

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

GC.0317

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE ETUDE DES PONTS AU DESSUS  
DU CANAL DU CAYOR

DATE : JUIN 86

AUTEUR : MAYORO NIANG  
DIRECTEUR : THOMAS AQUIN  
CO-DIRECTEUR :

À ma mère

À mes frères, sœurs et amis

À mes proches et intimes

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier sincèrement le professeur Thomas Aquin, pour sa sollicitude constante et sa bienveillante collaboration. A travers lui, nous remercions aussi tous ceux qui nous ont aidé en nous fournissant documents et plans sans lesquels il nous aurait difficile de faire l'étude qui est consignée dans ce présent rapport.

# SOMMAIRE

Il nous a été demandé, dans le cadre du projet de fin d'étude à l'école polytechnique de Thies, de faire l'étude de quelques ponts qui surplomberont le canal du Cayor dont l'importance n'est plus à démontrer.

Le présent rapport constitue le document final qui est le fruit d'un an de travaux. Il contient, de façon sommaire, l'étude technique de quelques ponts dimensionnés sur la base de la norme canadienne ACNOR.

Les programmes d'ordinateur en langage BASIC que nous avons utilisés sont assez performants, à l'image des résultats obtenus. Ils sont d'ailleurs consignés dans l'annexe que nous avons prévue à cet effet.

Les types de pont étudiés sont les suivants:

- 1 pont-route de 16 m environ, en béton armé
- 1 pont en arc en maçonnerie de 16 m aussi
- 1 pont en béton précontraint de même longueur de travée.

# TABLE DES MATIERES

<u>TITRES</u>	<u>Pages</u>
REMERCIEMENTS . . . . .	i
SOMMAIRE . . . . .	ii
TABLE DES MATIERES . . . . .	iii
LISTE DES FIGURES . . . . .	iv
LISTE DES TABLEAUX . . . . .	-si-
LISTE DES PLANS . . . . .	-vi-
<u>CHAPITRE I</u>	
<u>INTRODUCTION</u>	
<u>CHAPITRE II</u>	
<u>PONT-ROUTE</u>	
1 détails d'architecture . . . . .	4
2 Calcul de la hauteur des poutres . . . . .	4
3 Contraintes de dimensionnement . . . . .	6
4 Calculs des propriétés géométriques . . . . .	6
5 dimensionnement des poutres . . . . .	7
6 dimensionnement de la dalle . . . . .	28
<u>CHAPITRE III</u>	
<u>PONT EN ARCHE</u>	
1. Contraintes de design . . . . .	35
2. Analyse de la forme . . . . .	35
3. Calcul de la géométrie et du chargement . . . . .	37
4. Exploitation des résultats . . . . .	46
5. Calcul des armatures . . . . .	49
6 Vérification de la stabilité . . . . .	52
7 Etude de l'érection . . . . .	54
<u>CHAPITRE IV</u>	
<u>PASSERELLES</u>	
1. Introduction . . . . .	57
2 Contraintes de dimensionnement . . . . .	57
3 Solutions architecturales . . . . .	58
4 Calcul du moment de surcharge . . . . .	59
5. Analyse du programme d'ordinateur . . . . .	60
6 Analyse des résultats du programme d'ordinateur . . . . .	62
7 Calcul des armatures . . . . .	64
8 Etude de l'érection des poutres . . . . .	70
<u>CHAPITRE V</u>	
<u>CONCLUSION</u>	
<u>CHAPITRE VI</u>	
<u>APPENDICES</u>	
1- Annexe 1: caractéristiques du canal . . . . .	79
2- Annexe 2: profil en long du canal . . . . .	80
3- Annexe 3: programme de calcul des poutres en béton précontraint . . . . .	81
4 Annexe 4: définition des variables du programme . . . . .	82
5 Annexe 5: calcul des propriétés géométriques des poutres . . . . .	83
BIBLIOGRAPHIE . . . . .	84

# LISTE DES FIGURES

TITRES	N° FIGURE
- Vue en perspective du pont - route . . . . .	1
- détails d'architecture du pont - route . . . . .	2
- détails d'une poutre . . . . .	3
- chargement d'une poutre . . . . .	4
- ligne d'influence du moment à $x = 3l/4$ . . . . .	6
- systèmes $B_c$ et $B_t$ . . . . .	5
- ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui . . . . .	7
- courbes enveloppes des surcharges . . . . .	8
- courbes enveloppes des charges mortes . . . . .	9
- courbes enveloppes des poutres . . . . .	10
- répartition transversale des charges . . . . .	11
- interruption des barres (poutre I) . . . . .	12
- calcul de l'effort de cisaillement (poutre I) . . . . .	13
- interruption des barres (poutre II) . . . . .	14
- disposition des armatures de la dalle . . . . .	15
- présentation du pont . . . . .	16
- définitions des variables sur une poutre en T . . . . .	17
- définitions des variables sur une poutre en I . . . . .	18
- disposition pour le calcul de l'armature transversale . . . . .	19
- disposition type pour le calcul de l'armature du parapet . . . . .	20
- caractéristiques de l'arche . . . . .	21
- architecture de la première solution . . . . .	22
- architecture de la deuxième solution . . . . .	23
- caractéristiques géométriques des poutres . . . . .	25
- répartition transversale des charges . . . . .	24
- états de contraintes aux différentes phases . . . . .	26
- disposition pour le calcul de l'armature transversale . . . . .	27
- disposition moyenne des forons . . . . .	28
- schématisation de la mise en place d'une poutre . . . . .	29
- vue de dessus de la poutre pendant l'érection . . . . .	30
- vue de côté de la poutre pendant l'érection . . . . .	31

# LISTE DES TABLEAUX

<u>TITRES</u>	<u>N° TABLEAU</u>
- Calcul des sollicitations de design - - - - -	1
- espacements des étriers - - - - -	2
- Caractéristiques géométriques du pont en arche - - -	3
- propriétés géométriques des sections - - - - -	4
- propriétés géométriques des membrures - - - - -	5
- chargement pour chaque membrure - - - - -	6
- états de contrainte en différentes sections - - - - -	7
- calcul des étriers - - - - -	8

# LISTE DES PLANS

PLAN P01 ————— PASSERELLES A BETAIL  
EN BETON PRECONTRAINTE

PLAN P02 ————— PONT EN ARCHE POUR  
BETAIL ET EN MAÇONNERIE

PLAN P03 ————— PONT-ROUTE EN BÉTON  
ARMÉ



CHAPITRE I  
INTRODUCTION

L'homme a toujours éprouvé le besoin de modifier la nature ; de la maîtriser, de la dompter. Il s'efforce à tout moment de la rendre moins hostile à son évolution en modelant son environnement à sa guise. Il la transforme en la dominant. Néanmoins cette domination est accompagnée de problèmes qu'il se doit de résoudre au prix d'un travail soutenu, d'un investissement de valeur. Le métier d'ingénieur se situe à ce niveau, c'est-à-dire dans la résolution de problèmes spécifiques pour changer de façon appréciable le cours de la vie, la logique des choses. Fort d'une connaissance scientifique et technique certaine ; il devra venir à bout de la nature en respectant des contraintes d'ordre économique, technique, architectural, social voire politique. Les difficultés inhérentes à sa tâche appellent par conséquent une définition claire du problème à résoudre ainsi que des voies et moyens mis à sa disposition.

Dans le même ordre d'idée, nous présenterons donc, dans l'introduction de notre projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur ; le problème que nous nous proposons de résoudre et le cadre dans lequel nous devons le surmonter.

Le problème à résoudre est d'assurer, par la construction de pont, la continuité des voies de communication suite à la réalisation du canal du CAYOR. Ce dernier est d'une importance capitale ; il sera trapézoïdal, à ciel ouvert avec 16,42m de large et fournira de l'eau à plusieurs milliers de personnes. Il s'étendra du nord jusqu'au centre du pays. (voir annexe 1)

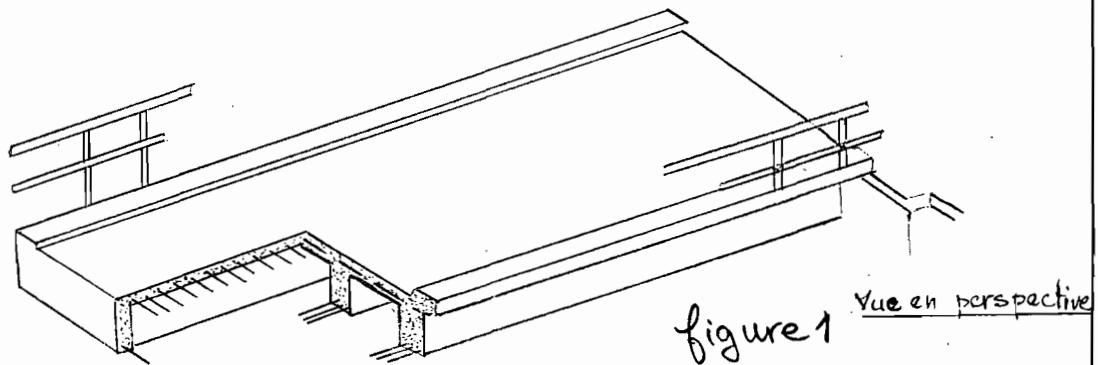
Le cadre dans lequel, nous devons faire l'étude est plutôt contraignant, il est caractérisé par une certaine rareté de ressources financières; par une abondance de main d'oeuvre plus ou moins qualifiée, par une rareté de certains matériaux de construction. Il est aussi caractérisé par une certaine inertie naturelle à l'innovation due à des conditions de travail précaires et difficiles et à une certaine propension sociale à la sauvegarde des valeurs socio-culturelles, voire techniques qui sont simples par nature. Ce sera un cadre de pays sous-développé, sahélien de surcroît: nous voulons parler de notre cher Sénégal qui néanmoins se donne les moyens de son développement en faisant de la nature son allié par l'aménagement du principal fleuve du pays.

Nous essayerons donc de consigner dans des plans représentatifs l'idée qui germe en nous. Ces plans contiendront toutes les informations nécessaires pour l'exécution des ouvrages d'art; l'information complémentaire doit être cherchée au niveau du présent rapport.

CHAPITRE II  
PONT ROUTE

« Il faut à Toulouse un pont toulousain »  
(Séjourné 1914)

# DETAILS D'ARCHITECTURE



## II) CALCUL DE LA HAUTEUR DES POUTRES

ref: calcul et exécution des ouvrages en béton armé, V-FORESTIER

Les armatures comprimées sont onéreuses, c'est pourquoi nous nous proposons de les éviter en utilisant une hauteur de poutre adéquate.

Si  $h$  est la hauteur minimum pour que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires alors

$$h = \frac{2M + 0,46be^2r}{0,92berd} \quad (\text{page 51}) \quad \text{avec}$$

$$d = \frac{mr}{R+mr} \quad \text{et} \quad m = \frac{Ea}{Eb}$$

pour un béton de 30MPa que nous utiliserons conformément à la norme  $E_b \approx 5000 \sqrt{f'_c} \Rightarrow m = 7,3$

$$r: \text{contrainte admissible} = 0,4 f'_c = 12 \text{MPa} = 11772 \text{ kgf/cm}^2$$

ACNOR 56 (8.5.2.1)



### III) CONTRAINTES DE DIMENSIONNEMENT

Pour les traversées de routes principales ; nous devons respecter les contraintes suivantes :

- Pont de 1<sup>ère</sup> classe
- largeur roulable : 7 m
- système de charges : les systèmes B
- gabarit au dessus du plan d'eau maximum = 2,5 m
- hauteur garde-corps = 1 m
- longueur du pont : 16,42 m voir annexe 1

### IV) CALCULS DES PROPRIÉTÉS GEOMÉTRIQUES DES POUTRES

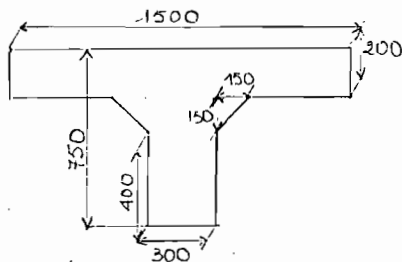


fig 3. détails d'une poutre

A = aire

$y_G$  = position du centre de gravité par rapport à la fibre du bas

I = moment d'inertie

$$A = 1500 \times 200 + \frac{2 \times 150 \times 150}{2} + 550 \times 300 = \underline{487500 \text{ mm}^2}$$

$$y_G = \frac{1}{487500} \left[ 1500 \times 200 \times 650 + \frac{150 \times 150}{2} \times 500 \times 2 + 550 \times 300 \times 275 \right] \Rightarrow y_G = \underline{516,16 \text{ mm}}$$

$$I = \frac{1500 \times 200^3}{12} + (1500 \times 200 \times 286,84^2) + 2 \left( \frac{150 \times 150^3}{36} + \frac{150^2}{2} \times 146,84^2 \right) + \frac{300 \times 550^3}{12} + (300 \times 550 \times 78,16^2) = \underline{3,3115 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}$$

par application du théorème de Huyghens.



# V DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

## 1) inventaire des charges

### \* béton

trottoir  $1000 \times 200 \cdot 10^{-6} \times 2500 \times 10 = 5,0 \text{ kN/m}$

poutres  $487500 \times 2500 \times 10 \cdot 10^{-6} \times 6 = 73,12 \text{ kN/m}$

On a 6 poutres :  $g = 10$  et un béton normal  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

### \* bitume

Le "Metric Design Handbook" donne  $92 \text{ kg/m}^2$  pour 40 mm de bitume. On aura alors

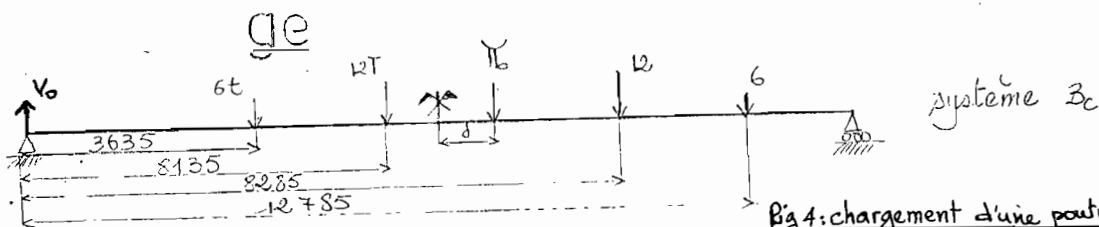
$$\left(\frac{140+70}{2}\right) \times 3500 \times 2 \times \frac{92}{40} \times 10 \cdot 10^{-6} = 0,02$$

⇒

$$w = 5 + 73,12 + 0,02 = 78,14 \text{ kN/m}$$

et ceci pour les 6 poutres

## 2) évaluation du moment de surcharge



Par application directe du théorème de Barré on trouve le moment maximal dû au convoi (voir "résistance des matériaux appliqué - M. albigés et A. Coin page 97).

$$\delta = 37,5 \text{ mm.}$$

$$V_0 = \frac{\Pi_0 l}{4} \left( \frac{1}{2} - \frac{\delta}{l} \right) \text{ avec } \Pi_0 = \text{résultante des charges}$$

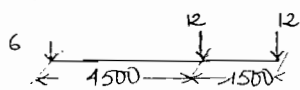
$$= (12 \times 2 + 6 \times 2) \times 10 \times \left( \frac{1}{2} - \frac{37,5}{16420} \right) = 178,19 \text{ kN.}$$

$$\text{moment max} = \frac{\Pi_0 l}{4} \left( 1 - \frac{d_i}{l} \right)^2 - \sum P_j d_j = \frac{360 \times 16,42}{4} \left( 1 - \frac{7,5}{16420} \right)^2 - 60 \times 4,5$$

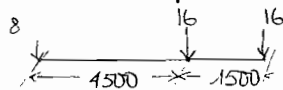
$$= 1194,33 \text{ kN.m}$$

le facteur de roue =  $s/1,8$  dans la norme canadienne (S-6(5.2.2.2))  
 La figure 1 de la même norme montre que cette distance de 1,8 correspond à la distance entre axes des pneus.  
 Avec les systèmes B que nous utilisons, on devra prendre 2,0 m au lieu de 1,8. Alors le facteur de roue devient  $s/2,0 = 1,5/2 = 0,75$  avec  $s$ : espacement moyen des poutres

Si  $M = 1194,33 \text{ kN.m}$  est le moment max pour les essieux entiers, le moment max pour un demi-essieu sera:  $\frac{1194}{2} = 597,17$  et le moment de surcharge pour une poutre (sans impact, ni pondération) devient:  $597,17 \times 0,75 = 448 \text{ kN.m}$  conformément aux prescriptions de la norme canadienne et pour le système Bc



système Bc



système Bt

fig 5 systèmes Bc et Bt

On voit que le moment  $M_{Bt} = \text{moment}_{Bc} \times 1,33$

donc avec le système Bt on aura  $M = 1,33 \times 448 = 597 \text{ kN.m}$

Aussi la norme exige de majorer les moments de surcharge pour tenir compte de l'aspect dynamique des charges. Le coefficient de majoration appelé aussi facteur d'impact est donné par l'article 5.1.11.2

$$I = \frac{15}{L+38} = \frac{15}{16,42+38} = 27\%$$

alors  $M_{L+I} = 597 \times 1,27 = \underline{759 \text{ kN.m}}$

### 3/établissement des courbes enveloppes

\* courbe enveloppe du moment de surcharge.

Nous avons déjà calculé le moment maximum à  $x = 8135 \text{ mm}$  (voir fig 4); calculons maintenant le moment maximum à  $x = 3l/4 = 12,315 \text{ m}$ .

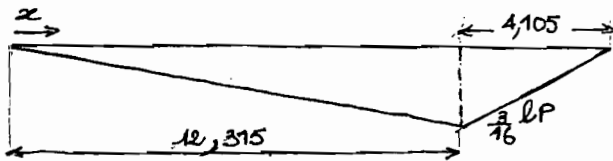
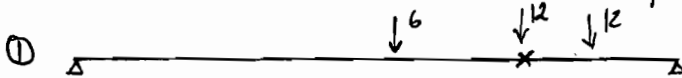
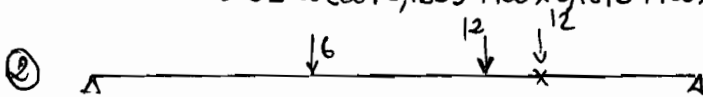


FIG 6 : ligne d'influence du moment à  $x = 3l/4$

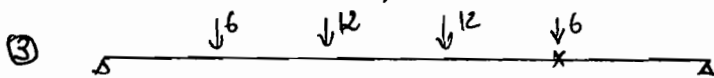
Il résulte de la forme de la ligne d'influence que la position la plus défavorable du convoi comporte toujours la présence d'un essieu au droit de la section considérée. Faisons les différentes possibilités et calculons les moments correspondants.



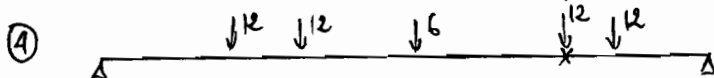
$$M = l(60 \times 0,1899 + 120 \times 0,1875 + 120 \times 0,11899) = 43,92l = 721,17 \text{ kN.m}$$



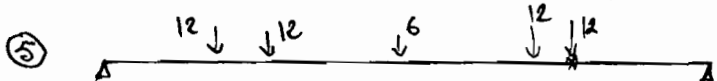
$$M = l(60 \times 0,09615 + 120 \times 0,164662 + 120 \times 0,1875) = 48,022l = 788,62 \text{ kN.m}$$



$$M = l(60 \times 0,0276 + 120 \times 0,09615 + 120 \times 0,11899 + 60 \times 0,1875) = 38,72l = 647,40 \text{ kN.m}$$



$$M = l(120 \times 0,0276 + 120 \times 0,05047 + 60 \times 0,11899 + 120 \times 0,1875 + 120 \times 0,11899) = 874,97 \text{ kN.m}$$



$$M = l(120 \times 4,7910^{-3} + 120 \times 0,0276 + 60 \times 0,09615 + 120 \times 0,164662 + 120 \times 0,1875) = 852 \text{ kN.m}$$

Donc on voit qu'à  $x = \frac{3l}{4}$  le moment maximum sera de 874,97 kN.m

avec le système Bc.

Courbon, dans son livre "Resistance des matériaux tome 1" montre à la page 303 que l'enveloppe des moments peut être approximé par :

$$M = \frac{a^2}{2} \left[ \left( 1 - \left( \frac{x}{a} \right)^2 \right) \left[ q + S \left( \frac{x}{a} \right)^2 \right] \right]$$
 l'origine des  $x$  étant le milieu de la travée

si  $x = \frac{a}{2} = \frac{8,21}{2} = 4,105 \Rightarrow M = 874,97 \text{ kN.m}$

si  $x = 8,21 - 8,135 = 0,075 \Rightarrow M = M_{\max} = 1194,33 \text{ kN.m}$  (voir fig 4)

$$\Rightarrow 1194,33 = \frac{8,21^2}{2} \left[ 1 - \left( \frac{0,075}{8,21} \right)^2 \right] \left[ q + S \left( \frac{0,075}{8,21} \right)^2 \right]$$
 et

$$874,97 = \frac{8,21^2}{2} \left[ 1 - \left( \frac{4,105}{8,21} \right)^2 \right] \left[ q + S \left( \frac{4,105}{8,21} \right)^2 \right]$$

ce qui donne  $q = 35,441$  et  $S = -3,301$

vérification.  $34,6159 = 35,441 \cdot 0,36 + 0,25 \cdot (-3,301)$  O.K

donc

$$M_{Bc} = \frac{8,21^2}{2} \left( 1 - \left( \frac{x}{8,21} \right)^2 \right) \left[ 35,441 - 3,301 \left( \frac{x}{8,21} \right)^2 \right]$$

sans impact ni pondération

\* courbe enveloppe de l'effort tranchant de surcharge

. calculons l'effort tranchant maximum au niveau de la poutre; c'est celui de l'appui

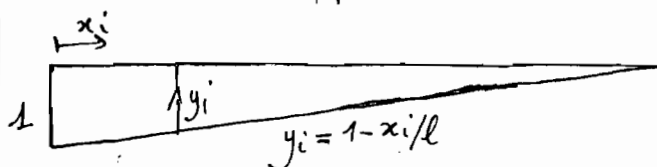
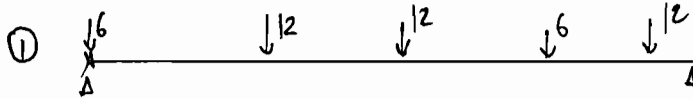
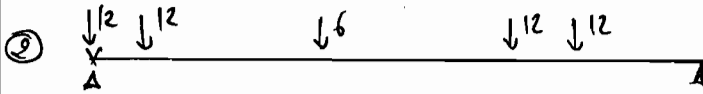


FIG 7: ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui

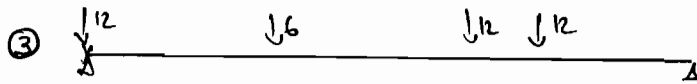
$$T = \sum P y_i$$



$$T = 60 \times 1 + 120 \times 0,7259 + 120 \times 0,6346 + 60 \times 0,3605 + 120 \times 0,0865 = 255,27 \text{ kN}$$



$$T = 120 \times 1 + 120 \times 0,9086 + 60 \times 0,6346 + 120 \times 0,3605 + 120 \times 0,2692 = 342,67 \text{ kN}$$



$$T = 120 \times 1 + 60 \times 0,7259 + 120 \times 0,4519 + 120 \times 0,3605 = 261,042 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = T_{\text{appui}} = \underline{342,67 \text{ kN}}$$

Courbon a aussi montré dans le livre que nous avons déjà cité qu'en pratique pour des ponts de faibles ouvertures, comme le nôtre, on peut remplacer la courbe enveloppe par une droite; ceci étant sécuritaire. Alors

$$T(x) = ax + b \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T(0) = T_{\max} \\ T(l) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 342,67 \text{ kN} \\ a = -20,869 \text{ kN/m} \end{cases}$$

d'où  $T(x) = -20,869x + 342,67$  sans impact ni pondération.

\* visualisation des courbes enveloppes dues aux surcharges

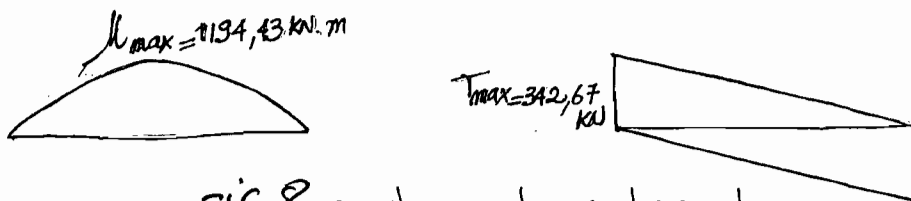


FIG 8: courbes enveloppes des surcharges

\* courbes enveloppe des efforts pour les charges mortes

$$w = 78,14 \text{ kN/m pour les 6 poutres.}$$

Les entretoises répartissent les charges mortes uniformément sur les poutres en assurant le cheminement des excédents de contraintes au prorata des rigidités flexionnelles des poutres

Puisque les poutres sont identiques ; on peut en déduire qu'elles reprendront les mêmes sollicitations de charge morte.

$$\text{donc } w = \frac{78,14}{6} = 13,02 \text{ KN/m}$$

. courbe enveloppe du moment fléchissant

Dans le cas de charge uniformément répartie ; il est possible de représenter la ligne enveloppe du moment fléchissant par une équation de la forme suivante :

$$M = \frac{wx(l-x)}{2} \quad (\text{courbon - résistance des matériaux I page 302})$$

$$\Rightarrow M = 13,02 x(l-x)/2 = 6,51 x(l-x)$$

avec  $M_{\max}$  à  $x = l/2$

. courbe enveloppe de l'effort tranchant

L'équation suivante est utilisée :

$$T_{\max} = \frac{w(l-x)^2}{2l} \quad \text{et} \quad T_{\min} = -\frac{wx^2}{2l}$$

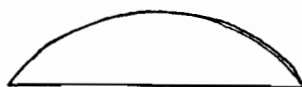
(courbon - résistance des matériaux I page 301)

ce qui donne  $T_{\max} = 0,3965(l-x)^2$

$$T_{\min} = -0,3965 x^2$$

. visualisation des courbes enveloppes pour les charges mortes

mortes



$$M_{\max} = 877,60 \text{ kN.m}$$

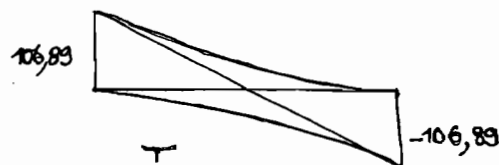


FIG 9 : courbes enveloppes des charges mortes

\* Détermination du système de surcharge à considérer

Il est évident que le système de surcharge à considérer sera le système  $B_E$  au lieu de  $B_C$  car donnant des sollicitations 1,33 fois plus grandes

Les sollicitations données par le système  $B_r$  seront aussi moindres:

$$- M_{\max} = \text{roue à } l/2 = \frac{100}{2} \times \frac{l}{2} = \frac{100 \times 16,42}{4} = 410 < 1194$$

$$- T_{\max} = 100 \text{ kN}$$

puisque l'on a une roue isolée de 10T soit 100 kN

\* Calcul des courbes enveloppes résultantes

Le calcul aux états limites nous recommande de faire le dimensionnement à partir de:

$$M_u = 1,3 (M_D + 1,67 M_{L+I}) = 1,3 (M_D + 1,67(1+I) M_L)$$

(article 5.1.24.3)

$$I = 0,27$$

$$\Rightarrow M_u = 1,3 (M_D + 2,1209 M_L) \quad \text{et} \quad T = V_u = 1,3 (T_D + 2,1209 T_L)$$

$$\text{aussi} \quad M_{L_{BE}} = \frac{8}{6} M_{L_{BC}}$$

les courbes enveloppes déjà déterminées devront donc être révisées pour être relatives au système  $B_E$ ; cela revient à multiplier tout ce qui a trait aux surcharges par  $8/6$

$$\text{d'où} \quad M_{u_{BE}} = 1,3 (M_D + 2,1209 \times \frac{8}{6} M_{L_{BE}}) = 1,3 (M_D + 2,8279 M_{L_{BE}})$$

$$\text{et} \quad V_{u_{BE}} = T_{BE} = 1,3 (T_D + 2,1209 \times \frac{8}{6} T_{L_{BE}}) = 1,3 (T_D + 2,8279 T_{L_{BE}})$$

La courbe enveloppe résultante consiste donc à déterminer pour chaque  $x$  les sollicitations correspondantes tirées des

deux équations précédentes. Pour se faire, nous utiliserons un programme d'ordinateur très simple qui donne, pour chaque position sur la poutre, les sollicitations de design. Les résultats sont confinés dans le tableau suivant:

$x$ (mm)	$M_D$ (kN.m)	$M_{L_{BC}}$ (kN.m)	$T_D$ (kN)	$T_{L_{BC}}$ (kN)	$M_{u_{BE}}$ (kN.m)	$V_{u_{BE}}$ (kN)
1000	100,384	253,621	94,278	321,801	1062,88	1305,58
2000	187,748	483,825	22,447	300,932	2022,74	1213,48
3000	262,092	686,667	71,408	280,063	2865,09	1122,41
4000	323,416	858,793	61,163	259,194	3577,55	1032,37
5000	371,721	997,433	51,710	238,325	4150,07	943,37
6000	407,005	1100,400	43,051	217,456	4574,50	855,39
7000	429,269	1116,120	35,184	195,587	4845,04	768,45
8000	438,513	1193,581	28,110	175,718	4957,99	682,53
9000	434,737	1182,353	21,829	154,849	4911,81	597,65
10000	417,942	1132,612	16,342	133,979	4707,13	513,79
11000	388,126	1045,130	11,648	113,111	4346,75	430,97
12000	345,290	921,239	7,746	92,242	3835,60	349,18
13000	289,434	762,874	4,638	71,373	3180,79	268,41
14000	220,558	572,558	2,322	50,504	2391,60	188,68
15000	138,663	353,400	0,790	29,635	1479,45	109,98
16000	43,747	109,096	0,690	8,766	457,938	32,32
0	0,000	0,000	106,902	342,670	0,000	1398,72

$x$ : distance par rapport à l'appui de droite.

table 1 Calcul des sollicitations de design

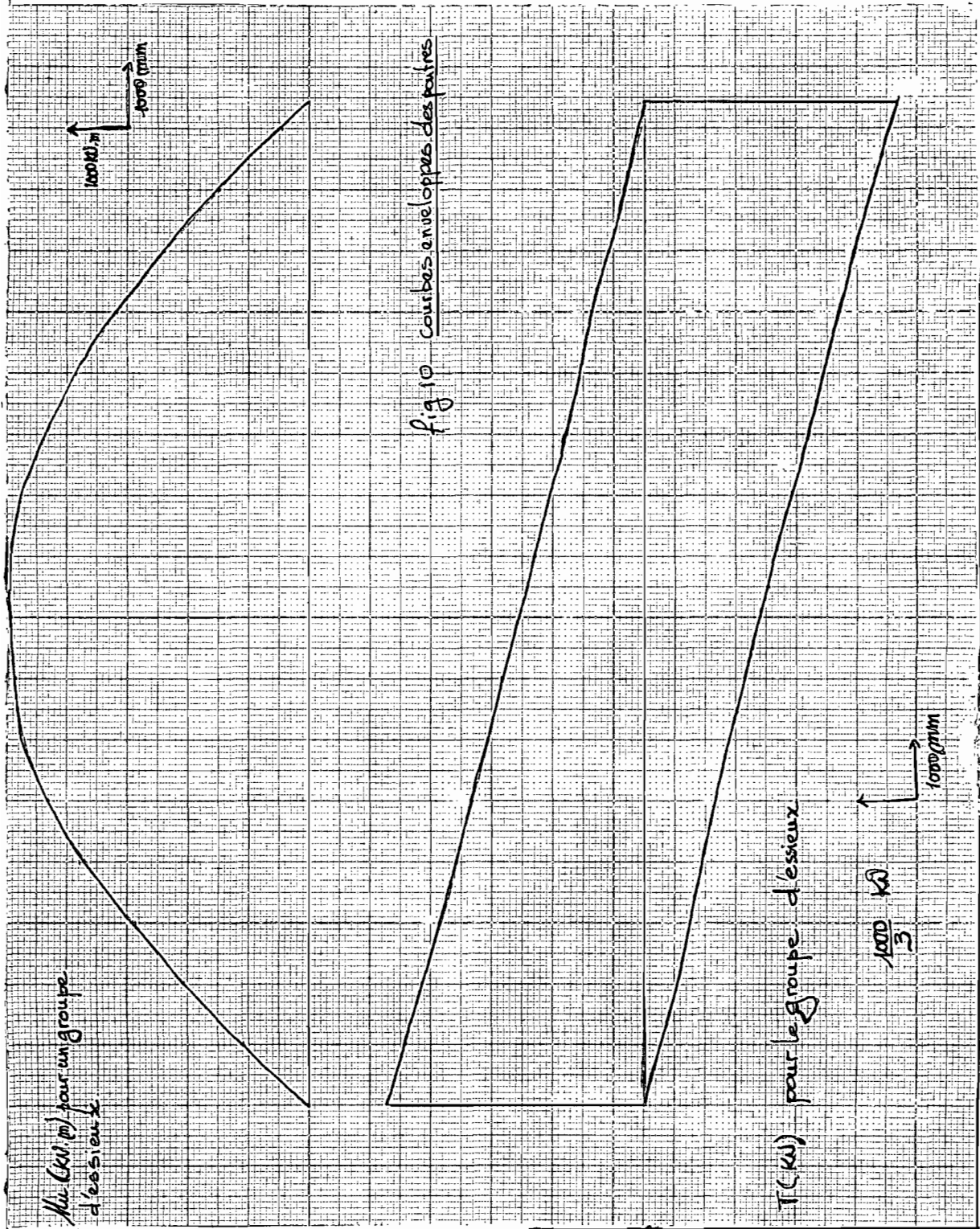
Il y'a lieu cependant de faire des remarques concernant ce tableau.

- les sollicitations obtenues devront encore être multipliées par le facteur de roue comme lors de la détermination du moment de surcharge pour une poutre
- les courbes enveloppes tirées automatiquement du tableau seront relatives à l'ensemble de l'essieu. Donc, il y'a lieu de diviser les sollicitations obtenues par 2 pour avoir l'influence de la moitié de l'essieu du convoi conformément à l'idée qui sous-tend le principe



de l'utilisation du facteur de roue.

On obtient en définitive les courbes des figures 10 qui sont listées ci-dessous avec leurs échelles correspondantes. Comme rappelé ci-dessous ; ces courbes concernent l'ensemble de l'essieu.



#### 4/dimensionnement des poutres (type I)

Les poutres de type I sont les poutres extérieures. Elles devront aussi supporter la surcharge de trottoir qui est de  $4,0 \text{ kN/m}^2$

##### \* dimensionnement en flexion

D'après la figure des courbes enveloppes (fig 10), le moment de design est de  $4961,5 \text{ kN.m}$  pour l'ensemble de l'essieu. Pour un demi-essieu, ce moment devient  $4961,5 / 2 = 2480,75 \text{ kN.m}$ .

Conformément à la norme; on doit aussi supposer que le plateau se comporte comme une poutre sur appui simple entre les poutres extérieures et les poutres intérieures pour le calcul du moment de dimensionnement des poutres extérieures.

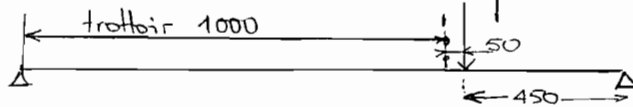


FIG 11 répartition transverse des charges

On a alors

$$M_u = 2480,75 \times 450 / 1500 = 744,225 \text{ kN.m.}$$

Le moment additionnel dû à la surcharge de trottoir devra aussi être comptabilisé; il sera de:

$$M = 4 \times \sqrt{16,42^2} / 8 = 134,81 \text{ kN.m (sans impact ni pondération)}$$

Le moment à partir duquel on fait le dimensionnement est la somme de ces 2 moments avec leurs pondérations respectives.

$$M_d = 744,25 + 1,3 \times 1,67 \times 134,81 \times 1,27 = 744,25 + 372 \approx 1116 \text{ kN.m}$$

Remarquons que, dans l'alinéa II du présent chapitre, le moment utilisé lors des calculs est toujours plus grand que celui effectivement trouvé; on en conclut que ces poutres pourront être dimensionnées à partir

d'armatures tendues uniquement.

- Largeur de la semelle à considérer dans les calculs

$$b_f \leq \frac{1}{4}l = \frac{1}{4} \times \frac{16,42}{2} = 2,052 \text{ m.}$$

$$b_f \leq b_w + 24h_f (= 300 + 24 \times 200 = 5,1 \text{ m})$$

$$b_f \leq \text{espacement entre poutre } (= 1500 \text{ mm})$$

donc on prend  $b_f = 1500 \text{ mm}$

- Position de l'axe neutre

supposons que  $h_f = a$  et  $M_p = M_u$

$$M_p = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{h_f}{2}\right)}$$

avec un enrobage de 40 mm, des étriers de 10 mm et des armatures de 35

On a  $d = 750 - 40 - 10 - 35/2 = 682,5 \text{ mm}$  d'où

$$A_s = \frac{1116 \cdot 10^6}{0,9 \times 400 \left(682,5 - \frac{200}{2}\right)} = 5322 \text{ mm}^2 \text{ en utilisant des aciers de } 400 \text{ MPa.}$$

et  $A_s f_y / 0,85 f'_c b_f = a = 56 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  pour un béton de 30 MPa

On en déduit que notre poutre en T se comporte comme une poutre rectangulaire comprimée de largeur  $b_f$ .

Pour  $b_f = 1500 \text{ mm}$ ;  $d = 682,5 \text{ mm}$  et  $M_u = 1116 \text{ kN.m}$ ; on a

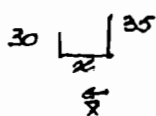
$$k_u = 10^6 M_u / b d^2 = 1116 \cdot 10^6 / 1500 \times 682,5^2 = 1,597$$

La table 1.2 du "Metric Design Handbook" donne alors, pour  $f_y = 400 \text{ MPa}$

et  $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ;  $\varphi = 0,46\%$   $\Rightarrow A_s = \varphi b d = 4709 \text{ mm}^2$

soit  $3\phi 35 + 3\phi 30$  en 2 rangées séparées de 25 mm. (S-6; 82-2.2)

- calcul du nouveau "d"



$$c.g = 1 = \bar{x}$$

$$x = \frac{30 + 35}{2} + 25 = 57,5$$

$$\text{et } 65\bar{x} = 30 \times 57,5 \Rightarrow \bar{x} = 26,54 \text{ mm}$$

$$\text{et } d = 750 - 40 - 10 - \frac{35}{2} - 26,54 = 655,96 \text{ mm}$$

. détermination de  $A_s$

$$\text{ku devient égal à } 111610^6 / 1500 \times 655,96^2 = 1,729$$

$$\text{et } \varphi \text{ devient: } \varphi = 0,49872 \approx 0,52 \text{ et}$$

$$A_s = \varphi b d = 0,52 \times 1500 \times 655,96 = 4920 \text{ mm}^2 \approx 5000 \text{ mm}^2$$

le choix de  $3\phi 35$  et  $3\phi 30$  fournit  $5100 \text{ mm}^2$  o.k

. calcul du moment résistant pour vérification

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{5100 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1500} = 53,33 \text{ mm} < 200 \text{ mm}^2 \text{ o.k}$$

et

$$M_r = \varphi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 5100 \times 400 \left( 655,96 - \frac{53,33}{2} \right) = 1155 \text{ kN.m}$$

$$1155 > 1116 \text{ o.k.}$$

\* répartition des armatures (ref: Pillai et Kirk, design in Canada)

$$M_{u,30} = \frac{M_u \times 30}{30+35} = 515,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,35} = \frac{M_u \times 35}{30+35} = 600,92 \text{ kN.m}$$

. moment à partir duquel on peut arrêter  $1\phi 30$

$$M_d = \frac{2 \times 515,08}{3} + 600,92 = 944,31 \text{ kN.m}$$

si nous

~~pour~~ nous référons à notre courbe enveloppe on aura.

$$M_u = (944,31 - 372) \times \frac{1500}{450} \times 2 = 3815 \text{ kN.m}$$

ceci est fait par un raisonnement inverse.

$$\text{pour } M_u = 3815 \text{ kN.m} \rightarrow z = 4,1 \text{ m (fig 10)}$$

Théoriquement, jusqu'à  $z = 4,1 \text{ m}$ . 1 des barres de diamètre 30 peut être enlevée de l'ensemble.

$$\text{Longueur résultante} = 8210 - 4100 = 4110 \text{ mm.}$$

Il faut aussi vérifier que cette longueur est suffisante pour ancrer

la barre en question.

$l_d(30\pi) = 970 \text{ mm}$  selon la table 7.12 du "Metric Design Handbook")  
avec  $l_d$  la longueur de développement des barres

La longueur totale de la barre devra être au moins égale à  $l_t$

$$l_t = l_d + \max(d, 12d_b) = 970 + \max(658, 360) = 1629 \text{ mm}$$

comme  $1629 < 4110$  donc on peut arrêter cette barre à  $x = 4,1 \text{ m}$   
de l'appui, soit  $4,1 \text{ m}$  du milieu de travée.

. distance à partir de laquelle on peut arrêter 2  $\phi 30$  en plus du  $\phi 30$  déjà arrêtés

$$M_d = 600,92 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = (600,92 - 372) \times \frac{1500}{450} \times 2 = 1526 \text{ kN.m}$$

d'où  $x = 1400 \text{ mm}$  de l'appui d'après la figure 10.

$$\text{longueur obtenue} = 4100 - 1400 = 2700 > 1629 \text{ mm}$$

Donc on peut aussi les arrêter à  $1400 \text{ mm}$  de l'appui.

Il y a lieu de vérifier aussi qu'au moins  $\frac{1}{3}$  de l'acier a continué jusqu'à l'appui.

$$3000 \text{ mm}^2 > \frac{5100}{3} \quad \text{o.k.}$$

En définitive on obtient pour les poutres extérieures, la configuration suivante:

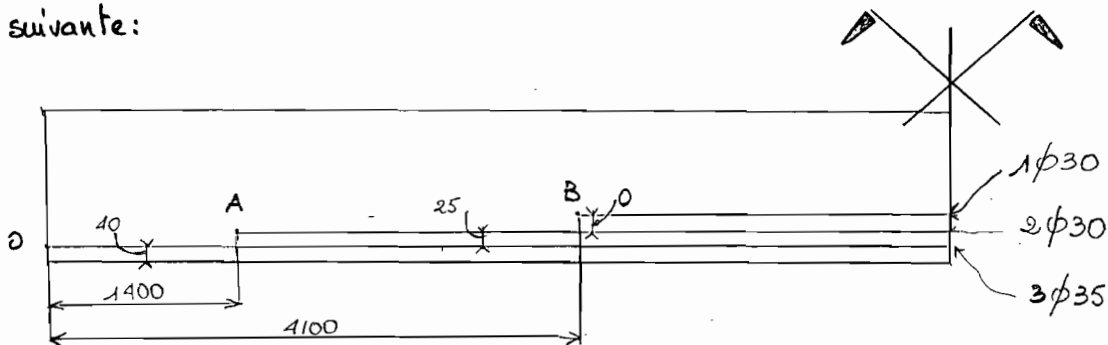


FIG 12

interruption des barres (poutre I)

\* dimensionnement au cisaillement

Tout près de l'appui  $d = 682,5$  mm. La figure 10 donne à cette position  $T = 1350$  kN. En utilisant la même procédure que pour le moment on aura  $V_u = \frac{1350 \times 450}{2 \times 1500} = 202,5$  kN. sans compter l'effet de la surcharge de trottoir. En définitive pour avoir  $V_d$  (d comme design); il faudra faire la somme des deux courbes suivantes.

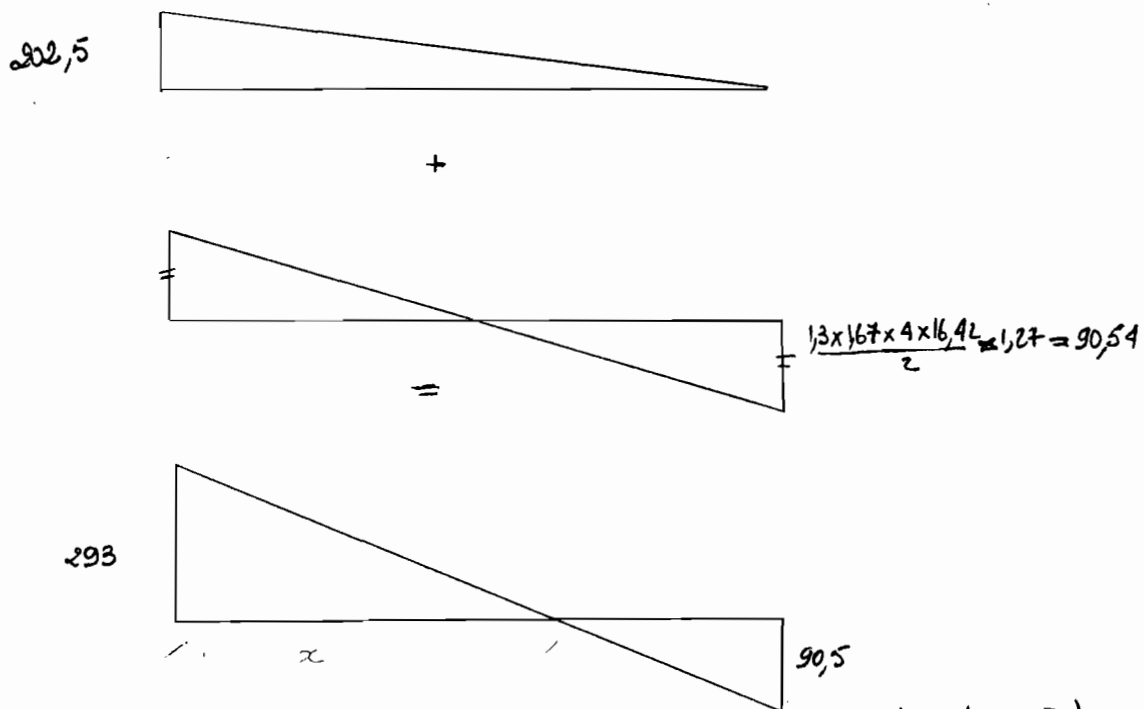


FIG 13 Calcul de l'effort de cisaillement (poutre type I)

aussi  $x = \frac{16,42 \times 293}{(293 + 90,5)} = 12,54$  m

l'équation de cette droite sera:

$y = ax + b$        $b = 293$        $-90,5 = 16,42a + 293 \Rightarrow a = -23,36$

d'où  $y = -23,36x + 293$  (vérification:  $x = 12,54 \Rightarrow y = 0,06 \approx 0$ )

En nous référant à la figure 12; nous pouvons déduire que:

• entre OA  $d = 682,5$  mm;  $V_u(x:A) = 260,3$  kN  $\Rightarrow v_u = \frac{260,3 \cdot 10^3}{0,85 \times 300 \times 682,5} = 1,57$  MPa

• entre AB,  $d$  va changer en raison de l'apparition des  $\phi 30$

30 . . . . .  $\begin{matrix} 60 \\ \downarrow \\ 57,5 \end{matrix}$   $\begin{matrix} 105 \\ \downarrow \\ 57,5 \end{matrix}$   $\Leftrightarrow 165 \bar{x} = 60 \times 57,5 \Rightarrow \bar{x} = 20,91 \text{ mm}$   
 35 . . . . .  
 alors  $d = 682,5 - 20,91 = 661,59 \text{ mm}$

Aussi  $V_u(x:B) = 197,22 \text{ kN} \Rightarrow v_u = \frac{197,22 \cdot 10^3}{0,85 \times 300 \times 661,59} = 1,17 \text{ MPa}$

• Après B

30 . . . . .  $\begin{matrix} 90 \\ \downarrow \\ 57,5 \end{matrix}$   $\begin{matrix} 105 \\ \downarrow \\ 57,5 \end{matrix}$   $\Leftrightarrow 195 \bar{x} = 90 \times 57,5 \Rightarrow \bar{x} = 26,54 \text{ mm}$   
 35 . . . . .  
 d'où  $d = 682,5 - 26,54 = 655,96 \text{ mm}$

$v_e$  = composante du cisaillement repris par le béton =  $0,17 \sqrt{f_c} = 0,93 \text{ MPa}$

• verification de la section à "d"

à  $x = "d"$   $V_u = 277,06 \text{ kN} \Rightarrow v_u = 1,59 \text{ MPa}$

et  $v_u - v_e = 1,59 - 0,93 = 0,66 \text{ MPa} < 0,67 \sqrt{f_c} (= 3,67 \text{ MPa})$  O.k.

• espacements maximum.  $0,33 \sqrt{f_c} = 1,81 \text{ MPa}$

puisque  $v_u - v_e$  est toujours inférieur à  $0,33 \sqrt{f_c}$  alors

$$S_{\max} \leq \begin{cases} d/2 = 655,96/2 = 328 \text{ mm} \\ 3b_w = 3 \times 300 = 900 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend  $S_{\max} = 325 \text{ mm}$ .

Aussi  $(v_u - v_e)_{\min} = 0,35 \Rightarrow v_u = 0,35 + 0,93 = 1,28 \text{ MPa} \Rightarrow V_u = 315,94 \text{ kN}$

$\Rightarrow x = 3,3 \text{ m}$  de l'appui

dans ce cas l'espacement requis sera de:  $\frac{200 \times 400}{0,35 \times 300} = 762 \text{ mm}$

si on utilise des étriers de  $10\phi$ .

On peut arrêter les étriers à  $v_u = v_e/2 = 0,465 \Rightarrow V_u = 77,78 \text{ kN}$

d'où  $x = 9,21 \text{ m} > 8210 \text{ mm}$ . Donc dans la moitié de poutre qui nous intéresse on arrêtera pas les étriers.

• Autres espacements

espacement de départ:  $S = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_e) b_w} = \frac{200 \times 400}{0,66 \times 300} = 404 \text{ mm}$





8  $\phi$  35 en 3 couches assurent une aire d'acier de 9000 mm<sup>2</sup>

. calcul du nouveau "d"

$\vdots \vdots \vdots \leftarrow \begin{array}{c} 105 \quad 105 \\ \text{---} \\ 60 \quad 60 \end{array} \rightarrow 280 \bar{x} = 105 \times 60 + 70 \times 140$

d'où  $\bar{x} = 52,5$  mm si on suppose 25 mm entre les couches

comme le stipule la norme à l'article 8.2.2.2

alors le nouveau d sera de:  $682,5 - 52,5 = 630$  mm

$$\Rightarrow k_u = 2,66 \times \frac{682,5^2}{630^2} = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \psi = 0,936\% \text{ (table 1.2)}$$

$$\text{d'où } A_s = 0,94 \times 1500 \times 630 / 100 = 8850 \text{ mm}^2 < 9000 \text{ mm}^2$$

On considère par conséquent 3  $\phi$  35 sur 3 rangées espacées de 25 mm au lieu de 8  $\phi$  35.

Si la dimension maximale des granulats est fixée à 28 mm les barres seront espacées de 71,4 mm centre à centre dans le sens transversal (table 7.9); ce qui est correct.

. calcul du moment résistant pour vérification

$$d = 682,5 - 25 - 35 = 622,5 \text{ mm.}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{9000 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1500} = 94 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

et

$$M_e = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 9000 \times 400 \left( 622,5 - \frac{94}{2} \right) = 1864 \text{ kN.m.}$$

On voit que  $M_e > M_d$  o.k.

\* répartition des armatures (ref. Pillai et Kirk. .... design in Canada)

. arrêt d'une barre  $\phi$  35

$$M_d = \frac{8 \times 1860,6}{9} = 1653,87 \text{ kN.m soit sur notre courbe}$$

$$\text{enveloppe (fig 10)} \quad M_u = 1653,87 \times \frac{2}{1,5} \times 2 = 4410,3 \text{ kN.m}$$

ce moment correspond à  $x = 5,1\text{m}$ .

$$l_d(\phi 35) = 1390\text{ mm}$$

$$d = 622,5\text{ mm} ; 12db = 12 \times 35 = 420\text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_t = 1390 + \max(622,5, 420) = 1390 + 622,5 = 2012,5\text{ mm}$$

longueur utile selon le diagramme des moments =  $l_u = 8210 - 5100 = 3110\text{ mm}$

$$3110 > 2012,5 \quad \text{O.K}$$

On arrêtera donc la première barre  $\phi 35$  à  $x = 5100\text{ mm}$  de l'appui

. arrêt de 3 barres de diamètre 35

$$M_d = \frac{(9-3) \times 1860,6}{9} = 1240,4\text{ kN.m soit}$$

$$M_u = 1240,4 \times \frac{2}{1,5} \times 2 = 3307,7\text{ kN.m sur notre courbe enveloppe,}$$

qui correspond à  $x = 3500\text{ mm}$  de l'appui

$$l_u = 5100 - 3500 = 1600$$

$$d = 630\text{ mm} ; 12db = 420\text{ mm} \Rightarrow \max(d, 12db) = 630\text{ mm}$$

$$\text{et } l_t = 1390 + 630 = 2020\text{ mm}$$

dans ce cas  $l_t > l_u$ ; donc on arrête les deux autres barres à

$$x = 5100 - 2020 = 3080\text{ mm au lieu de } x = 3500\text{ mm de l'appui}$$

. arrêt d'une 4<sup>ème</sup> barre

$$M_d = \frac{(9-4) \times 1860,6}{9} = 1033,67\text{ soit}$$

$$M_u = 1033,67 \times \frac{2}{1,5} \times 2 = 2756,4\text{ kN.m sur notre courbe enveloppe,}$$

ce qui correspond à  $x = 2700\text{ mm}$  de l'appui (voir fig 10)

$$l_{ut} = 3080 - 2700 = 380\text{ mm} < l_d (=1390\text{ mm})$$

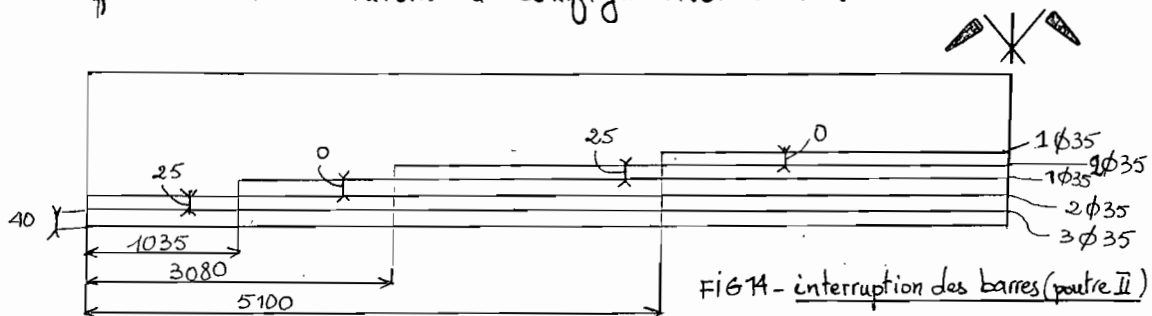
$$d = 750 - 40 - 10 - 35 - 25/2 = 652,5\text{ mm.}$$

$$\text{donc } l_t = 1390 + 652,5\text{ mm} = 2042,5\text{ mm} \approx 2043\text{ mm}$$

Il s'agira donc d'arrêter cette 4<sup>ème</sup> barre à  $x = 3080 - 2043 = 1037\text{ mm}$

Nous prendrons 1035 mm pour faciliter la mesure lors de l'érection.

En définitive nous aurons la configuration suivante:



Neanmoins nous devons aussi verifier si au moins le tiers de l'acier initial a continué jusqu'à l'appui

$$5\phi 35 \Rightarrow 5000 \text{ mm}^2 > 3000/3 (= 3000). \quad \text{O.K}$$

\* dimensionnement au cisaillement

calculons  $d$  aux appuis;  $\therefore \Rightarrow$

$$\Rightarrow 175 \bar{x} = 70 \times 60 \Rightarrow \bar{x} = 24 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } d = 750 - 10 - 40 - 35/2 - 24 = 658,5 \text{ mm}$$

Pour un demi camion  $V_u = 1400/2 = 700 \text{ kN}$ . aux appuis

$$\text{facteur de roue} = 0,75 \Rightarrow V_u = 700 \times 0,75 = 525 \text{ kN}$$

• à  $x = "d"$  de l'appui on aura  $T = 1350 \text{ kN}$  (fig 10)

et  $V_u = \frac{1350}{2} \times \frac{5}{2} = 506,25 \text{ kN}$  pour la moitié du camion

$$\Rightarrow v_u = \frac{V_u}{\phi b_w d} = \frac{506,25 \times 10^3}{0,85 \times 300 \times 658,5} = 3,01 \text{ MPa}$$

• composante du cisaillement repris par le beton  $v_c = 0,17 \sqrt{f_c} = 0,93 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow v_u - v_c = 3,01 - 0,93 = 2,08 < 3,14 (= 1,67 \sqrt{f_c})$$

On en déduit que la section est bonne à  $x = "d"$

• espacements admissibles

Nous avons cette fois 2 possibilités:

$$a) \text{ si } v_u - v_c > 1,81 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{\max} \leq \begin{cases} d/4 = 658,5/4 = 165 \text{ mm} \\ 1,5b_w = 450 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{\max} = 165 \text{ mm}$$

$$b) \text{ si } v_u - v_c < 1,81 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow S_{\max} \leq \begin{cases} d/2 = 658,5/2 = 329 \text{ mm} \\ 3b_w = 900 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{\max} = 325 \text{ mm}$$

$$\text{Aussi } (v_u - v_c)_{\min} = 0,35 \Rightarrow S = \frac{200 \times 400}{0,35 \times 300} = 760 \text{ mm}$$

en utilisant des étriers de 10

Trouvons le point d partir duquel  $v_u - v_c = 0,35 \Rightarrow v_u = 1,28 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow V_u = 0,85 \times 1,28 \times 300 \times d = 203,18 \text{ kN pour } d = 622,5 \text{ mm}$$

ceci correspond à  $x = 9400 \text{ mm}$  pour notre courbe enveloppe

Donc pour la moitié de courbe qui nous interesse  $v_u - v_c > 0,35$

• espacement des étriers

— espacement de départ  $v_u - v_c = 2,08$

$$\text{et } S_{\text{requis}} = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_c) b_w} = \frac{200 \times 400}{2,08 \times 300} = 128 \text{ mm soit } 125 \text{ mm}$$

— autres espacements

$$S = \frac{200 \times 400}{300 (v_u - v_c)}$$

$$\Rightarrow v_u - v_c = \frac{266,67}{S}$$

On obtient alors le tableau suivant:

$S(\text{mm})$	$N_u(\text{MPa})$	$V_u(\text{kN})$	$T(\text{kN})$	$x(\text{mm})$
130	2,98	500,61	1334	600
140	2,83	472	1258	1500
150	2,71	450	1201	2200
160	2,60	432	1152	2600
170	2,50	416	1109	3000
180	2,41	387	1033	4000
190	2,33	375	999,7	4400
200	2,26	364	970	4700
220	2,14	340	906	5400
240	2,04	324	864	5900
260	1,96	310	828	6300
280	1,88	299	797	6500
300	1,82	289	770	6900
320	1,76	280	746	7300
325	1,75	278	741	7300

table 2 : espacements des étriers

avec

$S$ : espacement conformément à un étrier de 10

$N_u$ : contrainte de cisaillement ;  $V_u$ : effort de cisaillement

$T$ : effort de cisaillement ramené à la courbe enveloppe

$x$ : distance par rapport à l'appui

En nous basant sur le tableau précédent ; nous adoptons la séquence suivante :

0	5 @ 125	7 @ 130	5 @ 140	3 @ 150	2 @ 160	6 @ 170	2 @ 180	2 @ 190	
	625	1535	2235	2685	3005	4025	4385	4765	
	1 @ 200	4 @ 220	2 @ 260	2 @ 300	1 @ 320	1 @ 325			
	5565	6445	6965	7565	7885	8210			

ce qui fait au total  $46 \times 2 = 92$  étriers pour toute la poutre.

Pour conclure, nous remarquons, qu'il est toujours possible, lors de l'érection d'incliner les étriers à  $45^\circ$  pour les rendre beaucoup plus efficaces. Nous n'avons pas voulu introduire le facteur  $B_v$  lors du dimensionnement pour des raisons de sécurité. En effet, il aurait été hasardeux de faire le dimensionnement en supposant les étriers inclinés et de procéder à l'érection en les posant droits, dans la mesure où les fissures sont bannies dans de tels ouvrages. D'ailleurs nous recommandons de les poser inclinés bien que le calcul montre le contraire.

## VI DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

### 1 calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures est essentiellement basé sur les prescriptions de la norme qui sont consignées dans l'article 5.2.3

L'armature principale de la dalle sera perpendiculaire au sens de la circulation puisque cette direction correspond à la plus petite dimension de celle-ci ; ceci est dû au principe du travail minimum.

Le moment de surcharge de la dalle est par conséquent donné par l'article 5.2.3.3 a de la norme.

$$M_L = 0,8 (s + 0,6) P / 10 \text{ avec } M_L \text{ en Nm/m de largeur de pont.}$$

Le coefficient 0,8 étant dû au fait que la dalle repose sur 4 appuis: deux entretoises et 2 poutres.

$$s = \text{La portée libre} = 1500 - 2 \times 150 = 1200 \text{ mm}$$

$P =$  surcharge d'une roue arrière: pour le système  $B_t$  qui nous concerne.  $P = 8t \approx 80 \text{ kN} = 80000 \text{ N}$

$$\text{alors } M_L = 0,8 (1,2 + 0,6) \times 80000 / 10 = 11,52 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{et } M_{L+I} = 1,27 \times 11,52 = \underline{14,63 \text{ kN.m/m}}$$

La norme donne aussi les moments de charge morte à considérer dans pareils cas; ils sont d'ailleurs présentés dans le livre

"... design in Canada" de Pillai et Kirk à la page 135 (ref 4)

Ces moments sont. de:  $wl^2/14$  pour le moment positif des travées extérieures

.  $wl^2/16$  pour le moment positif des travées intérieures

.  $wl^2/12$  pour le moment négatif des travées intérieures

et.  $wl^2/24$  pour le moment négatif des travées extérieures

Nous considérons dans notre cas, pour tous les moments, aussi bien négatifs que positifs, la plus grande valeur de ces moments pour faciliter les calculs et la construction; soit  $M_D = wl^2/12$ .

De toute façon, en faisant ceci on est sécuritaire.

$$\Rightarrow M_D = wl^2/12.$$

Comme nous l'avions vu précédemment;  $w = 78,14 \text{ kN/m}$  et ceci pour les 9m de largeur de pont. On peut alors dire, compte tenu de la présence et du rôle des entretoises, que:

$$w = 78,14 / 9 = 8,68 \text{ kN/m/m de largeur de pont.}$$

et que  $M_D = 8,68 \times 1,2^2 / 12 = 1,042 \text{ kN.m/m}$  de largeur de pont  
puisque  $l_n = 5$

Le calcul aux états limites nous imposent cependant de faire le dimensionnement à partir de  $M_u$  avec

$$M_u = 1,3 (M_D + 1,67 M_{L+I})$$

$$\Rightarrow M_u = 1,3 (1,042 + 1,67 \times 14,63) = 33,12 \text{ kN.m/m}$$

Si  $\gamma = 0,3 \gamma_b = 0,00975$  alors  $k_u = 3,24 \text{ MPa}$

d'après la table 4.1 du livre de Pillai et le dimensionnement de la dalle dans cette direction se fera comme celui d'une poutre

$$\Rightarrow b d^2 = M_u / k_u = 33,12 / 3,24 \times 10^{-6} = 10,22 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow d = \sqrt{10,22 \times 10^6 / 100} = 101,105 \text{ mm}$$

en choisissant des armatures de 15 et un enrobage de 65 mm conformément à l'article 8.2.3 ; nous obtenons

$$h = \text{épaisseur de la dalle} = 101 + 65 + 15 / 2 = 173,5 \text{ mm soit } 200 \text{ mm}$$

Il y a lieu de vérifier, néanmoins que cette hauteur est adéquate vis-à-vis du poinçonnement en nous référant à l'article 8.5.5.6.2 de la présente norme.

L'impact d'une roue du système Bt est de 600 mm x 250 mm et la distance entre 2 roues est au minimum égale à 1350 mm qui est supérieure à 2 x 600 mm. On peut en conclure pratiquement que vis-à-vis du poinçonnement une roue a peu d'effet sur le cisaillement occasionné par l'autre dans la dalle. De toute façon l'impact de la roue a été déterminé avec cette philosophie.



La charge morte correspondant à l'impact de la roue doit aussi être déterminée. Elle sera approximativement égale à :

$$V_d = 2500 \text{ kg/m}^2 \times 10 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \times 0,6 \text{ m} \times 0,25 = 3750 \text{ N} = 3,75 \text{ kN}$$

La charge vive sera égale à  $16T \approx 160 \text{ kN}$  si on prend  $q = 10 \text{ N/kg}$

$$V_L = 160 \text{ kN} \text{ soit } 53 \text{ fois plus}$$

On voit que négliger la charge morte pour ne considérer que la charge vive aurait été juste comme le recommande d'ailleurs la norme.

$$\text{alors } V_u = 1,3 (V_d + 1,67 V_{L+I})$$

$$= 1,3 (3,75 + 1,67 (1,27 \times 160)) = 446,0 \text{ kN} = 446000 \text{ N}$$

$b_0$  est la périphérie de la section critique de la dalle en mm

$$\Rightarrow b_0 = (600 + 250) \times 2 = 1700 \text{ mm}$$

$$\text{et } d \approx 200 - 65 - 15/2 = 127,5 \text{ mm}$$

alors  $v$  = contrainte de cisaillement périphérique; sera de :

$$v = \frac{V_d}{b_0 d} = \frac{446000}{1700 \times 127,5} = 2,06 \text{ MPa}$$

et

$v_c$  = contrainte de cisaillement assumée par le béton

$$= \sqrt{f_c/7} = 2,07 \text{ MPa}$$

On voit que  $v \neq v_c$ , i.e.  $v < v_c$ ; donc la section de 200 mm pour l'épaisseur de la dalle est bonne dans la mesure où elle ne requiert pas d'armatures de cisaillement pour reprendre le poinçonnement qui pourrait y survenir.

Pour  $d = 127,5 \text{ mm}$  et 1 m de largeur on aura alors

$$k_u = 33,12 \cdot 10^6 / (1000 \times 127,5^2) = 2,05 \text{ MPa}$$

si on reprend le dimensionnement de la dalle dans le sens transversal

Nous avons aussi  $\varphi = \frac{0,85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k_u}{\phi \times 0,85 f_c}} \right)$   
 qui n'est rien d'autre que l'équation qui a été transcrite  
 sous la forme de tableau (Table S.4) dans le livre "... design  
 in Canada". Pour  $k_u = 2,05 \text{ MPa}$ ; nous obtenons un  $\varphi$  de  
 $0,5989 \Rightarrow A_s = \varphi b d = 1000 \times 127,5 \times 0,5989/100$

$$\cong 760 \text{ mm}^2$$

L'espacement des barres pour 1m de largeur est calculé par  
 l'équation suivante:

$$s = 1000 A_b / A_s \quad \text{ou}$$

$A_b$  est l'aire d'une armature

$A_s$  l'aire totale d'acier que nous venons de calculer

$$\Rightarrow s = \frac{1000 \times 200}{760} = 263 \text{ mm si on choisit des barres de}$$

15mm. Nous prendrons pour des raisons de commodité

$$s = \underline{260 \text{ mm}} \quad \text{et des barres de } \underline{15}$$

ce qui fournit  $769 \text{ mm}^2$  au lieu de  $760 \text{ mm}^2$ .

Il faut remarquer que, compte tenu des contraintes sur l'enrobage  
 et des distances minimales entre les files d'armatures, on a  
 le loisir de choisir jusqu'à des barres de diamètre 35

$$\text{En effet } 25 + 35 + 40 + 35 + 65 \leq 200 \text{ mm}$$

Nous avons, par contre préféré choisir des barres de 15 parce  
 qu'elles sont petites par rapport aux barres des poutres  
 (facilité de ferrailage) et aussi parce qu'elles résistent  
 mieux que les barres de 10 face au poids des ouvriers  
 qui travaillent dessus lors de l'érection.

## 2 calcul des armatures longitudinales

Le calcul se fait selon l'article 5.2.3.5 qui nous exige de poser une armature transversale à l'armature principale afin d'assurer la répartition transversale des surcharges concentrées.

Le pourcentage d'acier sera de :

$$\varphi' = 120/15 = 109\% \text{ On prend } 67\%$$

qui constitue la limite du pourcentage.

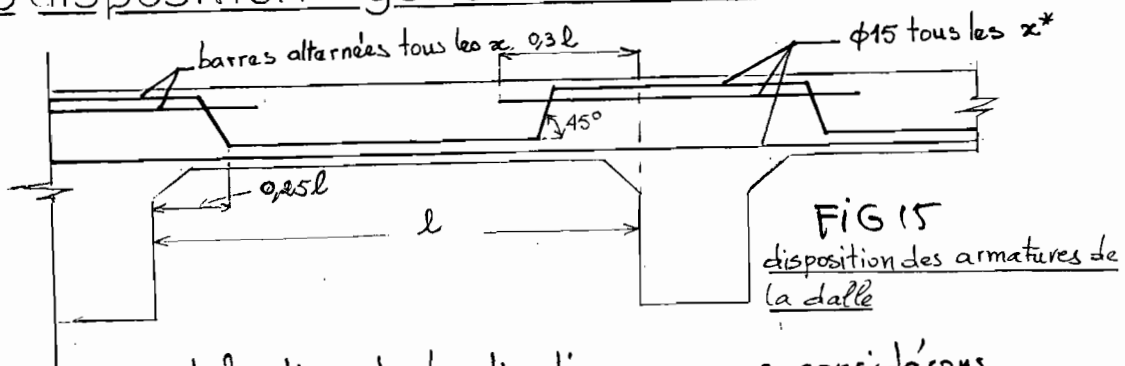
Cela revient à dire que nous devons assurer 67% de l'aire  $A_s$  (calculée dans la direction transversale) dans la direction longitudinale

$$A_s = 0,67 \times 760 = 509,2 \text{ mm}^2 \text{ pour une bande de } 1 \text{ m.}$$

$$\text{et } s = 1000 \times 200 / 509,2 \cong 390 \text{ mm}$$

On prend, dans ce sens des barres de 15 espacées de 360 mm

### 3 disposition générale des armatures



\*  $x$  est fonction de la direction que nous considérons

$x = 260 \text{ mm}$  pour les armatures transversales

et  $x = 390 \text{ mm}$  pour les armatures longitudinales

« De tous les ouvrages - je dis de tous, même des  
petits - l'aspect importe: il n'est pas permis de  
faire laid »

(Séjourné 1914)

CHAPITRE III  
PONT ARCHE

## I CONTRAINTES DE DESIGN

Nous devons réaliser pour les traversées de pistes et des parcours de bétail des ponts de 3<sup>ème</sup> classe avec:

- une largeur roulable de 4 à 5 mètres
- un gabarit au dessus du plan d'eau d'au plus 2,5 m
- une hauteur de garde-corps de 1 m au moins
- une rampe d'accès si cela s'impose.

Le système de charge à considérer sera le système B sauf le système Bc.

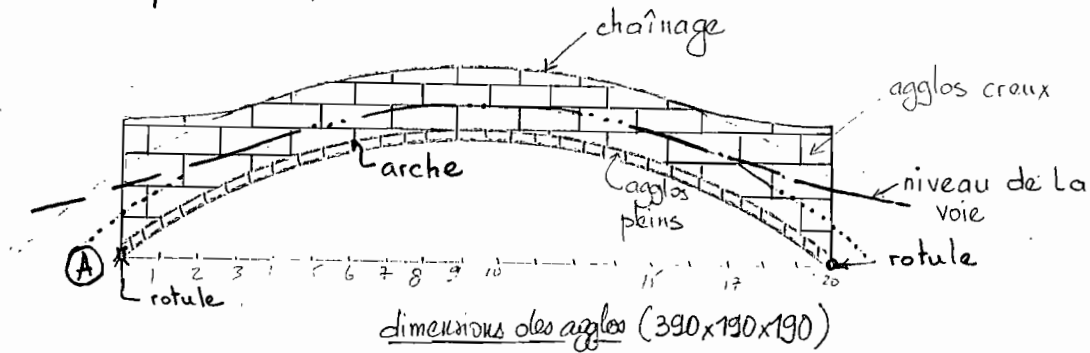
## II ANALYSE DE LA FORME

L'une des contraintes est de fournir un parapet au moins égal à 1m. Il reste maintenant à choisir un type de pont qui utilise le minimum d'armatures qui sont chères du fait de leur exportation. Le type de pont devra par conséquent engendrer des moments de flexion petits et être de construction facile en utilisant grandement les ressources locales disponibles c'est-à-dire la main d'œuvre.

Il ressort de ces considérations qu'un pont en arche fait avec de la maçonnerie, ferait bien l'affaire, seulement il faudrait qu'architecturalement, il réponde aux exigences qui sont les siennes. C'est pourquoi nous avons choisi la forme que nous avons présentée dans le plan P02. Elle n'est peut être pas optimale; mais elle engendrera sûrement des moments de flexion qui ne requièrent que de l'armature minimale comme nous le verrons

lors du dimensionnement.

FIG 16. présentation du pont



Comme on le voit sur la figure ci-dessus, le pont en question est formé de deux courbes raccordées sur un élément d'arc, ceci en raison du niveau de la voie qui ne peut suivre en tout point l'équation du cercle. Les raccordements tiennent compte de la difficulté qu'éprouvent les bovins à escalader ou à descendre le long d'une pente.

Nous n'avons pas jugé nécessaire de <sup>faire</sup> l'étude de l'équation qui gouverne le niveau de la voie. Cela est possible par les méthodes d'intégrations numériques ; seulement elle ne nous serait d'aucune utilité lors de la conception. On peut toujours procéder comme pour les routes lors de la construction ; c'est-à-dire qu'on s'efforce d'avoir des points clés de repère aussi rapprochés que possible et qui seront méticuleusement amenés à leurs ordonnées respectives que nous nous proposons de mettre sous forme de tableau. De toute façon, il n'est jamais possible de suivre fidèlement une équation, aussi simple soit elle, pendant la construction.

distance par rapport au point A en mm	hauteur du parapet en mm	niveau de la voie en mm
0	3500	2100
2000	2500	1400
4000	2000	625
6000	1900	500
8000	1900	500
10000	1900	500
12000	1900	500
14000	1900	500
16000	2000	625
18000	2500	1400
20000	3500	2100

Tableau 3 : Caractéristiques géométriques

Pour l'identification du point A, consultez la fig 16

La hauteur du parapet et le niveau de la voie ont été calculés à la face supérieure des agglos pleins.

### III CALCUL DE LA GEOMETRIE ET DU CHARGEMENT

Les propriétés géométriques sont calculées d'après le programme d'ordinateur qui est donné en annexe 5. Elles ont été calculées pour quelques sections seulement en raison de la symétrie.

Le rayon du cercle qui est à l'origine de la plus grande partie de notre <sup>ouvrage</sup> sera donné par la formule suivante :

$$R = \frac{4b^2 + c^2}{8b} \quad \text{avec } b = \text{la flèche au centre}$$

$$c = \text{la corde au centre}$$

En effet si  $\alpha$  est l'angle que fait le rayon avec la corde au point A

$$\text{alors } \sin \alpha = \frac{R-b}{R} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \frac{c/2}{R}$$

$$\text{aussi } \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1$$



d'où  $\frac{(R-b)^2}{R^2} + \frac{c^2/4}{R^2} = 1 \Rightarrow R = \frac{4b^2 + c^2}{8b}$   
 donc  $R = \frac{4 \times 4^2 + 20^2}{8 \times 4} = 14,5 \text{ m}$

Aussi la flèche, en un point quelconque est donnée par l'équation suivante

$$f(x) = b - R + \sqrt{R^2 - x^2}$$

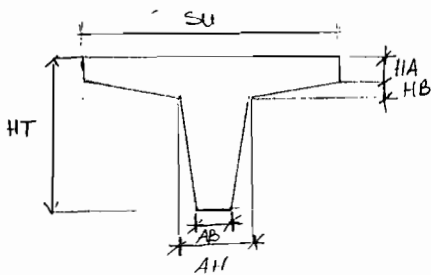
$x$  étant compté à partir du milieu de la travée

À partir du tableau 3 et des équations du rayon et de la flèche on trouve les propriétés géométriques suivantes :

Section	HT (mm)	HA (mm)	HB (mm)	SU (mm)	AH (mm)	AB (mm)	I (mm <sup>4</sup> × 10 <sup>-9</sup> )	Y <sub>b</sub> (mm)	AI (mm <sup>2</sup> × 10 <sup>-3</sup> )	SB (mm <sup>3</sup> × 10 <sup>-9</sup> )	ST (mm <sup>3</sup> × 10 <sup>-9</sup> )
1	3800	400	0	4380	380	380	2001,35	2259,12	2740	0,886	2,701
2	2700	"	"	"	"	"	1039,98	1236,94	2512	0,566	1,847
3	2400	"	"	"	"	"	699,29	1617,14	2398	0,432	1,448
4-5-6	2300	"	"	"	"	"	604,43	1542,37	2360	0,392	1,321

Table 4 : propriétés géométriques des sections

avec



et

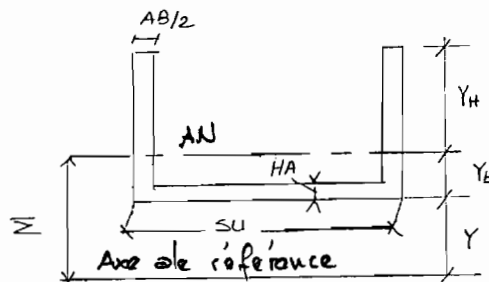


Fig 17 définitions sur une poutre en T

Fig 18 définitions sur une poutre en I

Les propriétés géométriques suivant l'axe xx des 2 figures précédentes sont pareilles ; c'est pourquoi nous avons utilisé le même programme pour le calcul de celle-ci

Comme on le voit  $\Sigma = Y + Y_b$

Nous nous proposons d'utiliser un programme d'éléments finis pour le calcul des sollicitations en divers points de la structure. Pour cela nous devons avoir le chargement que nous allons déterminer en faisant une approximation que nous allons justifier plus tard.

En effet supposons une variation linéaire des propriétés géométriques entre les sections. *A priori* cela s'avère inexact à cause de la forme que nous avons, néanmoins poursuivons le calcul en déterminant pour les différentes membrures le chargement à considérer. On obtient alors le tableau suivant dont les valeurs sont les moyennes des valeurs des sections qui encadrent la membrure en question.

membrure	$\times 10^3$ Aire (mm <sup>2</sup> )	$\times 10^9$ I (mm <sup>4</sup> ) (inertie)	$\times 10^9$ SB (mm <sup>2</sup> )	$\times 10^9$ ST (mm <sup>3</sup> )
1	2626	1520,66	0,71605	2,274
2	2512	869,64	0,4993	1,647
3	2379	651,86	0,4122	1,3845
4 & 5	2360	604,43	0,3919	1,3210

Table 5 propriétés géométriques des membrures

Les aggrès ont une masse volumique de  $23,5 \text{ kN/m}^3$ .

Celle du sol (ballast) et de la dalle (voir plan P02) sera de :

$$18,8 \text{ kN/m}^3 + 23 \text{ kN/m}^3 = 41,8 \text{ kN/m}^3$$

En considérant l'impact et les pondérations pour charges mortes et surcharges, on obtient les charges pondérées suivantes :

$$\text{impact} \approx 0,27 \text{ pour } 20 \text{ m}$$

Membre	charge des poutres (kN)	charge de dalle (kN)	Aire occupée par le sol (m <sup>2</sup> )	charge du sol (kN)	charge pondérée totale (kN)
1	61,71	0,46	2,8	52,64	198,43
2	59,03	0,46	1,4	26,32	160,73
3	55,91	0,46	1,4	18,80	146,90
4 & 5	55,46	0,46	1,4	18,80	146,32

table 6 chargement pour chaque membre

En milieu de travée ; le rapport de la charge de service permanente sur la surcharge de service sera de :

$(55,46 + 0,46 + 18,8) / 17,7 = 4,22$  si on considère une surcharge de  $450 \text{ kg/m}^2$  tirée du poids du bœuf.

En effet une étude sur le marché local ; notamment à THIES, nous a montré que un bœuf moyen pèse ~~400~~ 400 kg et occupe une surface d'environ  $0,75 \times 2 \text{ m}^2$

$$17,7 \text{ kN} = 450 \times 9,81 \times 10^{-3} \times 4 \text{ m} \times 1 \text{ m}$$

puisque nous avons 4 m de largeur et que la membrure fait 1 m de long. Avec toutes ces données ; on obtient avec l'appui d'un programme d'éléments finis, les forces et les déplacements aux différentes sections. Les résultats de ce programme sont présentés à la page suivante. Ils devront permettre le dimensionnement du pont ainsi que la connaissance de la poussée de l'arc.

Nous avons considéré 2 systèmes de chargement :

- arche symétriquement chargée, qui correspond au cas où tout le pont est occupé par le bétail (grand troupeau).
- arche asymétriquement chargée dans les autres cas, presque toujours.

ARCHE ROTULEE

Problem Name: CAYOR1

NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	2.00000E+03	1.59300E+03	0.00000E+00
3	4.00000E+03	2.70000E+03	0.00000E+00
4	6.00000E+03	3.43700E+03	0.00000E+00
5	8.00000E+03	3.86100E+03	0.00000E+00
6	1.00000E+04	4.00000E+03	0.00000E+00
7	1.20000E+04	3.86100E+03	0.00000E+00
8	1.40000E+04	3.43700E+03	0.00000E+00
9	1.60000E+04	2.70000E+03	0.00000E+00
10	1.80000E+04	1.59300E+03	0.00000E+00
11	2.00000E+04	0.00000E+00	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	2.62600E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.52000E+12
2	2.51200E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.70000E+11
3	2.37900E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.50000E+11
4	2.36000E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.04000E+11

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	1	2	0	0	0.00000E+00
2	2	2	3	0	0	0.00000E+00
3	3	3	4	0	0	0.00000E+00
4	4	4	5	0	0	0.00000E+00
5	4	5	6	0	0	0.00000E+00
6	4	6	7	0	0	0.00000E+00
7	4	7	8	0	0	0.00000E+00
8	3	8	9	0	0	0.00000E+00
9	2	9	10	0	0	0.00000E+00
10	1	10	11	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS:

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
1	-1.98000E-01	9.00000E+01
2	-1.61000E-01	9.00000E+01
3	-1.47000E-01	9.00000E+01
4	-1.47000E-01	9.00000E+01
5	-1.47000E-01	9.00000E+01
6	-1.47000E-01	9.00000E+01
7	-1.47000E-01	9.00000E+01
8	-1.47000E-01	9.00000E+01
9	-1.61000E-01	9.00000E+01
10	-1.98000E-01	9.00000E+01

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
1	1	1	0	0	0	0	0.00000E+00
11	1	1	0	0	0	0	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	2.15816E+03	3.26537E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	7.81250E-03
	2	-2.15816E+03	1.79726E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.87690E+05
2	2	2.15799E+03	1.81680E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.87691E+05
	3	-2.15799E+03	1.86354E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.82347E+05
3	3	2.16126E+03	1.43556E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.82346E+05
	4	-2.16126E+03	1.69770E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.54409E+05
4	4	2.16323E+03	1.42465E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.54410E+05
	5	-2.16323E+03	1.58069E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.38460E+05
5	5	2.16419E+03	1.44298E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.38458E+05
	6	-2.16419E+03	1.50411E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.32335E+05
6	6	2.16419E+03	1.50411E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.32331E+05
	7	-2.16419E+03	1.44299E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.38459E+05
7	7	2.16323E+03	1.58070E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.38458E+05
	8	-2.16323E+03	1.42464E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.54409E+05
8	8	2.16126E+03	1.69770E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.54407E+05
	9	-2.16126E+03	1.43556E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.82345E+05
9	9	2.15799E+03	1.86354E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.82347E+05
	10	-2.15799E+03	1.81680E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.87690E+05
10	10	2.15815E+03	1.79725E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.87692E+05
	11	-2.15815E+03	3.26537E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.42188E-01

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.35094E-04
2	1.31632E-01	-3.15836E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.19946E-04
3	1.71088E-01	-5.68153E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.00201E-05
4	1.43982E-01	-7.44606E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.72237E-05
5	7.99870E-02	-8.46137E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.73588E-05
6	1.23400E-08	-8.79035E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.10548E-10
7	-7.99869E-02	-8.46136E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.73591E-05
8	-1.43982E-01	-7.44605E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.72237E-05
9	-1.71088E-01	-5.68152E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.00200E-05
10	-1.31632E-01	-3.15836E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.19946E-04
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.35094E-04

NODE REACTIONS:

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	1.48468E+03	1.60000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	-1.48467E+03	1.60000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

ARCHE ROTULEE

Problem Name: CAYOR1

NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	2.00000E+03	1.59300E+03	0.00000E+00
3	4.00000E+03	2.70000E+03	0.00000E+00
4	6.00000E+03	3.43700E+03	0.00000E+00
5	8.00000E+03	3.86100E+03	0.00000E+00
6	1.00000E+04	4.00000E+03	0.00000E+00
7	1.20000E+04	3.86100E+03	0.00000E+00
8	1.40000E+04	3.43700E+03	0.00000E+00
9	1.60000E+04	2.70000E+03	0.00000E+00
10	1.80000E+04	1.59300E+03	0.00000E+00
11	2.00000E+04	0.00000E+00	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	2.62600E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.52000E+12
2	2.51200E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.70000E+11
3	2.37900E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.50000E+11
4	2.36000E+06	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.04000E+11

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	1	2	0	0	0.00000E+00
2	2	2	3	0	0	0.00000E+00
3	3	3	4	0	0	0.00000E+00
4	4	4	5	0	0	0.00000E+00
5	4	5	6	0	0	0.00000E+00
6	4	6	7	0	0	0.00000E+00
7	4	7	8	0	0	0.00000E+00
8	3	8	9	0	0	0.00000E+00
9	2	9	10	0	0	0.00000E+00
10	1	10	11	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS:

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
1	-1.98000E-01	9.00000E+01
2	-1.61000E-01	9.00000E+01
3	-1.47000E-01	9.00000E+01
4	-1.47000E-01	9.00000E+01
5	-1.47000E-01	9.00000E+01
6	-9.70000E-02	9.00000E+01
7	-9.70000E-02	9.00000E+01
8	-9.80000E-02	9.00000E+01
9	-1.11000E-01	9.00000E+01
10	-1.49000E-01	9.00000E+01

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
1	1	1	0	0	0	0	0.00000E+00
11	1	1	0	0	0	0	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	1.79225E+03	4.33598E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.57813E-01
	2	-1.79225E+03	7.26649E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.61434E+05
2	2	1.77938E+03	2.26400E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.61432E+05
	3	-1.77938E+03	1.41634E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.58319E+05
3	3	1.78025E+03	1.30256E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.58318E+05
	4	-1.78025E+03	1.83071E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.02028E+05
4	4	1.78808E+03	7.45692E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.02033E+05
	5	-1.78808E+03	2.25965E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.47269E+05
5	5	1.80213E+03	2.48911E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.47270E+05
	6	-1.80213E+03	2.69818E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.01751E+05
6	6	1.82213E+03	-1.79352E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.01751E+05
	7	-1.82213E+03	2.12403E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.29143E+05
7	7	1.83396E+03	4.30571E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.29141E+05
	8	-1.83396E+03	1.55255E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.43832E+05
8	8	1.83724E+03	1.09813E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.43831E+05
	9	-1.83724E+03	9.90711E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.32383E+05
9	9	1.83098E+03	1.81112E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.32382E+05
	10	-1.83097E+03	7.26253E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.08387E+05
10	10	1.81756E+03	2.32877E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.08386E+05
	11	-1.81756E+03	1.48098E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.01563E-01

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.99682E-04
2	2.41503E-01	-4.28249E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.74255E-04
3	3.34550E-01	-7.45628E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.06223E-04
4	3.13913E-01	-8.95561E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.04628E-05
5	2.38871E-01	-8.75025E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.14431E-05
6	1.60300E-01	-7.30249E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.20072E-05
7	1.04742E-01	-5.32957E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.47921E-05
8	7.12704E-02	-3.48849E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	7.17176E-05
9	4.42270E-02	-2.09709E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.22922E-05
10	1.66990E-02	-1.05844E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.79759E-05
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.00023E-05

NODE REACTIONS:

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	1.13176E+03	1.45578E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	-1.32943E+03	1.24822E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

Le chargement asymétrique est déduit de l'autre type de chargement d'où on a enlevé les surcharges pondérées sur une moitié de travée seulement.

#### IV EXPLOITATION DES RESULTATS

\* calcul des réactions aux appuis pour l'arche sans parapet

Nous allons assimiler l'arc à une parabole. Une poutre ainsi chargée va "léviter" à condition que les réactions aux bouts soient de :

$$P = w l^2 / 8f \quad \text{avec } f: \text{ la flèche au centre}$$

Nous pouvons trouver la valeur de  $w$  avec le tableau 6

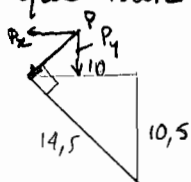
$$w = \frac{198,43 \times 2 + 160,73 \times 2 + 146,90 \times 2 + 146,32 \times 4}{10} = 159,74 \text{ kN}$$

ceci d'après les valeurs pondérées des charges

$$\Rightarrow P = 159,74 \times 20^2 / 8 \times 4 = 1996,7 \text{ kN.}$$

Pour trouver  $P_x$  et  $P_y$  rappelons-nous que  $R = 14,5 \text{ m}$

et que toute la travée fait  $20 \text{ m}$ .



$$\text{donc } P_x = 1996,7 \times \frac{10,5}{14,5} = 1446 \text{ kN}$$

$$\text{et } P_y = 1996,7 \times 10 / 14,5 = 1377 \text{ kN}$$

Les valeurs ci-dessus sont tirées des charges pondérées,

celles tirées des charges non pondérées seront de :

$$w = \frac{132,5 \times 2 + 103,51 \times 2 + 92,87 \times 2 + 92,42 \times 4}{10} = 102,74 \text{ kN}$$

$$\text{et } P = 1284,3 \text{ kN} \quad P_x = 930 \text{ kN} \quad \text{et} \quad P_y = 885,7 \text{ kN.}$$

Les réactions calculées à partir du programme sont :

$$P_x = 1,484810^3 \text{ kN} \quad \text{et} \quad P_y = 1600 \text{ kN} \quad (\text{voir résultats page 24})$$

$$\Rightarrow P = 2182 \text{ kN.}$$



Il ressort des résultats précédents que l'approximation à l'aide de la parabole s'avère valide puisque les réactions trouvées avec les deux méthodes sont du même ordre de grandeur:  $1996,7 \approx 2182$

\* vérification des efforts secondaires en flexion.

Il s'agira de calculer les contraintes en diverses sections afin de voir leurs états devant les changements de modes de sollicitation.

Par exemple, pour l'arche rotulée et chargée symétriquement, nous avons au noeud N° 3

$$\sigma_H = \frac{M}{S_T} = \frac{1,82346 E8 \text{ N.mm}}{1,448 E9 \text{ mm}^3} = 0,126 \text{ MPa}$$

(voir tableau 4 et feuille de résultats du programme)

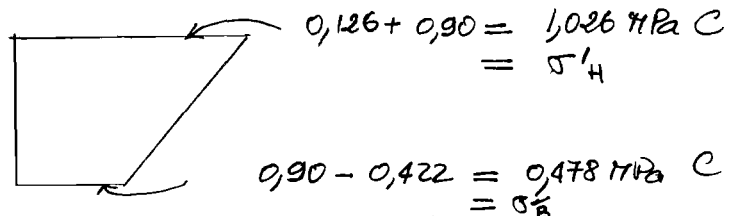
$$\text{aussi } \sigma = \frac{F_x}{A} = \frac{2,15799 E6 \text{ N}}{2398 E3 \text{ mm}^2} = 0,8999 \approx 0,90 \text{ MPa}$$

Toutes ces deux contraintes seront de la compression en raison du sens des forces et des moments

$$\sigma_B = \frac{M}{S_B} = \frac{1,82346 E8 \text{ N.mm}}{0,432 E9 \text{ mm}^3} = 0,422 \text{ MPa en tension}$$

Effectivement le moment  $M$  est dans le sens trigonométrique, ie qu'il tend la fibre inférieure et comprime la fibre supérieure.

En définitive on aura, pour le noeud n° 3, l'état de contrainte suivant:



On peut faire le même raisonnement pour toutes les sections et on obtient le tableau 7 et ceci pour les deux types de

chargement. Remarquons, enfin que pour le chargement symétrique le calcul des 6 premières sections suffit en raison de la symétrie du pont.

charge- -ment	N° du nœud	M (Nm)	F <sub>z</sub> (N)	A (mm <sup>2</sup> ) E3	S <sub>H</sub> (mm <sup>2</sup> ) E3	S <sub>B</sub> (mm <sup>2</sup> ) E9	σ <sub>H</sub> (MPa)	σ <sub>B</sub> (MPa)	σ <sub>T</sub> (MPa)	σ' <sub>H</sub> (MPa)	σ' <sub>B</sub> (MPa)	représentation
chargement symétrique	1	7,81E0	2,16E6	2740	2,701	0,886	0,00	0,00	0,79C	0,79C	0,79C	
	2	1,88E8	2,16E6	2512	1,847	0,566	0,10C	0,33T	0,86C	0,96C	0,53C	
	3	1,82E8	2,16E6	2398	1,448	0,432	0,12C	0,42T	0,90C	1,02C	0,48C	
	4	1,54E8	2,16E6	2360	1,321	0,392	0,12C	0,39T	0,91C	1,30C	0,52C	
	5	1,38E8	2,16E6	2360	1,321	0,392	0,10C	0,35T	0,91C	1,01C	0,56C	
	6	1,32E8	2,16E6	2360	1,321	0,392	0,10C	0,34T	0,91C	1,01C	0,57C	
chargement asymétrique	1	2,58E2	1,79E6	2740	2,701	0,886	0,00	0,00	0,65C	0,65C	0,65C	
	2	4,61E8	1,79E6	2512	1,847	0,566	0,25C	0,82T	0,71C	0,96C	0,11T	
	3	5,58E8	1,78E6	2398	1,448	0,432	0,39C	1,29T	0,74C	1,13C	0,35T	
	4	5,02E8	1,79E6	2360	1,321	0,392	0,38C	1,28T	0,76C	1,4C	0,52T	
	5	3,47E8	1,80E6	2360	1,321	0,392	0,26C	0,88T	0,76C	1,02C	0,12T	
	6	1,02E8	1,82E6	2360	1,321	0,392	0,08C	0,26T	0,77C	0,85C	0,51C	
	7	1,29E8	1,83E6	2360	1,321	0,392	0,10T	0,33C	0,78C	0,68C	1,11C	
	8	2,44E8	1,84E6	2360	1,321	0,392	0,18T	0,62C	0,78C	0,60C	1,40C	
	9	2,32E8	1,84E6	2398	1,448	0,432	0,16T	0,54C	0,77C	0,61C	1,31C	
	10	1,08E8	1,83E6	2512	1,847	0,566	0,06T	0,19C	0,73C	0,67C	0,92C	
	11	1,01E2	1,82E6	2740	2,701	0,886	0,00	0,00	0,66C	0,66C	0,66C	

Table 7 états de contraintes en différentes sections

La plus grande contrainte de compression est de 1,3 MPa et celle de tension, de 0,5 MPa. On aura de la compression au niveau du chaînage et de la tension au niveau de l'arche.

Si la limite de la résistance des aggrès et du mortier est prise égale à 10 MPa, nous obtenons:

$$\begin{aligned} \text{- contrainte maximale admissible en compression} &= 0,4 f_c \quad (\text{8.5.2.1}) \\ &= 4 \text{ MPa} > 1,3 \text{ MPa} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- contrainte maximale admissible en tension} &= 0,21 f_r = 0,21 \times 0,62 \sqrt{f_c} \\ &= 0,5 \text{ MPa} \geq 0,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nous voyons qu'avec la simplification que nous avons faite en prenant la valeur moyenne des deux sections limites comme la caractéristique de la membrure, le béton est toujours capable de résister à lui-même aux sollicitations. Cela revient à dire que nous n'avons pas besoin de renforcer l'arche; il nous faut néanmoins prévoir des armatures pour contrôler les fissures qui pourraient y survenir. Nous allons donc assurer un pourcentage d'acier de 0,0018 (art 8.2.9.3)

$$A_g = 4380 \times 400 = 1752000 \text{ mm}^2 \text{ et } A_s = 3153,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{si on assume des diamètres 10M} \Rightarrow s = \frac{4380 \times A_v}{A_s} = 139 \text{ mm.}$$

des barres 10M peuvent être espacées de 200 mm d'autant plus que cet acier n'est pas requise et que cet espacement correspond à la dimension des aggrès.

## VCALCUL DES ARMATURES

\* armatures de retrait et de dilatation.

Nous devons prévoir dans le sens transversal des armatures de retrait et de dilatation. La norme recommande de prendre un pourcentage de 0,0018 (art. 8.2.9.3)

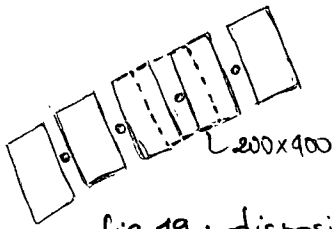


fig 19 : disposition pour le calcul de l'armature transversal de l'arche

Si nous optons de mettre des aciers entre chaque rangée d'aggrès, nous

obtenons :  $Aire = 200 \times 400 = 80\,000 \text{ mm}^2$

et  $A_s = 80\,000 \times 0,0018 = 144 \text{ mm}^2$

Nous utiliserons alors des barres 15H, qui fournissent une aire d'acier de  $200 \text{ mm}^2$ , entre les rangées de l'arche.

\* calcul de l'armature du parapet

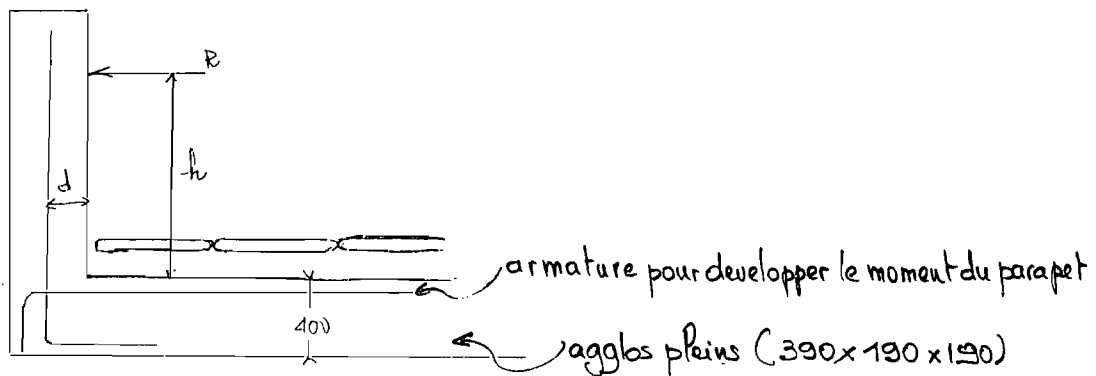


FIG 20 : disposition type pour le calcul de l'armature du parapet

$R$  est la force qu'exerce les boeufs sur le parapet et  $h$  la distance où cette force s'exerce par rapport au tablier du pont. Une étude sommaire que nous avons

faite à Thies même révèle qu'en moyenne un boeuf pèse  $600 \text{ kg}$ . En posant qu'il exerce le quart de son poids sur le parapet, nous aurons  $R = 600/4 = 150 \text{ kg}$

Pour être sécuritaire, nous prendrons  $h = 1,5 \text{ m}$  afin d'augmenter le moment

alors  $M_F = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ kN.m}$  et  $M_r = 1,3 \times 1,67 \times 2,25 = 4,89 \text{ kN.m}$ .

sans impact ;  $M_{r_{II}} = 4,89 \times 1,27 = 6,21 \text{ kN.m}$ .

$d = 190/2 = 95 \text{ mm}$  et  $b = 1 \text{ m}$  de parapet.

$$k_u = \frac{M_{II}}{bd^2} = 6,21 / 1000 \times 95^2 \cdot 10^{-6} = 0,68 \text{ MPa}$$

avec de l'acier minimum  $k_u = \phi \cdot \phi_{by} \left(1 - \frac{\phi_{by}}{1,7 f'_c}\right)$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad f'_c = 10 \text{ MPa} \quad \phi = \phi_{\min} = 0,0035$$

$$\Rightarrow k_{u \min} = 0,72 \text{ MPa} > 0,68 \text{ MPa}$$

On assure  $\phi_{\min}$  en conséquence.

$$\Rightarrow A_s = 0,0035 \times 1000 \times 95 = 554,17 \text{ mm}^2$$

Tenant compte du fait que nous avons fait certaines approximations depuis le début; nous choisissons de mettre 1  $\phi$  20 tous les 600 mm (soit tous les 3 agglos) ce qui fournit:

$$A_s = \frac{1000 \times A_u}{5} = \frac{1000 \times 300}{600} = 500 \text{ mm}^2 \text{ au lieu de } 554,17 \text{ mm}^2$$

#### \* Remarques

- L'armature transversale est de 3 sortes:

. une armature de retrait et de dilatation (1  $\phi$  15 entre chaque agglo)

. une armature qui résiste aux efforts fléchissants imputables aux moments de renversement du tympan (1  $\phi$  20 tous les 600 mm: ie 3 agglos). Chaque fois que l'on doit mettre cette armature; on peut se passer de l'autre.

- de chaînage de 190 x 300 au niveau de l'extrados de l'arc assure une rigidité suffisante au niveau de l'ensemble de l'ouvrage.

- Nous avons préféré utilisé des barres de 10M au lieu des autres plus grosses pour en augmenter le nombre afin de mieux contrôler la fissuration.

En effet la largeur des fissures donnée par la formule de Gergely et Lutz ( $l_f = 11,1E-6 \phi_h f_s^3 \sqrt{f'_c A}$ ) diminue avec la surface effective A.

## VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ

Il est à peine besoin de souligner l'importance de l'étude du phénomène d'instabilité en raison de la possibilité d'avoir de grandes déformations sous l'effet des forces extérieures. Nous devons par conséquent vérifier le flambement de l'arche circulaire. Pour cela nous utiliserons les équations déjà établies dans le livre de Courbon - résistance des matériaux - 1 ; en approximant le chargement par une charge uniformément répartie. En raison de la petitesse des contraintes ; nous pouvons déduire que l'arche en question est un arc biarticulaire de surbaissement  $\sigma$  moyen.

$$\sigma = \frac{f}{l} \text{ avec } f: \text{ la flèche au centre} \\ l: \text{ la corde de l'arc}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{4}{20} = 0,2$$

La poussée critique au niveau de l'arc devient par conséquent

$$Q_c = \frac{4\pi^2 EI}{kl^2} \text{ avec}$$

$$E: \text{ module d'élasticité du béton} = 22\,400 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \text{inertie réduite de l'arc} = I \cos \theta$$

$$k = 1 + 6,15 \sigma^2 \frac{1 + 6,90 \sigma^2}{1 + 6,28 \sigma^2}$$

(voir ref n°1 page 642)

Concernant l'inertie réduite,  $\theta$  est l'angle que fait la tangente à l'arc en un point donné par rapport à l'horizontal

Pour  $\sigma = 0,2$  on trouve

$$k = 1,251$$

$$l = 20 \text{ m} = 20\,000 \text{ mm.}$$

Il s'agit pour nous de voir l'ordre de grandeur de la poussée critique de l'arc. On fera par conséquent beaucoup d'approximations qui iront néanmoins dans le sens de la sécurité.

Le tableau 5 donne  $I_{\min} = 604,43 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$  qui sera considéré puisque diminuant la valeur de  $Q_c$ .

Aussi  $\cos \theta$  intervient au numérateur; on considèrera donc l'angle  $\theta$  qui minimise cette quantité, soit au point A

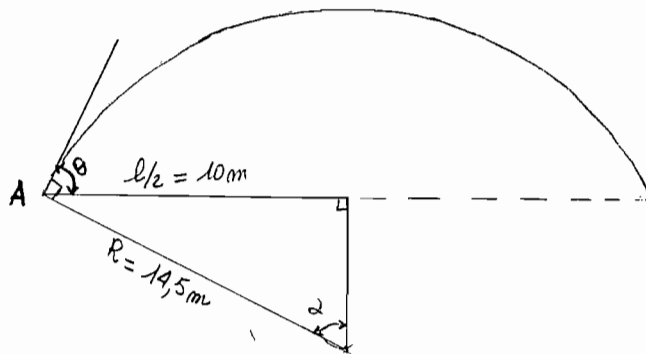


FIG 21 : caractéristiques de l'arche

Par les règles élémentaires de la trigonométrie; nous obtenons

$$\theta = \alpha = \text{Arctan}(10/14,5) = 34,6^\circ$$

et

$$Q_c = \frac{4\pi^2 \times 22400 \times 604,43 \cdot 10^9 \times \cos(34,6)}{1,251 \times 20000^2} = 8,79 \cdot 10^8 \text{ N} = 879000 \text{ kN}$$

Les poussées que nous obtenons à partir des résultats d'ordinateur sont de loin inférieures à celle-ci

- chargement symétrique  $Q = \sqrt{1,485E3^2 + 1,6E3^2} = 2183 \text{ kN}$

- chargement asymétrique  $Q = \sqrt{1,1318E3^2 + 1,456E3^2} = 1843,9 \text{ kN}$

La poussée critique est environ 400 fois plus grande que celle que nous obtenons. On peut en déduire que nous n'aurons pas de problème de flambement avec l'arche.

Un calcul plus précis peut d'ailleurs être fait par l'utilisation de l'équation suivante

$$P_c = \frac{EI}{R^3} \left[ \frac{h^2}{d^2} - 1 \right] \text{ (voir ref 1 page 637)}$$

$d = 34,6^\circ = 0,60 \text{ rd}$  et  $P_c$ : la charge uniformément répartie sur l'arc

$$\Rightarrow P_c = \frac{22400 \times 604,43 \cdot 10^9 \cos(34,6)}{14500^3} \left[ \frac{h^2}{0,6^2} - 1 \right] = 96565 \text{ N/mm}$$

en considérant une surcharge de  $450 \text{ kg/m}^2$  soit  $17,7 \text{ kN/m}$  de longueur

nous aurons

$$P_D = (18,8 + 23) \times 4 = 167 \text{ kN/m}$$

$$\text{et } P = 1,3 (P_D + 1,67 P_{Luz}) = 1,3 (P_D + 1,67 \times 1,27 P_c)$$

$$= 1,3 (167 + 1,67 \times 1,27 \times 17,7) = 266,17 \text{ kN/m} = 266,17 \text{ N/mm}$$

Encore une fois on trouve que  $P_c$  est environ 400 fois que  $P$ ; on peut en conclure qu'il n'y aura pas de problème de flambement.

Si nous avons voulu faire cette étude suivant ces deux méthodes, c'est pour montrer la justesse des approximations déjà <sup>faites</sup> ; disons leur validité.

## VII ETUDE DE L'ERECTION

Du temps des Romains, ce genre de pont était construit à partir de remblais de terre. C'est seulement après la construction que l'on procédait à l'excavation. Cette même procédure peut être utilisée dans notre cas, surtout si le pont est réalisé avant le canal. Le choix d'une bonne granulométrie de sol et le procédé de construction par étapes de sections symétriques par rapport au centre de la poutre, permettent indubitablement d'avoir une forme d'arche assez correcte. Notons que cette forme d'erection n'utilise qu'une main d'œuvre assez bon marché et peu qualifiée qui abonde dans le marché local.



«l'ingénieur, ce personnage qui sacrifie la  
beauté de la forme, à la force de la résistance»  
(Architecture 1888 page 6/4)

L'autre méthode d'érection est plus moderne et certainement plus rapide. C'est la méthode où on utilise des coffrages en bois ou en acier qu'on devra étayer. Elle n'a pas notre sympathie dans la mesure où on utilise des matériaux chers, une main d'œuvre qualifiée et une enveloppe financière assez fournie. Le coffrage en acier est quand même recommandé pour ce genre de travaux notamment à propos de sa précision et de sa rigidité. Aussi il est réutilisable presque indéfiniment contrairement au bois qui se détériore après 6 à 10 travaux. Nous considérons dans le cadre du présent rapport que le premier mode d'érection sera considéré bien que parfois plus lent et plus imprécis quant à la forme de l'ouvrage.

CHAPITRE IV  
PASSERELLES

## I INTRODUCTION

L'étude de ce type de pont s'impose en raison de l'économie qu'on peut réaliser. De plus, le pont est l'ouvrage où il s'avère nécessaire de contrôler les fissures et les flèches et d'utiliser des matériaux de haute résistance. Ainsi des éléments plus petits, plus légers seront utilisés.

Nous avons choisi de précontraindre les poutres maîtresses et de laisser la dalle en béton armé du fait que<sup>en</sup> général, l'épaisseur de cette dernière est petite par rapport à la hauteur des poutres. Habituellement la dalle et le sommet des poutres travaillent en compression; ceci correspond à l'état de contrainte privilégié du béton. La traction du bas sera reprise par une précontrainte adéquate afin d'éviter les multiples fissures qui sont mauvaises au regard de la possibilité de corrosion des aciers et torons. Néanmoins on tâchera de prévoir dans nos calculs, les sollicitations particulières où on a un renversement.

Nous ferons l'étude de ce type de pont en essayant de suivre, comme dans les autres cas une certaine logique de dimensionnement. Pour cela nous présenterons d'abord l'architecture du pont avant de passer aux calculs de surcharge. Ensuite nous analyserons ensemble le programme d'ordinateur que nous avons bien voulu confectionner pour enfin terminer avec le dimensionnement des poutres notamment au cisail-  
-lement.

## II CONTRAINTES DE DIMENSIONNE- -MENT

Elles sont principalement de deux types :

\* contraintes architecturales

- gabarit au dessus du plan d'eau : maximum 2,5 m
- hauteur du garde corps 1,0 m
- rampe d'accès de part et d'autre du pont.

\* contraintes spécifiques

- Pont de 3<sup>ème</sup> classe
- largeur roulable 4,5 m
- longueur du pont (voir annexe 1) 16,42 m
- système de charges à considérer : système B (sauf B<sub>t</sub>)

### III SOLUTIONS ARCHITECTURALES

Initialement, nous avons considéré les deux solutions suivantes.

\* solution n°1 (ref: annexe I9 de la documentation sur le canal)

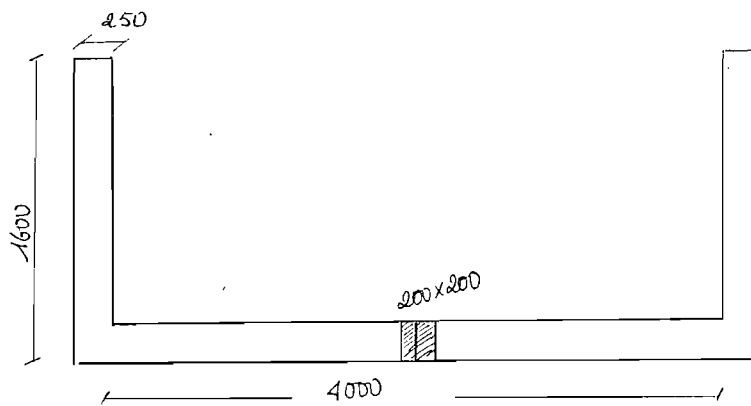


FIG 22 architecture de la première solution

\* solution n°2

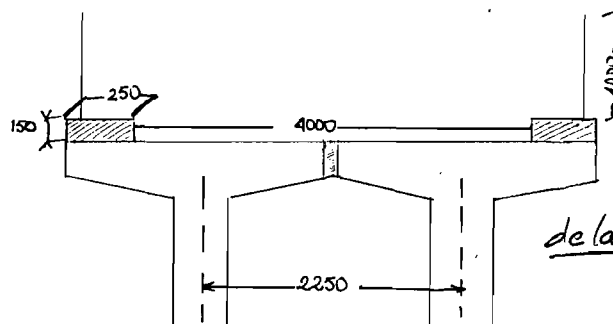


FIG 23: architecture de la 2<sup>ème</sup> solution

d'étude sommaire de ces types de solutions révèle que la première est inadaptée pour plusieurs raisons :

- la poutre en L est inversée par rapport au T habituel ; c'est-à-dire que l'âme agit en compression tandis que la semelle agit en traction ; ce qui n'est pas logique en raison des aires de béton affectées à ces deux parties.
- la charge permanente est plus lourde dans la figure 22 que dans la figure 23 en raison du poids très lourd du parapet structural.
- l'absence d'entretoises et la planéité de sa surface au vent engendrent des problèmes de stabilité qui ne peuvent être résolus qu'au prix d'un grand ancrage. En effet la première solution est beaucoup plus sujette à l'action du vent que la première en raison de sa forme. (moins d'irrégularités pour perturber l'écoulement. (étude de Von Kármán))

#### IV CALCUL DU MOMENT DE SURCHARGE

Le pont en question devra surtout être utilisé pour le passage du bétail, cependant sous certaines conditions, il pourra être emprunté par des véhicules ; c'est pourquoi nous considérons deux systèmes de surcharge.

- Nous avons pu voir qu'en moyenne un bœuf pèse 600kg et occupe une surface de  $0,75\text{m} \times 2\text{m}$  ; ce qui fait une charge de  $400\text{kg}/\text{m}^2$  (étude sur le marché local)

- Avec le système  $B_c$  on a une surcharge de  $4,5\text{ kN}/\text{m}^2$

La surcharge de design sera alors le maximum de ces deux valeurs soit  $4,5\text{ kN}/\text{m}^2$

donc le moment max de design =  $4,5 \times 2 \times 16,42^2 / 8 = 303,32\text{ kN.m}$  par poutre  
Il faut maintenant voir quel est le tonnage maximum que le pont peut prendre

tout en respectant le critère de bonne tenue

Lors de l'évaluation du moment de surcharge faite à la page 7 du présent rapport, nous avons trouvé en utilisant le théorème de Barre que le moment max était de 1194,33 kN.m pour la poutre, répartissons transversalement ce moment aux poutres

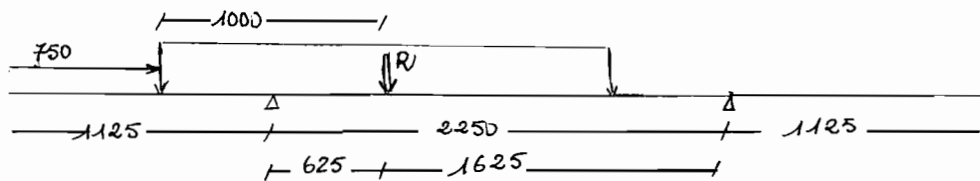


FIG 24 : répartition transversale des charges.

$$\text{Moment à gauche} = 1194 \times 1625 / (1625 + 625) = 862,3 \text{ kN.m} \uparrow$$

En supposant que les véhicules ont leur tonnage réparti comme celui du véhicule standard du système Bc, estimons le tonnage T du véhicule qui produirait un moment de 303,3 kN.m.

$$T = 30 \times 303,3 / 862,3 = 10,55 \text{ Tonnes}$$

Dans le cas de notre passerelle on veillera donc à limiter les véhicules à 25% moins soit 8 tonnes pour tenir compte du fait que le tonnage peut être réparti autrement et que dans notre pays toute limite est généralement dépassée par les habitants

## V ANALYSE DU PROGRAMME DORDINA- TEUR

### 1 présentation du programme

Nous avons cru bon de confectionner un programme d'ordinateur qui nous donne, pour une architecture typique, le nombre de torons à considérer compte tenu de l'effort de précontrainte et des caractéristiques des torons

utilisés. Le programme est exécuté en parallèle avec un autre qui nous donne les caractéristiques géométriques des sections de poutres choisies. Ceci a beaucoup facilité notre travail, dans la mesure où les calculs étaient répétitifs surtout lors de l'évaluation des propriétés géométriques optimales des poutres qui s'est faite par essais-erreurs. Il faut dire qu'à ce propos il y a une méthode beaucoup plus rationnelle ; seulement cette dernière demande des calculs qui ne se justifient pas. Pour plus d'informations, nous vous referons à 2

## 2 remarques sur le programme

Nous ne voulons pas faire du présent rapport une étude en informatique, c'est pourquoi nous nous bornerons à faire certaines remarques qui doivent permettre à tout un chacun de mieux appréhender ce que nous avons fait. Rappelons que les pages relatives au programme sont données en annexe ( annexes 3-4-5 )

— des pertes totales ont été évaluées de façon forfaitaire à 240 MPa compte tenu de l'article 9.5.8 du code, ceci à cause du fait que la travée n'est pas exceptionnellement longue et que notre conception n'est pas inhabituelle. Ces pertes incluent aussi les pertes par frottement.

— On a aussi considéré que les torons travaillent à 60% de leur limite élastique après la consommation de toutes les pertes de précontrainte qui vont survenir dans le système conformément à l'article 9.5.5 du code.

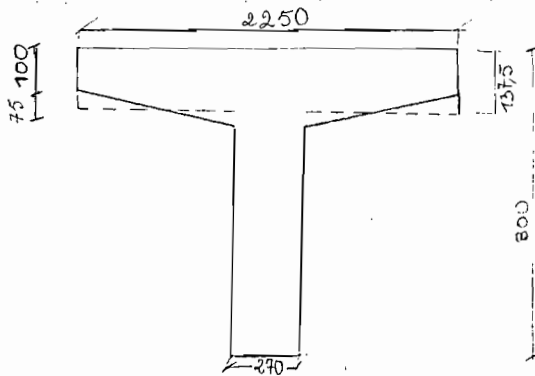
— Le calcul des efforts au centre de la poutre nous permettra de faire l'inventaire des contraintes aux différentes phases



Le critère d'arrêt de notre boucle de calcul du nombre de toron est lié à l'inégalité entre la précontrainte requise et la précontrainte réalisée. Il est donc possible que le moment résistant soit inférieur au moment ultime requis car ces derniers devront être calculés à partir de valeurs pondérées contrairement à la force de précontrainte ainsi que le nombre de torons. Il s'agira alors de calculer dans ces cas la section d'acier supplémentaire par une simple règle de trois.

## VIANALYSE DES RESULTATS DU PROGRAMME D ORDINATEUR

### 1 vérification de l'exactitude des données du programme



\* charge constante

c'est la charge de trottoir

$$w = 250 \times 150 \text{ E-6} \times 2400 \times 9,81 \text{ E-3} \\ = 0,884 \text{ kN/m}$$

\* surcharge

boeuf de 400 kg/m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow w_s = 400 \times 9,81 \times 2,25 = 8,83 \text{ kN/m}$$

de poutre.

FIG. 25: Caractéristiques géométriques des poutres

\* données voir figure 25

\* valeurs calculées à partir de l'ordinateur voir annexe 3

\* valeurs calculées à partir de la fig 25

$$A = (100 + 175) \times \frac{2250}{1000} + 800 \times 270 = 488250 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$y_b = \frac{1}{2} \left( \frac{2250 \times 800 \times 137,5}{488250} + 800 - 137,5 \right) = 584,7 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$I = 270 \times 584,7^3 + 2250 \times 215,3^3 - (2250 - 270) (215,3 - 137,5)^3 = 2510^9 \text{ O.K.}$$

Les formules de calcul de l'inertie et de  $y_b$  sont tirées de la référence 3

-DONNEES:(UNITES EN KN ET EN MM SAUF TEL QU'INDIQUE)

INERTIE= 25573889430 POSITION DE L'AXE NEUTRE (YB)= 583.76  
MODULES DE FLEXION, SB= 43808910.22 ST= 118266229.33  
AIRE= 488250 CHARGE CONSTANTE= 884KN/M SURCHARGE= 8.83KN/M  
PORTEE= 16420 RES. DU BETON A 28 JOURS= 35MPA PROFONDEUR= 800  
LARGEURS, SEM. SUP.= 2250 AME= 270 EPAIS. SEM.= 100

POSITIONNEMENT

RANGEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TOTAL POSSIBLE	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
SECTION D'ACIER ET DIAM. DES TORONS, AS=	98.7095									DIAM.= 12.7
LIMITE ELASTIQUE=	1862.07MPA									
RELEVEMENT DES ACIERS, DISTANCE DU CENTRE=	460									
RESISTANCE EN COMPRESSION LORS DE LA MISE EN PREC.=	20MPA									
CENTRE DE GRAVITE DES TORONS A L'APPUI=	583.76									

-MOMENTS (KN/M)

SOUS POIDS PROPRE= 387.74623  
SOUS CHARGE CONSTANTE ET SURCHARGE= 327.38171

-ARRANGEMENT DES TORONS (UNITES EN NEWTON ET EN MPA)

FORCE INITIALE MAXIMALE PAR TORON= 131308.791  
POURCENTAGE DES PERTES= 18.145  
PRECONTRAINTE REQUISE= 16.342 PRECONTRAINTE PROPOSEE= 16.398  
NOMBRE TOTAL DE TORONS= 9

-EFFORTS AU CENTRE DE LA POUTRE (UNITES EN MPA)

CENTRE DE GRAVITE DES ACIERS (YS) 65.617

FTSIG1= 6.59 FTSIG2= 3.79  
FBSIG1= 6.727 FBSIG2= -2.901

NOTE: EFFORTS EXTREMES PERMIS SUIVANT LA NORME ACNOR-S6:

FTSIG1(MIN)= -1.118 FTSIG2(MAX)= 14  
FBSIG1(MAX)= 12 FBSIG2(MIN)= -2.958

EFFORTS AU POINT DE RELEVEMENT, I.E A 7750 DE L'APPUI

FTSIG1R= 6.49 FTSIG2R= 3.771  
FBSIG1R= 6.755 FBSIG2R= -2.85

-EFFORTS A L'APPUI (YSA= 583.76 MM)

FTSIG1A= 2.1784 FBSIG1A= 2.1784

MOMENT ULTIME (UNITE DE C ET T EN NEWTON, DE FSU ET MT EN MPA)

D= 734.3833 FSU= 1835.4388 C= 6693750 T= 1630577.2508  
MT ULT. REQUIS= 1287.2303 MT. ULT. RESISTANT= 1177.2114  
SECTION D'ACIER ADDITIONNEL= 83.0261

-CAMBRURES

DEFLEXION DE LA POUTRE, INSTANT.= 19.8988 A LONG TERME= 37.608  
DEFLEX. DUE A LA PRECONT. INSTANT.= -24.1035 A LONG TERME= -46.1481  
DEFLEX. SOUS CHARGE MORTE, INSTANT.= 1.156 A LONG TERME= 2.89  
DEFLEXION SOUS SURCHARGE= 11.545  
DEFLEXION A LA RELACHE= -4.205  
DEFLEXION A L'ERECTION, I.E DEUX MOIS APRES FABRICATION= -10.238  
DEFLEXION APRES L'APPLICATION DE LA CHARGE MORTE= -9.083  
DEFLEXION FINALE (SANS SURCHARGE)= -8.699  
DEFLEXION TOTALE= 2.84%

## 2/ calcul des contraintes aux différentes phases

\* force due à la précontrainte seule.

Nous supposons une perte instantanée de 5% de la précontrainte proposée

soit  $F$  la force de précontrainte initiale

$$\Rightarrow F = \text{force par toron} \times \text{nombre de toron}$$

$$= 131308,791 \times 9 = 1181779,1 \text{ N}$$

$e$  = excentricité de cette force par rapport au centre de gravité

$$= y_b - y_{sb} = 583,76 - 65,617 = 518,143 \text{ mm}$$

$$\text{alors } \sigma_B = 0,95 \times 16,398 = \underline{15,58 \text{ MPa}}$$

$$\begin{aligned} \sigma_T &= \frac{0,95F}{A} - \frac{F \times 0,95 \times e}{S_T} \\ &= \underline{-2,62 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

rappelons que les contraintes de compression sont posées positives.

\* contrainte due au poids propre

$$\sigma_T = \frac{\text{Moment sous poids propre} = M}{S_T} = \frac{387,74623 \text{ E6}}{118266 \text{ E6}} = \underline{3,27 \text{ MPa}}$$

$$\text{et } \sigma_B = \frac{M}{S_B} = 387,746 \text{ E6} / 43,81 \text{ E6} = \underline{-8,85 \text{ MPa}}$$

\* à la relache, nous avons la somme de ces deux états de contrainte

$$\text{soit } \sigma_T = -2,62 + 3,27 = \underline{0,65 \text{ MPa}}$$

$$\text{et } \sigma_B = 15,58 - 8,85 = \underline{6,73 \text{ MPa}}$$

\* pertes de précontrainte

les pertes sont exprimées en fonction de la précontrainte initiale.

le pourcentage des pertes sera de : 18,145%

$$\Rightarrow \sigma_T = (0,18145 - 0,05) \times \frac{2,62}{0,95} = \underline{0,36 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_B = (0,18145 - 0,05) \times 16,398 = -2,16 \text{ MPa}$$

\* contraintes sous charges constantes et surcharge

Moment sous charge constante et surcharge =  $M = 327,3871 \text{ kN.m}$

$$\bar{\sigma}_B = M/S_B = 327,3871 \text{ E6} / 43,81 \text{ E6} = -7,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_T = M/S_T = 327,3871 \text{ E6} / 118,266 \text{ E6} = 2,77 \text{ MPa}$$

\* contraintes à long terme

Ce sont les contraintes résultantes de la somme des états de la 2<sup>ème</sup> phase, ie depuis la relache jusqu'aux contraintes sous charges.

$$\bar{\sigma}_B = 6,73 - 2,96 - 7,47 = -2,9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_T = 0,65 + 0,36 + 2,77 = 3,78 \text{ MPa}$$

\* visualisation des états de contraintes

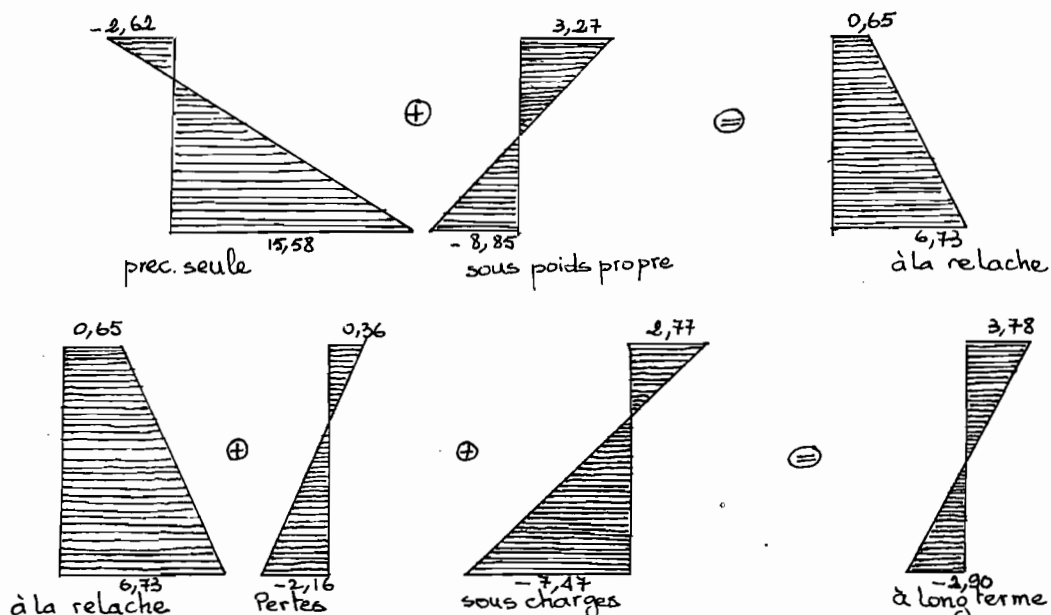


FIG 26 visualisation des états de contraintes aux différentes phases

## VII CALCUL DES ARMATURES

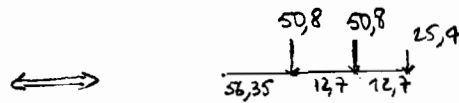
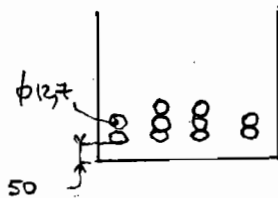
### 1 quantité d'aciers additionnels

le nombre de tors calculé est de 9 ; nous proposons d'en mettre 10 tors pour ne pas avoir à mettre de l'acier additionnel et augmenter

ainsi le moment résistant que peut reprendre les poutres.

Calculons le moment ultime requis et le moment ultime résistant pour montrer qu'avec 10 torens on n'a pas besoin d'acier additionnel.

Le centre de gravité des torens à l'appui sera de  $Y_{sb}$



$$127 \bar{x} = 50,8 \times 56,35 + 50,8 \times 69,05 + 25,4 \times 81,75$$

$$\Rightarrow \bar{x} = 66,51 \text{ mm} = Y_{sb}$$

alors le bras de levier devient  $HT - Y_{sb} = 800 - 66,51 = 733,49 \text{ mm}$

$$w = 488250 \times 23,564 / 1E6 + 0,884 = 12,39 \text{ kN/m. sans charge vive}$$

avec 0,884 la charge constante

$$\Rightarrow w_1 = 1,2 \times 12,39 + 2,4 \times 8,83 = 36,06 \text{ kN/m}$$

$$w_2 = 1,8 \times 12,39 + 1,8 \times 8,83 = 38,40 \text{ kN/m}$$

et  $w = \max(w_1; w_2)$

Le moment ultime requis devient alors

$$M = 38,40 \times 16,42^2 / 8E6 = 1287,4 \text{ kN.m.}$$

$$I_3 = 733,49 ; I_1 = (98,71 \times 10) / 733,49 / 2250 = 5,98 \cdot 10^{-4}$$

$$I_2 = 1862,07 \times (1 - 0,5 \times 5,98 \cdot 10^{-4} \times 1862,07 / 35) = 1832,4 \text{ MRa}$$

$$J_3 = 98,71 \times 10 \times 1832,4 = 180876,2 E9$$

$$I_4 = 0,85 \times 35 \times 2250 \times 100 = 6693750$$

et le moment résistant ultime sera donné comme dans le programme

(voir annexe 4 pour les variables utilisées) par :

$$M_{r,ult} = 180876,2 \times 733,49 (1 - 0,6 \times 5,98 \cdot 10^{-4} \times 1832,4 / 35) / 1E6 = 1302 \text{ kN.m}$$

Le moment ultime résistant est cette fois-ci supérieure au moment ultime requis

Ce qui était prévisible du fait que la section d'acier additionnel avec 9 tors est inférieur à la section du tors supplémentaire.

## 2 Calcul des armatures transversales

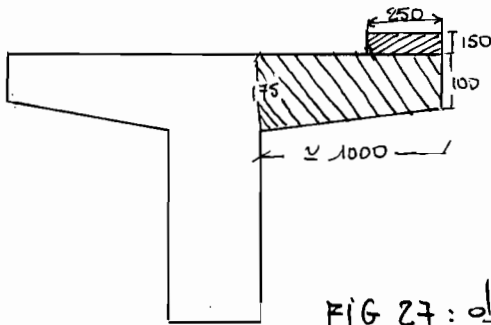


FIG 27: disposition type pour le calcul de l'armature transversale

Il nous faut prévoir des armatures transversales afin de reprendre le moment critique qui s'exerce en porte-à-faux à la jonction de l'âme et de la semelle.

### Moment dû aux charges mortes

$$w_1 = 24 \times \frac{(0,1 + 0,175)}{2} \times 1 = 3,3 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad M_1 = \frac{w_1 l^2}{2} = \frac{3,3 \times 1^2}{2} = 1,65 \text{ kN.m/m}$$

$$w_2 = 24 \times 0,25 \times 0,15 = 0,9 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad M_2 = 0,9 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right) = 0,79 \text{ kN.m/m}$$

alors  $M_D = 1,65 + 0,79 = 2,44 \text{ kN.m/m de longueur}$

### Moment dû aux surcharges

$$w = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_c = \frac{4,5 \times 1^2}{2} = \frac{4,5 \times 1}{2} = 2,25 \text{ kN.m/m de longueur}$$

$$M_u = 1,3 (M_D + M_c (I+1) \times 1,67) \quad I = 0,27 \text{ comme pour le pont-route}$$

$$\rightarrow M = 1,3 (2,44 + 1,27 \times 1,67 \times 2,25) = 9,38 \text{ kN.m/m de portée}$$

$$d = 175 - 50 - 5 \text{ (enrobage de 50 et étrier de 10)}$$

$$= 120 \text{ mm} \quad \text{pour } b = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{9,38 \times 10^6}{1000 \times 120^2} = 0,651 \text{ MPa}$$

La table 1.2 de la référence 3 donne :

$$\varphi = \varphi_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \Rightarrow A_s = \varphi b d = 420 \text{ mm}^2$$

On prend alors des barres 10M espacées de 250 mm centre à centre dans le sens de la portée, qui fournissent un peu moins certes ; mais une différence négligeable à l'échelle des pondérations faites.

La longueur de développement des armatures de 10 est de 260 mm (voir ref 3) tandis que la longueur disponible est de 990 mm. o.k

### 3 armatures de retrait et de dilatation

$$\varphi = 0,0018 \Rightarrow A_s = \frac{(100+175)}{2} \times 100 \times 0,0018 = 275 \text{ mm}^2$$

On adopte 2 barres 15M sur chaque partie de la semelle. Les barres soutiendront les armatures transversales ; elles seront espacées de 700 mm avec des armatures excentrées au maximum.

### 4 détermination des étriers

référence n° 2

\* Données

$$A_c = 488250 \quad y_s = 800 - 583,76 = 216,24 \quad z_s = z_T = 118,266 \text{ E6}$$

$$I = 25,574 \text{ E9} \quad y_i = 583,76 \quad z_i = z_B = 43,809 \text{ E6}$$

$$L = 16,42 \text{ m} \quad \text{charge morte} = 0,884 \frac{\text{kJ}}{\text{m}} + 24 \times 488250 \text{ E-6} = 12,60 \text{ kN/m}$$

$$F = 131,31 \times 10 = 1313,309 \text{ kN} \quad \text{surcharge} = 8,83 \text{ kN/m}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad e = 0 \text{ aux appuis}$$

$$f'_s = 1862 \text{ MPa} \quad e = 583,76 - 66,51 = 517,25 \text{ mm au centre}$$

$$A_s = 98,71 \times 10 = 987,1 \text{ mm}^2$$

\* Calcul de  $V_{ci}$  à  $x_m$  de l'appui

$$V_{G+L} = w_{G+L} (0,5L - x) = (12,6 + 8,83) (0,5 \times 16,42 - x) = 173,31 - 21,11x$$

$$M_{G+L} = 0,5 w_{G+L} x (L-x) = 0,5 \times 21,1 \times (16,42-x) = 173,31x - 10,56x^2$$

$$M/V = \text{cte} = (173,31x - 10,56x^2) / (173,21 - 21,1x)$$

$$d = y_b + e_x \text{ avec } e_x = \text{excentricité à } x$$

$$= 216,24 + e_x = 216,24 + 0,068x \text{ voir fig 28}$$

$$V_G = 12,60 (0,5 \times (16,42-x)) = 100,82 - 12,60x$$

$$V_L = 8,83 (16,42 \times 0,5 - x) = 72,49 - 8,83x$$

$$V_p = F \tan \alpha = 1313,31 \tan \alpha$$

$$M_G = 0,5 \times 12,6 \times x (L-x) = 100,82x - 6,14x^2$$

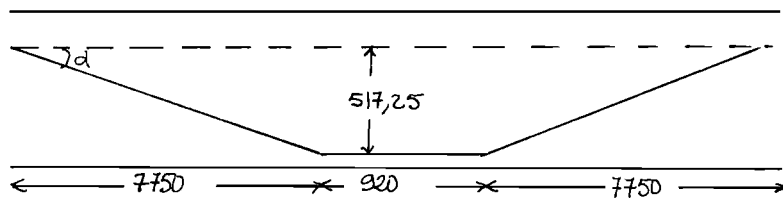


FIG 28 : disposition moyenne des torons

$$\text{pour } x \leq 7750 \text{ nous avons } \frac{517,25}{7750} = \frac{y}{x} \Rightarrow y = 0,068x$$

$$\text{et } \tan \alpha = \frac{517,25}{7750} = 0,068$$

$$\Rightarrow V_p = 88 \text{ kN}$$

$$f_G^i = \frac{M_G}{z_i} \text{ et } f_{pe}^i = \frac{F}{A_c} + \frac{F e_x}{z_i} \text{ et } M_{cr} = \frac{I}{y_i} (0,5 \sqrt{f_c^i} + f_{pe}^i - f_G^i)$$

$$V_{ci} = 0,05 \times 270 \times (216,24 + 0,068x) \times \sqrt{35} + \frac{M_{cr}}{M/V - d/2} + V_G + V_p$$

\* Calcul de  $V_{cw}$  à  $x_m$  de l'appui

$$f_{pe} = \frac{F}{A} = 1313,31 / 488250 = 2,7 \text{ N/mm}^2 \text{ et } V_{cw} = 0,33 b_0 d (\sqrt{f_c^i} + f_{pe}) + V_p$$

avec  $b_0 = 270 \text{ mm}$ .

$$V_u = 1,3 (V_G + 1,67 \times 1,27 V_L) \text{ et } V_c = \min(V_{ci}; V_{cw})$$

À partir des équations précédentes nous avons calculé  $V_u$ ,  $V_{cw}$  et  $V_{ci}$  à l'aide d'un programme d'ordinateur pour différentes sections. La connaissance de ces valeurs permet de déterminer la section de l'étrier en fonction de l'espacement



par la formule  $A_s = (V_u - \phi V_c) S / \phi f_y d$ . des résultats obtenus par le biais du programme sont dans le tableau 8 ci-dessous. Ils concernent uniquement la moitié de poutre ; l'autre moitié étant similaire

x (m)	e <sub>x</sub> =y (mm)	V <sub>G</sub> (kN)	V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>u</sub> (kN)	d (mm)	V <sub>uw</sub> (kN)	V <sub>G+L</sub> (kN)	M <sub>G+L</sub> (kN.m)	M/V x 10 <sup>3</sup>	M <sub>G</sub> (kN.m)	f <sub>G</sub> (MPa)	f <sub>pe</sub> (MPa)	M <sub>cr</sub> x E <sub>s</sub>	V <sub>ci</sub> (kN)	V <sub>c</sub> (kN)
0,5	33,9	94,7	68,1	267,5	243,1	262	162,8	84,01	0,52	48,9	1,2	3,8	2,29	776	262
1,5	101,6	82,4	59,2	232,8	310,8	310	141,6	236,2	1,67	137,4	3,4	6,0	2,29	345	310
2,5	169,4	70,1	50,4	198,1	378,6	359	120,5	367,3	3,05	213,7	5,2	8,1	2,41	271	271
3,5	237,1	57,9	41,6	163,5	446,3	407	99,4	477,2	4,86	277,7	6,8	10,3	2,64	224	224
4,5	304,9	45,6	32,8	128,7	514,1	455	78,3	566,1	7,23	329,4	8,0	12,4	3,01	215	215
5,5	372,6	33,3	23,9	94,0	581,9	504	56,9	633,8	11,13	368,8	9,0	14,6	3,50	197	197
6,5	440,4	21,0	15,1	59,3	649,6	552	36,1	680,4	18,85	395,9	9,7	16,7	4,11	179	179
7,5	508,2	8,7	6,3	24,6	717,4	600	15,0	705,8	47,12	410,8	10,0	18,9	4,85	160	160

### Tableau 8 Calcul des étriers

limitation sur A<sub>s</sub> et S

$$S \leq \begin{cases} 0,75h = 0,75 \times 800 = 600 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

et  $A_{s \min} < A_s < A_{s \max}$

$$A_{s \min} = \frac{A_s}{80} \frac{f_c'}{f_y} \frac{S}{b d} \sqrt{\frac{1}{b d}} = \frac{987,1 \times 1862}{80} \times \frac{1}{400} S \sqrt{\frac{1}{250 \times 243}} = 0,23 S$$

et

$$A_{s \max} = \frac{0,58 b' s \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,58 \times 250 \sqrt{35} S}{400} = 2,14 S$$

pour  $x = 0,5 \Rightarrow A_s = 0,54 S \quad A_{s \min} < A_s < A_{s \max} \quad \text{ok}$

si  $A_s = 200 \text{ mm}^2 \Rightarrow S = 370 \text{ mm}$

à partir de  $x = 1,5 \text{ m}$  on voit que  $V_e$  est supérieur à  $V_u$ , donc théoriquement nous n'avons pas besoin d'armatures de cisaillement on assure alors  $A_{\text{min}}$

$$A_{\text{min}} = \frac{987,1 \times 1862 \times 5}{80 \times 400} \sqrt{\frac{1}{270 \times 310}} = 0,205$$

pour  $A_u = 200 \Rightarrow s = 1000 \text{ mm}$ .

On adopte alors

$$4 \varnothing 370, + 1 \varnothing 720 + 6 \varnothing 1000$$

\* efforts aux abouts

$$F_0 = 1313,31 \text{ kN} \quad h = 800 \quad f_0 = 16571 \text{ Pa (8.5.2.2.1)}$$

$$l_u = 50 \times 12,7 = 635 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{0,021 \times 1313,31 \text{ E3} \times 800}{165 \times 635} = 210,6 \text{ mm}^2$$

$A_t$  = aire totale sera distribuée uniformément sur une longueur de  $h/5 = 160 \text{ mm}$   
admettons 2 étriers de 10 à 80 l'un de l'autre ou 3 étriers tels que montré dans le plan P01

d'effort aux abouts doit être repris parce que la force de précontrainte est introduite comme une concentration de charge ponctuelle qui est transformée, après une distance  $h$  de l'about en une contrainte de compression uniforme au niveau de toute la poutre. Cette transformation créera des forces internes pour l'équilibre de l'about à cause de la déviation de la force ponctuelle de précontrainte. On doit, en conséquence prévoir des armatures pour prévenir l'éclatement ou l'effritement du béton au niveau de l'about qui serait provoqué par ces forces de traction.

## VIII ETUDE DE L'ERECTION

Nous supposons les poutres préfabriquées et prétendues; elles seront donc amenées sur le site et mises sur place par traction sur un rouleau, la ma-

- attention par que s'avérant très chère. Cependant il faudra prévoir:
- des armatures pour reprendre le moment négatif dû au poids propre si la poutre est appuyée sur le rouleau
  - des cornières aux abords de l'âme pour éviter que le béton nes'effrite
  - le guidage de la poutre pour la stabilité de la poutre

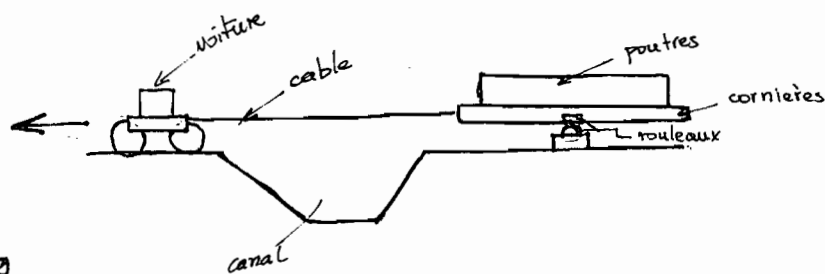


FIG 29

Schematisation de l'erection d'une poutre (mise en place)

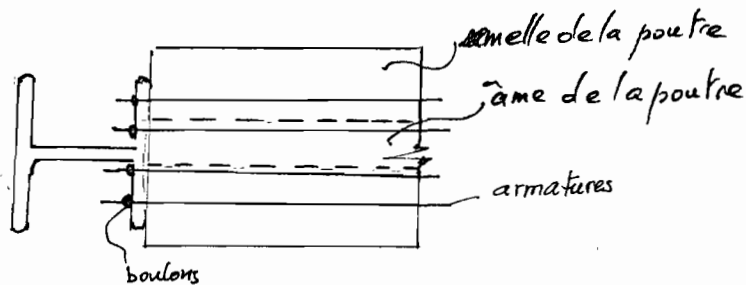


FIG 30

Vue de dessus d'une poutre pendant l'erection.

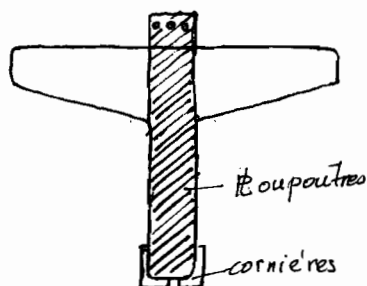


FIG 31 vue de côté de la poutre pendant l'erection

Essayons de trouver l'état de contrainte de la poutre au moment de l'erection. Cette dernière peut se faire tardivement par rapport à la mise en condition de la poutre. Nous devons donc choisir, parmi les états de

contrainte de la fig 26, celui qui est relatif aux contraintes à long terme.  
 Seulement il faut remarquer que pendant l'érection; il n'y aura pas de surcharge

$$w_L = 883 \text{ kN/m} \Rightarrow M_L = 883 \times 16,42^2 / 8 = 2,976 \text{ E2 kN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{B_L} = \frac{M_L}{S_B} = \frac{2,976 \text{ E8}}{43,809 \text{ E6}} = 6,79 \text{ MPa en tension}$$

et

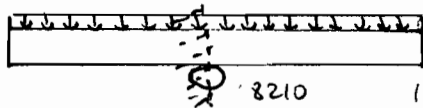
$$\sigma_T = \frac{M_L}{S_T} = \frac{2,976 \text{ E6}}{118,266 \text{ E6}} = 2,52 \text{ MPa en compression}$$

L'état de contrainte à l'érection sera celui à long terme diminué des contraintes de surcharge et de poids mort (le système d'appui changeant, on doit <sup>le</sup> considérer autrement)

$$\Rightarrow \sigma_T = 3,78 - 2,52 - 3,27 = -2,01 \text{ MPa en tension}$$

$$\text{et } \sigma_B = -2,90 + 6,79 + 8,85 = 12,74 \text{ MPa en compression}$$

Avec le système d'érection que nous proposons (voir fig 29-30-31); il y aura un moment en porte-à-faux qui va occasionner une contrainte de traction en haut et une contrainte de compression au bas de la poutre. Dans la section médiane. Ce moment est maximum qd la manutention est à moitié



faite.

$$w = 488250 \text{ E-6} \times 2400 \times 9,81 = 11,49 \text{ kN/m}$$

$$\text{et } M = \frac{w l^2}{2} = \frac{11,49 \times 8,21^2}{2} = 387,24 \text{ kN.m}$$

$$\text{et } \sigma'_T = \frac{387,24 \text{ E6}}{-118,266 \text{ E6}} = 3,27 \text{ kN en tension}$$

$$\sigma'_B = 387,24 \text{ E6} / 43,809 \text{ E6} = 8,84 \text{ en compression}$$

L'état de contrainte à cet instant sera de:

$$\sigma_T = -2,01 - 3,27 = -5,28 \text{ MPa en tension}$$

$$\sigma_B = 12,74 + 8,84 = 21,58 \text{ MPa en compression}$$

d'article 9.5.5.1.2 permet une contrainte de traction de

$$0,5 \sqrt{f_{ct}} = 2,96 \text{ MPa}$$

Nous devons donc fournir une quantité d'armature qui puisse reprendre, pendant l'érection l'excédent de contrainte de tension, soit:

$$5,28 - 2,96 = 2,32 \text{ MPa}$$

Le moment fléchissant qui théoriquement aurait engendré une telle contrainte aurait comme valeur:

$$M = \sigma S_T = 2,32 \times 118,266 \text{ E6} = 2,74 \text{ E8 N.mm} = 274 \text{ kN.m}$$

En choisissant une excentricité de 300 mm, ie en posant les barres à  $(300 + 584 - 800) = 84$  mm de la semelle, nous aurons

$$F = \frac{274 \text{ E6}}{300} = 913 \text{ kN}$$

En choisissant de faire travailler les aciers à 50% de leur limite élastique, soit  $400 \text{ MPa} \times 0,5 = 200 \text{ MPa}$ , la section d'acier devient:

$$913 \text{ E3} / 200 = 4565 \text{ mm}^2 \quad \text{soit } 5 \phi 35 \text{ M qui fournissent } 5000 \text{ mm}^2$$

La force effective devient  $913 \times 5000 / 4565 = 1000 \text{ kN}$

et le moment critique au niveau de la poutre (ou p) réceptrice devient.

$$M = 1000 \times 84 \cdot 10^{-3} = 84 \text{ kN.m}$$

Si nous nous proposons de faire travailler cette poutre (ou p) à  $200 \text{ MPa}$ ,

$$\Rightarrow S_{\text{requis}} = 84 \text{ E6} / 200 = 420 \text{ E3 mm}^3 \quad (\text{on considère } f_y = 400 \text{ MPa} = 2 \times 200)$$

La ref 14 montre que la poutre eu I W 200 x 46 fournit un S de  $448 \text{ E3 mm}^3$ ; seulement on placera les armatures eu file. de 2 et on en placera 6 au

lieu de 5 pour raison de symétrie. Les armatures seront filetées au bout et fixées par des écrous. Le nombre N de tour d'écrou est donné par

$$\sigma = E \epsilon \Rightarrow \epsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sigma}{E} = \frac{P}{AE} \Rightarrow \Delta L = \frac{PL}{AE}$$

$$\text{si } d \text{ est le pas de l'écrou} \quad N = \frac{\Delta L}{d} = \frac{PL}{AE d}$$

Enfin signalons pour terminer que les armatures, placées à l'extérieur pour-

-ront être réutilisées pour l'érection d'autres poutres.

CHAPITRE V  
CONCLUSION

Notre conclusion sera principalement axée sur les recommandations concernant les ouvrages d'art que nous avons dimensionné.

A propos du pont-route ; nous avons utilisé une poutre de hauteur moyenne afin de ne pas dépasser un gabarit de 2,5 m. seulement il y'a lieu de remarquer qu'il y'a un meilleur design. En effet il aurait été mieux d'avoir moins de rangées d'armatures principales afin de ne pas diminuer le bras de levier du moment résistant. Cela reviendrait à augmenter par exemple de 50 mm la hauteur de la poutre.

Le pont en maçonnerie peut très bien s'adapter à l'environnement sénégalais. Malheureusement il nous est impossible de donner avec exactitude la limite du tonnage des véhicules qui peuvent circuler dessus sans l'endommager. Cela aurait nécessité sans nul doute un calcul plus raffiné. La forme de l'arc même bannit les contraintes de tension ; les nôtres qui sont listées à la page<sup>48</sup> sont issues d'une mauvaise répartition de la charge vive. Pour les éliminer <sup>il suffit</sup> d'augmenter HT de 25 mm (ou 50 mm) et de doubler la hauteur du ballast en plein milieu de travée. Ceci augmenterait le poids mort, la force de poussée de l'arche et diminuerait les tractions du bas ~~part~~. Comme nous l'avons dit plus haut, nous choisissons, ou mieux, nous préférons l'érection par le remblayage et le déblayage après. Ce système a notre sympathie en raison de son apport économique important (il faut travailler beaucoup de personnes).

Enfin, pour le pont en béton précontraint, les poutres seront préfabriquées au niveau des entreprises spécialisées de la place. Elles seront manutention-



-nées avec beaucoup de soin car étant préfabriquées et transportées sur le site avec de la précontrainte. Lors de l'érection, elle est mise sur pied par la force animale avant d'être tirée par un véhicule sans grande importance.

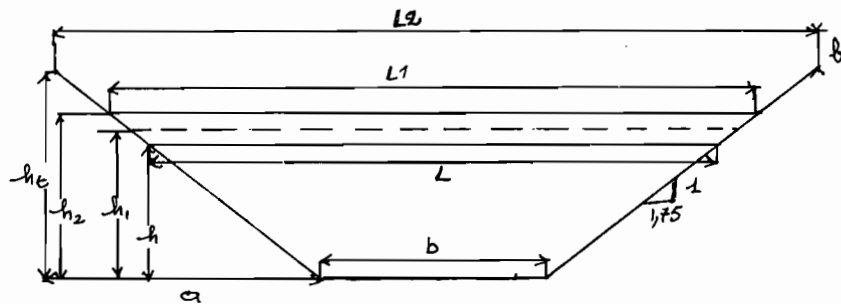
Nous terminerons ce rapport en déplorant avec vous, faute de temps, le manque d'étude économique qui devrait toujours ~~le~~ accompagner. Il aurait été intéressant en effet de connaître les coûts des ouvrages ainsi que leurs caractéristiques géométriques qui en sont l'objet.

CHAPITRE VI  
APPENDICES

# ANNEXE 01

## CARACTERISTIQUES DU CANAL

ref: second avant projet sommaire



Le canal sera tel que

$b_{\max} = 2,80 \text{ m}$	$h_{\max} = 2,79 \text{ m}$	$h_2 \max = 3,29 \text{ m}$	$L_2 \max = 16,42 \text{ m}$
$b_{\text{moy}} = 2,40 \text{ m}$	$h_{\text{moy}} = 2,35 \text{ m}$	$h_2 \text{ moy} = 2,85 \text{ m}$	$L_2 \text{ moy} = 14,51 \text{ m}$
$b_{\min} = 2,10 \text{ m}$	$h_{\min} = 1,97 \text{ m}$	$h_2 \min = 2,47 \text{ m}$	$L_2 \min = 12,85 \text{ m}$

Calculons  $b_1$ .

$$a/h_t = 1,75 \Rightarrow h_t = a/1,75 ; a = (L_2 - b)/2 \rightarrow h_t = (L_2 - b)/2 \times 1,75$$

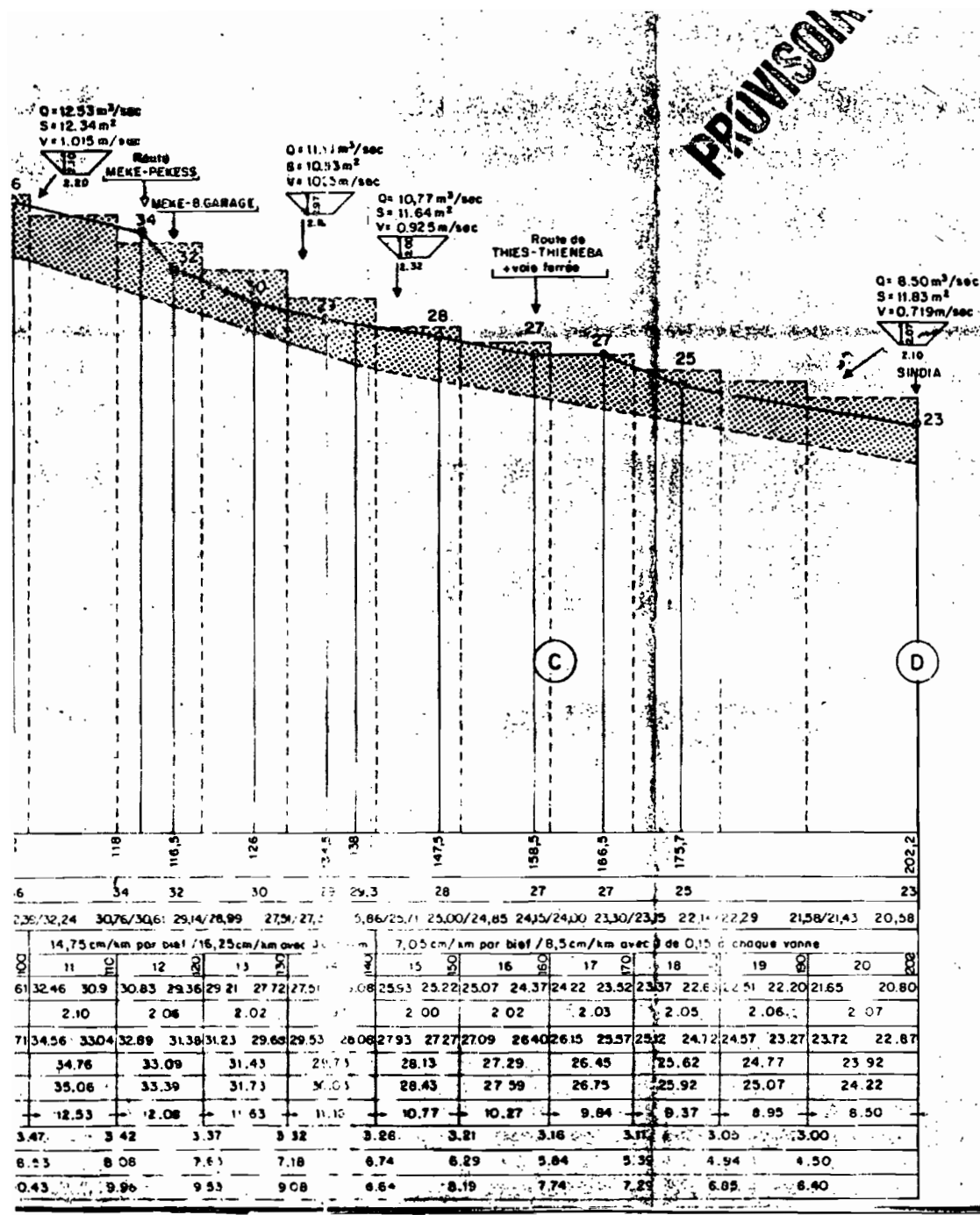
$$\Rightarrow h_t = (L_2 - b)/3,5$$

$$b_1 = h_t - h_2 = \frac{(L_2 - b)}{3,5} - h_2$$

En prenant les valeurs moyennes, nous trouvons  $b_1 = 610 \text{ mm}$

Si le gabarit au dessus du plan d'eau est fixé à 2,5 m, la hauteur de la poutre pourra au plus être égale à  $2500 - 1000 - 610 = 890 \text{ mm}$ . Les 1000 mm constituant le garde-corps.

PROVISORIA



profil en long du canal du CAYOR

ANNEXE 2

Pl.1

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE  
 CELLULE D'ETUDE DU PROJET  
 CABINET DU MINISTRE  
 ET DIRECTION DE L'HYDRAULIQUE URBAINE  
 ET DE L'ASSAINISSEMENT

CANAL DU CAYOR

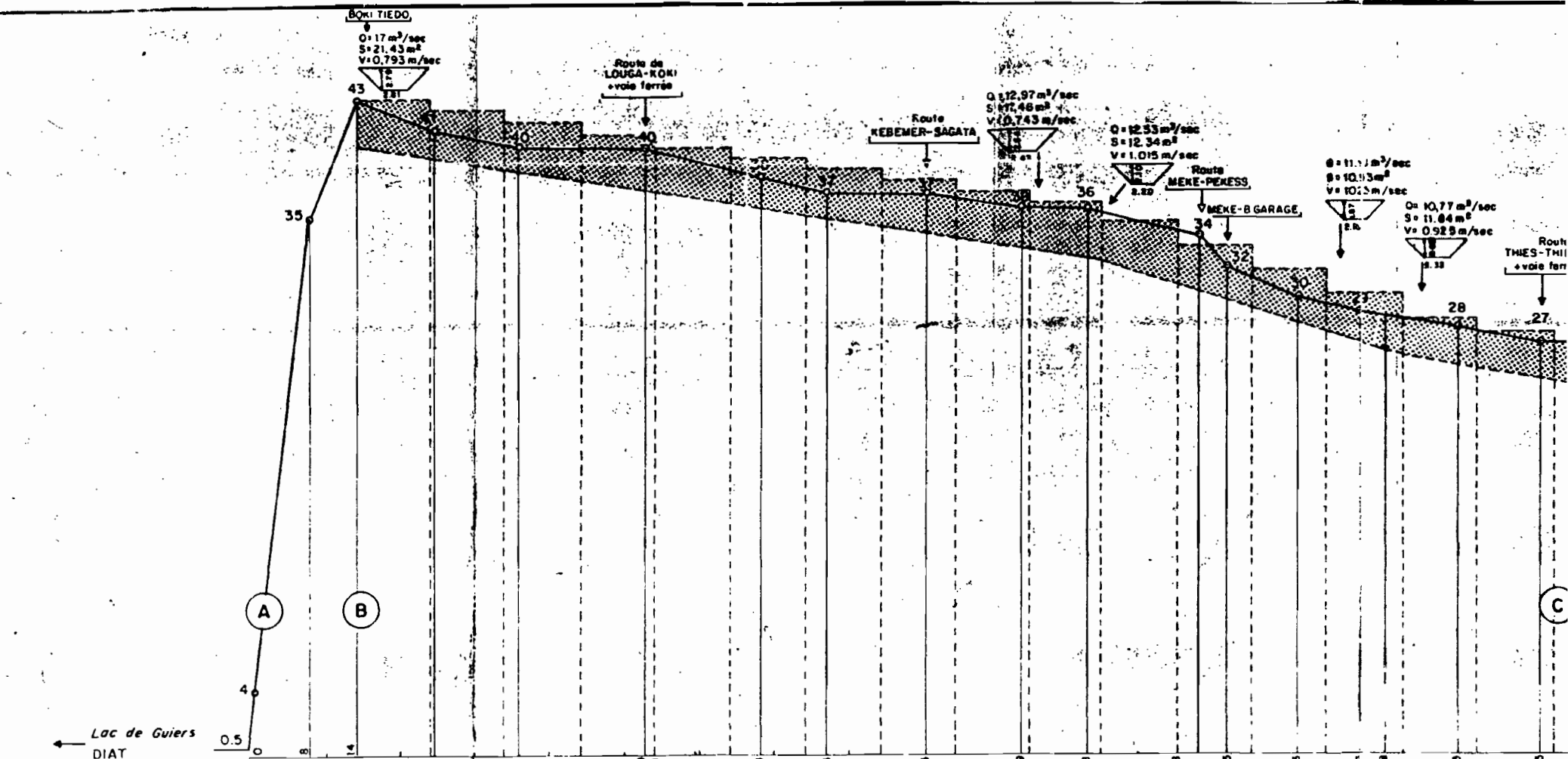
PK -14 a PK 0 et PK 0 a PK 202,2

---

PROFIL EN LONG

(solution de base)

Echelles: L = 1/500 000    H = 1/250  
 Date: JUIN 1985



Distances cumulées en km: 1/500000	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5	14	14.5	15	15.5			
Côtes T.N. (I.G.N): 1/250	03	4	35	48	41	40	40	36	37	37	36	36	34	32	30	29	29	28	27																
Côtes fond de fouille: 1/250			33.89/39.74	39.14/38.99	38.39/38.24	37.64/37.49	36.89/36.74	36.14/35.99	35.39/35.24	34.64/34.49	33.89/33	33.14/32.99	32.39/32.24	31.64/31.49	30.89/30.74	30.14/30	29.39/29.24	28.64/28.49	27.89/27.74	27.14/27	26.39/26.24	25.64/25.49	24.89/24.74	24.14/24	23.39/23.24	22.64/22.49	21.89/21.74	21.14/21	20.39/20.24	19.64/19.49	18.89/18.74	18.14/18			
Pentes en cm par km			6cm/km par bief / 7.5 cm/km sur l'ensemble du tracé avec 3 de 15cm à chaque vanne																14.75 cm/km par bief / 16.25cm/km avec 3 de 15cm à chaque vanne		7.02 cm/km par bief / 8.5														
N° des biefs et distances cumulées km	Conduite		1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		
Côtes du radier du canal (I.G.N)	40.11	39.96	39.36	39.21	38.61	38.46	37.86	37.71	37.11	36.96	36.36	36.21	35.61	35.46	34.86	34.71	34.11	33.96	33.36	33.21	32.61	32.46	31.86	31.71	31.11	30.96	30.36	30.21	29.61	29.46	28.86	28.71	28.11	27.96	
Hauteur moyenne de l'eau en régime hyd maxi par rapport au radier	2.79		2.76		2.74		2.71		2.68		2.65		2.63		2.60		2.57		2.54		2.50		2.06		2.02		2.00		2.00		2.00		2.02		
Côtes du niveau de l'eau (I.G.N)	42.90	42.75	42.12	41.97	41.34	41.19	40.57	40.42	39.79	39.64	39.01	38.86	38.24	38.09	37.46	37.31	36.68	36.53	35.90	35.75	35.13	34.98	34.36	34.21	33.58	33.43	32.81	32.66	32.03	31.88	31.26	31.11	30.48	30.33	
Niveau statique de l'eau (I.G.N)		42.95	42.17		41.39		40.62		39.84		39.06		38.29		37.51		36.73		35.95		35.17		34.39		33.61		32.83		32.05		31.27		30.49		29.71
Niveau supérieur du canal (I.G.N)		43.25	42.47		41.69		40.92		40.14		39.36		38.58		37.80		37.03		36.25		35.47		34.69		33.91		33.13		32.35		31.57		30.79		30.01
Débits de base (2020) m³/seconde		17.00	16.55		16.10		15.66		15.23		14.76		14.31		13.87		13.42		12.97		12.53		12.08		11.63		11.18		10.73		10.28		9.83		9.38
Besoins (1991/1992) m³/seconde		4	3.85		3.89		3.84		3.79		3.74		3.68		3.63		3.58		3.53		3.47		3.42		3.37		3.32		3.26		3.21		3.16		3.11
Besoins (2001/2002) m³/seconde		13	12.55		12.11		11.66		11.21		10.76		10.32		9.87		9.42		8.97		8.53		8.08		7.64		7.18		6.74		6.29		5.84		5.40
Besoins (2011/2012) m³/seconde		14.9	14.45		14.01		13.56		13.11		12.66		12.22		11.77		11.32		10.87		10.43		9.96		9.53		9.08		8.64		8.19		7.74		7.30

# ANNEXE 3

## programme de calcul des poutres en béton précontraint

```
00001 BEGIN
00002 REM CE PROGRAMME EST VALABLE POUR LE CALCUL DES POUTRES POUR D10
00002 TONS ET BETAIL
00004 FLOATING POINT
00005 INPUT "AVEZ-VOUS QUELLE IMPRIMANTE VOULEZ-VOUS TESTER? " : C1
00006 OPEN "P" : C1
00010 PRINT (6) A(5) : "CALCUL D'UN CASPLETE EN BÉTON PRÉCONTRAIT"
00030 PRINT (6) A(5) : " LE 20 NOVEMBRE 1985. "
00033 OPEN (2) "EF488001"
00037 OPEN (3) "EF488001"
00040 DIM A(10),Y(10),E(10)
00070 READ (2) B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,B9 : C1 : C2 : C3 : C4
00080 READ (3) A(1),A(2),A(3),A(4),A(5),A(6),A(7),A(8),A(9),A(10)
00085 READ (3) C5 : C6 : C7 : X : C8 : C9
00090 PRINT (6)
00093 PRINT (6)
00095 PRINT (6)
00097 PRECISION 5
00100 PRINT (6) A(3) : "-DONNEES (UNITES EN MM ET CM SAUF CEL QUI SONT INDIQUE)"
00110 PRINT (6) A(7) : "INERTIEA (YB) : POSITION DE L'AXE NEUTRE (YB)= " : B2
00120 PRINT (6) A(7) : "MODULES DE FLEXION : C8= " : C7 : C6 : " : B4
00130 PRINT (6) A(7) : "ACIER= " : B5 : " CHARGE CONSTATES= " : B6 : "KN/M SURCH
00130 ARGE= " : B7 : "KN/M"
00140 PRINT (6) A(7) : "PORTEE= " : B8 : " RES DU BETON A 28 JOURS= " : B9 : "MPA
00140 PROFONDEUR= " : C1
00150 PRINT (6) A(7) : "LARGEURS, SEM SUP = " : C2 : " ANCI= " : C3 : " SPAIS
00150 SEM = " : C4
00160 PRINT (6) A(7) : "POSITIONNEMENT"
00165 PRECISION 1
00170 PRINT (6) A(11) : "RANGEE" : B(134) : "1 2 3 4 5 6 7 8 9 10"
00180 PRINT (6) A(7) : "TOTAL POSSIBLE " : A(11) : " : A(21) : " : A(3) : " : A(4) : " : A
00180 (5) : " : A(6) : " : A(7) : " : A(8) : " : A(9) : " : A(10)
00185 PRECISION 5
00190 PRINT (6) A(7) : "POSITION DIACER ET DIAM DES TORONS : A8= " : C5 : " DIAM
00190 = " : C6
00200 PRINT (6) A(7) : "LIMITE ELASTIQUE= " : C8 : "MPA"
00210 PRINT (6) A(7) : "RELEVEMENT DES ACIERS, DISTANCE DU CENTRE= " : X
00220 PRINT (6) A(7) : "RESISTANCE EN COMPRESSION LORS DE LA MISE EN PREC = " : C
00220 8 : "MPA"
00235 FLOATING POINT
00230 LET C8=C8+ 0001
00240 LET D1=B5*C3 : B4*B8*Y2/8/1000000000000
00250 LET Y8="Y"
00260 IF C9=0 THEN LET Y8="YS"
00265 PRECISE 7X 5
00270 IF D1<0 THEN PRINT (6) A(5) : "LA POUTRE EST EN TENSION A LA FIBRE SUPERIEURE"
00275 IF D1<0 THEN PRINT (6) A(5) : "LA POUTRE EST EN TENSION A LA FIBRE INFERIEURE"
00280 IF
00285 PRINT (6) A(5) : "MOMENTS (KN.M) : PRINT (6) A(7) : "SOUS POIDS
00290 PROPRES= " : D1
00340 PRINT (6) A(7) : "SOUS CHARGE CONSTATES ET SURCHARGE= " : D2
```

```

00350 REM *****PRECONTRAINTE REQUISE*****
00355 FLOATING POINT
00360 LET D7=.6, LET L=0
00370 IF L=2 THEN GOTO 00610
00380 LET D8=0, LET D9=0
00390 LET E1=D7*C6*C5
00400 LET E2=241.38*C5
00410 LET E3=E1-E2
00420 LET E4=E2/E3
00430 LET E5=E4*100
00440 LET E6=1/(1-E4)
00450 LET E7=E6*(D4+D6- 4982*SQR(D9))
00460 LET Y(1)=44.45+C7; LET E(1)=B2-Y(1)
00470 FOR I=2 TO 10
00480 LET Y(I)=Y(I-1)+C7
00490 LET E(I)=B2-Y(I)
00500 NEXT I
00510 LET E8=0
00520 FOR I=1 TO 10
00530 LET O=A(I)
00540 FOR J=1 TO O
00550 LET D9=D9+Y(I)*C5; LET D8=D8+.1
00560 LET E8=E8+E3/B5+E3*E(I)/B3
00570 IF E7<=E8 THEN GOTO 00580 ELSE GOTO 00590
00580 LET D7=.6*E7/E8+.002, LET L=L+1, EXITTO 00370
00590 NEXT J
00600 NEXT I
00610 PRINT (6), PRINT (6) &(5), "-ARRANGEMENT DES TORONS (UNITES EN NEWTON E
00610 T EN MPA)"
00612 PRECISION 3
00615 PRINT (6) &(7), "FORCE INITIALE MAXIMALE PAR TORON= ", E3
00620 PRINT (6) &(7), "POURCENTAGE DES PERTES= ", E5
00630 PRINT (6) &(7), "PRECONTRAINTE REQUISE= ", E7, " PRECONTRAINTE PROPOSE
00630 E=", E8
00640 PRINT (6) &(7), "NOMBRE TOTAL DE TORONS=", D8
00650 REM *****EFFORTS AU CENTRE DE LA POUTRE*****
00655 FLOATING POINT
00660 LET B9=D9/E3
00670 LET F1=D9/D8*C5
00680 LET F2=B3-F1
00690 LET F3=B9/C5-E9*F2/E4
00700 LET F4=.95*F3+D3
00710 LET F5=.95*E2-D4
00720 LET F6=F4-(E4-.05)*F3+D5
00730 LET F7=F5-(E4-.05)*E2-D6
00735 PRECISION 3
00740 PRINT (6), PRINT (6) &(5), "-EFFORTS AU CENTRE DE LA POUTRE UNITES EN K
00740 PA)"
00745 PRINT (6) &(7), "CENTRE DE GRAVITE DES ACIERS (YS) ", F1
00750 PRINT (6), PRINT (6) &(7), "FBSIG1= ", F4, " FBSIG2= ", F6
00760 PRINT (6) &(7), "FBSIG1= ", F5, " FBSIG2= ", F7
00765 FLOATING POINT
00770 LET F8=(-.25)*SQR(C8), LET F9=.4*E9
00780 LET G1=.6*E8, LET G2=(-.5)*SQR(B9)
00790 PRINT (6)
00795 PRECISION 3
00800 PRINT (6) &(7), "NOTE: EFFORTS EXTREMES PERMIS SUIVANT LA NORME ACNOR-S6:
00800 "
00810 PRINT (6) &(7), "FBSIG1(MIN)= ", G8, " FBSIG1(MAX)= ", F9
00820 PRINT (6) &(7), "FBSIG2(MIN)= ", G1, " FBSIG2(MIN)= ", G2
00830 REM *****EFFORTS AU POINT DE RELEVEMENT*****
00835 FLOATING POINT
00840 LET X=H1/W
00850 LET G3=B5+11.781*X*(B8-X)/1000000000000
00860 LET G4=(B6+E7)/2*X*(E9-X)/1000000
00870 LET G5=G3/B4*1000000
00875 LET G6=G3/B3*1000000

```

```

00850 LET G3=B5*11.782*X*(B8-X)/1000000000000
00860 LET G4=(B6+E7)/2*X*(E8-X)/1000000
00870 LET G5=G3/B4*1000000
00875 LET G6=G3/E3*1000000
00880 LET G7=G4/B4*1000000. LET G8=G4/B3*1000000
00890 LET G9=95*F3+G5
00900 LET H1=95*E8-G6
00910 LET H2=G9-(E4-.05)*F3+G7
00920 LET H3=H1-(E4-.05)*E8-G8
00925 PRECISION 3
00930 PRINT (6) . PRINT (6) A(5) "EFFORTS AU POINT DE RELEVEMENT, I.E A ",X," D
00930 E L'APPUI"
00940 PRINT (6) A(7) "FTSIG1R= ",G9," FTSIG2R= ",H2
00950 PRINT (6) A(7) "FBSIG1R= ",H1," FBSIG2R= ",H3
00955 REM *****EXCENTRICITE A L'APPUI*****
00958 FLOATING POINT
00960 IF Y3="YS" THEN LET C9=F1
00980 LET H4=B2-C9
00990 REM *****EFFORTS A L'APPUI *****
01000 LET H5=9*(E9/B5-E9*H4/B4)
01010 LET H6=9*(E9/B5+E9*H4/B3)
01015 PRECISION 4
01020 PRINT (6) . PRINT (6) A(5) "-EFFORTS A L'APPUI(YSA= ",C9," MM)"
01030 PRINT (6) A(7) "FTSIG1A= ",H5," FBSIG1A= ",H6
01040 REM *****CALCUL DU MOMENT ULTIME*****
01045 FLOATING POINT
01050 LET H7=B5*23.564/1000000+E6
01060 LET H8=1.2*H7+2.4*B7
01070 LET H9=1.0*H7+1.8*B7
01080 IF H9>H8 THEN LET H8=H9
01090 LET H8=H8*E8**2/8/1000000
01100 LET D=C1-F1
01110 LET I1=C5*D8/D/C2
01120 LET I2=C6*(1-.5*I1*C6/B9)
01130 LET I3=C5*D8*I2
01140 LET I4=95*B9*C2*C4
01150 LET I5=I3*D*(1-.6*I1*I2/B9)/1000000
01160 LET I6=C5*D8
01170 LET I7=(H8-I5)/I5*I6
01180 IF H8<I5 THEN LET I7=0
01185 PRECISION 4
01190 PRINT (6) . PRINT (6) A(5) "MOMENT ULTIME (UNITE DE C ET T EN NEWTON, D
01190 E FSU ET MT EN MPA)"
01200 PRINT (6) A(7) "D= ",D," FSU= ",I2," C= ",I4," T= ",I3
01210 PRINT (6) A(7) "MT ULT REQUIS= ",H8," MT ULT RESISTANT= ",I5
01220 PRINT (6) A(7) "SECTION D'ACIER ADDITIONNEL= ",I7
01230 REM *****CALCUL DES CAMBRURES *****
01240 REM *****DEFLEXION DE LA POUTRE INSTANT ET A LONG TERME*****
01245 FLOATING POINT
01250 LET J8=0.42*2350**1.5*SQR(B9), LET J9=4*E8*SQR(C8)
01260 LET J1=5/384*B5*23.564/1000000*B8**4/I9/B1
01270 LET J2=2.5*J1*I9/I8
01280 REM *****DEFLEXION DUE A LA PRECONTRAINTE INST ET A LONG TERM
01280 E****
01290 LET J3=J2*(1+J8**2/J9**2)
01300 LET J4=J1*(1+J3)
01310 LET J5=(1+J4**2*E2*E8**2-4*E2*X**2+4*H4*X**2)/24/E1/I9
01320 LET J6=J4*(1+J5*(1-J3/2/J4**2-5*J5)
01330 LET J7=J6*(1+J3**2/J4**2)
01340 LET J7=J7*I7
01345 PRECISION 4
01350 PRINT (6) . PRINT (6) A(5) "-CAMBRURES"
01360 PRINT (6) A(7) "DEFLEXION DE LA POUTRE, INSTANT = ",J1," A LONG TERM
01360 E= ",J2
01370 PRINT (6) A(7) "DEFLEX. DUE A LA PRECONT. INSTANT = ",J5," A LONG T
01370 EPME= ",J7
01380 REM *****DEFLEXION SOUS CHARGE MORTE INST. ET A LONG TERME*****

```





DEFINITION DES VARIABLES

- B1 = MOMENT D'INERTIE
- B2 = CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION DE BETON
- B3 = MODULE DE FLEXION DE LA POUTRE AU BAS
- B4 = MODULE DE FLEXION DE LA POUTRE AU HAUT
- B5 = SECTION DE LA POUTRE
- B6 = CHARGE TOTALE (SURCHARGE PERMANENTE)
- B7 = SURCHARGE
- B8 = PORTEE SIMPLE
- B9 = RESISTANCE DU BETON A 28 JOURS
- C1 = HAUTEUR DE LA POUTRE
- C2 = LARGEUR DE LA SEMELLE SUPERIEURE
- C3 = LARGEUR DE LA SEMELLE
- C4 = EPAISSUR DE LA SEMELLE A L'EXTREMITÉ
- C5 = SECTION D'ACIER D'UN TORON
- C6 = LIMITE D'ELASTICITE DES TORONS
- C7 = DIAMETRE D'UN TORON
- C8 = RESISTANCE DU BETON A LA RELACHE
- C9 = CENTRE DE GRAVITE DES TORONS A L'EXTREMITÉ
- D1 = MOMENT SOUS CHARGE PROPRE
- D2 = MOMENT SOUS SURCHARGE PERMANENTE ET SOUS CHARGE
- D3 = CONTRAINTE AU HAUT SOUS POIDS PROPRE
- D4 = CONTRAINTE AU BAS SOUS POIDS PROPRE
- D5 = CONTRAINTE AU HAUT SOUS SURCHARGE
- D6 = CONTRAINTE AU BAS SOUS SURCHARGE
- D7 = CTE. POSEE ORIGINELLEMENT EGALE A 6

NOTE: LA CONTRAINTE MAXIMALE A LONG TERME DANS LES ACIERS DE MI-PORTÉE

EST LIMITEE A 0.6 F<sub>ULT</sub> DANS

- E1 = CHARGE DE SERVICE TRANSMISE PAR TORON
- E2 = PERTES DE PORTANT APPLIQUE, LES PERTES LES PLUS IMPORTANTES SONT CAUSEES PAR LA DEFORMATION ELASTIQUE DU BETON, LE RETRAIT, LE FLUAGE ET LA RELAXATION DES ACIERS. ON DOIT CALCULER CES PERTES, ICI NOUS LES AVONS PSEES EGALES A 12.0% MAXIMALE PAR TORON
- E3 = FORCE EGALE A 12.0% MAXIMALE PAR TORON
- E5 = POURCENTAGE DE PERTES
- E6 = FACTEUR DE MAJORATION DANS LES ACIERS POUR TENIR COMPTE DES PERTES
- E7 = FORCE DE PRECONTRAINTE REQUISE A MI-PORTÉE AU HAS DE LA POUTRE
- E8 = PRECONTRAINTE INITIALE MAXIMALE PROPOSEE
- E9 = FORCE DE PRECONTRAINTE INITIALE
- F1 = YSB
- F2 = EXCENTRICITE DU GROUPE DE TORONS
- F3 = CONTRAINTE CONSECUTIVE A LA PRECONTRAINTE SEULEMENT AU HAUT ET A MI-PORTÉE
- F4 = CONTRAINTE AU HAUT A MI-PORTÉE A LA RELEVEMENT (A CE STAGE 5% DES PERTES ONT DEJA EU LIEU)
- F5 = CONTRAINTE AU HAS A MI-PORTÉE A LA RELEVEMENT
- F6 = CONTRAINTE AU HAUT A MI-PORTÉE A LONG TERME ET APRES L'ADDITION DES SURCHARGES
- F7 = CONTRAINTE AU HAS A MI-PORTÉE A LONG TERME ET APRES L'ADDITION DES SURCHARGES
- G9 - H1 - H2 - H3 COMME RESPECTIVEMENT F4 - F5 - F6 - F7 SEULEMENT ON EST AU POINT DE RELEVEMENT
- H5 = CONTRAINTE AU HAUT A L'EXTREMITÉ
- H6 = CONTRAINTE AU HAS A L'EXTREMITÉ
- H8, H9 = LE MOMENT ULTIME EST LE PLUS GRANDS DES DEUX
- I1 = % D'ACIER PAR RAPPORT A UNE SECTION RECTANGULAIRE DE LA LARGEUR DE LA SEMELLE SUPERIEURE ET DE LA PROFONDEUR DE LA POUTRE
- I2 = CONTRAINTE ULTIME A UTILISER DANS LES ACIERS
- I3 = RESISTANCE DE LA PLAGE TENDUE
- I4 = RESISTANCE DE LA PLAGE COMPRIMEE
- I5 = VALEUR DU MOMENT ULTIME RESISTANT
- I7 = SECTION D'ACIER ADDITIONNEL POUR TENIR COMPTE DU MOMENT ULTIME (SI REQUIS)
- I8 = MODULE D'ELASTICITE DU BETON A 28 JOURS
- I9 = MODULE D'ELASTICITE DU BETON A LA RELACHE
- J1 = DEFLEXION DE LA POUTRE CAUSEE PAR SON POIDS PROPRE SEUL
- J2 = DEFLEXION DE LA POUTRE CAUSEE PAR SON POIDS PROPRE ET LA SURCHARGE A LONG TERME

VARIABLES

MOMENT D'INERTIE  
 CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION DE BETON  
 MODULE DE FLEXION DE LA POUTRE AU BAS  
 MODULE DE FLEXION DE LA POUTRE AU HAUT  
 SECTION DE LA POUTRE  
 CHARGE MORTE (SURCHARGE PERMANENTE)  
 SURCHARGE  
 PORTEE SIMPLE  
 RESISTANCE DU BETON A 28 JOURS  
 LARGEUR DE LA POUTRE  
 LARGEUR DE LA SEMELLE SUPERIEURE  
 LARGEUR DE L'AME  
 PAISSEUR DE LA SEMELLE A L'EXTREMITE  
 SECTION D'ACIER D'UN TORON  
 LIMITE D'ELASTICITE DES TORONS  
 RAYON D'UN TORON  
 RESISTANCE DU BETON A LA RELACHE  
 CENTRE DE GRAVITE DES TORONS A L'EXTREMITE  
 MOMENT SOUS POIDS PROPRE  
 MOMENT SOUS SURCHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE  
 CONTRAINTE AU HAUT SOUS POIDS PROPRE  
 CONTRAINTE AU BAS SOUS POIDS PROPRE  
 CONTRAINTE AU HAUT SOUS SURCHARGE  
 CONTRAINTE AU BAS SOUS SURCHARGE  
 TEMPERATURE POSEE ORIGINELLEMENT EGALE A 20°C

NOTE: LA CONTRAINTE MAXIMALE A LONG  
 TERME DANS LES ACIERS DE PRECONTRAINTE

LIMITEE A 60% ULTIME DANS QUELQUES NORMES

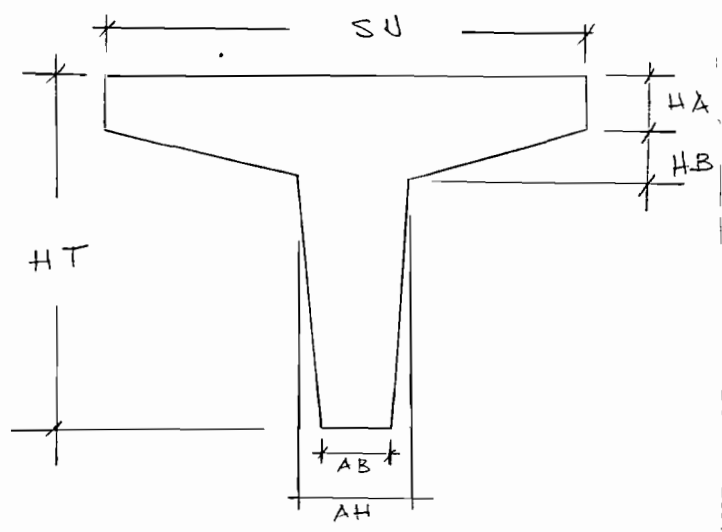
CHARGE DE SERVICE TRANSMISE PAR TORON  
 PERTES DE L'EFFORT APPLIQUE, LES PERTES  
 PLUS IMPORTANTES SONT CAUSEES PAR LA  
 FORMATION ELASTIQUE DU BETON, LE RETRAIT  
 FLUAGE ET LA RELAXATION DES ACIERS. ON  
 PEUT CALCULER CES PERTES, ICI NOUS LES AVONS  
 ESTIMEES EGALES A 12, 26, 0%  
 FORCE INITIALE MAXIMALE PAR TORON  
 POURCENTAGE DE PERTES  
 FACTEUR DE MAJORATION DANS LES ACIERS  
 POUR TENIR COMPTE DES PERTES  
 FORCE DE PRECONTRAINTE REQUISE A  
 PORTEE AU BAS DE LA POUTRE  
 PRECONTRAINTE INITIALE MAXIMALE PROPOSEE  
 FORCE DE PRECONTRAINTE INITIALE  
 EXCENTRICITE DU GROUPE DE TORONS  
 CONTRAINTE CONSECUTIVE A LA PRECONTRAINTE  
 RELEVEMENT AU HAUT ET A MI-PORTEE  
 CONTRAINTE AU HAUT A MI-PORTEE A LA RELACHE  
 A CE STAGE 5% DES PERTES ONT DEJA EU LIEU  
 CONTRAINTE AU BAS A MI-PORTEE A LA RELACHE  
 CONTRAINTE AU HAUT A MI-PORTEE A LONG  
 TERME ET APRES L'ADDITION DES SURCHARGES  
 CONTRAINTE AU BAS A MI-PORTEE A LONG  
 TERME ET APRES L'ADDITION DES SURCHARGES  
 H1-H2-H3 COMME RESPECTIVEMENT F4-F5-F6-F7  
 RELEVEMENT ON EST AU POINT DE RELEVEMENT  
 CONTRAINTE AU HAUT A L'EXTREMITE  
 CONTRAINTE AU BAS A L'EXTREMITE  
 LE MOMENT ULTIME EST LE PLUS GRAND  
 DES DEUX  
 RAYON D'ACIER PAR RAPPORT A UNE SECTION RECTAN-  
 GULAIRE DE LA LARGEUR DE LA SEMELLE SUPE-  
 RIEURE ET DE LA PROFONDEUR D  
 CONTRAINTE ULTIME A UTILISER DANS LES TORONS  
 RESISTANCE DE LA PLAGE TENDUE  
 RESISTANCE DE LA PLAGE COMPRIMEE  
 VALEUR DU MOMENT ULTIME RESISTANT  
 SECTION D'ACIER ADDITIONNEL POUR TENIR COMPTE  
 DU MOMENT ULTIME (SI REQUIS)  
 MODULE D'ELASTICITE DU BETON A 28 JOURS  
 MODULE D'ELASTICITE DU BETON A LA RELACHE  
 DEFLEXION DE LA POUTRE CAUSEE PAR SON POIDS  
 PROPRE SEUL  
 DEFLEXION DE LA POUTRE CAUSEE PAR SON POIDS  
 A LONG TERME

calcul des propriétés géométriques  
des poutres en T

```

1 LPRINT "CALCUL DES PROPRIETES GEOMETRIQUES D'UNE SECTION EN T"
2 LPRINT
10 DATA 1000,100,75,2100,250,250
20 READ HT,HA,HB,SU,AH,AB
30 LPRINT : LPRINT : LPRINT
40 LPRINT "HT= ";HT;" HA= ";HA;" HB= ";HB
50 LPRINT "SU= ";SU;" AH= ";AH;" AB= ";AB
60 LPRINT : LPRINT
70 A1=HT*AB
80 A2=HB*(SU-AH)/2
90 A3=HA*(SU-AH)
100 A4=(HA+HB)*(AH-AB)
110 A5=(AH-AB)*(HT-HA-HB)/2
120 A=A1+A2+A3+A4+A5
130 Y1=HT/2
140 Y2=HT-HA-HB/3
150 Y3=HT-HA/2
160 Y4=HT-(HA+HB)/2
170 Y5=(HT-HA-HB)*2/3
180 S1=A1*Y1 : S2=A2*Y2 : S3=A3*Y3
190 S4=A4*Y4 : S5=A5*Y5
200 YB=(S1+S2+S3+S4+S5)/A
210 YT=HT-YB
220 D1=(Y1-YB)^2*A1
230 D2=(Y2-YB)^2*A2
240 D3=(Y3-YB)^2*A3
250 D4=(Y4-YB)^2*A4
260 D5=(Y5-YB)^2*A5
270 I1=AB*HT^3/12
280 I2=(SU-AH)*HB^3/36
290 I3=(SU-AH)*HA^3/12
300 I4=(AH-AB)*(HA+HB)^3/12
310 I5=(AH-AB)*(HT-HA-HB)^3/36
320 IT=D1+D2+D3+D4+D5+I1+I2+I3+I4+I5
330 SB=IT/YB
340 ST=IT/YT
350 LPRINT "MOMENT D'INERTIE= ";IT;" YB= ";YB
360 LPRINT "AIRE= ";A;" SB= ";SB;" ST= ";ST

```



# BIBLIOGRAPHIE

1. J. COURBON, résistance des matériaux-1, pages 292-301, 642, 637-641 Dunod, 1971
2. N. TURKAN, cours de béton précontraint, université de MONCTON, Août 1979
3. CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, metric design handbook, Murat saatcioglu, 1978
4. S.U. PILLAI - D.W. KIRK, reinforced concrete design in Canada, pages 225-246 ; 432-434 ; 550-571, Mc Graw-Hill, 1983
5. G. WINTER - A.H. NILSON, design of concrete structures, pages 560-589 Mc Graw-Hill, 1979
6. V. FORESTIER - P. BLONDIN, calcul et exécution des ouvrages en béton armé, Tome 1, page 22-24, Dunod, 1965
7. ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, calcul des ponts-route, 1978
8. ALBIGÉS - A. COIN, résistance des matériaux appliqués, pages 150-157, EYROLLES, 1969
9. STEPHENSON - CALLANDER, engineering design, pages 392-496, John Wiley, 1974
10. FORTUNE SYSTEMS, business BASIC, reference guide, 1982
11. C.H. NORRIS, J.B. WILBUR - S. UTKU, élémentary structural analysis, pages 145-190; Mc Graw-Hill; 1976
12. G. Grattesat, conception des ponts, Eyrolles, 1978
13. P. CHARON, calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.80, théorie et applications, 2<sup>ème</sup> édition; pages 47-66 ; 412-425, Eyrolles, 1983
14. ACNOR, Handbook of steel construction, chapitre 4, 1978