_1 = a_3 = l_1 / 3EI$$

$$b_1 = b_3 = l_1 / 6EI$$

$$* a_2 = l_2 / 3EI$$

$$b_2 = l_2 / 6EI$$

$$* \text{Foyer gauche : } \Phi_1 = 0 \quad \Phi_2 = 0,313 \quad \Phi_3 = 0,207$$

$$* \text{Foyer droite : } \Phi'_1 = 0,207 \quad \Phi'_2 = 0,313 \quad \Phi'_3 = 0$$

- Equation des lignes d'influences dans une section d'abscisse X :

- **Section quelconque de la première travée (sur travée de rive) :**

Charge sur 1^{ère} travée :

$$\alpha \leq x \rightarrow M(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) - 0,207 \alpha \left(\frac{l_1^2 - \alpha^2}{l_1^2} \right) \frac{x}{l_1}$$

$$\alpha \geq x \rightarrow M(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{\alpha}{l_1} \right) - 0,207 \alpha \left(\frac{l_1^2 - \alpha^2}{l_1^2} \right) \frac{x}{l_1}$$

Charge sur 2^{ème} travée :

$$M(x, \alpha) = -0,108 \alpha \left(\frac{(l_2 - \alpha)(4,19\alpha - 5,39l_2)}{l_2^2} \right) \times \frac{x}{l_1}$$

Charge sur 3^{ème} travée :

$$M(x, \alpha) = 0,207 \times \alpha \left(\frac{(l_3 - \alpha)(-\alpha + 2l_3)}{l_3^2} \right) \times \frac{x}{l_1}$$

. Section quelconque de la travée intermédiaire :

Charge sur 1^{ère} travée :

$$M(x, \alpha) = -\frac{0,207}{l_1^2} \alpha (l_1^2 - \alpha^2) \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + \frac{0,0648}{l_1^2} \alpha (l_1^2 - \alpha^2) \frac{x}{l_2}$$

Charge sur 2^{ème} travée :

$$\alpha \leq x \rightarrow M(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - \frac{0,108\alpha}{l_2^2} (l_2 - \alpha)(4,19\alpha - 5,39l_2) \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - 0,0647\alpha \left(\frac{l_2 - \alpha}{l_2^2}\right) (2l_2 + 4,19\alpha) \frac{x}{l_2}$$

$$\alpha \geq x \rightarrow M(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{\alpha}{l_2}\right) - \frac{0,108\alpha}{l_2^2} (l_2 - \alpha)(4,19\alpha - 5,39l_2) \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - 0,0647\alpha \left(\frac{l_2 - \alpha}{l_2^2}\right) (2l_2 + 4,19\alpha) \frac{x}{l_2}$$

Charge sur 3^{ème} travée :

$$M(x, \alpha) = 0,207 \times \alpha \left(\frac{(l_3 - \alpha)(-\alpha + 2l_3)}{l_3^2} \right) \times \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - 0,02 \times \alpha \left(\frac{(l_3 - \alpha)(-\alpha + 2l_3)}{l_3^2} \right) \times \frac{x}{l_2}$$

- Les sections dangereuses pour :

Travée de rive : $x = 0,42 L1 = 8,275 \text{ m}$

Travée central : $x = 0,45 L2 = 15,025 \text{ m}$

- Calcul des aires des lignes d'influence :

* Pour une section quelconque de la première travée :

$$M(\alpha) = 0.000214 \alpha^3 + 0.5014 \alpha \quad \text{pour } \alpha \leq x$$

$$M(\alpha) = 0.000214 \alpha^3 - 0.4986 \alpha + 8.275 \quad \text{pour } \alpha \geq x$$

$$M(\alpha) = 0.0000398 \alpha (33.5 - \alpha) (4.19 \alpha - 180.565)$$

$$M(\alpha) = 0.000214 \alpha (20 - \alpha) (40 - \alpha)$$

$$S1 = 17.417 \text{ m}^2$$

$$S2 = 22.684 \text{ m}^2$$

$$S3 = -13.350 \text{ m}^2$$

$$S4 = -12.88 \text{ m}^2$$

- Pour une section quelconque dans la deuxième travée :

$$M(\alpha) = -0.000285 \alpha (400 - \alpha^2) + 0.0000726 \alpha (400 - \alpha^2)$$

$$M(\alpha) = 15.025 - 0.448 \alpha - 0.551 \alpha - 0.000053 \alpha (33.5 - \alpha) (4.19 \alpha - 180.565) - 0.0000258 \alpha (33.5 - \alpha) (67 + 4.19 \alpha)$$

$$M(\alpha) = -0.551x - 0.000053x*(33.5-x)*(4.19x-180.565) - 0.0000258x*(33.5-x)*(67+4.19x)$$

$$M(\alpha) = -0.000285 \alpha (20 - \alpha) (40 - \alpha) - 0.000224 \alpha (20 - \alpha) (40 - \alpha)$$

$$S1 = -8.496 \text{ m}^2$$

$$S2 = 282.445 \text{ m}^2$$

$$S3 = 228.48 \text{ m}^2$$

$$S4 = -458.12 \text{ m}^2$$

CHAPITRE IV

CALCUL DES MOMENTS **LOGITUDINAUX**

Chapitre IV

CALCUL DES MOMENTS LONGITUDINAUX

IV.1. Moments sous charges permanentes :

Le moment de flexion longitudinal dans une section d'abscisse x de la travée (i) est donné par l'expression suivante :

$$m_i(x) = M_i(x) + M_{i-1} \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_i \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\text{avec } M_i(x) = \frac{P}{2} \cdot x \cdot (l - x)$$

- Pour la détermination des M_i on utilise l'équation des trois moments qui nous donne le système d'équation suivant :

$$(b1) M0 + (c1+a2) M1 + (b2) M2 = (w'_1 - w''_1)$$

$$(b2) M2 + (c2+a3) M2 + (b3) M3 = (w'_2 - w''_2)$$

$$M0 = M3 = 0$$

- Détermination des constantes mécaniques pour une partie droite :

$$a_i = c_i = 2b_i = \frac{l_i}{3EI}$$

$$I = 1,4 \text{ m}^4$$

$$E = 4489990 \text{ pour les charges instantanées.}$$

$$E = 1496663 \text{ pour les charges permanentes.}$$

$$EI = 6285986 \text{ (t.m) pour les charges instantanées.}$$

$$EI = 2095328,2 \text{ (t.m) pour les charges permanentes.}$$

- Pour les charges permanentes :

$$a1 = a3 = c1 = c3 = 3,181 \cdot 10^{-6}$$

$$b1 = b3 = 1,591 \cdot 10^{-6}$$

$$a2 = 5,33 \cdot 10^{-6}$$

$$b2 = 2,664 \cdot 10^{-6}$$

- Pour les charges instantanées :

$$a1 = a3 = c1 = c3 = 1,0605 \cdot 10^{-6}$$

$$b1 = b3 = 0,53 \cdot 10^{-6}$$

$$a2 = 1,776 \cdot 10^{-6}$$

$$b2 = 0,888 \cdot 10^{-6}$$

- Pour la charge permanente G :

On à les trois travées chargées.

$$G = 26,58 \text{ t/m}$$

$$w'_i = w''_i = - \frac{\rho L^3}{24 \cdot EI}$$

$$w'_0 = - w''_1 = w'_2 = - w''_3 = - 0,004228 \text{ rad}$$

$$w'_1 = - w''_2 = - 0,01987 \text{ rad}$$

$$10^{-6} \times \begin{bmatrix} 8,511 & 2,664 \\ 2,664 & 8,511 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} - 0,024 \\ - 0,024 \end{bmatrix}$$

$$M1 = M2 = - 2147 \text{ (t.m)}$$

- Pour les surcharges A (I) :

On charge deux travées à la fois.

Deux voies chargées A (I) = 9,485 t/ml pour les travées 1 et 3

A (I) = 7,147 t/ml pour la travée centrale.

$$w'_0 = - w''_1 = - 0,000503 \text{ rad}$$

$$w'_1 = - w''_2 = - 0,00178 \text{ rad}$$

$$10^{-6} \times \begin{bmatrix} 2,836 & 0,888 \\ 0,888 & 2,836 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} - 0,00228 \\ - 0,00178 \end{bmatrix}$$

$$M1 = - 673,44 \text{ t.m}$$

$$M2 = - 416,77 \text{ t.m}$$

- Pour la surcharge de trottoir :

On à les trois travées chargées.

La surcharge de trottoir est de 0,150 t/m² donc on aura :

$$P_{st} = 0,150 \cdot (2 \cdot 1,35) = 0,405 \text{ t/m}$$

$$w'_0 = - w''_1 = w'_2 = - w''_3 = - 0,0000644 \text{ rad}$$

$$w'_1 = - w''_2 = - 0,000303 \text{ rad}$$

$$10^{-6} \times \begin{bmatrix} 8,511 & 2,664 \\ 2,664 & 8,511 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} - 0,000367 \\ - 0,000367 \end{bmatrix}$$

$$M1 = M2 = - 32,85 \text{ t.m}$$

Les moments en travée pour la charge permanente G :

- Pour les travées de rive on à $x = 0,41 L1$

$$M_i(x) = 1285,43 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 18,2 \text{ t.m}$$

- Pour la travée centrale on à $x = 0,45 L2$

$$M_i(x) = 3691,39 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 1156,93 \text{ t.m}$$

Pour les moments en travées sous charge A (I) :

D'après les lignes d'influence on sait qu'on obtient le cas le plus défavorable pour une section en travée en chargeant cette travée.

Exemple de calcul lorsque la travée 1 ou 3 est chargée :

$$A(l) = 9,485 \text{ t/ml}$$

$$w''_0 = -w''_1 = -0,000503 \text{ rad}$$

$$M0 = 0$$

$$M1 = -566,44 \text{ t.m}$$

Exemple de calcul lorsque la travée 2 est chargée :

$$A(l) = 7,147 \text{ (t/ml)}$$

$$w''_1 = -w''_2 = -0,00178 \text{ rad}$$

$$10^{-6} \times \begin{bmatrix} 2,836 & 0,888 \\ 0,888 & 2,836 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00178 \\ -0,00178 \end{bmatrix}$$

$$M1 = M2 = -477,98 \text{ t.m}$$

- Pour les travées de rive on à $x = 0,41 L1$

$$M_i(x) = 458,88 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 226,64 \text{ t.m}$$

- Pour la travée centrale on à $x = 0,45 L2$

$$M_i(x) = 992,56 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 514,58 \text{ t.m}$$

Détermination des moments en travée sous surcharge de trottoir:

- Pour les travées de rive on à $x = 0,41 L1$

$$M_i(x) = 19,6 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 6,125 \text{ t.m}$$

- Pour la travée centrale on à $x = 0,45 L2$

$$M_i(x) = 56,245 \text{ t.m}$$

$$m_i(x) = 23,4 \text{ t.m}$$

- Tableaux récapitulatifs des moments max en travée et sur appui:**1) Charge permanente :**

Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 2147,84	- 2147,84
	M_i	- 2147,84	- 2147,84	0
Moment max		18,20	1156,93	18,20

2) Surcharge de trottoir :

Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 32,85	- 32,85
	M_i	- 32,85	- 32,85	0
Moment max		6,125	23,4	6,125

3) Surcharge A (I) :

Travée chargée		1+2		2+3	
Travée		1	2	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	-673,44	- 416,77	-673,44
	M_i	- 673,44	-416,77	- 673,44	0
Moment max		226,64	514,58	514,58	226,64

4) Surcharge militaire Mc120 :

Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 185,20	- 276,49
	M_i	- 185,20	- 276,49	0
Moment max		466,125	837,375	466,125

5) Surcharge militaire convoi D :

Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 242,56	- 308,16
	M_i	- 242,56	- 308,16	0
Moment max		642	558	642

Conclusion :

C'est le système de charge A (I) qui nous donne les moments négatifs les plus défavorables sur appui.

Et c'est le système de charge militaire Mc120 qui nous donne les moments positifs les plus défavorables en travée.

CHAPITRE V

METHODE DE GUYON

MASSONNET

Chapitre V :

METHODE DE GUYON – MASSONNET

La méthode de GUYON - MASSONNET a été adoptée généralement aux calculs des ponts de dalle, ainsi qu'aux théories traitant le cas des plaques anisotropes, le calcul des grillages de poutres et les dalles orthotropes.

La méthode de GUYON -MASSONNET est choisie selon la rigidité de pont. En effet les poutres sont infiniment rigide par rapport à l'entretoise (dalle d'où $\rho > 0,3$).

Le but de cette méthode est d'étudier l'effet des charges et leur répartition transversale sur la largeur de l'ouvrage, et cela en traçant les lignes d'influence des différents coefficients de répartition transversaux relatifs à chaque effort.

GUYON et MASSONNET ont défini ces coefficients comme suit :

- K : coefficient de répartition transversal du moment fléchissant.
- ε : coefficient de répartition transversal de l'effort tranchant.
- μ : coefficient de répartition transversal de la réaction d'appui.
- τ : coefficient de répartition transversal du moment de torsion.

Les tables de BARES et MASSONNET donnent les valeurs des coefficients suscités en fonction de :

- La position transversale « y » considérée.
- L'excentricité « e » de la charge.
- Le paramètre d'entretoisement « θ ».
- Le paramètre de torsion « α ».

D'après les hypothèses de GUYON et MASSONNET, la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope d'épaisseur constante ayant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion ; l'entretoisement dans notre cas est assuré par la dalle.

Ils admettent soit sollicité par des forces pouvant varier suivant la loi sinusoïdale dans le sens longitudinal. [1]

$$P(x) = P_1 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

- P(x) : charge répartie suivant l'axe longitudinal de la construction.
- P_1 : le chargement.
- L : longueur de la travée considérée.

VI.1- DETERMINATION DES PARAMETRES θ , α :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad (\text{Paramètre d'entretoisement})$$

Avec : ρ_p : rigidité de flexion longitudinal.

- ρ_E : rigidité de flexion transversal.

- l : longueur de la travée étudiée.

- b : demi largeur de la dalle équivalente

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \gamma_E}} \quad (\text{Paramètre de torsion})$$

Avec : γ_p : rigidité torsionnaire longitudinale.

- γ_E : rigidité torsionnaire transversale.

Le coefficient de répartition transversale K est fonction de :

$\theta = (b/2a)$ et de α

On a : $2b = 6,81966903$ m

$2a = 33,5$ m

Donc : $\theta = (6,81966903 / (2 \times 33,5)) = 0,102$

$\alpha = 0,416$

Prise en compte de la continuité :

$$\theta^* = \theta \sqrt[4]{v}$$

$$\alpha^* = \frac{\alpha}{\sqrt{v}}$$

v est calculé comme suit :

Soit w_{si} est la déformée au milieu de la travée considérée du tablier hyperstatique :

$$w_{si} = \frac{1}{C_i} \times \frac{L_i^3}{E \cdot I_p}$$

Et w_{pi} la déformée de la même travée prise simplement appuyée en posant

$$w_{si} = w_{pi}$$

$$w_{pi} = \frac{1}{48} \times \frac{L_i^3}{E \cdot I_p^*}$$

Nous aurons $I_p^* = v I_p$

$$v = C / 48$$

C est déterminé en calculant la flèche w_{si} on trouve :

$C = 99,984$	$v = 2,083$	$\theta^* = 0,1222$	$\alpha^* = 0,2886$
--------------	-------------	---------------------	---------------------

Coefficient de répartition K_α :

Les tableaux de Guyon et Massonnet donnent les valeurs de K_0 et K_1 pour $\alpha=0$ et $\alpha=1$ correspondants à θ , pour $\theta = 0,102$ on doit interpoler.

Pour $\theta = 0,102$ on aura K_α en fonction de K_0 et K_1 à partir de l'expression suivant :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{1 - \exp\left(\frac{0,06505 - \theta^*}{0,663}\right)}$$

A.N :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 0,93$$

Coefficient transversal K_0 :

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0004	1,0005	1,0004	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,2495	0,4373	0,6250	0,8127	1,0004	1,1878	1,3751	1,5622	1,7493
b/2	-0,5000	-0,1250	0,2500	0,6250	1,0001	1,3751	1,7501	2,1249	2,4998
3b/4	-1,2495	-0,6873	-0,1250	0,4373	0,9997	1,5622	2,1249	2,6877	3,2505
b	-1,9989	-1,2495	-0,5000	0,2495	0,9993	1,7493	2,4998	3,2505	4,0015

Coefficient transversal K_1 :

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,9873	0,9906	0,9938	0,9971	1,0003	1,0034	1,0063	1,0090	1,0116
b/2	0,9756	0,9816	0,9877	0,9938	1,0000	1,0063	1,0124	1,0183	1,0241
3b/4	0,9641	0,9728	0,9816	0,9906	0,9997	1,0090	1,0183	1,0276	1,0369
b	0,9527	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369	1,0498

Le coefficient de répartition transversale $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 0,93$:

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,9356	0,9518	0,9679	0,9842	1,0003	1,0163	1,0322	1,0477	1,0632
b/2	0,8723	0,9042	0,9361	0,9679	1,0001	1,0321	1,0641	1,0957	1,1274
3b/4	0,8092	0,8566	0,9042	0,9518	0,9997	1,0477	1,0957	1,1438	1,1918
b	0,7461	0,8092	0,8723	0,9356	0,9993	1,0632	1,1274	1,1918	1,2564

Calcul de $K_{\alpha moy}$:

On doit déterminer les $K_{\alpha moy}$ dans les différents cas de chargement, et pour les (09) neuufs positions sur la dalle, $\{ \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0 \}$.

Pour les charges et les surcharges réparties, on utilise la méthode de SIMPSON afin de déterminer les surfaces correspondantes aux chargements ; le coefficient $K_{\alpha moy}$ est donné par la formule suivante :

$$K_{\alpha moy} = \frac{S}{l_c} = \frac{1}{3^n} (y_0 + 4 \sum_{i=1,3,5} y_i + 2 \sum_{i=2,4,6} y_i + y_n)$$

Pour les charges concentrées :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum p_i k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

Avec :

K_i : ordonnée à droite de la charge p_i

n : nombre de roues de la rangée considérée.

Tableau donnant $K_{\alpha moy}$ pour différents chargements :

Y charge	G	M_{c120}	D_{240}	A(l)	Trottoirs	Bc
0	1	1,0003	1.0405	1.0010	0.9312	1,0003
b/4	1	1.0162	1.1196	1.0009	0.9432	1,0008
b/2	1	1.0605	1.1910	1.0005	0.9805	0,9987
3b/4	1	1.0956	1.1915	0.9965	1.0487	1,0006
B	1	1.1453	1.2795	0.9954	1.1394	1,0001

Remarque :

Ces coefficients correspondant à deux voies chargés pour la charge Bc et les autres valeurs correspondant au maximum de voies.

Flexion longitudinale :

Soit $p(x) = \sin(\frac{\pi x}{l})$ la charge linéaire appliquée à la construction, sur une parallèle à OX d'excentricité e ; le moment d'inertie longitudinal par unité de largeur dans les sens X et d'excentricité e , est donné par la formule :

$$M_x(x, y) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w(x, y)$$

Si la charge au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur $2b$, le moment d'inertie longitudinal dans le sens X est régie par la formule suivante :

$$M_0(x) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w_0(x)$$

D'où

$$\frac{M_x(x, y)}{M_0(x)} = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = k_{\alpha moy}$$

Qui donne $M_x(x, y) = K_{amoy} M_0(x)$

- $M_x(x, y)$: moment longitudinal réparti par mètre de largeur.
- $M_0(x)$: moment longitudinal moyen.
- K_{amoy} : coefficient de répartition transversal.

Tableaux récapitulatifs des moments en travée et sur appui après application des coefficients de pondération et des K_{amoy} :

1) Charge permanente :

$$K_{amoy} = 1$$

$$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{QL} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Moments sous charges permanentes en ELS				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 2147,84	- 2147,84
	M_i	- 2147,84	- 2147,84	0
Moment max		18,20	1156,93	18,2

Moments sous charges permanentes en ELU				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 2362,62	- 2362,62
	M_i	- 2362,62	- 2362,62	0
Moment max		20,02	1272,62	20,02

2) Charge de trottoirs :

$$K_{amoy} = 1,1394$$

$$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{QL} = 1,33 \text{ en ELU}$$

Moments sous charges des trottoirs en ELS				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 37,43	- 37,43
	M_i	- 37,43	- 37,43	0
Moment max		6,97	26,66	6,97

Moments sous charges des trottoirs en ELU				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 49,78	- 49,78
	M_i	- 49,78	- 49,78	0
Moment max		9,27	35,46	9,27

3) Charge militaire Mc120 :

$$K_{\text{amoy}} = 1,1453$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Moments sous charges militaires en ELS				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 212,11	- 316,66
	M_i	- 212,11	- 316,66	0
Moment max		533,853	959,045	533,853

Moments sous charges militaires en ELU				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 233,321	- 348,326
	M_i	- 233,321	- 348,326	0
Moment max		587,238	1054,95	587,238

4) Charge militaire convoi D :

$$K_{\text{amoy}} = 1,2795$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Moments sous charges convois D en ELS				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 310,35	- 394,29
	M_i	- 310,35	- 394,29	0
Moment max		821,44	713,96	821,44

Moments sous charges convois D en ELU				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 341,38	- 433,72
	M_i	- 341,38	- 433,72	0
Moment max		903,58	785,35	903,58

5) Charge A(l) :

$$K_{\text{amoy}} = 1,0010$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1,2 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 1,33 \text{ en ELU}$$

Moments sous charges A (l) en ELS					
Travée chargée		1+2		2+3	
Travée		1	2	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	-808,93	- 500,62	-808,93
	M_i	- 808,93	-500,62	- 808,93	0
Moment max		272,24	618,11	618,11	272,24

Moments sous charges A (l) en ELU					
Travée chargée		1+2		2+3	
Travée		1	2	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	-896,56	- 554,85	-896,56
	M_i	- 896,56	-554,85	- 896,56	0
Moment max		301,73	685,07	685,07	301,73

Tableau récapitulatif donnant les moments max après les combinaisons des charges et surcharges :

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\text{CP} + \text{Max} [\text{A}(l) , \text{Mc}120 , \text{D} , \text{Bc}] + \text{ST}$$

Moments après combinaisons des charges et surcharges en ELS				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 2994,2	- 2685,89
	M_i	- 2994,2	- 2685,89	0
Moment max		559,02	2142,63	559,02

Moments après combinaisons des charges et surcharges en ELU				
Travée		1	2	3
Moment sur appui	M_{i-1}	0	- 3308,96	- 2967,25
	M_i	- 3308,96	- 2967,25	0
Moment max		616,528	2363,03	616,528

En ELS: $M_{\text{max}} = 2142,63 \text{ t.m}$

$$M_{\text{min}} = - 2994,2 \text{ t.m}$$

En ELU: $M_{\text{max}} = 2363,03 \text{ t.m}$

$$M_{\text{min}} = - 3308,96 \text{ t.m}$$

CHAPITRE VI

EFFORT TRANCHANT

Chapitre VI

EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant max est obtenu au droit des sections ($x = 0$ et $x = L$), et cela en considérons les lignes d'influence et en chargeant de telle manière à avoir l'effet l plus défavorable.

L'effort tranchant d'une poutre continue est donné selon la partie droite par l'expression suivante :

$$T_i(x) = \frac{d\mu}{dx}(x) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{L_i}$$

$\frac{d\mu}{dx}(x)$: Désigne l'effort tranchant de la poutre isostatique associée à la travée (i) de la poutre continue.

$$T_i^g = \frac{-pL_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

$$T_i^d = \frac{pL_{i+1}}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

Tableau donnant T pour la charge permanente : G = 26,58 t/ml

Appui	0		1		2		3	
Mi	0		-2147,84		-2147,84		0	
Ti	T_0^g	T_0^d	T_1^g	T_1^d	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d
	0	+265,8	-373,19	+337,82	-445,21	+256,8	-158,40	0

Tableau donnant T pour charge de trottoir : P = 0,405 t/ml

Appui	0		1		2		3	
Mi	0		-32,85		-32,85		0	
Ti	T_0^g	T_0^d	T_1^g	T_1^d	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d
	0	+4,05	-5,69	+5,14	-6,78	+4,05	-2,407	0

Tableau donnant t pour charge A (I) :

Appui	0		1		2		3	
Mi	0		-673,44		-416,77		0	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+94,85	-128,52	+86,04	-112,05	+102,51	-74,01	0

Tableau donnant T pour charge Mc120 :

Appui	0		1		2		3	
Mi	0		-185,20		-276,49		0	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+55	-64,26	+45,74	-57,725	+52,275	-41,17	0

Tableau donnant T pour charge D :

Appui	0		1		2		3	
Mi	0		-242,56		-308,16		0	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+120	-132,13	+107,87	-121,95	+118,04	-104,59	0

- Pour la charge Bc on obtient l'effet le plus défavorable en chargeant par 2 camions (2 fils) et en plaçant l'essieu de 12 tonnes au droit de l'appui considéré.

Tableau donnant T pour la charge Bc :

appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+79,5	-94,744	+79,5	-94,744	+79,5	-79,5	0

CHAPITRE VII

REPARTITION TRANSVERSALE DE L'EFFORT TRANCHANT

Chapitre VII

REPARTITION TRANSVERSALE DE L'EFFORT TRANCHANT :

Pour la répartition transversale de l'effort tranchant on utilise la méthode de GUYON Massonnet. On trace les lignes d'influence des coefficients $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour les différentes positions, et on déterminera les ε_α moy pour chaque position en faisant promener les surcharges sur la ligne d'influence de façon à avoir l'effet maximal. [1]

Les tableaux de GUYON Massonnet nous donnent $\bar{\varepsilon}_0$ et $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$ par interpolation on tire pour $\alpha = 0,416$ et puis par interpolation en (e) et (y) on détermine $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour calculer l'effort tranchant T sur appui :

$$|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \bar{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0)\alpha$$

$$|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \bar{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$$

ε_0 ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

Y\ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1591	0,1581	0,1591	0,1591	0,1591	0,1591	0,1591	0,1581	0,1591
b/4	0,0396	0,0695	0,0994	0,1292	0,1591	0,1891	0,2187	0,2485	0,2783
b/2	-0,0785	-0,0198	0,0397	0,0994	0,1591	0,2187	0,2784	0,3381	0,3977
3b/4	-0,1987	-0,1094	-0,0198	0,0695	0,1590	0,2485	0,3381	0,4276	0,5172
B	-0,3181	-0,1987	-0,0795	0,0396	0,1591	0,2783	0,3977	0,5172	0,6367

$\bar{\varepsilon}_1$ ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

Y\ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,1444	0,1516	0,1591	0,1664	0,1741	0,1664	0,1591	0,1516	0,1444
b/4	0,1435	0,1493	0,1551	0,1612	0,1673	0,1737	0,1647	0,1561	0,1472
b/2	0,1442	0,1487	0,1532	0,1578	0,1625	0,1674	0,1725	0,1622	0,1518
3b/4	0,1471	0,1501	0,1533	0,1564	0,1597	0,1632	0,1667	0,1704	0,1584
B	0,1515	0,1533	0,1552	0,1571	0,1591	0,1611	0,1629	0,1651	0,1671

$$\bar{\varepsilon}_\alpha \quad (\theta = 0,102 \text{ et } \alpha = 0,416)$$

Y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1496	0,1554	0,1591	0,1621	0,1654	0,1622	0,1591	0,1554	0,1496
b/4	0,1066	0,1209	0,1226	0,1425	0,1625	0,1827	0,1963	0,1888	0,1937
b/2	0,0652	0,0889	0,1129	0,1237	0,1605	0,2001	0,2101	0,2246	0,2392
3b/4	0,0243	0,0579	0,0918	0,1256	0,1593	0,1935	0,2275	0,2617	0,2858
B	0,0152	0,0283	0,0718	0,1153	0,1591	0,2026	0,2463	0,2901	0,3338

Tableau donne les $\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$ pour différents cas de charges :

Charges\y	0	b/4	b/2	3b/4	B
CP	0.154007	0.148686	0.154937	0.155406	0.159480
A(l) 2vc	0.159223	0.157381	0.157656	0.157551	0.156208
Bc (2fils)	0.162550	0.163850	0.169611	0.171852	0.174605
Mc120	0.158944	0.160201	0.164885	0.170702	0.171303
D	0.177485	0.170110	0.175510	0.180099	0.182004
ST	0.137445	0.120683	0.145989	0.149384	0.169553

Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants sur appuis après application des coefficients de pondération et des $\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$:

1) Charge permanente :

$$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,159480$$

$$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{QL} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Effort T du à CP en ELS (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+42,389	-59,516	+53,875	-71,002	+40,954	-25,261	0

Effort T du à CP en ELU (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+46,628	-65,468	+59,263	-78,102	+45,049	-27,787	0

2) Surcharge de trottoir :

$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,169553$

$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$

$\gamma_{QL} = 1,33 \text{ en ELU}$

Effort T du à ST en ELS (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+7,187	-10,091	+9,134	-12,038	+6,943	-4,283	0

Effort T du à ST en ELU (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+9,559	-13,421	+12,149	-16,011	+9,235	-5,966	0

3) Surcharge A (l) :

$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,159223$

$\gamma_{QL} = 1,2 \text{ en ELS}$

$\gamma_{QL} = 1,33 \text{ en ELU}$

Effort T du à A(l) en ELS (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+18,122	-24,556	+16,439	-21,409	+19,586	-14,141	0

Effort T du à A (l) en ELU (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+20,086	-27,216	+18,220	-23,728	+21,708	-15,672	0

4) Surcharge Bc :

$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,174605$

$\gamma_{QL} = 1,2 \text{ en ELS}$

$\gamma_{QL} = 1,33 \text{ en ELU}$

Effort T du à Bc en ELS (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+16,657	-19,851	+16,657	-19,851	+16,657	-16,657	0

Effort T du à Bc en ELU (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+18,461	-22,002	+18,461	-22,002	+18,461	-18,461	0

5) Surcharge militaire Mc120 :

$$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,171303$$

$$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{QL} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Effort T du à Mc ₁₂₀ en ELS (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+9,421	-11,008	+7,835	-9,888	+8,954	-7,052	0

Effort T du à Mc ₁₂₀ en ELU (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+10,363	-12,108	+8,618	-10,877	+9,850	-7,757	0

6) Surcharge militaire D :

$$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}} = 0,182004$$

$$\gamma_{QL} = 1 \text{ en ELS}$$

$$\gamma_{QL} = 1,1 \text{ en ELU}$$

Effort T du à D en ELS (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+21,840	-24,048	+19,632	-22,195	+21,483	-19,035	0

Effort T du à D en ELU (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+24,024	-26,453	+21,596	-24,414	+23,632	-20,939	0

Tableau récapitulatif de l'effort tranchant après combinaisons :

CP + Max (A (l) ; Bc ; Mc120 ; D) + ST

Effort T du à CP en ELS (tonnes)								
appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+67,698	-94,163	+79,448	-104,45	+67,483	-43,685	0

Effort T du à CP en ELU (tonnes)								
Appui	0		1		2		3	
Ti	T ₀ ^g	T ₀ ^d	T ₁ ^g	T ₁ ^d	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d
	0	+76,273	-106,10	+89,632	-117,84	+75,992	-49,425	0

Tableaux donnant les réactions d'appuis:

Réactions d'appuis en ELS (tonnes)				
Appui	0	1	2	3
Ri	67,698	173,611	171,933	43,685

Réactions d'appuis en ELU (tonnes)				
Appui	0	1	2	3
Ri	76,273	195,732	193,832	49,425

CHAPITRE VIII

CALCUL AU VERINAGE ET **DENIVELATION D'APPUI**

Chapitre VIII

CALCUL AU VERINAGE ET DENIVELLATION D'APPUI:

Pour un pont continu reposant sur plusieurs appuis, une dénivellation d'appui peut être imposée en procédant à des vérins placés à des distances bien définies du tablier (cas de changement des appareils d'appui), ou accidentelle dans le cas d'un tassement différentiel.

Une dénivellation d'appui peut entraîner des moments hyperstatiques supplémentaires sur les appuis intermédiaires qui peuvent être importants, et ces moments peuvent être calculés par la RDM (équation des trois moments). [7]

$$(b_i) M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + (b_{i+1}) M_{i+1} = (\Omega_{i+1} - \Omega_i)$$

$$\Omega_i = \frac{v_i - v_{i-1}}{L_i}$$

On aura le système d'équation suivant:

$$(b_1) M_0 + (c_1 + a_2) M_1 + (b_2) M_2 = (\Omega_2 - \Omega_1)$$

$$(b_2) M_1 + (c_2 + a_3) M_2 + (b_3) M_3 = (\Omega_3 - \Omega_2)$$

$$\text{Avec } M_0 = M_3 = 0$$

Les tassements sont des sollicitations différées dans le temps, donc on prendra $EI = 2095328,2 \text{ t.m}$

Comme il est recommandé par le CPS on prendra un déplacement d'appui unitaire $\Delta i = 1 \text{ cm}$ et on étudiera tous les cas de dénivellation d'appuis possible.

1^{er} cas : appui (0) tasse de 1cm

$$\Omega_1 = \frac{v_1 - v_0}{L_1} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{20} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$M_1 = -65,137 \text{ t.m} \quad M_2 = 20,39 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : appui (1) tasse de 1cm

$$\Omega_1 = \frac{v_1 - v_0}{L_1} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{20} = -5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_2 = \frac{v_2 - v_1}{L_2} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{33,5} = 2,98 \cdot 10^{-4}$$

$$M1 = 116,112 \text{ t.m} \quad M2 = -71,366 \text{ t.m}$$

3^{ème} cas : appui (2) tasse de 1cm :

$$\Omega_2 = \frac{v_2 - v_1}{L_2} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{33,5} = -2,98 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_3 = \frac{v_3 - v_2}{L_3} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{20} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$M1 = -71,366 \text{ t.m} \quad M2 = 116,112 \text{ t.m}$$

4^{ème} cas : appui (3) tasse de 1cm :

$$\Omega_2 = \frac{v_2 - v_1}{L_2} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{33,5} = 2,98 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_3 = \frac{v_3 - v_2}{L_3} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{20} = -5 \cdot 10^{-4}$$

$$M1 = 20,39 \text{ t.m} \quad M2 = -65,137 \text{ t.m}$$

5^{ème} cas : appui (0) et (2) tassent de 1cm chacun :

$$\Omega_1 = \frac{v_1 - v_0}{L_1} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{20} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_2 = \frac{v_2 - v_1}{L_2} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{33,5} = -2,98 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_3 = \frac{v_3 - v_2}{L_3} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{20} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$M1 = -136,503 \text{ t.m} \quad M2 = 136,503 \text{ t.m}$$

6^{ème} cas : appui (0) et (2) tassent de 1cm chacun :

$$\Omega_1 = \frac{v_1 - v_0}{L_1} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{20} = -5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_2 = \frac{v_2 - v_1}{L_2} = \frac{(1 - 0) \cdot 10^{-2}}{33,5} = 2,98 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega_3 = \frac{v_3 - v_2}{L_3} = \frac{(0 - 1) \cdot 10^{-2}}{20} = -5 \cdot 10^{-4}$$

$$M1 = 136,503 \text{ t.m} \quad M2 = -136,503 \text{ t.m}$$

Tableau récapitulatif des moments sur appuis en (t.m) pour différents cas de dénivellation d'appui :

N°= d'appui \ Mi	M1	M2
0	-65,137	20,39
1	116,112	-71,366
2	-71,366	116,112
3	20,39	-65,137
0 et 2	-136,503	136,503
1 et 3	136,503	-136,503

Les moments Max sur appui du aux différents cas de dénivellation d'appuis :

$$M1_{\max} = 136,503 \text{ t.m} \quad M1_{\min} = -136,503 \text{ t.m}$$

$$M2_{\max} = 136,503 \text{ t.m} \quad M2_{\min} = -136,503 \text{ t.m}$$

CHAPITRE IX

MOMENT DE TORSION DU A **L'EXCENTREMENT DES** **CHARGES**

Chapitre IX

MOMENT DE TORSION DU A L'EXCENTREMENT DES CHARGES

Les moments de torsion due à l'excentrement des charges seront calculées par la méthode de GUYON MASSONNET.

D'après cette méthode, le moment de torsion unitaire pour différent cas de chargement est donné par l'expression suivante :

$$M_{xy} \quad n = \frac{L}{n \pi} \times \tau_{\alpha n} \cdot P_n \times \frac{\cos\left(\frac{n \pi x}{L}\right)}{L}$$

$\tau_{\alpha n}$: coefficient de répartition transversale

L : portée droite

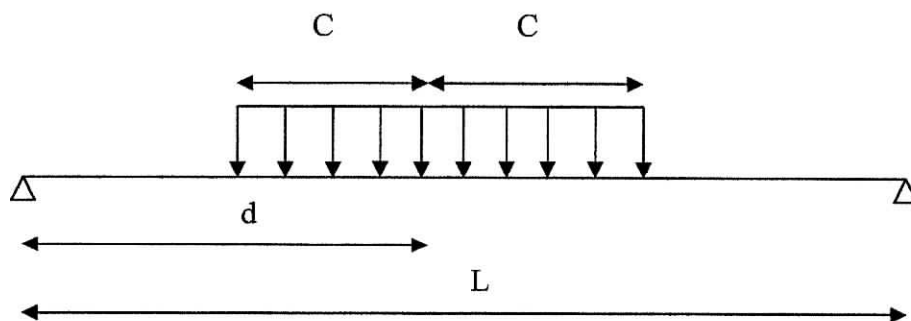
P_n : la charge transformée en une sinusoïde par développement en série de fourier.

IX-1- Calcul de P_n :

IX-1-1 Charge partiellement répartie :

Pour une charge répartie sur une longueur $2C$

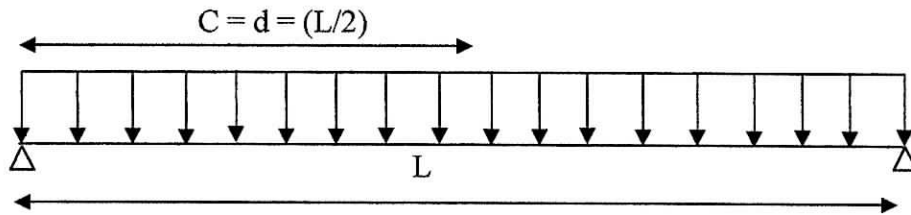
$$P_n = \frac{4P}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right) \times \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right)$$



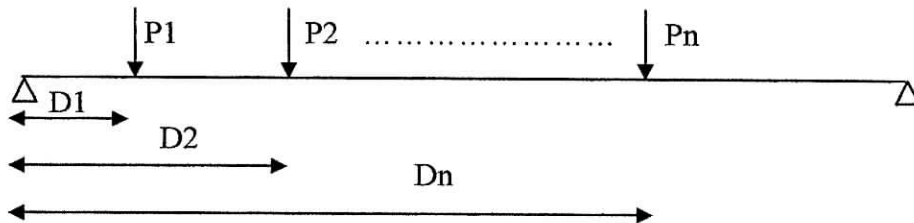
IX-1-2 Charge uniformément répartie :

Pour une charge uniformément répartie sur toute la longueur L:

$$P_n = \frac{4P}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right)^2$$

**IX-1-3 Charges concentrées :**

$$P_n = \sum_{i=1}^n \frac{2P_i}{L} \sin\left(\frac{n\pi d_i}{L}\right)$$

**IX-2- Calcul des τ_α :**

Le coefficient τ_α est donné par la formule suivante :

$$\tau_\alpha = \tau_1 \sqrt{\alpha}$$

Avec τ_α : Coefficient tiré des tables de Massonnet

Après avoir tracé les lignes d'influence des $\tau_\alpha(e)$ pour les différentes positions de (y), on déterminera les $\tau_{\alpha\text{moy}}$ pour chaque position, en faisant promener les surcharges sur la ligne d'influence, de façon à avoir l'effet maximal.

$$\tau_1 10^{-5} (\theta = 0,102 \text{ et } \alpha = 0,416)$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-24491	-18531	-12586	-6312	0	6512	12696	18730	24691
b/4	-24294	-18217	-12429	-6498	-398	5998	12613	18971	25251
b/2	-23449	-18003	-12289	-6536	-598	5683	12392	18963	25741
3b/4	-23156	-17662	-12153	-6594	-656	5499	11998	18935	25996
B	-23966	-17566	-12098	-6475	-654	5445	11954	18852	26226

$$\tau_\alpha (\theta = 0,102 \text{ et } \alpha = 0,416)$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1018	-0,0770	-0,0523	-0,0262	0	0,0271	0,0528	0,0779	0,1027
b/4	-0,1011	-0,0757	-0,0517	-0,0271	-0,0015	0,0249	0,0524	0,0789	0,1051
b/2	-0,0975	-0,0749	-0,0511	-0,0272	-0,0025	0,0236	0,0515	0,0788	0,1071
3b/4	-0,0963	-0,0734	-0,0505	-0,0274	-0,0027	0,0228	0,0499	0,0787	0,1081
B	-0,0997	-0,0731	-0,0503	-0,0269	-0,0027	0,0226	0,0497	0,0784	0,1091

Tableau donnant les $\tau_{\text{moy}} > 0$ pour différents cas de chargements :

Charges \ y	0	b/4	b/2	3b/4	b
CP	0	0.0075	0.0071	0.0069	0.0068
A (I) 1VC	0.0871	0.0861	0.078	0.0827	0.082
Bc	1fil	0.110	0.110	0.109	0.108
	2fils	0.0362	0.0375	0.0365	0.0366
Mc120	0.0305	0.0305	0.030	0.029	0.0295
Convoi D	0.0415	0.0415	0.045	0.035	0.045
1 Trottoir	0.252	0.260	0.267	0.273	0.276
2 Trottoirs	0.0282	0.0381	0.0429	0.0492	0.0707

Tableau donnant les $\tau_{\text{moy}} < 0$ pour différents cas de chargements :

Charges \ y	0	b/4	b/2	3b/4	B
A (I) 1VC	0.1115	0.1165	0.1083	0.1065	0.1055
Bc	1fil	0.125	0.122	0.120	0.116
	2fils	0.0785	0.0762	0.0547	0.0525
Mc120	0.0455	0.0455	0.047	0.0455	0.046
Convoi D	0.0505	0.0505	0.055	0.040	0.056
1 Trottoir	0.251	0.259	0.265	0.272	0.275

Calcul de Mxy pour différents types de charges :

$$M_{xy} = \frac{L}{n\pi} \times \tau_{\alpha moy} \times P_n \times \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

On remarque que Mxy est max aux appuis (x=0, x=L)

Pour x = 0, L $\cos \frac{n\pi x}{L} = \pm 1$

On prenant n = 1 (première harmonique) et x = 0, L on aura :

$$M_{xy} = \pm \frac{L}{\pi} \times \tau_{\alpha moy} \times P_1$$

Avec L = 33.5 on aura Mxy = 10,663 τ_{α moy} P₁

1- Pour charge permanente :

$$\tau_{\alpha moy} = 0,0075$$

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 = \frac{4 \times 26,58}{3,14} = 33,843 \text{ t/ml}$$

Mxy = + 2,706 t.m

2- A (I) :

1 VC p = 3.5735 t/ml

P₁ = 4,5499 t/ml

τ_{α moy} = 0,0871

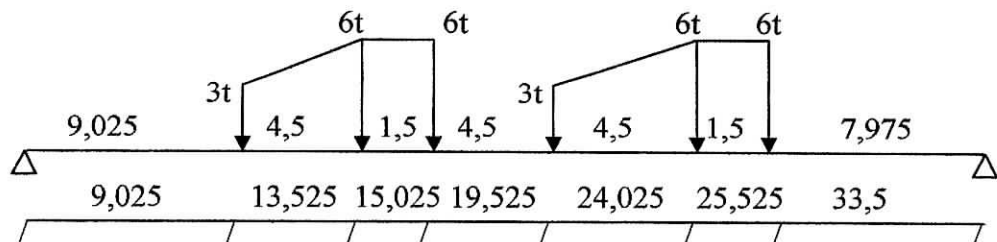
Mxy = 4,225 t.m

τ_{α moy} = -0.1165

Mxy = -5,652 t.m

3- Surcharge Bc :

Le système Bc est constitué de charges concentrées, donc pour déterminer la section dangereuse on utilise le théorème de BARRE.



d1 = 9,025
d5 = 24,025

d2 = 13,525
d6 = 25,525

d3 = 15,025

d4 = 19,525

Roue de 6t :

$$\sin\left(\frac{\pi d_2}{L}\right) = \frac{\pi \times 13,525}{33,5} = 0,954$$

$$\sin\left(\frac{\pi d_3}{L}\right) = \frac{\pi \times 15,025}{33,5} = 0,986$$

$$\sin\left(\frac{\pi d_5}{L}\right) = \frac{\pi \times 24,025}{33,5} = 0,776$$

$$\sin\left(\frac{\pi d_6}{L}\right) = \frac{\pi \times 25,525}{33,5} = 0,680$$

Roue de 3t :

$$\sin\left(\frac{\pi d_1}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 9,025}{33,5}\right) = 0,748$$

$$\sin\left(\frac{\pi d_4}{L}\right) = \frac{\pi \times 19,525}{33,5} = 0,966$$

$$P_1 = \sum \frac{2Q}{L} \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = \frac{2 \times 3}{33,5} (0,748 + 0,966) + \frac{2 \times 6}{33,5} (0,954 + 0,986 + 0,776 + 0,680)$$

$$P_1 = 1,523 \text{ t} \quad \text{pour une file de camions.}$$

$$P_2 = 3,047 \text{ t} \quad \text{pour deux files de camions.}$$

$$M_{xy} = 10,663 \cdot \delta_{bc} \cdot bc \cdot \tau_{\alpha moy} P_1 \quad \text{avec : } \delta_{bc} = 1,0734 \quad \text{et } bc = 1,1$$

$$1 \text{ file : } \tau_{\alpha moy} = 0,11$$

$$\tau_{\alpha moy} = -0,125$$

$$M_{xy} = 2,109 \text{ t.m}$$

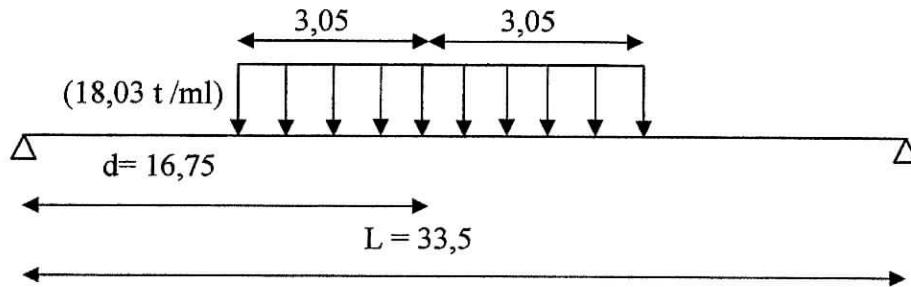
$$M_{xy} = -2,396 \text{ t.m}$$

$$2 \text{ files : } \tau_{\alpha moy} = 0,0375$$

$$\tau_{\alpha moy} = -0,0785$$

$$M_{xy} = 1,348 \text{ t.m}$$

$$M_{xy} = -3,010 \text{ t.m}$$

4- surcharge militaire Mc120 :

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right)$$

$$P_1 = 6,477 \text{ t}$$

$$M_{xy} = 10,663 \cdot \delta_{Mc120} \cdot \tau_{\text{amoy}} P_1 \quad \text{avec : } \delta_{Mc120} = 1,0699$$

$$\tau_{\text{amoy}} = 0.0305$$

$$M_{xy} = 2,253 \text{ t.m}$$

$$\tau_{\text{amoy}} = -0,047$$

$$M_{xy} = -3,473 \text{ t.m}$$

5- surcharge militaire D :

$$P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right)$$

$$P_1 = 12,57 \text{ t}$$

$$M_{xy} = 10,663 \cdot \tau_{\text{amoy}} P_1$$

$$\tau_{\text{amoy}} = 0.045$$

$$M_{xy} = 6,034 \text{ t.m}$$

$$\tau_{\text{amoy}} = -0,056$$

$$M_{xy} = -7,505 \text{ t.m}$$

6- Surcharge de trottoirs :

$$P_1 = \frac{4 \times 0,15 \times 1,35}{\pi} = 0,257 \text{ t / ml}$$

$$\tau_{\text{amoy}} = 0.276$$

$$M_{xy} = 0,758 \text{ t.m}$$

$$\tau_{\text{amoy}} = -0.075$$

$$M_{xy} = -0,753 \text{ t.m}$$

Tableau donnant Mxy pour différents cas de charges :

Mxy \ charges	CP	A(l)	Bc	Mc120	D	Trottoirs
Moments > 0	2,706	4,225	2,109	2,253	6,034	0,758
Moments < 0	/	5,652	3,010	3,473	7,505	0,753

Mxy pour différents cas de charges après pondérations en ELS						
Mxy \ charges	CP	A(l)	Bc	Mc120	D	Trottoirs
Moments > 0	2,706	5,07	2,53	2,253	6,034	0,758
Moments < 0	/	6,782	3,612	3,473	7,505	0,753

Mxy pour différents cas de charges après pondérations en ELU						
Mxy \ charges	CP	A(l)	Bc	Mc120	D	Trottoirs
Moments > 0	2,9766	5,619	2,804	2,478	6,637	1,008
Moments < 0	/	7,517	4,003	3,820	8,255	1,001

Les moments de torsion du à l'excentrement des charges Mxy Max en ELU et en ELS en tenant compte des combinaisons :

$$CP + \text{Max} (A(l) ; Bc ; Mc120 ; D) + ST$$

	ELU	ELS
Mxy Max > 0	10,621	9,498
Mxy Max < 0	9,256	8,258

CHAPITRE X

CALCUL DES MOMENTS **TRANSVERSAUX**

Chapitre X

CALCUL DES MOMENTS TRANSVERSAUX

Selon la méthode de GUYON - MASSONNET le moment transversal par unité de largeur est donné par l'expression suivante :

$$M_y = \sum_{n=1} \mu_{\alpha n} \cdot P_n \cdot b \cdot \sin \left(\frac{n \pi x}{L} \right)$$

Avec :

$\mu_{\alpha n}$: coefficient de répartition transversal

b : demi largeur de la dalle

L : portée droite

x : abscisse de la bande étudiée

P_n : pour les M_{xy}

En pratique on se contente des trois premiers harmoniques impaires ($n = 1, 3, 5$)

$$M_y = \sum_{n=1}^5 \mu_{\alpha n} \cdot P_n \cdot b \cdot \sin \left(\frac{n \pi x}{L} \right)$$

X-1- Calcul des coefficients $\mu_{\alpha n}$:

Les coefficients μ_0 et μ_1 sont données par les tables de MASSONNET en fonction des paramètres ($\nu, \alpha, e/b$ et y/b).

On trace les lignes d'influence des coefficients ($\mu_{\alpha 1}$; $\mu_{\alpha 3}$; $\mu_{\alpha 5}$) correspondants à (ν_1, ν_3, ν_5) et on fait promener les surcharges sur les lignes d'influence de façon à avoir l'effet maximal des coefficients ($\mu_{\alpha 1 \text{ moy}}$; $\mu_{\alpha 3 \text{ moy}}$; $\mu_{\alpha 5 \text{ moy}}$).

Le principe de détermination des coefficients $\mu_{\alpha \text{ moy}}$ est analogue à celui des Kamoy.

Pour les charges concentrées, on fait la somme des coefficients μ_{α} dus au nombre de files et on retiendra les coefficients $\mu_{\alpha+}$ et $\mu_{\alpha-}$ maximum pour l'ensemble des véhicules disposés transversalement.

Pour les charges uniformes $\mu_{\alpha \text{ moy}}$ est pris comme le rapport de l'aire de la partie correspondante de la ligne d'influence de μ_{α} sur la largeur chargeable, et on prendra les ($\mu_{\alpha+}$ et $\mu_{\alpha-}$) max. [1]

Le coefficient μ_{α} s'exprime en fonction de μ_0 ; μ_1 par les formules d'interpolation de SATTLER :

$$0 \leq \vartheta \leq 0,1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0,05}$$

$$0,1 < \vartheta \leq 1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha \left[1 - e^{-\frac{0,065 - \vartheta}{0,663}} \right]$$

$$\vartheta > 1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$$

Nous sommes dans le deuxième cas donc :

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,953$$

Tableaux donnant les valeurs de μ_0 , μ_1 , μ_α :

$\mu_0 \cdot 10^{-4}$ ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-2499	-1249	-0,08	1249	2499,4	1249,	-0,081	-1249,62	-2499,12
b/4	-1757	-966,5	-175,8	614,9	1405,8	2197	488,19	-1220,37	-2928,89
b/2	-937,1	-546,6	-156,3	234,2	624,71	1015	1406,18	-702,92	-2811,98
3b/4	-273,3	-165,9	-165,9	48,76	156,16	263,6	371,07	478,58	-1913,88
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$\mu_1 \cdot 10^{-4}$ ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-2309	-1170,9	-18,06	1161,3	2384,9	1161,26	-18,06	-1170,9	-2309
b/4	-2157	-1318,5	-469,1	401,32	1303,5	2248,86	743,78	-725,15	-2176
b/2	-1724	-1172,5	-614,13	-41,94	551,22	1172,78	1830,48	27,35	-1754
3b/4	-1006	-733,8	-457,78	-147,8	118,51	425,95	751,33	1098,7	-1032
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$\mu_{\alpha 1} \cdot 10^{-4}$ ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-2317	-1174,59	-17,21	1165,41	2390,28	1165,41	-17,21	-1174,67	-2318
b/4	-2138	-1301,95	-455,31	411,35	1308,30	2246,41	731,76	-748,42	-2211
b/2	-1687	-1143,08	-592,61	-28,96	554,67	1165,38	1810,53	-6,97	-1803
3b/4	-972,12	-707,18	-444,06	-138,59	120,27	418,31	733,45	1069,58	-1074
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$\mu_{\alpha 3} \cdot 10^{-4}$ ($3\theta = 0,306$ et $\alpha = 0,416$)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-1449	-807,70	-97,99	756,79	1850,47	756,79	97,36	-807,7	-1449,7
b/4	-1285	-875,13	-420,80	128,80	836,90	1783,86	529,77	-514,1	-1458,9
b/2	-989,1	-755,65	-496,39	-180,52	230,56	786,65	1552,9	71,2	-1269,9
3b/4	-565,13	-465,66	-354,61	-217,86	-37,27	210,81	557,71	1045,1	-815,80
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$\mu_{\alpha 5} \cdot 10^{-4}$ ($5\theta = 0,51$ et $\alpha = 0,416$)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-791,02	-508,25	-141,15	87,06	1395,40	430,1	-141,15	-508,25	-791,11
b/4	-639,15	-503,38	-324,99	-38,28	466,06	1364,5	318,16	-362,00	-889,43
b/2	-459,34	-407,95	-338,02	-216,38	14,14	448,65	1248,8	49,75	-875,91
3b/4	-252,89	-243,42	-229,41	-195,40	-120,24	36,57	349,77	932,79	-641,67
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$\mu_{\alpha 1 \text{ moy}}$ Pour $n=1$ ($\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

Y		0		b/4		b/2		3b/4	
Charges		μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}
CP		0	0,0008	0	0,0005	0	0,00025	0	0,0006
A(l)	1Vc	0,00950	0,1252	0,0539	0,117	0,0682	0,0968	0,0529	0,0717
	2Vc	0	0,00085	0	0,0004	0	0,00035	0	0,0005
Bc	1fil	0,024	0,0956	0,063	0,1205	0,074	0,113	0,0555	0,0771
	2fils	0	0,0656	0	0,0576	0	0,0506	0	0,0308
Mc120		0,0035	0	0	0,053	0	0,07	0,0085	0,048
D		0,0040	0	0	0,065	0	0,09	0,0096	0,057
Trottoirs		0,293	0	0,287	0	0,269	0	0,181	0

$\mu_{\alpha 3 \text{ moy}}$ Pour $n=3$ ($3\theta = 0,306$ et $\alpha = 0,416$)

Y		0		b/4		b/2		3b/4	
Charges		μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}
CP		0	0,00151	0	0,00144	0	0,0012	0	0,00382
A(l)	1Vc	0	0,087	0,041	0,0822	0,049	0,0683	0,0388	0,0442
	2Vc	0	0,00151	0	0,00144	0	0,0012	0	0,00382
Bc	1fil	0,0085	0,062	0,047	0,087	0,0525	0,0843	0,0395	0,0622
	2fils	0	0,0615	0,00047	0,00975	0	0,023	0	0,0232
Mc120		0,0008	0	0	0,0345	0	0,0525	0	0,04
D		0,001	0	0	0,0433	0	0,0641	0	0,05
Trottoirs		0,171	0	0,171	0	0,147	0	0,159	0

$\mu_{\alpha 5 \text{ moy}}$ • Pour $n=5$ ($5\theta = 0,102$ et $\alpha = 0,416$)

Y	0		b/4		b/2		3b/4		
Charges	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	
CP	0	0,0035	0	0,00429	0	0,00264	0	0,0020	
A(l)	1Vc	0	0,0608	0,027	0,0586	0,0331	0,0472	0,0215	0,0306
	2Vc	0	0,0035	0	0,00429	0	0,00264	0	0,002
Bc	1fil	0,0045	0,036	0,0305	0,0688	0,0034	0,0458	0,0271	0,0502
	2fils	0	0,05	0	0,1005	0	0,0225	0	0,0236
Mc120	0,008	0	0	0,0052	0	0,0548	0	0,0325	
D	0,015	0	0	0,0065	0	0,0710	0	0,0501	
Trottoirs	0,090	0	0,0845	0	0,225	0	0,213	0	

X-2- Calcul des moments (My) pour différents types de charges :**a) Moments positifs :****A-1 : Charge permanente CP :**Avec $x = c = d = L / 2$ $2b = 6,82\text{m}$ $P = 26,58 \text{ t / ml}$

$$My = \sum_{n=1}^5 \mu_{\alpha n} \cdot P_n \cdot b \cdot \sin \left(\frac{n \pi}{2} \right)$$

$$P_n = \frac{4 P}{n \pi} \cdot \sin^2 \left(\frac{n \pi}{2} \right)$$

$P_1 = 33,843 \text{ t.m / ml}$

$My_1 = 0,0923 \text{ t.m / ml}$

$My_1 = P_1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}}$

$\mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = 0,0008$

$P_3 = - 11,281 \text{ t.m / ml}$

$My_3 = 0,147 \text{ t.m / ml}$

$My_3 = P_3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}}$

$\mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = 0,00382$

$P_5 = 6,768 \text{ t.m / ml}$

$My_5 = 0,099 \text{ t.m / ml}$

$My_5 = P_1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}}$

$\mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = 0,00429$

$My = 0,338 \text{ t.m / ml}$

A-2 Surcharge A (I) :

Pour la charge A (I) $M_y > 0$ est max dans le cas d'une voie chargée (1VC)

$A(I) = 3,573 \text{ t/ml}$

$P1 = 4,54 \text{ t.m/ml}$ $My1 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha1moy}$ $\mu_{\alpha1moy} = 0,1252$
 $My1 = 1,942 \text{ t.m/ml}$

$P3 = - 1,516 \text{ t.m/ml}$ $My3 = P3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha3moy}$ $\mu_{\alpha3moy} = 0,087$
 $My3 = 0,449 \text{ t.m/ml}$

$P5 = 0,909 \text{ t.m/ml}$ $My5 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha5moy}$ $\mu_{\alpha5moy} = 0,00608$
 $My5 = 0,188 \text{ t.m/ml}$

$My = 2,579 \text{ t.m/ml}$

A-3 Surcharge militaire Mc120:

$$P_n = \frac{4P}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$$

$L = 33,5\text{m}$ $d = L/2$ $c = 3,05\text{m}$ $P = 18,03 \text{ t/ml}$ $b = 3,41$
 $P1 = 6,476 \text{ t.m/ml}$ $My1 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha1moy}$ $\mu_{\alpha1moy} = 0,07$
 $My1 = 1,546 \text{ t.m/ml}$

$P3 = - 5,789 \text{ t.m/ml}$ $My3 = P3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha3moy}$ $\mu_{\alpha3moy} = 0,0525$
 $My3 = 1,036 \text{ t.m/ml}$

$P5 = 4,546 \text{ t.m/ml}$ $My5 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha5moy}$ $\mu_{\alpha5moy} = 0,0548$
 $My5 = 0,849 \text{ t.m/ml}$

$My = (My1 + My3 + My5) \cdot \delta_{Mc120}$
 $My = 3,671 \text{ t.m/ml}$

A-4 Surcharge militaire D:

$$P_n = \frac{4P}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$$

$L = 33,5\text{m}$ $d = L/2$ $c = 9,3\text{m}$ $P = 12,9 \text{ t/ml}$ $b = 3,41$
 $\delta_D = 1,34066$
 $P1 = 12,579 \text{ t.m/ml}$ $My1 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha1moy}$ $\mu_{\alpha1moy} = 0,09$
 $My1 = 3,860 \text{ t.m/ml}$

$P3 = - 2,744 \text{ t.m/ml}$ $My3 = P3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha3moy}$ $\mu_{\alpha3moy} = 0,0641$
 $My3 = 0,6 \text{ t.m/ml}$

$P5 = - 3,084 \text{ t.m/ml}$ $My5 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha5moy}$ $\mu_{\alpha5moy} = 0,071$
 $My5 = - 0,746 \text{ t.m/ml}$

$My = 4,979 \text{ t.m/ml}$

A-5 Surcharge Bc:

$$P_n = \sum_{i=1}^6 \frac{2 P_i}{L} \cdot \sin \left(\frac{n \pi d_i}{L} \right)$$

On a déjà vu un exemple de calcul pour $n = 1$, dans le calcul des M_{xy}

$$M_y = b \mu_{\alpha n \text{ moy}} P_n \delta_{bc} bc \quad b = 3,41\text{m} \quad \delta_{bc} = 1,0734 \quad bc = 1,1$$

$$P_1 = 6,094 \text{ t.m /ml} \quad M_{y1} = P_1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = 0,07$$

$$M_{y1} = 1,717 \text{ t.m /ml}$$

$$P_3 = -0,236 \text{ t.m /ml} \quad M_{y3} = P_3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = 0,0525$$

$$M_{y3} = 0,0498 \text{ t.m /ml}$$

$$P_5 = 0,884 \text{ t.m /ml} \quad M_{y5} = P_5 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = 0,0548$$

$$M_{y5} = 0,195 \text{ t.m /ml}$$

$$M_y = 1,961 \text{ t.m /ml}$$

b)- Moments négatifs:**b-1 Surcharge A(l):**

$$P_1 = 4,54 \text{ t.m /ml} \quad M_{y1} = P_1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} \quad \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = -0,0682$$

$$M_{y1} = -1,055 \text{ t.m /ml}$$

$$P_3 = -1,516 \text{ t.m /ml} \quad M_{y3} = P_3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} \quad \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = -0,049$$

$$M_{y3} = -0,253 \text{ t.m /ml}$$

$$P_5 = 0,909 \text{ t.m /ml} \quad M_{y5} = P_5 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} \quad \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = -0,0331$$

$$M_{y5} = -0,102 \text{ t.m /ml}$$

$$M_y = -1,41 \text{ t.m /ml}$$

b-2 Surcharge Bc:

$$P_1 = 3,047 \text{ t.m /ml} \quad M_{y1} = P_1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = -0,074$$

$$M_{y1} = -0,907 \text{ t.m /ml}$$

$$P_3 = -0,118 \text{ t.m /ml} \quad M_{y3} = P_3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = -0,0525$$

$$M_{y3} = 0,025 \text{ t.m /ml}$$

$$P_5 = -0,442 \text{ t.m /ml} \quad M_{y5} = P_5 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} \delta_{bc} bc \quad \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = -0,0305$$

$$M_{y5} = 0,0542 \text{ t.m /ml}$$

$$M_y = -0,877 \text{ t.m /ml}$$

b - 3 Surcharge Mc120:

$$P1 = 6,476 \text{ t.m /ml}$$

$$My1 = -0,055 \text{ t.m /ml}$$

$$My1 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = -0,0085$$

$$P3 = -5,789 \text{ t.m /ml}$$

$$My3 = -0,0046 \text{ t.m /ml}$$

$$My3 = P3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = -0,0008$$

$$P5 = 4,546 \text{ t.m /ml}$$

$$My5 = -0,0363 \text{ t.m /ml}$$

$$My5 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = -0,008$$

$$My = -0,096 \text{ t.m /ml}$$

b-4 Surcharge D:

$$P1 = 12,579 \text{ t.m /ml}$$

$$My1 = -0,120 \text{ t.m /ml}$$

$$My1 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 1 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = -0,0096$$

$$P3 = -2,744 \text{ t.m /ml}$$

$$My3 = -0,0027 \text{ t.m /ml}$$

$$My3 = P3 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 3 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = -0,001$$

$$P5 = -3,084 \text{ t.m /ml}$$

$$My5 = -0,046 \text{ t.m /ml}$$

$$My5 = P1 \cdot b \cdot \mu_{\alpha 5 \text{ moy}}$$

$$\mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = -0,015$$

$$My = -0,168 \text{ t.m /ml}$$

b-5 Surcharge de trottoirs:

$My < 0$ max sera obtenu pour 2 trottoirs charges $p = 0,15 \text{ t /ml}^2$

$$P_n = 4P/n\pi$$

$$P1 = 0,515 \quad \mu_{\alpha 1 \text{ moy}} = -0,293$$

$$My1 = -0,514 \text{ t.m /ml}$$

$$P3 = 0,172 \quad \mu_{\alpha 3 \text{ moy}} = -0,171$$

$$My3 = -0,1003 \text{ t.m /ml}$$

$$P5 = 0,103 \quad \mu_{\alpha 5 \text{ moy}} = -0,225$$

$$My5 = -0,079 \text{ t.m /ml}$$

$$My = -0,693 \text{ t.m /ml}$$

Les tableaux transversaux M_y pour différents cas de charges:

Charges	CP	A(l)	Bc	Mc120	D	ST
Moments Max						
Moments > 0	0,338	2,579	1,961	3,671	4,979	/
Moments < 0	/	1,41	0,877	0,096	0,168	0,693

Les moments transversaux M_y max en ELU et en ELS en tenons compte des coefficients de pondération et des combinaisons :

	ELU	ELS
Moments > 0	CP + 1,35 D + ST 7,06 t.m ml	CP + D + ST 5,317 t.m /ml
Moments < 0	CP + 1,6 A(l) + St 2,949 t.m /ml	CP + 1,2 A(l) + ST 2,385 t.m /ml

CHAPITRE XI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Chapitre XI

ETUDE DE LA PRECONTRAINT

XI.1. Principe de béton précontraint :

Le principe de précontraint est de maintenir le béton toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées alors admissibles.

Le béton : matériau bien connu, obtenu par mélange de gravier, sable, ciment et eau a la propriété de faire prise et de durcir ; acquiert ainsi une résistance très élevée aux efforts de compression ; malheureusement, sa résistance aux efforts de traction reste assez faible.

C'est pourquoi le principe de précontraint est d'améliorer la résistance de béton à la traction, et on crée artificiellement une contrainte de compression préalable une précontrainte et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de fissurer, à la condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause. [2]

Les procédés de précontrainte sont maintenant extrêmement nombreux. Ils reviennent à peu près tous à utiliser des câbles d'acier à très haute résistance que l'on place sous gaine dans les coffrages avant bétonnage ; lorsque le béton a fait sa prise et suffisamment durci, on exerce sur ces câbles restés libres à l'intérieur de leur gaine, une très forte traction sur chacune de leurs extrémités à l'aide de vérins spéciaux prenant appui sur le béton ; quand leur mise en tension est ainsi réalisée des dispositifs d'ancrage placés aux extrémités permettent de bloquer ces câbles et de les maintenir ainsi en tension ; par réaction toute la zone de béton comprise entre les ancrages se trouve ainsi comprimée.

Divers dispositifs de mise en tension et d'ancrage existent.

XI.2. Choix de la précontrainte :

On prend des câbles 12T15 de 1680mm² de section ;

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

$$f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$$

$$f_{peg} = 1570 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = \min(1416;1413) = 1413 \text{ Mpa}$$

$$P_0 = 1413 * 1680 * 10^{-6} = 2,37 \text{ MN}$$

- Entre axe minimale entre gaine : 18,5 cm
- Entre axe minimale entre encrage : 38 cm
- Entre axe au bord : 23 cm
- Diamètre de la gaine $\varnothing_{ext} = 88\text{mm}$
- Coefficient de frottement en courbe : $f = 0,18$
- Coefficient de frottement en alignement droit : 0,0016
- Glissement total d'ancrage : $g = 6\text{mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_p = 190000\text{Mpa}$

XI.3. Equation du câble moyen :

Approche pratique :

Pour la travée de rive :

Domaine I :

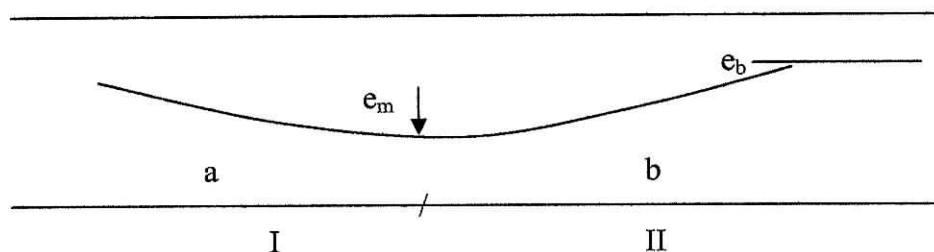
$$e(x) = e_m \left[1 - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

$$e(x) = -(9.77 \cdot 10^{-3}) \cdot x^2 + 0.6576$$

Domaine II :

$$e(x) = 2(e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^3 - 3(e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^2 + e_m$$

$$e(x) = (1.52 \cdot 10^{-3} \cdot x^3) - (26.92 \cdot (10^{-3}) \cdot x^2) + 0.6576$$



Pour travée intermédiaire :

Domaine I :

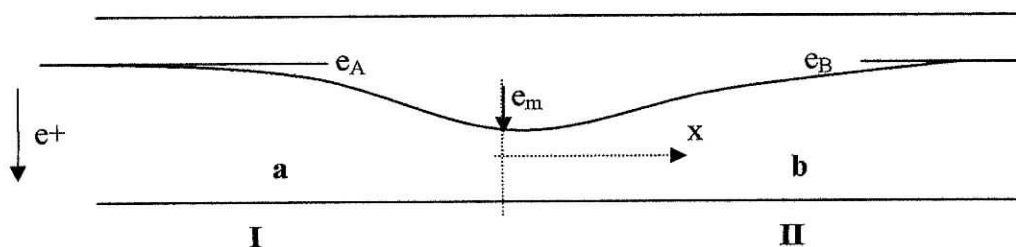
$$e(x) = -2(e_m - e_A) \left(\frac{x}{a} \right)^3 - 3(e_m - e_A) \left(\frac{x}{a} \right)^2 + e_m$$

$$e(x) = -0.00073 \cdot x^3 - 0.0165 \cdot x^2 + 0.657$$

Domaine II :

$$e(x) = 2(e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^3 - 3(e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^2 + e_m$$

$$e(x) = (0.0004 \cdot x^3) - (0.01104 \cdot x^2) + 0.657$$



$$e(x) = 2(e_m - e_b)\left(\frac{x}{a}\right)^3 - 3(e_m - e_b)\left(\frac{x}{a}\right)^2 + e_m$$

$$e_m = -(v^2 - d) = 0.6576\text{m}$$

$$e_b = -(v - d) = -0.5924\text{m}$$

$$\text{On à } e''(x) = 6(e_m - e_b)(1/a^2)((2x-1)/a) = 0$$

$$\text{Donc } x = (a/2) \quad \text{et } b = (a/2)$$

$$A + b = 33.5 \quad \rightarrow \quad a = 22.333 \text{ m}$$

$$E(x) = 2.254 * 10^{-4} X^3 - 75.20 * 10^{-4} X^2 + 0.6576 \text{ (m)}$$

Le tableau suivant donne l'excentricité $e(x)$ pour la travée centrale :

X(m)	4	8	12	15.075	16	20	24	28	32	33.5
E(x)	0.552	0.292	-0.035	-0.280	-0.345	-0.550	-0.563	-0.298	0.330	0.677

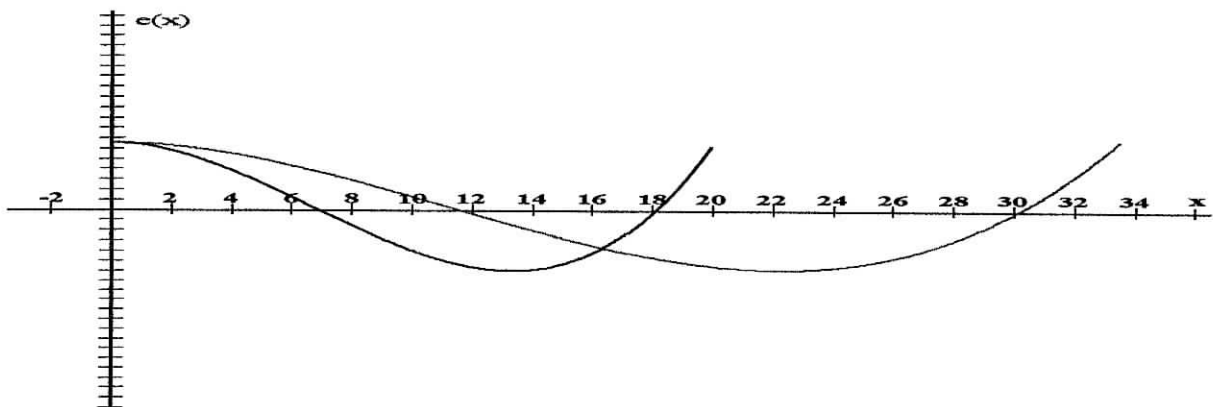
Pour la travée de rive on à :

$$E(x) = 1.054 * 10^{-3} X^3 - 21.094 * 10^{-3} X^2 + 0.6576$$

Le tableau suivant donne l'excentricité $e(x)$ pour la travée de rive:

X(m)	2	4	6	8	8.2	10	12	16	18	20
E(x)	0.582	0.387	0.126	-	-	-0.397	-0.558	-0.425	-0.03	0.652
				0.152	0.179					

Graphes $E(x)$ pour les deux travées (de rive et centrale) :



XI.4. Calcul du nombre total de câbles:

Le nombre total des câbles sera estimé à partir du moment max sur appui $N^{\circ} = 1$ qui est dû aux charges permanentes, plus surcharges qui donnent $M = -3308,96$ t.m et l'éventuel tassement d'appuis (le moment min sur appui 1 sera obtenu lorsque les appuis (0) et (2) tassent à la fois)

$$M = -136,503 \text{ t.m.}$$

$$P \left(\frac{1}{s} + \frac{ev'}{I} \right) - \frac{M_{0\max} \times v'}{I} \geq 0$$

$$e = v' - d = 0,6576 \text{ m} \quad \text{tel que } d = 10 \text{ cm}$$

$$v' = 0,7576 \text{ m}$$

$$S = 9,1475 \text{ m}^2$$

$$I = 1,4 \text{ m}^4$$

On estime les pertes à 25% (15% pertes instantanées et 10% pertes différées).

Le nombre des câbles est calculé par la formule suivante : $n = \frac{P}{0,75P_0}$

$$\text{On a } M_{0\max} = 3445,463 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } p = 4008,14 \text{ t}$$

$$\text{On trouve } \boxed{N = 23 \text{ câbles}}$$

XI.5. Evaluation des pertes de précontrainte :

Certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur le béton armé, interviennent de façon considérable, tels que les frottements à la mise en tension des câbles, le recul de l'ouvrage, la non simultanéité de mise en tension des câbles, le retrait du béton, la relaxation des aciers et enfin le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont du type différé ; c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois.

XI.5.1. Les pertes instantanées :

Les pertes instantanées sont les frottements dans un temps relativement court au moment de la mise en tension.

a) Pertes par frottements :

Les pertes par frottement sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine, lors de la mise en tension.

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

$$\theta(x) = e(x)$$

$$\alpha(x) = |\theta(x) - \theta(0)|$$

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$$

$$\varphi = 0.0016 \text{ m}^{-1}$$

$$\sigma_{p0} = 14130 \text{ t/m}^2$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Section	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
α (rd)	0	0,1326	0,5306	0,6034	0,8524
$\sigma_p(x)$	14130	13618,1	12444	12407	11568
$\Delta\sigma$	0	511,9	1686	1723	2562
Pertes %	0	3,6	11,9	12,2	18,1

Remarque :

Le pourcentage des pertes le plus élevé est celui de la section (L2) qui est de 18,1%, en générale pour les poutres continues, le frottement peut provoquer une perte notable, dépassant quelque fois 15 à 20% de la tension à l'extrémité. Donc on n'a pas à craindre de réaliser l'ouvrage par travée en ce qui concerne les pertes par frottement.

b) Pertes par recule d'ancrage :

Les pertes par recule d'ancrage sont celles apparues lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin, est reportée directement sur le béton par l'ancrage.

$$\lambda = -\frac{1}{\psi} \ln\left(1 - \sqrt{\frac{gE_p\psi}{\sigma_{p0}}}\right)$$

$$\psi = \frac{f\alpha(l)}{l} + \varphi$$

Les valeurs des paramètres intervenant dans la formule sont :

$$g = 6\text{mm} \quad E_p = 190000 \text{ MPa} \quad f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$$

$$\Delta \sigma_g \text{ about} = \sigma_{p0} (1 - e^{-2\psi\lambda})$$

$$\Delta \sigma_g \text{ travée} = \sigma_{p0} e^{-\psi x} \left[1 - e^{\psi(x-2\lambda)} \right]$$

Tableau des valeurs correspondantes :

Section	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
$\Delta\sigma$	319,25	20,98	/	/	/
Pertes %	2,26	0,15	/	/	/

c) Pertes par raccourcissements instantanés du béton :

Dans un même élément, plusieurs armatures sont tendues successivement ; le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et par conséquent une dimension de leur force de traction une fois que les armatures sont relâchées.

$$\Delta \sigma_{rac} = \frac{(n-1)}{2n} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b0} = P \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right) - \frac{M_{oss}}{I} \times e$$

σ_{b0} : contraintes de compression du béton au niveau du centre de gravité des câbles sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes.

M_{oss} : moment fléchissant du au poids propre de l'ossature.

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ Mpa} \quad E_b = 359813,3 \text{ bars} \quad e = 0,6576 \text{ m}$$

$$P = 4008,14 \text{ t} \quad S = 9,1475 \text{ m}^2 \quad I = 1,4 \text{ m}^4.$$

Tableau des pertes par raccourcissements instantanés du béton :

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
M_{oss}	0	18,20	- 2147,84	1156,93	- 2147,84
σ_{b0}	167,62	166,76	267,65	213,31	267,65
$\Delta \sigma_{rb}$	442,56	440,26	706,61	563,14	706,61
$\Delta \sigma_{rb} \%$	3,13	3,11	5,00	3,98	5,00

Tableau récapitulatif des pertes instantanées :

$$\Delta \sigma_{tot} = \Delta \sigma_{frot} + \Delta \sigma_{rec} + \Delta \sigma_{rb}$$

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
$\Delta \sigma_{frot} \%$	0	3,6	11,9	12,2	18,1
$\Delta \sigma_g \%$	2,26	0,15	/	/	/
$\Delta \sigma_{rb} \%$	3,13	3,11	5	3,98	5
%	5,39	6,86	15,9	16,18	23,1

XI.5.2 Pertes différées :

Elle se produisent sur un temps plus ou moins long, elle proviennent de l'évolution des actions permanentes.

a) Pertes dues au retrait :

Elles sont dues à l'évaporation de l'eau dès le durcissement du béton, et cela entraîne une diminution du volume du béton ; il résulte du retrait une chute de tension.

$$\Delta \sigma_{ret} = \varepsilon_r \times E_p \times r(t)$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

$$r_m = \frac{2 S}{P}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_0 \times \kappa_s$$

$$\kappa_s = \frac{1}{1 + 20 \rho_s}$$

$$\rho_s = \frac{A}{B} = 0.5 \%$$

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_h) \left[6 + \frac{80}{(10 + 3 r_m)} \right] \times 10^{-6}$$

P : périmètre de la section.

r_m : le rayon moyen de la section où se développe le retrait.

T : le nombre de jour.

E_p : $1,9 \cdot 10^5$

ε_r : $1,11 \cdot 10^{-4}$ (valeur finale de retrait)

$r_m = 0,924$ m

à 3 jours $r(t_0) = 0,265$ $\sigma_{p0} = 14130$ t/m²

Tableau récapitulatif donnant le % de perte due au retrait :

(On suppose la 1^{ère} mise en tension à 3 jours)

Nombre de jour	7 jours	28 jours	∞ jours
R(t)	0,457	0,771	1
$\Delta \sigma_{ret}$	4,05	10,67	15,5
$\Delta \sigma_{ret} \%$	0,02	0,075	0,109

b) Pertes dues à la relaxation des armatures :

La relaxation des armatures est un phénomène de diminution dans le temps de la tension des armatures.

$$\Delta \sigma_{rel} = 0.06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi}(x)$$

avec :

$$\mu = \mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} = \frac{\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}}{f_{prg}}$$

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\mu_0 = 0,43 \text{ pour des torons a TBR} \quad f_{prg} = 1850 \text{ N/mm}^2$$

Tableau des pertes par relaxation des armatures :

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
$\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}$	1336,84	1316,07	1188,4	1184,37	1086,60
M	0,722	0,711	0,642	0,64	0,587
$\Delta \sigma_{rel}$	58,55	55,47	37,79	37,30	25,60
$\Delta \sigma_{rel} \%$	4,14	3,92	2,67	2,64	1,81

C Pertes par fluage :

C'est un phénomène de raccourcissement progressif du béton sous charge fixe indéfiniment appliquée. Il est lié à l'émigration de l'eau dans le béton.

Ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_f = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b1}} \times E_p \times f(t-t_1) \times k_f$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{b0} = P \left(\frac{1}{s} + \frac{e^2}{I} \right) - \frac{M_{oss}}{I} \times e$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5$$

$$E_{b28} = 3.6 \times 10^4$$

$$Kf1 = 1,40 \quad f(t-t_1) = 0,51$$

$$\Delta \sigma_f = 3,8 \sigma_{b0}$$

Tableau des pertes par fluage :

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
σ_{b0}	167,62	166,77	267,65	213,31	267,65
$\Delta \sigma_f$	631,50	633,71	1017,08	810,58	1017,08
$\Delta \sigma_f \%$	0,44	0,44	0,72	0,57	0,72

Tableau récapitulatif des pertes différées:

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{fl}} + (5/6) \Delta \sigma_{\text{ret}}$$

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
$\Delta \sigma_{\text{diff}}\%$	3,96	3,78	3,02	2,84	2,29

XI.5.3. Tableau récapitulatif des pertes totales :

Sections	0 L1	0.41 L1	L1	0.45 L2	L2
$\Delta \sigma_{\text{inst}}\%$	5,39	6,86	15,90	16,18	23,10
$\Delta \sigma_{\text{diff}}\%$	3,96	3,78	3,02	2,84	2,29
$\Delta \sigma_{\text{tot}}\%$	9,35	10,64	18,92	19,03	25,40

XI.5.4. Valeur caractéristique de la précontrainte à la mise en tension :

Valeur non cumulé	Tension moyenne	Tension caractéristique maximale en (bars)	Tension caractéristique minimale en (bars)
Mise en tension σ_{p0}	14130	. 1,02 = 14412,60	. 0,98 = 13847,40
Perte instantanée	-1503,43	. 0,8 = - 1202,74	. 1,2 = - 1804,12
Perte finale à la mise en tension	12626,57	13209,86	12043,28

VERIFICATION DES
CONTRAINTES

CHAPITRE XII

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Chapitre XII

VERIFICATION DES CONTRAINTES

XII.1- VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

Nous vérifions que les contraintes engendrées par l'effort de précontrainte et le chargement extérieur sont toujours inférieures aux contraintes admissibles en traction et en compression et toutes les vérifications seront faites dans la section médiane, qui est la section la plus sollicitée.

Hypothèse de calcul :

- Les contraintes dans les matériaux restent proportionnelles aux déformations.
- Les sections droites restent planes.
- Les armatures passives et actives ne subissent aucun glissement relatif par rapport au béton.
- En section fissurée, le béton tendu résiste à la traction.

XII.2- Calcul de contraintes normales :

Le calcul se fait en flexion composée :

$$\sigma (y) = \frac{P}{B} \pm (P \cdot ep + M) \times \frac{y}{I}$$

Contraintes maximales du béton (de compression) dans les fibres extrêmes :

Fibre inférieure : $\overline{\sigma}_{ci}$

Fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{cs}$

Contraintes maximales sur les armatures (de traction) dans les fibres extrêmes :

Fibre inférieure : $\overline{\sigma}_{si}$

Fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{ss}$

Vue la variation des charges d'exploitations et des charges permanentes, on est conduit à considérer dans chaque situation pour la précontrainte, une valeur caractéristique max (p1) et min (p2).

$$P_1 = (1,02 \cdot \sigma_{p0} - 0,8 \Delta \sigma_p) \cdot A_p$$

$$P_2 = (0,98 \sigma_{p0} - 1,2 \cdot \Delta \sigma_p) \cdot A_p$$

Avec : σ_{p0} : contrainte à l'origine.

$$\Delta \sigma_p = \Delta \sigma_{inst} + \Delta \sigma_{diff}$$

Toutes les vérifications se feront pour le câble moyen.

Les vérifications à faire sont :

1) En construction :

$$\sigma_c(v') = \frac{P}{B} - (P \times ep + M_m) \times \frac{V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\sigma_t(v) = \frac{P}{B} + (P \times ep + M_m) \times \frac{V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

2) En service :

$$\sigma_t(v') = \frac{P}{B} - (P \times ep + M_M) \times \frac{V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{tt}$$

$$\sigma_c(v) = \frac{P}{B} + (P \times ep + M_M) \times \frac{V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs}$$

Contraintes limites Inf et Sup en phase de construction :

Le calcul des contraintes normales se fait en classe II sur la section fissurée ; on distingue pour cela deux phases de construction :

- La première est la phase de construction à sept jours, où la section prise en compte est la section nette B_n définie comme étant la section brute moins les évidements.
- La seconde est la phase de construction à 28 jours ; on utilise la section homogène B_h , définie comme étant la section nette majorée de n fois la section des armatures.

Vérification à sept jours :

A sept jours, on tire les câbles à 60% ; soit $0,6 \cdot 23 = 14$ câbles

On tire les quatorze câbles à sept jours

$$\bar{\sigma}_j = 0,685 \times 350 \cdot \log_{10}(8) = 216,52 \text{ bars}$$

$$\sigma_j = 6 + 0,06 \bar{\sigma}_j = 18,99 \text{ bars}$$

En phase de construction : $\bar{\sigma}_c = \frac{\bar{\sigma}_j}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\sigma}_t = 1,8 \sigma_j$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{216,52}{1,5} = 144,35 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_t = 1,8 \times 19 = 34,2 \text{ bars}$$

En service : $\bar{\sigma}_c = \frac{\bar{\sigma}_j}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1,8$

$$\bar{\sigma}_t = 1,6 \sigma_j$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{350}{1,8} = 194,44 \text{ bars}$$

$t \rightarrow \infty$

$$\bar{\sigma}_t = 1,6 \times 27 = 43,2 \text{ bars}$$

Vérification à vingt et un jours :

A vingt huit jours, on tire les câbles à 100% ; soit 23 câbles

On tire les vingt et quatre câbles à vingt et huit jours

$$\bar{\sigma}_j = 350 \text{ bars}$$

$$\sigma_j = 6 + 0,06 \bar{\sigma}_j = 27 \text{ bars}$$

En phase de construction : $\bar{\sigma}_c = \frac{\bar{\sigma}_j}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\sigma}_t = 1,8 \sigma_j$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{350}{1,5} = 233,33 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_t = 1,8 \times 27 = 48,6 \text{ bars}$$

Effet de la précontrainte max :

- **A sept jours :**

$$S(\text{câbles}) = 23 \cdot 16,8 = 386,4 \text{ cm}^2$$

$$B_n = 91475 - 386,4 = 91088,6 \text{ cm}^2$$

Fibre sup :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{13209,86 \times (16,8 \times 14)}{91088,6} \cdot \left(1 + \frac{0,185}{0,34 \times 0,7576}\right) = 58,61 \text{ bars}$$

$$58,61 < 144,35 \text{ bars}$$

Fibre inf :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{13209,86 \times (16,8 \times 14)}{91088,6} \cdot \left(1 - \frac{0,185}{0,34 \times 0,5924}\right) = 2,81 \text{ bars}$$

$$2,8 > -34,182 \text{ bars}$$

- **A vingt et huit jours :**

Fibre sup :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{13209,86 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 + \frac{0,185}{0,34 \times 0,7576}\right) = 91,651 \text{ bars}$$

$$91,65 < 233,33 \text{ bars}$$

Fibre inf :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{13209,86 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 - \frac{0,185}{0,34 \times 0,5924}\right) = 16,33 \text{ bars}$$

$$16,33 > -48,6 \text{ bars}$$

Effet de la précontrainte min :

- A sept jours :

Fibre sup :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{12043,28 \times (16,8 \times 14)}{91088,6} \cdot \left(1 + \frac{0,185}{0,34 \times 0,7576}\right) = 53,43 \text{ bars}$$

$$53,43 < 144,35 \text{ bars}$$

Fibre inf :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{12043,28 \times (16,8 \times 14)}{91088,6} \cdot \left(1 - \frac{0,185}{0,34 \times 0,5924}\right) = 2,53 \text{ bars}$$

$$2,53 > -34,182 \text{ bars}$$

- A vingt et huit jours :

Fibre sup :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{12043,28 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 + \frac{0,185}{0,34 \times 0,7576}\right) = 87,41 \text{ bars}$$

$$87,41 < 233,33 \text{ bars}$$

Fibre inf :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{12043,28 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 - \frac{0,185}{0,34 \times 0,5924}\right) = 7,12 \text{ bars}$$

$$7,12 > -48,6 \text{ bars}$$

Ouvrage en service :

Fibre sup :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{21135,77 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 + \frac{0,185}{0,34 \times 0,7576}\right) = 153,40 \text{ bars}$$

$$153,40 < 233,33 \text{ bars}$$

Fibre inf :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{21135,77 \times (16,8 \times 23)}{91475} \cdot \left(1 - \frac{0,185}{0,34 \times 0,5924}\right) = 12,50 \text{ bars}$$

$$12,5 > -48,6 \text{ bars}$$

CHAPITRE XIII

JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT ULTIME :

Notions utilisées :

M : moment fléchissant vis-à-vis de l'état ultime ;

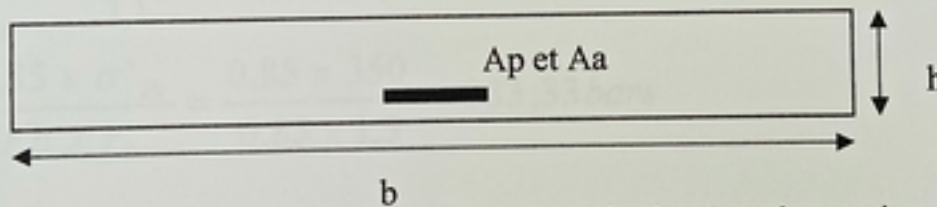
Pris par rapport au centre de gravité des armatures de précontraintes, il s'agit en fait du moment de flexion simple développé par les actions dites extérieures (autre que la précontrainte) au quel on ajoute s'il y a bien le moment hyperstatique dû à la précontrainte caractéristique.

P : la précontrainte caractéristique (p_1 ou p_2) supposé être le seul effort normale agissant sur la section.

Fb et Fa les efforts normaux en valeurs absolues s'exerçant sur le béton comprimé les armatures passives.

P : surtension des armatures de précontrainte (en valeurs absolues) compté à partir de la précontrainte caractéristique considérée.

Z : distance du point de passage de l'effort Fb au centre de gravité des armatures, on suppose ici à confondre le centre de gravité des armatures de précontrainte et armatures passives tendues. [4]



Dans les conditions qui viennent d'être exposées les équations qui expriment l'équilibre de la section sont :

$$M = F_b \cdot Z \quad \text{et} \quad 1,2 P = F_b - F_a - \Delta P$$

Hypothèse et simplification admises :

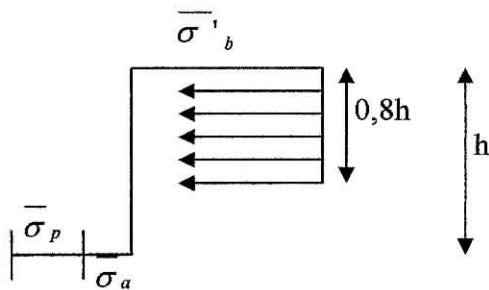
Pour le béton on adopte le diagramme rectangulaire simplifié, valable dans la mesure où le diagramme des déformations se situe dans l'un des domaines 1 ou 2 (section partiellement comprimée) moyennant ces hypothèses d'état limite qui est obtenue lorsque la contrainte des aciers est égale à la contrainte de calcul correspondant à la partie parallèle à l'axe de déformation. [4]

- Pour les armatures de précontraintes :

$$\bar{\sigma}_p = \min\left(\frac{1,1Tg}{1,25}, \frac{0,95Rg}{1,25}\right)$$

$$Rg = \frac{14130}{0,8} = 17662,5$$

$$\bar{\sigma}_p = \min\left(\frac{1,1 \times 14130}{1,25}, \frac{0,95 \times 17662,5}{1,25}\right) = 12434,4 \text{ bars}$$



Armatures passives :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{\sigma_p}{\gamma_a} = \frac{3589}{1,1} = 3262,75 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{0,85 \times \sigma'_{28}}{Kb \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 350}{0,85 \times 1,5} = 233,33 \text{ bars}$$

Ce qui donne $Z = h - 0,4 \cdot Y$ $Fb = 0,8 Y b \sigma'_b$ $\Delta P = A_p \times \bar{\sigma}_p - P$

$$1,2 P = 0,8 \times Y \times b \times \bar{\sigma}'_b - Aa \times \bar{\sigma}_a - Ap \times \bar{\sigma}_p + P$$

$$\frac{0,8 \times Y}{h} = \frac{0,2P + Aa \times \bar{\sigma}_a + Ap \times \bar{\sigma}_p}{h \times b \times \sigma'_b} = \bar{W}_{mec} \text{ (\% mécanique)}$$

Et le moment ultime admissible correspondant calculé par rapport au centre de gravité des armatures est :

$$\bar{M}_{ul} = b \cdot h^2 \cdot \sigma'_b \times \bar{W}_{mec} \times \left(1 - \frac{\bar{W}_{mec}}{2}\right)$$

La justification à faire se traduit par $M \leq \bar{M}_{ul}$

1- Calcul de M :

Moment l'hyperstatique sur l'appui (2) sous la précontrainte caractéristique minimale :

$$\sigma_{p1} = 0,98 \times \sigma_{p0} - 1,2 \times \Delta \sigma_{pi}(x)$$

Comme dans cette section on a approximativement 20% de perte.

$$\sigma_{p1} + 0,98 \times 14130 - 0,2 \times 14130 \times 1,2 = 10456,2 \text{ bars}$$

$$M_{hyp} = 0,0017 \cdot 10456,2 \cdot 23 \cdot 16,8 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} = 6,18 \text{ t.m}$$

$$M = 1,2 (-3308,96 + 6,18) = -3963,34 \text{ t.m}$$

$$\boxed{M = -3963,34 \text{ t.m}}$$

a) La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyen doit être de 2 à 3 cm²/ml de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction sans être inférieure à 0,1 % de la section du béton dans notre cas p = 18,4 m

$$A_a \geq \max(3 \cdot 18,4; 0,1 \cdot 0,01 \cdot 91475) = 91,475 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a \geq 19$ barres de Ø 25 (HA)

b) Acier de reprise des tractions du béton dans les zones tendues, il y a lieu de répartir à proximité des parements les plus tendus, une section d'armatures passives longitudinales égale à la somme des deux termes.

○ 0,1 % de l'aire de la partie de béton tendue.

○ Le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu (supposé non fissuré) sous la sollicitation la plus défavorable par rapport à la limite élastique σ_e de ces armatures. [7]

$$x = 1,3 \times \left(\frac{12,5}{12,5 + 153,4} \right) \approx 10 \text{ cm}$$

$$A = \frac{0,1}{100} \times 7000 + \frac{7000 \times 2,1}{400} \approx 44 \text{ cm}^2$$

Soit 9 + 19 = 28 barres Ø 25

Soit 28HA25

Donc nous avons 19HA25 pour les armatures de peau et 28 HA25 pour reprendre les tractions.

$$b = 700 \text{ cm}$$

$$h = 121,5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = 3262,75 \text{ bars}$$

$$\sigma'_p = 12434,4 \text{ bars}$$

$$\sigma'_b = 233,33 \text{ bars}$$

$$\overline{W}_{mec} = \frac{0,2P + A_a \times \overline{\sigma}_a + A_p \times \overline{\sigma}_p}{h \times b \times \sigma'_b}$$

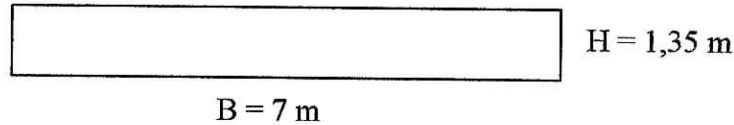
$$\overline{W}_{mec} = \frac{0,2 \times 10456,2 \times 10^{-3} \times 23 \times 16,8 + 134 \times 3262,75 + 16,8 \times 23 \times 12434,4}{700 \times 121,5 \times 233,3} = 0,26$$

$$\overline{M}_{ul} = 700 \times 121,5^2 \times 233,33 \times 0,26 \times \left(1 - \frac{0,26}{2} \right) \times 10^{-5} = 5453,98 \text{ t.m}$$

On a bien $M \leq \overline{M}_{ul}$, donc la sécurité est bien assurée vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU)

Etude de l'effort tranchant :

A partir de l'effort tranchant on calcul l'effort tranchant réduit, à partir des efforts réduits on calcul les contraintes de cisaillements verticales en prenant en compte la section brute du béton et on admettant un comportement élastique de celui-ci.



Il est rappelé que les sollicitations de calcul à considérées sont uniquement les sollicitations ultimes.

$$V_u = 1,2(1,1V_{L1} + 0,9V_{L2} + V(p_1) \text{ ou } V(p_2) + \gamma_{Qc} \times V_c)$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times V_{red.u}}{1,3}$$

Sollicitation max et précontrainte min :

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \Delta \sigma_{p0}(x) \times P_0 \quad \text{avec } j > 28 \text{ jours}$$

$$P_2 = 0,98 \cdot 237 - 1,2 \cdot 0,2 \cdot 237 = 175,38 \text{ t}$$

$$1,1 V_{L1} + \gamma_{Qc} V_c = 89,632 \text{ t}$$

$$V_{(p1)} = -0,000051 \cdot 175,38 \cdot 23 = -0,204 \text{ t}$$

$$V_{red.u} = (89,632 - \frac{0,204}{7}) \times 1,2 = 107,523$$

$$\tau_u = 1240,655 \text{ bars}$$

Justification d'armatures transversales :

Le pourcentage d'armature transversal est tel que :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 t} \right) \geq \frac{1}{\sigma_c} \left[\tau_u \operatorname{tg}(\beta_u) - 0,47 \sqrt{\sigma'_j} \right] \quad \text{Contraintes exprimées en bars}$$

Valable lorsque les contraintes sont susceptibles de changer de signe c'est le cas fréquent en BP.

$$\sigma'_x = \frac{P}{B_{brute}} = \frac{23 \times 175,38}{91475} = 44,09 \text{ bars}$$

$$\operatorname{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma'_x} = \frac{2 \times 12,40}{44,09} \Rightarrow \beta_u = 29^\circ,35$$

$$\left(\frac{A_t}{b_0 t} \right) \geq \frac{1}{3589} (12,4 \operatorname{tg}(29,35) - 0,47 \sqrt{350}) = -1,82$$

Pas d'armatures d'effort tranchant nécessaire donc il faut prévoir un minimum d'armature c'est à dire sur :

$$0,5 ht \frac{A_t}{b_0 t} \sigma_e \geq 10 \text{ bars}$$

$$\text{Sur le reste de la dalle } \frac{A_t}{b_0 t} \sigma_e \geq 1 \text{ bars}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} 0,5 ht \frac{At}{St} \geq \left[\frac{10^5}{3589} \right] = 27,86 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \frac{At}{St} \geq \frac{10^4}{3589} = 2,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Justification du béton comprimé :

Au plus on doit avoir

$$\frac{2\tau_u}{\sin(2\beta_u)} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5} = \frac{350}{2,5} = 140 \text{ bars}$$

$$\frac{2\tau_u}{\sin(2\beta_u)} = \frac{2 \times 12,4}{\sin(2 \times 29,35)} = 29,04 \text{ bars} < 140 \text{ bars}$$

Vérifiée

Détermination des armatures (zone d'about) :

Effet de surface : diffusion perpendiculaire à la verticale

$$F_{cj} = 35 \text{ MPa} \quad F_{tj} = 2,7 \text{ MPa} \quad \text{aciers passif} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \emptyset_{\text{gaine}} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,04 \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_s}$$

F_{j0} : maximum de toutes ces forces en considérons un pourcentage de perte instantané de 10 %.

$$\text{Max}(F_{j0}) = 237 \cdot 1,02 \cdot -0,8 \cdot 0,1 \cdot 237 = 2227,8 \text{ t}$$

$$A_s = 0,04 \frac{2227,8 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 4000} = 33,417 \text{ cm}^2$$

Soit 22 HA 14

Effort d'éclatement :**Contraintes de traction :**

$$\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a}{dj}\right) \times \frac{F_{j0}}{e' \times dj} \leq 1,25 F_{tj}$$

$$\sigma'_{tj} = 216,51 \text{ bars}$$

$$\sigma_{tj} = 19 \text{ bars}$$

$$\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{28,5}{35,5}\right) \times \left(\frac{222,78 \times 10}{7 \times 35,5}\right) \times 10^3 = 8,84 < 23,73 \text{ bars}$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \times dj} = \frac{(222,78 \times 14) \times 10^3}{700 \times 35,5} = 89,64 \text{ bars} < \frac{2}{3} F_{cj} = 144,34 \text{ bars}$$

Fretage d'éclatement :

La résultante des contraintes d'éclatement est donné par :

$$R_j = 0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{dj}\right) F_{j0}$$

Pour chaque niveau d'ancrage j on calcule une section d'aciers d'éclatement.

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times \sigma_{s.lim}} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{dj}\right)}{K_j \times \sigma_{s.lim}}$$

$K_j = 1$ pour les niveaux d'ancrage (niveau externe)

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max(A_{ej}) \\ 0,15 \max \left(\frac{F_{j0}}{\sigma_{s.lim}} \right) \end{array} \right.$$

A_{e1} : 10 câbles :

$$A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{28,5}{35,5}\right) \times (10 \times 222,78) \times 10^3}{1 \times \frac{2}{3} \times 4000} = 41,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{28,5}{35,5}\right) \times (23 \times 222,78) \times 10^3}{1 \times \frac{2}{3} \times 4000} = 94,72 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \max \begin{cases} 94,72 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \times \frac{222,78 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 4000} = 12,53 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 94,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 62 HA 14}$$

Cette section A_e à disposer sur une longueur égale $\max(d_j) = 35,5 \text{ cm}$.

Ferraillage de la dalle :

En plus de la précontrainte il y a lieu de prévoir un ferraillage longitudinal pour reprise conventionnelle des tractions du béton et un ferraillage transversal.

1) Ferraillage longitudinal :

On rappelle que le ferraillage longitudinal pour reprise conventionnelle des tractions à déjà été calculé et on a trouvé $A_a = 135 \text{ cm}^2$ soit 28 barres HA 25 qu'il faut répartir sur les zones tendues.

Cette quantité concerne en réalité l'appui (1) mais par simplification on prendra la même quantité d'aciers pour les autres sections que ce soit en appui ou en travée.

2) Ferraillage transversal :

Effet de la déformation du béton (coefficient de poisson) lorsque il est pris vis-à-vis des états limites d'utilisation dans toutes les directions de justification, une justification en genre I ou II, on considère que les moments fléchissant dus aux charges extérieures et à la précontrainte à prendre en compte la résultante des moments déterminés en supposant nul le coefficient de poisson et qu'il sont la somme :

- Des moments ainsi déterminés, appliqués sur la section perpendiculaire multipliés par le coefficient de poisson fixé par ($\nu = 0,2$).

Dans notre cas les moments transversaux dus aux surcharges sont données par :

$$\text{En ELS : } \begin{cases} My^{(+)} = +5,317 \text{ tm/ml} \\ My^{(-)} = -2,385 \text{ tm/ml} \end{cases}$$

A ces moments on ajoute les moments dus à la précontrainte :

$$M_p = \frac{M_{\text{pré}}}{L1} \times \nu$$

M_p : moment total du à la précontrainte.

P1 est obtenu après perte en service soit 16%

$$P1 = (237 \cdot 1,02 - 0,16 \cdot 0,8 \cdot 237) \cdot 23 = 4862,3 \text{ t}$$

$$M_p = 0,0017 \cdot 4862,3 + 0,4924 \cdot 4862,3 = 2402,45 \text{ t.m}$$

$$My^{(+)}_{\text{préc}} = \frac{2402,45 \times 0,2}{33,5} = 14,34 \text{ t.m/ml}$$

$$My_{\text{total}} = 5,317 + 14,343 = 19,66 \text{ t.m/ml}$$

$$\boxed{My^{(+)} = 19,66 \text{ t.m/ml}}$$

Section en travée:

$$M(x) = M_{i+1} (x / L_i) + M_i (1 - (x / L_i))$$

$$M(x) = -0,0017 \cdot 0,45 P1 = -0,00085 P1$$

$$P1 = 23 \cdot (1,02 \cdot 2,37 - 0,0686 \cdot 2,37) = 5186,08 \text{ t}$$

$$M_p = -0,00085 \cdot 5186,08 = -4,41 \text{ t.m}$$

$$M_{y_p} = -\frac{3414,25}{33,5} \times 0,2 = -20,38 \text{ t.m / ml}$$

$$M_{y_{\text{total}}} = -20,38 - 2,385 = -22,76 \text{ t.m / ml}$$

$$\boxed{M_y^{(c)} = -22,76 \text{ t.m / ml}}$$

Nappe inférieure:

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur et une hauteur de 1,35m

$$\mu_1 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma} \quad \text{avec } \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{19,66 \times 10^5}{100 \times 130^2 \times 2400} = 0,00048$$

$$A = \frac{19,66 \times 10^5}{100 \times 130 \times 2400} = 0,063 \text{ m}^2$$

$$A = 6,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ } \varnothing 18 \text{ /ml}$$

Nappe supérieure :

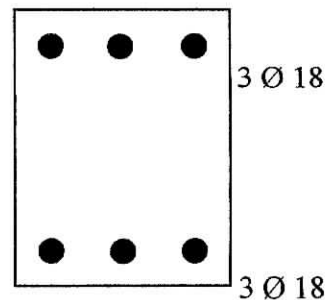
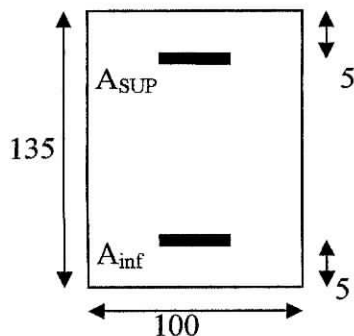
$$\mu_1 = \frac{22,76 \times 10^5}{100 \times 130^2 \times 2400} = 0,00056$$

$$A = \frac{22,76 \times 10^5}{100 \times 130 \times 2400} = 0,073 \text{ m}^2$$

$$A = 7,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ } \varnothing 18 \text{ /ml}$$

Conclusion :

Pour les deux nappes supérieure et inférieure on prendra 3 $\varnothing 18$ /ml réparties transversalement.



CHAPITRE XIV

ETUDE DES **ENCORBELLEMENTS**

Chapitre XIV

ETUDE DES ENCORBELLEMENTS

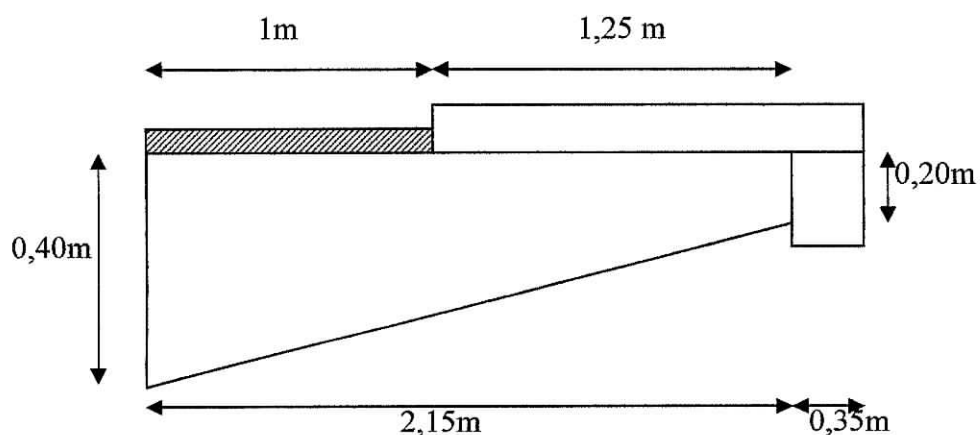
Les encorbellements sont considérés comme étant encastrés sur la nervure et libre de l'autre côté.

Les caractéristiques de l'encorbellement sont les suivantes:

- Une largeur définie mais de longueur indéfinie.
- Présente une section d'inertie variable.

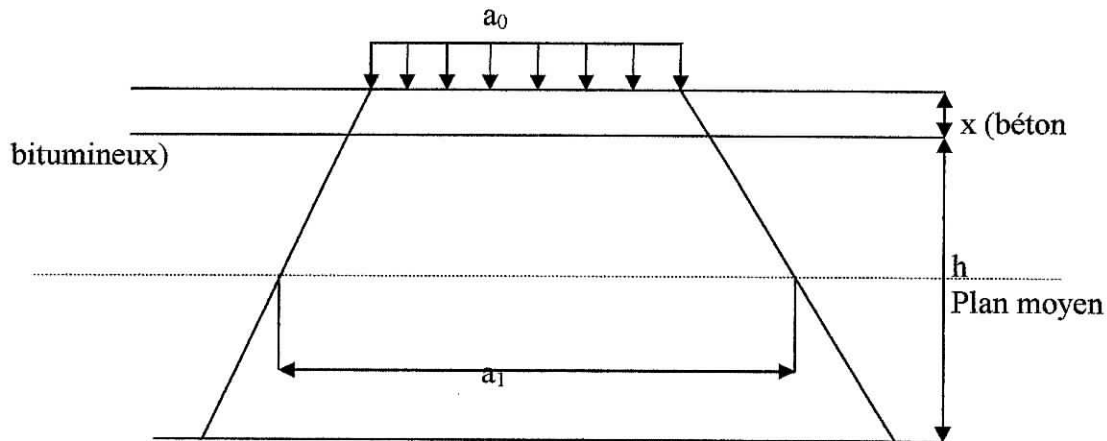
On considère l'effet le plus défavorable des charges et surcharges suivantes sur les encorbellements :

- Poids propre de trottoir.
- Surcharge de trottoir (450 Kg/m^2)
- Surcharge A(l) appliquée sur l'encorbellement et contre le bord du trottoir.
- Surcharge Bc excentrée de 0,25 m du bord du trottoir.
- Roue isolé de 6t dont la surface d'impacte est un carré de 0,25 m de côté applicable sur trottoir en bordure de chaussée ; les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs, il sont à prendre en compte uniquement lorsque il s'agit d'état limite ultime.
- Surcharge Br : roue de 10t disposée contre le bord du trottoir d'impacte $0,6 \times 0,3 \text{ m}^2$
- Système Mc120 excentré de 0,5 m du bord du trottoir.



Calcul des efforts (M,T) dans la section d'encorbellement :

1. Diffusion dans la direction de l'épaisseur de la dalle :



$$a_1 = a_0 + 2 \cdot (3/4) \cdot X + 2 \cdot 1 \cdot (h/2) = a_0 + 1,5 X + h$$

$$\boxed{a_1 = a_0 + 1,5 X + h}$$

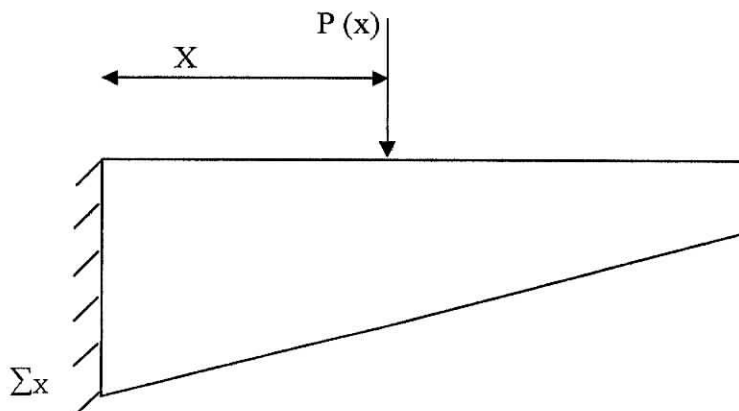
Cette règle s'applique donc dans le cas transversal comme dans le cas longitudinal.

En plan on a :

$$\boxed{a = a_2 + 2d}$$

a_1 et a_2 sont obtenue après diffusion dans la direction de la dalle transversalement et longitudinalement.

Dans les conditions exposées ci-dessus on aura donc une charge linéaire $p(x)$ appliquée au droit de la section $x / \Sigma x$



$$M_{\text{encastr}} = -P(x) \times X$$

$$V = P(x)$$

Les efforts longitudinaux au droit de la section Σx sont supposé uniformément répartie sur la longueur ($a = a_2 + 2d$) et on pour valeur :

$$M = \frac{-P \times d}{a} (t.m / ml)$$

$$V = \frac{P}{a} (t / ml)$$

1- Poids propre et surcharge permanente (pour 1m de largeur) :

	V(t/ml)	X(m)	M(t.m/ml)
Dalle encorbellement	1,6125	0,896	1,444
Trottoir et corniche	0,925	1,6	1,48
Garde corps	1	1,25	1,25
Béton bitumineux	0,176	0,5	0,088
Total	3,713	/	4,262

1- Surcharge occasionnelle de trottoir (450Kg/m²) :

$$V = 1,25 \times 0,45 = 0,5625 \text{ t/ml}$$

$$M = (1,25 \cdot 0,5 + 1) \cdot 0,5625 = 0,914 \text{ t.m/ml}$$

3- Surcharge A(l) :

$$A(l) = 1,355 \text{ t/m}^2$$

$$V = 1,355 \cdot 1 = 1,355 \text{ t/ml}$$

$$M = 1,355 \cdot 0,5 = 0,677 \text{ t.m/ml}$$

4- Système Bc :

La hauteur de béton bitumineux et de 8cm

$$a_1 = 0,25 + (3/2) 0,08 + 0,4 = 0,77 \text{ m}$$

Dans le sens longitudinal

$$a_2 = a_0 + (3/2) X + h = 0,77 \text{ m}$$

$$d = 1 - 0,25 = 0,75 \quad a = a_2 + 2d = 0,77 + 2 \cdot 0,75 = 2,27 \text{ m}$$

$$V = \frac{6}{2,27} = 2,64 (t / ml)$$

$$M = \frac{6}{2,27} \times 0,75 = 1,98 (t.m / ml)$$

5- La roue Br :

- Diffusion dans le sens de l'épaisseur :

$$a_1 = 0,3 + (3/2) \cdot 0,08 + 0,4 = 0,82\text{m}$$

- Diffusion dans le sens longitudinal :

$$a_2 = 0,6 + (3/2) \cdot 0,08 + 0,4 = 1,12\text{m}$$

$$d = 1 - 0,15 = 0,85\text{m}$$

$$a = 1,12 + 2 \cdot 0,85 = 2,82\text{m}$$

$$V = \frac{10}{2,82} = 3,54(t / ml)$$

$$M = \frac{10}{2,82} \times 0,85 = 3,01(t.m / ml)$$

6- Roue isolé de 6t :

À considéré uniquement pour l'état ultime

- Diffusion dans le sens de l'épaisseur :

$$a_1 = 0,25 + \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} \times 0,2 \right) + \frac{0,4}{2} = 0,6\text{m}$$

- Diffusion dans le sens longitudinal :

$$a_2 = 0,25 + (3/2) \cdot 0,2 + 0,4 = 0,95\text{m}$$

$$d = 2,15 - (0,6/2) = 1,85\text{m}$$

$$a = 0,95 + 2 \cdot 1,85 = 4,65\text{m}$$

$$V = \frac{6}{4,65} = 1,3(t / ml)$$

$$M = \frac{6}{4,65} \times 1,85 = 2,38(t.m / ml)$$

Tableau récapitulatif donnant les moments et les efforts tranchant dans la section d'encastrement de l'encorbellement :

Charges	CP	A(l)	Bc	Br	Roue isolée	Surcharge occasionnelle
Efforts						
V(t)	3,713	1,599	3,117	4,179	1,534	0,562
M(t.m)	4,262	0,799	2,339	3,554	2,810	0,914

Remarque :

Les valeurs données ci-dessus sont obtenue après multiplication par

$$bc = 1,1$$

$$\delta = \max(\delta_{bc} ; \delta_{bt} ; \delta_{br}) = 1,0734$$

$$a_1 \cdot a_2 = 1$$

Combinaison à prendre:

1) **ELS:** La combinaison d'actions à considérer est représentée symboliquement dans le cas spécial des charges routières sans caractère particulier.

$$G_{\max} + 1,2 Q$$

$$V_{\max} = 3,713 + 1,2 \cdot 4,179 = 8,727 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = 4,262 + 1,2 \cdot 3,554 = 8,526 \text{ t.m /ml}$$

2) ELU :

$$V_{\max} = 1,35 \cdot 3,713 + 1,6 \cdot 1,07 \cdot 4,179 = 12,17 \text{ t/ml}$$

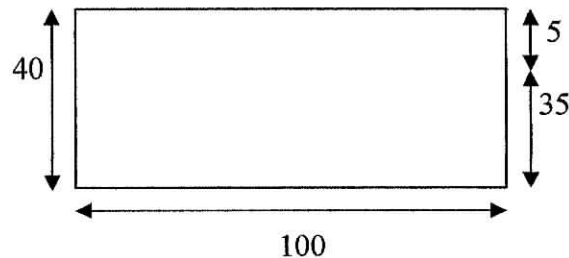
$$M_{\max} = 1,35 \cdot 4,262 + 1,6 \cdot 1,07 \cdot 3,554 = 11,84 \text{ t.m/ml}$$

Le coefficient 1,07 définit l'action caractéristique des charges routières sans caractère particulier en ELU.

Ferraillage des encorbellements :**1. Moment fléchissant :**

$$M_u = 11,84 \text{ t.m/ml}$$

$$T_u = 12,17 \text{ t/ml}$$



$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 350}{1,5} = 198,33 \text{ bars}$$

$$\mu = \frac{11,84 \times 10^5}{198,33 \times 100 \times 35^2} = 0,048 < \mu_l = 0,392$$

La section comportera donc que des armatures tendues
 $\mu = 0,048$ $\beta = 0,975$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,84 \times 10^5}{0,975 \times 35 \times 3480} = 9,97 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 18

En plus il faut vérifier la condition de non fragilité pour les dalles travaillant en console :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} \quad (\text{Forces réparties})$$

$$A_y \geq \frac{A_x}{2} \quad (\text{Forces concentrées})$$

$$A_x \geq \rho_0 b h_0 \quad \rho_0 = 0,0008 \quad \text{pour les barres HA FeE400}$$

$$A_x \geq 8 \cdot 10^{-4} \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{vérifier})$$

Etude à l'état limite de service :

Vérifications des contraintes : on à b, d, A, M on veut déterminer σ_b, σ_s

Avec $A = 5HA16 = 10,05cm^2$

$$\Delta = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,17}{100} = 1,525 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times \Delta \times d = 2 \times 1,525 \times 35 = 106,785 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -1,525 + \sqrt{(1,525^2 + 106,785)} = 8,921 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (8,921)^3}{3} + 15 \times 10,17 \times (35 - 8,921)^2$$

$$I = 127413,9697 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{8,526 \times 10^4}{127413,9697} = 0,669$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,669 \times (35 - 8,921) = 261,764 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,669 \times 8,921 = 5,968 < 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

En plus on doit avoir $\sigma_s \leq \min((2f_e/3); 150\eta) = 266,67 \text{ MPa}$ vérifier

En résumé :**Nappe supérieure transversale :**

4HA18 /ml écartement $e \leq \min(2h_0; 22) = 22 \text{ cm}$

Nappe supérieure longitudinale :

$A_y \geq (A_x / 3) = (9,97/3) = 3,32 \text{ cm}^2$ soit : 2 HA16 /ml

$e \leq \min(3h_0; 33) = 33 \text{ cm}$ $e = 25 \text{ cm}$

Nappe inférieure transversale :

$e = 20 \text{ cm}$ les autres règles n'apporte rien de particulier on peut prendre 4HA 18/ml

Nappe inférieure longitudinale :

$e = 25 \text{ cm}$ et on prend 2 HA16

2. L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12,17 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1} = 0,347 \text{ MPa}$$

Comme $\tau_u \leq 0,05 f_{c28} = 0,05 \cdot 35 = 1,75 \text{ MPa}$, il y a pas de reprise suivant l'épaisseur de la dalle donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

3. Poinçonnement :

Lorsque une charge concentrée Q_u est appliquée sur une dalle on considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire si la charge concentrée éloignée du bord de la dalle et si l'on

$$\text{à : } Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_0 \times f_{c28}$$

μ_c / désigne le périmètre du contour de l'aire (s) suivant laquelle la charge agit sur le plan du feuillet moyen.

Q_u : Force localisée à l'ELU éloigné du bord de la dalle.

$Q_u = 1,5 \cdot 1,07 \cdot 6 = 9,63 \text{ t}$ (l'impacte de la force localisée éloignée du bord (roue isolée).

$\mu_c = 2 \cdot (0,98 + 0,98) = 3,92\text{m}$ $f_{c28} = 35\text{MPa}$ $h = 0,20$

$$Q_u < 0,045 \cdot 3,92 \cdot 0,20 \cdot 3500 = 123,48 \text{ t}$$

Donc pas besoin d'armature d'effort tranchant dans le contour.

CHAPITRE XV

LES APPAREILS D'APPUIS

Chapitre XV

LES APPAREILS D'APPUIS

XV .1- Introduction :

L'appareil d'appui à pour but d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les appuis de celui-ci, tout en permettant d'absorber les déformations et les translations de l'ouvrage. Nous utiliserons des appareils d'appuis en élastomère frété de marque STUP et de dureté SGORE dont le module de glissement $G = 8\text{Kg /cm}^2$. Le principe intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui le sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations. Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont en néoprène. Les appareils d'appuis sont les mêmes pour la coulée et pour la pile. Leur nombre est de 2 pour la coulée et 2 pour la pile.

XV .2- Sollicitations :

$$S = G + P + T + V$$

G : Sollicitation due aux charges permanentes.

P : sollicitation due aux surcharges

T : sollicitation due aux effets de la température, de fluage et retrait.

V : sollicitation due au vent et éventuellement la neige.

XV .2.1- Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage :

XV .2.1.1. Charges verticales :

Les valeurs des réactions des charges permanentes et les surcharges sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif des réactions des charges et surcharges sur culée et pile :

(Tonne)	G	G + A (L) + Trott	Séisme $\pm 0.07G$
Culée	46,60	76,30	3,26
Pile	124,73	195,73	8,73

Les valeurs ci-dessus sont majorées selon les prescriptions du C.P.S
Pour le séisme $Hsv = \varepsilon_v G$ avec $\varepsilon_v = \pm 0.07$

XV .2.I.2. Charges horizontales :

a) Vent : Le vent souffle normalement à l'axe longitudinal du pont. [6]

Il développe sur la surface frappée une pression P égale à 2.5 KN/m^2

Effort horizontal dû au vent est alors : $H_v = P \cdot L_p \cdot h$

L_p : portée du pont

H : hauteur du tablier

$$L_p = 73.5 \text{ m} \quad h = 1.35 + 0,20 = 1,55 \text{ m} \quad H_v = 284.81 \text{ KN}$$

b) Freinage :

Les charges des chaussées des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage.

Effort de freinage développé par A : $F_A = 153.6 \text{ KN}$

Effort de freinage développé par Bc : $F_{Bc} = 300 \text{ KN}$

c) Séisme :

$$H_s = \varepsilon_H G'$$

G' : poids propre du tablier du pont

$$G' = G \cdot L_p$$

$$D'où H_s = 0,1 \cdot 265,8 \cdot 73,5$$

$$H_s = 1953,63 \text{ KN}$$

d) Variation linéaire du tablier :

- température :

$$\Delta L_t = \pm \Delta t \times L_p$$

$$\text{avec } \varepsilon \Delta t = 0.2^\circ / ^\circ$$

$$\Delta L_t = \pm 0.2 \times 10^{-3} \times 73.5$$

$$\Delta L_t = \pm 14.7 \text{ mm}$$

- retrait :

$$\Delta L_{ret} = \varepsilon_r (1 - r(t_0)) L_p$$

$$r(t_0) = 0$$

$$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = 22.05 \text{ mm}$$

- Bilan :

Allongement : +14,7 mm

Raccourcissement : -36.75 mm

XV .3- Dimensionnement :

Culée :

$$R_{\max} = \frac{212,803}{2} = 106,4t$$

$$R_{\min} = \frac{183,103}{2} = 91,55t$$

Pile :

$$R_{\max} = \frac{332,23}{2} = 166,115t$$

$$R_{\min} = \frac{261,23}{2} = 130,615,3t$$

XV .3.1- Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a.b} \leq \bar{\sigma}_m$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_m = 150 \text{ kg / cm}^2$$

σ'_m : Contrainte limite de compression de l'appareil

$$R_{\max} = 166115 \text{ Kg} \quad \text{on prend } a = 50 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 55,37 \text{ Kg/ cm}^2 \leq 150 \text{ Kg/ cm}^2$$

XV .3.2- Hauteur nette de l'élastomère:

$T = n \cdot t$: épaisseur totale de l'élastomère.

t = épaisseur d'une couche élémentaire d'élastomère

$$t = 1.2 \text{ cm}$$

On choisit $n = 5$ feuillets alors : $T = 6 \text{ cm}$

XV .3.3- Epaisseur des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{S'} \times \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_e}$$

$$S' = \frac{a.b}{2t(a+b)}$$

$$S' = 11.36 \text{ (coefficient de forme)}$$

$$\sigma_e = 24 \text{ KN / cm}^2$$

$$t_s \geq \frac{50}{11,36} \times \frac{55,37}{2400} = 0,101 \text{ cm}$$

On choisira $t_s = 1,5 \text{ mm}$

Il faut vérifier la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5 \text{ cm} \leq T = 6 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$$

XV .4- Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure :

XV .4.1- Cas d'efforts dynamiques :

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidités. Le tablier est supposé infiniment rigide. [6]

XV .4.1.1- Calcul des rigidités :

La rigidité est déterminée à partir des constantes de ressort, qui par définition sont des déformations sous l'action d'une force unitaire.

$$K = \frac{1}{\sum \sigma_i}$$

K : rigidité d'un appui

σ_1 : déformation de l'élastomère

σ_2 : déformation de voile de la culée ou des fûts de la pile

σ_3 : déformation de la fondation

XV .4.1.1.1- Déformation de l'élastomère :

$$\sigma_1 = \frac{T}{n.G.A}$$

T = 6 cm = hauteur de l'élastomère

G = 8 kg /cm = module de glissement de l'élastomère

A = a . b = 50 . 60 = 3000 cm² = aire de l'élastomère

N = nombre d'appareils d'appuis.

Culée : n = 2 donc $\sigma_{11} = \sigma_{12} = 12,5 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0,012 \text{ cm}$

Pile : n = 2 donc $\sigma_{11} = 0,012 \text{ cm}$

XV .4.1.1.2 Déformation des appuis :**a) Déformation du voile de la culée :**

On admet que le voile de la culée est infiniment rigide et que par conséquent la déformation est nulle.

$$\delta_{21} = \delta_{22} = 0$$

b) Déformation d'un fût de la pile :

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EI \cdot n} = \delta_{22}$$

I : moment d'inertie d'un fût

E : module de déformation instantanée du béton

H : hauteur de la pile

N : nombre de fûts

$$I = \frac{\pi(1,5)^4}{64} = 0,2485 \text{ m}^4$$

E = 3.6 10⁶ t /m²

H = 8,30 m pour les deux premier piles

H = 4,5 m pour les deux autres piles

N = 2 fûts

$$D'où \delta_{21} = \delta_{22} = 1,065 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,0106 \text{ cm}$$

$$\delta_{21} = \delta_{22} = 0,17 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,0017 \text{ cm}$$

XV .4.1.1.3- Déformation de la fondation :

Elle se traduit par un déplacement W en tête de pieu et un déplacement Φh dû à la rotation de la fondation.

$$EIW = X_{wM} \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{wp^*} \frac{p^*}{\lambda^3}$$

$$EI\Phi = X_{\Phi M} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\Phi p^*} \frac{p^*}{\lambda^2}$$

p^* : effort tranchant en tête de pieu engendré par une charge unitaire pour chaque pieu de fondation on aura :

$$p^* = \frac{1}{n} t$$

n : nombre de pieux de fondation

M^* : moment fléchissant en tête de pieu engendré par une charge unitaire.

Pour chaque pieu de fondation on aura :

$$M^* = \frac{h}{n} (t.m)$$

$$\lambda^2 = \sqrt{\frac{D_p Cu}{4.EI}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha}$$

α : longueur élastique du pieu

E : module de déformation instantanée du béton

I : moment d'inertie du pieu

D_p : diamètre du pieu

Cu : module de réaction du sol

$E = 1496663 \text{ t/m}$

$$I = \frac{\pi D_p^4}{64} = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,1018 \text{ m}^2$$

$Cu = 6000 \text{ t/m}$

$D'où : \lambda^2 = 0,07 \text{ m}^{-2} \quad \lambda = 0,265 \text{ m}^{-1}$

Les coefficients X_{wM^*} , X_{wp^*} et $X_{\Phi p^*}$ sont données par les tables de WERNER en fonction de λ et de la longueur du pieu ($L_p = 24\text{m}$)

$W_{wM^*} = -1,40 \quad X_{wp^*} = -2,03$

$X_{\Phi M^*} = 1,60 \quad X_{\Phi p^*} = 1,39$

Pour la culée on a :

$$N = 12 \quad \text{et} \quad p = 0,125 \text{ t}$$

La réaction en tête de pieu est empêchée, donc $\Phi = 0$

$$\text{D'où :} \quad M^* = -\frac{X\Phi p^*}{X\Phi M^*} \times \frac{1}{\lambda} = -0,41 \text{ t.m}$$

Le déplacement total de la fondation sous la culée est donc :

$$\sigma_{31} = \sigma_{32} = w = 4,63 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0,0046 \text{ cm}$$

$$\text{Finalement on détermine la rigidité :} \quad K = \frac{1}{\sum b_i}$$

XV .4.1.1.4- Répartition des efforts horizontaux :

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidités.

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} H$$

Tableau récapitulatif des rigidités et des efforts horizontaux :

	$\Delta 1(\text{cm})$	$\Delta 2(\text{cm})$	$\Delta 3(\text{cm})$	K	$H_{fr}(\text{KN})$	$H_{scis}(\text{KN})$
Culée1	0.012	0	0,0046	60,241	76,020	495,090
Culée2	0.012	0	0.0046	60,241	76,020	495,090
Pile1	0.012	0.0106	0	44,240	55,830	363,580
Pile2	0.012	0.0017	0	73	92,120	599,870
			Σ	237,710	300	1953,630

XV .4.2- Cas d'efforts résultant des variations linéaires :**XV .4.2.1- Recherche du point fixe :**

Le point fixe est un point quelconque du tablier qui ne subit aucune déformation, soit X_0 l'abscisse de ce point par rapport à la culée C(1) de gauche.

$$X_0 = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

$$\sum K_i = 237,71$$

$$\sum K_i X_i = (60,241 \times 0) + (44,24 \times 20) + (73 \times 53,5) + (60,241 \times 73,5) = 9218,013$$

$$\text{D'où} \quad X_0 = 38,77 \text{ m}$$

XV .4.2.2 Variation linéaire revenant à chaque appui :

$$\Delta l_{\max} = 36,75 \text{ mm}$$

$$\mu l = \Delta l_{\max} \times \frac{X_0 - X_i}{L}$$

$$\text{Culée (1) : } X_i = 0$$

$$\mu l = 19,38 \text{ mm}$$

$$\text{Pile (1) : } X_i = 20 \text{ m}$$

$$\mu l = 9,4 \text{ mm}$$

XV .4.2.3- Répartition des efforts :

$$H_{\mu l} = \frac{n.G.\mu l.a.b}{T}$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 50 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$T = 6 \text{ cm}$$

Pour :

- **La Culée** : $n = 2$

$$H_{\mu l} = 15,504 \text{ t}$$

- **La Pile** : $n = 2$

$$H_{\mu l} = 7,52 \text{ t}$$

XV .4.3- Vérification des appareils d'appuis**XV .4.3.1- Vérification au cisaillement**

a) **Sous variation linéaire :**

$$\tau.H_1 = G.tg\beta \leq 0.5G$$

On doit vérifier que : avec : $tg\beta = \frac{\mu_l}{T}$

$$G \times \frac{\mu_l}{T} \leq 0.5G \quad T = 6 \text{ cm} \quad G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Pile : } \mu_l = 9,4 \quad G.tg\beta = 1,253 \text{ kg/cm}^2 \leq 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } \mu_l = 19,38 \quad G.tg\beta = 2,584 \text{ kg/cm}^2 \leq 4 \text{ Kg/cm}^2$$

b) **Sous variation linéaire plus freinage:**

On doit vérifier que : $G.tg\beta + \frac{H_{fr}}{2.n.a.b} \leq 0,7.G$

N : nombre d'appareils d'appuis

$$\text{Pile : } 1,253 + \frac{9212}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 2,02 \leq 0,7G = 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } 2,58 + \frac{7602}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 3,21 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

c) **Sous variation linéaire plus séisme :**

On doit vérifier que : $G.tg\beta + \frac{H_s}{2.n.a.b} \leq 1,33.G$

$$\text{Pile : } 1,253 + \frac{59987}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 6,25 \leq 1,33G = 10,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } 2,58 + \frac{49509}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 6,70 \leq 1,33G = 10,64 \text{ Kg/cm}^2$$

D) Sous variation linéaire plus freinage plus séisme :

On doit vérifier que : $G . \operatorname{tg} \beta + \frac{H_{fr} + H_s}{2 . n . a . b} \leq 1,3 . G$

$$\text{Pile : } 1,253 + \frac{49509 + 59987}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 10,37 \leq 1,3G = 10,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } 2,58 + \frac{49310 + 51636}{2 \times 2 \times 50 \times 60} = 11,7 \geq 1,3G = 10,4 \text{ Kg/cm}^2$$

On pourra prévoir un dispositif parasismique.

E) Sous charge vertical + charge horizontale + rotation d'appui :

On doit vérifier que : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

- Contrainte de cisaillement due à la charge horizontale : τ_H (variation linéaire + freinage + séisme)

$$\text{Pile : } \tau_H = 10,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } \tau_H = 11,70 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement due à la charge verticale : τ_N

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_{\max}}{S'}$$

$$\text{avec } S' = \frac{a . b}{2 . t . (a + b)} = 11,36$$

$$\text{Pile : } \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a . b} = 55,37 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_N = 7,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a . b} = 35,47 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_N = 4,68 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'appareil d'appui : τ_α

$$\tau_\alpha = \frac{G . a^2}{2 . t^2} \times \alpha_t$$

$$\text{avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} \text{ et } \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation tenant compte des imperfections de l'appareil d'appui et des défauts de montage.

$$\alpha_0 = 3 . 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha : \text{rotation d'appui} \quad \alpha = 5 . 10^{-3} \text{ rd}$$

$$n : \text{nombre de feuillets d'élastomères} \quad n = 5$$

$$\text{D'où : } \alpha_t = 1,6 . 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = 11,11 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la pile : $\tau = 11,11 + 7,31 + 10,37 = 28,80 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ Kg/cm}^2$

Pour la culée : $\tau = 11,11 + 4,68 + 11,7 = 27,50 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ Kg/cm}^2$

XV .4.4- Conditions de non cheminement et de non glissement :

1^{ère} condition : $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Pile : } \sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a.b} = 43,53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Culée : } \sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a.b} = 30,51 \text{ Kg/cm}^2$$

2^{ème} condition : $H \leq f.N$

$$H = \frac{H_{fr} + H_s}{n}$$

N : effort normal minimal provenant du tablier à vide.

$$f = 0,1 + \frac{G}{\sigma_{\min}} = \text{coefficient de frottement.}$$

$$\text{Pile : } N = R_{\min} = 130,615 \text{ t} \quad f = 0,283 \quad H = 34,6 \text{ t}$$

$$H = 34,6 \text{ t} \leq f.N = 37,06 \text{ t}$$

$$\text{Culée : } N = R_{\min} = 91,55 \quad f = 0,362 \quad H = 28,55 \text{ t}$$

$$H = 28,55 \text{ t} \leq f.N = 33,155 \text{ t}$$

XV .4.5- Condition de non soulèvement :

On doit vérifier que :

$$\alpha_t \leq \frac{3.t^2}{a^2.S'} \times \frac{\sigma_{\max}}{G}$$

$$\text{Pile : } \frac{3.t^2}{a^2.S'} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3.(1,2)^2}{50^2.11,36} \times \frac{55,37}{8} = 0,00105 \text{ rd}$$

$$\alpha_t = 0,63 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{Culée : } \frac{3.t^2}{a^2.S'} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3.(1,2)^2}{50^2.11,36} \times \frac{34,47}{8} = 0,00065 \text{ rd}$$

$$\alpha_t = 0,63 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

Conclusion :

Toutes les vérifications des conditions concernant les appareils d'appuis sont vérifiées donc le dimensionnement proposé est adopté.

CHAPITRE XVI

ETUDE DE LA PILE

Chapitre XVI

ETUDE DE LA PILE

XVI.I- INTRODUCTION :

On désigne par une pile un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées. Elle est chargée de diriger les charges vers les fondations, elle est souvent comprimée.

Le tablier repose par l'intermédiaire d'appareil d'appui.

XVI.II- Etude du fût :

Les fûts sont sollicités par des charges verticales et des charges horizontales. Ces dernières engendrent des moments fléchissant à la base des fûts.

Evaluation des efforts à la base des fûts :

a) condition normale :

$$\text{Fûts : } N_{fut} = 25 \times \frac{(1,5)^2 \times \pi}{4} \times 8,3 \times 2 = 733,36 \text{ KN}$$

Condition normale	Effort horizontal H (KN)	Effort vertical N (KN)	D (m)	Moment/base (KN.m)
Fûts	0	733,36	0	0
G + Trro + Surcha	0	1957,32	0	0
Variation linéaire du tablier	75,20	0	8,3	624,16
Freinage	92,12	0	8,3	764,59

$$N = 733,36 + 1957,32 = 2690,68 \text{ KN}$$

$$H = 75,20 + 1,2 \cdot 92,12 = 185,744 \text{ KN}$$

$$M = 624,16 + 1,2 \cdot 764,596 = 1541,668 \text{ KN.m}$$

Effort à la base de chaque fût :

$$N = (2690,68 \div 3) = 1345,34 \text{ KN}$$

$$H = (185,744 \div 3) = 92,87 \text{ KN}$$

$$M = (1541,668 \div 3) = 770,83 \text{ KN}$$

b) Condition sismique :

Condition normale	Effort horizontal H (KN)	Effort vertical N (KN)	D (m)	Moment/base (KN.m)
Fûts $\times 1,07$ $\times 0,93$	0	784,69 682,02	0	0
G + Trro + Surcha $\times 1,07$ $\times 0,93$	0	2094,33 1820,30	0	0
Variation linéaire du tablier	75,20	0	8,3	624,16
freinage	92,12	0	8,3	764,596
Séisme	599,87	0	8,3	4978,92

$$N = 2879,02 \text{ KN}$$

$$H = 767,19 \text{ KN}$$

$$M = 6367,67 \text{ KN.m}$$

Effort à la base de chaque fût :

$$N = 1439,51 \text{ KN}$$

$$H = 383,60 \text{ KN}$$

$$M = 3183,84 \text{ KN.m}$$

XVI.3- Ferrailage du fût :

Le fût est sollicité en flexion composée. Le ferrailage sera en condition sismique et on effectuera la vérification en condition normale.

Susceptibilité du fût au flambement :

$$L_f = \beta L$$

Avec : L_f = longueur de flambement.

$B = 1,3$ (poteau flexion encastré élastiquement aux extrémités).

$L = 8,3$ m longueur réelle.

$$L_f = 10,79 \text{ m}$$

$I = 0,2485 \text{ m}^4$ (moment d'inertie du fût)

$$B = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times (1,5^2)}{4} = 1,76 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \text{Élancement mécanique}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,37 \text{ m} = \text{Rayon de giration de la section droite}$$

$$\text{D'où } \lambda = 29,16 < 35$$

Le poteau est soumis à une compression centrée.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{29,16}{35} \right)^2} = 0,74$$

Ferraillage du fût suivant la condition sismique :

$$N = 1439,51 \text{ KN}$$

$$\frac{A \times f_e}{\gamma_s} = \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_c}{1,35}$$

$$\frac{A \times f_e}{\gamma_s} = \frac{1439510}{0,74} - \frac{1,7 \times 10^6 \times 25}{1,35} = -29536197,7 < 0$$

On a donc une valeur négative de A

Toute fois, en pratique, la valeur de A est généralement déterminée par l'état limite de stabilité de forme, ou par la valeur minimale.

$$A_{\min} \geq \frac{0,2 \times B}{100} \quad \text{Et} \quad A \leq \frac{5 \times B}{100}$$

$$35,2 \text{ cm}^2 < A < 880 \text{ cm}^2$$

On prend A 200 cm² soit 16 HA 40

Dans le sens transversal :

$$\phi_t = (\phi_1 / 3) = 14 \text{ mm (l'espacement des armatures égale à 40 cm)}$$

Vérification des contraintes dans les conditions normales :

$$N = 1345,34 \text{ KN} \quad M = 770,83 \text{ KN.m} \quad H = 92,87 \text{ KN}$$

$$E = (M/N) = 0,57 \quad V = (D/2) = 0,75 \text{ m} \quad I = 0,2485 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{b_{1,2}} = \frac{N}{B' \times h} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$B' = B + nA = 1,76 + 15 \cdot 0,02 = 2,06 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{b1} = 2,405 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = -2,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b_{1,2}} < \sigma'_{b1} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifié.}$$

XVI.4- Etude de la semelle :

Poids propre de la semelle :

$$8 \times 5 \times 1,6 \times 25 = 1600 \text{ KN}$$

Terre sur semelle :

$$(8 \times 5 - 2 \times 1,76) \times 1 \times 18 = 656,64 \text{ KN}$$

Effort horizontal par pieu :

Condition normale :

$$H = (92,87 / 2) = 46,43 \text{ KN /pieu}$$

Condition sismique :

$$H = (383,6 / 2) = 191,8 \text{ KN}$$

Effort vertical par pieu :

Condition normale :

$$F_{v\max} = (2690,68 + 1600 + 656,64) + (1541,66 / (2 \cdot 3,5))$$

$$F_{v\max} = 4947,32 + 220,23 = 5167,55 \text{ KN/pieu}$$

$$F_{v\min} = 4947,32 - 220,23 = 4727,09 \text{ KN/pieu}$$

Condition sismique :

$$F_{v\max} = (2879,02 + 1600 + 656,64) + (6367,67 / 7)$$

$$F_{v\max} = 5135,66 + 909,66 = 6045,32 \text{ KN/pieu}$$

$$F_{v\min} = 5135,66 - 909,66 = 4226 \text{ KN/pieu}$$

Ferrailage :

$$N = R_{\max} \times \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) \times \frac{1}{h} = 6045,32 \times \left(\frac{5}{2} - \frac{1,5}{4} \right) \times \frac{1}{1,6}$$

$$N = 8028,94 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N \times \gamma_s}{f_e} = \frac{8,02894 \times 1,15}{400} = 0,023m^2$$

$$A = 230,83 \text{ cm}^2$$

On choisi 20 HA 40 = 251cm²

Les armatures de répartition :

$$A_r = (A / 4) = 62,75 \text{ cm}^2$$

On choisi 8 HA 32 = 64,32 cm²

CHAPITRE XVII

ETUDE DE LA CULEE

Chapitre XVII

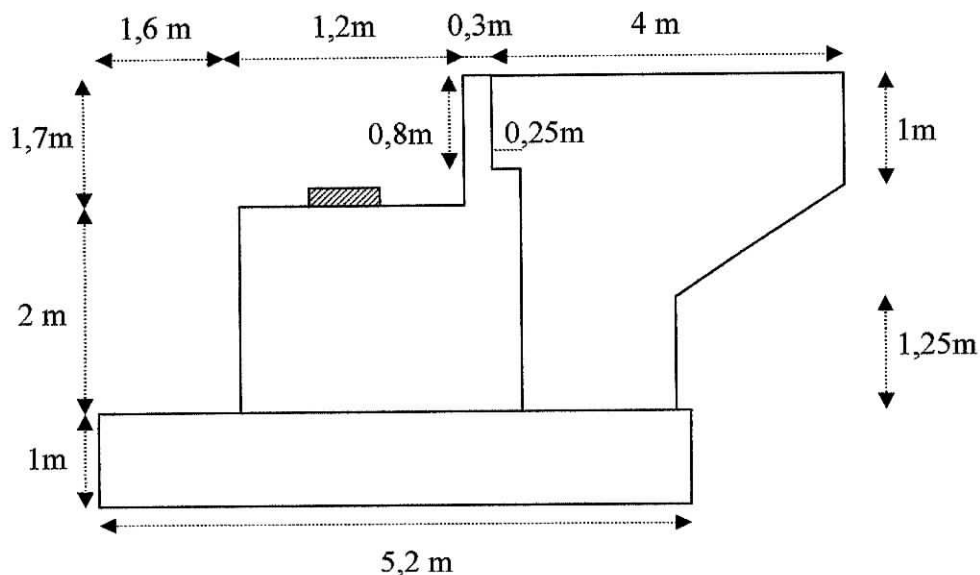
ETUDE DE LA CULEE

Figure -1-

XVII.1- Définition :

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage.

Elle assure le raccordement et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

XVII.2- Détermination et vérification des efforts à la base de la culée :

On désigne par :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment renversant

d : bras de levier par rapport au point A

Poussée des terres :

α : angle de frottement sol - béton (0°)

β : inclinaison de la culée (0°)

δ : inclinaison de la résultante par rapport à l'horizontal (0°)

Φ : angle de frottement (30°)

$$\nu = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{1 - \varepsilon_V}$$

$\varepsilon_H = 0,1$ (Coefficient sismique horizontal)

$\varepsilon_V = \pm 0,07$ (Coefficient sismique vertical)

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ (densité de la terre du remblai)

$L = 9 \text{ m}$ (longueur de la culée)
 $H = 5.2 \text{ m}$ (hauteur de la culée)
 $q_r = 10 \text{ KN/m}^2$
 K_a : coefficient de poussée horizontale.

Surcharge sur remblai :

$$0,33 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 5,2 = 154,44 \text{ KN}$$

1) condition normale :

$$H_n = 0,5 K_a \gamma H^2 L$$

$$\text{Avec } K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,33$$

$$\text{D'où } H_n = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 20 \cdot (5,2)^2 \cdot 9 = 803,088 \text{ KN}$$

$$H_n = 803,088 \text{ KN}$$

2) condition sismique :

$$H_s = 0,5 K_a \gamma H^2 L$$

Avec le coefficient de poussée des terres K_a qui est donnée par la formule suivante :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \nu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]}$$

$$K_a = 0,42$$

D'où :

$$H_s = 0,5 \cdot 0,42 \cdot 20 \cdot (5,2)^2 \cdot 9 = 1022,112 \text{ KN}$$

XVII.2.1. Calcul des efforts à la base de la culée (à vide) :

Condition normale	Effort horizontal H (KN)	Effort vertical V (KN)	d(m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Mur de front 1,75*2*8*25		700	2,47	1729	
Mur de garde grève (1,7*0,3+0,9*0,25)*8*25		147	3,07	451,29	
Mur en retour 10,12*0,6*25		151,85	4,59	698	
Semelle 5,2*9*1*25		1170	2,60	3042	
Terre sur semelle 1,75*8*3,7*20		1036	4,22	4371,92	
Poussée des terres	803,088		1,73		1389,34
Poids propre du tablier		466,15	2,20	1025,53	
Variation linéaire du tablier	155,04		3,50		542,64
Surcharge sur remblai	154,44		5,20		803,088
		1404	4,43	6219,72	
A vide Σ	2502,52	16151		17537,46	2735,068

Calcul des efforts à la base de la culée (à vide) en condition sismique :

Condition sismique	H(KN)	V(KN)	d(m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
a) 700 * 1,07 700 * 0,93		749 651	2,47	1850,03 1607,97	
b) 147 * 1,07 147 * 0,93		157,29 136,71	3,07	482,88 419,69	
c) 151,85 * 1,07 151,85 * 0,93		162,47 141,22	4,59	745,78 648,20	
d) 1170 * 1,07 1170 * 0,93		1251,9 1088,1	2,60	3254,94 2829,06	
e) 1036 * 1,07 1036 * 0,93		1108,52 963,48	4,22	4677,95 4065,88	
f) Poussé des terres	1022,11		1,73		1768,25
g) 466,15 * 1,07 466,15 * 0,93		498,78 433,52	2,20	1097,32 953,74	
h) variation linéaire	155,04		3,50		542,64
i) 154,44 * 1,07 154,44 * 0,93 1404 * 1,07 1404 * 0,93	165,250 143,629		5,20		859,304 746,87
		1502,28 1305,72	4,43	6655,10 5784,33	
Séisme	803,088		3,5		2810,81
A vide Σ	2145,48 2123,86	5430,24 4719,75		18764 16308,87	5981 5868,57

XVII.2.2. Vérification de la culée à vide :**a) Stabilité au renversement :**

fs : coefficient de sécurité

$$\frac{Ms}{Mr} > 2 \text{ Condition normale (CN)}$$

$$\frac{17537,46}{2735,068} = 6,41 > 2 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{Ms}{Mr} > 2 \text{ Condition sismique (CS)}$$

$$\frac{18764}{5981} = 3,13 > 2 \quad \text{Vérifier}$$

b) Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \Phi \geq 1,5 \text{ (CN)}$$

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \Phi \geq 1,5 \text{ (CS)}$$

$$\frac{16151}{2502,52} \times \text{tg}(30) = 3,72 \geq 1,5 \text{ (CN)}$$

$$\frac{5430,24}{2145,48} \times \text{tg}(30) = 1,5 \geq 1,5 \text{ (CS)}$$

Vérifier

XVII.2.3- Calcul et vérification des efforts à la base de la culée en service :

1) Efforts à la base de la culée (en service) en condition normale :

Efforts	H (KN)	V (KN)	D (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Surcharges	/	356,40	3,5	1247,40	/
Freinage	76,02	/	3,5	/	266,07
Culée à vide	2502,52	16151	/	17537,46	2735,06
Total	2578,54	16507,4	/	18784,86	3001,14

$$\frac{Ms}{Mr} = 6,25 > 2 \quad \text{stabilité de renversement est vérifiée}$$

$$\frac{V}{H} \times \text{tg}(\phi) = 3,7 > 2 \quad \text{stabilité au glissement est vérifiée}$$

$$e = \frac{Ms - Mr}{V} = 0,95m$$

$$Mg = V(X_G - 1) - H \times \frac{B}{2}$$

$$X_G : 2,6$$

B = 1m : épaisseur de la semelle

$$Mg = 25122,57 \text{ KN.m}$$

CN : $F_{\max} \leq Q_p$ Q_p : portance du pieu = 550t

$$F_{\min} \geq 0$$

CS : $F_{\max} \leq 1,5 Q_p$

$$F_{\min} \geq 0$$

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G}{n} \frac{1}{X_i}$$

$$n = 12 \text{ pieux} \quad X_i = 1,8m$$

$$F_{\max} = 2538,69 \text{ KN} < 5500 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = 1163,08 > 0$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée

2) Efforts à la base de la culée (en service) en condition sismique :

Efforts	H (KN)	V (KN)	D (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Surcharges	/	356,40	3,5	1247,40	/
Freinage	76,02	/	3,5	/	266,07
Culée à vide	2145,48	5430,24	/	18764	5981
Total	2221,50	5786,64	/	20011,40	6247,07

$$\frac{Ms}{Mr} = 3,2 > 2$$

$$\frac{V}{H} \times \text{tg}(\phi) = 1,5 \geq 1,5$$

$$e = \frac{Ms - Mr}{V} = 2,37 \text{ m}$$

$$Mg = 8147,87 \text{ KN.m}$$

$$F_{\max} = 859,43 \text{ KN} < 8250 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = 377,21 \text{ KN} > 0$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée

XVII.3- Ferrailage de la culée :

XVII.3.1- Ferrailage du mur en retour :

Hypothèse de calcul :

On considère le mur en retour comme étant encasté sur la semelle d'une part, et sur le mur de front d'autre part.

Le mur de retour est divisé en 3 parties, chacune sera calculée comme étant encastée sur deux côtés.

Calcul des pressions :

$$P = K_a \times (q_r + \gamma h)$$

Avec : $K_a = 0,33$

$$Q_r = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$h = 0 \text{ m} \quad P_0 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 1,7 \text{ m} \quad P_0 = 14,52 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,45 \text{ m} \quad P_0 = 19,47 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5,2 \text{ m} \quad P_0 = 37,62 \text{ KN/m}^2$$

A.1- Ferrailage de la partie 3:**1) Calcul des moments fléchissant :**

- Encastrement le long de AD

$$\text{Pression moyenne} = \frac{3,3 + 14,52}{2} = 8,91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = \frac{3,75 + 2,5}{2} = 3,12 \text{ m}$$

$$M = 8,91 \times \frac{3,12^2}{2} = 43,36 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

- Encastrement le long de CD :

$$M = 3,3 \times \frac{(1,7)^2}{2} + (14,52 - 3,3) \times \frac{(1,7)^2}{6} = 10,17 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

2) Calcul des armatures :

- e : enrobage = 3,5

Ø : diamètre des armatures on choisit Ø10

- b = 100 cm

h_t = 60 cm

$$d = h_t - e - \frac{\Phi}{2} = 56 \text{ cm}$$

Acier FeE400: σ_s = 348 MPa μ₁ = 0,391

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

Horizontalement:

$$M_u = 1,35 * 43,36 = 58,53 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58,53 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,013 < 0,391$$

A_{sc} = 0 (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 5,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4T14 t = 25cm

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 43,36 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 8,8 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 205510 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{43,36 \times 10^5}{205510} \times 8,8 \times 10^{-2} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc 1,85 < 15 vérifier

Verticalement :

$$M_u = 1,35 * 10,17 = 13,73 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,73 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,003 < 0,391$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0038$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 3T8

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 10,17 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 3,33 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 30575,06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{10,17 \times 10^5}{30575} \times 3,33 \times 10^{-2} = 1,107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $1,107 < 15$ vérifier

XVII.2.2- Ferrailage de la partie 2 :**1) Calcul des moments fléchissant :**

Encastrement le long de CD :

$$\text{Pression moyenne} = \frac{14,52 + 19,47}{2} = 16,99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = \frac{1,75 + 2,5}{2} = 2,12 \text{ m}$$

$$M = 16,99 \times \frac{2,12^2}{2} = 38,19 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

- Encastrement le long de EF :

$$M = 14,52 \times \frac{(0,75)^2}{2} + (19,47 - 14,52) \times \frac{(0,75)^2}{6} = 4,54 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

2) Calcul des armatures :

- e : enrobage = 3,5

Ø : diamètre des armatures on choisit Ø10

- b = 100 cm

h_t = 60 cm

$$d = h_t - e - \frac{\Phi}{2} = 56 \text{ cm}$$

Acier FeE400: $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $\mu_1 = 0,391$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

Horizontalement:

$$M_u = 1,35 * 38,19 = 51,55 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58,53 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,011 < 0,391$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit 4T10} \quad t = 25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 38,19 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 6,3 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 106891,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{38,19 \times 10^5}{106891,49} \times 6,3 \times 10^{-2} = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } 2,25 < 15 \quad \text{vérifier}$$

Verticalement :

$$M_u = 1,35 * 4,54 = 6,13 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,73 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,0013 < 0,391$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0017$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 0,310 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit 2T8}$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 4,54 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 2,236 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 13813,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{4,54 \times 10^5}{13813,78} \times 2,236 \times 10^{-2} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $0,73 < 15$ vérifier

XVII.3.3- Ferrailage de la partie 1 :

1) Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Pression moyenne} = \frac{19,47 + 37,62}{2} = 28,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = 1,75 \text{ m}$$

$$M = 28,54 \times \frac{1,75^2}{2} = 43,71 \text{ KN.m/ml}$$

- Encastrement le long de HG :

$$M = 19,47 \times \frac{(1,25)^2}{2} + (37,62 - 19,47) \times \frac{(1,25)^2}{6} = 19,93 \text{ KN.m/ml}$$

2) Calcul des armatures :

- e : enrobage = 3,5 Φ : diamètre des armatures on choisit $\Phi 10$

- b = 100 cm $h_t = 60 \text{ cm}$

$$d = h_t - e - \frac{\Phi}{2} = 56 \text{ cm}$$

Acier FeE400: $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $\mu_1 = 0,391$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

Horizontalement:

$$M_u = 1,35 * 43,71 = 59 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,013 < 0,391$$

$A_{sc} = 0$ (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 5,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4T14 t = 25cm

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 43,71 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \quad y = 8,8 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 205510 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{43,71 \times 10^5}{205510} \times 8,8 \times 10^{-2} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $1,87 < 15$ vérifier

Verticalement :

$$M_u = 1,35 * 19,93 = 26,90 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,73 \times 10^3}{100 \times (56^2) \times 14,17} = 0,006 < 0,391$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0076$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 1,386 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 3T12

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 19,93 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 4,62 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 4355,22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{19,93 \times 10^5}{4355,22} \times 4,62 \times 10^{-2} = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $2,11 < 15$ vérifier

XVII.3.2- Ferrailage du mur de front :

Calcul des efforts par rapport à la base du mur sur son axe :

	H (KN)	N (KN)	D (m)	Ms/A' (KN.m)	Mr/A' (KN.m)
Mur de front		700	0	0	
Mur de garde grève		147	0,60	88,20	
Mur en retour		151,85	2,12	321,92	
Poussée des terres 0,5*0,33*20*4*8	105,60		0,66		69,69
Surcharge de remblai 0,33*10*2*8*0,875	46,20		3,50		161,7
Poids propre tablier		466,15	0,27	125,86	
Variation linéaire	155,04		2,00		310,08
Total	306,84	1465		535,98	541,47
Freinage	76,02		2,00		152,04
surcharge		356,40	0,27	96,22	

Hypothèse de calcul :

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

On considère le mur comme encasté à la base de la semelle.

Ferraillage :**ELU :**

$$\Delta M = M_r - M_s$$

$$\Delta M = [1,35 \times 541,47 + 1,6 \times (152,04 + 96,228)] - (1,35 \times 535,982)$$

$$\Delta M = 404,63 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = \frac{404,63}{8} = 50,57 \text{ KN.m / ml}$$

$$N = 1,35 \times 1465 + 1,6 \times 356,4 = 2547,99 \text{ KN}$$

$$N = 318,5 \text{ KN / ml}$$

$$H = 1,35 \times 306,84 + 1,6 \times 76,02 = 535,86 \text{ KN}$$

$$H = 66,98 \text{ KN/ml}$$

Caractéristique de la section :

$$H_t = 1,75 \text{ m}$$

$$D = H_t - 5 = 170 \text{ cm}$$

Le moment de flexion par rapport à la section des armatures tendues :

$$M_{AT} = M/G + N(d - 0,5 H_t) = 313,33 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul à la flexion simple:

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{313,33 \times 10^3}{100 \times 170^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,39$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 5,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 4T14 \quad t = 25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M = [541,47 + 1,2(152,04 + 96,228)] - 535,982 = 303,411 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{303,411}{8} = 37,92 \text{ KN.m / ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 16 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 2107332,93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{37,92 \times 10^5}{2107332,93} \times 16 \times 10^{-2} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } 0,28 < 15 \quad \text{vérifier}$$

Armature de répartition :

$$A_r = 25\% (8) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3T10 \quad t = 25 \text{ cm}$$

XVII.4- Etude de la semelle de liaison :**a) Evaluation de l'effort vertical :**

Sollicitation		Effort vertical V (KN)	D (m)	D × V
Mur de front	CN	700	2,47	1729,00
	CS	749	2,47	1850,03
Mur garde grève	CN	147	3,07	451,29
	CS	157,29	3,07	482,88
Mur en retour	CN	151,85	4,60	698,51
	CS	162,47	4,60	747,36

b) Ferrailage à la flexion :

$N_{\max} = 5786,64 \text{ KN}$ (effort V en CS)

$$q = \frac{1}{5,2} [(1 \times 5,2 \times 9 \times 25) + (749 + 157,29 + 162,4)] = 430,53 \text{ KN/m}$$

$$M_t = q \times \frac{l^2}{16} = 2179,55 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales :

$$M_u = 1,35 \times M_t = 2942,40 \text{ KN.m}$$

$$H_t = 100 \text{ cm}$$

$$D = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$B = 100$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2942,4 \times 10^3}{100 \times 95^2 \times 14,17} = 0,23 < \mu_l = 0,39$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,33$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times (0,8 \times b \times \alpha \times d \times f_{bu}) = 102,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 7T32 = 112,56 \text{ cm}^2 \text{ en deux nappes} \quad t = 12 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité du béton:

$$A \geq 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = A_{\min}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 11,47 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_s = 2179,55 \text{ KN.m}$$

$$0,5 b \cdot y^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$y = 40,76 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A_s (d - y)^2 = 6763779,65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{2179,55 \times 10^5}{6763779,65} \times 40,76 \times 10^{-2} = 13,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $13,13 < 15$ vérifier

CHAPITRE XVIII

JOINT DE CHAUSSEE

Chapitre XVIII

JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température et u chargement.

Pour les tabliers en béton, s'y ajoutent celles dues au retrait et au fluage. Afin de limiter les effets dus à ces déformations, le tablier et rendu librement dilatable par des coupures transversales généralement situées à ses extrémités.

Un joint de chaussée doit avoir les qualités suivantes:

- Il doit permettre les libres dilatations du tablier, et avoir un souffle (jeu maximal entre positions extrêmes) correspondant à celles-ci à partir de sa pose et ne pas se coincer ni gripper.
- Il doit assurer la continuité de la chaussée, et être confortable (absence de bruit et secousse pour les usagers qui le franchissent).
- Il doit être robuste car il est soumis aux effets dynamiques d'une circulation de plus en plus dense, lourde et rapide et son changement éventuel nécessite une interruption de la circulation.
- On peut noter à ce sujet que plus un joint est confortable, meilleur est sa tenue dans le temps, les chocs dus à la circulation étant réduits.
- En fin il doit être étanche ou, à défaut, comporter un dispositif qui recueille et évacue l'eau de ruissellement.

Le choix du type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse.

On choisira un joint de type « FT 100 » capable d'assurer un souffle de $S=100\text{mm}$: c'est un joint lourd, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.

Il est essentiellement constitué par deux éléments en forme de peigne, solidaires des deux extrémités et dont les dents coulissent l'une dans l'autre, lors de fonctionnement.

CONCLUSION

CONCLUSION

Notre travail s'est basé essentiellement sur l'étude approfondie de la superstructure ainsi que l'infrastructure d'un pont dalle en béton précontraint.

La méthode des coefficients de répartitions transversales selon GUYON MASSONNET s'est avérée efficace pour le calcul des efforts dans la dalle. Car les valeurs des efforts dus aux moments fléchissant et efforts tranchant obtenus par cette méthode vérifient avec une tolérance relative la stabilité et la sécurité des différents éléments du pont.

La principale difficulté des ces problèmes est que ce qui est simple est faux, mais ce qui est exacte est trop compliqué et inutilisable.

Ce travail reste à parfaire dans d'autres domaines telle l'étude du sol et celle des fondations.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Le calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes selon la méthode
GUYON - MASSONNET - Richard BRES -
- [2] Cours pratique de béton précontraint
Règle B.P.E.L - Georges DREUX -
- [3] Projet de béton précontraint
- R. LACROIX -
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83
- Pierre CHARON -
- [5] Cahier des prescriptions communes (Fascicule N°61)
- Ministère des travaux publics -
- [6] Appareils d'appuis (PSIDP69)
- Document SETRA -
- [7] Projet et constructions des ponts
- J .A .Calgaro – M.Virlogeux -