

Maitre d'Ouvrage

Direction Interdépartementale des Routes Méditerranée
SIR Marseille
16 rue Antoine Zattara - 13003 Marseille
tél : 04.86.94.68.35
sir-de-marseille.dirmed@developpement-durable.gouv.fr

AUTOROUTE A7

REMISE A NIVEAU DES OUVRAGES DE L'ECHANGEUR A7-A557 SUR L'A557 A MARSEILLE (13)

Pièce B01.3 DOCUMENTS D'ARCHIVE

Documents d'archive

Maitre d'Œuvre

SETEC
ZAC Le Griffon
7, chemin des Gorges de Cabriès
13 127 Vitrolles
FRANCE



A00	Juin 2025	Première émission			FPA	TRO	-
Ind.	Date	Objet			Rédigé	Vérifié	Approuvé
Nom du fichier : DCOE_PièceB01.3_DOCS_IndA00_archives				Echelle : sans	Format : A4	Nb pages :	
Numéro d'affaire		Phase	Zone	Type de doc.	Numéro	Indice	Titre
51363		DCOE	GEN	TAB	210	A00	archives



DIRECTION
INTERDÉPARTEMENTALE
DES ROUTES
MÉDITERRANÉE

Direction Interdépartementale des Routes MÉDITERRANÉE
Service du Ministère de la Transition Ecologique

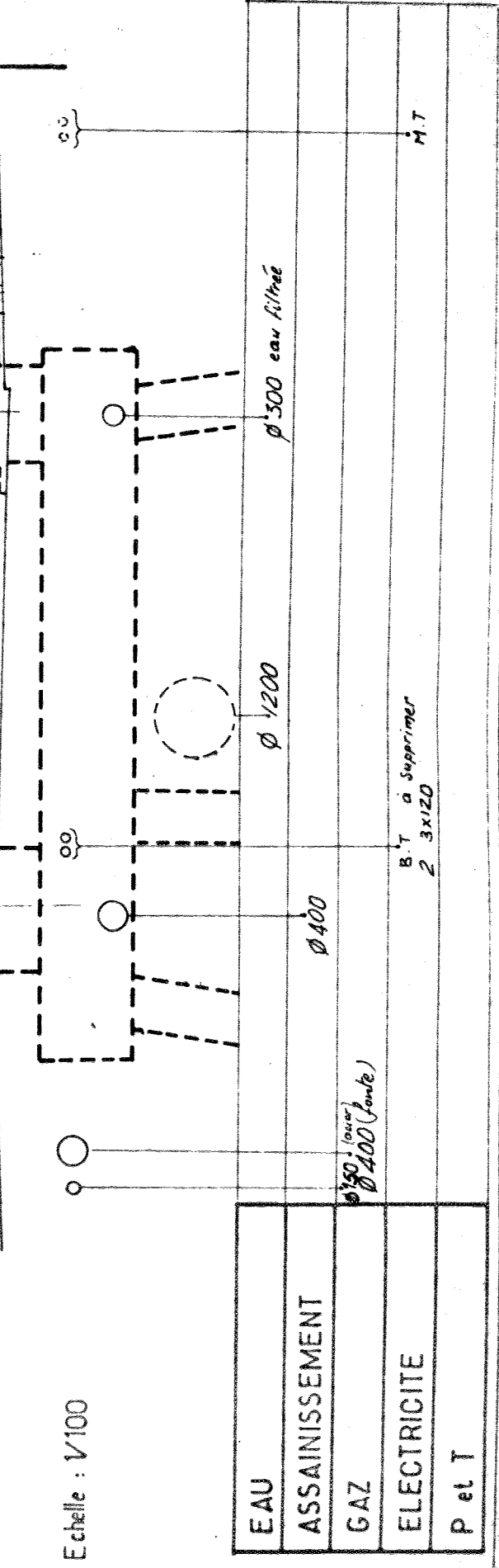
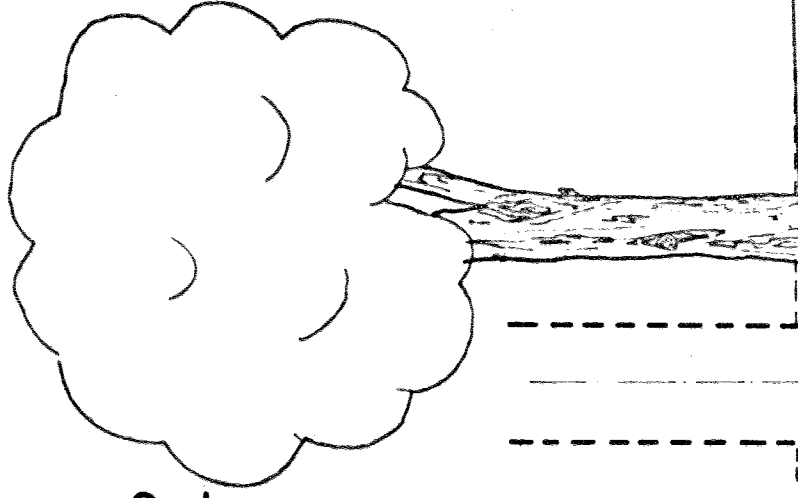
VIADUC DE LA RUE F. PYAT

RESEAUX 1/2 COUPE AU DROIT DE L'APPUI : 2

LEGENDE

- OUVRAGES EXISTANTS
- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE

Echelle : 1/100



EAU
ASSAINISSEMENT
GAZ
ELECTRICITE
P et T

ø 150 (ouv)
ø 400 (pote)

B.T. à Supprimer
2 3x120

M.T

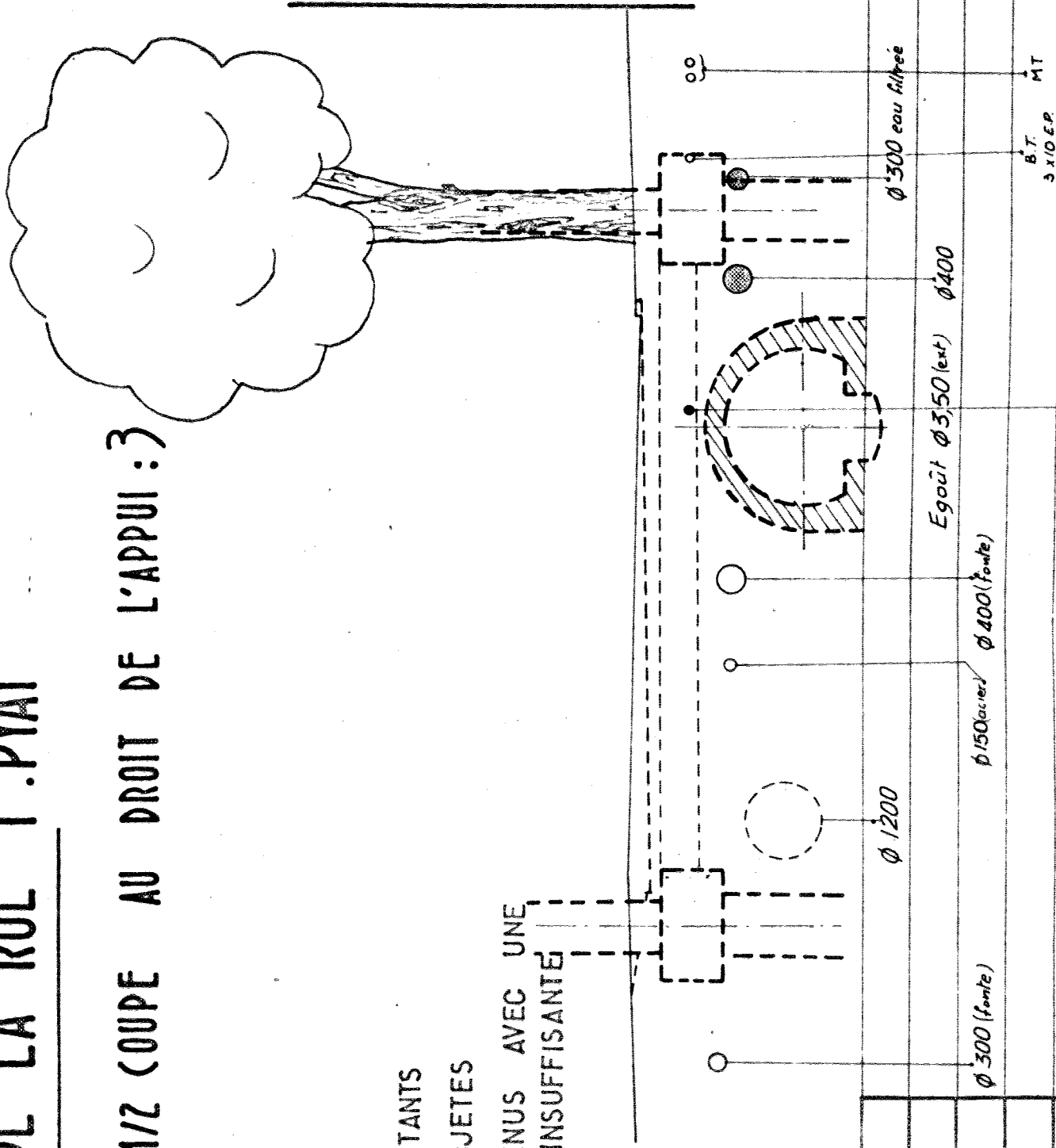
VIADUC DE LA RUE F. PYAT

RESEAUX

1950

- ○ OUVRAGES EXISTANTS
--- ○ OUVRAGES PROJÉTÉS
○ OUVRAGES CONNUS AVEC UNE
PRECISION INSUFFISANTE

Echelle : V100



EAU
ASSAINISSEMENT
GAZ
ELECTRICITE
P et T

Technical drawing of a sewerage system (égout) showing a plan view and a cross-section.

Plan View:

- Top left: $\phi 1200$
- Bottom left: $\phi 300$ (fonte)
- Bottom center: $\phi 150$ (acier)
- Bottom right: $\phi 400$ (fonte)
- Center: $\phi 350$ (ent)
- Far right: $\phi 400$

Cross-section:

- Top: $\phi 300$ eau filtrée
- Bottom: $\phi 150$
- Right side: B.T. 3 x 10 EP, MT

Labels:

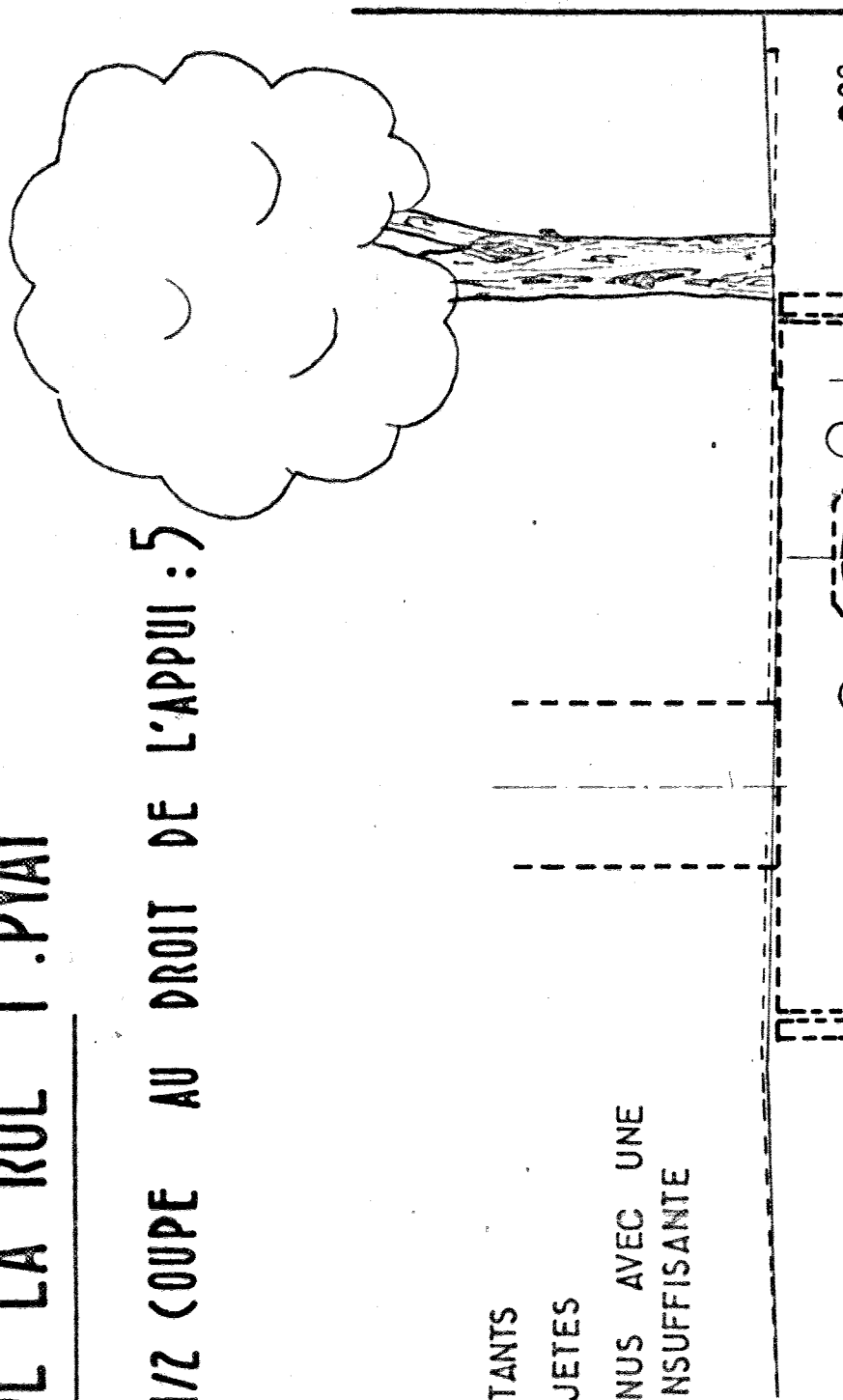
- égout
- conduite unitaire

VIADUC DE LA RUE F. PYAT

RESEAUX 1/2 COUPE AU DROIT DE L'APPUI : 5

LEGENDE

- O — OUVRAGES EXISTANTS
- O --- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE



Echelle : 1/100

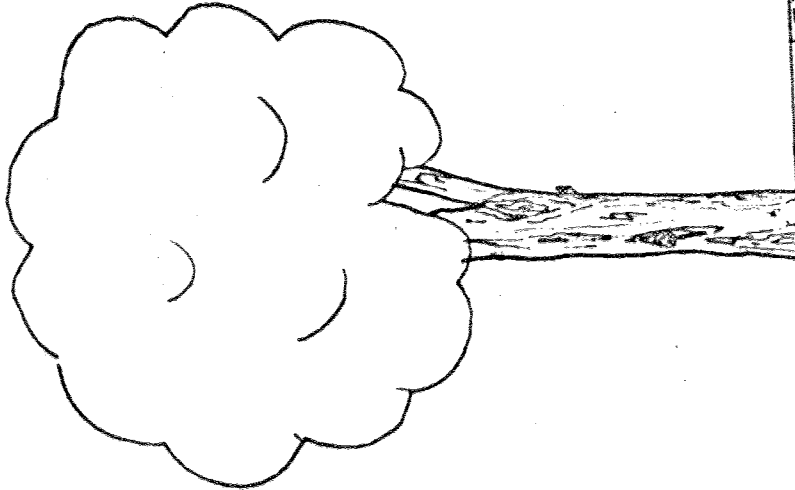
EAU	Ø 1200	Ø 300 eau Filtrée	H.T.
ASSAINISSEMENT		Egout Ø 350 (extérieur) Ø 400	
GAZ	Ø 500 Ø 400 (Acier)	Ø 150 (acier) Ø 400 (fonte)	
ELECTRICITE			
P et T			conduite unitaire

VIADUC DE LA RUE F. PYAT

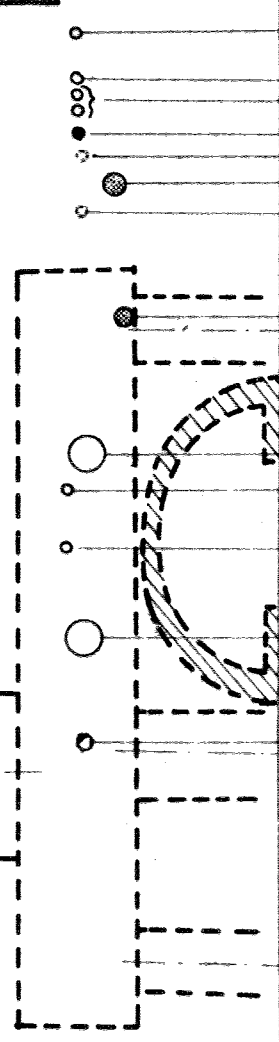
RESEAUX 1/2 COUPE AU DROIT DE L'APPUI : 6

LEGENDE

- OUVRAGES EXISTANTS
- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE



Echelle : 1/100



EAU
ASSAINISSEMENT
GAZ
ELECTRICITE
P et T

Ø 300 eau pluvie

Egoût 4.40 m de large (extérieur) Ø 200

Ø 300 (fonte.)

Ø 150 (acier) Ø 400 (fonte)

Ø 400 (acier)

BT MT MT BT MT

MT BT à supprimer

conduite unitaire

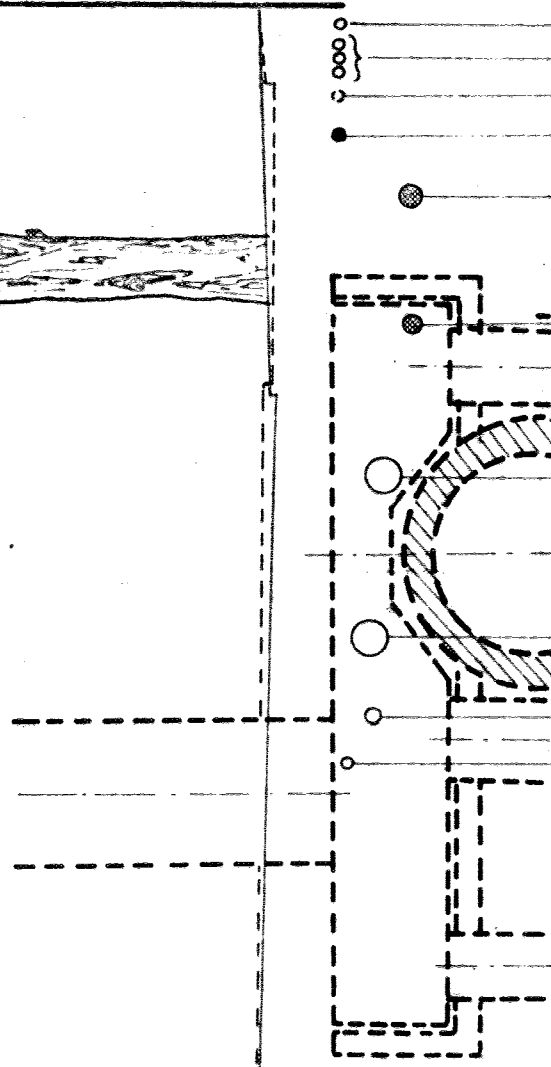
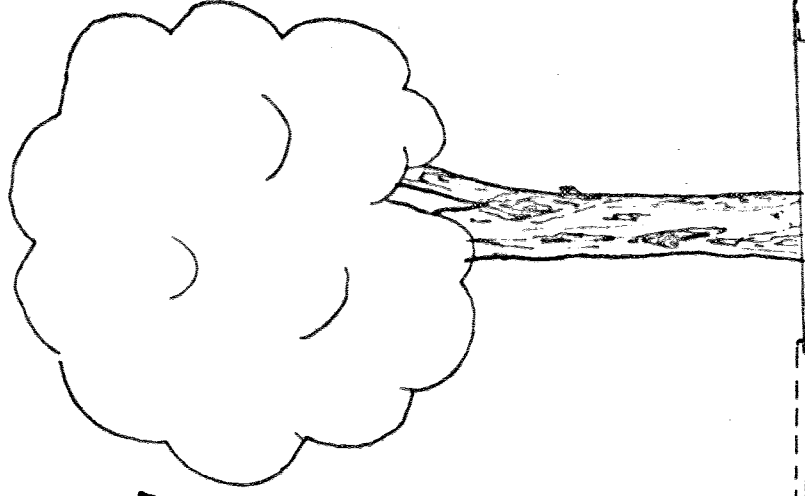
VIADUC DE LA RUE F. PYAT

RESEAUX 1/2 COUPE AU DROIT DE L'APPUI : 7

LEGENDE

- OUVRAGES EXISTANTS
- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE

Echelle : 1/100



EAU
ASSAINISSEMENT
GAZ
ELECTRICITE
P et T

Ø 300 (fonte)

Ø 150 (acier) Ø 400 (fonte) Ø 400 acier

M.T.
à supprimer

Egout Ø 3,50 (ext) Ø 200

Ø 300
eau filtrée

MT MT BT

conduite unitaire

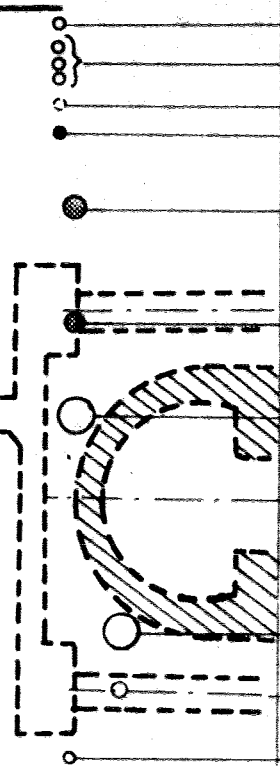
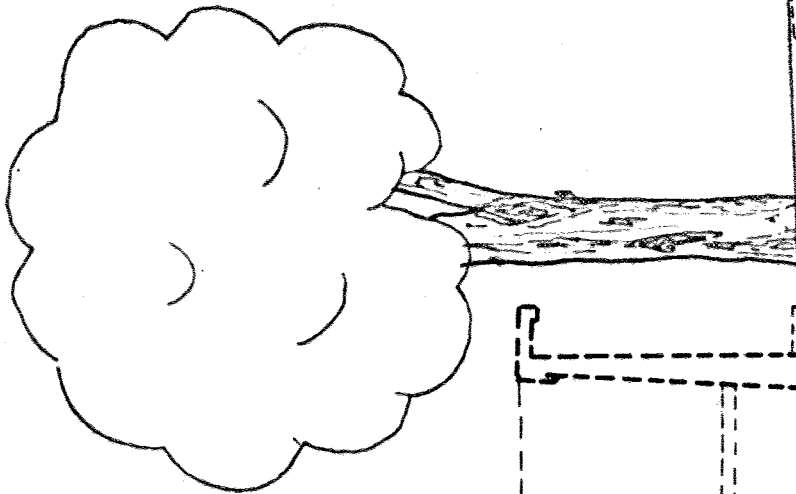
VIADUC DE LA RUE F. PYAT

RESEAUX 1/2 COUPE AU DROIT DE L'APPUI : 8

LEGENDE

- O — OUVRAGES EXISTANTS
- O -- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE

Echelle : 1/100



EAU	
ASSAINISSEMENT	
GAZ	
ELECTRICITE	
P et T	

EAU

Egout Ø 350 (externe) Ø 200

Ø 300 fonte

Ø 350 (acier) Ø 400 fonte

Ø 400 acier

H.T

à supprimer

H.T

recommandé HT BT

P et T

conduite unitaire

VIADUC DE LA RUE F. PYAT

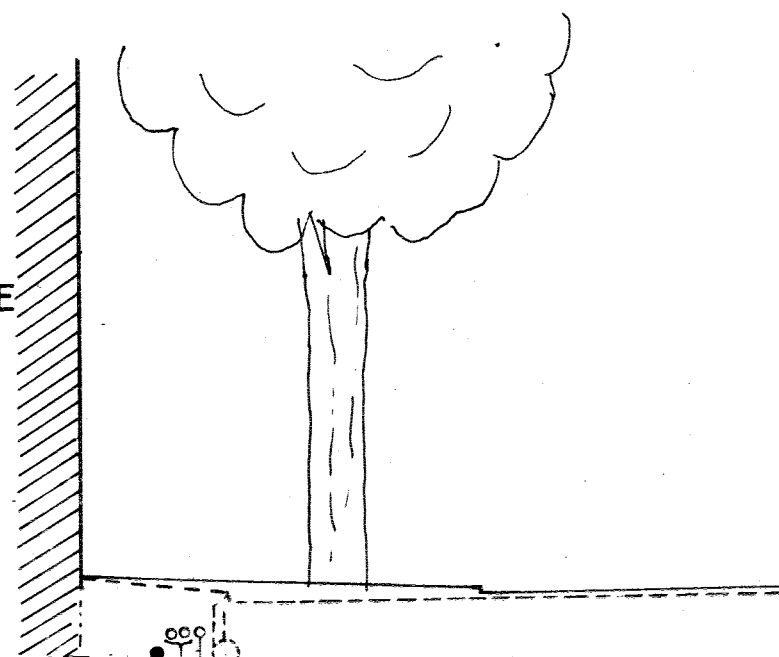
RESEAUX

- COUPE AU DRI

LEGENDE

- OUVRAGES EXISTANTS
- OUVRAGES PROJETES
- OUVRAGES CONNUS AVEC UNE PRECISION INSUFFISANTE

ECHELLE 1/100



EAU	Ø 150
ASSAINISSEMENT	Ø 500 Ø 250
GAZ	Ø 400 Ø 400 Ø 300
ELECTRICITE	B.T. 2.3x75 Nappe 30 kv 6 cables
P et T	conduite multiple sous dalle enrobée

ENTREPRISES GÉNÉRALES
CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES
ÉTABLISSEMENTS
J. RICHARD-DUCROS
ALÈS (GARD)

MINISTÈRE de l'ÉQUIPEMENT et du LOGEMENT

BOUCHES DU RHONE

AUTOROUTE DU LITTORAL DE MARSEILLE

VIADUC DE LA RUE F. PYAT

NOTE de CALCULS

TABLIER EST

DESSINÉ PAR VÉRIFIÉ PAR DATE		PLAN N° 68562 / 3	
MIS A JOUR LE			

T A B L I E R E S T

GENERALITES

	<u>Pages</u>
1. Description des ouvrages	1
2. Bases de calcul	2
2.1. Limites de contraintes adoptées	
2.2. Principe de calculs adoptés	
2.3. Calcul des réactions d'appui.	

POUTRES

1.	<u>Schéma de l'Ouvrage</u>	7
2.	<u>Répartition transversale</u>	8
2.1.	Coupes transversales types	
2.2.	Charges permanentes	
2.3.	Surcharge A.	
2.4.	Convoi Bc	
2.5.	Convoi Militaire	
3.	<u>Détermination des Moments fléchissants</u>	24
3.1.	Charges permanentes	
3.2.	Surcharge A.	
3.3.	Convoi Bc	
3.4.	Convoi Militaire	
3.5.	Tableau récapitulatif des Moments Fléchissants	46-49
3.6.	Courbes enveloppes des moments fléchissants	50-51
4.	<u>Détermination des Efforts Tranchants sur appui</u>	52
4.1.	Charges permanentes	
4.2.	Surcharge A.	53
4.2.1.	Travée 1.	
4.2.2.	Travée 2.	
4.2.3.	Travée 3.	
4.2.4.	Travée 4.	
4.3.	Convoi Bc	57
4.3.1.	Travée 1.	
4.3.2.	Travée 2.	
4.3.3.	Travée 3.	
4.3.4.	Travée 4.	

4.4.	Convoi Militaire	63
4.4.1.	Travée 1.	
4.4.2.	Travée 2.	
4.4.3.	Travée 3.	
4.4.4.	Travée 4.	
4.5.	Tableau récapitulatif des efforts tranchants pondérés et majorés sur la poutre 1.	65
<u>5.</u>	<u>Détermination des sections</u>	66
5.1.	Vérification des contraintes de flexion	67
5.1.1.	Travée 1.	
5.1.2.	Travée 2.	
5.1.3.	Travée 3.	
5.1.4.	Travée 4.	
5.2.	Vérification des contraintes de cisaillement dans les âmes	72
5.3.	Vérification de la stabilité des âmes	73
5.3.1.	Travée de 25 m	
5.3.2.	Travée de 30 m	
<u>6.</u>	<u>Déformations</u>	76
6.1.	Travée 1.	
6.2.	Travée 2.	
6.3.	Travée 3.	
6.4.	Travée 4.	
6		

ENTRETOISES

<u>1.</u>	<u>Répartition longitudinale</u>	81
1.1.	Travée 25 m.	
1.2.	Travée 30 m.	
<u>2.</u>	<u>Répartition transversale</u>	83
<u>3.</u>	<u>Sollicitations des entretoises</u>	84
3.1.	Plateformes B et C travées 1 et 1' portée 25 m	
3.2.	Tronc commun travée 3 " 25 m	
3.3.	" " " 4 " 25 m	
3.4.	Plateformes B et C Travée 2 et 2' " 30 m	
<u>4.</u>	<u>Sections des entretoises</u>	105
4.1.	Plateformes B et C travées 1 et 1'	
4.2.	Tronc commun " 3	
4.3.	Tronc commun " 4	

CHEVETRES

109

<u>1.</u>	<u>Chevêtre sur appui 1 Bretelle B</u>	109
1.1.	Charges Permanentes	109
1.2.	Surcharge A.	112
1.3.	Convoi Bc	115
1.4.	Convoi Militaire	118
1.5.	Etude du Portique	119
1.6.	Détermination des sections	121
<u>2.</u>	<u>Chevêtre sur appui 1' Bretelle C.</u>	124
2.1.	Charges permanentes	124
2.2.	Surcharge A.	126
2.3.	Convoi Bc	129
2.4.	Convoi militaire	132
2.5.	Etude du portique	133
2.6.	Détermination des sections	135
<u>3.</u>	<u>Chevêtre sur appui 2 , tronc commun</u>	139
3.1.	Charges Permanentes	141
3.2.	Surcharge A.	143
3.3.	Convoi Bc	148
3.4.	Convoi Militaire	153
3.5.	Freinage	155
3.6.	Etude du portique	159
3.7.	Détermination des sections	
<u>4.</u>	<u>Chevêtre sur appui 3, tronc commun</u>	200
4.1.	Charges Permanentes	200
4.2.	Surcharge A.	202
4.3.	Convoi Bc	205
4.4.	Convoi Militaire	209
4.5.	Etude du Chevêtre	210
4.6.	Détermination des sections	212
<u>5.</u>	<u>Chevêtre sur appui 4, Tronc commun</u>	215
5.1.	Charges Permanentes	215
5.2.	Surcharge A.	216
5.3.	Convoi Bc	219
5.4.	Convoi Militaire	222
5.5.	Etude du chevêtre	225
5.6.	Détermination des section	227

		<u>Pages</u>
<u>6.</u>	<u>Déformations</u>	228
6.1.	Portiques 1 et 1'	229
6.2.	Portique 2	233
6.3.	Chevêtre 3	235
6.4.	Chevêtre 4	236
<u>7.</u>	<u>Bases des béquilles métalliques</u>	237
7.1.	Piles 1 et 1'	238
7.2.	Pile 2	240

TABLIER EST

GÉNÉRALITÉS

1. Description des Ouvrages

Les ouvrages en prolongement assurent le raccordement à l'autoroute Nord de Marseille. Ils constituent le viaduc de la rue Félix Pyat.

Nous avons considéré séparément le tablier Ouest puis le tablier Est

Ces ouvrages sont établis en continuité sur 4 appuis dont les portées des travées varient de 25 à 30 m

Les tabliers reposent sur :

- des culées en maçonnerie pour les appuis 0 0' et 8,
- des piles métalliques en forme de T pour les appuis 1 1' 5 6 7,
- un portique à deux béquilles pour l'appui 2
- des chevêtres métalliques qui prennent appui sur des piliers béton pour les appuis 3 et 4.

Les poutres au nombre de 5 par travée ont une hauteur hors tout constante de 944 mm. Elles sont espacées en travée courante de 2 m

Les nuances d'acier pour :

- La poutre sont en A 52 S γ
- Les entretoises sont en A 42 S

Les files chevêtres et portiques sont en A 52 S γ

Les entretoises sont à âme pleine avec trou d'homme assurant le passage.

2. Bases de Calcul

Les calculs sont établis d'après

- Le Cahier des Prescriptions communes pour les travaux de l'Administration des PONTS & CHAUSSEES fascicule 6 (Titres I à V) : "Conceptions, Calculs et épreuves des ouvrages métalliques.

Nous avons considéré le convoi militaire sur tous les ouvrages.

Les piles 2 et 6 assurent pour chaque ouvrage la stabilité longitudinale par un encastrement au sol, elles reprennent donc les efforts horizontaux de freinage.

Les culées 0 0' et les piles 1.1! 2. sont soumises aux effets de la force centrifuge. Le calcul de la force centrifuge est fait avec $R_B = 200m$ et $R = 125 m$. La force H engendrée par une charge P à pour valeur :

$$H = 0,267 P$$

2.1. Limites des Contraintes adoptées

Contraintes	AC 52			AC 42		
	$e \leq 16 \text{ mm}$	$16 < e \leq 30$	$30 < e \leq 50$	$e \leq 16 \text{ mm}$	$16 < e \leq 30$	$30 < e \leq 50$
Limite élastique	36 Kg/mm ²	35 Kg/mm ²	34 Kg/mm ²	24 Kg/mm ²	23 Kg/mm ²	22 Kg/mm ²
Traction	27 "	26,25 "	25,5 "	18 "	17,25 "	16,5 "
Compression (1)	24 "	23,33 "	22,67 "	16 "	15,33 "	14,67 "
Cisaillement	14,4 "	14 "	13,6 "	9,6 "	9,2 "	8,8 "

(1) dans le cas des poutres ou des chevêtres, dont la membrure comprimée sera toujours au contact du béton et maintenue à lui par les connecteurs, la contrainte limite de compression sera la même que celle de traction.

2.2. Principes de calculs adoptés.

Le calcul des poutres et des entretoises a été effectué en utilisant la méthode de Monsieur COURBON parue dans les Annales des PONTS & CHAUSSEES de Novembre et Décembre 1940, pour définir la répartition des efforts dans le tablier.

Les poutres les plus sollicitées sont celles de rive. Nous n'avons vérifié que ces dernières.

Les moments fléchissants et efforts tranchants dans ces poutres ont été définis en utilisant les lignes d'influence correspondantes.

Pour le tablier Est, nous avons considéré la continuité des poutres sur la pile 2.

Pour la détermination des lignes d'influence, les inerties des travées 3 et 4 ont été diminuées de 50 % pour tenir compte du fait que sur l'appui 2, 2 poutres des travées 1 et 2 assurent la continuité d'une poutre des travées 3 et 4.

Pour la détermination des charges appliquées sur les poutres de ce même tablier nous avons envisagé deux cas.

a) Détermination des efforts dans une section des travées 1 ou 2

- Les travées 1 et 2 sont affectées de leur chargement réel,
- Les travées 3 et 4 sont affectées de leur chargement réel multiplié par le rapport $5/9$ du nombre des poutres de la travée 3 au nombre de poutres de la travée 2.

b) Détermination des efforts dans une section des travées 3 ou 4.

- Les travées 1 et 2 sont affectées de leur chargement réel multiplié par le rapport $9/5$ du nombre des poutres de la travée 2 au nombre de poutre de la travée 3.
- Les travées 3 et 4 sont affectées de leur chargement réel.

2.3. Calcul des Réactions d'Appuis

Vérification des chevêtes piles et portiques

Les réactions d'appui ainsi que les efforts tranchants ont été définis en utilisant la méthode précédemment citée de Monsieur COURBON.

Pour les charges permanentes nous avons considéré que les efforts tranchants se répartissaient entre toutes les poutres comme les moments fléchissants,; par contre pour les surcharges dont les effets sont momentanés, nous avons considéré celles appliquées entre l'appui considéré et l'entretoise adjacente et celles appliquées ailleurs.

Pour toute surcharge se trouvant entre un appui et les entretoises directement à coté, l'effort tranchant sur l'appui dans une poutre aura pour valeur :

$$\begin{aligned} T_i &= P \cdot Y \left[\frac{\alpha}{d} (\Delta_i - \Gamma_i) + \Gamma_i \right] \\ &= P \cdot Y \left[\Gamma_i \left(1 - \frac{\alpha}{d} \right) + \Delta_i \cdot \frac{\alpha}{d} \right] \end{aligned}$$

où P est la valeur de la charge ponctuelle

Y est l'ordonnée de la ligne d'influence pour la position de la charge.

α est la distance de la charge à l'appui le plus proche. A.

d est la distance entre l'appui A et l'entretoise directement adjacente.

Δ_i est un coefficient tenant compte de la répartition transversale en supposant un entretoisement rigide (Méthode de Courbon)

$$\Delta_i = m \cdot \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{(n+1) - 2i}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{\lambda} \right]$$

où m est le nombre de forces P identiques situé sur la même section transversale

n est le nombre de poutre

i est l'indice de la poutre considérée

λ est l'écartement entre poutres

e est l'excentrement de la résultante des forces P par rapport au plan axial des poutres.

Γ_i est un coefficient tenant compte d'une répartition transversale en supposant la dalle en béton articulée sur chaque poutre. Les charges P se répartissant isostatiquement sur les poutres adjacentes
(Γ_i = 0 s'il n'y a aucune charge sur les intervalles autour de la poutre i)

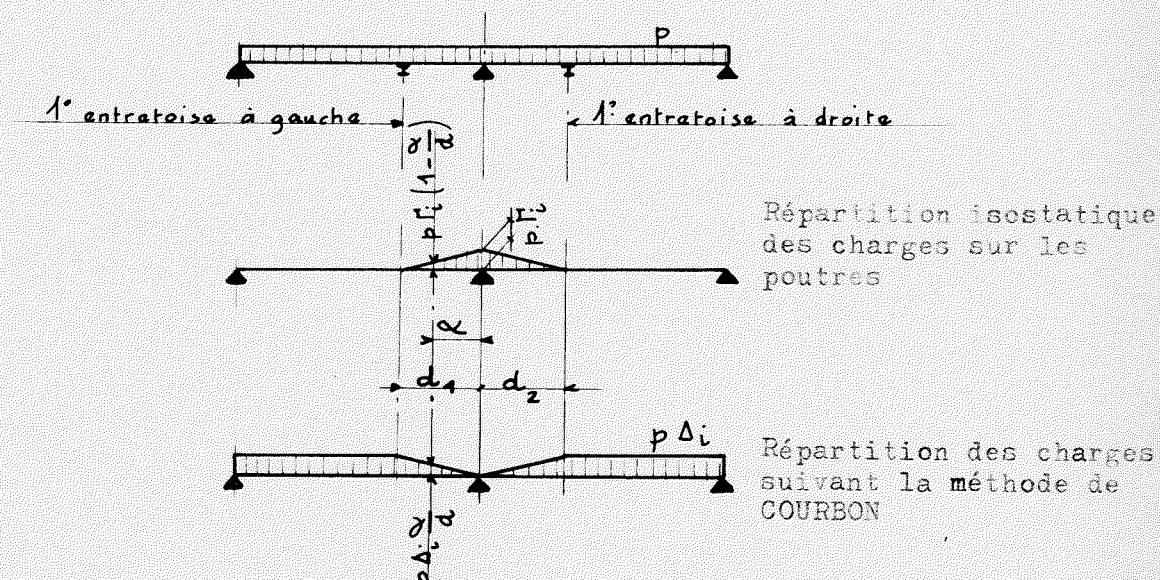
Pour toute surcharge se trouvant entre la première entretoise et l'autre extrémité de la poutre la valeur de α sera constante et prise égale à d.

$$T_i = P Y \Delta_i$$

2.3.1. Surcharge A.

Cette surcharge étant uniforme et les lignes d'influence n'étant pas linéaires, il était nécessaire d'adopter la formule de Monsieur COURBON à ce système de charge.

Pour cela nous considérons le système uniforme sur chaque poutre comme la somme de deux cas de surcharge réparties de façon différente.



Le deuxième cas de surcharge pourrait être considéré comme la différence d'un cas de surcharge uniformément réparti sur les deux travées et d'un cas de charge triangulaire appliqué sur l'intervalle entre les deux entretoises.

Sur les intervalles entre entretoises nous considérerons une charge concentrée appliquée au centre de gravité de la charge.

Si S_1 et S_2 sont les aires de la ligne d'influence de l'effet considéré pour les travées adjacentes à l'appui considéré,

Y_1 et Y_2 les ordonnées de la même ligne d'influence au $1/3$ de l'abscisse des entretoises soit au $1/9$ de la longueur de la travée

Δ_{i1} et Δ_{i2} les répartitions des charges sur les travées par la méthode de Courbon.

Γ_{i1} et Γ_{i2} les répartitions des charges sur appui de façon isostatique.

La réaction d'appui de la poutre i aura pour valeur :

$$R_i = p \Delta_{i1} S_1 + p \Delta_{i2} S_2 + Y_1 \frac{d_1}{2} (p \Gamma_{i1} - p \Delta_{i1}) + Y_2 \frac{d_2}{2} (p \Gamma_{i2} - p \Delta_{i2})$$

dans le cas de l'effort tranchant sur appui, nous ne surchargeons que la travée considérée.

2.3.2. Surcharge Convoi Bc

Le convoi sera placé sur la ligne d'influence de façon à donner l'effet maximum considéré sans tenir compte d'une répartition transversale.

A chaque type de disposition transversale du convoi et pour chaque poutre correspondra un coefficient Δ_i et un coefficient Γ_i .

La valeur de l'effet recherché sera alors donnée par la formule

$$R_i \text{ ou } T_i = P \sum_n Y_n \left[\Gamma_i \left(1 - \frac{\alpha_n}{d} \right) + \Delta_i \cdot \frac{\alpha_n}{d} \right]$$

où n est l'indice des essieux disposés longitudinalement sur le tablier

si $\alpha_n > d$ $\frac{\alpha_n}{d}$ sera pris égal à 1

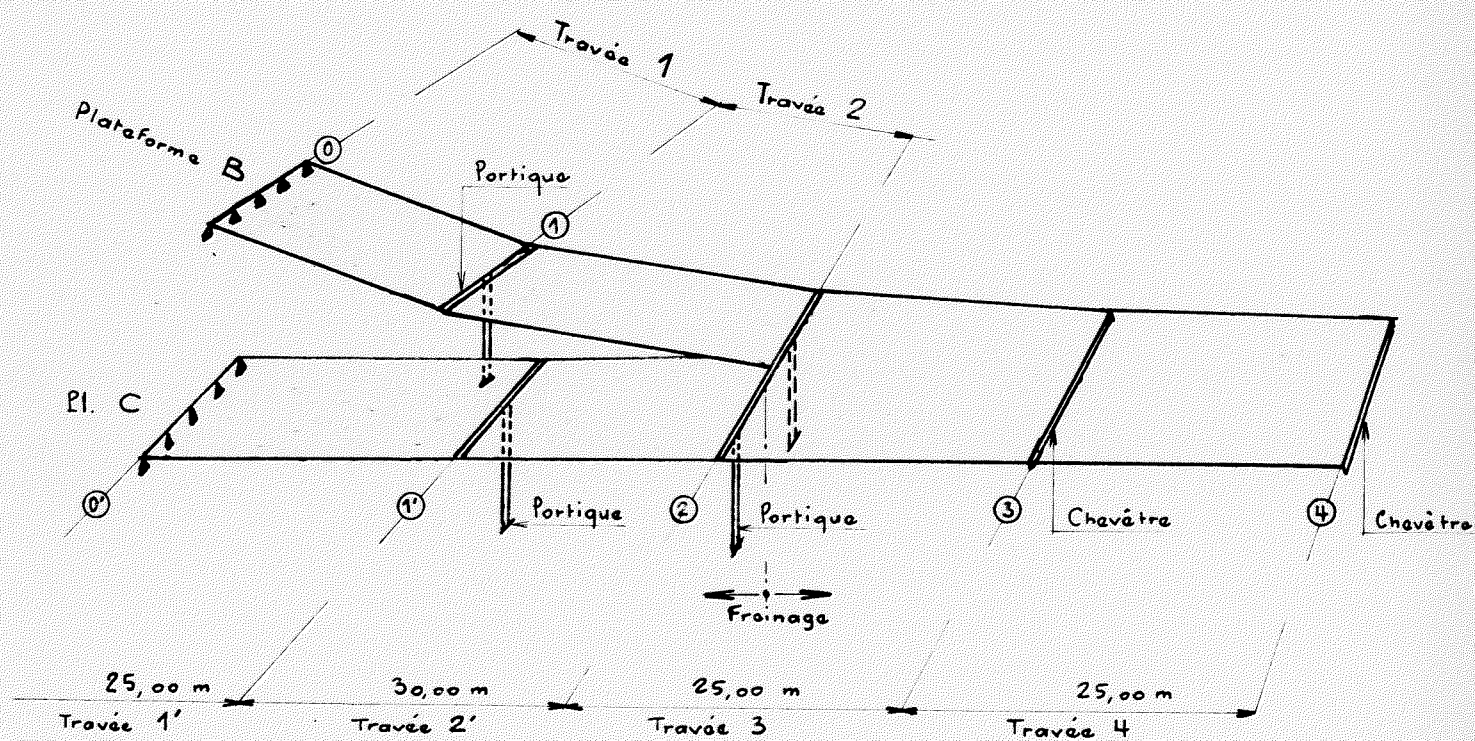
2.3.3 Convoi Militaire

Le char ayant une longueur très réduite, nous le considérerons comme une charge concentrée appliquée directement sur l'appui $\alpha_n = 0$

$$R_i \text{ ou } T_i = Q \cdot \Gamma_i$$

POUTRES

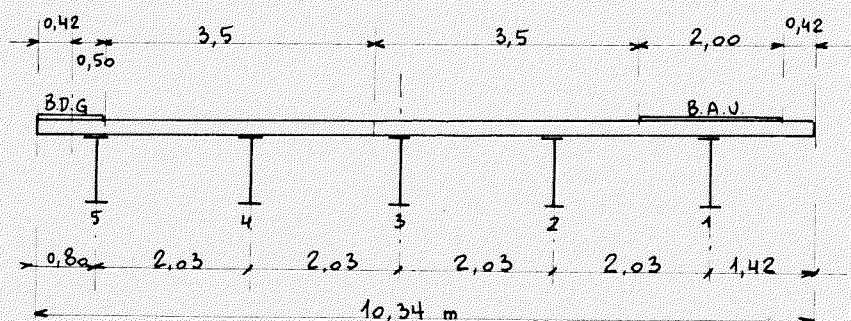
1 Schéma de l'ouvrage .



2 - Répartition transversale

2.1. Coupes transversales types :

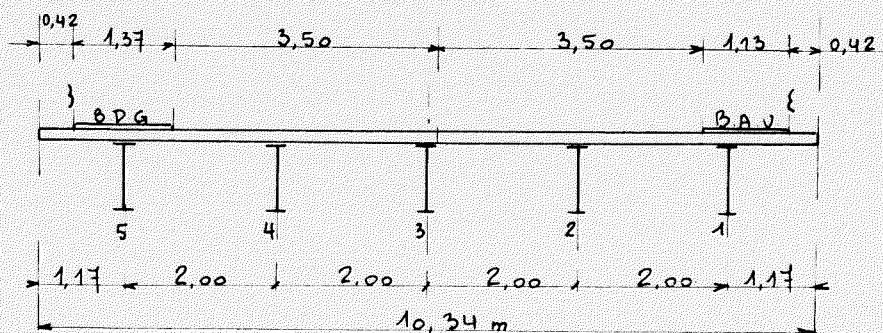
2.1.1 Travées 1 et 2 - Bretelle B :



la répartition sur les poutres de rive se fera comme suit :

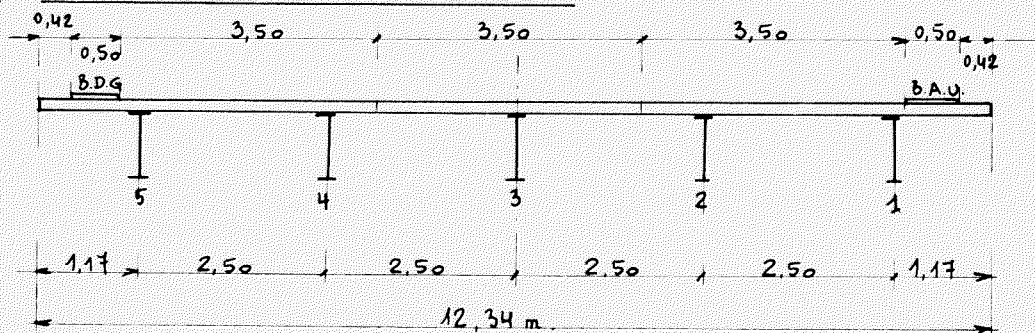
$$R_1 = \frac{P}{5} \left(1 + 6 \cdot \frac{5+1}{5^2 - 1} \cdot \frac{e}{2,03} \right) = 0,2 P (1 + 0,493 e)$$

2.1.2. Travées 1' et 2' - Bretelle C :



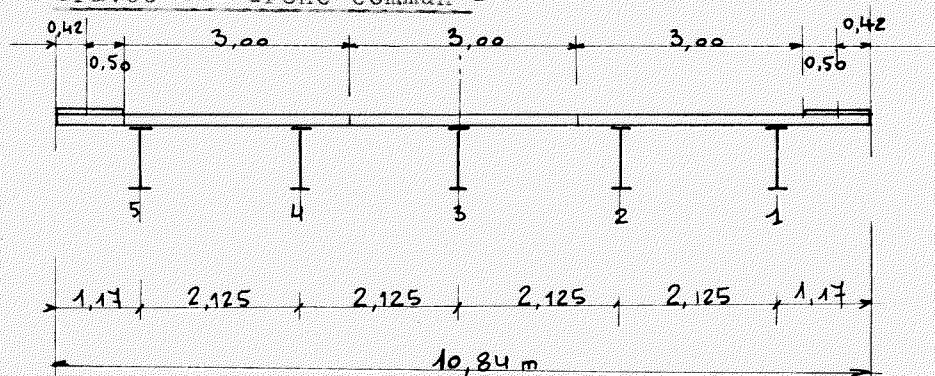
$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,5e)$$

2.1.3. Travée 3 - Tronc commun :



$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,4e)$$

2.1.4. Travée 4 - Tronc commun -

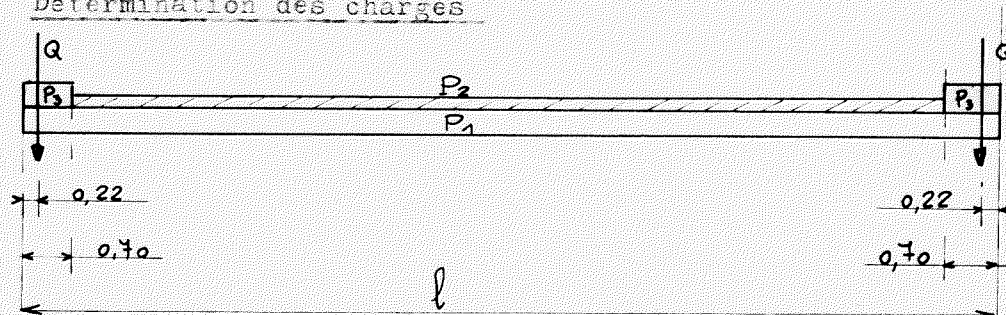


$$R_1 = 0,2 P \times (1 + 0,471 e)$$

Pour chaque travée nous avons tenu compte d'une largeur moyenne de chaussée.

2.2. Charges Permanentes

2.2.1 Détermination des charges



Charges P_1

Comportent le poids de l'ossature acier, le poids de la dalle béton, et celui du sous-plafond :

- ossature métallique	200 X P	=	1	X	200 Kg/m
- dalle béton	0,16 X 2500 X 1 X 1	=	1	X	400 Kg/m
- sous plafond fibro-ciment	30 X 1	=	1	X	30 Kg/m
divers ..			1	X	20 Kg/m

$$P_1 = 1 \times 650 \text{ Kg/m}$$

Charges P_2

Comportent la chape d'étanchéité et le revêtement en enrobés

- chape d'étanchéité	$= 0,01 \times 2100 \times 1 \cdot (1-14) = (1-14) \cdot 21 \text{ Kg/m}$
- Revêtement	$0,06 \times 2100 \times 1 \cdot (1-14) = (1-14) \cdot 126 \text{ Kg/m}$
divers..	$(1-14) \cdot 3 \text{ Kg/m}$

$$P_2 = (1-14) \cdot 150 \text{ Kg/ml}$$

Charge P_3

Comportent les caniveaux et bordures de chaussée en béton sur une largeur de 0,70 m

$$P_3 = 0,7 \times 0,10 \times 2.500 = 175 \text{ Kg/ml}$$

Charges Q

Comprennent les garde-corps et glissières de sécurité, les bardages et les collecteurs.

- garde corps et glissière	60 Kg/ml
- Bardage et ossature	55 Kg/ml
- Collecteurs pleins d'eau	95 Kg/ml

$$Q = 210 \text{ Kg/ml}$$

2.2.2 Répartition des charges sur les poutres de rives

2.2.2.1. Travées 1 et 2 - Bretelle B (Largeur 10,34 m)

La résultante des charges P_1 P_2 P_3 et Q est excentrée de $+ 0,31$ m par rapport à l'axe de symétrie des poutres.

$$\begin{aligned} R_1 &= 0,2 (1 + 0,153) [10,34 \times 650 + (10,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] \\ &= 2036,659 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_5 &= 0,2 (1 - 0,153) [10,34 \times 650 + (10,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] \\ &= 1496,141 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

2.2.2.2. Travée 1' et 2' - Bretelle C (largeur 10,34 m)

La résultante des charges P_1 P_2 P_3 et Q est centrée sur l'axe de symétrie des poutres.

$$\begin{aligned} R_1 = R_5 &= 0,2 [10,34 \times 650 + (10,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] \\ &= 1766,4 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

2.2.2.3. Travée 3 - Tronc commun (largeur 12,34 m)

la résultante des charges P_1 P_2 P_3 et Q est centrée sur l'axe de symétrie des poutres.

$$\begin{aligned} R_1 = R_5 &= 0,2 [12,34 \times 650 + (12,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] \\ &= 2086,4 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

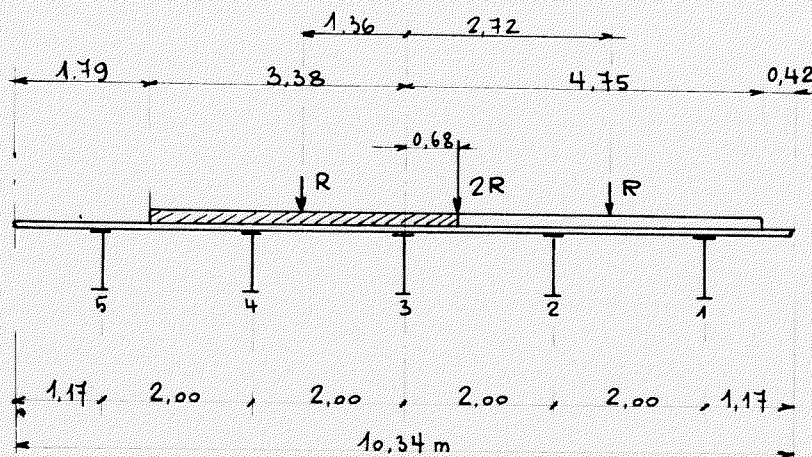
2.2.2.4. Travée 4 - Tronc commun - (largeur 10,84 m)

la résultante des charges P_1 P_2 P_3 et Q est centrée sur l'axe de symétrie des poutres

$$\begin{aligned} R_1 = R_5 &= 0,2 [10,84 \times 650 + (10,84 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] \\ &= 1.846,4 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

2.3.2. Travées 1' et 2' - Bretelle C-

Comme pour la bretelle B nous définissons pour cette bretelle 2 voies de circulation de 4,07 m

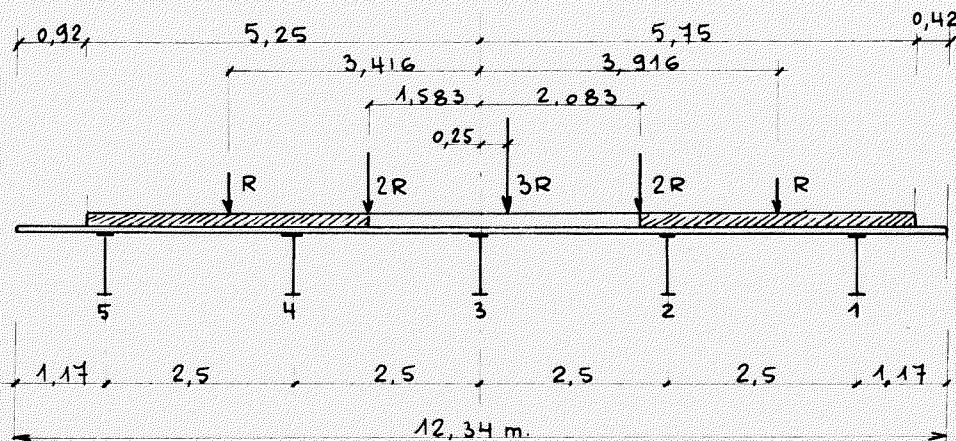


Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- 1 Voie à droite $R_1 = 0,2R (1 + 0,5 \times 2,72) = 0,472 R = 1,921 A$
- 2 Voies " $R_1 = 0,4R (1 + 0,5 \times 0,68) = \underline{0,536 R} = \underline{2,182 A}$
- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2R (1 + 0,5 \times 1,36) = 0,336 R = 1,368 A$
- 2 Voies " $R_5 = 0,4R (1 - 0,5 \times 0,68) = 0,264 R = 1,074 A$

2.3.3. Travée 3 - Tronc Commun -

Nous définissons 3 Voies de circulation de 3,67 m de largeur



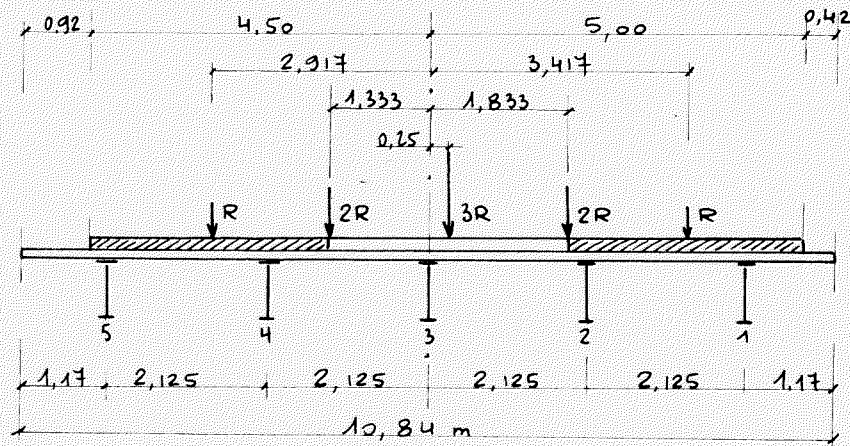
Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- 1 Voie à droite $R_1 = 0,2R (1 + 0,4 \times 3,916) = 0,513 R = 1,881 A$
- 2 Voies " $R_1 = 0,4 R (1 + 0,4 \times 2,083) = \underline{0,733 R} = 2,688 A$
- 3 Voies " $R_1 = 0,6R (1 + 0,4 \times 0,25) = \underline{0,660 R} = 2,420 A$

- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2R (1 + 0,4 \times 3,416) = 0,473 R = 1,734 A$
- 2 Voies " $R_5 = 0,4R (1 + 0,4 \times 1,583) = 0,653 R = 2,395 A$
- 3 Voies " $R_5 = 0,6R (1 - 0,4 \times 0,25) = 0,540 R = 1,980 A$

2.3.4. Travée 4 - Tronc Commun -

Nous définissons 3 Voies de circulation de 3,167 m de largeur



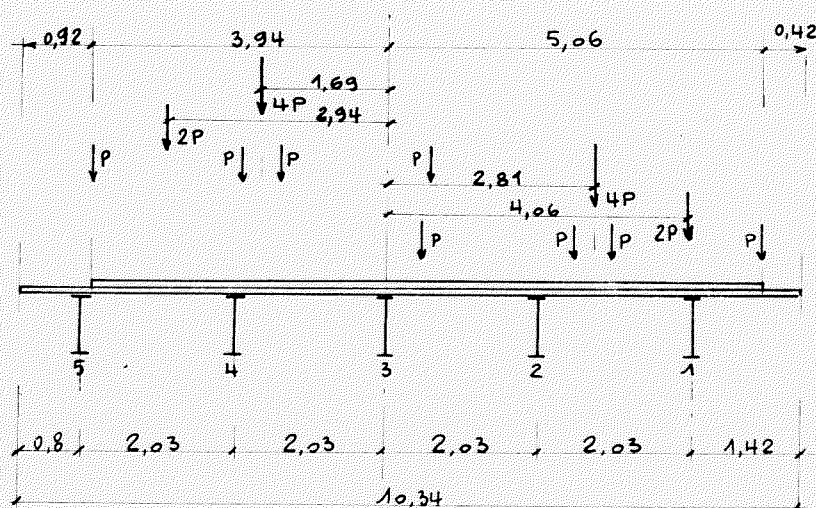
Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- 1 Voie à droite $R_1 = 0,2R (1 + 0,471 \times 3,417) = 0,522 R = 1,653 A$
- 2 Voies " $R_1 = 0,4R (1 + 0,471 \times 1,833) = 0,745 R = 2,359 A$
- 3 Voies $R_1 = 0,6R (1 + 0,471 \times 0,25) = 0,671 R = 2,125 A$

- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2R (1 + 0,471 \times 2,917) = 0,475 R = 1,504 A$
- 2 Voies " $R_5 = 0,4R (1 + 0,471 \times 1,333) = 0,651 R = 2,062 A$
- 3 Voies $R_5 = 0,6R (1 - 0,471 \times 0,25) = 0,529 R = 1,675 A$

2.4. Convoi Bc

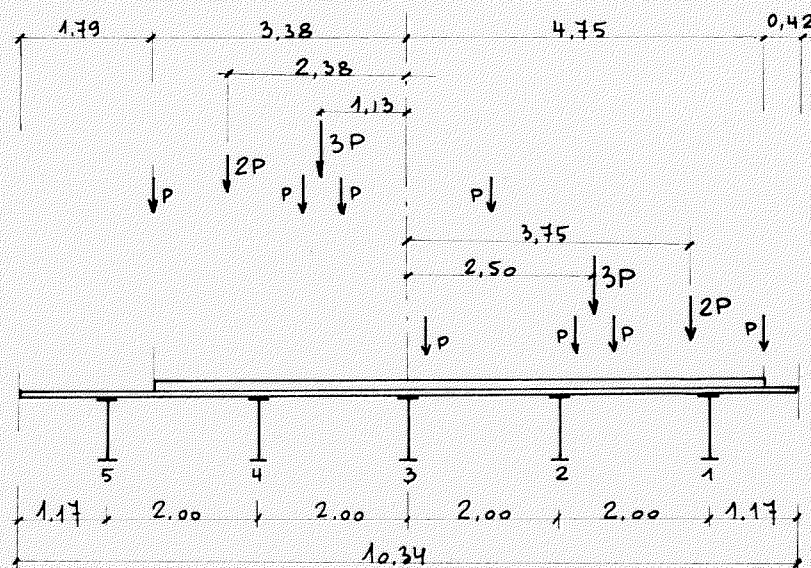
2.4.1. Travées 1 et 2 Bretelle B



Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- 1 Voie à droite = $R_1 = 0,2 \times 2P (1 + 0,493 \times 4,06) = 1,201 P$
- 2 Voies " $R_1 = 0,2 \times 4P (1 + 0,493 \times 2,81) = 1,908 P$
- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2 \times 2P (1 + 0,493 \times 2,94) = 0,980 P$
- 2 Voies " $R_5 = 0,2 \times 4P (1 + 0,493 \times 1,69) = 1,467 P$

2.4.2. Travées 1' et 2' - Bretelle C -



Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

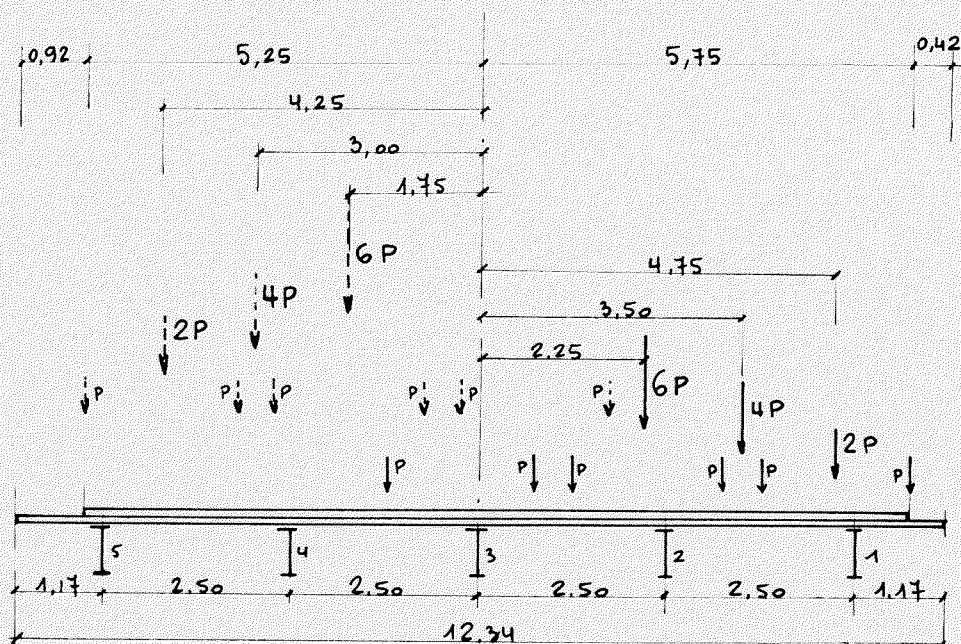
- 1 Convoi à droite $R_1 = 0,2 \times 2P \times (1 + 0,5 \times 3,75) = 1,15 P$

- 2 Convois " $R_1 = 0,2 \times 4P \times (1 + 0,5 \times 2,50) = 1,8 P$

- 1 Convoi à gauche $R_5 = 0,2 \times 2P \times (1 + 0,5 \times 2,38) = 0,876 P$

- 2 Convois " $R_5 = 0,2 \times 4P \times (1 + 0,5 \times 1,13) = 1,252 P$

2.4.3. Travée 3 - Tronc commun -



les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- 1 Voie à droite $R_1 = 0,2 \times 2P (1 + 0,4 \times 4,75) = 1,16 P$

- 2 Voies " $R_1 = 0,2 \times 4P (1 + 0,4 \times 3,50) = 1,92 P$

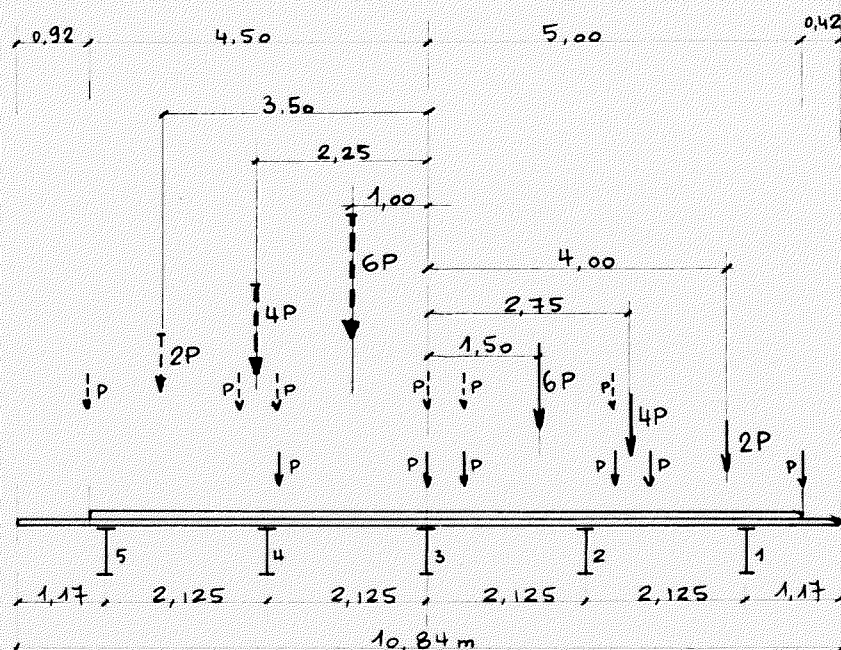
- 3 Voies " $R_1 = 0,2 \times 6P (1 + 0,4 \times 2,25) = 2,28 P$

- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2 \times 2P (1 + 0,4 \times 4,25) = 1,08 P$

- 2 Voies " $R_5 = 0,2 \times 4P (1 + 0,4 \times 3) = 1,76 P$

- 3 Voies " $R_5 = 0,2 \times 6P (1 + 0,4 \times 1,75) = 2,04 P$

2.44. Travée 4 - Tronc commun -



Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur:

- 1 Voie à droite $R_1 = 0,2 \times 2P (1 + 0,471 \times 4) = 1,154 P$
- 2 Voies " $R_1 = 0,2 \times 4P (1 + 0,471 \times 2,75) = 1,836 P$
- 3 Voies " $R_1 = 0,2 \times 6P (1 + 0,471 \times 1,5) = 2,048 P$

- 1 Voie à gauche $R_5 = 0,2 \times 2P (1 + 0,471 \times 3,5) = 1,059 P$
- 2 Voies " $R_5 = 0,2 \times 4P (1 + 0,471 \times 2,25) = 1,648 P$
- 3 Voies " $R_5 = 0,2 \times 6P (1 + 0,471 \times 1) = 1,765 P$

2.4.5. Coefficients de majoration dynamique

- Pour la 1° Travée des Bretelles B et C

$$L = 25 \text{ m}$$

$$P = 25 [10,34 \times 650 + (10,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] = 220.800 \text{ Kg}$$

$$S = 120.000 \text{ Kg}$$

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{220,8}{120}} = 1 + 0,067 + 0,071 = 1,138$$

- Pour la 2° Travée des bretelles B et C

$$L = 30$$

$$P = 30 [10,34 \times 650 + (10,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] = 264.960 \text{ Kg}$$

$$S = 120.000 \text{ Kg}$$

$$\delta_2 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{264,96}{120}} = 1 + 0,057 + 0,061 = 1,118$$

- Pour la 3° Travée du Tronc commun

$$L = 25$$

$$P = 25 [12,34 \times 650 + (12,34 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] = 260.800 \text{ Kg}$$

$$S = 180.000 \text{ Kg}$$

$$\delta_3 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{260,8}{180}} = 1 + 0,067 + 0,088 = 1,155$$

- Pour la 4° Travée du Tronc commun

$$L = 25 \text{ m}$$

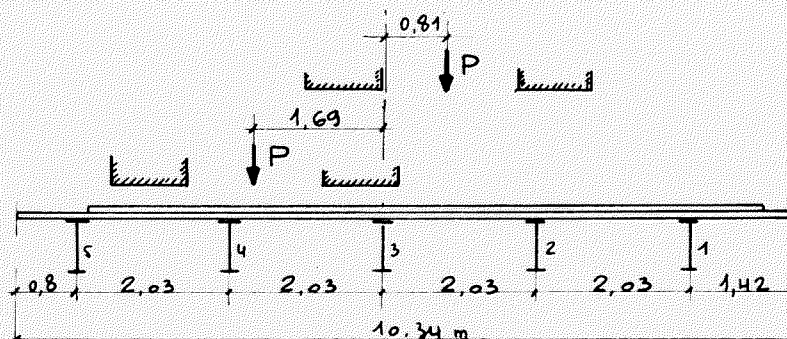
$$P = 25 [10,84 \times 650 + (10,84 - 1,4) \times 150 + 2 \times 175 + 2 \times 210] = 230.800 \text{ Kg}$$

$$S = 180.000 \text{ Kg}$$

$$\delta_4 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{230,8}{180}} = 1 + 0,067 + 0,098 = 1,165$$

2.5. Convoi Militaire

2.5.1. Travées 1 et 2 - Bretelle B -

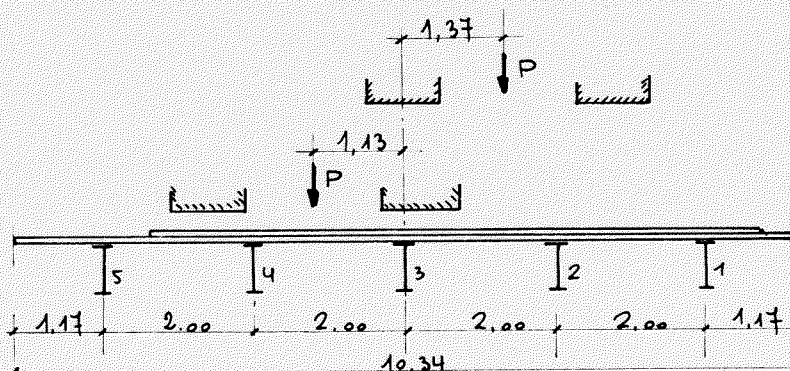


Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- convoi à droite $R_1 = 0,2 P (1 + 0,493 \times 0,81) = 0,280 P$

- convoi à gauche $R_5 = 0,2 P (1 + 0,493 \times 1,69) = 0,367 P$

2.5.2. Travées 1' et 2' - Bretelle C -

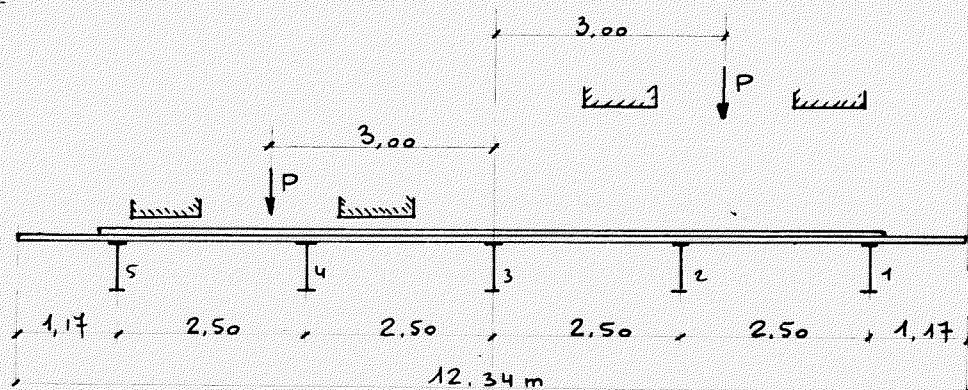


Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- convoi à droite $R_1 = 0,2 P (1 + 0,5 \times 1,37) = 0,337 P$

- convoi à gauche $R_5 = 0,2 P (1 + 0,5 \times 1,13) = 0,313 P$

2.5.3. Travée 3 - Tronc commun -

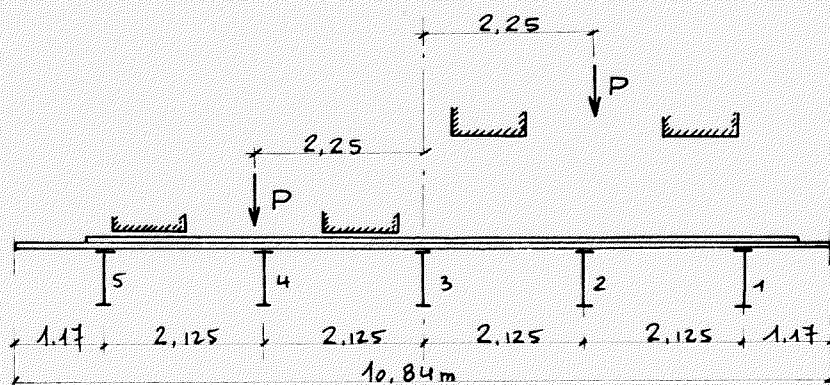


Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- Convoi à droite $R_1 = 0,2 P (1 + 0,4 \times 3,00) = 0,44 P$

- Convoi à gauche $R_5 = 0,2 P (1 + 0,4 \times 3,00) = 0,44 P$

2.5.4. Travée 4 - Tronc commun -



Les réactions des entretoises sur les poutres de rive ont pour valeur :

- convoi à droite $R_1 = 0,2 P (1 + 0,471 \times 2,25) = 0,412 P$

- convoi à gauche $R_5 = 0,2 P (1 + 0,471 \times 2,25) = 0,412 P$

2.5.5. Coefficients de majoration dynamique

- Pour la 1^{re} Travée des Bretelles B et C

$$L = 25 \text{ m} \quad P = 220,8 \text{ T} \quad S = 100 \text{ T}$$

$$S_1 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{220,8}{100}} = 1 + 0,067 + 0,061 = 1,128$$

- Pour la 2^{re} Travée des bretelles B et C

$$L = 30 \text{ m} \quad P = 264,96 \text{ T} \quad S = 100 \text{ T}$$

$$S_2 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{264,96}{100}} = 1 + 0,057 + 0,052 = 1,109$$

- Pour la 3^{re} Travée du tronc commun

$$L = 25 \text{ m} \quad P = 260,8 \text{ T} \quad S = 100 \text{ T}$$

$$S_3 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{260,8}{100}} = 1 + 0,067 + 0,052 = 1,119$$

- Pour la 4^{re} Travée du Tronc commun

$$L = 25 \text{ m} \quad P = 230,8 \text{ T} \quad S = 100 \text{ T}$$

$$S_4 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{230,8}{100}} = 1 + 0,067 + 0,059 = 1,125$$

3. Détermination des Moments Fléchissants

3.1. Charges Permanentes

$S_1 - S_2 - S_3 - S_4$ - étant les sommes des aires de la ligne d'influence dans les travées 1.2.3.4. pour le moment au point M, et P_1, P_2, P_3, P_4 les densités moyennes des charges permanentes dans les 1° 2° 3° 4° travées.

Le moment fléchissant au point M a pour valeur $\sum_{i=1}^4 P_i S_i$

a) - Pour tous les points N des 1° et 2° travée d'une poutre de rive nous aurons

$$P_1 = 2036,7 \text{ Kg/ml}$$

$$P_2 = 2036,7 \text{ Kg/ml}$$

$$P_3 = \frac{5}{9} 2086,4 = 1159,1 \text{ Kg/ml} \quad P_4 = \frac{5}{9} 1846,4 = 1025,8 \text{ Kg/ml}$$

b) Pour tous les points N des 3° et 4° travées d'une poutre de rive nous aurons.

$$P_1 = \frac{9}{5} 2036,7 = 3666,1 \text{ Kg/ml} \quad P_2 = \frac{9}{5} 2036,7 = 3666,1 \text{ Kg/ml}$$

$$P_3 = 2086,4 \text{ Kg/ml}$$

$$P_4 = 1846,4 \text{ Kg/ml}$$

3 - I - I - TRAVÉE I (Travées I et I' des bretelles B et C)

SECTION	S 1	S 2	S 3	S 4	$\sum p_i S_i$
	$P_1. 2039,7 \text{ Kg m}$	$P_2. 2036,71 \text{ Kg m}$	$P_3. 1159,1 \text{ Kg m}$	$P_4. 1025,8 \text{ Kg m}$	
I-0	0	0	0	0	0
I-1	24,1423	- 4,7395	1,1752	- 0,4163	40.452,8 Kg m
I-2	42,0844	- 9,4789	2,3503	- 0,8326	68.277,8 -
I-3	53,8265	- 14,2184	3,5255	- 1,2489	83.475,1
I-4	59,3686	- 18,9578	4,7006	- 1,6652	86.045,0 Kg m
I-5	58,7106	- 23,6972	5,8758	- 2,0815	75.987,2 -
I-6	51,8524	- 28,4367	7,0509	- 2,4978	53.301,2 -
I-7	38,7942	- 33,1761	8,2261	- 2,9141	17.988,0 -
I-8	19,5359	- 37,9156	9,4012	- 3,3304	29.953,3 -
I-9	- 5,9225	- 42,6551	10,5764	- 3,7467	90.522,3 -
I-10	- 37,5809	- 47,3945	11,7516	- 4,1630	163.718,5 -

3 - I - 2 - TRAVÉE 2 (Travées 2 et 2' des bretelles B et C)

SECTIONS	S 1	S 2	S 3	S 4	Σ . pi Si
	P1: 2036,7 Kg m ²	P2: 2036,7 Kg m ²	P3: 1159,1 Kg m ²	P4: 1025,8 Kg m ²	
2.0	- 37,5809	- 47,3945	11,7516	- 4,1630	- 163.718,5 Kg m
2.1	- 32,915	- 7,5529	6,2423	- 2,2113	- 77.453,9 -
2.2	- 28,2489	23,5864	0,733	- 0,2597	- 8.912,9 -
2.3	- 23,5828	46,0232	- 4,7763	1,692	41.903,8 -
2.4	- 18,9166	59,7574	- 10,2856	3,6436	74.996,0 -
2.5	- 14,2505	64,7893	- 15,7949	5,5953	90.364,2 -
2.6	- 9,5844	61,1186	- 21,3041	7,5469	88.007,7 -
2.7	- 4,9183	48,7455	- 26,8134	9,4986	67.927,1 -
2.8	- 0,2522	27,6698	- 32,3227	11,4502	30.121,8 -
2.9	4,414	- 2,1063	- 37,832	13,4019	- 25.407,4 -
2.10	9,0901	- 40,589	- 43,3413	15,3535	- 98.661,5

3 - I - 3 - TRAVEE 3 - TRONC COMMUN

SECTIONS	S 1	S 2	S 3	S 4	$\sum p_i S_i$
	$P_1: 3666,1 \text{ Kg m}^2$	$P_2: 3666,1 \text{ Kg m}^2$	$P_3: 2086,4 \text{ Kg m}^2$	$P_4: 1846,4 \text{ Kg m}^2$	
3-0	9,0801	- 40,589	- 43,3413	15,3535	- 177.593,4 Kgm
3.1	7,9664	- 35,611	- 13,437	9,5792	- 111.695,8 Kgm
3.2	6,8528	- 30,6327	10,1672	3,8049	- 58.941,3 -
3.3	5,7391	- 25,6545	27,4714	- 1,9695	- 19.332,0 -
3.4	4,6254	- 20,6762	38,4754	- 7,7438	7,133,1 -
3.5	3,5118	- 15,6980	43,1794	- 13,5182	20,453,7 -
3.6	2,3981	- 10,7198	41,5833	- 19,2925	20.629,5 -
3.7	1,2844	- 5,7415	33,6870	- 25,0668	7.661,0 -
3.8	0,1707	- 0,7633	19,4908	- 30,8411	- 18.451,9 -
3.9	- 0,9429	4,215	- 1,056	- 36,6155	- 57.709,1 -
3.10	- 2,0566	9,1932	- 27,8020	- 42,3898	- 110.111,1

3 - 1 - 4 - TRAVEE 4 - TRONC COMMUN

SECTIONS	S 1	S 2	S 3	S 4	$\sum p_i S_i$
	<i>P₁: 3666,1 Kg/m</i>	<i>P₂: 3666,1 Kg/m</i>	<i>P₃: 2086,4 Kg/m</i>	<i>P₄: 1846,4 Kg/m</i>	
4.0	- 2,0566	9,1932	- 27,8020	- 42,3898	- 110,111,1 Kg
4.1	- 1,8509	6,2739	- 25,022	- 10,026	- 47,170,5 Kg
4.2	- 1,6453	7,3546	- 22,2417	16,086	4,230,7 -
4.3	- 1,4396	6,4353	- 19,4615	35,9519	- 4,091,9 -
4.4	- 1,234	5,516	- 16,6813	49,5660	72,413,0 Kg
4.5	- 1,0283	4,5966	- 13,9011	56,9299	89,193,9 -
4.6	- 0,8226	3,6773	- 11,1209	58,04	94,435,4 -
4.7	- 0,617	2,758	- 8,3407	52,908	88,136,4 -
4.8	- 0,4113	1,8387	- 5,5605	41,52	70,297,8 -
4.9	- 0,2057	0,9193	- 2,7802	23,886	40,918,6 -
4.10	0	0	0	0	0

3.2. Surcharge A.

- Comme pour les charges permanentes en ce qui concerne les points des deux premières travées d'une poutre de rive, la densité de la surcharge A sur les travées 3 et 4 sera multipliée par 5/9.
- Pour les points des travées 3 et 4 la densité de la surcharge A sur les travées 1 et 2 sera multipliée par 9/5.

Soit M un point de la poutre S_1 S_2 S_3 et S_4 les aires des zones de la ligne d'influence des moments au point N, que l'on surcharge pour obtenir l'effet maximum.

K_1 K_2 K_3 K_4 , des coefficients tenant compte de la largeur de la voie surchargée et de son excentrement dans chacune des travées.

a - pour N dans la 1° ou 2° Travée :

$$K_1 = K_2 = 2,295 \quad K_3 = \frac{5}{9} 2,688 = 1,4933333 \quad K_4 = \frac{5}{9} 2,359 = 1,3105555$$

b - pour N dans la 3° ou 4° Travée :

$$K_1 = K_2 = \frac{9}{5} \times 2,295 = 4,131 \quad K_3 = 2,688 \quad K_4 = 2,359$$

3 - 2 - I - TRAVÉE I (Travées I et I' des bretelles B et C)

Section	Cas de charges les plus défavorables	Longueur surchargée l	$A(l)$ kg/m	$K_1 \times S_1$	$K_2 \times S_2$	$K_3 \times S_3$	$K_4 \times S_4$	Moments $\frac{1}{2} A \sum K_i S_i$ > 0 et < 0
0		/	/	/	/	/	/	/
		/	/	/	/	/	/	/
1		25	1500,56	55,407	0	0	0	99.769,2
		30	1395,75	0	- 10,877	0	0	- 18.218,2
2		25	1500,56	96,584	0	0	0	173.915,8
		30	1395,75	0	- 21,754	0	0	- 36.435,9
3		25	1500,56	123,532	0	0	0	222.440,6
		30	1395,75	0	- 32,631	0	0	- 54.654,1
4		25	1500,56	136,251	0	0	0	245.343,5
		30	1395,75	0	- 43,508	0	0	- 72.871,9
5		25	1500,56	134,741	0	0	0	242.624,3
		30	1395,75	0	- 54,385	0	0	- 91.089,7
6		25	1500,56	119,001	0	0	0	214.282,5
		30	1395,75	0	- 65,262	0	0	- 109.307,8
7		25	1500,56	89,033	0	0	0	160.318,9
		30	1395,75	0	- 76,139	0	0	- 127.525,6
8		25	1500,56	44,805	0	0	0	80.733,0
		30	1395,75	0	- 87,016	0	0	- 145.743,8
9		31,65	1360,08	9,417	0	15,794	0	41.146,5
		30	1395,75		- 97,893	0	0	- 163.961,7
10		25	1500,56	0	0	17,549	0	31.600,1
		55	908,586	286,248	- 108,770	0	0	- 212.629,4

3 - 2 - 2

TRAVEREE 2

(Travée 2 et 2' des bretelles B et C)

Section	Cos de charges les plus défavorables	longueur surcharge l	$A(e)$ kg/m^2	$K_1 \cdot S_1$	$K_2 \cdot S_2$	$K_3 \cdot S_3$	$K_4 \cdot S_4$	Moments $\frac{1}{2} A \sum K_i S_i$ $> 0 < 0$
0		25	1500,56	0	0	17,549	0	31.600,1
		55	908,586	-86,248	-108,770	0	0	-212.629,4
1		32,71	1337,062	0	12,271	9,322	0	3.645,0
		25	1500,562	-75,540	0	0	0	-136.022,8
2		23,28	1534,596	0	54,411	0	0	100.199,1
		25	1500,562	-64,831	0	0	0	-116.739,9
3		30	1395,752	0	105,623	0	0	176.908,6
		25	1500,562	-54,123	0	0	0	-97.457,0
4		30	1395,752	0	137,143	0	0	229.701,5
		25	1500,562	-43,414	0	0	0	-78.173,7
5		30	1395,752	0	148,691	0	0	249.043,6
		50	990	-32,705	0	-23,587	0	-66.874,8
6		30	1395,752	0	140,267	0	0	234.933,8
		50	990	-21,996	0	-31,814	0	-63.926,7
7		30	1395,752	0	111,871	0	0	187.372,8
		25	1500,562	0	0	-40,041	0	-72.101,4
8		30	1395,752	0	63,502	0	0	106.359,9
		25	1500,562	0	0	-48,269	0	-86.916,0
9		33,85	1312,303	0	15,176	0	17,564	51.557,2
		25	1500,562	0	0	-56,496	0	-101.730,5
10		50	990	20,839	0	0	20,122	48.661,0
		55	908,586	0	-93,152	-64,723	0	-172.131,4

3.2.3. TRAVÉE 3 - Tronc Commun -

Section	Cas de charges les plus défavorables	Longueur surchargée l	$A(t)$ kg/m	$K_1 \cdot S_1$	$K_2 \cdot S_2$	$K_3 \cdot S_3$	$K_4 \cdot S_4$	Moments $\frac{1}{2} A \sum K_i S_i$ $> 0 \downarrow < 0$
0		50	990	37,510	0	0	36,219	87590,1
		55	908,586	0	-167,67	-116,501	0	-309.837,4
1		30,325	1388,747	32,909	0	8,032	0	68.228,4
		30	1395,752	0	-147,109	0	0	-246393,2
2		8,55	1232,647	28309	0	33,612	0	91591,7
		30	1395,752	0	-126,544	0	0	-211.948,3
3		25	1500,562	0	0	73,843	0	132.967,4
		30	1395,752	0	-105,979	0	0	-177.504,0
4		25	1500,562	0	0	103,422	0	186.229,1
		30	1395,752	0	-85,513	0	0	-143.059,0
5		25	1500,562	0	0	116,066	0	208.997,5
		30	1395,752	0	-64,848	0	0	-108.614,8
6		25	1500,562	0	0	111,776	0	201272,0
		55	908,586	0	-44,283	0	-45,54	-97.903,2
7		25	1500,562	0	0	90,551	0	163.052,2
		25	1500,562	0	0	0	-59,133	-106.478,5
8		25	1500,562	0	0	52,391	0	94.339,6
		25	1500,562	0	0	0	-72,754	-131006,5
9		37,325	1237,437	0	17,412	12,631	0	44.611,7
		25	1500,562	0	0	0	-86,376	-155.535
10		30	1395,752	0	37,977	0	0	63.607,9
		50	990	0	0	-74,732	-99,998	-207.578,4

3.2.4.

Travée 4. - Tronc Commun

Section	Cas de charges les plus défavorables	Longueur surcharge l	$A(l)$ kg/m	$K_1 \cdot S_1$	$K_2 \cdot S_2$	$K_3 \cdot S_3$	$K_4 \cdot S_4$	Moments $\frac{1}{2} A \sum K_i S_i$ > 0 < 0
0		30	1395,572	0	37,978	0	0	63.607,9
		50	990	0	0	-74,732	-99,998	-207.578,4
1		35,825	1269,581	0	34,179	0	7,962	64.202,2
		44,175	1097,157	0	0	-67,259	-31,613	-130.174,1
2		47,075	1033,055	0	30,382	0	38,533	85.431,0
		25	1500,562	0	0	-59,786	0	-107654,5
3		25	1500,562	0	0	0	84,811	152.716,1
		25	1500,562	0	0	-52,313	0	-94.197,8
4		25	1500,562	0	0	0	16,926	210.546,0
		25	1500,562	0	0	-44,839	0	-80.741,0
5		25	1500,562	0	0	0	134,298	241.826,3
		25	1500,562	0	0	-37,366	0	-67.284,3
6		25	1500,562	0	0	0	136,926	246.558,7
		25	1500,562	0	0	-29,893	0	-53.827,5
7		25	1500,562	0	0	0	124,810	224.742,1
		25	1500,562	0	0	-22,420	0	-40.370,8
8		25	1500,562	0	0	0	97,950	176.376,8
		25	1500,562	0	0	-14,947	0	-26.914,0
9		25	1500,562	0	0	0	56,347	101.462,7
		25	1500,562	0	0	-7,473	0	-11.156,8
10		/	/	/	/	/	/	/
		/	/	/	/	/	/	/

3.3. Convoi Bc

Savoir: N un point de la poutre : Y_1 Y_2 Y_6 les ordonnées de la ligne d'influence au droit des essieux du convoi placé dans la position la plus défavorable.

Le moment en N engendré par le convoi Bc aura pour valeur :

$$M_{Bc} (N) = \sum Q_i Y_i$$

où Q_i correspond à la charge que reprend la poutre de rive en tenant compte de la répartition transversale dans chaque travée et la transmission sur l'appui 3.

a - Pour les points N situées dans les 1° et 2° travées des Bretelles B ou C, les charges Q auront pour valeur :

Si les Q_i se trouvent dans le 1° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,138 \times 6000 \times 1,908 = 13.027,824 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} \times 1,138 \times 6000 \times 1,908 = 6.513,912 \text{ Kg/}$$

Si les Q_i se trouvent dans la 2° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,118 \times 6000 \times 1,908 = 12.798,864 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} \times 1,118 \times 6000 \times 1,908 = 6.399,432 \text{ Kg}$$

Si les Q_i se trouvent dans la 3° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,155 \times 6000 \times 2,28 \times \frac{5}{9} = 8.778 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} \times 1,155 \times 6000 \times 2,28 \times \frac{5}{9} = 4.389 \text{ Kg}$$

Si les Q_i se trouvent dans la 4° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,165 \times 6000 \times 2.048 \times \frac{5}{9} = 7.953,067 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} \times 1.165 \times 6000 \times 2.048 \times \frac{5}{9} = 3.976,033 \text{ Kg}$$

b - Pour les points N situés dans les 3° et 4° travées du tronçon commun les charges Q auront pour valeur :

- Si les Q_i se trouvent dans la 1° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,138 \times 6000 \times 1,908 \times \frac{9}{5} = 23.450,083 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} = 11.725,042 \text{ Kg}$$

- Si les Q_i se trouvent dans la 2° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,118 \times 6000 \times 1,908 \times \frac{9}{5} = 23.037,955 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} = 11.518,978 \text{ Kg}$$

- Si les Q_i se trouvent dans la 3° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,155 \times 6000 \times 2,28 = 15.800,4 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} = 7.900,2 \text{ Kg}$$

- Si les Q_i se trouvent dans la 4° Travée

$$Q_1 = Q_2 = Q_4 = Q_5 = 1,165 \times 6000 \times 2,048 = 14.315,52 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = Q_6 = \frac{1}{2} = 7.157,76 \text{ Kg}$$

Pour faciliter les calculs nous considérerons les 3 charges apportées par 1 camion, égales et nous prendrons la moitié de l'ordonnée de la ligne d'influence au droit de l'essieu avant de chaque véhicule

ce qui revient à écrire par travée

$$M_{Bc} (N) = \sum_i^4 Q_i \sum Y$$

i étant l'indice de la travée dans laquelle se trouvent les charges

3 - 3 - I

TRAVÉE I

- (Travées I et I' des bretelles B et C)

Secti ^{on}	Cas des charges les plus défavorables	$Q_1 \Sigma y$	$Q_2 \Sigma y$	$Q_3 \Sigma y$	$Q_4 \Sigma y$	$1,2 \Sigma Q_i \Sigma y$
0						0
						0
1		91.194,77				109.433,72 Kgm
			- 14.104,35			- 16.925,22
2		148.517,19				173.220,63
			- 28.208,7			- 33.850,44
3		179.783,97				215.740,77
			- 42.313,05			- 50.775,66
4		183.171,21				219.805,45
		0	- 56.417,40			- 67.700,88
5		187.209,83				224.651,80
			- 70.521,75			- 84.616,1
6		174.651,73				208.362,07
			- 84.626,10			- 101.551,32
7		135.815,07				162.978,08
			- 98.730,44			- 118.476,52
8		62.924,39		13.167		91.309,67
			- 112.524,79			- 135.401,74
9		21.691,33		14.747,04		43.726,14
			- 126.939,13			- 152.326,96
10				25.061,19		30.073,43
		-73.867,76	- 82.650,66			-187.658,11

3 - 3 - 2 - TRAVÉE 2 - (Travées 2 et 2' des bretelles B et C)

Section	Cas de charge les plus défavorables	$Q_1 \Sigma \gamma_1$	$Q_2 \Sigma \gamma_2$	$Q_3 \Sigma \gamma_3$	$Q_4 \Sigma \gamma_4$	$12 \Sigma Q_i \Sigma \gamma_i$
0				25.061,19		30.073,43
		- 73.867,76	- 82.680,66			-187.558,11
1			28.925,43	8.690,22		45.138,78
		-104.287,73				-125.145,28
2			86.520,32			103.824,38
		- 89.396,93				-107.276,31
3			146.930,96			176.317,15
		- 74.649,43				- 89.579,32
4		0	178.800,13			214.560,16
		- 59.797,71				- 71.757,25
5			194.286,76			233.144,11
		- 28.009,82		- 21.154,98		- 58.997,76
6			191.598,99			229.918,79
		- 18.760,07		- 28.616,28		- 56.851,62
7			159.921,81			191.906,17
				-56.793,66		- 68.152,39
8			98.807,23			118.568,68
				- 68.556,18		- 82.267,42
9			31.229,23		16.462,85	57.230,49
				- 80.318,7		- 96.382,44
10		17.978,40			18.292,05	43.524,54
			- 71.417,66	-58.198,14		-155.538,96

3 - 3 - 3 - TRAVÉE 3 - TRONC COMMUN

Section	Cas de Charge les plus défavorables	$Q_1 \sum \gamma_1$	$Q_2 \sum \gamma_2$	$Q_3 \sum \gamma_3$	$Q_4 \sum \gamma_4$	$1,2 \sum Q_i \sum \gamma_i$
0		32.361,12			32.925,69	78.344,17
			-128.551,79	-104.756,65		-79.970,13
1		47.251,92				56.702,30
			-190.523,89			-228.628,67
2		25.560,59		64.149,62		107.652,26
			-164.030,24			-196.836,29
3				116.448,95		139.738,74
			-137.536,59			-165.043,91
4				148.997,77		+178.797,33
			-111.042,94			-133.251,53
5				167.168,23		200.601,88
			-84.088,54			-100.906,24
6				169.696,30		203.635,56
			-33.865,79		-41.944,47	-90.972,32
7				141.413,58		169.696,30
					-88.326,76	-105.992,11
8				88.482,24		106.178,69
					-108.511,64	-130.213,97
9			13.707,58	28.598,72		50.767,57
					-128.839,68	-154.607,62
10			48.955,65			58.746,79
				-68.889,74	-91.905,64	-192.954,46

3 - 3 - 4 - TRAVÉE 4 - TRONC COMMUN

Section	Cas de charge les plus défavorables	$Q_1 \sum \gamma_1$	$Q_2 \sum \gamma_2$	$Q_3 \sum \gamma_3$	$Q_4 \sum \gamma_4$	$1,2 \sum Q_i \sum \gamma_i$
0			48.955,65	-		53.746,79
				- 68.889,74	- 91.905,64	-192.954,46
1			27.069,60		21.688,01	58.509,13
				- 61.937,57	- 36.934,04	118.645,93
2			24.420,23		66.137,70	108.669,52
				- 85.322,16		-102.386,59
3					-134.279,58	161.135,49
				- 74.735,89		- 89.683,07
4					171.499,93	205.799,92
				- 63.991,62		- 76.789,94
5					192.973,21	231.567,85
				- 53.405,35		- 64.086,42
6					209.292,90	251.151,48
				- 42.661,08		- 51.193,30
7					197.339,44	236.807,33
				- 32.074,81		- 38.489,77
8					157.184,41	188.621,29
				- 21.330,54		- 25.596,65
9					95.556,1	114.667,32
				- 10.744,27		- 12.893,13
10						

3.4. Convoi Militaire

Soient N un point d'une poutre de rive S, l'aire maximum de la ligne d'influence que l'on puisse obtenir dans l'intervalle de 4,5m soit Q la charge totale sur la poutre répartie sur une longueur de 4,5 m. le moment en N aura pour valeur :

$$M_{CM} = \frac{Q \cdot X \cdot S}{4,5}$$

Les moments maximum positifs ou négatifs pourront être obtenus en appliquant 2 Chars de 100 T, sur l'ouvrage, espacés de 60 m

La valeur de Q dépend de la travée dans laquelle se trouve le char c'est-à-dire de la répartition transversale et du coefficient de majoration dynamique ; elle dépend aussi de la position du point N ou l'on recherche le moment.

a - N est un point des 1° et 2° Travées des bretelles B ou C.

si Q se trouve dans la 1° Travée

$$Q = 0,367 \times 1,128 \times 100.000 = 41.398 \text{ Kg}$$

si Q se trouve dans la 2° Travée

$$Q = 0,367 \times 1,109 \times 100.000 = 40.700 \text{ Kg}$$

si Q se trouve dans la 3° Travée

$$Q = 0,44 \text{ P} \times 1,119 \times 100.000 \times \frac{5}{9} = 27.353 \text{ Kg}$$

Si Q se trouve dans la 4° Travée

$$Q = 0,412 \times 1,125 \times 100.000 \times \frac{5}{9} = 25.750 \text{ Kg}$$

b - N est un point des 3° et 4° Travées du Tronc Commun

Si Q se trouve dans la 1° Travée

$$Q = 0,367 \times 1,128 \times 100.000 \times \frac{9}{5} = 74.516 \text{ Kg}$$

Si Q se trouve dans la 2° Travée

$$Q = 0,367 \times 1,103 \times 100.000 \times \frac{9}{5} = 73.260 \text{ Kg}$$

Si Q se trouve dans la 3° Travée

$$Q = 0,44 \times 1,119 \times 100.000 = 49.236 \text{ Kg}$$

Si Q se trouve dans la 4° Travée

$$Q = 0,412 \times 1,125 \times 100.000 = 46.350 \text{ Kg}$$

3 - 4 - I - TRAVÉE I (Travées I et I' des bretelles B et C)

Section	Cas de Charge <i>les + défavorables.</i>	$S_1 \times \frac{Q}{S}$	$S_2 \times \frac{Q}{S}$	$S_3 \times \frac{Q}{S}$	$S_4 \times \frac{Q}{S}$	$\Sigma Q \times S$
0						
1		80.726,01		2.242,94	-	82.968,95
			- 10.714,28		- 495,69	- 11.209,96
2		139.097,12		4.048,25		143.145,36
			- 21.428,55		- 991,37	- 22.419,92
3		175.444,52		5.537,46		180.981,98
			- 32.143,95		- 1.487,78	- 33.631,73
4		191.258,54		6.838,25		198.096,79
			- 42.861,62		- 1.985,61	- 44.847,23
5		189.289,84		6.674,13		195.963,97
			- 53.769,22		- 2.477,72	- 56.246,94
6		166.419,77		5.950,80		172.370,57
			- 64.206,50		- 2.975,55	- 67.182,06
7		134.336,35		4.102,95		138.439,30
			- 74.999,92		- 3.469,81	- 78.469,73
8		88.384,63		875,29		89.259,92
			- 85.714,19		- 3.965,50	- 89.679,69
9		34.567,29				34.567,29
			- 96.428,46		- 4.462,47	-100.890,93
10				19.833,96		19.833,96
			-107.140,48		- 4.955,45	-112.095,93


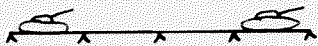




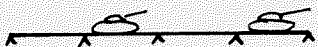



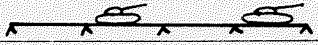
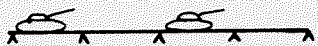
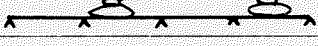


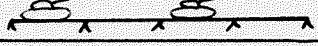

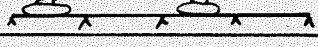




3 - 4 - 2 - TRAVÉE 2 - (Travées 2 et 2' des bretelles B et C)

Section	Cas de charges les plus défavorables	$S_1 \times \frac{Q}{4,5}$	$S_2 \times \frac{Q}{4,5}$	$S_3 \times \frac{Q}{4,5}$	$S_4 \times \frac{Q}{4,5}$	$\Sigma Q \times S$
0				19.833,96		19.833,96
			-107.140,48		- 4.955,45	-112.095,93
1			41.514,00			41.514,00
		84.079,24			- 3.489,12	- 87.568,36
2			98.900,99			98.900,99
		- 72.156,63			- 434,27	- 72.590,90
3			146.420,50		2.397,61	148.818,11
		- 60.238,62		- 3.829,42		- 64.068,04
4			-177.451,98		4.017,00	181.468,98
		- 48.270,01		8.479,43		- 56.749,44
5			189.254,98		4.603,61	193.918,59
		- 34.360,30		- 17.779,45		- 52.139,75
6			180.400,47		2.832,50	183.232,97
		- 19.972,21		- 31.729,48		- 51.701,69
7			153.438,99		625,87	154.064,86
		- 7.244,64		- 45.884,66		- 53.129,30
8			106.633,99			106.633,99
				- 55.280,41		- 55.280,41
9			47.415,50			47.415,50
				- 64.936,02		- 64.936,02
10		23.182,85			23.947,49	47.130,34
			- 92.490,74			- 92.490,74

3 - 4 - 3 - TRAVÉE 3 - TRONC COMMUN

Section	Cas de charges les plus défavorables	S 1	S 2	S 3	S 4	$\Sigma Q \times S$
0		41.728,65			43.105,48	84.834,13
			-166.482,03			-166.482,03
1		37.406,76			27.114,74	64.521,49
			-146.079,28			-146.079,28
2		2.483,85		85.914,56		88.398,40
			-106.738,97			-106.738,97
3		8.196,70		130.351,62		138.548,32
			-105.233,08		- 940,39	-106.173,47
4		10.730,22		161.117,83		171.848,05
			- 84.248,33		- 5.242,70	- 89.491,03
5		11.558,17		175.767,90		187.326,07
			- 56.409,75		- 23.174,99	- 79.584,74
6		9.537,98		170.603,72		180.141,70
			- 36.271,55		- 40.561,38	- 76.832,93
7		5.961,24		145.734,73		151.695,96
			- 9.157,42		- 71.378,97	- 80.536,39
8		819,30		103.269,80		104.089,1
			- 2.783,86		- 87.763,69	- 90.547,55
9				43.818,89		43.818,89
		- 4.247,38			-104.148,40	-108.395,78
10			38.420,49			38.420,49
		- 8.428,53			-120.509,95	-128.938,48

3 - 4 - 4 - TRAVÉE 4 - TRONC COMMUN

Section	Cas de charges les plus défavorables	S 1	S 2	S 3	S 4	$\Sigma Q \times S$
0			38.420,49			38.420,49
		- 8.428,53			-120.509,95	-128.938,48
1					46.349,98	46.349,98
		- 8.420,25		80.326,42		- 88.746,67
2					89.803,09	89.803,09
		- 7.451,55		- 71.193,38		- 78.644,93
3			4.981,64		140.677,34	145.658,98
		- 5.895,00		- 62.528,08		- 68.423,08
4			7.700,38		180.538,32	188.238,70
		- 5.067,05		- 53.392,30		- 58.459,35
5			9.165,57		204.640,31	213.805,88
		- 4.255,66		- 35.208,28		- 39.463,94
6			13.186,70		210.428,91	223.615,61
		- 3.444,27		- 35.602,16		- 39.046,43
7			7.509,09		193.627,04	201.136,13
		- 2.831,59		- 26.697,52		- 29.529,11
8			6.373,57		154.113,68	160.487,25
		- 1.862,89		- 17.798,35		- 19.661,23
9			4.395,57		88.991,96	93.387,53
		- 931,48		- 8.899,40		- 9.830,88
10						
						

3 - 5 - TABLEAUX RECAPITULATIFS DES MOMENTS FLECHISSANTS

3 - 5 - I - TRAVEE I (Travées I et I' des bretelles B et C

Section	Charges Perman.	1,2 X Surcharge A	1,2 X Convoi Bc	CONVOI MILITAIRE	Charge - Surc max.
0					
1	+ 40.452,8	99.769,2	109.433,72	82.968,95	149.886,52
	+ 40.452,8	- 18.218,2	- 16.925,22	- 11.209,96	22.234,60
2	+ 68.277,8	173.915,8	178.220,63	143.145,36	246.493,43
	+ 68.277,8	- 36.435,9	- 33.850,44	- 22.419,92	31.841,90
3	+ 83.475,1	222.440,6	215.740,77	180.981,98	305.915,70
	+ 83.475,1	- 54.654,1	- 50775,66	- 33.631,73	28.821,00
4	+ 86.045,0	245.343,5	219.805,45	198.096,79	331.388,5
	+ 86.045,0	- 72.871,9	- 67.700,88	- 44.847,23	13.173,1
5	+ 75.987,2	242.624,80	224.651,80	195.963,97	318.61,5
	+ 75.987,2	- 91.089,7	- 84.626,1	- 56.246,94	- 15.102,5
6	+ 53.301,2	214.282,5	208.862,07	- 172.370,57	267.583,7
	+ 53.301,2	-109.307,8	- 101.551,32	- 67.182,06	- 56.006,6
7	+ 17.988,0	160.31,9	162.978,08	138.439,30	180.966,08
	+ 17.988,0	-127.525,6	- 118.476,52	- 78.469,73	- 109.537,60
8	- 29.953,3	80.733,0	91.309,67	89.259,92	61.356,37
	- 29.953,3	-145.743,3	- 135.401,74	- 89.619,69	- 175.697,10
9	- 90.522,3	41.146,5	43.726,04	34.567,29	- 46.796,26
	- 90.522,3	-163.961,7	- 152.326,96	- 100.890,93	- 254.484,0
10	-163.718,5	31.600,1	30.073,43	19.833,96	- 132.118,4
	-163.718,5	-212.629,4	- 187.858,11	- 112.095,93	- 376.347,9

3 - 5 - 2 - TRAVEE 2 - (Travées 2 et 2' des bretelles B et C)

Section	Charges Perman.	I,2 X Surcharge A	I,2 X Convoi Bc	Convoi Militaire	Charge-surch. max.
0	- 163.718,5	31.600,1	30.073,43	19.831,96	- 132.118,4
	- 163.718,5	-212.629,4	-187.858,11	- 112.095,93	- 376.347,9
1	- 77.453,9	34.645,0	45.138,78	41.514,00	- 32.315,12
	- 77.453,9	-136.022,8	-125.145,28	- 87.568,36	- 213.476,7
2	- 8.912,9	100.199,1	103.824,38	98.900,99	94.911,48
	- 8.912,9	-116.739,9	-107.276,31	- 72.590,90	- 125.652,80
3	41.903,8	176.908,6	176.317,15	148.818,4	218.812,40
	41.903,8	- 97.457,0	- 89.579,32	- 64.068,04	- 55.553,20
4	74.996,0	219.761,5	214.560,16	181.468,98	- 304.697,50
	74.996,0	- 78.173,7	- 71.757,25	- 56.749,44	- 3.177,7
5	90.364,2	249.043,6	235.144,11	193.918,59	339.407,80
	90.364,2	- 66.874,8	- 58.997,76	- 52.139,75	23.489,40
6	88.007,7	234.933,8	229.918,79	183.232,97	322.941,5
	88.007,7	- 63.926,7	- 56.851,62	- 51.701,69	24.81,00
7	67.927,1	187.372,8	191.06,17	154.064,86	259.683,27
	67.927,1	- 72.101,4	- 68.152,39	- 53.129,30	- 4.174,30
8	30.121,8	106.359,9	118.568,68	106.633,99	148.690,48
	30.121,8	- 86.916,0	- 82.267,42	- 55.280,41	- 56.794,2
9	- 25.407,4	51.557,2	57.230,49	47.415,50	31.823,09
	- 25.407,4	-101.730,5	- 96.382,44	- 64.936,02	-127.137,9
10	- 98.661,5	48.661,0	43.524,54	47.130,34	- 50.000,5
	- 98.661,5	-172.131,4	-155.538,96	- 92.490,74	-270.792,9

3 - 5 - 3 - TRAVEE 3 - TRONC COMMUN

Section	Charges Perman.	1,2 X SurchargeA	1,2 X Convoi Bc	Convoi Militaire	Charge-Surc max.
0	- 177.593,4	87.590,1	78.344,17	84.834,13	90.003,3
	- 177.593,4	- 309.837,4	- 279.970,13	- 166.482,03	- 487.430,80
1	- 111.695,8	68.228,4	56.702,30	64.521,49	- 43.467,4
	- 111.695,8	- 246.393,2	- 228.628,67	- 146.079,28	- 358.069,00
2	- 58.941,3	91.591,7	107.652,26	88.398,40	48.710,96
	- 58.941,3	- 211.948,3	- 196.836,29	- 106.738,97	- 270.889,6
3	- 19.332,0	132.967,4	139.738,74	138.548,32	120.406,74
	- 19.332,0	- 177.504,0	- 165.043,91	- 106.173,47	- 196.836,00
4	7.133,1	186.229,1	178.797,33	171.848,05	193.362,2
	7.133,1	- 143.059,0	- 133.251,53	- 89.491,03	- 135.925,9
5	20.453,7	208.997,5	200.601,88	137.326,07	229.451,2
	20.453,7	- 108.614,8	- 100.906,24	- 79.584,74	- 88.161,1
6	20.629,5	201.272,0	203.635,56	180.141,70	224.265,06
	20.629,5	- 97.903,2	- 90.972,32	- 76.832,93	- 77.273,70
7	7.661,0	163.052,2	169.690,30	151.695,96	177.357,3
	7.661,0	- 106.478,5	- 105.992,11	- 80.536,62	- 98.917,50
8	- 18.451,9	94.339,6	106.178,69	+ 104.089,1	87.726,79
	- 18.451,9	- 131.006,5	- 130.213,97	- 90.547,55	- 149.458,4
9	- 57.709,1	44.611,7	50.767,57	- 43.818,89	- 6.941,53
	- 57.709,1	- 155.535,0	- 154.607,62	- 108.395,78	- 213.244,1
10	- 110.111,1	63.607,9	58.746,79	38.420,49	- 46.503,2
	- 110.111,1	- 207.578,4	- 192.954,46	- 128.938,48	- 317.689,5

3.5.4. TRAVEE 4. Tronc Commun

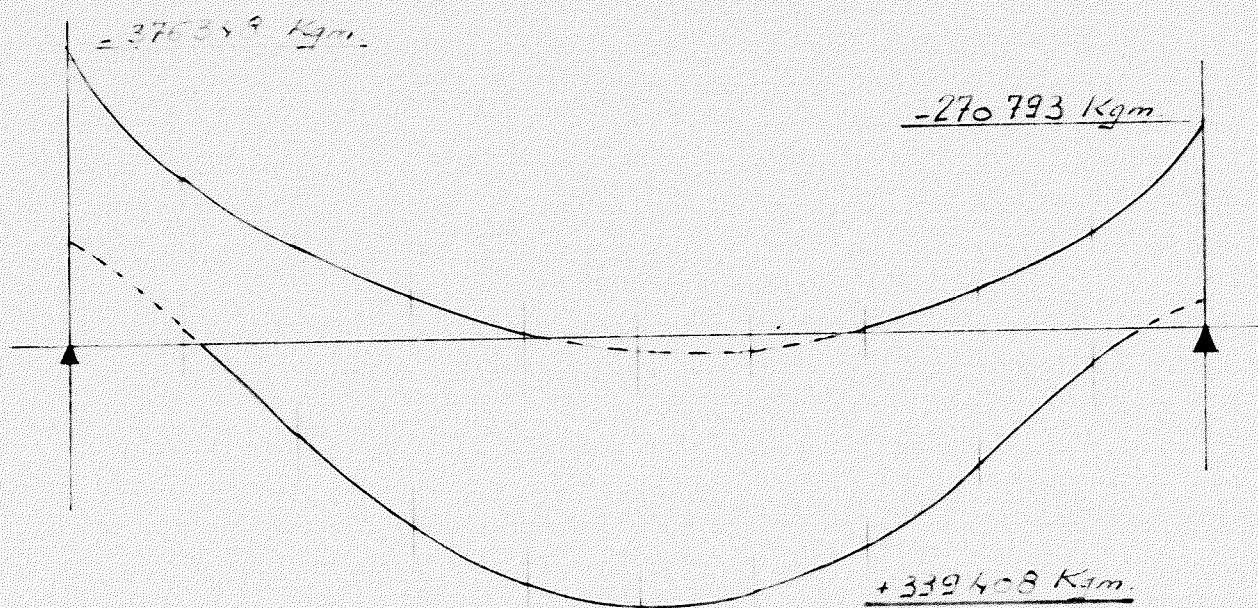
Section	Chang Permanent	1,2 Surcharge A	1,2 Convoi Bc	Convoi Militaire	
0	110.111,1	63.607,9	58.746,79	38.420,49	- 46.503,20
	- 110.111,1	- 207.578,4	-192.954,46	-128.938,48	- 317.689,5
1	- 47.170,5	64.202,2	58.509,13	46.349,98	17.031,70
	- 47.170,5	- 130.174,1	-118645 ,93	- 88.746,67	- 177.344,60
2	4.230,7	85.431,0	108.669,52	89.803,09	112.900,22
	4.230,7	- 107.654,5	-102.386,59	- 78.644,93	- 103.423,80
3	44.091,9	152.716,1	161.135,49	145.658,98	205.227,39
	44.091,9	- 94.197,8	- 89.683,07	- 68.423,08	- 50.105,90
4	72.413,0	210.546,0	205.799,92	188.238,70	282.959,0
	72.413,0	- 80.741,0	- 76.789,94	- 58.459,35	- 8.328,00
5	89.193,9	241.826,3	231.567,85	213.805,88	331.020,2
	89.193,9	- 67.284,3	- 64.086,42	- 39.463,94	21.909,60
6	94.435,4	246.558,7	251.151,48	223.615,61	345.586,88
	94.435,4	- 53.827,5	- 51.193,30	- 39.046,43	40.607,90
7	88.136,4	224.742,1	236.807,33	201.136,13	324.943,73
	88.136,4	- 40.370,8	- 38.489,77	- 29.529,11	47.765,60
8	70.297,8	176. 376,8	188.621,29	160.487,25	258.919,09
	70.297,8	- 26.914,0	- 25.596,65	-19661,23	43.383,80
9	40.918,6	101.462,7	114.667,32	93.387,53	155.585,92
	40.918,6	- 13.456,8	-12.893,13	- 9830,88	27.461,80
10					

3.6. Courbes Enveloppes des Moments Fléchissants

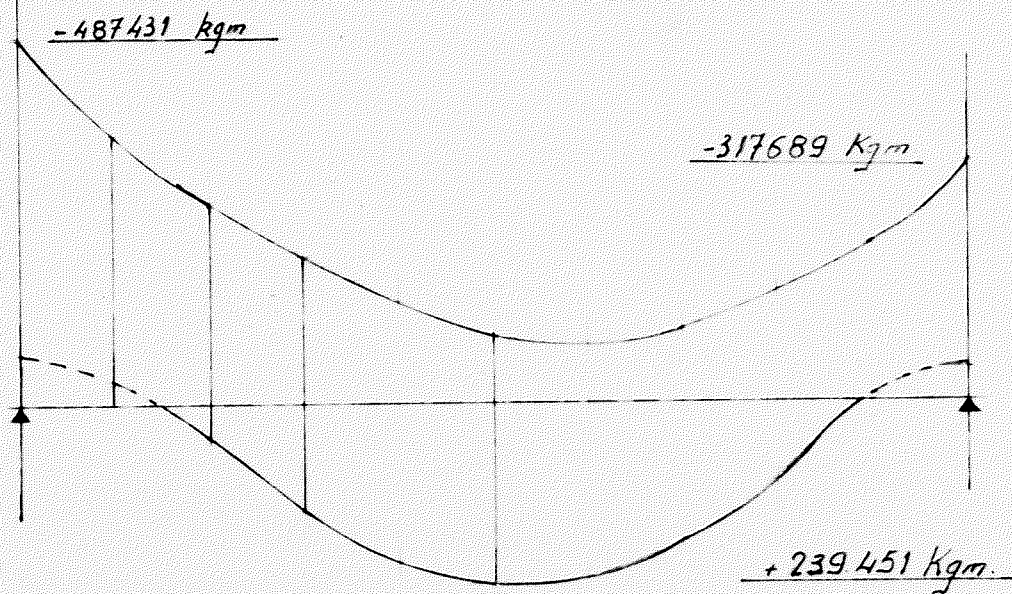
① Travée 1



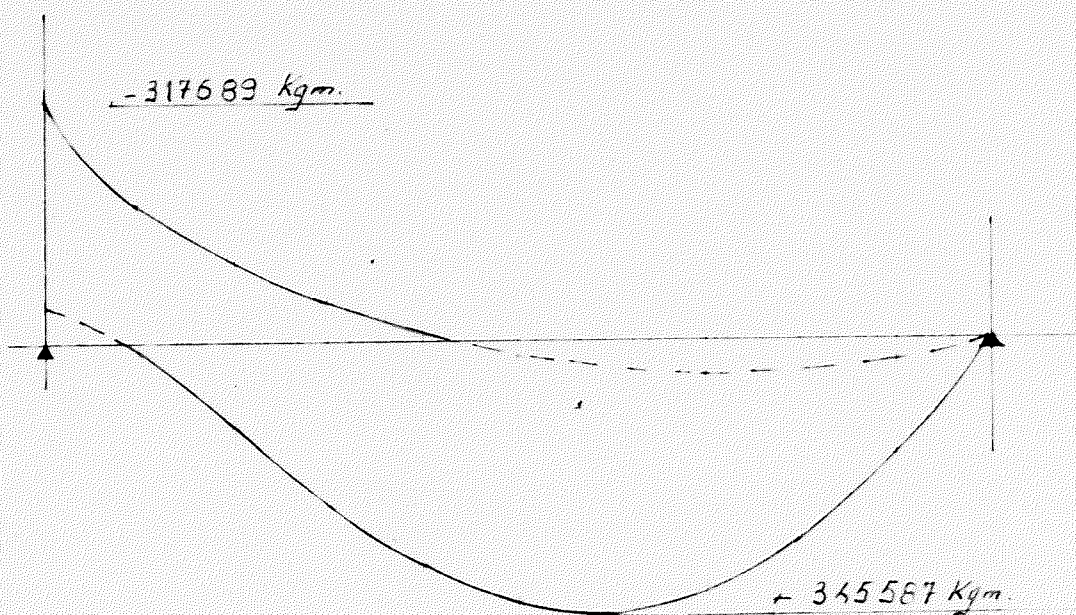
② Travée 2



③ Travée 3



④ Travée 4



4. Détermination des Efforts Tranchants sur appuis

4.1. Charges Permanentes

Nous avons admis une répartition transversale identique à celle des moments :

l'effort tranchant en 1 Point a pour valeur

$$T = \sum_n p_{in} S_n$$

ou p_{in} est la densité de charge de la poutre i dans la travée n et S_n l'aire de la ligne d'influence des efforts tranchants en N dans la travée n .

Pour les points M des 1° et 2° Travées les valeurs de P_{1n} (Bretelle B) sont :

$$\begin{aligned} P_{11} &= 20.367 \text{ Kg/ml} & P_{12} &= 2036,7 \text{ Kg/ml} \\ P_{13} &= \frac{5}{9} 2086,4 = 1159,1 \text{ Kg/ml} & P_{14} &= \frac{5}{9} 1846,4 = 1025,8 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

Pour les points M des 3° et 4° travées les valeurs de P_{1n} (Bretelle B) sont :

$$\begin{aligned} P_{11} &= \frac{9}{5} 2036,7 = 3666,1 \text{ Kg/ml} & P_{12} &= \frac{9}{5} 2036,7 = 3666,1 \text{ Kg/ml} \\ P_{13} &= 2086,4 \text{ Kg/ml} & P_{14} &= 1846,4 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

Nous désignerons les efforts tranchants sur appui de la façon suivante :

- T_{1G} = Effort tranchant dans la Travée 1 pour appui à gauche
- T_{1D} = Effort tranchant dans la Travée 1 pour appui à droite
- T_{4D} = Effort tranchant dans la Travée 4 pour appui à droite

Les valeurs des différents efforts tranchants sont données dans le tableau suivant :

Section	$S_1 \times P_{11}$	$S_2 \times P_{12}$	$S_3 \times P_{13}$	$S_4 \times P_{14}$	$\sum S_i P_{1i}$
T _{1G}	22.390	- 4.008	539	- 170	18.751
T _{1D}	- 28.527	- 4.008	539	- 170	- 32.166
T _{2G}	3.181	31.013	-2.096	663	32.761
T _{2D}	3.181	- 30.088	-2.096	663	- 28.340
T _{3G}	- 1.653	7.619	27.334	- 4.260	29.040
T _{3D}	- 1.653	7.619	-24.826	- 4.260	- 23.120
T _{4G}	305	- 1.405	2.304	26.214	27.418
T _{4D}	305	- 1.405	2.304	- 19.946	-18.742

4.2. Surcharge A :

Les efforts tranchants maximum sont obtenus en surchargeant seulement la travée où se trouve la section considérée

$$T = p \Delta_i \times S_i + (P_i \sqrt{i} - p_i \Delta_i) Y_i \frac{ei}{2}$$

4.2.1 Travée 1 (Bretelle B)

$$l = 25 \text{ m} \quad A = 1.501 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 1,2 \times 1501 \times 4,5 = 8.105,4 \text{ Kg/ml}$$

pour 2 Voies surchargées

$$p \sqrt{1} = \frac{p}{4,5} \times (1 + 2,03/2) = 0,44778 \text{ p}$$

$$p \Delta_1 = 0,4 \text{ p} (1 + 0,493 \times 0,56) = 0,510 \text{ p}$$

4.2.1.1. Appui de gauche (Culée 0)

$$S = 10,9934 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = 0,865$$

$$T_{1G} = 8105,4 (0,510 \times 10,9934 + (0,44778 - 0,510) 0,865 \times \frac{8,333}{2}) = 43.626 \text{ Kg}$$

4.2.1.2. Appui de droite (Pile 1)

$$S = 111,0066 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = - 0,935$$

$$T_{1D} = 8105,4 (-0,510 \times 111,0066 - (0,44778 - 0,510) 0,935 \times \frac{8,333}{2}) = -55.935 \text{ Kg}$$

4.2.2 Travée 2.

$$l = 30 \text{ m} \quad A = 1396 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 1,2 \times 1396 \times 4,5 = 7538,4 \text{ Kg/ml}$$

pour 2 voies surchargées

$$p \overline{\Gamma}_1 = \frac{p}{4,5} (1 + \frac{2,03}{2}) = 0,44778 \text{ p}$$

$$p \Delta_1 = 0,4 \text{ p} (1 + 0,493 \times 0,56) = 0,510 \text{ p}$$

4.2.2.1. Appui de gauche (pile 1)

$$S = 15,2272 \quad e = 10 \text{ m} \quad S = 0,92$$

$$T_{2G} = 7538,4 (0,510 \times 15,2272 + (0,44778 - 0,510) 0,92 \times \frac{10}{2}) = 56.385 \text{ Kg}$$

4.2.2.2. Appui de droite (pile 2)

$$S = -14,7728 \quad e = 10 \text{ m} \quad Y = - 0,915$$

$$T_{2D} = + 7538,4 (-0,510 \times 14,7728 - (0,44778 - 0,510) 0,915 \times \frac{10}{2}) = - 54.649 \text{ Kg}$$

4.2.3. Travée 3 :

$$l = 25 \text{ m} \quad A = 1501 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 1,2 \times 1.501 \times 3.666 = 6604,4 \text{ Kg/ml}$$

pour 2 Voies à droite surchargées

$$p \Gamma_1 = \frac{P}{3,666} \times (0,75 + \frac{2,5}{2}) = 0,54545 \text{ p}$$

$$p \Delta_1 = 0,4 \text{ p} (1 + 0,4 \times 2,083) = 0,733 \text{ p}$$

4.2.3.1. Appui de gauche (pile 2)

$$S = 13,1011 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = 0,932$$

$$\begin{aligned} T_{3G} &= 6604,4 (0,733 \times 13,1011 + (0,54545 \times 0,733) 0,932 \times \frac{8,333}{2}) = \\ &= 58.604 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4.2.3.2. Appui de droite (chevêtre 3)

$$S = 11,8988 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = -0,906$$

$$\begin{aligned} T_{3D} &= 6604,4 (-0,733 \times 11,8988 - (0,54545 - 0,733) 0,906 \times \frac{8,333}{2}) = \\ &= -52.918 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4.2.4. Travée 4

$$l = 25 \text{ m} \quad A = 1501 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 1,2 \times 1501 \times 3,166 = 5703,8 \text{ Kg/ml}$$

pour 2 voies à droite surchargées

$$p \Gamma_1 = \frac{P}{3,166} \times (0,75 + \frac{2,125}{2}) = 0,572368 \text{ p}$$

$$p \Delta_1 = p \cdot 0,4 (1 + 0,471 \times 1,833) = 0,745 \text{ p}$$

4.2.4.1. Appui de gauche (pile 3)

$$S = 14,1974 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = 0,945$$

$$T_{4G} = 5703,8 (0,745 \times 14,1974 + (0,572368 - 0,745) 0,945 \times \frac{8,333}{2}) =$$

$$= 56.453 \text{ Kg}$$

4.2.4.2. Appui de droite (chevêtre 4)

$$S = - 10.802,6 \quad e = 8,333 \text{ m} \quad Y = 0,858$$

$$T_{4D} = 5703,8 (-0,745 \times 10,8026 - (0,572368 - 0,745) 0,858 \times \frac{8,333}{2}) =$$

$$= - 42.384 \text{ Kg}$$

4.3.

Convoi Bc

$$T = \sum Y \left[P \Gamma_i \left(1 - \frac{\alpha}{e} \right) + P \Delta_i \frac{\alpha}{e} \right]$$

4.3.1.

Travée 1

l = 25 m

 $\delta = 1,138$

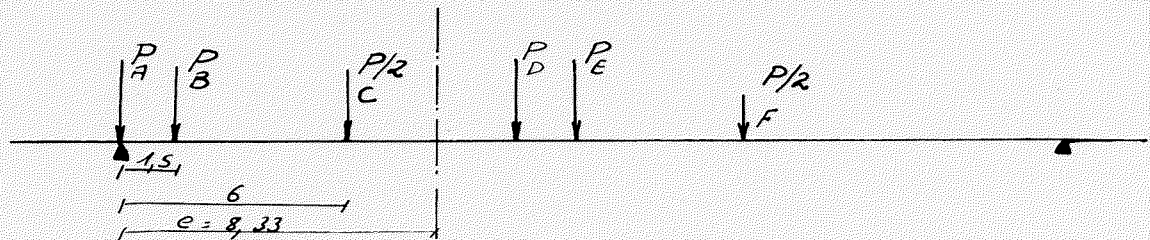
e = 8,333 m

pour 2 voies à droites ssurchargées

$$P \Gamma_i = P \left(1 + 2 \times \frac{0,78}{2,03} \right) = 1,768473 P$$

$$P \Delta_i = 0,2 \times 4 P (1 + 0,493 \times 281) = 1,908 P$$

4.3.1.1

Appui de gauche

$$Y_A = 1 \quad Y_B = 0,925 \quad Y_C = 0,705 \quad Y_D = 0,5 \quad Y_E = 0,43 \quad Y_F = 0,25$$

$$P = 1,2 \times 6000 \times 1,138 = 8193,6 \text{ Kg}$$

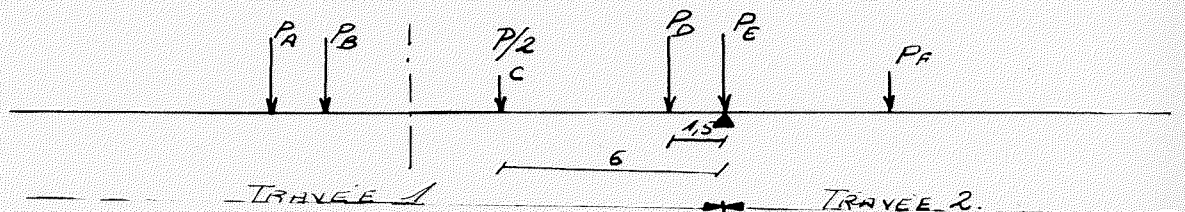
$$T_{1G} = 1768473 P \left(1 + \left(\frac{1}{8,333} - \frac{1,5}{8,333} \right) 0,925 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) 0,705 \right)$$

$$+ 1,908 P \left(0,925 \frac{1,5}{8,333} + \frac{1}{2} 0,705 \frac{6}{8,333} + 0,5 + 0,43 + \frac{1}{2} 0,25 \right)$$

$$= (3,284378 + 2,814904) P$$

$$= 49.975 \text{ Kg}$$

4.3.1.2

Appui de droite

$$Y_A = -0,610 \quad Y_B = -0,675 \quad Y_C = -0,842$$

$$Y_D = -0,97 \quad Y_E = -1 \quad Y_F = -0,075$$

$$P = 8193,6 \text{ Kg}$$

$$T_{1D} = -1768473 \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{8,333} \right) 0,97 + \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) 0,842 \times \frac{1}{2} \right) P$$

$$- 1,908 \left(0,97 \frac{1,5}{8,333} + \frac{1}{2} 0,842 \frac{6}{8,333} + \frac{1}{2} 0,075 + 0,675 + 0,610 \right) P$$

$$= -(3,383550 + 3,434856) P$$

$$= -55.867 \text{ Kg}$$

4.3.2. Travée 2.

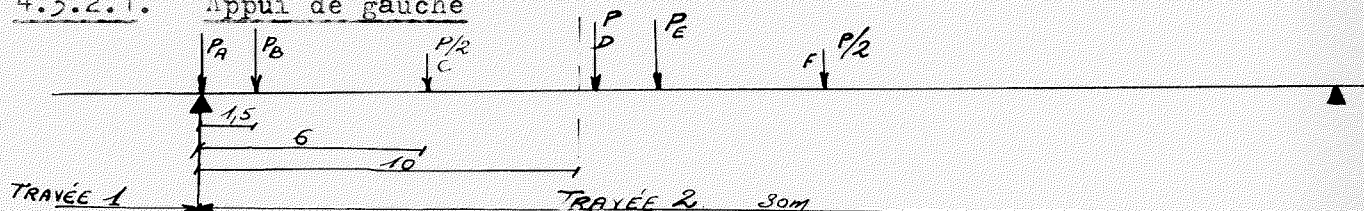
$$l = 30 \text{ m} \quad \delta = 1,118 \quad e = 10 \text{ m}$$

pour 2 Voies à droite surchargées

$$P_i = P \left(1 + 2 \times \frac{0,78}{2,03} \right) = 1,768473 P$$

$$P_{\Delta i} = 0,2 \times 4 P (1 + 0,493 \times 2,81) = 1,908 P$$

4.3.2.1. Appui de gauche



$$Y_A = 1 \quad Y_B = 0,97 \quad Y_C = 0,845$$

$$Y_B = 0,685 \quad Y_E = 0,63 \quad Y_F = 0,46$$

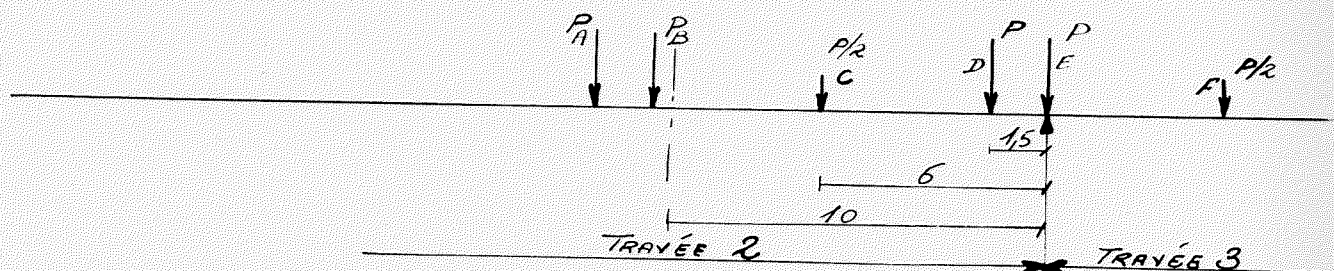
$$P = 1,2 \times 6000 \times 1,118 = 8049,6 \text{ Kg}$$

$$T_{2G} = 1,768473 P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{10} \right) 0,97 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{10} \right) 0,845 \right)$$

$$+ 1,908 P \left(\frac{1,5}{10} \times 0,97 + \frac{1,6}{2,10} 0,845 + 0,685 + 0,63 + \frac{1}{2} 0,46 \right)$$

$$T_{2G} = (3,525451 + 3,709152) P = 58.236 \text{ Kg}$$

4.3.2.2. Appui de droite



$$Y_A = -0,608$$

$$Y_B = -0,662$$

$$Y_C = -0,83$$

$$Y_D = -0,97$$

$$Y_E = -1$$

$$Y_F = -0,08$$

$$P = 8049,6 \text{ Kg}$$

$$T_{2D} = -1.768.473 P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{10} \right) 0,97 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{10} \right) 0,83 \right)$$

$$- 1.908 P \left(\frac{1,5}{10} \times 0,97 + \frac{1 \times 6}{2,10} \times 0,83 + 0,08 \times \frac{1}{2} + 0,662 + 0,608 \right)$$

$$= - (3,520146 + 3,252186) P$$

$$= - 54.515 \text{ Kgs}$$

4.3.3. Travée 3

$$l = 25 \text{ m}$$

$$\delta = 1,155$$

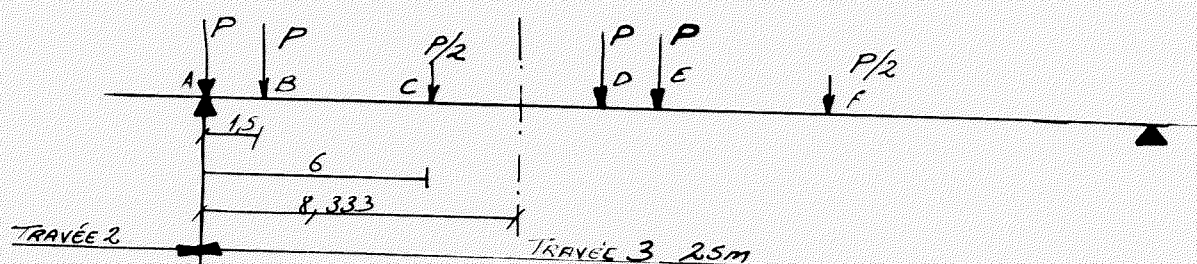
$$e = 8,333 \text{ m}$$

pour 3 voies surchargées à droite

$$P \Gamma_i = P \left(1 + 2 \frac{1}{2,5} \right) = 1,8 P$$

$$P \Delta_i = 0,2 \times 6 P (1 + 0,4 \times 2,25) = 2,28 P$$

4.3.3.1. Appui de gauche



$$Y_A = 1$$

$$Y_B = 0,967$$

$$Y_C = 0,825$$

$$Y_D = 0,632$$

$$Y_E = 0,560$$

$$Y_F = 0,351$$

$$P = 1,2 \times 6000 \times 1,155 = 8316 \text{ Kg}$$

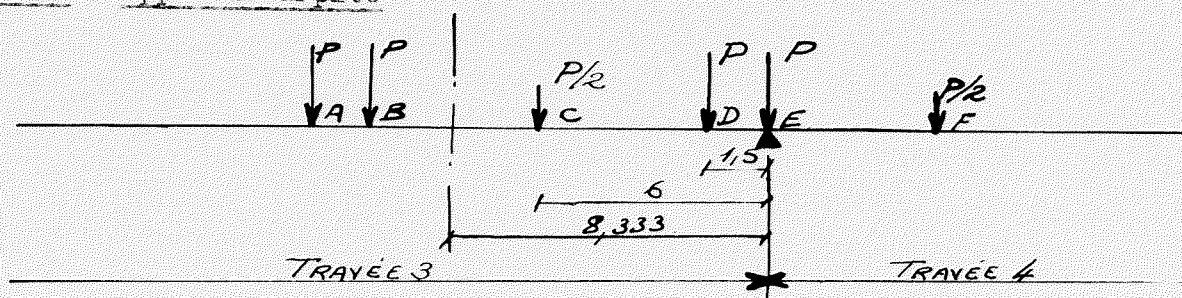
$$T_{3G} = 1,8 P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{8,333} \right) 0,967 \times \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) 0,825 \right)$$

$$+ 9,28 P \frac{(1,5)}{8,333} 0,967 + \frac{6}{8,333} \times \frac{1}{2} \times 0,825 + 0,632 + 0,560 + \frac{1}{2} 0,351$$

$$= (3,435 \ 158 + 4,191 \ 960) P$$

$$= 63.427 \text{ Kg}$$

4.3.3.2. Appui de droite



$$Y_A = -0,485$$

$$Y_B = -0,555$$

$$Y_C = -0,768$$

$$Y_D = -0,95$$

$$Y_E = -1,00$$

$$Y_F = -0,10$$

$$P = 8316 \text{ Kg}$$

$$T_{3D} = 1,8 P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{8,333} \right) 0,95 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) 0,768 \right)$$

$$- 2,28 P \frac{(1,5)}{8,333} \times 0,95 + \frac{1}{2} \frac{6}{8,333} \times 0,768 + \frac{1}{2} 0,10 + 0,555 + 0,485$$

$$= - (3,395 \ 704 + 3,505 \ 495) P$$

$$= - 57.390 \text{ Kg}$$

4.3.4. Travée 4.

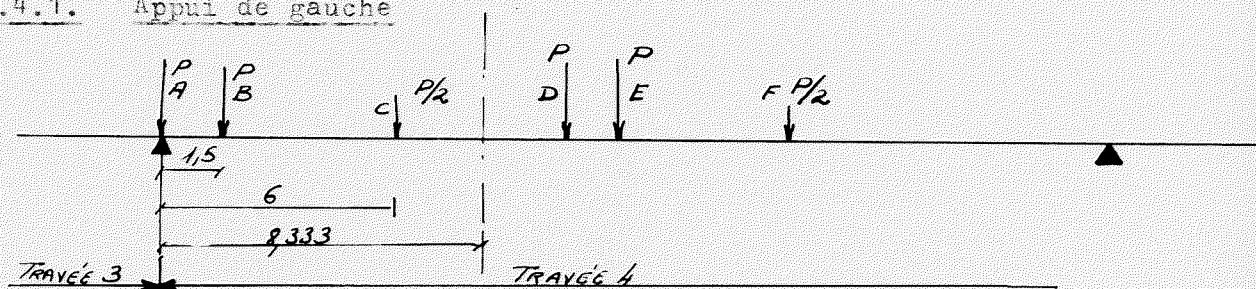
$$l = 25 \text{ m} \quad \delta = 1,165 \quad e = 8,333 \text{ m}$$

pour 3 voies surchargées à droite

$$P \Gamma_i = P \left(1 + 2 \times \frac{0,625}{2,125} \right) = 1,588.235 P$$

$$P \Delta_i = 0,2 \times 6 P (1 + 0,471 \times 1,5) = 2,048 P$$

4.3.4.1. Appui de gauche



$$Y_A = 1 \quad Y_B = 0,972 \quad Y_C = 0,851$$

$$Y_D = 0,689 \quad Y_E = 0,624 \quad Y_F = 0,425$$

$$P = 1,2 \times 6000 \times 1,165 = 8388 \text{ Kg}$$

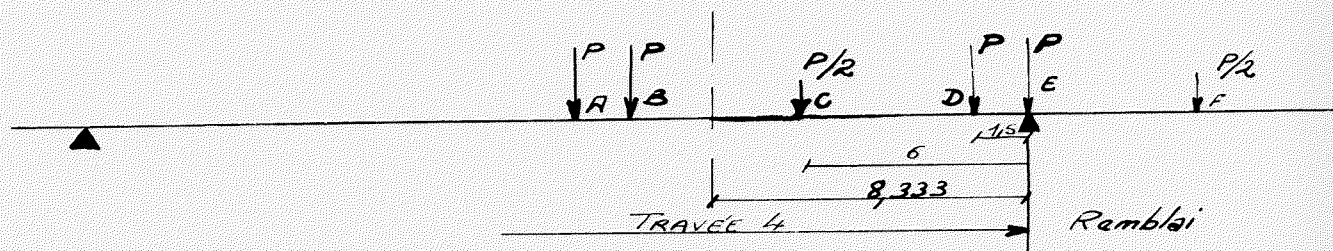
$$T_{4G} = 1,588235 P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{8,333} \right) \times 0,972 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) \times 0,851 \right)$$

$$+ 2,048 P \left(\frac{1,5}{8,333} \times 0,972 + \frac{6}{2 \times 8,333} \times 0,851 + 0,689 + 0,624 + \frac{1}{2} \times 0,425 \right)$$

$$T_{4G} = (3,043 314 + 4,110 007) P$$

$$= 60.002 \text{ Kg}$$

4.3.4.2. Appui de droite



$$Y_A = - 0,420 \quad Y_B = - 0,486 \quad Y_C = - 0,700$$

$$Y_D = - 0,925 \quad Y_E = - 1 \quad Y_F = 0$$

$$P = 8388 \text{ Kg}$$

$$T_{4D} = -1,588 \ 235 \ P \left(1 + \left(1 - \frac{1,5}{8,333} \right) 0,925 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{6}{8,333} \right) 0,700 \right)$$

$$- 2,048 \ P \left(\frac{1,5}{8,333} 0,925 + \frac{6}{2 \times 8,333} 0,7 + 0,486 + 0,420 \right)$$

$$= - (2,948 \ 532 + 2,712.610) \ P$$

$$= - 47.486 \text{ Kg}$$

4.4. Convoi Militaire

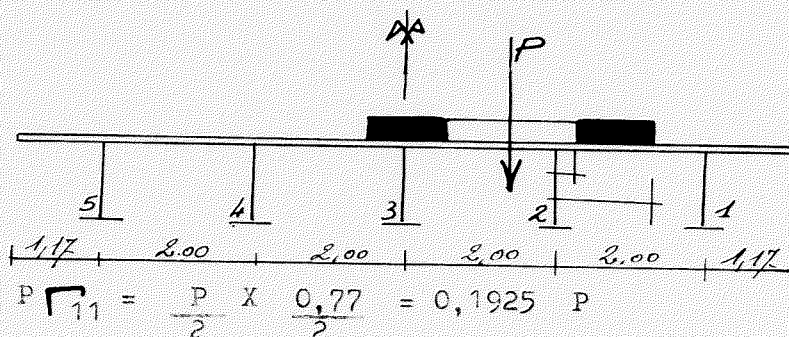
Pour l'étude de l'effort tranchant sous le char de 100 T nous faisons l'hypothèse simplificative qui consiste à considérer le char comme une force concentrée appliquée sur l'appui $Y = \pm 1$ cette hypothèse donne les résultats suivants :

$$T_{nG} = -T_{nD} = P \quad \Gamma_{in}$$

4.4.1. Travée 1 (Bretelle C)

$$l = 25 \text{ m}$$

$$\delta_c = 1,128$$



$$P = 100.000 \times 1,128 = 112.800 \text{ Kg}$$

$$T_{1G} = -T_{1D} = + 112.800 \times 0,1925 = 21.714 \text{ Kg}$$

4.4.2. Travée 2.

$$l = 30 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 1,109$$

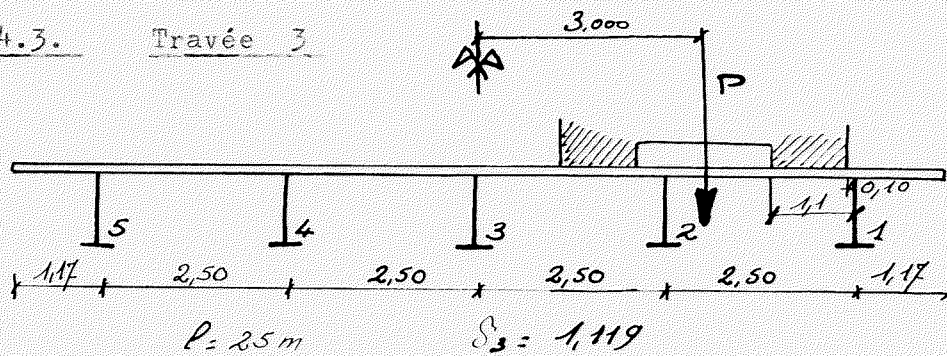
La disposition transversale est la même que pour la travée 1.

$$P \Gamma_{12} = \frac{P}{2} + \frac{0,77}{2} = 0,1928 P$$

$$P = 100.000 \times 1,109 = 110.900 \text{ Kg}$$

$$T_{2G} = -T_{2D} = 110.900 \times 0,1925 = 21.348 \text{ Kg}$$

4.4.3. Travée 3

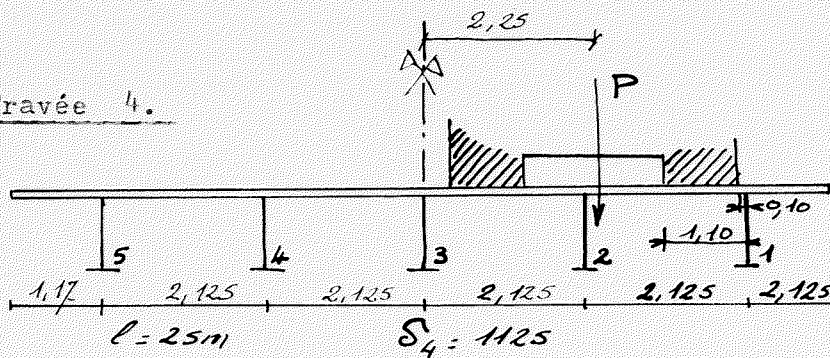


$$P_{13} = \frac{P}{2} \times \frac{1.9}{2.5} = 0.38 P$$

$$P = 100.000 \times 1.119 = 111.900 \text{ Kg}$$

$$T_{3G} = -T_{3D} = 111.900 \times 0.38 = 42.522 \text{ Kg}$$

4.4.4. Travée 4.



$$P_{14} = \frac{P}{2} \times \frac{1.525}{2.125} = 0.358.824 P$$

$$P = 100.000 \times 1.125 = 112.500 \text{ Kg}$$

$$T_{4G} = -T_{4D} = 112.500 \times 0.358.824 = 40.368 \text{ Kg}$$

4.5.

Tableau récapitulatif des efforts tranchants pondérés et majorés sur la poutre 1.

	T _{1G}	T _{1D}	T _{2G}	T _{2D}	T _{3G}	T _{3D}	T _{4G}	T _{4D}
Ch. Permanentes	18.751	-32166	32761	-28340	29040	-23120	27418	-18742
Surcharge A.	43.626	-55935	56385	-54649	58604	-52918	56453	-42384
Convoi Civil	49.975	-55867	58236	-54515	63427	-57390	60002	-47486
Convoi Militaire	21.714	-21714	21348	-21348	42522	-42522	40368	-40368

5 -

Détermination des Sections

Nous vérifions les contraintes sur appui et en travée.

Pour les appuis nous vérifierons que la section de la poutre avec des largeurs d'ailes de 900 mm est suffisante pour supporter le moment fléchissant sur appui, et nous vérifierons que la section courante de la poutre résiste au moment existant au droit du changement de largeur d'aile.

Les moments existant au droit du changement d'aile ont pour valeur

- point travée 1 avec appui 1

le changement d'aile est situé à 0,86 m de l'appui

$$M = - 376.348 + \frac{376.348 - 254.484}{2,5} \times 0,86 = - 334.427 \text{ Kgm}$$

- point travée 2 avec appui 1

le changement d'aile est situé à 0,86 de l'appui

$$M = 376.348 + \frac{376.348 - 213.477}{3,0} \times 0,86 = - 329.658 \text{ Kgm}$$

- point travée 2 avec appui 2

le changement d'aile est situé à 1,125 m de l'appui

$$M = - 270.793 + \frac{270.793 - 127.138}{3,0} \times 1,125 = - 216.922 \text{ Kgm}$$

- point de la travée 3 avec appui 2

le changement d'aile est situé à 1,225 m de l'appui

$$M = - 487.431 + \frac{487.431 - 358.089}{2,5} \times 1,225 = - 424.053 \text{ Kgm}$$

- point de la travée 3 avec appui 3

le changement d'aile est situé à 0,86 m de l'appui

$$M = - 317.690 + \frac{317.690 - 213.244}{2,5} \times 0,86 = - 281.761 \text{ Kgm}$$

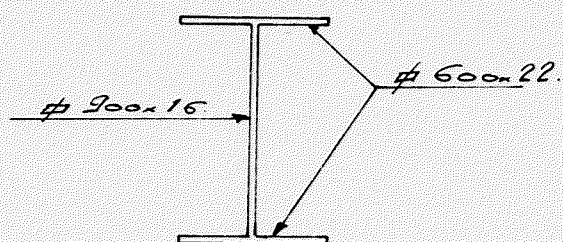
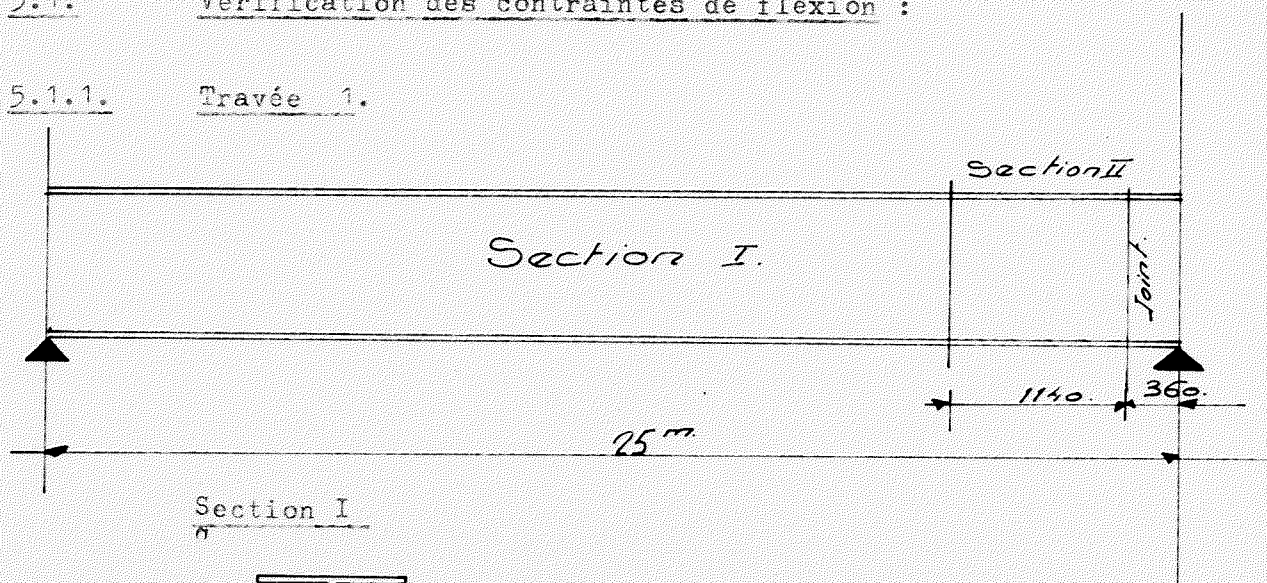
- point de la travée 4 avec appui 3

le changement d'aile est située à 0,86 m de l'appui

$$M = - 317.690 + \frac{317.690 - 177.344,6}{2,5} \times 0,86 = - 269.411 \text{ Kgm}$$

5.1. Vérification des contraintes de flexion :

5.1.1. Travée 1.



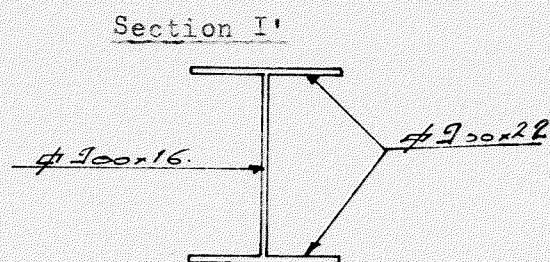
$$V = V' = 408 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 658.362 \text{ cm}^4$$

$$I/V = I/V' = 13946,35 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{I} = \frac{7705,2}{658362} = 0,0117036 \text{ cm}$$

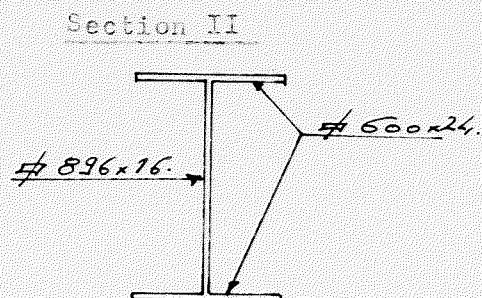


$$V = V' = 540 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 938.942,87 \text{ cm}^4$$

$$I/V = I/V' = 19892,86 \text{ cm}^3$$



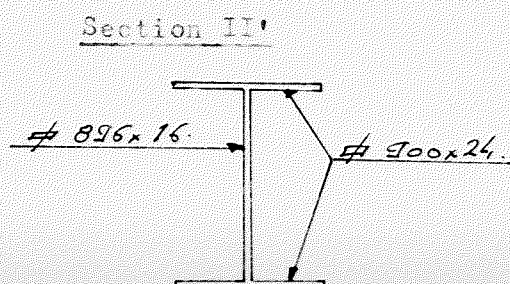
$$V = V' = 431,36 \text{ cm}^3$$

$$V = V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 705455,00 \text{ cm}^4$$

$$I/V = I/V' = 14.946,1 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{I} = \frac{8229,632}{705455} = 0,0116657 \text{ cm}$$



$$V = V' = 575,36 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 1010.229,1 \text{ cm}^4$$

$$I/V = I/V' = 21403,16 \text{ cm}^3$$

1 - Zone de Section I soumise à : $M_F = 331.389 \text{ Kgm}$

$$\text{membrure supérieure } \tau_C = + \frac{331389}{13948,35} = 23,758 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{membrure inférieure } \tau_T = - \frac{331389}{13.948,35} = -23,758 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kg/m}$$

2 - Zone de section II soumise à : $M_F = - 334.427 \text{ Kg/m}$

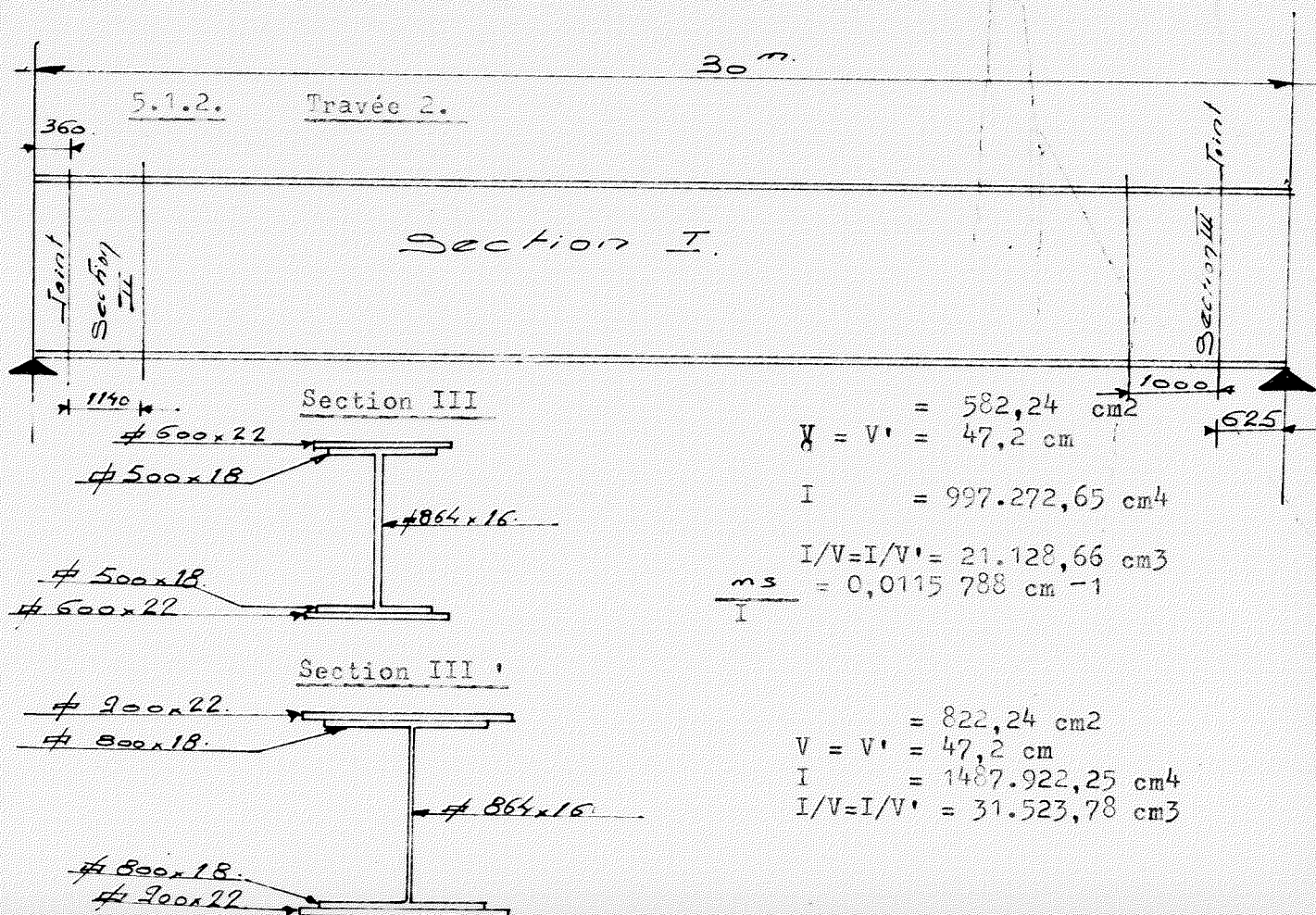
$$\text{membrure supérieure } \tau_T = - \frac{334.427}{14946,10} = - 22,376 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,51 \text{ Kg/mm}$$

$$\text{Membrure inférieure } \tau_C = \frac{334.427}{14946,10} = - 22,376 \text{ Kg/mm}^2 \quad 23,33 \text{ Kg/mm}$$

3.- Zone de Section II' soumise à $M = 376.348 \text{ Kgm}$

$$\text{membrure supérieure } \tau_T = \frac{376.348}{21.584} = - 17.584 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ "}$$

$$\text{membrure inférieure } \tau_C = \frac{376.348}{21.584} = + 17.584 \text{ Kg/mm}^2 \quad 23,33$$



1 - Zone de Section II soumise à $M = - 329.658 \text{ Kgm}$

$$\text{membrure Supérieure } \sigma_T = - \frac{329.658}{14946,1} = - 22,056 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kgm}$$

$$\text{membrure Inférieure } \sigma_C = \frac{329.658}{14.946,1} = 22,056 \text{ Kg/mm}^2 \quad 23,33 \text{ Kgm}$$

2 - Zone de Section I soumise à $M = 339.408 \text{ Kgm}$

$$\text{Membrure Supérieure } \sigma_C = - \frac{339.408}{13948,35} = - 24,333 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kg/mm}^2$$

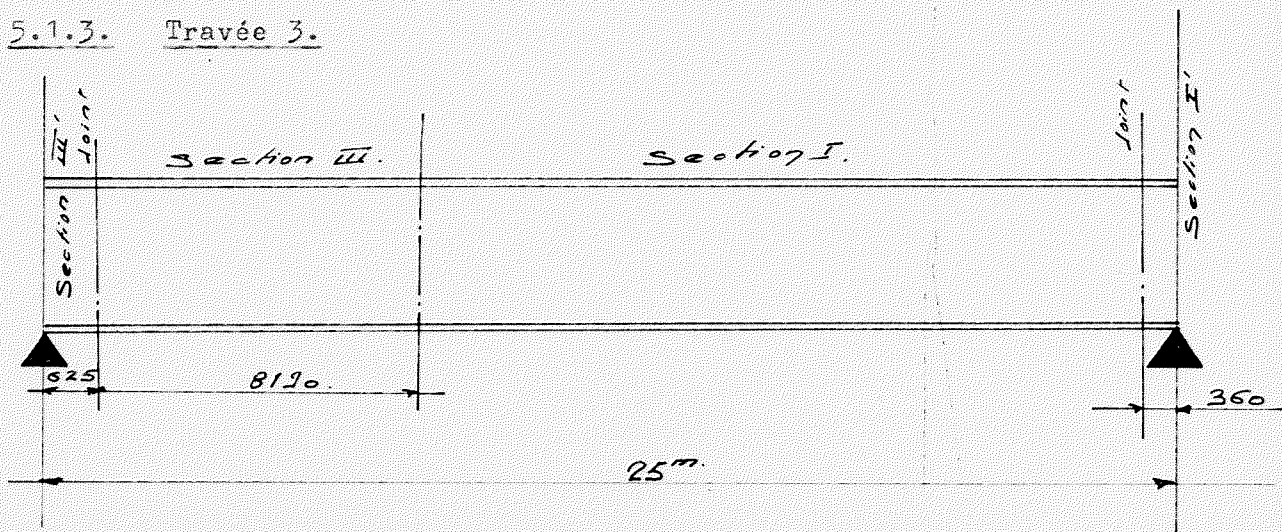
$$\text{Membrure Inférieure } \sigma_T = - 339.408 = - 24,333 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \quad "$$

3 - Zone de Section III soumise à $M = - 216.922 \text{ Kgm}$

$$\text{Membrure Supérieure } \sigma_T = - \frac{216.922}{21128,66} = - 10,267 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{Membrure Inférieure } \sigma_C = - \frac{216.922}{21128,66} = 10,267 \text{ Kg/mm}^2 \quad 23,33 \quad "$$

5.1.3. Travée 3.



1 - Zone de Section III' soumise à $M = - 487.431 \text{ Kgm}$

Membrure supérieure $T = - \frac{487.431}{31523,75} = - 15,462 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 Kg/mm^2

Membrure inférieure $C = - \frac{487.431}{31523,75} = 15,462 \text{ Kg/mm}^2$ 23,33 "

2 - Zone de Section III soumise à $M = - 424.053 \text{ Kgm}$

Membrure supérieure $T = - \frac{424.053}{21128,66} = - 20,070 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 "

Membrure inférieure $C = - \frac{424.053}{21128,66} = 20,070 \text{ Kg/mm}^2$ 23,33 "

3.- Zone de Section I soumise à :

+ en travée $M = 229.451 \text{ Kgm}$

Membrure supérieure $C = - \frac{229.451}{13948,35} = 16,450 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 "

Membrure inférieure $T = - \frac{229.451}{13948,35} = - 16,450 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 "

+ Sur appui 3 $M = - 281.761 \text{ Kgm}$

membrure supérieure $T = - \frac{281.761}{13948,35} = - 20,200 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 "

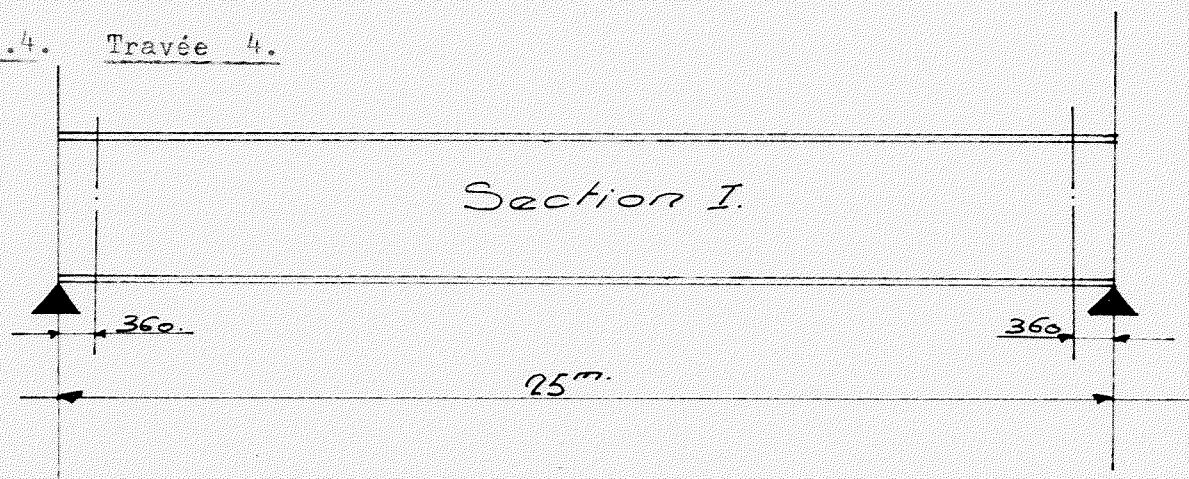
membrure inférieure $C = \frac{281.761}{13948,35} = 20,200 \text{ Kg/mm}^2$ 23,33

4- Zone de Section I' soumise à $M_F = - 317.689 \text{ Kgm}$

membrure supérieure $T = - \frac{317.689}{19892,86} = - 15,970 \text{ Kg/mm}^2$ 26,25 "

membrure inférieure $C = \frac{317.689}{19892,86} = 15,97 \text{ Kg/mm}^2$ 23,33 "

5.1.4. Travée 4.



1 - Zone de Section I sur l'appui 3 soumise à $M = - 269.411 \text{ Kgm}$

$$\text{membrure supérieure } \sigma_T = - \frac{269.411}{13.948,35} = - 19,315 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{membrure inférieure } \sigma_C = \frac{269.411}{13.945,35} = 19,315 \text{ Kg/mm}^2 \quad 23,33 \quad "$$

2- Zone de Section I en travée soumise à $M = 345.587 \text{ Kgm}$

$$\text{membrure supérieure } \sigma_C = \frac{345.587}{13,948,35} = 24,776 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \quad "$$

$$\text{membrure inférieure } \sigma_T = - \frac{345.587}{13.948,35} = -24,776 \text{ Kg/mm}^2 \quad 26,25 \quad "$$

5.2. Vérification des Contraintes de Cisaillement dans les âmes

Les épaisseurs des âmes étant constantes pour un même effort, tranchant, les contraintes de cisaillement varient très peu, elles seront maxima, dans les sections 1.

Nous vérifierons la contrainte de cisaillement pour l'effort tranchant maximum obtenu avec le convoi B_c sur l'appui gauche de la travée 3.

$$T = 29.040 + 63.427 = 92.467 \text{ Kg}$$

$$t = \frac{92.467 \times 0,011703610^{-1}}{16} = 6,764 \text{ Kg/mm}^2 \quad 14,4$$

5.3. Vérification de la Stabilité des âmes

Nous vérifierons que les contraintes répondent aux conditions suivantes :

- contraintes de compression par flexion $n \leq n_c$
- contraintes de cisaillement $t \leq t_c$
- flexion + cisaillement $\left(\frac{n}{n_c}\right)^2 + \left(1,6 \frac{t}{t_c}\right)^2 \leq 1$

n_c et t_c sont définis par les relations

$$n_c = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 \quad k = 18980 \left(\frac{e}{b}\right)^2 \quad k_1$$

$$t_c = \frac{2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 \quad k_1 = 18980 \left(\frac{e}{b}\right)^2 \quad k_1$$

en $\nu = 0,3$ est le coefficient de poisson

e est l'épaisseur de l'élément considéré

b est la largeur de l'élément considéré

a est la longueur de l'élément considéré

$$\text{si } \alpha = \frac{a}{b} \leq \frac{2}{3} \quad k = 24 + 73 \left(\frac{2}{3} - \alpha\right)^2$$

$$\alpha > \frac{2}{3} \quad k = 24$$

$$\text{si } \alpha < 1 \quad k_1 = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$$

$$\alpha > 1 \quad k_1 = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$$

5.3.1. Travées de 25 m

$$a = 8,333 \text{ m}$$

$$b = 0,9 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ m/m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{8,333}{0,9} = 9,259 \quad \frac{e}{b} = \frac{16}{900} = 0,017778$$

$$k = 24 \quad k1 = 5,34 \times \frac{4}{9,259} = 5,39$$

$$\text{d'où } n_c = 143,967 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_c = 32,333 \text{ Kg/mm}^2$$

ces contraintes critiques ne limitent pas les contraintes admissibles puisque

$$n_c > 27 \text{ Kg/mm}^2$$

$$t_c > 1,6 \times 14,4 = 23,04$$

$$\left(\frac{27}{n_c}\right)^2 + \left(\frac{23,04}{t_c}\right)^2 = 0,035 + 0,508 = 0,543 < 1$$

Quelles que soient les contraintes combinées de flexion et de cisaillement, du moment qu'elles sont inférieures aux limites admissibles, la stabilité des âmes des parties est assurée.

5.3.2. Travées de 30 m

$$a = 10 \text{ m}$$

$$b = 0,9 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = 11,111$$

$$\frac{e}{b} = \frac{16}{900} = 0,01778$$

$$k = 2^4 \quad K_1 = 5,34 + \frac{4}{11,1111} = 5,3724$$

$$\text{d'où } \sigma_c = 143,967 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau_c = 32,227 \text{ Kg/mm}^2$$

Comme pour le cas précédent les contraintes combinées de flexion et de cisaillement ; à condition qu'elles soient inférieures aux contraintes admissibles, n'entament pas la stabilité des âmes.

6. - Déformations

Les déformations maxima sont obtenus en surchargeant par travée entière l'ouvrage avec la surcharge A

Pour un cas de charge donné nous chercherons la flèche au milieu de la travée.

Cette flèche aura pour valeur

$$f = \frac{l^2}{16 EI} \left[\frac{5 p l^2}{24} + (M_A + M_B) \right]$$

où l est la portée de la travée

I est l'inertie moyenne de la travée

p la densité de charge sur la travée

M_A et M_B les moments sur appui obtenus avec p

Nous regarderons les flèches de la poutre de rive pour les densités de charge définies au chapitre des moments fléchissants.

Les rotations sur appui seront données par les tangentes des angles dont les valeurs sont définies par

$$\text{tg } A = \frac{1}{6 EI} \left[\frac{p l^2}{4} + (2 M_A + M_B) \right]$$

$$\text{tg } B = \frac{1}{6 EI} \left[\frac{p l^2}{4} + (2 M_B + M_A) \right]$$

A et B étant les rotations sur appui

6.1. Travée 1.

$$l = 25 \text{ m}$$

$$I = 658.362 \text{ cm}^4$$

6.1.1. Charges Permanentes

$$p = 2036,7 \text{ Kg/ml}$$

$$M_A = 0$$

$$M_B = - 163.718,5 \text{ Kgm}$$

$$f = 2,867 \text{ cm}$$

$$tgA = 0,0047$$

$$tgB = - 0,002$$

6.1.2. Surcharge A.

$$p = 1500,56 \times 2 \quad 295 =$$

$$M_A = 0$$

$$M_B = - 1500,56 \times 86,248 =$$

$$f' = 9,013 \text{ cm}$$

$$kg'A = 0,0123$$

$$Kg'B = 0,0084$$

6.1.3. Déformations totales

$$F = 11,880 \text{ cm}$$

$$tgA = 0,017$$

$$tgB = 0,00812$$

6.2. Travée 2.

$$l = 30 \text{ m}$$

$$I = 658.362 \text{ cm}^4$$

6.2.1 Charges Permanentes

$$p = 2036,7 \text{ Kg/ml}$$

$$M_A = - 163.718,5 \text{ Kgm}$$

$$M_B = - 98.661,5 \text{ Kgm}$$

$$f = 4,862 \text{ cm}$$

$$f_{gA} = 0,00116$$

$$f_{gB} = 0,00352$$

6.2.2. Surcharge A.

$$p = 1395,752 \times 2,295$$

$$M_A = - 1395,752 \times 108,770$$

$$M_B = - 1395,752 \times 93,152 =$$

$$f' = 12,428 \text{ cm}$$

$$f_{g'A} = 0,00941$$

$$f_{g'B} = 0,01069$$

6.2.3. Déformations totales

$$F = 17,290 \text{ cm}$$

$$t_{gA} = 0,01058$$

$$t_{gB} = 0,01421$$

6.3. Travée 3.

$$l = 25 \text{ m}$$

$$I = 658.362 \text{ cm}^4$$

6.3.1. Charges Permanentes

$$p = 2086,4 \text{ Kg/ml}$$

$$M_A = - 177.593,4 \text{ Kgm}$$

$$M_B = - 110.111,1 \text{ Kgm}$$

$$f = - 0,453 \text{ cm}$$

$$r_{gA} = - 0,00420$$

$$r_{gB} = - 0,00216$$

6.3.2. Surcharge A.

$$p = 1500,56 \times 2,688$$

$$M_A = - 1500,56 \times 116,501 =$$

$$M_B = - 1500,56 \times 74,732 =$$

$$f'' = 5,916 \text{ cm}$$

$$r_{gA} = 0,00334$$

$$r_{gB} = 0,00610$$

6.3.3 Déformations totales.

$$F = 5,463 \text{ cm}$$

$$t_{gA} = - 0,00086$$

$$t_{gB} = 0,0034$$

6.4. Travée 4.

$$l = 25 \text{ m}$$

$$I = 658.362 \text{ cm}^4$$

6.4.1. Charges Permanentes

$$p = 1846,4 \text{ Kg/ml}$$

$$M_A = - 110.111,1 \text{ Kgm}$$

$$M_B = 0$$

$$f = 3,682 \text{ cm}$$

$$r_{gA} = 0,00206$$

$$r_{gB} = 0,00538$$

6.4.2. Surcharge A.

$$p = 1500,56 \times 2,359$$

$$M_A = - 1500,56 \times 99,998$$

$$M_B = 0$$

$$f' = 8,783 \text{ cm}$$

$$r'_{gA} = 0,00762$$

$$r'_{gB} = 0,01215$$

6.4.3. Déformations totales

$$F = 12,465 \text{ cm}$$

$$r_{gA} = 0,00968$$

$$r_{gB} = 0,01753$$

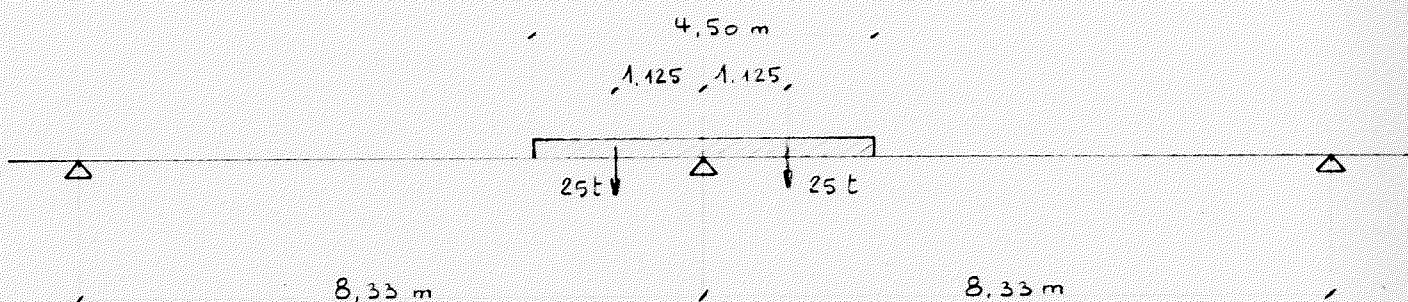
ENTRETOISES

Le calcul des entretoises est mené suivant la méthode de Courbon.

1 - Répartition longitudinale :

1.1 : Travée 25 m. Espacement des entretoises : $\frac{25}{3} = 8,33 \text{ m}$.

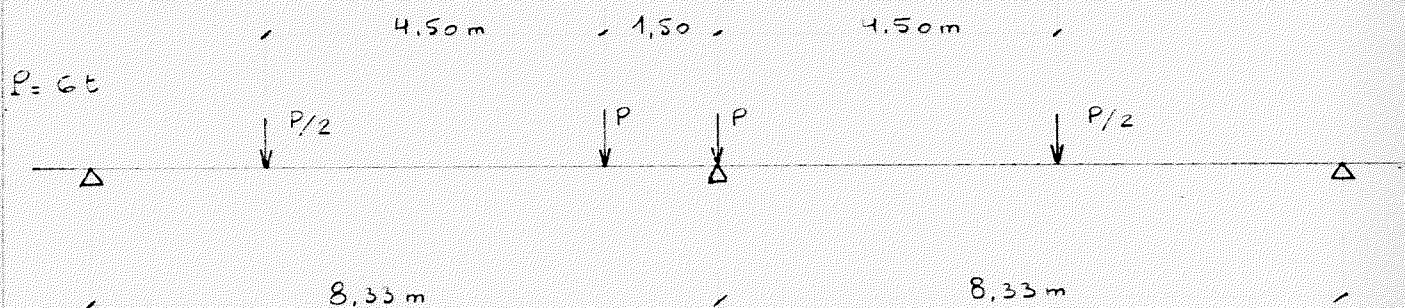
1.1.1 - Convoi militaire :



$$P = S \cdot 2 \cdot \frac{25 \times 4,205}{8,33}$$

$$P = 43,25 \cdot S$$

1.1.2 Convoi Bc :



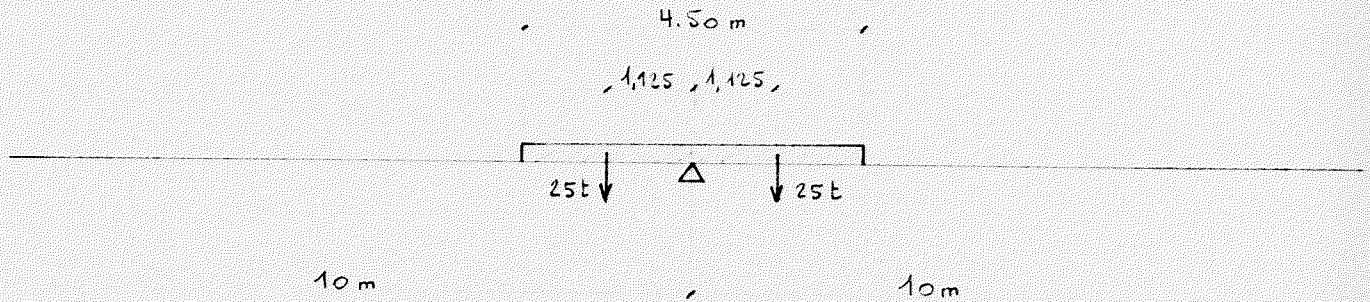
$$R = 1,2 \times S \times P \cdot \frac{\frac{2,33}{2} + 6,83 + 8,33 + \frac{3,33}{2}}{8,33}$$

$$R = 1,2 \times S \times 6 \times 2,19$$

$$R = 15,768 S$$

1.2 : Travée 30 m. Espacement des entretoises $\frac{30}{3} = 10 \text{ m}$.

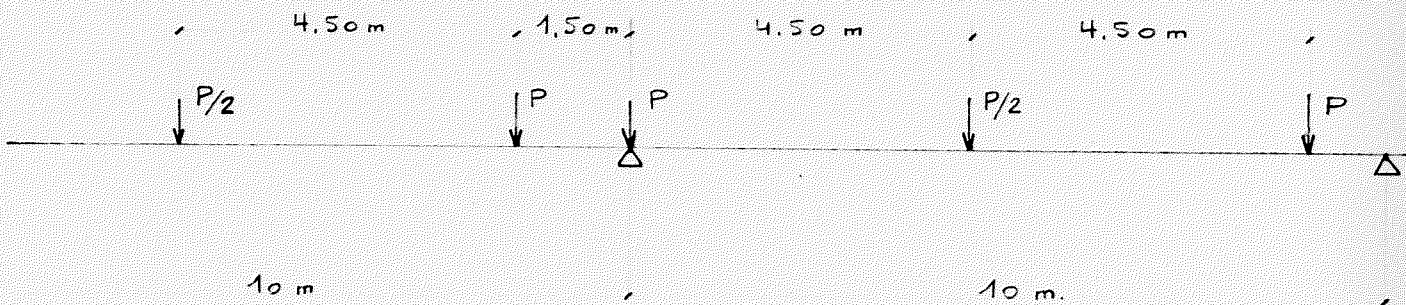
1.2.1 Convoi militaire



$$P = 5 \cdot 2 \cdot \frac{95 \times 8,875}{10}$$

$$P = 44,375 \cdot 5$$

1.2.2 Convoi Bc

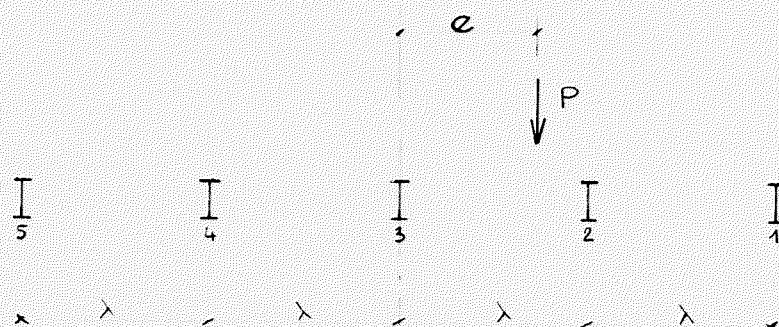


$$R = 1,2 \times 5 \times P \frac{\frac{4}{2} + 8,5 + 10 + \frac{5,5}{2} + 1}{10}$$

$$R = 1,2 \times 5 \times 6 \times 2,425$$

$$R = 17,46 \cdot 5$$

2 - Répartition transversale :



Soient :

- P : la résultante des forces appliquées agissant dans une section transversale de l'ouvrage.
- e : l'excentricité de cette résultante, c'est à dire la distance de sa ligne d'action au plan vertical axial des poutres.
- n : le nombre de poutre.
- λ : l'écartement des poutres.

La numérotation des poutres étant définie sur la figure ci-dessus ; la valeur de la réaction apportée par les entretoises sur la poutre considérée R_i a pour valeur :

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \cdot \frac{(n+1) - 2i}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{\lambda} \right]$$

3 - Sollicitations des entretoises :

3.1 Plateformes B et C , travées 1 et 1' portée 25 m.

L'espacement des poutres pour les plateformes B et C , travées 1 et 1' variant peu (2,03 m à 2,00 m). Nous calculons les sollicitations de ces entretoises pour le cas le plus défavorable, celui où l'espacement des poutres est de 2,03 m.

3.1.1 Réactions sur les poutres:

$$n = 5$$

$$\lambda = 2,03$$

$$R_1 = \frac{P}{5} (1 + 0,493 \alpha)$$

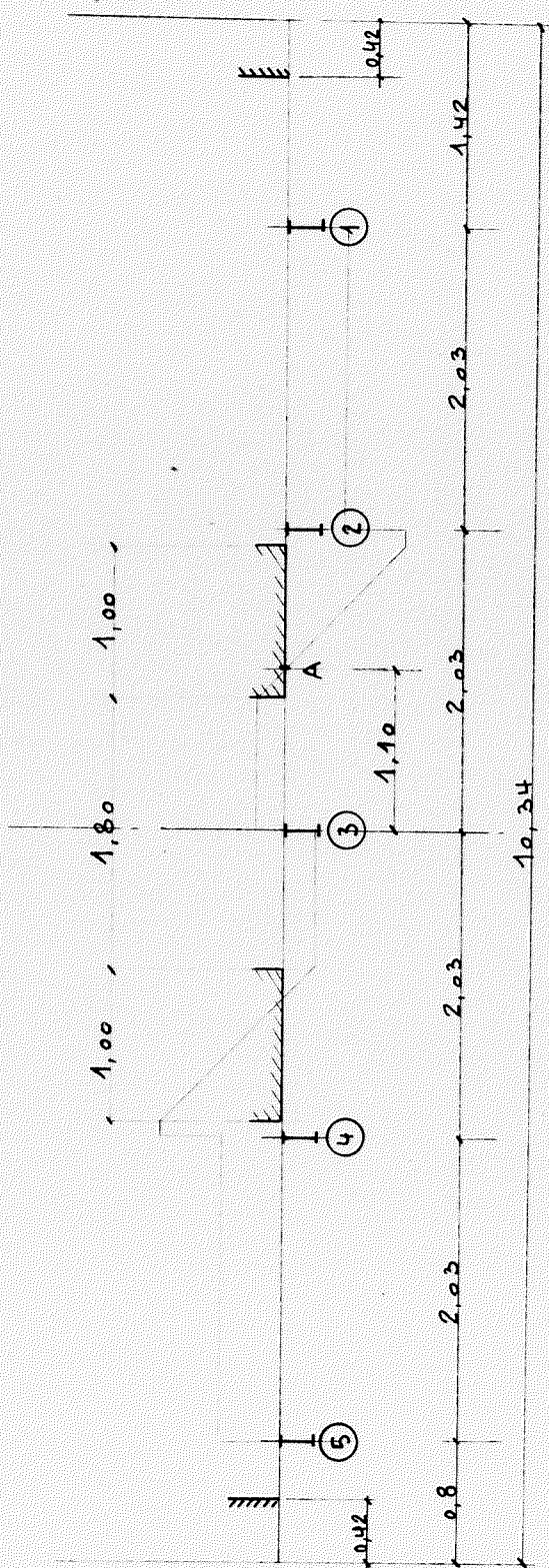
$$R_2 = \frac{P}{5} (1 + 0,246 \alpha)$$

$$R_3 = \frac{P}{5}$$

$$R_4 = \frac{P}{5} (1 - 0,246 \alpha)$$

$$R_5 = \frac{P}{5} (1 - 0,493 \alpha)$$

3.1.2 Char placé au centre.



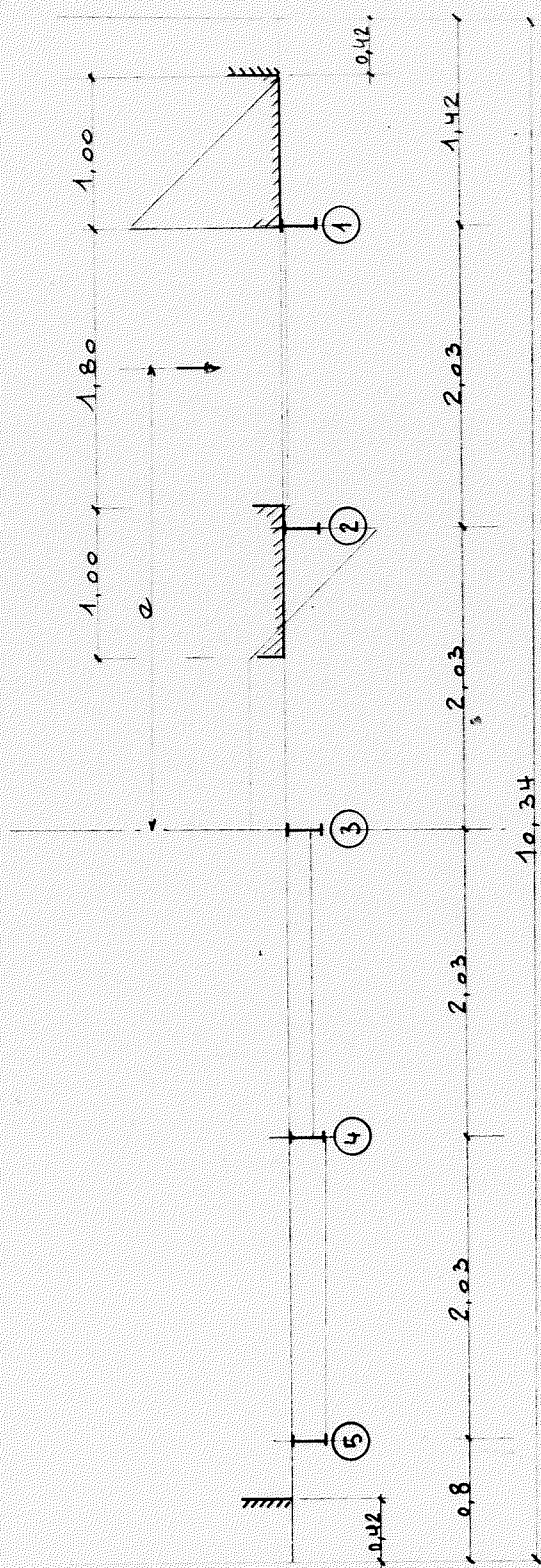
$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{2}{5} P = 0,4 P$$

$$\text{Effort tranchant max: } T = 0,8 P$$

$$\text{Moment fléchissant max: } M_A = 0,4 P (2,96 + 0,93) - \frac{0,8^2}{2} P$$

$$M_A = 1,236 \cdot P$$

3.1.3 Char placé latéralement.



$$a = 3,16 \quad R_1 = \frac{2}{5} P [1 + (0,493 \times 3,16)] = 1,023 P$$

$$R_2 = \frac{2}{5} P [1 + (0,246 \times 3,16)] = 0,711 P$$

$$R_3 = \frac{2}{5} P = 0,40 P$$

$$R_4 = \frac{2}{5} P [1 - (0,246 \times 3,16)] = 0,089 P$$

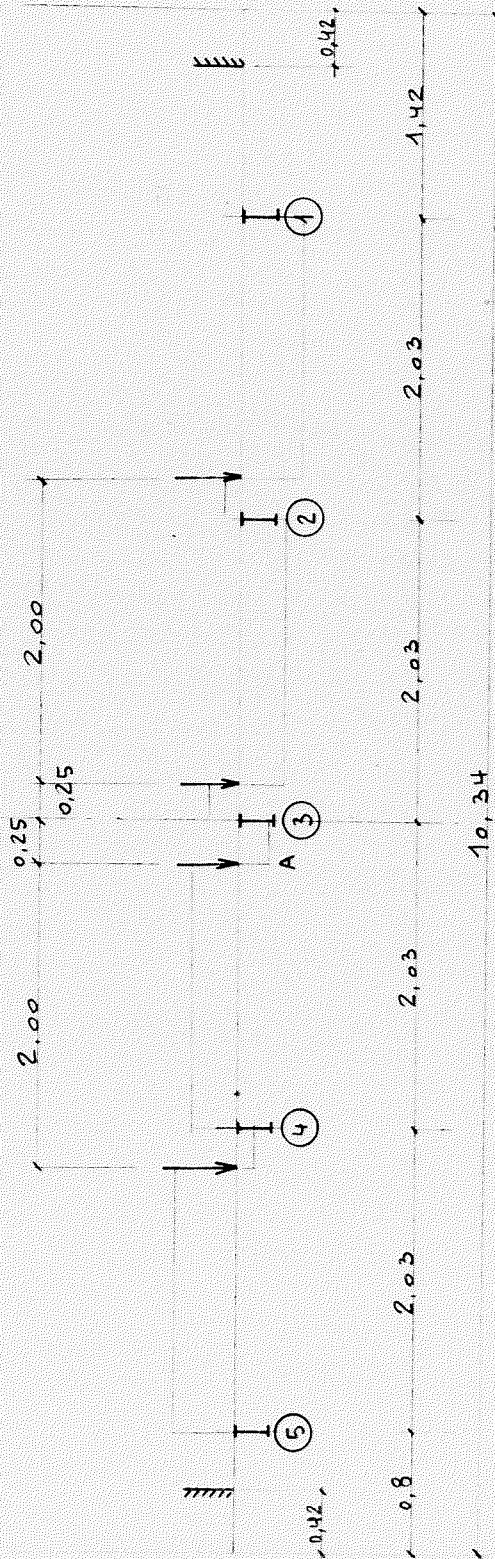
$$R_5 = \frac{2}{5} P [1 - (0,493 \times 3,16)] = -0,223 P$$

Effort tranchant max. : $T = 0,5 P$

Moment fléchissant max. : $M_3 = P [-(0,223 \times 4,06) + (0,089 \times 2,03)]$

$$M_3 = -0,725 P$$

3.1.4 2 convois Bc places au centre.



$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{4}{5} R = 0.8 R$$

E_{effort} tranchant max. : $T = 0,8 R$

Moment fléchissant max : $M_A = 0,8 R (3,81 + 1,78) - 2 R$

$$M_A = 2,472 \text{ R}$$

$$M_3 = -2,127 \cdot R$$

3-1-6 Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Plateformes B et C, travées 1 et 1', portée 25 m.

Espacement des poutres : 2,03 m

Espacement des entretoises : $\frac{25}{3} = 8,33$ m

MOMENTS MAX		
	$M^t > 0$	$M^t < 0$
Convoi militaire	$M^t = 1,236 \cdot P$ $P = 43,25 \times 1,128 = 48,786 \text{ t}$ $M^t = 60,3 \text{ tm}$	$M^t = -0,125 \cdot P$ $P = 48,786 \text{ t}$ $M^t = -35,4 \text{ tm}$
Convoi Bc	$M^t = 2,472 \cdot R$ $R = 15,768 \times 1,138 = 17,94 \text{ t}$ $M^t = 44,4 \text{ tm}$	$M^t = -2,127 \cdot R$ $R = 17,94 \text{ t}$ $M^t = -38,20 \text{ tm}$

EFFORTS TRANCHANTS MAX	
Convoi militaire	$T = 0,8 \cdot P \quad (P = 48,786 \text{ t})$ $T = 39 \text{ t}$
Convoi Bc	$T = 1,332 \cdot R \quad (R = 17,94 \text{ t})$ $T = 23,9 \text{ t}$

3.2 tronc commun, travée 3, portée 25 mètres

L'espacement des poutres dans cette travée variant de 2,215 à 2,94 m. Nous calculons les sollicitations pour un entr'axes de poutres de 2,70 mètres.

3.2.1 Réactions sur les poutres:

$$n = 5$$

$$\lambda = 2,70$$

$$R_1 = \frac{P}{5} (1 + 0,37 \alpha)$$

$$R_2 = \frac{P}{5} (1 + 0,185 \alpha)$$

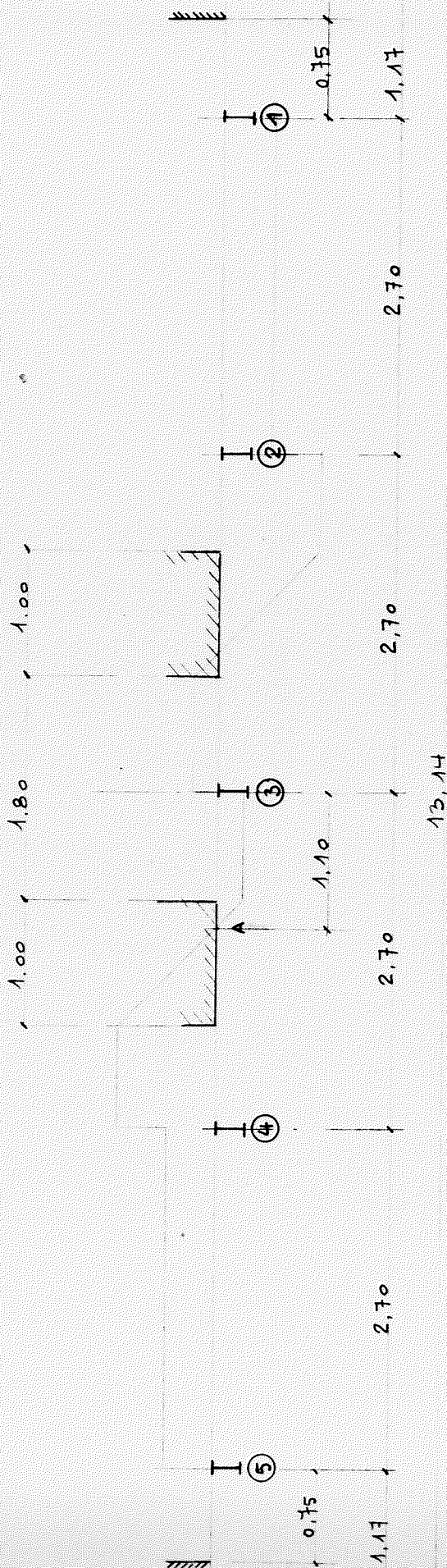
$$R_3 = \frac{P}{5}$$

$$R_4 = \frac{P}{5} (1 - 0,185 \alpha)$$

$$R_5 = \frac{P}{5} (1 - 0,37 \alpha)$$

3-2-2-

Char placé au centre.



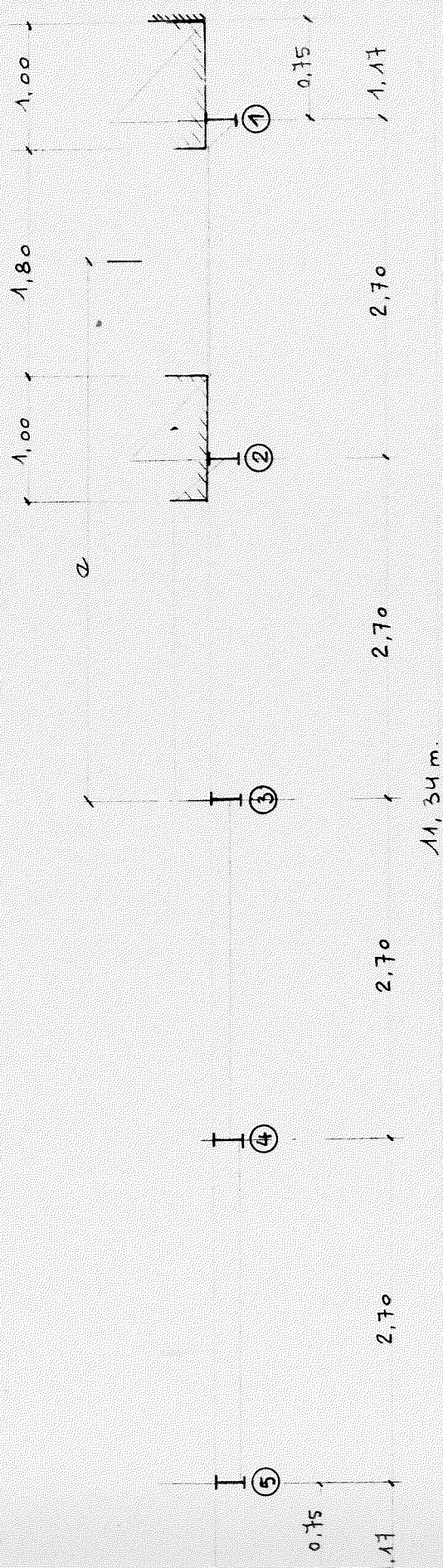
$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{2}{5} \cdot P = 0,4 \cdot P$$

$$\text{Effort tranchant max. : } T = 0,8 P$$

$$\text{Moment fléchissant max. : } M_A = 0,4 P (4,5 + 1,6) - \frac{0,8^2}{2} P$$

$$M_A = 2,04 \cdot P$$

3.2.3. Char placé latéralement



$$a = 4.25 \quad R_1 = \frac{2}{5} P [1 + (0.37 \times 4.25)] = 1.029 P$$

$$R_2 = \frac{2}{5} P [1 + (0.185 \times 4.25)] = 0.7145 P$$

$$R_3 = \frac{2}{5} P = 0.4 P$$

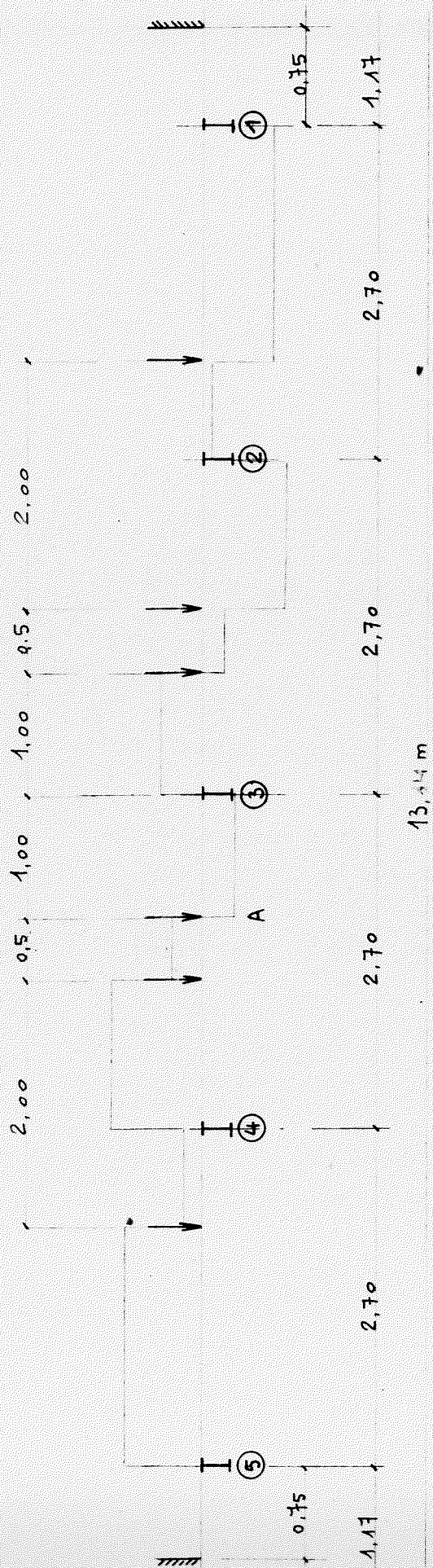
$$R_4 = \frac{2}{5} P [1 - (0.185 \times 4.25)] = 0.0855 P$$

$$R_5 = \frac{2}{5} P [1 - (0.37 \times 4.25)] = -0.229 P$$

Effort tranchant max. : $T = 0.62 P$

Moment fléchissant max. : $M_3 = P [(-0.229 \times 5.4) + (0.0855 \times 2.7)]$

$$M_3 = -1.01 P$$



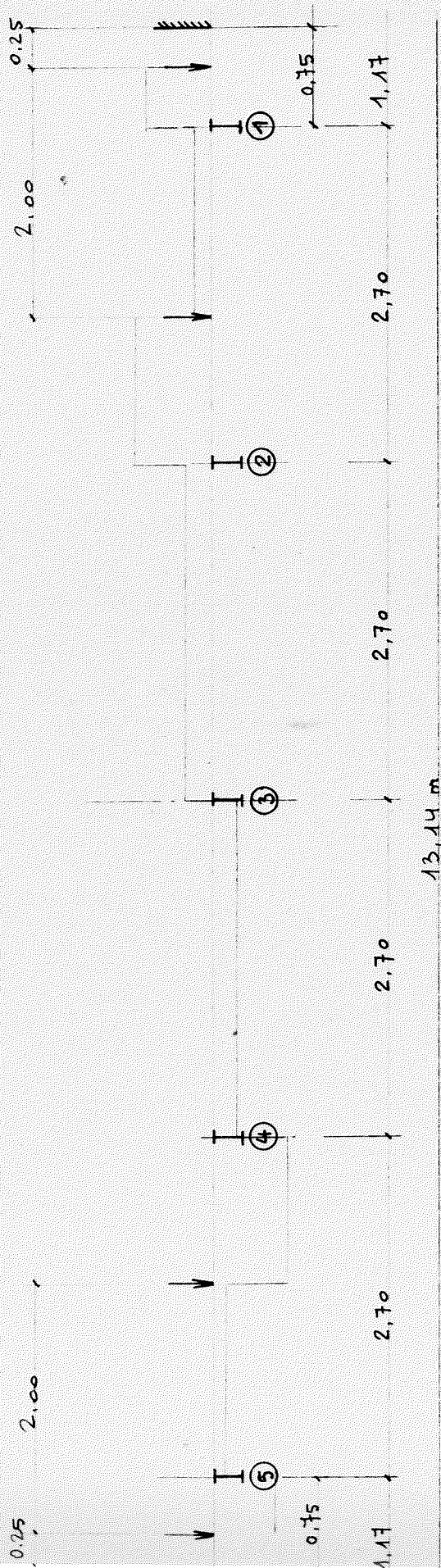
$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{6}{5} \quad R = 1,2 R$$

Effort tranchant max. : $T = 1,4 R$

Moment $\overset{N.P.}{\text{technisant max.}}$: $M_A = 1,2 R (1,7 + 4,40) - (0,5 + 2,5) R$

$$M_A = 4,32 \cdot R$$

3-2-6- 2 convois Bc placés latéralement aux positions extrêmes



$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{4}{5} \cdot R = 0.8 \cdot R$$

$$\text{Effort tranchant max.} : T = 1.2 \cdot R$$

$$\text{Moment fléchissant max.} : M_s = 0.8 R (5.4 + 2.7) - (5.9 + 3.9) R$$

$$M_s = - 3.32 \cdot R$$

3-2-7. Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Tronc commun, travée 3, portée 25 mètres

Espacement des poutres : 2.70 m

Espacement des entretoises : $\frac{25}{3} = 8.33$ m

MOMENTS MAX		
	$M^t > 0$	$M^t < 0$
Convoi militaire	$M^t = 2.04 \cdot P$ $P = 43.25 \times 1.119 = 48.4 \text{ t}$ <u>$M^t = 98.73 \text{ tm}$</u>	$M^t = -1.01 \cdot P$ $P = 48.4 \text{ t}$ $M^t = -48.9 \text{ tm}$
Convoi Bc	$M^t = 4.32 \cdot R$ $R = 15.768 \times 1.155 = 18.21 \text{ t}$ $M^t = 78.7 \text{ tm}$	$M^t = -3.32 \cdot R$ $R = 18.21 \text{ t}$ <u>$M^t = -60.5 \text{ tm}$</u>

EFFORTS TRANCHANTS MAX	
Convoi militaire	$T = 0.8 \cdot P$ ($P = 48.4 \text{ t}$) <u>$T = 38.7 \text{ t}$</u>
Convoi Bc	$T = 1.6 \cdot R$ ($R = 18.21 \text{ t}$) $T = 29.14 \text{ t}$

3.3 trone commun, travée 4, portée 25 mètres.

L'espacement des poutres dans cette travée variant de 2,05 à 2,215 m. Nous calculons les sollicitations pour un entre-axes de poutres de 2,125 m.

3.3.1 Réactions sur les poutres:

$$n = 5$$

$$\lambda = 2,125$$

$$R_1 = \frac{P}{5} (1 + 0,47 \alpha)$$

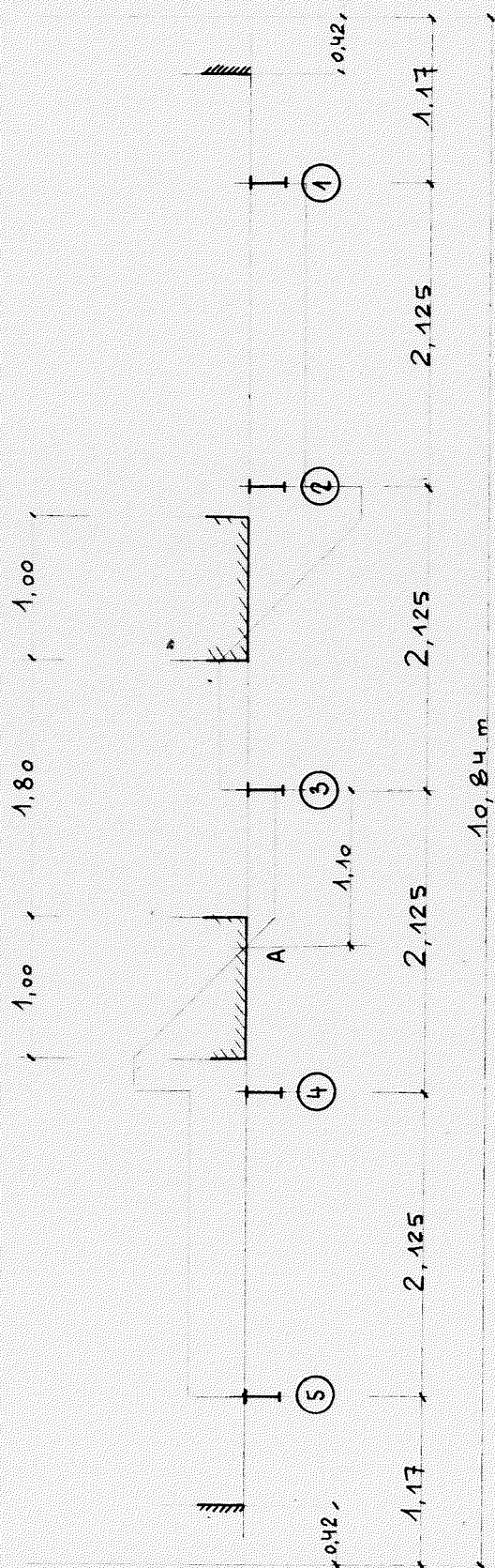
$$R_2 = \frac{P}{5} (1 + 0,235 \alpha)$$

$$R_3 = \frac{P}{5}$$

$$R_4 = \frac{P}{5} (1 - 0,235 \alpha)$$

$$R_5 = \frac{P}{5} (1 - 0,47 \alpha)$$

3.3.2. Char placé au centre.



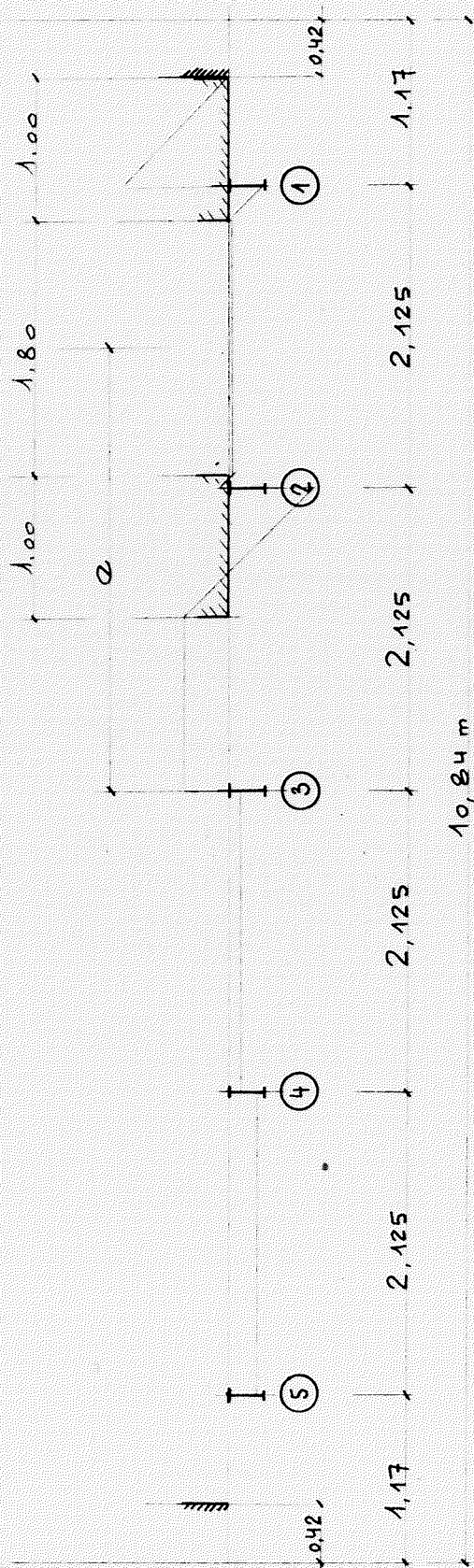
$$R_1 = R_2 = R_4 = R_5 = \frac{2}{5} P = 0.4 P$$

$$\text{Effort tranchant max.} : T = 0.8 P$$

$$\text{Moment fléchissant max.} : M_A = 0.4 P (3.15 + 1.025) - \frac{0.8^2}{2} P$$

$$M_A = 1.35 P$$

3.3.3. Char placé latéralement.



$$a = 3,1 \quad R_1 = \frac{2}{5} P [1 + (0,47 \times 3,1)] = 0,983 P$$

$$R_2 = \frac{2}{5} P [1 + (0,235 \times 3,1)] = 0,691 P$$

$$R_3 = \frac{2}{5} P = 0,40 P$$

$$R_4 = \frac{2}{5} P [1 - (0,235 \times 3,1)] = 0,109 P$$

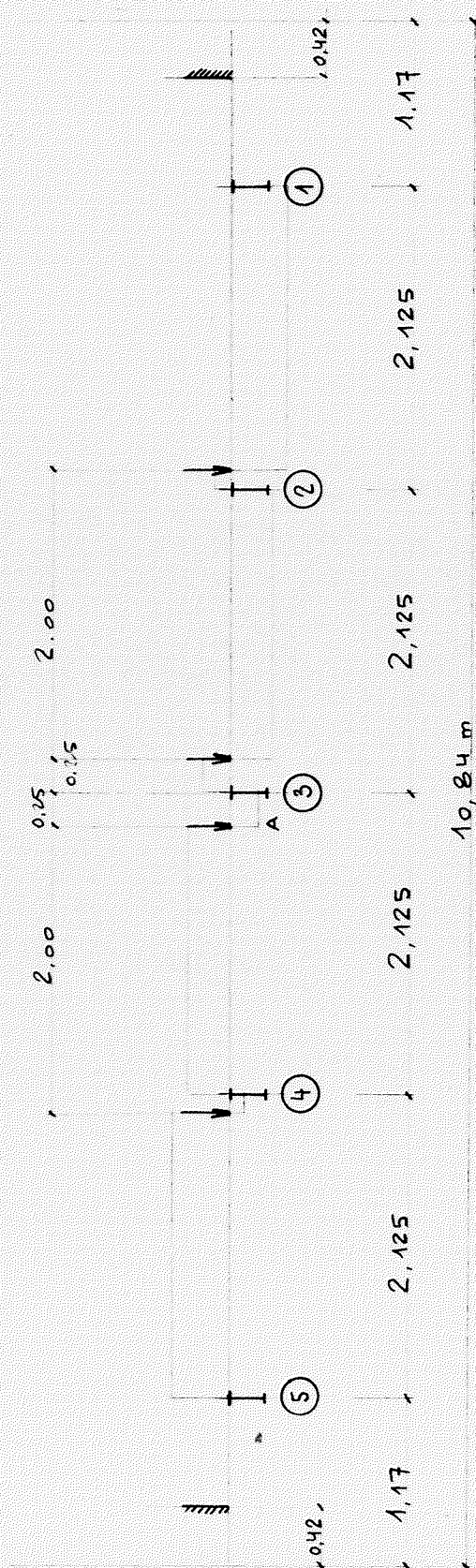
$$R_5 = \frac{2}{5} P [1 - (0,47 \times 3,1)] = -0,183$$

Effort tranchant max.: $T = 0,6 P$

Moment fléchissant max.: $M_3 = P [(-0,183 \times 4,15) + (0,109 \times 2,125)]$

$$M_3 = -0,55 P$$

3.3-4 : 2 combs Bc placés au centre.



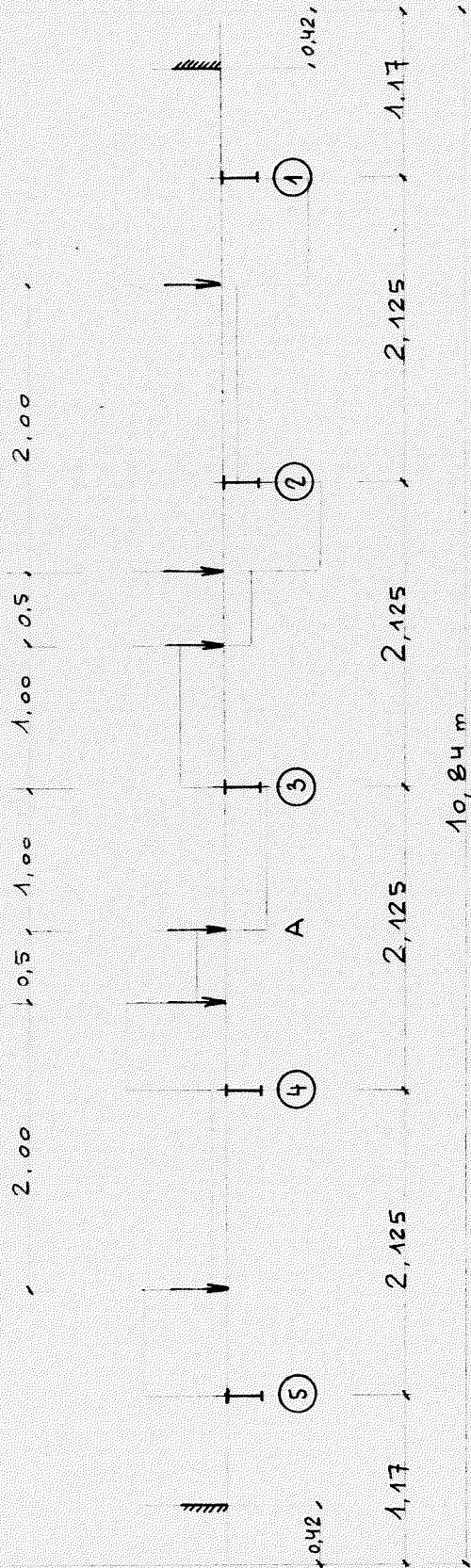
$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{4}{5} R = 0.8 R$$

Effort tranchant max. $T = 0.8 R$.

Moment fléchissant max. $M_A = 0.8 R (4.00 + 1.875) - 2 R$

$$M_A = 2.7 R$$

3-3-5- 3 convois Bc placés au centre.*



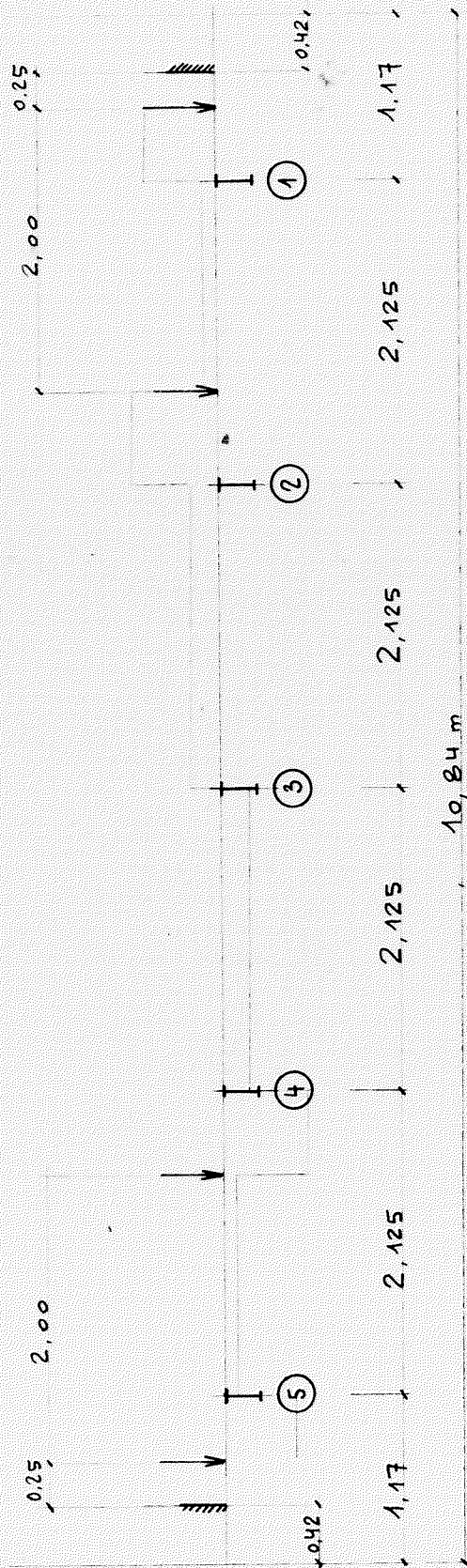
$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{6}{5} \cdot R = 1.2 \cdot R$$

$$\text{Effort tranchant max.} : T = 1.4 \cdot R$$

$$\text{Moment fléchissant max.} : M_A = 1.2 R (3.25 + 1.125) - (0.5 + 2.5) R$$

$$M_A = 2.25 \cdot R$$

3.3.6. 2 convois Bc placés latéralement aux positions extrêmes.



$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = \frac{4}{5} R = 0,8 R$$

$$\text{Effort tranchant max.: } T = 1,2 R$$

$$\text{Moment fléchissant max.: } M_3 = 0,8 R (4,25 + 2,125) - (4,75 + 2,75) R$$

$$M_3 = -2,4 R$$

3-3-7- Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Tronc commun, travée 4, portée 25 mètres

Espacement des poutres : 2,125 m

Espacement des entretoises : $\frac{25}{3} = 8,33$ m

MOMENTS MAX		
	$M^t > 0$	$M^t < 0$
Convoi militaire	$M^t = 1,35 \cdot P$ $P = 43,25 \times 1,125 = 48,7 \text{ t}$ <u>$M^t = 65,7 \text{ tm}$</u>	$M^t = -0,55 \cdot P$ $P = 48,7 \text{ t}$ $M^t = -26,8 \text{ tm}$
Convoi Bc	$M^t = 2,7 \cdot R$ $R = 15,768 \times 1,165 = 18,37 \text{ t}$ $M^t = 49,6 \text{ tm}$	$M^t = -2,4 \cdot R$ $R = 18,37 \text{ t}$ <u>$M^t = -44,1 \text{ tm}$</u>

EFFORTS TRANCHANTS MAX	
Convoi militaire	$T = 0,8 \cdot P$ ($P = 48,7 \text{ t}$) <u>$T = 39 \text{ t}$</u>
Convoi Bc	$T = 1,4 \cdot R$ ($R = 18,37 \text{ t}$) $T = 25,7 \text{ t}$

3.4 - Plateformes B et C, travées 2 et 2', portée 30 m.

Les résultats obtenus dans le calcul des précédentes entretoises (paragraphe 3.1, 3.2, 3.3) nous permettent de tirer deux conclusions relatives aux sollicitations auxquelles ces dernières sont soumises.

— la valeur du moment fléchissant croît proportionnellement à la distance existant entre les poutres principales.

— la valeur des efforts tranchants reste la même, elle est indépendante de la distance existant entre les poutres principales.

De ce fait, nous adoptons pour ces deux ouvrages la répartition suivante.

— les entretoises dans les files de rives adjacentes des deux travées considérées seront identiques à celles de la travée du tronc commun, travée 3.

— les autres entretoises seront identiques à celles des travées 1 et 1' des plateformes B et C.

Remarque. Il apparaît dans le chapitre 1 (répartition longitudinale) que le convoi militaire, dont les effets sont prépondérants dans le calcul des entretoises, a une influence sensiblement égale que la travée ait une portée de 25 ou 30 mètres.

pour 25 mètres $P = 43.25 \times 1.128 = 48.79 \text{ t}$

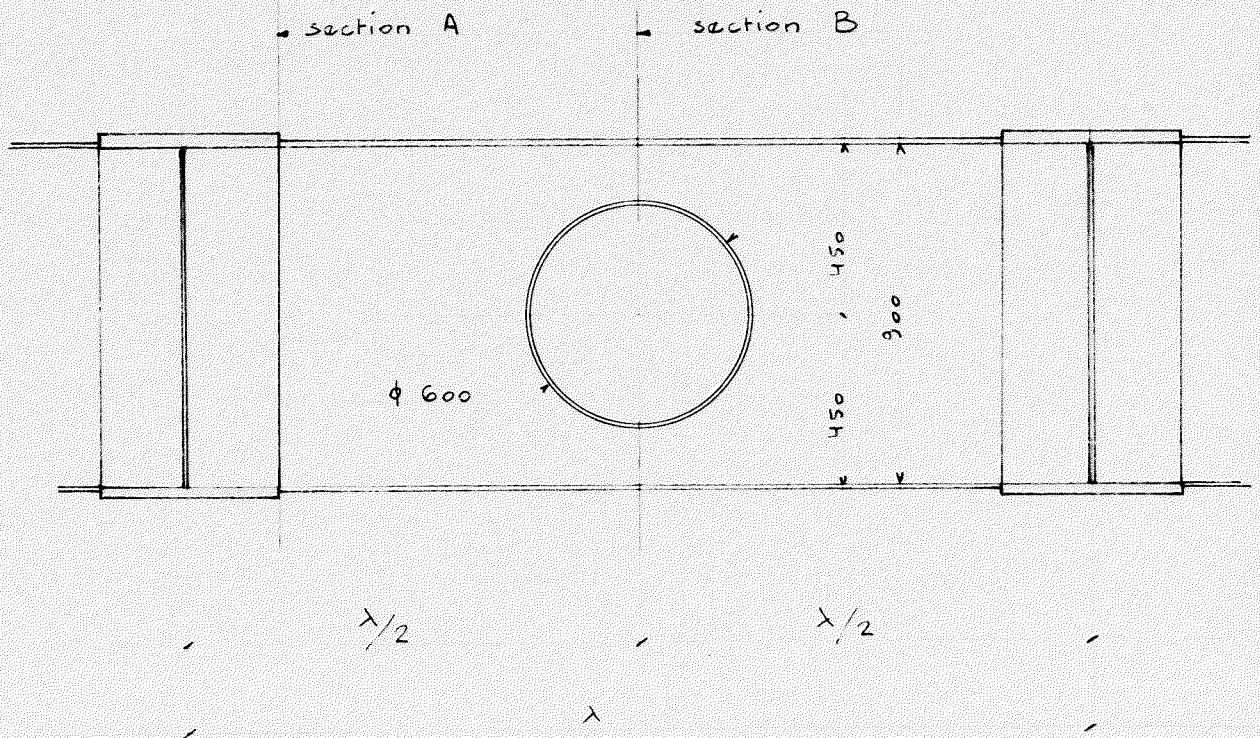
pour 30 mètres $P_1 = 44.375 \times 1.109 = 49.21 \text{ t}$

Nous adoptons donc les résultats obtenus pour les travées de 25 mètres.

4 - Sections des entretoises

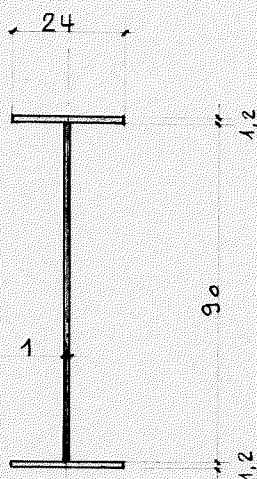
Nous adoptons pour l'ensemble des entretoises un profil composé à âme pleine. Dans l'âme est situé un orifice circulaire placé dans l'axe transversal de chaque entretoise.

Nous considérons par excès les sollicitations obtenues (effort tranchant et moment fléchissant max.) constantes sur la longueur de l'entretoise et nous vérifions les contraintes au droit des sections A et B, telles qu'elles sont représentées sur la figure ci-dessous.



4.1 - Plateformes B et C traversées 1 et 1'.

4.1.1. Section a.



$$M_{\max}^f = 60.300 \text{ Kg.m}$$

$$\Omega = 147,60 \text{ cm}^2$$

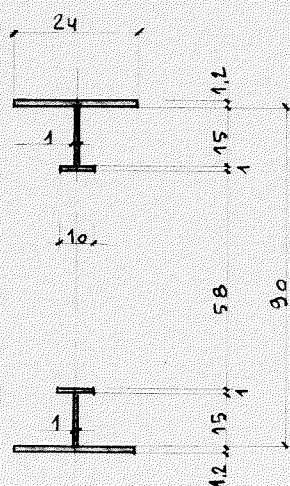
$$I = 180.528 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 3907,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = 15,43 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.1.2. Section b.

4.1.2.1. Contrainte de flexion:



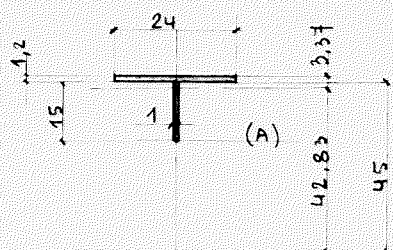
$$\Omega = 107,60 \text{ cm}^2$$

$$I = 179.935 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 3.894,6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{1f} = 15,48 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.1.2.2. Contrainte de cisaillement:



$$\sigma_c = \frac{T \cdot M_s}{I \cdot a}$$

$$\Omega = 43,30 \text{ cm}^2. \quad M_s = 43,8 \times 42,83 = 1876 \text{ cm}^3$$

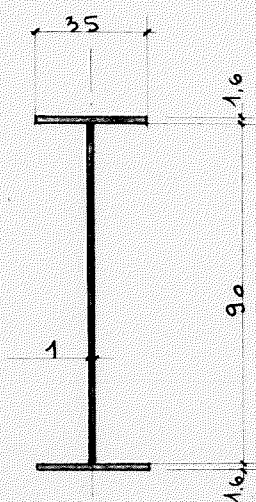
$$\text{en (A)}: \sigma_c = \frac{39.000 \times 1876}{179.935 \times 1} = 4,07 < 9,6 \text{ kg/mm}^2$$

4.1.2.3. Remarque:

La justification des contraintes complexes: $\sigma_f^2 + 4 \sigma_c^2$ étant très inférieure à la limite $0,81 \text{ N}^2$, nous ne la faisons pas apparaître.

4.2 tronc commun, travée 3.

4.2.1. Section a.



$$M^+_{f_{\max}} = 98.730 \text{ kg.m}$$

$$\Omega = 202 \text{ cm}^2$$

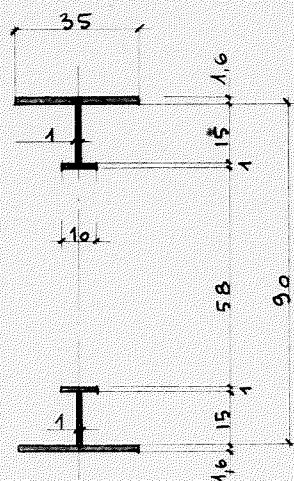
$$I = 295.710 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 6.345,7 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = 15,56 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.2.2. Section b.

4.2.2.1. Contrainte de flexion:



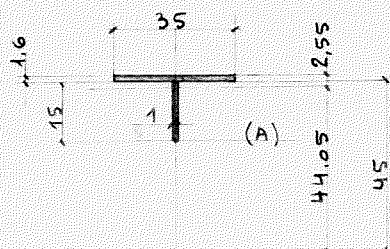
$$\Omega = 162 \text{ cm}^2$$

$$I = 295.116 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 6.333 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{1f} = 15,59 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.2.2.2. Contrainte de cisaillement:



$$\sigma_c = \frac{T \cdot M_s}{I \cdot a}$$

$$\Omega = 71 \text{ cm}^2 \quad M_s = 71 \times 44,05 = 3.127 \text{ cm}^3$$

$$\text{en (A): } \sigma_c = \frac{38700 \times 3127}{295.116 \times 1} = 4,10 < 9,6 \text{ kg/mm}^2$$

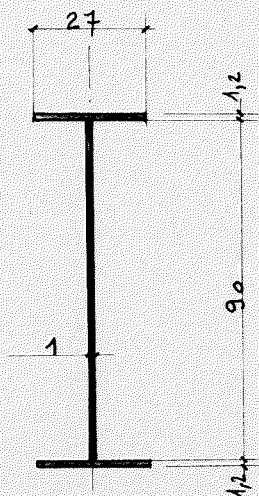
4.2.2.3. Remarque:

La justification des contraintes complexes: $\sigma_f^2 + 4 \sigma_c^2$

étant très inférieure à la limite 0,81 σ^2 , nous ne la faisons pas apparaître.

4.3 - tronc commun, travée 4

4.3.1. Section a.



$$M_{\max}^f = 65.700 \text{ kgm}$$

$$\Omega = 154,80 \text{ cm}^2$$

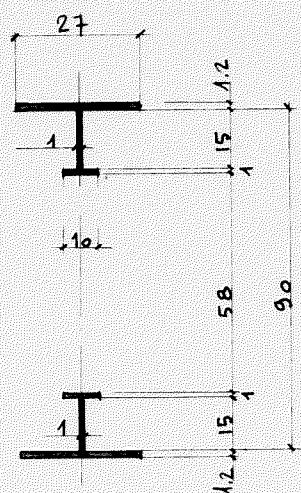
$$I = 195.500 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 4231,6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = 15,53 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.3.2. Section b.

4.3.2.1. Contrainte de flexion:



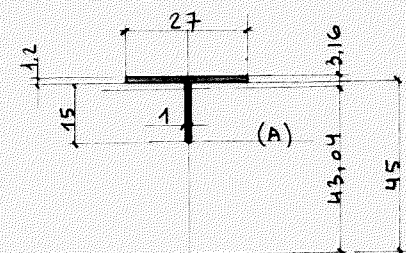
$$\Omega = 114,80 \text{ cm}^2$$

$$I = 194.907 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = 4.218,8 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{1f} = 15,57 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.3.2.2. Contrainte de cisaillement:



$$\tau_c = \frac{T \cdot M_s}{I \cdot e}$$

$$\Omega = 47,4 \text{ cm}^2. \quad M_s = 47,4 \times 43,04 = 2040 \text{ cm}^3$$

$$\text{en (A): } \tau_c = \frac{39000 \times 2040}{194.907 \times 1} = 4,08 < 9,6 \text{ kg/mm}^2$$

4.3.2.3. Remarque:

La justification des contraintes complexes: $\sigma_f^2 + 4 \tau_c^2$ étant très inférieure à la limite $0,81 \text{ N}^2$, nous ne la faisons pas apparaître.

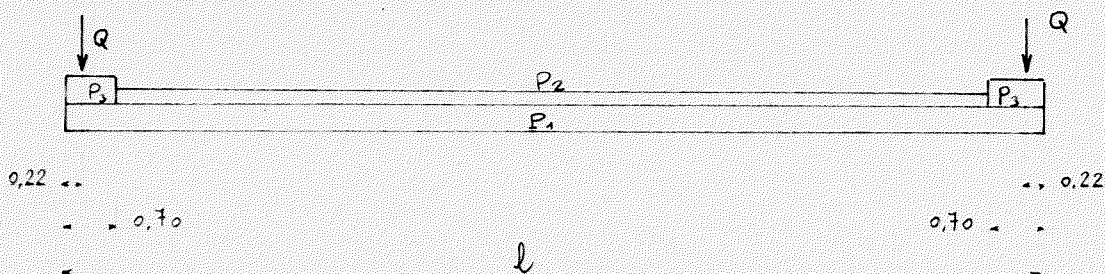
CHEVÊTRES

1. Chevêtre sur appui 1 Bretelle B.

Les répartitions transversales dans les deux travées de partie moyenne 25 et 30 sont considérées comme identiques.

1.1. : Charges permanentes :

Les réactions des entretoises sur les poutres pour une charge P excentrée d'une distance e par rapport à l'axe de la poutre ont pour valeur



$$R_i = \frac{P}{n} \left\{ 1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot \frac{e}{\lambda} \right\}$$

$$n = 5$$

$$\lambda = 2,05 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,493 e)$$

$$R_2 = 0,2 P (1 + 0,247 e)$$

$$R_3 = 0,2 P$$

$$R_4 = 0,2 P (1 - 0,247 e)$$

$$R_5 = 0,2 P (1 - 0,493 e)$$

Désignons par :

- $S_1 - S_2 - S_3 - S_4$ - les aires de la ligne d'influence de la réaction d'appui dans les travées 1.2.3.4.

- $P_{1i} - P_{2i} - P_{3i} - P_{4i}$ - : les densités des charges permanentes que supporte la poutre i dans les différentes travées.

Les réactions d'appui sous les charges permanentes ont pour valeur :

$$R_i = P_{1i} \cdot S_1 + P_{2i} \cdot S_2 + P_{3i} \cdot S_3 + P_{4i} \cdot S_4$$

Valeurs de P_{ni} :

(Extraits du chapitre calcul des poutres)

	Travée 1	Travée 2	Travée 3.	Travée 4.
Poutre 1.	2036,7Kg/m	2036,7Kg/m	$\frac{5.2086,4}{9}$ 1159,1Kg/m	$\frac{5.1846,4}{9}$ 1025,8Kg/m
Poutre 2.	1901,6 "	1901,6 "	" 1159,1 "	" 1025,8 "
Poutre 3.	1766,4 "	1766,4 "	" 1159,1 "	" 1025,8 "
Poutre 4.	1631,3 "	1631,3 "	" 1159,1 "	" 1025,8 "
Poutre 5.	1496,1 "	1496,1 "	" 1159,1 "	" 1025,8 "

Réactions des poutres sur le chevetre

avec : $s_1 = 15,5687 \text{ m}$; $s_2 = 17,1949 \text{ m}$; $s_3 = -2,2739 \text{ m}$; $s_4 = 0,813 \text{ m}$

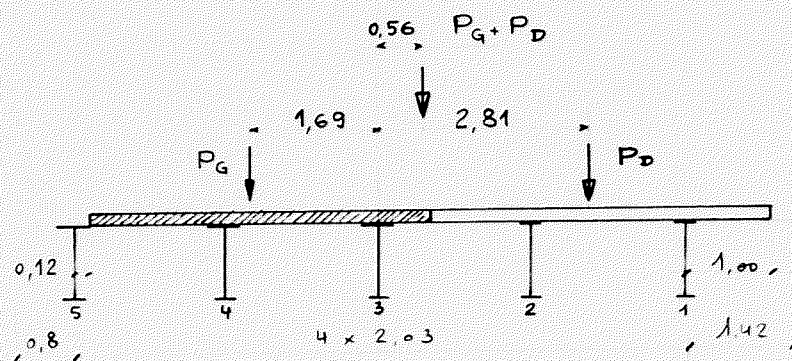
Poutres	$s_1 P_1$	$s_2 P_2$	$s_3 P_3$	$s_4 P_4$	S_{npn}
Poutre 1.	21709 Kg	35021 Kg	-2636 Kg	834 Kg	64928 Kg
Poutre 2.	29605 "	32698	-2636 "	834 Kg	60501 Kg
Poutre 3.	27501 "	30373	-2636 "	834 Kg	56072 Kg
Poutre 4.	25397 "	28050	-2636 "	834 Kg	51646 Kg
Poutre 5.	23292 "	25725	-2636 "	834 Kg	47215 Kg

1.2. Surcharge A.

La réaction maximum est obtenue en surchargeant les 1^o et 2^o travées
la densité de la surcharge A a alors pour valeur $A (55m) = 908,586 \text{ Kg/m}^2$

Détermination des coefficients Δ_i et Γ_i

$P_G \rightarrow$ 1 Voie à gauche
 $P_D \rightarrow$ 1 Voie à droite
 $P_G + P_D \rightarrow$ 2 Voies chargées



Les voies de circulation sont au nombre de 2 et ont une largeur de 4,5 m.

Γ_i : Γ_i est le coefficient qu'il faut appliquer à la valeur de la surcharge A pour connaître la part isostatique de surcharge reportée sur la poutre i

Δ_i : Δ_i est le coefficient qu'il faut appliquer à la valeur de la surcharge pour obtenir la réaction des entretoises sur la poutre i.

si $P = \Delta l$ où l est la largeur surchargée

$$\Delta_i = 0,2 L \left(1 + \frac{36 - 12 i \cdot e}{48,72} \right)$$

Poutres	$\Gamma_i \Delta_i$	P _G	P _G + P _D	P _D
Poutre 1.	A . Γ_1	0	$A (1 + \frac{2,03}{2}) = 1831 \text{ Kg/ml}$	$A (\frac{1 + 2,03}{2}) = 1831 \text{ Kg/ml}$
	A . Δ_1	136 Kg/ml	2087 Kg/ml	1951 Kg/ml
Poutre 2.	A . Γ_2	$A (\frac{0,56^2}{4,06}) = 70 \text{ Kg/ml}$	$A \times 2,03 = 1844 \text{ Kg/ml}$	$A (2,03 - \frac{0,56^2}{4,06}) = 1774 \text{ Kg/ml}$
	A . Δ_2	476 Kg/ml	1862 Kg/ml	1385 Kg/ml
Poutre 3.	A . Γ_3	$A (\frac{2,03}{2} + \frac{0,56 - \frac{0,56^2}{4,06}}{4,06}) = 1361$	$A \times 2,03 = 1844 \text{ Kg/ml}$	$A (\frac{2,03}{2} - \frac{0,56 - \frac{0,56^2}{4,06}}{4,06}) = 484 \text{ Kg}$
	A . Δ_3	818 Kg/ml	1636 Kg/ml	818 Kg/ml
Poutre 4.	A . Γ_4	$A (2,03 - \frac{0,12^2}{4,06}) = 1841 \text{ Kg/ml}$	$A (2,03 - \frac{0,12^2}{4,06}) = 1841 \text{ Kg/ml}$	0
	A . Δ_4	1159 Kg/ml	1409 Kg/ml	250 Kg/ml
Poutre 5.	A . Γ_5	$A (\frac{2,03}{2} - \frac{0,12 + \frac{0,12^2}{4,06}}{4,06}) = 816$	$A (\frac{2,03}{2} - \frac{0,12 + \frac{0,12^2}{4,06}}{4,06}) = 816 \text{ Kg}$	0
	A . Δ_5	1499 Kg/ml	1184 Kg/ml	- 315 Kg/ml

Désignons par S_1, S_2 , les aires de la ligne d'influence de la réaction d'appui pour les travées 1 et 2.

Y_1, Y_2 , les ordonnées de la même ligne d'influence au $1/3$ de l'abscisse "d" des entretoises adjacentes, soit au $1/9$ de la longueur de chacune des travées.

La réaction d'appui pour un cas de charge donné et pour la poutre i aura pour valeur :

$$R_i = A \cdot \Delta_i (S_1 + S_2) + (Y_1 \frac{d_1}{2} + Y_2 \frac{d_2}{2}) (A \nabla_i - A \Delta_i)$$

- Réactions des poutres sur les chevêtres.

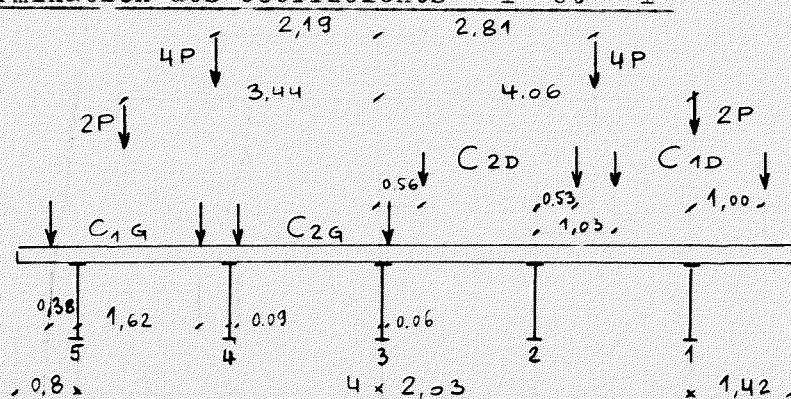
avec : $S_1 = 15,5687 \text{ m}$, $Y_1 = 0,982$, $d_1 = 8,333 \text{ m}$

$S_2 = 17,1949 \text{ m}$, $Y_2 = 0,981$, $d_2 = 10 \text{ m}$

Cas de charge	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
P G	$\sum p \Delta S$	4456 Kg	15596 Kg	26801 Kg	37973 Kg
	$\sum Y \frac{d}{2}$	-1224	-3658	4885	6136
	R_i	3232 Kg	11943 Kg	31686 Kg	44109 Kg
P G + P D	$\sum p \Delta S$	68378 Kg	61006 Kg	55601 Kg	46164 Kg
	$\sum Y \frac{d}{2}$	-2303	-162	1871	3886
	R_i	66075 Kg	60844 Kg	55473 Kg	50050 Kg
P D	$\sum p \Delta S$	63922 Kg	45378 Kg	26801 Kg	8191 Kg
	$\sum Y \frac{d}{2}$	-1080	3500	-3005	-2249
	R_i	62842 Kg	48877 Kg	27796 Kg	5942 Kg

1.3. : Convoi Bc

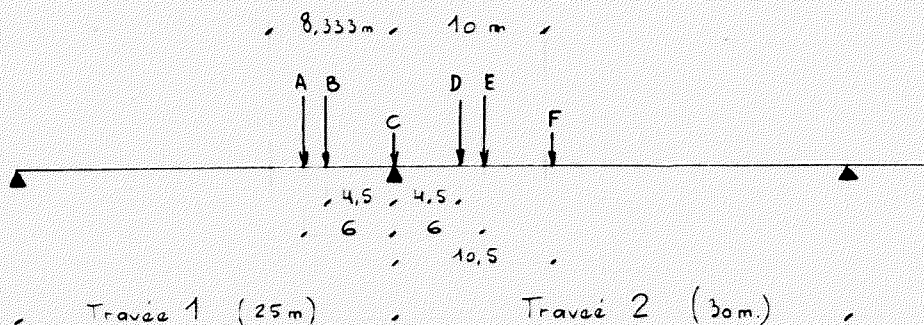
Les réactions sur l'appui seront maximum lorsque le convoi est centré longitudinalement sur l'appui considéré. Nous considérerons que la réaction maximum pour chaque poutre est obtenue par la même position longitudinale du convoi. Cette position est obtenue par la lecture de la ligne d'influence en faisant abstraction de toute répartition transversale, les convois pouvant se déplacer d'une glissière à l'autre.

Détermination des coefficients i et i 

	Poutre	C_{1G}	$C_{1G} + C_{2G}$	$C_{2G} + C_{1D}$	C_{1D}
1	P. Γ 1	0	0	$P(1 + \frac{0,53 + 1,03}{2,03}) = 1,7685P$	$P(1 + \frac{1,03}{2,03}) = 1,5074P$
	P. Δ 1	-0,2784 P	- 0,0637 P	1,9083 P	1,2006 P
2	P. Γ 2	0	$P \frac{0,06}{2,03} = 0,0295 P$	$P(\frac{0,56 + 1,5 + 1}{2,03}) = 1,5074P$	$P \frac{1}{2,03} = 0,4926 P$
	P. Δ 2	0,0601 P	0,3673 P	1,3553 P	0,8011 P
3	P. Γ 3	0	$P(\frac{1,97 + 0,09}{2,03}) = 1,0148P$	$P(\frac{1,47}{2,03}) = 0,7241$	0
	P. Δ 3	0,4 P	0,8 P	0,8 P	0,4 P
4	P. Γ 4	$P \times \frac{1,62}{2,03} = 0,798P$	$P(\frac{1,94 + 1,62}{2,03}) = 1,753 P$	0	0
	P. Δ 4	0,7399 P	1,2327 P	0,2447 P	- 0,0011 P
5	P. Γ 5	$P(1 + \frac{0,41}{2,03}) = 1,202P$	$P(1 + \frac{0,41}{2,03}) = 1,202 P$	0	0
	P. Δ 5	1,0784 P	1,6677 P	-0,3083 P	- 0,4006 P

Calcul des réactions

Le convoi a été disposé longitudinalement de la façon suivante



La lecture de la ligne d'influence donne pour les différentes positions d'essieu les ordonnées suivantes :

- Charge A	$\alpha_A = 6\text{ m}$	$Y_A = 0,92$
- Charge B	$\alpha_B = 4,5\text{ m}$	$Y_B = 0,955$
- Charge C	$\alpha_C = 0\text{ m}$	$Y_C = 1$
- Charge D	$\alpha_D = 4,5\text{ m}$	$Y_D = 0,96$
- Charge E	$\alpha_E = 6\text{ m}$	$Y_E = 0,925$
- Charge F	$\alpha_F = 10,5\text{ m} > d$	$Y_F = 0,785$

Si $P = 1,2 \times 8 \times 6000\text{ Kg}$

et si $A_i = P \left(\Gamma_i + \frac{6}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right)$ $D_i = P \left(\Gamma_i + \frac{4,5}{10} (\Delta_i - \Gamma_i) \right)$

$B_i = P \left(\Gamma_i + \frac{4,5}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right)$ $E_i = P \left(\Gamma_i + \frac{6}{10} (\Delta_i - \Gamma_i) \right)$

$C_i = \frac{P}{2} \Gamma_i$

$F_i = \frac{P}{2} \Delta_i$

La réaction de la poutre i sera égale à la somme.

$R_i = Y_A \times A_i + Y_B \times B_i + Y_C \times C_i + Y_D \times D_i + Y_E \times E_i + Y_F \times F_i$

Les réactions apportées par chaque poutre sur l'appui 1 pour
chaque cas de surcharge envisagé ont pour valeur.

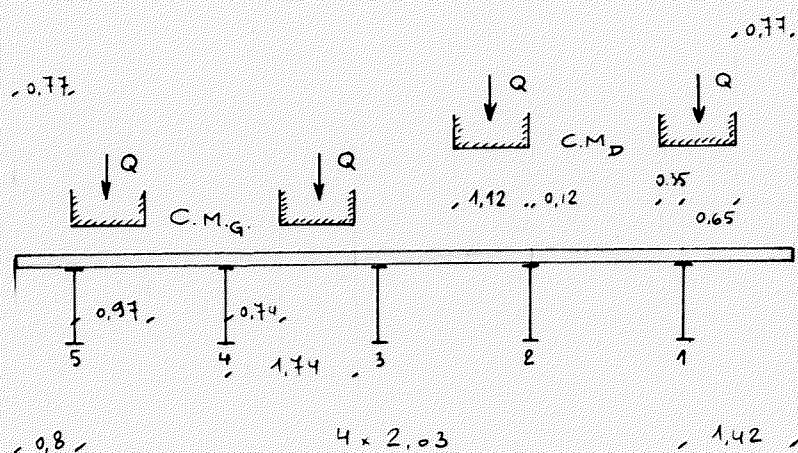
Cas de Surcharge	Poutre 1.	Pout. 2.	Pout. 3	Pout. 4.	Pout. 5.
C_{1G}	-0,7120 P	0,1537 P	1,0230 P	3,5641 P	5,2762 P
$C_{1G} + C_{2G}$	-0,1629 P	1,0012 P	4,1720 P	6,8266 P	6,7731 P
$C_{2D} + C_{1D}$	8,5855 P	6,6242 P	3,5630 P	0,6258 P	-0,7885 P
C_{1D}	6,2285 P	3,0808 P	1,0230 P	-0,0028 P	-1,0246 P

1.4. :

Convoi Militaire

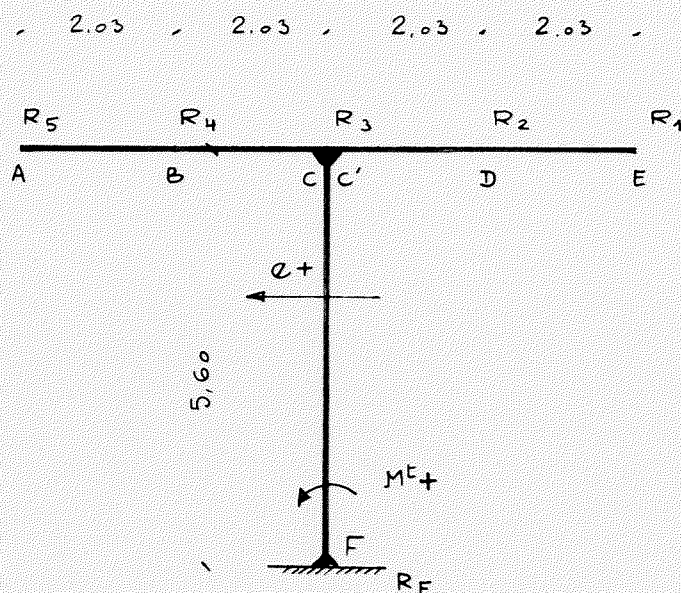
Nous considérerons que la réaction est maximum lorsque le char se trouve à l'aplomb de la pile, cette réaction pour l'ensemble des poutres étant égale à la charge.

La répartition transversale ne sera qu'isostatique, l'abscisse de la charge étant nulle ($\alpha = 0$). nous ne définirons pour chaque poutre que le coefficient : Γ_i , qui multiplié par la charge Q donne directement la réaction de la poutre i sur l'appui 1



Poutre		$C M_G$	$C M_D$
1	Γ_1	0	$Q \left(1 - \frac{0,35^2}{4,06} \right) = 0,96983 Q$
2	Γ_2	0	$Q \left(\frac{1,4 + 0,35^2}{2,03 \cdot 4,06} \right) = 0,72475 Q$
3	Γ_3	$Q \times \frac{1,24}{2,03} = 0,61084 Q$	$Q \left(\frac{0,62}{2,03} \right) = 0,30542 Q$
4	Γ_4	$Q \left(\frac{0,79 + 0,97^2}{2,03 \cdot 4,06} \right) = 0,6209 Q$	0
5	Γ_5	$Q \left(1 - \frac{0,97^2}{4,06} \right) = 0,76826 Q$	0

1.5.

Etude du Portique

Pour un cas de charge donnant les réactions R_1 R_2 R_3 R_4 R_5 sur la file 1, les efforts aux différents points auront pour valeur :

$$M_B = R_5 \times 2,03 \quad M_C = R_5 \times 4,06 + R_4 \times 2,03 \quad T_C = R_4 + R_5$$

$$M_C = (R_1 \times 4,06 + R_2 \times 2,03) \quad M_D = R_1 \times 2,03 \quad T_{C'} = R_1 + R_2$$

$$M_F = M_C + M_{C'} \quad R_F = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5$$

Les efforts sont résumés pour tous les cas de charge dans le tableau suivant :

Cas de Charge	M _B Kgm	M _C Kgm	T _C Kg	T _{C'} Kg	M _{C'} Kgm	M _D Kgm	M _F Kgm	RF Kg
Charge Permanente	95 846	296 532	98 860	125 429	-386 425	-131 804	-89 892	280 361
1 Voie à gauche	87 225	263 991	87 077	15 175	-37 366	-6 561	226 625	133 938
2 Voies	72 026	245 654	85 531	126 919	-391 778	-134 132	-146 123	267 923
1 Voie à droite	-15 199	-18 355	-1 545	111 719	-354 359	-127 569	-372 694	133 970
1 Convoi à gauche	64 264	171 939	53 042	-3 350	15 472	8 672	187 411	55 830
2 " "	82 496	248 141	81 598	5 030	-8 226	1 984	239 914	111 660
2 " à droite	-9 604	-11 586	-976	91 258	-289 826	-104 571	-301 411	111 660
1 " "	-12 480	-24 993	-6 164	55 856	-189 250	-75 863	-214 244	55 829
1 " à gauche	77 978	218 978	69 458	0	0	0	218 978	100.000
Convoi à droite	0	0	0	84 729	-270 438	-98 438	-270 438	100.000

Convoi
Militaire
Q = 50.000 Kg

Convoi Civil
P = 6000 Kg

Surcharge
A

1.6. Détermination des Sections

Les efforts maxima sont sous la surcharge **A**.

1.6.1. Vérification de la traverse

1.6.1.1. : Efforts

— Charges permanentes

$$(M_B \text{ ou } D) \text{ max} = 131.804 \text{ Kgm}$$

$$(M_{\beta} \text{ ou } \beta') \text{ max} = 131.804 + \frac{386.435 - 131.804}{2,03} \times 1,09 = 268.522 \text{ Kgm}$$

$$T = 125.429 \text{ Kg}$$

— Surcharge A.

$$(M_B \text{ ou } D) \text{ max} = 12 \times 134.132 = 160.958 \text{ Kgm}$$

$$(M_{\beta} \text{ ou } \beta') \text{ max} = 12 \left(134.132 + \frac{391.778 + 134.132}{2,03} \times 1,09 \right) = 326.969 \text{ Kgm}$$

$$T = 12 \times 126.919 = 152.303 \text{ Kgm}$$

1.6.1.2. Sections

Les sections sont identiques à celles du chevêtre 1' à l'exception de l'épaisseur de l'âme qui passe en 24 mm.

Section 1.	Section 2
$\Omega = 560,64 \text{ cm}^2$	$\Omega = 791,04 \text{ cm}^2$
$v = v' = 47,2 \text{ cm}$	$v = v' = 48,8 \text{ cm}$
$I = 875.320,1 \text{ cm}^4$	$I = 1.406.211 \text{ cm}^4$
$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = 18.544,9 \text{ cm}^3$	$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = 28.815,8 \text{ cm}^3$
$r_x = 39,51 \text{ cm}$	$r_x = 42,16 \text{ cm}$
	$\frac{m_{\beta}}{I} = 0,011297628 \text{ cm}^{-1}$

1.6.1.3. Contraintes.

$$\text{Section 1 : } \sigma_c = \sigma_t = \frac{131.804 + 160.958}{18544,9} = 15,787 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{Section 2 : } \sigma_c = \sigma_t = \frac{268.522 + 326.969}{28.815,8} = 20,665 \text{ kg/mm}^2$$

$$\frac{\text{Cisaillement}}{(\text{section 2})} : \tau = \frac{125.429 + 152303}{24} \times \frac{0,011297.628}{10} = 13,074 \text{ Kg/mm}^2$$

1.6.2. Vérification du montant

1.6.2.1. Efforts

$$+ \text{ Charge permanente} : M_F = 89.892 \text{ Kgm}$$

$$R_F = 280.361 \text{ Kg}$$

$$+ \text{ Surcharge A.} : M_F = 372.694 \times 1,2 = 447.233 \text{ Kgm}$$

$$R_F = 133.970 \times 1,2 = 160.764 \text{ Kg}$$

$$\text{ou } M_F = 146.123 \times 1,2 = 175.348 \text{ Kgm}$$

$$R_F = 267.923 \times 1,2 = 321.508 \text{ Kg}$$

$$+ \text{ Convoi Bc et force centrifuge} \quad \quad \quad H = 48 \text{ Tonnes.}$$

$$H = 1,2 \times 1,128 \times 48 \text{ T} \times (6,042 + 0,23) = 407.509 \text{ Kgm}$$

Les efforts engendrés par le système de charge correspondant ont pour valeur.

Convoi civil (3)

$$M_F = -301.411 \times 1,2 \times 1,128 = -407.990 \text{ Kg}$$

$$R_F = 111.660 \times 1,2 \times 1,128 = 151.135 \text{ Kg}$$

1.6.2.2 Section

La section est identique à celle du montant de l'appui 1'

	Sens XX'
Ω	= 1 249,6 cm ²
$v = v'$	= 94 cm
I	= 6.107.960 cm ⁴
$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'}$	= 64.978,3 cm ³
r_x	= 69.914 cm

	Sens YY'
Ω	= 1 249,6 cm ²
$v = v'$	= 30 cm
I	= 514.550,9 cm ⁴
$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'}$	= 17.151,7 cm ³
r_y	= 20,2921 cm

1.6.2.3. : Etude de la contrainte limite

La contrainte critique d'Euler a pour valeur :

$$\text{si } l_x = l_y = 6,042 - \frac{0,940}{2} = 5,572 \text{ m}$$

$$C_y = \frac{1}{4} \pi^2 \times 21.000 \cdot \left[\frac{20,2921}{557,2} \right]^2 = 68,721 \text{ Kg/mm}^2$$

$$C_x = \frac{1}{4} \pi^2 \times 21.000 \cdot \left[\frac{69,914}{557,2} \right]^2 = 815,765 \text{ Kg/mm}^2$$

La contrainte limite nous est donnée en fonction de C_y :

$$N \leq C_y \leq 2 N \quad (N = 35 \text{ Kg/mm}^2)$$

$$\sigma \leq \frac{68,721 + 105}{10} = 17,372 \text{ Kg/mm}^2$$

1.6.2.4. Contraintes

Surcharge A

$$\sigma = \frac{89892 + 447\,233}{64\,978,3} + \frac{280\,361 + 160\,764}{124\,960} = 8,266 + 3,530 = 11,796 \text{ Kg/mm}^2$$

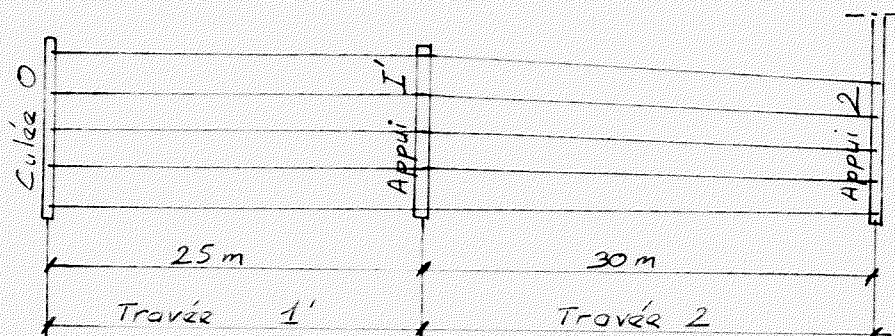
$$\text{ou } \sigma = \frac{89892 + 175\,848}{64\,978,3} + \frac{280\,361 + 321\,508}{124\,960} = 4,082 + 4,816 = 8,898 \text{ Kg/mm}^2$$

Convoi Civil Bc

$$\sigma = \frac{89\,892 + 407\,509 + 407\,990}{64\,978,3} + \frac{280\,361 + 151\,135}{124\,960} =$$

$$= 13\,934 + 3\,453 = 17,387 \simeq 17,372 \text{ Kg/mm}^2$$

2. Chevêtre sur appui 1' Bretelle C



Les répartitions transversales dans les 2 travées 1' et 2 sont considérées comme identiques.

2.1. Charges permanentes.

Si $n = 5$ est le nombre de poutre.

$\lambda = 200$ m est l'écartement

Les réactions des entretoises sur les poutres pour une charge P excentrée d'une distance e ont pour valeur

$$R_1 = \frac{P}{n} \left(1 + 6 \times \frac{n+1}{n^2 - 1} \times \frac{e}{\lambda} \right)$$

$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,5 e)$$

$$R_2 = 0,2 P (1 + 0,25 e)$$

$$R_3 = 0,2 P$$

$$R_4 = 0,2 P (1 - 0,25 e)$$

$$R_5 = 0,2 P (1 - 0,5 e)$$

Si S_1 S_2 S_3 S_4 sont les aires de la lignes d'influence de la réaction d'appui, dans les travées 1.2.3. et 4. et P_{1i} P_{2i} P_{3i} P_{4i} les densités des charges permanentes que supporte la poutre i dans les travées 1. 2. 3. et 4, les réactions d'appui sous les charges permanentes ont pour valeur :

$$R_i = P_{1i} S_1 + P_{2i} S_2 + P_{3i} S_3 + P_{4i} S_4$$

Valeurs de p_{ni}

(Extrait du chapitre calcul des poutres).

	Travées 1	Travée 2	Travée 3.	Travée 4.
Poutre 1.	1766,4Kg/ml	1766,4 Kg/ml	5/9 2086,4 -1 159,1 Kg/ml	5/9 1846,4 -1 025,8Kg/ml
" 2.	1766,4 "	1766,4 "	" -1 159,1 "	" -1 025,8 "
" 3.	1766,4 "	1766,4 "	" -1 159,1 "	" -1 025,8 "
" 4.	1766,4 "	1766,4 "	" -1 159,1 "	" -1 025,8 "
" 5.	1766,4 "	1766,4 "	" -1 159,1 "	" -1 025,8 "

Réactions des poutres sur le chevêtre :

avec $S_1 = 15,5687m$ $S_2 = 17,1949 m$ $S_3 = -2,2739 m$ $S_4 = 0,813 m$

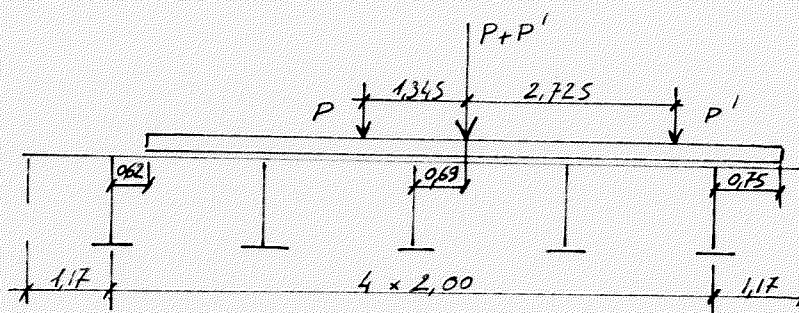
Poutre	$S_1 \times P_1$	$S_2 \times P_2$	$S_3 \times P_3$	$S_4 \times P_4$	$\sum S_n \times p_n$
1	27 501 Kg	30 373 Kg	-2 636 Kg	834 Kg	56.072 Kg
2	27 501 Kg	30 373 "	-2 636 Kg	834 Kg	56.0,72 Kg
3	27 501 Kg	30373 "	-2 636 Kg	834 Kg	56.072 Kg
4	27 501 Kg	30 373 "	-2 636 Kg	834 Kg	56.072 Kg
5	27 501 Kg	30 373 "	-2 636 Kg	834 Kg	56.072 Kg

2.2. Surcharge A

La réaction maximum est obtenue en surchargeant les 1° et 2° travées, la densité de la surcharge A a pour valeur $A = 908,586 \text{ Kg/mm}^2$

Détermination des coefficients Δ_i et Γ_i

- 1) Γ_i est le coefficient qu'il faut appliquer à la valeur de la densité de la surcharge A pour connaître la part isostatique de surcharge qui est répartie sur la poutre i.



Les voies de circulation sont au nombre de 2 et ont une largeur de 4,07m.

- 2°) Δ_i est le coefficient qu'il faut appliquer à la valeur de la densité de la surcharge A pour obtenir la réaction des entretoises sur la poutre i.

si $P = A \cdot l$ où l est la longueur surchargée

$$\Delta_u = 0,2 \times 1 \cdot \left(1 + \frac{36 - 12 i}{48} \right) \text{ e)}$$

Poutre	Δ P	P (e- 1,345)	$P + P'$ (e- 0,69)	P' (e- 2,725)
1	$P \nabla_1$	0	$A(1 + 0,75) = 1\ 590$	$A(1 + 0,75) = 1\ 590$
	$P \Delta_1$	242	1 989	1 747
2	$P \nabla_2$	$A(\frac{0,69^2}{4}) = 108$	$A \times 2 = 1\ 817$	$A(2 - \frac{0,69^2}{4}) = 1\ 709$
	$P \Delta_2$	491	1 734	1 243
3	$P \nabla_3$	$A(1 + 0,69 - \frac{0,69^2}{4}) = 1427$	$A \times 2 = 1\ 817$	$A(1 - 0,69 + \frac{0,69^2}{4}) = 390$
	$P \Delta_3$	740	1 479	740
4	$P \nabla_4$	$A(2 - \frac{0,62^2}{4}) = 1730$	$A(2 - \frac{0,62^2}{4}) = 1730$	0
	$P \Delta_4$	988	1 224	236
5	$P \nabla_5$	$A(1 - 0,62 + \frac{0,62^2}{4}) = 433$	$A(1 - 0,62 + \frac{0,62^2}{4}) = 433$	0
	$P \Delta_5$	1 237	969	- 268

Les valeurs sont données en Kg/ml

Si S_1 et S_2 sont les aires de la ligne d'influence de la réaction d'appui pour les travées 1 et 2.

Si Y_1 et Y_2 sont les ordonnées de la même ligne d'influence au tiers de l'abscisse (d) des entretoises adjacentes soit au $1/9$ de la longueur de chacune des travées.

La réaction d'appui pour 1 cas de charge donné et pour la poutre i aura pour valeur

$$R_i = P \Delta_i (S_1 + S_2) + (Y_1 \frac{d_1}{2} + Y_2 \frac{d_2}{2}) (P \nabla_i - P \Delta_i)$$

Réactions des poutres sur les chevêtres :

avec :

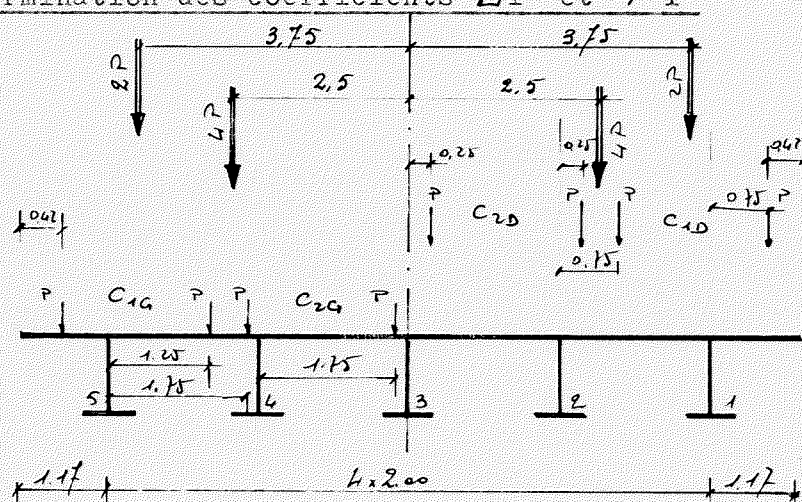
$$\begin{array}{lll} S_1 - 15,5687 \text{ m} & Y_1 - 0,982 & d_1 - 8,333 \text{ m} \\ S_2 - 17,1249 \text{ m} & Y_2 - 0,981 & d_2 - 10 \text{ m} \end{array}$$

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
P	$\sum p \Delta s$	7 929	16 087 Kg	24 245 Kg	32 371	40 528
	$\sum \frac{Y_1 d_1}{(p \Gamma - p \Delta)}$	- 2 177	- 3 447	6 181	6 675	- 7 233
	R_i	<u>5 752 Kg</u>	<u>12 640 Kg</u>	<u>30 426 Kg</u>	<u>39 046 Kg</u>	<u>33 295 Kg</u>
P + P'	$\sum p \Delta s$	65 167	56 812	48 457	40 103	31 748
	$\sum \frac{Y_1 d_1}{(p \Gamma - p \Delta)}$	-3 590	747	3 041	4 552	- 4 822
	R_i	<u>61 577Kg</u>	<u>57 559 Kg</u>	<u>51 498Kg</u>	<u>44 655 Kg</u>	<u>26 926 Kg</u>
P'	$\sum p \Delta s$	57 238Kg	40 725	24 245	7 732	- 8 781
	$\sum \frac{Y_1 d_1}{(p \Gamma - p \Delta)}$	-1 412	4 192	-3 149	- 2 123	2 411
	R_i	<u>55 826Kg</u>	<u>44 917 Kg</u>	<u>21 096Kg</u>	<u>5 609Kg</u>	<u>-6 370 Kg</u>

2.3. Convoi B_c :

Les réactions sur l'appui sont maximum lorsque le convoi est centré longitudinalement sur l'appui considéré. Nous considérerons que la réaction maximum pour chaque poutre est obtenue pour la même position longitudinale du convoi. Cette position est obtenue par lecture de la ligne d'influence en faisant abstraction de toute répartition transversale, les convois pouvant se déplacer d'une glissière à l'autre.

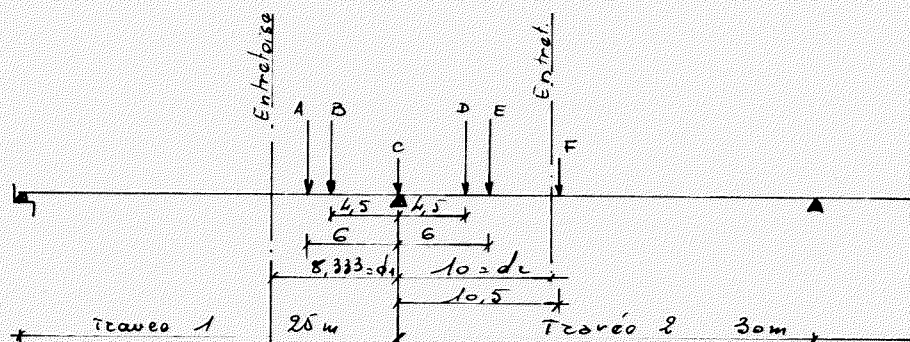
Détermination des coefficients Δ_i et Γ_i



Poutre		$C1G (e = 3,75)$	$C1G + C2G (e = 2,50)$	$C2D + C1D (e = 2,5)$	$C1D (e = 3,75)$
1	P 1	0	0	$(1 + \frac{0,75}{2} + \frac{0,25}{2})P = 1,5P$	$(1 + \frac{0,75}{2})P = 1,375 P$
	P 1	- 0,350 P	- 0,200 P	1,8 P	1,15 P
2	P 2	0	0	$\frac{1,25}{2} + \frac{1,75}{2} + \frac{0,25}{2} = 1,25P$	$\frac{1,25}{2} P = 0,625 P$
	P 2	0,025 P	0,30 P	1,3 P	0,775 P
3	P 3	0	$\frac{1,75}{2} P = 0,875P$	$\frac{1,75}{2} P = 0,875 P$	0
	P 3	0,40 P	0,8 P	0,8 P	0,4 P
4	P 4	$\frac{(1,25)}{2} P = 0,625P$	$\frac{(1,25 + 1,75 + 0,25)}{2} P = 1,25P$	0	0
	P 4	0,775 P	1,300 P	0,3 P	0,025 P
5	P 5	$\frac{(0,75 + 1)}{2} P = 1,375P$	$\frac{(0,25 + 0,75 + 1)}{2} P = 1,50P$	0	0
	P 5	1,150 P	1,800 P	- 0,2 P	- 0,350 P

Calcul des réactions :

Le convoi a été disposé longitudinalement de la façon suivante :



La lecture de la ligne d'influence donne pour les différentes positions d'essieu les ordonnées Y suivantes.

Charge	A	$\alpha_A = 6 \text{ m}$	$Y_A = 0,92$
"	B	$\alpha_B = 4,5 \text{ m}$	$Y_B = 0,955$
"	C	$\alpha_C = 0$	$Y_C = 1,00$
"	D	$\alpha_D = 4,5 \text{ m}$	$Y_D = 0,96$
"	E	$\alpha_E = 6 \text{ m}$	$Y_E = 0,925$
"	F	$\alpha_F = 10,5 \text{ m} > d$	$Y_F = 0,785$

$$\text{Si } P = 1,2 \times 5 \times 6000 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } A_i = P \left[r_i + \frac{6}{8,333} (\Delta_i - r_i) \right] \quad D_i = P \left[r_i + \frac{4,5}{10} (\Delta_i - r_i) \right]$$

$$B_i = P \left[r_i + \frac{4,5}{8,333} (\Delta_i - r_i) \right] \quad E_i = P \left[r_i + \frac{6}{10} (\Delta_i - r_i) \right]$$

$$C_i = \frac{P}{2} \times r_i \quad F_i = \frac{P}{2} \Delta_i$$

La réaction d'une poutre sera égale à la somme :

$$\begin{aligned} R &= Y_A \cdot A + Y_B \cdot B + Y_C \cdot C + Y_D \cdot D + Y_E \cdot E + Y_F \cdot F - \\ &= R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F \end{aligned}$$

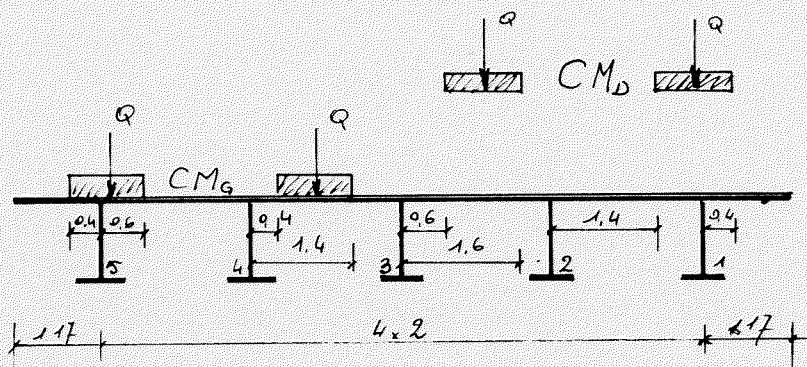
Les réactions apportées par chaque poutre sur l'appui 1' pour chaque cas de surcharge ont pour valeur :

Cas de surcharge	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3.	Poutre 4..	Poutre 5.
C_{1G}	- 0,895 P	0,064 P	1,023 P	3,291 P	5,822 P
$C_{1G} + C_{2G}$	- 0,512 P	0,767 P	3,879 P	6,729 P	7,746 P
$C_{2D} + C_{1D}$	7,746 P	6,729 P	3,879 P	0,767 P	-0,512 P
C_{1D}	5,822 P	3,291 P	1,023 P	0,064 P	-0,895 P

2.4. Convoi Militaire

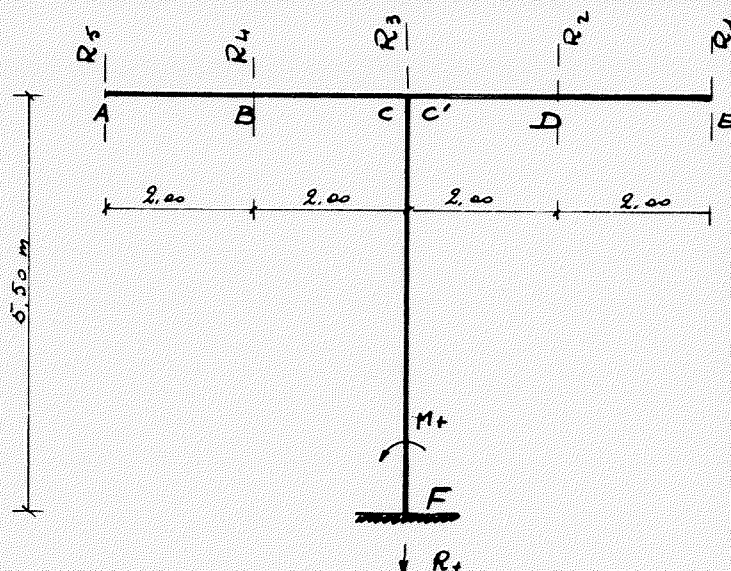
Nous considérerons que la réaction est maximum lorsque le char se trouve à l'aplomb de la file, cette réaction pour l'ensemble des poutres étant égale à toute la charge.

La répartition transversale est isostatique, l'abscisse de la charge étant nulle nous ne définirons pour chaque poutre que le coefficient F_i qui multiplié par la charge Q double directement la réaction de la poutre i sur l'appui $1'$



Poutre	C_{MG}	C_{MD}
F_1	0	0,91 Q
F_2	0	0,64 Q
F_3	$Q \frac{0,9}{2} = 0,45 Q$	0,45 Q
F_4	$Q \left(\frac{0,6^2}{4} + \frac{1,1}{2} \right) = 0,64 Q$	0
F_5	$Q \left[0,4 + \left(0,6 \left(1 - \frac{0,6}{4} \right) \right) \right] = 0,91 Q$	0

2.5.

Etude du portique

Pour un cas de charge donnant les réactions R_1 R_2 R_3 R_4 et R_5 sur la pile 1' les efforts aux différents points auront pour valeur.

$$M_B = R_5 \times 2$$

$$M_C = R_5 \times 4 + R_4 \times 2$$

$$T_C = R_4 + R_5$$

$$M_{C'} = (R_1 \times 4 + R_2 \times 2)$$

$$M_D = -R_1 \times 2$$

$$T_{C'} = R_1 + R_2$$

$$M_F = M_C + M_{C'}$$

$$R_F = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5$$

Les efforts sont résumés pour tous les cas de charge dans le tableau suivant :

Cas de charge	M _B Kgm	M _C Kgm	T _C Kg	M _C Kgm	M _D Kgm	M _F Kgm	R _F kg
Charge permanente	112 144	336 432	112 144	-336 432	-112 144	0	280.360
1 Voie à gauche	66 590	211 272	72 341	- 48 288	- 11 504	162 984	121 159
2 Voies	53 852	197 014	71 581	-361 426	-123 154	-164 412	242 215
1 Voie à droite	- 12 740	-14 262	- 761	-313 138	-111 652	-327 400	121 078
1 Convoi à gauche	69 861	179 220	54 678	20 712	10 740	199 932	55 830
2 " "	92 952	266 652	86 850	3 084	6 144	269 736	111 654
2 " à droite	- 6 144	- 3 084	1 530	-266 652	-92 952	-269 736	111 654
1 " "	-10 740	-20 712	-4 986	-179 220	-69 864	-199 932	55 830
1 " à gauche	91 000	246 000	77 500	0	0	246 000	100 000
1 " à droite	9	0	0	-246 000	-91 000	- 246 000	100 000

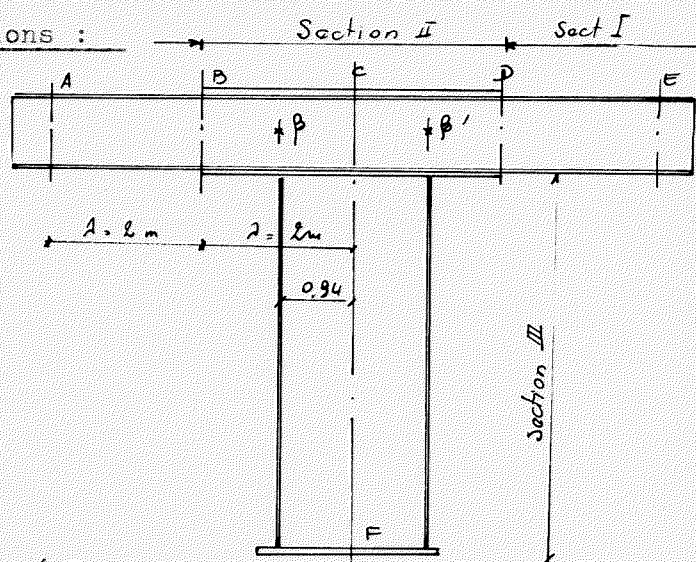
2.50.000K

Convoi
Militaire

Convoi B
6000 Kgs

Surcharge A

2.6.

Détermination des sections :

Les moments maximum en { B ou D
en { β ou β' pour la traverse
sont obtenus sous la surcharge A.

2.6.1.

Vérification de la Traverse

2.6.1.1.

Efforts

$$M_{\beta} = M_B + \frac{MC - MB}{\lambda} (\lambda - 0,94)$$

$$M_{\beta'} = M_D + \frac{MC - MD}{\lambda} (\lambda - 0,94)$$

Charges permanentes

$$|M_{Bou D}|_{\max} = 112.144 \text{ Kg/m}$$

$$|M_{\beta \text{ ou } \beta'}|_{\max} = (112.144 + \frac{336.432 - 112.144(1,06)}{2}) = 231.017 \text{ Kg}$$

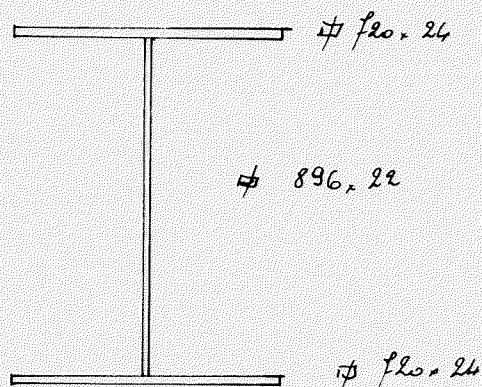
Surcharge A.

$$|M_{B \text{ ou } D}|_{\max} = 123.154 \times 1,2 = 147.785 \text{ Kg}$$

$$|M_{\beta \text{ ou } \beta'}|_{\max} = 1,2 (123.154 + \frac{361.426 - 123.154(1,06)}{2}) = 299.326 \text{ Kg}$$

2.6.1.2. Sections

Section I



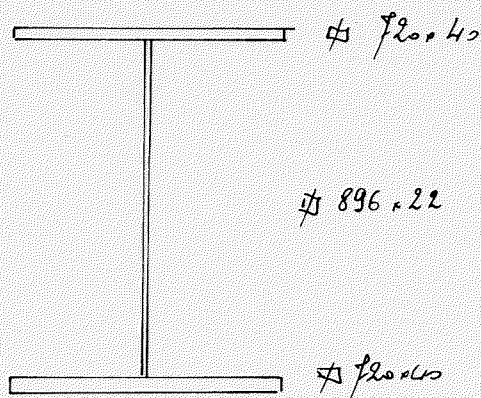
$$\Omega = 542,72 \text{ cm}^2 \quad V-V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 863.331,4 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 18.290,9 \text{ cm}^3$$

$$p_x = 39,88 \text{ cm}$$

Section II



$$\Omega = 773,12 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 48,8 \text{ cm}$$

$$I = 1.394.222 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 28.570,1 \text{ cm}^3$$

$$r = 42,47 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \frac{M_{6s}}{I} &= \frac{72 \times 4 \times 46,8 + 44,8 \times 2,2 \times 22,4}{1.394.222} \\ &= 0,011.250.821 \text{ cm}^{-1} \end{aligned}$$

2.6.1.3. Contraintes

$$\text{Section 1} \quad \sigma_C = -\sigma_T = \frac{112.144 + 147.785}{18.290,9} = 14,211 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{Section 2} \quad \sigma_C = -\sigma_T = \frac{231.017 + 299.326}{28.570,1} = 18,563 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{Cisaillement } \tau = \frac{112.144 + 12 \times 119.136}{22} \times \frac{0,011250821}{10} = 13,046 < 14 \text{ Kg/mm}^2$$

2.6.2. Vérification du montant :

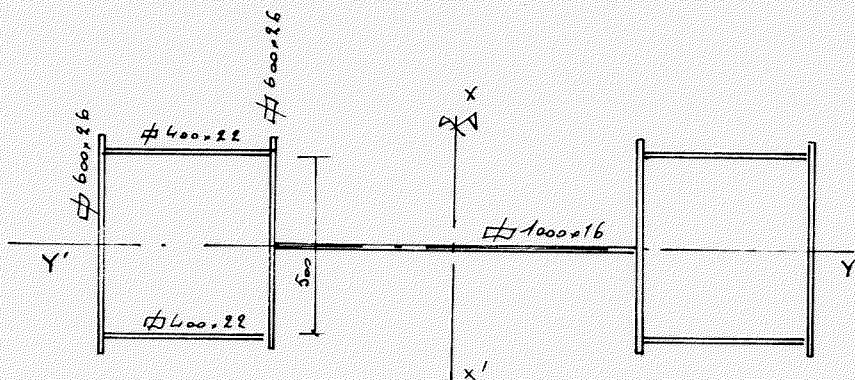
2.6.2.1. Efforts

- Charge permanente $M_F = 0$ $R = 280,360 \text{ Kg}$
- Surcharge A $M_F = 1,2 \times 327\,400 = 392\,880 \text{ Kgm}$
 $R_F = 1,2 \times 121\,078 = 145\,294 \text{ Kg}$
- Convoi Bc et force centrifuge ($H = 48 \text{ T.}$)
 $C = 1,2 \times 1,128 \times 48 \times (5,993 + 0,23) = 404,326 \text{ Tm}$

les efforts engendrés par le système de charge correspondant ont pour valeur :

$$\begin{aligned} \text{Convoi civil (3)} \quad M_F &= -269\,736 \times 1,2 \times 1,128 = -365.115 \text{ Kgm} \\ R_F &= 111\,654 \times 1,2 \times 1,128 = 151.135 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

2.6.2.2. Sections



Sens	X'	X
Ω	$= 1249,6 \text{ cm}^2$	
$V - V'$	$= 94 \text{ cm}$	
I	$= 6\,107\,960 \text{ cm}^4$	
$\frac{I}{V} - \frac{I'}{V'}$	$= 64978,3 \text{ cm}^3$	

$$\rho_X = 69,914 \text{ cm}$$

Sens	Y Y	$V - V'$	$= 30 \text{ cm}$	I_Y	$= 514\,550,9 \text{ cm}^4$
		$\frac{I}{V} - \frac{I'}{V'}$	$= 17.151,7 \text{ cm}^3$	ρ_Y	$= 20,2921 \text{ cm}$

2.6.2.3. Etude de la contrainte limite

La contrainte critique d'Euler à pour valeur

$$C = m \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I}{l^2}$$

ou m est le coefficient de flambement

$$m_X = m_Y = 1/4 \quad (\text{barre articulée-encastree})$$

p est le rayon de giration

$$p_X = 69,9137 \text{ cm}$$

$$p_Y = 20,2912 \text{ cm}$$

l est la longueur de la barre de point d'épure à point d'épure

$$l_X = l_Y = 5,993 - \frac{0,940}{2} = 5,523 \text{ m}$$

$$c_Y = \frac{1}{4} \times \pi^2 \times 21.000 \times \left(\frac{20,2921}{552,3} \right)^2 = 69,946 \text{ Kg/mm}^2$$

$$c_X = \frac{1}{4} \times \pi^2 \times 21.000 \times \left(\frac{69,9137}{552,3} \right)^2 = 830,297 \text{ Kg/mm}^2$$

La contrainte limite nous est donnée en fonction de

$$c_Y \quad N \leq c_Y \leq 2N \quad (N = 35 \text{ Kg/mm}^2)$$

$$\sigma \leq \frac{69,946 + 105}{10} = 17,495 \text{ Kg/mm}^2$$

2.6.2.4. Contraintes

- Surcharge A.

$$= \frac{392880}{64978,3} + \frac{280.360 + 145.294}{124.960} = 6,046 + 3,407 = 9,453 \text{ kg/mm}^2$$

- Convoi Bc

$$= \frac{404326 + 365.115}{64.978,3} + \frac{280.360 + 151.135}{124.960} =$$

$$11,842 + 3,453 = 15,295 \text{ Kg/mm}^2 < 17,495 \text{ kg/mm}^2$$

3.Chevêtre sur appui 2. Tronc commun

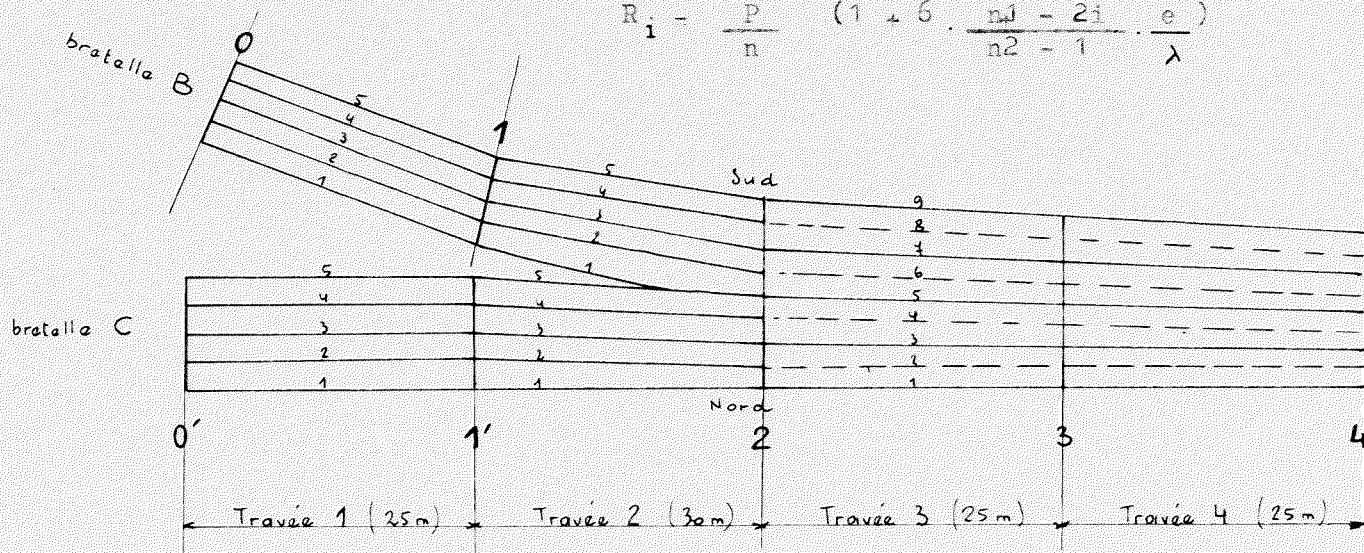
Pour tenir compte de la continuité des poutres nous considérerons pour les 3° et 4° travées une structure de poutres fictives. Nous supposons le tablier composé de 9 poutres sur les 3° et 4° travées.

si: n est le nombre de poutre
 i l'indice de la poutre
 e l'excentrement des charges par rapport à l'axe des poutres

λ l'écartement entre poutres.

la répartition des charges sur les différentes poutres se fait comme suit.

$$R_i = \frac{P}{n} \left(1 + 6 \cdot \frac{n^2 - 2i}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{\lambda} \right)$$



Pour l'étude du chevêtre nous considérerons chaque réaction apportée par toutes les poutres y compris les poutres fictives.

Les coefficients de répartition sur chaque poutre et pour chaque travée ont pour valeur :

- Travée 1 et 2 Bretelle B \simeq Bretelle C
 $\lambda = 2,03 \text{ m}$ $n=5$

Poutre 1 $R_1 = 0,2 P (1 + 0,493 e)$

Poutre 2 $R_2 = 0,2 P (1 + 0,247 e)$

Poutre 3 $R_3 = 0,2 P$

Poutre 4 $R_4 = 0,2 P (1 - 0,247 e)$

Poutre 5 $R_5 = 0,2 P (1 - 0,493 e)$

- Travée 3. Tronc commun

$n = 9, \lambda = 2,5/2$

Poutre 1 :	$\underline{R_1} = 0,111 P (1 + 0,48e)$	poutre 9: $\underline{R_9} = 0,111 P (1 - 0,48e)$
Poutre 2 :	$\underline{R_2} = 0,111 P (1 + 0,36e)$	poutre 8: $\underline{R_8} = 0,111 P (1 - 0,36e)$
Poutre 3 :	$\underline{R_3} = 0,111 P (1 + 0,24e)$	poutre 7: $\underline{R_7} = 0,111 P (1 - 0,24e)$
Poutre 4 :	$\underline{R_4} = 0,111 P (1 + 0,12e)$	poutre 6: $\underline{R_6} = 0,111 P (1 - 0,12e)$
Poutre 5 :	$\underline{R_5} = 0,111 P$	

- Travée 4 Tronc commun

$n = 9 \quad \lambda = 2,125/2$

Poutre 1 :	$\underline{R_1} = 0,111 P (1 + 0,565e)$	poutre 9: $\underline{R_9} = 0,111 P (1 - 0,565e)$
Poutre 2 :	$\underline{R_2} = 0,111 P (1 + 0,424e)$	poutre 8: $\underline{R_8} = 0,111 P (1 - 0,424e)$
Poutre 3 :	$\underline{R_3} = 0,111 P (1 + 0,282e)$	poutre 7: $\underline{R_7} = 0,111 P (1 - 0,282e)$
Poutre 4 :	$\underline{R_4} = 0,111 P (1 + 0,141e)$	poutre 6: $\underline{R_6} = 0,111 P (1 - 0,141e)$
Poutre 5 :	$\underline{R_5} = 0,111 P$	

3.1.

Charges permanentes

Nous prendrons comme densité de charge les valeurs suivantes :

Batallas		Tronc Commun	Travée 1	Travée 2	Travée 3.	Travée 4
BRETELLE B	Pout. 5	9	2.036,7 Kg/ml	2 036,7Kg/ml	$\frac{5}{9} 2086,4=1159,1$	$\frac{5}{9} 1846,4=1025,8\text{Kg/ml}$
	Sud 4	8	1.901,55 "	1 901,5 "	" "	" "
	3	7	1 766,4 "	1 766,4 "	" "	" "
	2	6	1 631,25 "	1 631,25 "	" "	" "
	1	5	1 496,1 "	$1 \frac{1}{2} 1.496,1=748,5$	" "	" "
BRETELLE C	5		1 766,4 "	$1 \frac{1}{2} 1766,4=883,2$		
	4	4	1 766,4 "	1 766,4 "	" "	" "
	3	3	1 766,4 "	1 766,4 "	" "	" "
	Nord 2	2	1 766,4 "	1 766,4 "	" "	" "
	1	1	1 766,4 "	1 766,4 "	" "	" "

Si S_1, S_2, S_3, S_4 , sont les aires de la ligne d'influence dans les travées 1.2.3.4. de la réaction d'appui et $P_{1i}, P_{2i}, P_{3i}, P_{4i}$, les densités des charges permanentes dans les 1° 2° 3° et 4° travées; pour la poutre i, la réaction d'appui aura pour valeur la somme des produits :

$$\sum_{n=1}^{n=4} P_{ni} S_n$$

- Valeur des réactions :

POUTRES		$S_1 \cdot P_1$	$S_2 \cdot P_2$	$S_3 \cdot P_3$	$S_4 \cdot P_4$	$R_i = \sum P_n S_n$
5 B	9	- 4 099,88	+ 34 320,64	+ 17 282,07	- 3 030,11	44 472,72 Kg
4 B	8	- 3 827,82	32 043,21	17 282,07	- 3 030,11	42 467,34 Kg
3 B	7	- 3 555,76	29 765,78	17 282,07	- 3 030,11	40 461,97
2 B	6	- 3 283,71	27 488,36	17 282,07	- 3 030,11	38 456,61
1B } 5C }	5	- 6 567,41	27 488,36	17 282,07	- 3 030,11	35 172,90
4 C	4	- 3 555,76	29 765,78	17 282,07	- 3 030,11	40 461,97
3 C	3	- 3 555,76	29 765,78	17 282,07	- 3 030,11	40 461,97
2 C	2	- 3 555,76	29 765,78	17 282,07	- 3 030,11	40 461,97
1 C	1	- 3 555,76	29 765,78	17 282,07	- 3 030,11	40 461,97

3.2. Surcharge A.

La réaction maximum est obtenue en surchargeant les 2° et 3° travées

$$L = 55 \text{ m} ; A (55 \text{ m}) = 908,586 \text{ Kg/ml}$$

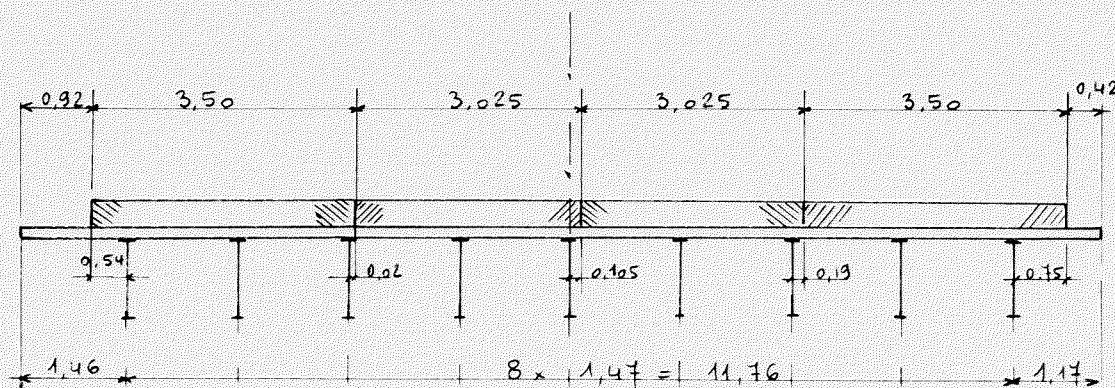
Détermination des coefficients Δ_i et Γ_i

- Γ_i :

Pour l'étude de la flexion générale nous avons considéré une largeur moyenne de tablier par travée. Le coefficient, Γ_i , ne s'appliquant qu'aux charges se trouvant près de l'appui il est nécessaire de faire intervenir l'écartement des poutres sur cet appui :

$$\lambda = 1,47 \text{ m}$$

la coupe transversale sur appui se schématise de la façon suivante :



le nombre et la largeur des voies ont été choisis en tenant compte du nombre et de la largeur des voies considérées en travée

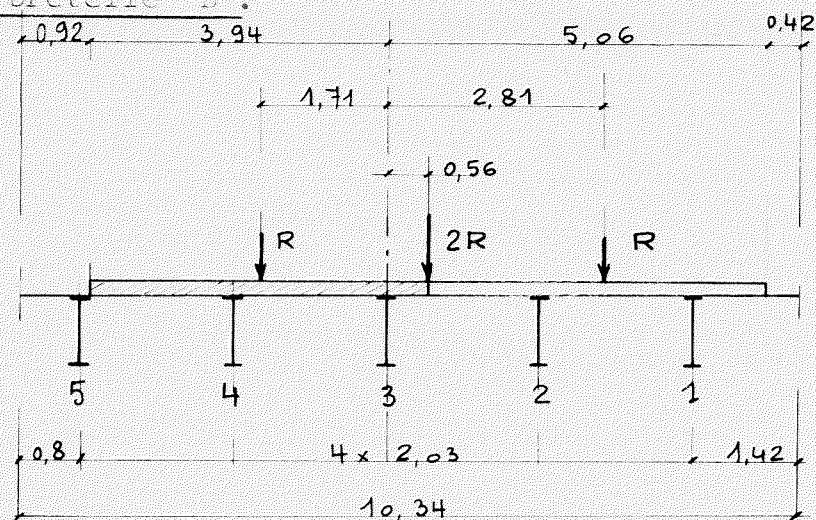
Voies de 3,50 m	P =	3180,051	Kg/ml
" 3,025	P' =	2748,473	Kg/ml

- Δ_i :

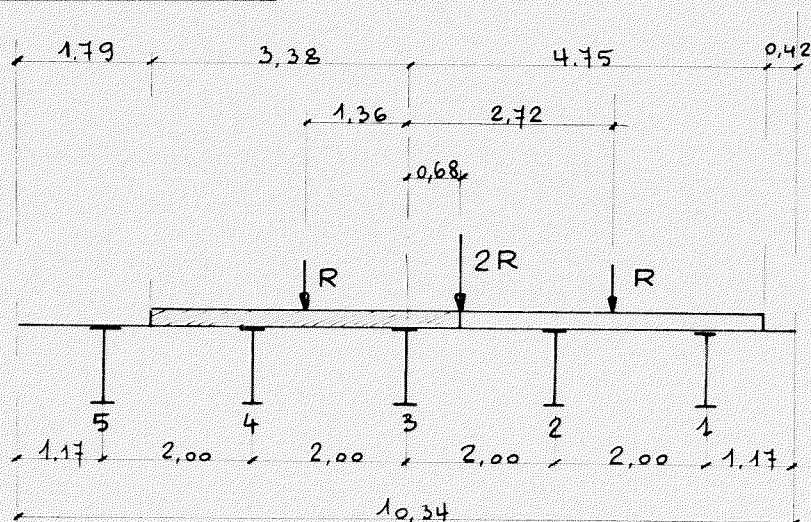
Δ_i intervenant pour les charges en travées nous utiliserons la répartition transversale définie précédemment en tenant compte des excentrement entre charges et axe de poutraison utilisés pour l'étude de la flexion.

Suivant les cas de charge le tableau suivant donne les valeurs de P_i et P'_i sur chaque poutre et pour chaque travée surchargée

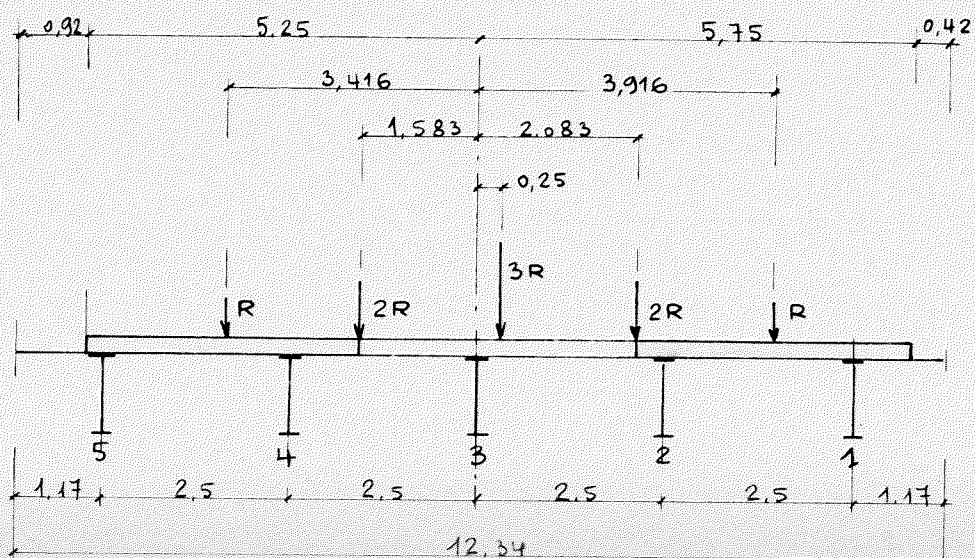
— Surchage A —
 Travée 2 , bretelle B .



Travée 2 , bretelle C .



Travée 3 , tronc commun .



Poutres Traverse II	Poutres Traverse III		P_2 kg/ml	$P_2 + P_1'$ kg/ml	$P_2 + P_2' + P_1'$ kg/ml	$P_2 + P_2' + P_1' + P_2$ kg/ml	$P_2' + P_2' + P_2$ kg/ml	$P_2' + P_2$ kg/ml	P_1 kg/ml
1C	1	$P \cdot P_1$	0	0	0	1349,25	1349,25	1349,25	1349,25
		$P \Delta_{12}$	0	0	128,38	2086,84	2086,84	2086,84	1950,53
		$P \Delta_{13}$	-336,52	-177,66	-177,65	-1642,51	-1479,03	-1479,03	-1064,86
2C	2	$P \cdot P_2$	0	0	11,16	1335,62	1335,62	1335,62	1329,42
		$P \Delta_{22}$	0	0	422,40	1861,64	1861,64	1861,64	1385,23
		$P \Delta_{23}$	-84,94	318,12	318,12	1209,23	1294,13	1294,13	891,09
3C	3	$P \cdot P_3$	0	0	829,29	1335,62	1335,62	1335,62	506,33
		$P \Delta_{32}$	0	0	812,23	1635,45	1635,45	1635,45	812,23
		$P \Delta_{33}$	66,64	458,62	458,62	1125,95	1109,31	1109,31	212,33
4C	4	$P \cdot P_4$	0	3,41	1335,62	1335,62	1335,62	1322,21	0
		$P \Delta_{42}$	0	0	1163,05	1409,22	1409,22	1409,22	250,22
		$P \Delta_{43}$	218,22	599,14	599,14	1142,66	924,41	924,41	543,56
5C 1B	5	$P \cdot P_5$	0	259,81	1135,62	1335,62	1335,62	525,82	0
		$P \Delta_{52}$	128,38	2086,84	1296,96	2388,99	1562,298	1184,02	-315,02
		$P \Delta_{53}$	369,23	239,45	239,45	1109,18	239,45	239,45	369,23
2B	6	$P \cdot P_6$	0,12	1335,62	1335,62	1335,62	1335,50	0	0
		$P \Delta_{62}$	422,40	1861,64	1861,64	1861,64	1385,23	0	0
		$P \Delta_{63}$	521,32	880,04	880,04	1026,10	554,22	554,22	196,03
3B	7	$P \cdot P_7$	685,86	1335,62	1335,62	1335,62	649,26	0	0
		$P \Delta_{7,2}$	812,23	1635,45	1635,45	1635,45	812,23	0	0
		$P \Delta_{7,3}$	623,95	1020,56	1020,56	1042,82	869,82	369,82	22,26
4B	8	$P \cdot P_8$	1335,62	1335,62	1335,62	1335,62	0	0	0
		$P \Delta_{8,2}$	1163,05	1409,22	1409,22	1409,22	250,22	0	0
		$P \Delta_{8,3}$	824,53	1161,01	1161,01	1009,54	185,04	185,04	-151,50
5B	9	$P \cdot P_9$	1158,45	1158,45	1158,45	1158,45	0	0	0
		$P \Delta_{9,2}$	1502,02	1184,02	1184,02	1184,02	-315,02	0	0
		$P \Delta_{9,3}$	926,11	1301,58	1301,53	926,26	0,15	0,15	-325,22

Réactions des poutres, pour les différents cas de charge sur le portique

$$R_i = p \Delta_{i2} \cdot S_2 + p \Delta_{i3} \cdot S_3 + Y_2 \frac{e_2}{2} (p \Gamma_i - p \Delta_{i2}) + Y_3 \frac{e_3}{2} (p \Gamma_i - p \Delta_{i3})$$

avec : $S_2 = 16,8511 \text{ m}^2$

$S_3 = 14,9099$

$Y_2 = 0,97$

$Y_3 = 0,988$

$e_2 = 10 \text{ m}$

$e_3 = 8,333 \text{ m}$

Les valeurs de $p \Delta_{i2}$, $p \Delta_{i3}$ et $p \Gamma_i$ sont données dans le tableau précédent pour les différents cas de surcharge.

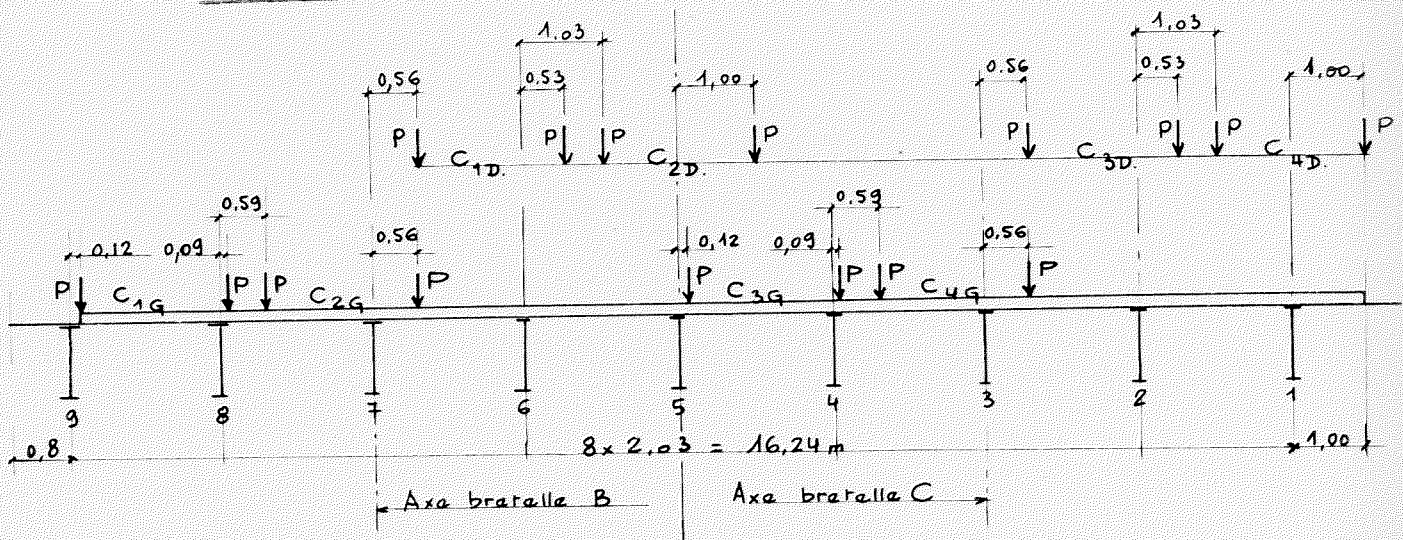
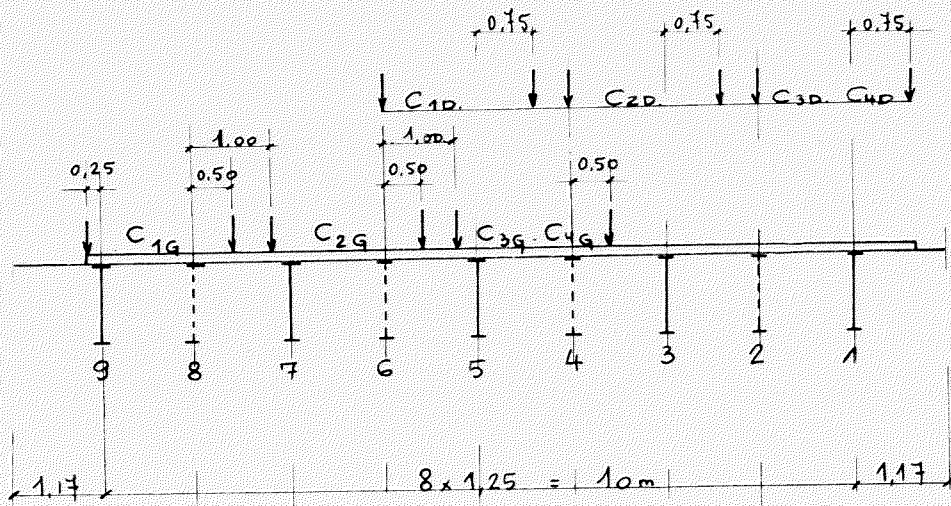
	Poutre 1	Poutre 2.	Poutre 3.	Poutre 4.	Poutre 5.	Poutre 6.	Poutre 7.	Poutre 8	Poutre 9.
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	- 3 526,49	- 1266,45	993,60	3253,64	7675,98	15 734,03	23 813,27	31892,33	39 949,49
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	973,64	349,66	-274,32	- 898,30	-2144,64	-4 436,28	- 586,43	2940,87	- 940,20
R_1	- 2 552,85	- 916,79	719,27	2355,34	5531,34	11 297,75	23 226,84	34833,2	39 009,29
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	2 648,74	4743,88	6827,98	8933,12	46190,67	44 491,99	42 775,58	41058,29	39 358,56
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	- 731,30	- 1309,75	-1887,91	-2435,79	-6352,28	- 675,80	- 157,23	361,58	- 713,24
R_1	1 917,45	3434,13	4950,07	6497,33	39838,39	43 816,19	42 618,35	41419,87	38 645,32
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	4 812,09	12704,34	20617,63	28531,79	41305,88	44 491,99	42 775,58	41058,29	39 358,56
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	-1 353,94	- 3500,82	1581,93	3868,60	216,63	- 675,80	- 157,23	361,58	- 713,24
R_1	3 458,15	9203,52	22199,56	32400,48	41522,51	43 816,19	42 618,35	41419,87	38 645,32
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	53 691,25	49400,18	45092,43	40784,70	56794,87	47 415,22	43 107,47	38799,89	34 508,82
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	-3 137,92	- 2030,91	- 796,89	437,12	-4176,7	- 1 482,88	- 248,86	985,11	625,73
R_1	50 553,33	47369,27	44295,54	41221,82	52618,17	45 932,34	42 858,61	39785,00	35 134,55
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	57 217,74	50666,03	44098,83	37530,61	37435,82	31 614,21	19 294,37	6975,41	-5 307,04
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	-4 111,55	-2380,40	-522,57	1 335,54	1330,50	2 972,69	337,51	-1975,28	1 527,47
R_1	53 106,19	48285,63	43576,26	38866,15	38766,32	34 586,90	19 631,88	5000,13	- 3 779,57
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	57 217,74	50666,03	44098,83	37530,61	30978,01	8271,57	5 514,72	2758,93	2,24
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	-4 111,55	- 2380,40	- 522,57	1304,97	-3623,59	-2283,71	-1 522,57	-761,72	- 0,62
R_1	53 106,19	48285,63	43576,26	38835,58	27354,42	5987,85	3 992,15	1997,21	1,62
$\Sigma P_{\Delta_i, S}$	48 745,53	36628,71	24474,97	12320,91	203,36	2922,79	331,89	-2258,85	-4 849,74
$\Sigma \frac{q_i(P_i^R)}{2} (P_{\Delta_i})$	-1 745,52	1489,32	-2378,87	- 3451,13	6,10	-806,96	- 91,63	623,65	1 338,97
R_1	47 000,01	38118,03	22096,10	8869,78	209,46	2115,83	240,26	-1635,20	-3.510,77

3.3.

Convoi Bc

Les réactions sur l'appui seront maximum lorsque le convoi est centré longitudinalement sur l'appui étudié. Nous considérons que la réaction sur cet appui est maximum lorsque, en faisant abstraction de la différence des répartitions dans chaque travée nous obtenons à la lecture de la ligne d'influence l'effet maximum recherché.

Quant aux répartitions transversales il s'agit de définir les coefficients Δ_i et Γ_i correspondant à chaque poutre pour les différents cas de surcharge.

Travée IITravée III

Détermination des $P \Delta_i$ et $P \Gamma_i$
 P étant la valeur d'une charge

+ $P \Gamma_i$ sera défini en tenant compte d'une répartition des charges isostatiquement sur les poutres.

+ $P \Delta_i$ sera défini en tenant compte d'une répartition selon la méthode de Courbon:

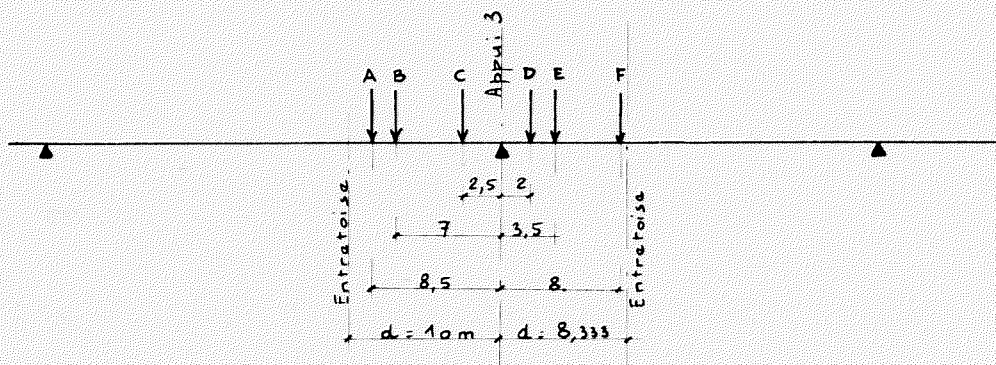
il y aura une répartition pour la Bretelle B.
 une " " Bretelle C.
 une " " le Tronc commun.

Tableau donnant les valeurs de Δ_i et de Γ_i

Poutres	Travées		C_{1A}	$C_{1A} + C_{2A}$	$C_{1A} + C_{2A} + C_{3A}$	$C_{1A} + C_{2A} + C_{3A} + C_{4A}$	$C_{1D} + C_{2D} + C_{3D} + C_{4D}$	$C_{2D} + C_{3D} + C_{4D}$	$C_{3D} + C_{4D}$	C_{4D}
1	2	$P\Gamma_1$	0	0	0	0	1,768P	1,768P	1,768P	1,507P
		$P\Delta_1$	0	0	-0,180P	0,133P	1,908P	1,908P	1,908P	1,201P
	3	$P\Gamma'_1$	0	0	0	0	P	P	P	P
		$P\Delta'_1$	-0,416P	-0,352P	0,192P	0,192P	2,496P	2,496P	2,144P	1,312P
2	2	$P\Gamma_2$	0	0	0	0,276P	1,507P	1,507P	1,507P	0,493P
		$P\Delta_2$	0	0	0,109P	0,466P	1,355P	1,355P	1,355P	0,801P
	3	$P\Gamma'_2$	0	0	0	0	1,6 P	1,6 P	1,6 P	P
		$P\Delta'_2$	-0,212P	-0,064P	0,444P	0,444P	2,172P	2,172P	1,808P	1,084P
3	2	$P\Gamma_3$	0	0	0,045P	1,059P	0,724P	0,724P	0,724 P	0
		$P\Delta_3$	0	0	0,400P	0,8P	0,8 P	0,8 P	0,8 P	0,4 P
	3	$P\Gamma'_3$	0	0	0,4 P	0,4 P	0,4 P	0,4 P	0,4 P	0
		$P\Delta'_3$	-0,008P	0,224P	0,696P	0,696P	1,848P	1,848P	1,472P	0,856P
4	2	$P\Gamma_4$	0	0	1,015P	1,725P	0,493P	0,493P	0	0
		$P\Delta_4$	0	0	0,690P	1,134P	0,245P	0,245P	0,245P	-0,001P
	3	$P\Gamma'_4$	0	0	0,6 P	0,6 P	1,6 P	1,6 P	P	0
		$P\Delta'_4$	+0,196P	+ 0,512P	0,948P	0,948P	1,524P	1,524P	1,136P	0,628P
5	2	$P\Gamma_5$	0	0	0,94 P	0,94 P	1,277P	1,015P	0	0
		$P\Delta_5$	-0,180P	0,133P	1,113P	1,600P	1,600P	0,893P	-0,308P	-0,401P
	3	$P\Gamma'_5$	0	0,4 P	1,2 P	1,2 P	0,4 P	0,4 P	0	0
		$P\Delta'_5$	0,100P	0,8 P	1,2 P	1,2P	1,2 P	1,2 P	0,8 P	0,4 P
6	2	$P\Gamma_6$	0	0,276P	0,276P	0,276P	1,507P	0,493P	0	0
		$P\Delta_6$	0,110P	0,466P	0,466P	0,466P	1,355P	0,801P	0	0
	3	$P\Gamma'_6$	0	0,6P	0,8 P	0,8 P	P	P	0	0
		$P\Delta'_6$	0,604P	1,088P	1,452P	1,452P	0,876P	0,876P	0,464P	0,172P
7	2	$P\Gamma_7$	0,045P	1,059P	1,059P	1,059P	0,724P	0	0	0
		$P\Delta_7$	0,4 P	0,8 P	0,8 P	0,8 P	0,8 P	0,4 P	0	0
	3	$P\Gamma'_7$	0,4 P	1,2 P	1,2 P	1,2 P	0	0	0	0
		$P\Delta'_7$	0,808P	1,376P	1,704P	1,704P	0,552P	0,552P	0,128P	-0,056P
8	2	$P\Gamma_8$	1,015P	1,725P	1,725P	1,725P	0	0	0	0
		$P\Delta_8$	0,690P	1,134P	1,134P	1,134P	0,245P	-0,001P	0	0
	3	$P\Gamma'_8$	1,6 P	0,8 P	0,8 P	0,8 P	0	0	0	0
		$P\Delta'_8$	1,012P	1,664P	1,956P	1,956P	0,228P	0,228P	-0,208P	-0,284P
9	2	$P\Gamma_9$	0,94 P	0,94 P	0,94 P	0,94 P	0	0	0	0
		$P\Delta_9$	0,980P	1,467P	1,467P	1,467P	-0,308P	-0,401P	0	0
	3	$P\Gamma'_9$	P	P	P	P	0	0	0	0
		$P\Delta'_9$	1,216P	1,952P	2,208P	2,208P	-0,096P	-0,096P	-0,544P	-0,512 P

Calcul des réactions :

Le convoi a été disposé longitudinalement de la façon suivante



ces forces disposées aux abscisses α engendrent respectivement une réaction directement lue sur la ligne d'influence dont les valeurs Y sont données ci-après

Charge A.	$\alpha_A = 8,5 \text{ m}$	$Y_A = 0,84$
Charge B.	$\alpha_B = 7 \text{ m}$	$Y_B = 0,888$
Charge C.	$\alpha_C = 2,5 \text{ m}$	$Y_C = 0,984$
Charge D.	$\alpha_D = 2 \text{ m}$	$Y_D = 1$
Charge E.	$\alpha_E = 3,5 \text{ m}$	$Y_E = 0,98$
Charge F.	$\alpha_F = 8 \text{ m}$	$Y_F = 0,848$

si $P_m = 1,2 \times S_m = 6000 \text{ Kg}$ (m est l'indice de la travée)

$$\begin{aligned}
 A &= P_m \left[\Gamma_i + \frac{8,5}{10} (\Delta_i - \Gamma_i) \right] & D &= P_m \left[\Gamma_i + \frac{2}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right] \\
 B &= P_m \left[\Gamma_i + \frac{7}{10} (\Delta_i - \Gamma_i) \right] & E &= P_m \left[\Gamma_i + \frac{3,5}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right] \\
 C &= \frac{P_m}{2} \left[\Gamma_i + \frac{2,5}{10} (\Delta_i - \Gamma_i) \right] & F &= \frac{P_m}{2} \left[\Gamma_i + \frac{8}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right]
 \end{aligned}$$

La réaction d'une poutre sera égale à la somme des

$$\begin{aligned}
 R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F &= \\
 &= Y_A \cdot A + Y_B \cdot B + Y_C \cdot C + Y_D \cdot D + Y_E \cdot E + Y_F \cdot F
 \end{aligned}$$

Les réactions des poutres pour les différents cas de surcharge envisagés ont pour valeur :

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9
C_{1G}	$R_A + R_B + R_C$	0	0	0	0	-0,263P	0,160 P	0,618P	1,779P	2,145P
	$R_D + R_E + R_F$	-0,440P	-0,224P	-0,008P	0,207P	+0,423P	0,639 P	1,394P	3,224P	2,633P
	ΣR	-0,440P	-0,224P	-0,008P	0,207P	0,160P	0,799 P	2,012P	5,003P	4,778P
$C_{1G} + C_{2G}$	$R_A + R_B + R_C$	0	0	0	0	0,194P	0,890 P	1,973P	2,967P	2,855P
	$R_D + R_E + R_F$	-0,373P	-0,068P	0,237P	0,542P	1,385P	1,959P	3,071P	2,838P	3,412P
	ΣR	-0,373P	-0,068P	0,237P	0,542P	1,579P	2,849P	5,044P	5,805P	6,267P
$C_{1G} + C_{2G} + C_{3G}$	$R_A + R_B + R_C$	-0,263P	0,159P	0,618P	1,779P	2,339P	0,890P	1,973P	2,967P	2,855P
	$R_D + R_E + R_F$	0,203P	0,470P	1,275P	1,811P	2,885P	2,613P	3,418P	3,147P	3,683P
	ΣR	-0,060P	0,629P	1,893P	3,590P	5,224P	3,503P	5,391P	6,114P	6,538P
$C_{1G} + C_{2G} + C_{3G} + C_{4G}$	$R_A + R_B + R_C$	0,194P	0,890P	1,973P	2,967P	3,049P	0,890P	1,973P	2,967P	2,855P
	$R_D + R_E + R_F$	0,203P	0,470P	1,275P	1,84P	2,885P	2,613P	3,418P	3,147P	3,683P
	ΣR	0,397P	1,360P	3,248P	4,798P	5,934P	3,503P	5,391P	6,114P	6,538P
$C_{1G} + C_{2G} + C_{3G} + C_{4G} + C_{5G}$	$R_A + R_B + R_C$	4,129P	3,124P	1,718P	0,733P	3,306P	3,124P	1,718P	0,357P	-0,449P
	$R_D + R_E + R_F$	3,988 P	4,452P	2,495P	3,766P	1,809P	2,273P	0,584P	0,241P	-0,102P
	ΣR	8,117 P	7,576P	4,213P	4,499P	5,115P	5,397P	2,302P	0,598P	-0,551P
$C_{2G} + C_{3G} + C_{4G}$	$R_A + R_B + R_C$	4,129P	3,124P	1,718P	0,733P	2,075P	1,544P	0,583P	-0,001P	-0,585P
	$R_D + R_E + R_F$	3,988P	4,452P	2,495P	3,766P	1,809P	2,273P	0,584P	0,241P	-0,102P
	ΣR	8,117P	7,576P	4,213P	4,499P	3,884P	3,817P	1,167P	0,240P	-0,687P
$C_{3G} + C_{4G}$	$R_A + R_B + R_C$	4,129P	3,124P	1,718P	0,357P	-0,449P	0	0	0	0
	$R_D + R_E + R_F$	3,615P	4,067P	2,096P	2,548P	0,847P	0,491P	0,136P	-0,220P	-0,576P
	ΣR	7,744 P	7,191P	3,814P	2,905P	0,398P	0,491P	0,136P	-0,220P	-0,576P
C_{4G}	$R_A + R_B + R_C$	2,899P	1,544P	0,583P	-0,001P	-0,585P	0	0	0	0
	$R_D + R_E + R_F$	2,734P	2,493P	0,906P	0,665P	0,423P	0,182P	-0,059P	-0,301P	-0,542P
	ΣR	5,633P	4,037P	1,489P	0,664P	-0,162P	0,182P	-0,059P	-0,301P	-0,542P

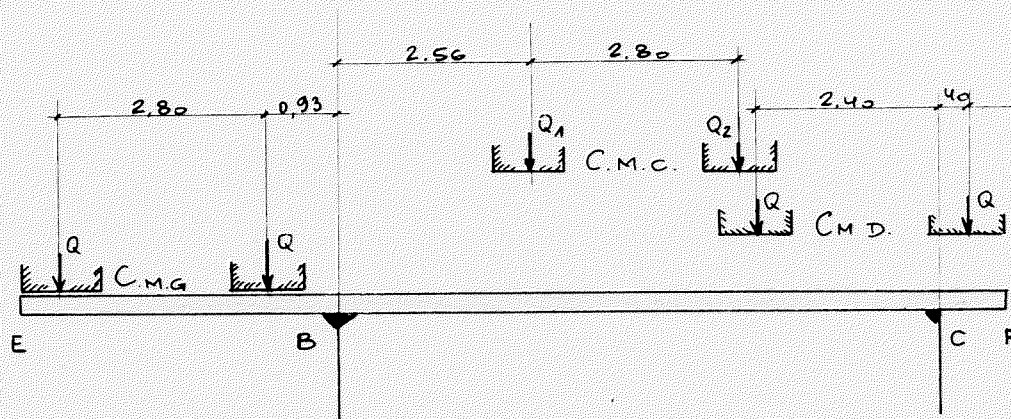
3.4.

Convoi militaire

Nous considérerons que le convoi est directement appliqué sur le portique. Le cas envisagé est plus défavorable que la réalité.

Nous considérerons 3 cas de charge

- un convoi excentré à gauche
- un convoi excentré à droite
- un convoi centré sur la traverse.



Pour chacun des cas de charge les moments d'encastrement parfait ont pour valeur :

Cas de charge	M_{BE}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CF}	R_B	R_C
C.M.G	- 4,66 Q	0	0	0	2 Q	0
C.M.C	0	1,733 Q	-1,733Q	0	Q	Q
C.M.D	0	0,507 Q	-1,166Q	0,40 Q	0,203Q	1,697 Q

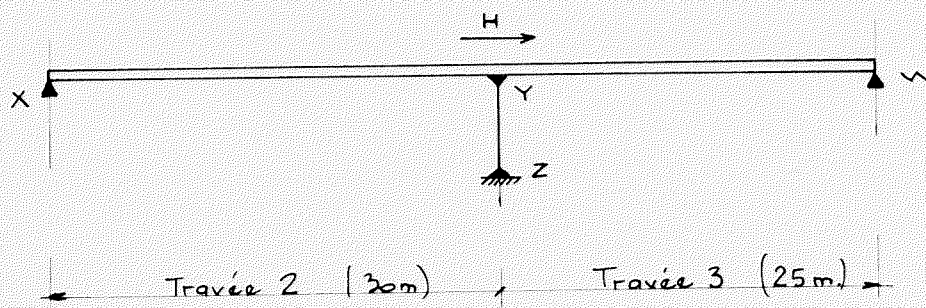
Pour le convoi centré CM_C si nous supposons la chenille comme une charge concentrée les moments auraient en travée les valeurs suivantes :

$$M_{Q1} = 2 Q \times \frac{3,96 \times 2,56}{7,92} - M_{BC} + \frac{M_{BC} + M_{CB}}{7,92} \times 2,56 = 60.166 \text{ Kgm}$$

$$M_{Q2} = 2 Q \times \frac{3,96 \times 2,56}{7,92} + M_{CB} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{7,92} \times 2,56 = 63.317 \text{ Kgm}$$

3.5.Freinage

Le portique 2 sert de paléau tablier Est pour les efforts horizontaux de freinage. Pour connaître les efforts auxquels il est soumis nous considérerons la structure suivante :



la barre YZ étant constituée par les deux bécquilles du portique 2 disposées dans leur sens Y.

Nous considérerons par sécurité que la barre X Y W est constituée par deux poutres seulement.

Cette structure est soumise à un effort horizontal H et en couple correspondant dû à l'excentrement de H par rapport à la fibre neutre C = 0,722 H

Caractéristiques de la structure

$$I_{YZ} = 1.692.000 + 2.108.000 \text{ cm}^4 = 3.800.000 \text{ cm}^4 \quad h_{YZ} = 6,53 \text{ m}$$

$$I_{XYW} = 2 \times 658.362 = 1.316.724 \text{ cm}^4$$

$$R_{XY} = \frac{3}{4} \frac{1.316.724}{30.00} = 329,181 \text{ cm}^3 \quad R_{YW} = \frac{3}{4} \frac{1.316.724}{2.500} = 395,0172 \text{ cm}^3$$

$$R_Y = \frac{3.800.000}{65,3} = 5.819,296 \text{ cm}^3$$

$$C_{YX} = \frac{329,181}{\Sigma R} = 0,0503$$

$$C_{YW} = \frac{395,0172}{\Sigma R} = 0,0604$$

$$C_{YZ} = \frac{5819,296}{\Sigma R} = 0,8893$$

Noeuds fixes

C_Y	Y_X	Y_W	Y_Z	Z_Y
0	0,0503	0,0604	0,8893	0
0,7224	-0,0363 H	-0,0436 H	-0,6421 H	-0,321 H

$$H_Z = - \frac{0,6421 + 0,321}{6,53} H = -0,147490 H$$

Déplacement des noeuds

Y_X	Y_W	Y_Z	Z_Y
0,0503	0,0604	0,8893	0
-5030	-6040	+100 000 - 88.930	+100 000 - 44 465
-5030	-6040	+11.070	-55.538

$$H_Z = - \frac{11.070 + 55.535}{6,53} = -10.199,847$$

Coefficient de déplacement

$$10.199,847 \times = -0,147.490 H = H$$

$$\times = 0,0001250074 H$$

Moments définitifs sous la force H.

$$C_Y = +0,7224$$

Y_X	Y_W	Y_Z	Z_Y	
-0,0363 H	-0,0436 H	-0,6421 H	- 0,321 H	Noeuds fixes
-0,5659 H	-0,6795 H	+1,2454 H	+ 6,2477 H	Déplacement
-0,6022 H	-0,7231 H	0,6033 H	+ 5,926 H	Total

- Freinage sous surcharge A.

Nous considérerons 3 cas de freinage pour :

- 1) Freinage donnant effort horizontal maximum : surcharge A (3)
- 2) Freinage avec cas de charge donnant moment dans béquille AB maximum : surcharge A (4)
- 3) Freinage avec cas de charge donnant moment dans béquille CD maximum : surcharge A (5)

1°) Le freinage maximum est obtenu lorsque les travées 2 et 3 sont surchargées, la surface surchargée $(9 + 8,14) \cdot 30 + 11 \times 25 = 790 \text{ m}^2$

$$\text{L'effort } H_1 \text{ de freinage} = \frac{1}{20} \cdot 790 \times 908,586 = 35.890 \text{ Kg.}$$

2°) Le freinage avec moment sur béquille AB maximum est obtenu en surchargeant 1 voie de la travée 2 et de la travée 3.

$$\text{soit } 4,5 \times 30 + 3.666 \times 25 = 226,675 \text{ m}^2$$

$$H_2 = \frac{1}{20} \times 226,675 \times 908,586 = 10.298 \text{ Kg}$$

3°) Le freinage avec moment sur béquille CD maximum est obtenu en surchargeant 3 voies de la travée 2 et 2 voies de la travée 3.

L'aire surchargée $-(4,5 + 8,14) 30 + 7,333 \times 25 = 562,525 \text{ m}^2$.

$$H_j = 562,525 \times 908,586 \times \frac{1}{20} = 25.555 \text{ Kg}$$

Freinage sous la surcharge BC

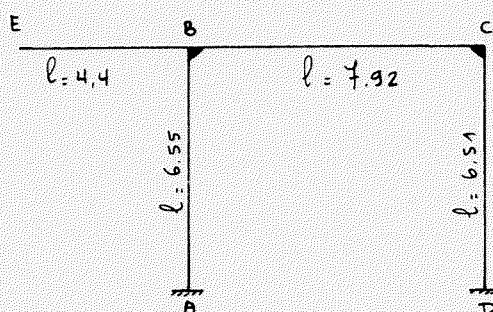
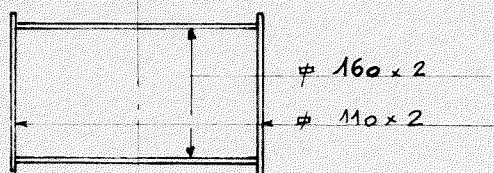
$$H = 30.000 \text{ Kg}$$

Force centrifuge

Le portique 2 peut être soumis sous les surcharges BC à un effort horizontal H égal à 0,267 fois le poids des essieux sur l'ouvrage.

Pour le convoi BC nous considérerons soit le freinage soit la force centrifuge.

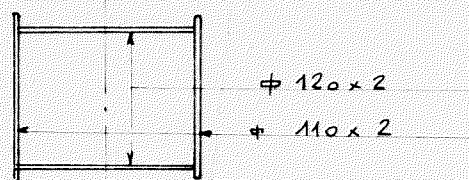
3.6.

Etude du portiqueSollicitationsCalcul des Inerties- Béquille AB :

$$\Omega = 1080 \text{ cm}^2$$

$$\frac{I}{Y} = 51.857,5 \text{ cm}^3$$

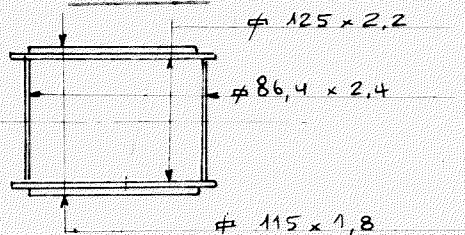
$$I = 4.252.319,640 \text{ cm}^4$$

- Béquille CD :

$$\Omega = 920 \text{ cm}^2$$

$$\frac{I}{Y} = 35.699,8 \text{ cm}^3$$

$$I = 2.213.386,652 \text{ cm}^4$$

- Traverse :

$$\Omega = 1378,72 \text{ cm}^2$$

$$\frac{I}{Y} = 47.143,6 \text{ cm}^3$$

$$I = 2.225.179,7726 \text{ cm}^4$$

- Raideurs

$$R_{BC} = \frac{I}{l} = \frac{2.225.179,7726}{7,92} = 280.957,0419$$

$$R_{BE} = 0$$

$$R_{AB} = \frac{I}{l} = \frac{4.252.319,640}{6,55} = 649.209,1053$$

$$R_{CD} = \frac{I}{l} = \frac{2.213.319,640}{6,51} = 339.987,6559$$

- Coefficients de répartition

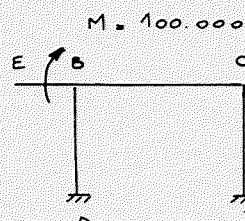
$$C_{BA} = \frac{649.209,1053}{649.209,1053 + 280.957,0419} = 0,69795$$

$$C_{BC} = \frac{280.957,0419}{\text{"}} = 0,30205$$

$$C_{CB} = \frac{280.957,0419}{280.957,0419 + 339.987,6559} = 0,45246$$

$$C_{CD} = \frac{339.987,6559}{\text{"}} = 0,54754$$

1° Cas



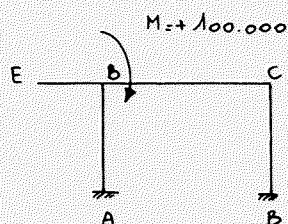
Noeuds	A	B			C		D
Barres	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
CR		0,69795	0	0,30205	0,45246	0,54754	
	-34897	-69794	+100.000	-30205	-15102	+8269	+4134
	-1192	-2384		+3416	+6833	+8269	+4134
				+1032	+516		
	-40	-81		+116	+233	+283	+141
				+35	+17		
	-1	-3		+4	+8	+9	+4
				-1			
	-36130	-72263	+100000	-27727	-8561	+8561	+4279

$$T_{AB} = - \frac{72.263 - 36.130}{6,55} = - 16.548,397$$

$$T_{DC} = + \frac{8561 + 4279}{6,51} = + 1.972,350$$

$$= 14.576 \text{ Kg}$$

2° Cas

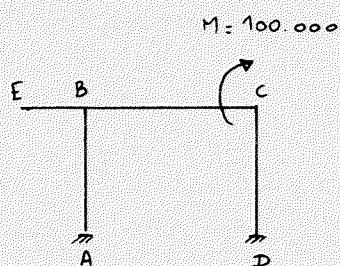


Noeuds	A	B			C		D
Barres	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
CR		0,69795	0	0,30205	0,45246	0,54754	
				+100.000			
	- 34897	- 69794		- 30 205	- 15102		
				+ 3 416	+ 6833	+ 8269	+ 4134
	- 1192	- 2384		- 1 032	- 516		
				+ 116	+ 233	+ 283	+ 141
	- 40	- 81		- 35	- 17		
				+ 4	+ 8	+ 9	+ 4
	- 1	- 3		- 1			
	- 36130	- 72262	0	+ 72 263	- 8 561	+ 8561	+ 4279

$$\begin{matrix} T_{AB} & = & - \\ T_{DC} & = & + \end{matrix}$$

$$= 14.576 \text{ Kg}$$

3° Gas



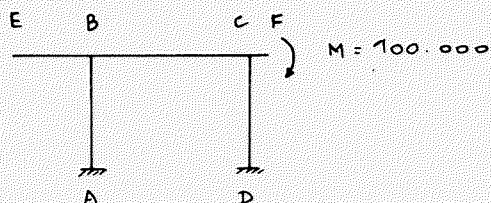
Noeuds	A	B			C		D
Barres	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
CR		0,69795	0	0,30205	0,45246	0,54754	
					+100.000		
				- 22 623	-45.246	- 54754	-27 377
	+ 7895	+15 790		+ 6833	+ 3 417		
				- 733	- 1 546	- 1871	- 935
	+ 270	+ 540		+ 233	+ 117		
				- 26	- 53	- 64	- 32
	+ 9	+ 18		+ 8	+ 4		
				- 1	- 2	- 2	- 1
	+ 8174	+16 349	0	- 16 349	+ 56 691	- 56691	-28 345

$$T_{AB} = \frac{16\,349 + 8\,174}{6,55} = + 3.743,817$$

$$T_{DC} = \frac{-28\,345 - 56\,691}{6,51} = -13.062,365$$

$$= -9\,318,55 \text{ Kg}$$

4° Cas



AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
0	0,69795	0	0,30205	0,45246	0	0,54754	0
					100.000		
+ 7 895	+ 15789		- 22 623	- 45246		- 54754	-27377
			+ 6 854	+ 3417			
			- 773	- 1546		- 1871	- 936
+ 270	+ 540		+ 233	+ 117			
			- 27	- 53		- 64	- 32
+ 9	+ 19		+ 8	+ 4			
	+ 1		- 1	- 2		- 2	- 1
+ 8 174	+ 16349	0	- 16 349	- 43309	+100.000	- 56691	- 28345

$$T_{AB} = \frac{8\,174 + 16\,349}{6,55} = 3.743,969 \text{ Kg}$$

$$T_{DC} = \frac{56\,691 + 28\,346}{6,51} = -13.062,519 \text{ Kg}$$

$$- 9.318,550 \text{ Kg}$$

Pour 1 Déplacement arbitraire : Δ

$$M = \frac{6 E I \Delta}{h^2}$$

$$M_{AB} = M_{BA} = 6 \times E \Delta \times \frac{4,252.319,640}{6,55^2} = 6 E \Delta \times 99.115,8939$$

$$M_{CD} = M_{BC} = 6 \times E \Delta \times \frac{2.213.319,64}{6,51^2} = 6 E \Delta \times 52.225,4463$$

A	B			C		D
AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
	0,69795	0	0,30205	0,45246	0,54754	
+100.000	+ 100.000				+ 52691	+ 52 691
- 34 897	- 69 794		- 30205	- 15102		
			- 8504	- 17008	- 20581	- 10 290
+ 2 967	+ 5 935		+ 2569	+ 1285		
			- 290	- 581	- 703	- 351
+ 101	+ 202		+ 88	+ 44		
			- 10	- 20	- 24	- 12
+ 3	+ 7		+ 3	+ 1		
+ 68 174	+ 36 350		- 36350	- 31 383	+ 31383	+ 42 038

$$T_{AB} = \frac{68.174 + 36.350}{6,55} = + 15.957,8626$$

$$T_{DC} = \frac{42.038 + 31.383}{6,51} = + 11.278,1874$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{AB} \\ T_{DC} \end{array} \right\} = + 27.236 \text{ Kg}$$

1° Cas et 2° Cas

ΣT au niveau AD

$$- 14576 \cdot k + 27.236 \cdot x_1 = 0$$

$$x_1 = + \frac{14.576 k}{27.236} = + 0,535 k$$

3° Cas et 4° Cas

ΣT au niveau AD :

$$- 9\,318,55 \cdot k + 27\,236 \cdot x = 0$$

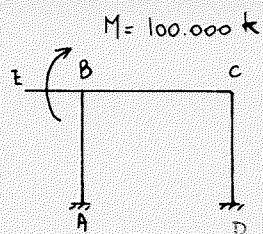
$$x = \frac{9\,318,55 k}{27.236} = + 0,342 k$$

Pour effort horizontal H

$$27.236 x = H$$

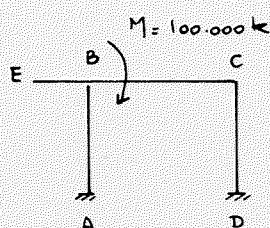
$$x = \frac{H}{27236} = 1.762$$

1°) Cas



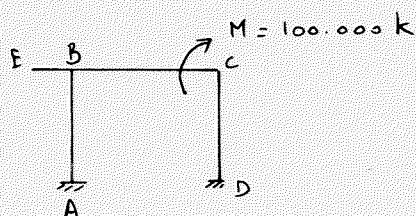
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
Noeuds fixes	- 36130k	- 72263k	+ 100.000k	-27737k	- 8561k	+ 8561k	+ 4279 k
Déplacement	+ 36485k	+ 19454k	0	-19454k	-16795k	+16795k	+22498 k
Mts Réels	+ 355k	- 52809k	+ 100.000k	-47191k	-25356k	+25356k	+26777k

2°) Cas



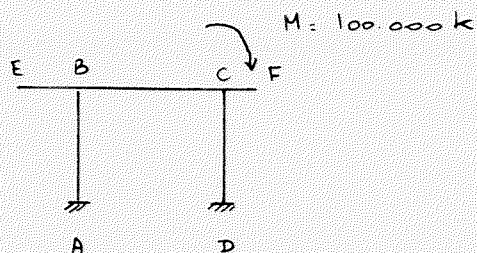
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
Noeuds fixes	- 36130k	- 72263k	0	+72263k	- 8561k	+ 8561k	+4279 k
Déplacement	+ 36485k	+19454k	0	+19454k	-16795k	+16795k	+22498 k
Mts Réels	+ 355k	-52809k	0	+52809k	-25356k	+25356k	+26777k

3°) Cas



	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC
Noeuds fixes	+ 8174k	+16349k	0	-16349k	+56691k	-56691k	-28345 k
Déplacement	+23325k	+12436k	0	-12436k	+10737k	+10737k	+14383 k
Mts Réels	+31499k	+28785k	0	-28785k	+45954k	-45954k	-13962 k

4°) Cas



	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
Noeuds fixes	+ 8174k	+ 16349k	0	-16349k	-43309k	+100000	-56691k	-28345
Déplacement	+23325k	+ 12436k	0	-12436k	-10737k	0	+10737	+14382
Mts Réels	+31499k	+ 28785k	0	-28785k	-54046k	+100000	-45954k	-13962

Forces centrifuges

$$H = + 48.000 \text{ Kg}$$

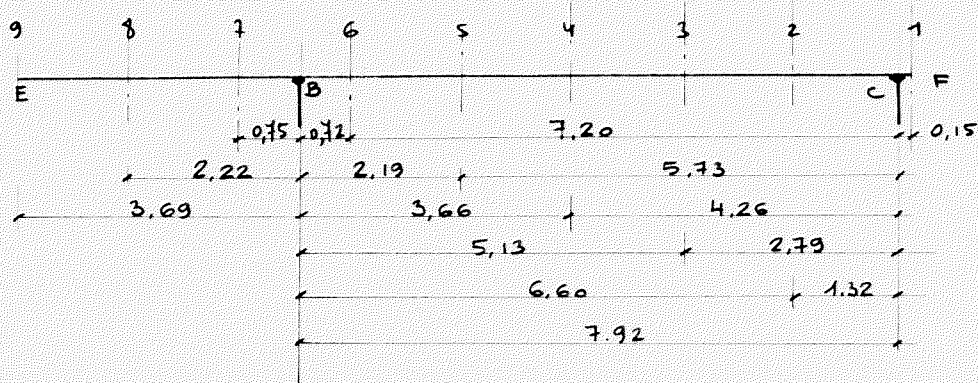
	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
-	121 050	64 450	0	- 64450	-55 720	0	+ 55720	-74760

$$H_A = 27950 \text{ Kg}$$

$$H_D = 20.050$$

$$R_A = - R_D = \frac{120170}{7,92} = - 15.200 \text{ Kg}$$

Disposition des charges sur la traverse supérieure :



soit : Q_1, Q_2, \dots, Q_9 les réactions apportées par les poutres sur le chevêtre EBC, positives lorsqu'elles agissent de haut en bas, les moments d'encastrement parfaits :

M_{BE} M_{BC} et M_{CB} ont pour valeur :

$$M_{BE} = -(3,69 Q_9 + 2,22 Q_8 + 0,75 Q_7)$$

$$M_{BC} = \frac{0,72 \times 7,2^2}{7,92^2} \cdot Q_6 + \frac{2,19 \times 5,73^2}{7,92^2} \cdot Q_5 + \frac{3,66 \times 4,26^2}{7,92^2} \cdot Q_4 + \frac{5,13 \times 2,79^2}{7,92^2} \cdot Q_3 + \frac{6,60 \times 1,32^2}{7,92^2} \cdot Q_2$$

$$= 0,595 Q_6 + 1,146 Q_5 + 1,059 Q_4 + 0,637 Q_3 + 0,182 Q_2$$

$$M_{CB} = -\left(\frac{0,72^2 \times 7,2}{7,92^2} \cdot Q_6 + \frac{2,19^2 \times 5,73}{7,92^2} \cdot Q_5 + \frac{3,66^2 \times 4,26}{7,92^2} \cdot Q_4 + \frac{5,13^2 \times 2,79}{7,92^2} \cdot Q_3 + \frac{6,60^2 \times 1,32}{7,92^2} \cdot Q_2 \right) =$$

$$= -(0,0595 Q_6 + 0,438 Q_5 + 0,910 Q_4 + 1,171 Q_3 + 0,917 Q_2)$$

$$M_{FC} = 0,15 Q_1$$

Les réactions isostatiques ont pour valeur :

$$R_B = Q_9 + Q_8 + Q_7 + 0,909 Q_6 + 0,723 Q_5 + 0,538 Q_4 + 0,352 Q_3 + 0,167 Q_2$$

$$R_C = 0,091 Q_6 + 0,277 Q_5 + 0,462 Q_4 + 0,648 Q_3 + 0,833 Q_2 + Q_1$$

$$\text{si } R'_B = R_B - (Q_9 + Q_8 + Q_7)$$

$$R'_C = R_C - Q_1$$

sont les réactions isostatiques de la poutre BC supposée sur 2 appuis.

et si M_{BC} et M_{CB} sont les moments d'encastrement obtenus avec la méthode de Cross et donnés avec leur signe de Cross

$$M_6 = -M_{BC} + \left[\frac{M_{BC} + M_{CB}}{7,92} + R'_B \right] \cdot 0,72$$

$$M_5 = -M_{BC} + (\quad " \quad) \cdot 2,19 - (Q_6 \cdot 1,47)$$

$$M_4 = -M_{BC} + (\quad " \quad) \cdot 3,66 - (Q_6 \cdot 2,94 + Q_5 \cdot 1,47)$$

$$M_3 = -M_{BC} + (\quad " \quad) \cdot 5,13 - (Q_6 \cdot 4,41 + Q_5 \cdot 2,94 + Q_4 \cdot 1,47)$$

$$M_2 = -M_{BC} + (\quad " \quad) \cdot 6,60 - (Q_6 \cdot 5,88 + Q_5 \cdot 4,41 + Q_4 \cdot 2,94 + Q_3 \cdot 1,47)$$

Exercice 1: Charges permanentes

$$Q_1 = 44.473 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 38.451 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 40.462 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 42.467 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 35.173 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 40.462 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 40.462 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 40.462 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 40.462 \text{ kg}$$

$$M_1 = -269.477 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -139.132 \text{ kgm}$$

$$M_3 = -138.655 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 66.71 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CF	CF	CD	DC
-2.69477	-956.64	142.308	-269.477	127.169	68329	0	-68329	-72158
-1.38655	492.23	-73.222	0	73.222	-35151	0	35151	+77.128
-1.39132	-43825.19	-40.049	0	40.049	-63937	0	63.937	+19426
0.06671	2101.30	1920	0	-1920	-3605	6671	-3066	-931
Total	-42188.31	30.957	-269477	238520	-34371	6671	27700	-16556

$$T_{AB} = \frac{-42188 + 30.957}{6.55} = -1715 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{27700 - 16556}{6.51} = +1715 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{238520 - 34371}{7.32} = 225624 + 25776 = 251397 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{238520 - 34371}{7.32} = 137259 - 25776 = 111483 \text{ kg}$$

$$M_6 = -144903 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -13.247 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 6670.5 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 90125 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 54065 \text{ kgm}$$

① 1 voie surchargée à gauche P_2

$$Q_1 = -2553 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 2355 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 23.22 \text{ kg}$$

$$Q_4 = -917 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 5531 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 34.833 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 719 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 11298 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 39.009 \text{ kg}$$

$$Q_{10} = -233.693 \text{ kg}$$

$$15.845 \text{ kg}$$

$$Q_{11} = -5239 \text{ kg}$$

$$-383 \text{ kg}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF		
-2.38643	-847	126.051	-238693	112.642	60.523	0	-60.523	-63915
0.15845	56	-8368	0	8368	-4018	0	4018	4243
-0.05239	-1650	-1508	0	1508	-2408	0	-2408	731
-0.00383	-121	-110	0	110	207	-383	176	53
Total	-2562	116.066	-238693	122.628	54305	-383	-53922	-58887

$$T_{10} = \frac{-2562 + 116.066}{555} = 17.329 \text{ kg}$$

$$T_{00} = \frac{-53922 - 58887}{601} = -17329 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{122.628 + 54305}{792} = 112705 + 84051 = 196756 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{122.628 + 54305}{792} = 797 - 84051 = -83254 \text{ kg}$$

$$M_6 = -95283 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -56.061 \text{ kgm}$$

$$M_4 = -24963 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 2661 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 29233 \text{ kgm}$$

Exercice 2 : les surcharges A

172

② 2 voies surchargées à gauche P_2, P'_2

$$Q_1 = 1917 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 3434 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 4950 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 6497 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 39838 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 43816 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 42618 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 41420 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 38645 \text{ kg}$$

$$M_{10} = -266516 \text{ kgm}$$

$$M_{11} = 82387 \text{ kgm}$$

$$M_{12} = 34914 \text{ kgm}$$

$$M_{13} = 288 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CF	CF	CD	DC
-2,66516 · I	-946	140744	-266516	125772	67578	0	-67578	-71365
0,82387 · II	292	-43508	0	43508	-20890	0	20890	22061
-0,34914 · III	-10998	-10050	0	10050	-16044	0	16044	4875
0,00288 · IV	91	83	0	-83	-156	288	-132	-40
Total	-11561	87270	-266516	179246	30488	288	-30776	-44470

$$T_{AB} = \frac{-11561 + 87270}{6,55} = 11559 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{-30776 - 44470}{6,51} = -11589 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{179246 + 30488}{7,92} = 197126 + 26482 = 223608 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{179246 + 30488}{7,92} = 26009 - 26482 = -473 \text{ kg}$$

$$M_6 = -106564 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -22581 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 2840 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 18710 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 27304 \text{ kgm}$$

Errors Engendered par les surcharges A

173

③ 3 voies surchargées à gauche $P_2 + P'_2 + P'_1$

$$Q_1 = 3458 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 9204 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 22.200 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 32400 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 11523 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 43816 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 42618 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 111420 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 38645 \text{ kg}$$

$$M_{66} = -266516 \text{ kgm}$$

$$M_{66} = -123793 \text{ kgm}$$

$$M_{66} = -84714 \text{ kgm}$$

$$M_{66} = 519 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CF	CF	CD	DC
-2,66516 x I	-946	140714	-266516	125772	67578	0	-67578	-71365
1,23793 x II	+439	-65374	0	65374	-21389	0	21389	33148
-0,84714 x III	-26684	-24385	0	24385	-38929	0	38929	-11828
0,00519 x IV	163	149	0	-149	-280	519	-239	-72
Total	-27027	51135	-266516	215381	-3021	519	2502	-26462

$$T_{AB} = \frac{-27027 + 51135}{655} = 3681 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{2502 - 26462}{651} = -3681 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{215381 - 3021}{702} = 219316 + 26813 = 246129 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{215381 - 3021}{702} = 55368 - 26813 = 29155 \text{ kg}$$

$$M_6 = -126483 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -9394 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 46657 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 55080 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 30869 \text{ kgm}$$

Erreurs Engendrées par les surcharges A

174

④ 4 voies surchargées $P_2 + P'_2 + P'_1 + P_1$

$$Q_1 = 50553 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 47369 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 44296 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 41222 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 52618 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 45932 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 42859 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 39785 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 35135 \text{ kg}$$

$$R_{21} = -250115 \text{ kgm}$$

$$R_{31} = 168169 \text{ kgm}$$

$$R_{41} = -158600 \text{ kgm}$$

$$R_{51} = 7583 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CE	
-2,50115 · I	-888	132083	-250115	118032	63419	0	-63419	-66973
1,68169 · II	597	-88808	0	88808	-42641	0	42641	45031
-1,58600 · III	-49957	-45653	0	45653	-72883	0	72883	22144
0,07583 · IV	2389	2183	0	-2183	-4098	7583	-3485	-1059
Total	-47860	-195	-250115	250310	-56203	7583	48620	-858

$$T_{AB} = \frac{-47860 - 195}{6,55} = -7337 \text{ kg}$$

$$T_{BC} = \frac{48620 - 858}{6,51} = 7337 \text{ kg}$$

$$R_A = R_{21} + \frac{250310 - 56203}{7,02} = 243254 + 24508 = 267762 \text{ kg}$$

$$R_D = R_{31} - \frac{250310 - 56203}{7,02} = 156515 - 24508 = 132007 \text{ kg}$$

$$M_6 = -142307 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 10680 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 86319 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 101361 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 51288 \text{ kgm}$$

Exercice 2 : Engendrement par les surcharges A

175

⑤ 3 voies surchargées à droite $P'_2 + P'_1 + P_1$

$$Q_1 = 53\,106 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 48\,286 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 43\,576 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 38\,866 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 38\,766 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 34\,587 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 19\,632 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 5\,000 \text{ kg}$$

$$Q_9 = -3\,780 \text{ kg}$$

$$M_1 = -118\,76 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -142\,758 \text{ kgm}$$

$$M_3 = -149\,711 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 7\,966 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
-0,81876	-42	6272	-11876	5604	3011	0	-3011	-3180
1,42758	507	-75389	0	75389	-36198	0	36198	38226
-1,49711	-47157	-43094	0	43094	-68798	0	68798	20903
0,07966	2509	2293	0	-2293	-4305	7966	-3661	-1112
Total	-44184	-109919	-11876	-121795	-106290	7966	98324	54837

$$T_{AB} = \frac{-44184 - 109919}{655} = -23527 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{98324 + 54837}{651} = 23527 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_1 + \frac{121795 - 106290}{792} = 124632 + 1958 = 126590 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_8 + \frac{121795 - 106290}{792} = 123407 + 1958 = 125365 \text{ kg}$$

$$M_6 = -45654 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 58956 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 106580 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 97072 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 23506 \text{ kgm}$$

Exercice 2 : Les surcharges A.

⑥ 2 voies Surchargées à droite ($P_1 + P_2$)

$$Q_1 = 53106 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 38836 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 3992 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 48286 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 27354 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 1997 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 43576 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 5988 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 2 \text{ kg}$$

$$M_{10} = -7435 \text{ kgm}$$

$$M_{11} = -142984 \text{ kgm}$$

$$M_{12} = -112632 \text{ kgm}$$

$$M_{13} = 7966 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CF	CF
$-0.07435 \cdot I$	-26	3926	-7435	3509	1885	0	-1885	-1991
$1.12632 \cdot II$	400	-59480	0	59480	-28559	0	28559	30159
$-1.42984 \cdot III$	-45039	-41158	0	41158	-65707	0	+65707	-19963
$0.07966 \cdot IV$	2509	2293	0	-2293	-4305	7966	-3661	-1112
Total	-42156	-94418	-7435	101853	-96686	7966	88720	47020

$$T_{AB} = \frac{-42156 - 94418}{6.55} = -20851 \text{ kg}$$

$$T_{BC} = \frac{88720 + 47020}{6.51} = 20851 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{101853 - 96686}{7.32} = 75507 + 652 = 76159 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D + \frac{101853 - 96686}{7.32} = 147630 + 652 = 146978 \text{ kg}$$

$$M_0 = -51328 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 43025 \text{ kgm}$$

$$M_6 = 97167 \text{ kgm}$$

$$M_0 = 94221 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 27218 \text{ kgm}$$

les surcharges A.

⑦ 1 voie surchargée à droite P_+

47000 kg 38118 kg 22036 kg
 8870 kg 809 kg 2116 kg
 240 kg -1635 kg -3571 kg
 $+16405 \text{ kgm}$ 81943 kgm
 -69118 kgm 7050 kgm

	AB	BA	BE	ED	DE	EF	FE	
$0,16405$	58	-8663	16405	-1742	-4160	0	4160	4393
$0,31943$	113	-16868	0	16869	-8099	0	8099	8553
$-0,69118$	-21771	-19896	0	19896	-31762	0	31762	9650
$0,07050$	2221	2029	0	-2029	-3810	7050	-3240	-984
	-19379	-43398	16405	26993	-47832	7050	40782	21612

$T_{AB} = -19379 - 43398$

-9584 kg

$40782 + 21612$

9584 kg

$R_A = Q_A = 26993 - 47832$

$16084 - 2631$

13453 kg

$R_B = Q_B = 26993 - 47832$

$97419 + 2631$

100050 kg

$M_2 = -13780 \text{ kgm}$

$M_5 = 10086 \text{ kgm}$

$M_4 = 33645 \text{ kgm}$

$M_1 = 44165 \text{ kgm}$

$M_3 = 22204 \text{ kgm}$

le convoi civil BC (P=6000 kg) 118

① 1 convoi à gauche (C₁₀)

- 2640 kg. - 1344 kg. - 48 kg.
 - 1242 kg. - 960 kg. 4794 kg.
 - 12072 kg. - 30018 kg. 28668 kg.
 181.479 kgm 4991 kgm
 - 547 kgm - 396 kgm

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CE	
-1,81479	-644	95837	-181479	85642	46016	0	-46016	-47595
0.04931	18	-2636	0	2636	-1266	0	1266	1336
-0.00547	-172	-157	0	157	-251	0	251	76
-0.00396	-125	-114	0	114	214	-396	182	55
Total	-924	92930	-181479	88549	44713	-396	-44317	-47128

$$T_{AB} = -924 + 92930 = 14047 \text{ kg} \quad T_{BC} = -44317 - 47128 = -14047 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_1 + 88549 + 44713 = 76237 + 16826 = 93063 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_2 + 88549 + 44713 = -2515 - 16826 = -19341 \text{ kg}$$

$$M_c = -72489 \text{ kgm}$$

$$M_s = -46746 \text{ kgm}$$

$$M_e = -22415 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 90 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 22667 \text{ kgm}$$

Exercice 10 convoi civil / B_c ($r = 6000 \text{ kg}$) ¹⁷⁹

(2) 2 convois à gauche ($C_{10} + C_{11}$)

$$Q_1 = -2238 \text{ kg}$$

$$Q_2 = -408 \text{ kg}$$

$$Q_3 = -1422 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 3252 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 3474 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 17094 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 30264 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 34830 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 37602 \text{ kg}$$

$$M_1 = -238772 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -25303 \text{ kgm}$$

$$M_3 = -9417 \text{ kgm}$$

$$M_4 = -336 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CM	CF	CD	IC
-2,38772	-847	126093	-238772	112679	60543	0	-60543	-63936
0,25303	90	-13.362	0	13.362	-6416	0	+6416	6775
-0,09477	-2966	-2711	0	2711	-4327	0	+4327	1315
-0,00336	-106	-97	0	97	182	-336	154	47
Total	-3830	109.923	-238772	128849	49981	-336	-49645	-55799

$$T_{10} = -3830 + 109923 = 16197 \text{ kg}$$

$$T_{11} = -49645 - 55799 = -16197 \text{ kg}$$

$$R_1 = 128849 + 49981$$

$$127266 + 22580$$

$$= 149845 \text{ kg}$$

$$R_2 = 128849 + 49981$$

$$4026 - 22580$$

$$= -18554 \text{ kg}$$

$$M_6 = -94.897 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -50706 \text{ kgm}$$

$$M_4 = -20441 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 5043 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 28436 \text{ kgm}$$

Exercice 1 : Calcul des efforts sur le convoi civil B_c ($P = 6000 \text{ kg}$)¹⁸⁰

③ 3 convois à gauche ($C_{1G} + C_{2G} + C_{3G}$)

$$Q_1 = 360 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 3774 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 11358 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 21540 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 31344 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 21018 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 32346 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 36684 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 39228 \text{ kg}$$

$$M_1 = -250449 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 79162 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 51342 \text{ kgm}$$

$$M_4 = -54 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CE	CF	CI	CC
-250449	-889	132260	-250449	118189	63504	0	-63504	-67063
0,79162	281	-41805	0	41805	-20072	0	20072	21197
-0,51342	-16172	-14779	0	14779	-23594	0	23594	7168
-0,00054	-17	-16	0	16	29	-54	25	8
Total	-16797	75660	-250449	174788	19867	-54	-19813	-38690

$$T_{AB} = \frac{-16797 + 75660}{6,55} = 8987 \text{ kg}$$

$$T_{CC} = \frac{-19813 - 38690}{6,51} = -8987 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A - \frac{174788 + 19867}{7,02} = 166242 + 24578 = 190820 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{174788 + 19867}{7,02} = 30690 - 24578 = 6112 \text{ kg}$$

$$M_6 = -115332 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -24839 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 19578 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 32332 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 28389 \text{ kgm}$$

Elongement par le convoi civil B_c ($P = 6000$ kg)

181

④ 4 convois à gauche ($C_{1a} + C_{2a} + C_{3a} + C_{4a}$)

$$Q_1 = 2382 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 8160 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 19488 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 28668 \text{ kg}$$

$$Q_{1a} = 35604 \text{ kg}$$

$$Q_{2a} = 21018 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 32346 \text{ kg}$$

$$Q_{3a} = 36684 \text{ kg}$$

$$Q_{3a} = 39228 \text{ kg}$$

$$M_{1a} = -250449 \text{ kgm}$$

$$M_{2a} = 97574 \text{ kgm}$$

$$M_{3a} = 73236 \text{ kgm}$$

$$M_{4a} = 357 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
$-2.50449 \cdot I$	-889	132.260	-250449	118189	63504	0	-63504	-67063
$0.97574 \cdot II$	346	-51528	0	51528	-24741	0	24741	26127
$-0.73236 \cdot III$	-23069	-21081	0	21081	-33655	0	33655	10225
$0.00357 \cdot IV$	112	103	0	-103	-193	357	-164	-50
Total	-23499	59754	-250449	190695	4915	357	-5272	-30760

$$T_{AB} = \frac{-23499 + 59754}{655} = 5535 \text{ kg}$$

$$T_{BC} = \frac{-5272 - 30760}{651} = -5535 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{190695 + 4915}{7.02} = 176751 + 24698 = 201449 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D + \frac{190695 + 4915}{7.02} = 46827 + 24698 = 71525 \text{ kg}$$

$$M_6 = -123584 \text{ kgm}$$

$$M_5 = -17463 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 36321 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 47962 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 30957 \text{ kgm}$$

⑤ 4 convois à droite

($C_{10} + C_{20} + C_{30} + C_{40}$)

$Q_1 = 48702 \text{ kg}$

$Q_2 = 45456 \text{ kg}$

$Q_3 = 25278 \text{ kg}$

$Q_4 = 26994 \text{ kg}$

$Q_5 = 30690 \text{ kg}$

$Q_6 = 32382 \text{ kg}$

$Q_7 = 13812 \text{ kg}$

$Q_8 = 3588 \text{ kg}$

$Q_9 = -3306 \text{ kg}$

$M_1 = -6125 \text{ kgm}$

$M_2 = 107445 \text{ kgm}$

$M_3 = -111217 \text{ kgm}$

$M_4 = 7305 \text{ kgm}$

	AB	BA	BE	BC	CE	CF	CE	
-0.006125	-22	3235	-6125	2890	1553	0	-1553	-1640
1.07445	381	-56741	0	56741	-27244	0	27244	28771
-1.11217	-35032	-32014	0	32014	-51109	0	51109	15528
0.07305	2301	2103	0	-2103	-3948	7305	-3357	-1020
Total	-32372	-83417	-6125	89542	-80747	7305	73442	41639

$$T_{AB} = \frac{-32372 - 83417}{6.55} = -17678 \text{ kg}$$

$$T_{BC} = \frac{73442 + 41639}{6.51} = +17678 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_1 + \frac{89542 - 80747}{7.02} = 96730 + 1110 = 97840 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_4 + \frac{89542 - 80747}{7.02} = 126866 + 1110 = 127976 \text{ kg}$$

$$M_6 = -29240 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 46275 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 76675 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 67395 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 20955 \text{ kgm}$$

⑥ 3 convois à droite ($C_{20} + C_{30} + C_{40}$)

$$Q_1 = 48702 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 26994 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 7002 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 45456 \text{ kg}$$

$$Q_5 = 23304 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 1440 \text{ kg}$$

$$Q_7 = 24218 \text{ kg}$$

$$Q_8 = 22902 \text{ kg}$$

$$Q_9 = 4122 \text{ kg}$$

$$Q_{10} = 92703 \text{ kg}$$

$$M_{10} = + 6762 \text{ kgm}$$

$$M_{11} = - 106247 \text{ kgm}$$

$$M_{12} = 7305 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CF	CF	CI	IO
$0.06762 \cdot I$	24	-3571	6762	-3191	-1715	0	1715	-1811
$0.92703 \cdot II$	329	-48956	0	48956	-23506	0	23506	24823
$-1.06247 \cdot III$	-33467	-30583	0	30583	-48825	0	48825	-14834
$0.07305 \cdot IV$	2301	2103	0	-2103	-3948	7305	-3357	-1020
Total	-30813	-81007	6762	74245	-77993	7305	70688	40448

$$T_{AB} = \frac{-30813 - 81007}{655} = -17072 \text{ kg}$$

$$T_{IO} = \frac{70688 + 40448}{651} = +17072 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_1 + \frac{74245 - 77993}{7.92} = 72646 - 473 = 72173 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_6 - \frac{74245 - 77993}{7.92} = 123310 + 473 = 123783 \text{ kg}$$

$$M_C = -25330 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 40691 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 72515 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 64658 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 21111 \text{ kgm}$$

le convoi civil B_c (P = 6000 kg)¹⁴⁴

⑦ 2 convois à droite (C₃₀ + C₄₀)

46464 kg. 43146 kg. 22884 kg.
 17430 kg. 2388 kg. 2946 kg.
 816 kg. - 1320 kg. - 3456 kg.
 + 15071 kgm 45421 kgm
 - 83445 kgm 6970 kgm

	AB	BA	DE	ED	OF	FO	CF	FC
0,15071	54	-7959	15071	-7112	-3821	0	3821	4036
0,45421	161	-23986	0	23986	-11517	0	11517	12162
-0,83445	-26284	-24020	0	24020	-38346	0	38346	11651
0,06970	2195	2006	0	-2006	-3767	6970	-3203	-973
	-23874	-53959	15071	38888	-57452	6970	50482	26875

T₁₈ = -23874 - 53959 - 11883 kg T₂₀ = 50482 + 26875 + 11883 kg

R₁ = R₂ = 38888 - 57452 25082 - 2344 = 22738 kg

R₃ = R₄ = 38888 - 57452 106216 + 2344 = 108560 kg.

M₆ = -19672 kgm M₅ = 15232 kgm M₄ = 46624 kgm
 M₃ = 52395 kgm M₂ = 24526 kgm

Efforts Engendrés par le convoi civil B_c ($P = 6000 \text{ kg}$)¹⁴⁵

⑧ 1 convoi à droite (C_{40})

$$Q_1 = 33798 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 24222 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 8934 \text{ kg}$$

$$Q_4 = 3984 \text{ kg}$$

$$Q_5 = -972 \text{ kg}$$

$$Q_6 = 1032 \text{ kg}$$

$$Q_7 = -354 \text{ kg}$$

$$Q_8 = -1806 \text{ kg}$$

$$Q_9 = -3252 \text{ kg}$$

$$M_{01} = +16275 \text{ kgm}$$

$$M_{02} = 13878 \text{ kgm}$$

$$M_{03} = 35938 \text{ kgm}$$

$$M_{04} = 5070 \text{ kgm}$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
$0,16275 \cdot I$	58	-8595	16275	-7680	-4127	0	4127	4358
$0,13878 \cdot II$	49	-7329	0	7329	-3519	0	3519	3716
$-0,35938 \cdot III$	-11320	-10345	0	10345	-16515	0	16515	5018
$0,05070 \cdot IV$	-1597	1459	0	-1459	-2740	5070	-2330	-708
Total	-9616	-24809	16275	8534	-26901	5070	21831	12384

$$T_{AB} = \frac{-9616 - 24809}{6,55} = -5256 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{21831 + 12384}{6,51} = +5256 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{8534 - 26901}{7,92} = 4211 - 2319 = +1892 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{8534 - 26901}{7,92} = 61435 \text{ kg} + 2319 = 63754 \text{ kg}$$

$$M_6 = -3280 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 5842 \text{ kgm}$$

$$M_4 = 16393 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 21.088 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 12649 \text{ kgm}$$

Exercice Engendrement sur le convoi militaire

($Q = 50.000 \text{ kg}$)¹⁸⁴

① le convoi dispose à gauche (CMG)

$Q_1 =$

$Q_2 =$

$Q_3 =$

$Q_4 =$

$Q_5 =$

$Q_6 =$

$Q_7 =$

$Q_8 =$

$Q_9 =$

$$M_{36} = - 233.000 \text{ kgm}$$

$$M_{37} = 0$$

$$M_{38} = 0$$

$$M_{39} = 0$$

	AB	BA	BE	BC	CB	CF	CD	DC
- 2,33	- 827	123.045	- 233.000	109955	59079	0	- 59079	- 62390
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	- 827	123.045	- 233.000	109955	59079	0	- 59079	- 62390

$$T_{AB} = \frac{- 827 + 123.045}{6,55} = 18659 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{- 59079 - 62390}{6,51} = - 18659 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{109.955 + 59079}{7,92} = 100.000 + 21.343 = 121.343 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{109955 + 59079}{7,92} = 0 - 21343 = - 21343 \text{ kg}$$

Exercice 18: le convoi militaire ($Q = 50.000 \text{ kg}$)

② le convoi dispose du centra (CM_c).

$Q_1 =$

$Q_2 =$

$Q_3 =$

$Q_4 =$

$Q_5 =$

$Q_6 =$

$Q_7 =$

$Q_8 =$

$Q_9 =$

$$W_{A1} = 0$$

$$W_{A2} = 86.667 \text{ kgm}$$

$$W_{A3} = -86.667 \text{ kgm}$$

$$W_{A4} = 0$$

	AB	BA	BE	BC	CE	CF	CD	DC
0	0	0	0	0	0	0	0	0
$0.86667 \cdot I$	308	-45768	0	45768	-21975	0	21975	23207
$-0.86667 \cdot III$	-27299	-24947	0	24947	-39827	0	39827	12100
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	-26991	-70715	0	70715	-61802	0	61802	35307

$$T_{AB} = \frac{-26991 - 70715}{6.55} = -14917 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{61802 + 35307}{6.51} = 14917 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{70715 - 61802}{7.92} = 50.000 + 1125$$

$$= 51125 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{70715 - 61802}{7.92} = 50.000 - 1125$$

$$= 48875 \text{ kg}$$

Efforts Engendrés par le convoi Militaire ($Q = 50.000$) 188

③ le convoi dispose à droite (CM_D)

$Q_1 =$

$Q_2 =$

$Q_3 =$

$Q_4 =$

$Q_5 =$

$Q_6 =$

$Q_7 =$

$Q_8 =$

$Q_9 =$

$$H_{01} = - 0$$

$$H_{02} = 25350 \text{ kg}$$

$$H_{03} = - 58300 \text{ kg}$$

$$H_{04} = 20.000 \text{ kg}$$

	AB	BA	BE	BC	CE	CF	CD	DC
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25350	90	-13387	0	13387	-6428	0	6428	6788
-0,583	-18364	-16782	0	16782	-26791	0	26791	8140
0,20	6300	5757	0	-5757	-10809	20.000	-9191	-2792
Total	-11974	-24412	0	24412	-44028	20.000	24028	12136

$$T_{AB} = \frac{-11974 - 24412}{655} = -5555 \text{ kg}$$

$$T_{DC} = \frac{24028 + 12136}{651} = 5555 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_A + \frac{24412 - 44028}{732} = 15.150 \text{ kg} - 2477 = 12673 \text{ kg}$$

$$R_D = Q_D - \frac{24412 - 44028}{732} = 84850 \text{ kg} + 2477 = 87327 \text{ kg}$$

3.7. Détermination des sections

Les efforts déterminés dans le paragraphe précédent ne sont ni pondérés, ni majorés dynamiquement, nous appliquerons comme coefficient de majoration dynamique la moyenne de ceux correspondant à la travée 2 et à la travée 3.

$$\text{ - pour convoi Civil BC } \quad \delta = \frac{1,118 + 1,155}{2} = 1,137$$

$$\text{ - pour convoi militaire } \quad \delta = \frac{1,109 + 1,119}{2} = 1,114$$

3.7.1. Vérification de la traverse.

3.7.1.1. Efforts

+ les moments maxima sont obtenus au noeud B dans la console B_E

$$\text{charge permanente} \quad M = 269.477 \text{ Kgm}$$

$$\text{surcharge A (3)} \quad M = 1,2 \times 266.516 = 319.819 \text{ Kgm}$$

$$\text{convoi Civil B}_C \text{ (4)} \quad M = 1,2 \times 1,137 \times 250.449 = 341.713 \text{ Kgm}$$

+ les efforts tranchants en ce point ont pour valeur :

$$T = Q_9 + Q_8 + Q_7$$

$$\text{charges permanentes} \quad T = 3 \times 40.462 = 121.386 \text{ Kg}$$

$$\text{surcharge A (3)} \quad T = 1,2 (42618 + 41420 + 38645) = 147.220 \text{ Kg}$$

$$\text{surcharge B}_C \text{ (4)} \quad T = 1,2 \times 1,137 (32346 + 36684 + 39228) = 147608 \text{ Kg}$$

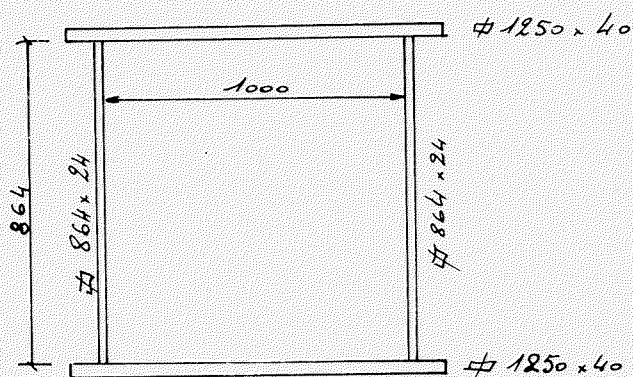
+ la traverse est soumise à un moment de torsion créé par la flexion des poutres de la travée 2, n'ayant pas de vis à vis, dans la travée 3.

Le couple de torsion transmis dans le chevron a pour valeur la moitié de celle du couple de flexion existant dans une poutre de la travée 2 sans vis à vis.

Par mesure de sécurité nous vérifierons par excès les contraintes de cisaillement en supposant que le couple de torsion sur toute la longueur de la traverse est égal à la somme des moments dans la poutre 1 de la travée 2 (voir chapitre flexion) sous les charges permanentes et la surcharge A.)

$$C = 270.792,9 \text{ Kgm}$$

3.7.1.2. Sections



$$\Omega = 1\,414,72 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 2\,302\,362 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 48\,778,86 \text{ cm}^3$$

$$j_x = 40,341 \text{ cm}$$

$$\frac{W_s}{I} = \frac{125 \times 4 \times 45,2 + 43,2 \times 2 \times 2,4}{2\,302,362} = 0,011761.388$$

Pour calculer les contraintes de cisaillement engendrés par la torsion

$$2 A e = 2 \times 2,4 \times 1024 \times 90,4 = 44.433,403 \text{ cm}^3$$

3.7.1.3. Contraintes

$$\text{Flexion } \sigma_c = \sigma_T = \frac{269.477 + 341.713}{48.778,86} = 12,530 \text{ Kg./mm}^2$$

$$\text{Cisaillement } \tau = \frac{121386 + 147708 \times 0,011761388}{24 \times 2 \times 10} + \frac{270\,793}{44.433,4} =$$

$$6,594 + 6,094 = 12,688 \text{ Kg/mm}^2$$

3.7.2. Vérification de la béquille AB

3.7.2.1. Efforts

Nous considérerons les moments

M_{BA} et M_{AB} dans le sens NS pour chaque cas de charge avec leur signe de Cross et les moments M_{YZ} dans le sens EO pour les cas de charge avec freinage.

1)- Charges permanentes

$$M_{AB} = - 42\,188 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = 30957 \text{ Kgm} \quad R_A = 251\,397 \text{ Kg}$$

2)- Surcharge A.

a) M_{BA} max

$$M_{AB} = -1,2 \times 2562 = -3074,4 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = 1,2 \times 116066 = 139\,279,2 \text{ Kgm}$$

$$M_{YZ} = 10.298 \times 1,2 \times 5,9267 \times \frac{1}{2} = 36620 \text{ Kgm} \quad R = 1,2 \times 196.756 = 236107 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 0,6033 \times 10298 = 3\,728 \text{ Kgm}$$

b) R max et freinage maximum

$$M_{AB} = -1,2 \times 47\,860 = -57\,432 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = -1,2 \times 195 = -234 \text{ Kgm}$$

$$M_{ZY} = 35890 \times 1,2 \times 5,9262 \times \frac{1}{2} = 127615 \text{ Kgm} \quad R = 1,2 \times 267\,762 = 321314 \text{ Kg}$$

$$M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 0,6033 \times 35\,890 = 12.991 \text{ Kgm}$$

3) Convoi BC

a) M_{BA} max

$$M_{AB} = -1,2 \times 1,137 \times 3850 = -5226 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = +1,2 \times 1,137 \times 109923 = +149979 \text{ Kgm}$$

$$R = 1,2 \times 149.845 \times 1,137 = 204.449 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = \frac{4}{2} \times 1,2 \times 30.000 \times 5,9262 = 106.672 \text{ Kgm}$$

$$M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 30.000 \times 0,6033 = 10\,859 \text{ Kgm}$$

ou

$$M_{BA} = +1,2 \times 1,137 \times 64.450 = 87\,936 \text{ Kgm}$$

$$\text{avec } R_A = -1,2 \times 1,137 \times 15.200 = -20.759 \text{ Kg}$$

b) R max

$$1. \quad M_{AB} = -1,2 \times 1,137 \times 16\,797 = -22\,918 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = -1,2 \times 1,137 \times 75660 = 103\,231 \text{ Kgm}$$

$$R = 1,2 \times 1,137 \times 190\,820 = 260.355 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 30.000 \times 5,9262 = 106\,672 \text{ Kgm} \quad M_{YZ} = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 30.000 \times 0,6033 = 10\,859 \text{ Kgm}$$

ou

$$M_{BA} = 1,2 \times 1,137 \times 64\,450 = 87\,936 \text{ Kgm}$$

$$\text{avec } R_A = -1,2 \times 1,137 \times 15\,200 = -20\,739 \text{ Kg}$$

$$2. \quad M_{AB} = -1,2 \times 1,137 \times 23\,499 = -32.062 \text{ Kgm} \quad M_{BA} = -1,2 \times 1,137 \times 59\,754 = 81\,528 \text{ Kgm}$$

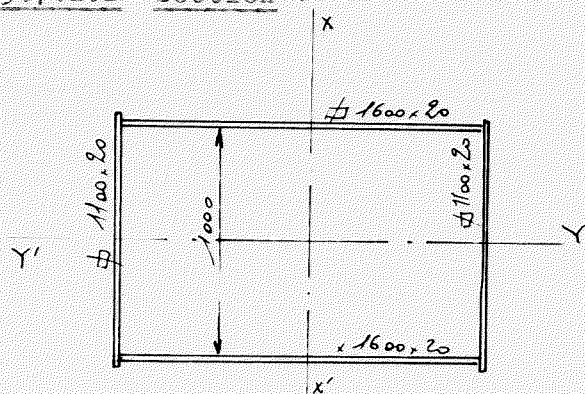
$$R = +1,2 \times 1,137 \times 20\,1449 = 274\,857 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = -\frac{1}{2} \times 1,2 \times 30.000 \times 5,9262 = -106\,672 \text{ Kgm} \quad M_{YZ} = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 30.000 \times 0,6033 = 10.859 \text{ Kgm}$$

$$\text{ou } M_{BA} = 1,2 \times 1,137 \times 64\,450 = 87\,936 \text{ Kgm}$$

$$\text{avec } R_A = -1,2 \times 1,137 \times 15.200 = -20\,739 \text{ Kgm}$$

3.7.2.2 Section

Sens x'x

$$\Omega = 1080 \text{ cm}^2 \quad v = v' = 82 \text{ cm}$$

$$S_x = 62,748 \text{ cm}$$

$$I_{x'x} = 4\,252\,320 \text{ cm}^4$$

$$\frac{1}{v} = \frac{I}{v'} = 51.857,56 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sens } Y'Y' \quad \Omega = 1080 \text{ cm}^2$$

$$I_{YY'} = 2.108.520 \text{ cm}^4$$

$$V = V' = 55 \text{ cm} \quad S_y = 44,185 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 38.336,73 \text{ cm}^3$$

2.7.2.3. Contraintes

+ la contrainte critique d'Euler a pour valeur

$$C = m \pi^2 E \left(\frac{\rho}{l} \right)^2$$

où $m = 1,4$

$$\rho = \rho_Y = 44,185 \text{ cm}$$

$$l = 6,472 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{4} \pi^2 21.000 \times \left(\frac{44,185}{647,2} \right)^2 = 241,508 \text{ Kg/mm}^2$$

$$C > 2 N$$

Les contraintes de compression devront être inférieures à

$$\sigma \leq 23,333 \text{ Kg/mm}^2 < \frac{241,508 + 35 \times 10}{24} = 24,646 \text{ Kg/mm}^2$$

+ Vérification des contraintes

A) Surcharge A + charges permanentes

$$a) \sigma_B = \frac{30957 + 139279}{51857,56} + \frac{3728}{38337} + \frac{251397 + 236107}{108.000} =$$

$$= 3,283 + 0,097 + 4,514 = 7,894 \text{ Kg/mm}^2$$

$$ou \sigma_A = \frac{42188 + 3074}{51857,56} + \frac{36620}{38337} + \frac{251397 + 236107}{108.000}$$

$$= 0,873 + 0,955 + 4,514 = 6,342 \text{ Kg/mm}^2$$

$$b) \sigma_B = \frac{30957 - 234}{51857,56} + \frac{12.991}{38337} + \frac{251397 + 321314}{108.000}$$

$$= 0,592 + 0,339 + 5,303 = 6,234 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_A = \frac{42188 + 57432}{51857,56} + \frac{127.615}{38337} + \frac{251.397 + 321.314}{108.000}$$

$$= 1,921 + 3,329 + 5,303 = 10,553 \text{ Kg/mm}^2$$

B) Convoi Civil BC

$$a) \quad \sigma_B = \frac{30957 + 149979 + 87936}{51\,857,56} + \frac{251397 + 204.449 - 20739}{108.000} =$$

$$5,185 + 4,029 = 9,214 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_B = \frac{30957 + 149\,979}{51\,857,56} + \frac{10859}{38336,73} + \frac{251.397 + 204449}{108.000} =$$

$$3,489 + 0,283 + 4,221 = 7,993 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_A = \frac{42188 + 5226}{51\,857,56} + \frac{106\,672}{28336,73} + \frac{251397 + 204449}{108.000} =$$

$$0,914 + 2,782 + 4,221 = 7,917 \text{ Kg/mm}^2$$

b.)

$$\sigma_B = \frac{30957 + 103231 + 87936}{51\,857,56} + \frac{251397 + 260.355 - 20739}{108.000} =$$

$$4,284 + 4,546 = 8,830 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_B = \frac{30957 + 103231}{51857,56} + \frac{10859}{38336,73} + \frac{251397 + 260\,355}{108.000} =$$

$$2,588 + 0,283 + 4,738 = 7,609 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_A = \frac{42188 + 22918}{51\,857,56} + \frac{106672}{38\,336,73} + \frac{251397 + 260355}{108.000}$$

$$= 1,255 + 2,782 + 4,738 = 8,775 \text{ Kg/mm}^2$$

b)

$$\sigma_B = \frac{30957 + 81528}{51857,56} + \frac{10859}{38336,73} + \frac{251397 + 274857}{108.000}$$

$$2,169 + 0,283 + 4,873 = 7,325 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_B = \frac{30957 + 81528 + 87936}{51857,56} + \frac{251397 + 274857 - 20739}{108.000}$$

$$3,865 + 4,681 = 8,546 \text{ Kg/mm}^2$$

ou

$$\sigma_A = \frac{42188 + 32062}{51857,56} + \frac{106672}{38336,73} + \frac{251397 + 274857}{108.000}$$

$$1,432 + 2,783 + 4,873 = 9,088 \text{ Kg/mm}^2$$

3.7.3. Vérification de la béquille CD

3.7.3.1. Efforts

Les efforts ont pour valeur :

1) Charges permanentes

$$M_{CD} = 27.700 \text{ Kgm}$$

$$M_{BC} = 16\,536 \text{ Kgm}$$

$$R_D = 111.483 \text{ Kg}$$

2) Surcharge A.

a) $M_{CD} \text{ max et } R_D \text{ max}$

$$M_{CD} = 1,2 \times 98\,325 = 117.990 \text{ Kgm} \quad M_{DC} = 1,2 \times 54837 = 65.804 \text{ Kgm}$$

$$R = 151\,449 \times 1,2 = 181\,739 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 5,9262 \times 25\,555 = 90.866 \text{ Kgm}$$

$$M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 0,6033 \times 25\,555 = 9.250 \text{ Kgm}$$

b) $M_{DC} = \text{max}$

$$M_{CD} = -1,2 \times 53\,922 = -64\,706 \text{ Kgm} \quad M_{DC} = -1,2 \times 58887 = -70.664 \text{ Kgm}$$

$$R = -1,2 \times 83.254 = -99.905 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 5,9262 \times 10298 = 36.617 \text{ Kgm}$$

$$M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 0,6033 \times 10298 = 3\,728 \text{ Kgm}$$

3) Convoi Civil B_c

a) $M_{CD} \text{ max et } R_D \text{ max}$

$$M_{CD} = 1,2 \times 1,137 \times 73\,442 = 100.204 \text{ Kgm} \quad M_{DC} = 1,2 \times 1,137 \times 41639 = 56812 \text{ Kgm}$$

$$R = 1,2 \times 1,137 \times 125\,756 = 171.581 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 30.000 \times 5,9262 = 106.672 \text{ Kgm}$$

$$M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 30.000 \times 0,6033 = 10.859 \text{ Kgm}$$

ou

$$M_{CD} = 1,2 \times 1,137 \times 55750 = 76\,065 \text{ Kgm}$$

$$M_{DC} = -1,2 \times 1,137 \times 74760 = -102\,003 \text{ Kgm}$$

$$R_D = 1,2 \times 1,137 \times 15\,200 = 20\,739 \text{ Kg}$$

b) $M_{DC} \text{ max}$

$$M_{CD} = -1,2 \times 1,137 \times 49\,645 = -67\,736 \text{ Kgm}$$

$$M_{DC} = -1,2 \times 1,137 \times 55\,799 = -76\,132 \text{ Kgm}$$

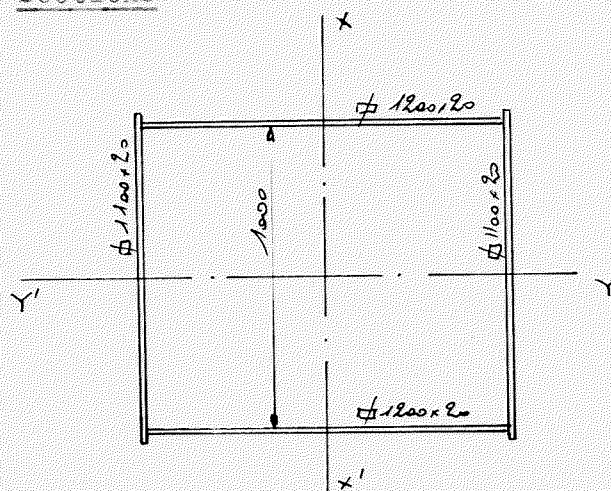
$$R_D = -1,2 \times 1,137 \times 18\,554 = -25\,315 \text{ Kg}$$

$$M_{ZY} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 30.000 \times 5,9262 = 106.672 \text{ Kgm} \quad M_{YZ} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 30.000 \times 0,6033 = 10859 \text{ Kgm}$$

ou

$$M_{CD} = 1,2 \times 1,137 \times 55750 = 76.065 \text{ Kgm} \quad M_{DC} = -1,2 \times 1,137 \times 74760 = -102\,003 \text{ Kgm}$$

$$R_D = 1,2 \times 1,137 \times 15.200 = 20.739 \text{ Kg}$$

3.7.3.2.SectionsSens des X

$$\Omega = 920 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 62 \text{ cm}$$

$$I_X = 2\,213\,387 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 35\,699,781 \text{ cm}^3$$

$$\rho_x = 49,05 \text{ cm}$$

Sens des Y

$$\Omega = 920 \text{ cm}^2$$

$$V = V' = 55 \text{ cm}$$

$$I_X = 1\,692\,307 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 30\,769,21 \text{ cm}^3$$

$$\rho_y = 42,89 \text{ cm}$$

3.7.3.3Contraintes

La contrainte critique d'Euler a pour valeur :

$$C = m \cdot \pi^2 \cdot E \left(\frac{\rho_y}{l} \right)^2$$

ou $m = \frac{1}{4}$ $\rho_y = 42,89 \text{ cm}$ $l = 6,472 \text{ m}$

$$C = 227,559 \text{ Kg/mm}^2$$

Les contraintes de compression devront rester inférieures

$$\sigma \leq \frac{2}{3} N < \frac{C + 10 N}{2}$$

$$\sigma \leq 23,33 \text{ Kg/mm}^2$$

Vérification des contraintes

A) Surcharge A + charges permanentes

$$a) \sigma_c = \pm \frac{(27700 + 117990)}{35\,699,78} \pm \frac{9250}{30769,1} + \frac{111483 + 181\,739}{92000} =$$

$$4,081 + 0,301 + 3,187 = 7,569 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_D = \pm \frac{(-16536 + 65804)}{35\,699,78} + \frac{90866}{30769,1} + \frac{111483 + 181\,739}{92000} =$$

$$1,380 + 2,953 + 3,187 = 7,520 \text{ Kg/mm}^2$$

$$b) \sigma_c = \pm \frac{(27700 - 64\,706)}{35\,699,78} \pm \frac{3728}{30769,1} + \frac{111483 + 99\,905}{92\,000} =$$

$$= 1,037 + 0,121 + 0,126 = 1,284 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_D = \pm \frac{(-16\,536 - 70664)}{35699,78} + \frac{36\,617}{30769,1} + \frac{111483 - 99\,905}{92\,000} =$$

$$2,442 + 1,190 + 0,126 = 3,758 \text{ Kg/mm}^2$$

B) Convoi Civil B_c + charges permanentes

$$a) \sigma_c = \pm \frac{(27\,700 + 100204 + 76065)}{35\,699,78} + \frac{111\,483 + 171581 + 20\,759}{92\,000} =$$

$$5,714 + 3,302 = 9,016 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_D = \pm \frac{(-16536 + 56812)}{35\,699,78} + \frac{106\,672}{30769,1} + \frac{111483 + 171\,581}{92\,000} =$$

$$1,128 + 3,467 + 3,077 = 7,672 \text{ Kg/mm}^2$$

$$b) \sigma_D = \pm \frac{(-16\,536 - 76\,132)}{35\,699,78} + \frac{106\,672}{30\,769,1} + \frac{111\,483 - 25\,315}{92\,000} =$$

$$= 2,596 + 3,467 + 0,937 = 7,000 \text{ Kg/mm}^2$$

4. Chevêtre sur appui 3, tronc commun

Les répartitions transversales dans les deux travées adjacentes sont :

$$R_i = \frac{P}{n} \left(1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \frac{e}{\lambda} \right)$$

1. - Travée 3 $n = 5$ $\lambda = 2,5 \text{ m}$

$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,4 e)$$

$$R_2 = 0,2 P (1 + 0,2 e)$$

$$R_3 = 0,2 P$$

$$R_4 = 0,2 P (1 - 0,2 e)$$

$$R_5 = 0,2 P (1 - 0,4 e)$$

2. - Travée 4 $n = 5$ $\lambda = 2,125 \text{ m}$

$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,471 e)$$

$$R_2 = 0,2 P (1 + 0,236 e)$$

$$R_3 = 0,2 P$$

$$R_4 = 0,2 P (1 - 0,236 e)$$

$$R_5 = 0,2 P (1 - 0,471 e)$$

4.1. Charges permanentes

$$R_i = P_{1i} S_1 + P_{2i} S_2 + P_{3i} S_3 + P_{4i} S_4$$

ou P_{ni} est la densité de charge de la poutre i dans la travée n .

S_n est l'aire de la ligne d'influence de la réaction d'appui pour la travée n .

L'excentrement de la résultante des charges permanentes est nul.
Les P_{ni} dans une même travée sont égaux.

Valeurs de P_{ni}

POUTRES	Travée 1: P_{1i}	Travée 2: P_{2i}	Travée 3: P_{3i}	Travée 4: P_{4i}
1.	1,8 X 1766,4 - 3179,5	1,8 X 1766,4 - 3179,5	2086,4 Kg/ml	1846,4 Kg/ml
2.	" - 3179,5	" - 3179,5	2086,4 "	1846,4 "
3.	" - 3179,5	" - 3179,5	2086,4 "	1846,4 "
4.	" - 3179,5	" - 3179,5	2086,4 "	1846,4 "
5.	" - 3179,5	" - 3179,5	2086,4 "	1846,4 "

Réactions des poutres sur le chevêtre

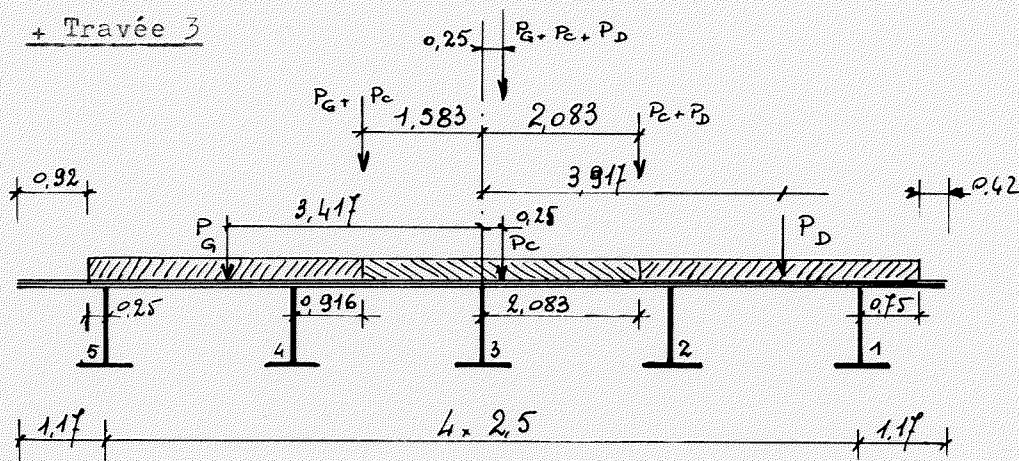
avec $S_1 = 0,5342 \text{ m}$ $S_2 = - 2,4615 \text{ m}$ $S_3 = 13,0031 \text{ m}$ $S_4 = 16,5046 \text{ m}$

POUTRES	$S_1 \cdot P_{1i}$	$S_2 \cdot P_{2i}$	$S_3 \cdot P_{3i}$	$S_4 \cdot P_{4i}$	$\sum S_n \cdot P_{ni}$
1.	1 698,5	- 7 826,0	27 129,7	3 0474,1	51 476 Kg
2.	"	"	"	"	"
3.	"	"	"	"	"
4.	"	"	"	"	"
5.	"	"	"	"	"

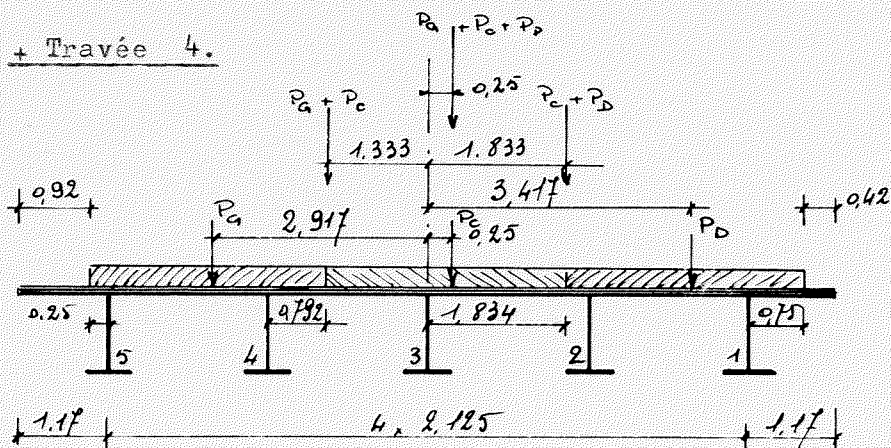
4.2.

Surcharge A.

La réaction maximum est obtenue en surchargeant les 3^e et 4^e travées. La densité de la surcharge A a alors pour valeur $A (50 \text{ m}) = 990 \text{ Kg/m}^2$

Détermination des coefficients Δ_i et Γ_i + Travée 3

la largeur d'une voie de circulation est de 3,666 m.

+ Travée 4.

La largeur d'une voie de circulation est de 3,166 m

Les coefficients Γ_i pour chaque travée et pour chaque cas de charges correspondent à la quantité de surcharge A reportée isostatiquement sur la poutre i.

Les coefficients Δ_i correspondent à la quantité de surcharge A que les entretoises reportent sur les poutres (méthode de Courbon)

si l est la largeur surchargée

$$\text{Travée 3 } \Delta_{3i} = 0,2l \left(1 + \frac{36-12i}{60} e \right)$$

$$\text{Travée 4 } \Delta_{4i} = 0,2l \left(1 + \frac{36-12i}{51} e \right)$$

			P_G	$P_G + P_C$	$P_G + P_C + P_D$	$P_C + P_D$	P_D
Poutre 1	Travée 3	$A \Gamma_{31}$	0	0	$\left(\frac{2,5+0,75}{2}\right) A = 1980 \text{ k/m}$	1980 k/m	1980 k/m
		$A \Delta_{31}$	-266 k/m	532 k/m	2395 k/m	2661 k/m	1863 k/m
	Travée 4	$A \Gamma_{41}$	0	0	$\left(\frac{2,125+0,75}{2}\right) A = 1794 \text{ k/m}$	1794 k/m	1794 k/m
		$A \Delta_{41}$	-234 k/m	467 k/m	2102 k/m	2336 k/m	1636 k/m
Poutre 2	Travée 3	$A \Gamma_{32}$	0	$\frac{2,083^2}{5} A = 859 \text{ k/m}$	2,5 A 2475 k/m	2475 k/m	$\frac{2,5 - \left(\frac{2,083}{5}\right)^2}{5} A = 1616 \text{ k/m}$
		$A \Delta_{32}$	230 k/m	992 k/m	2286 k/m	2057 k/m	1295 k/m
	Travée 4	$A \Gamma_{42}$	0	$\frac{(1,25)^2}{4,25} A = 784 \text{ k/m}$	2,125 A 2104 k/m	2104 k/m	$\frac{2,125 - \left(\frac{1,25}{4,25}\right)^2}{5} A = 1320 \text{ k/m}$
		$A \Delta_{42}$	195 k/m	859 k/m	1992 k/m	1796 k/m	1132 k/m
Poutre 3	Travée 3	$A \Gamma_{33}$	$\frac{(0,916)^2}{5} A = 166 \text{ k/m}$	$\frac{2,5 + 2,083 - \left(\frac{2,083}{5}\right)^2}{5} A = 2447 \text{ k/m}$	2,5 A 2475 k/m	$\frac{2,5 - \left(\frac{0,916}{5}\right)^2}{5} A = 2309 \text{ k/m}$	$\frac{2,5 - \left(\frac{2,083}{5}\right)^2 - 2,083}{5} A = 34 \text{ k/m}$
		$A \Delta_{33}$	726 k/m	1452 k/m	2178 k/m	1452 k/m	726 k/m
	Travée 4	$A \Gamma_{43}$	$\frac{(0,792)^2}{4,25} A = 146 \text{ k/m}$	$\frac{2,125 + 1,934 - \left(\frac{1,934}{4,25}\right)^2}{2} A = 2084 \text{ k/m}$	2,125 A 2104 k/m	$\frac{2,125 - \left(\frac{0,792}{4,25}\right)^2}{4,25} A = 1958 \text{ k/m}$	$\frac{2,125 - \left(\frac{1,934}{4,25}\right)^2 - 1,934}{2} A = 20 \text{ k/m}$
		$A \Delta_{43}$	627 k/m	1254 k/m	1881 k/m	1254 k/m	627 k/m
Poutre 4	Travée 3	$A \Gamma_{34}$	$\frac{2,5 + 0,916 - \left(\frac{0,916}{5}\right)^2}{2} A = 1978 \text{ k/m}$	2,5 A 2475 k/m	2,5 A 2475 k/m	$\frac{2,5 + \left(\frac{0,792}{4,25}\right)^2 - 0,792}{4,25} A = 497 \text{ k/m}$	0
		$A \Delta_{34}$	1222 k/m	1911 k/m	2069 k/m	847 k/m	157 k/m
	Travée 4	$A \Gamma_{44}$	$\frac{2,125 + 0,792 - \left(\frac{0,792}{4,25}\right)^2}{4,25} A = 1690 \text{ k/m}$	2,125 A 2104 k/m	2104 k/m	$\frac{2,125 - \left(\frac{0,792}{4,25}\right)^2}{4,25} A = 414 \text{ k/m}$	0
		$A \Delta_{44}$	1058 k/m	1648 k/m	1770 k/m	711 k/m	121 k/m
Poutre 5	Travée 3	$A \Gamma_{35}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,5}{2}}{2}\right] A = 1485 \text{ k/m}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,5}{2}}{2}\right] A = 1485 \text{ k/m}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,5}{2}}{2}\right] A = 1485 \text{ k/m}$	0	0
		$A \Delta_{35}$	1718 k/m	2371 k/m	1960 k/m	242 k/m	-411 k/m
	Travée 4	$A \Gamma_{45}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,125}{2}}{2}\right] A = 1299 \text{ k/m}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,125}{2}}{2}\right] A = 1299 \text{ k/m}$	$\left[\frac{0,25 + \frac{2,125}{2}}{2}\right] A = 1299 \text{ k/m}$	0	0
		$A \Delta_{45}$	1488 k/m	2041 k/m	1659 k/m	171 k/m	-382 k/m

Si S_3 et S_4 sont les aires de la ligne d'influence de la réaction d'appui dans les travées 3 et 4

Si Y_3 et Y_4 sont les ordonnées de la même ligne d'influence au tiers de l'abscisse "d" des entretoises adjacentes soit au 1/9 de la longueur de chacune des travées.

La réaction d'appui pour 1 cas de charge donné et pour la poutre i, aura pour valeur :

$$R_i = A \Delta_{3i} \times S_3 + A \Delta_{4i} S_4 + Y_3 \frac{d_3}{2} (A \nabla_{3i} - A \Delta_{3i}) + Y_4 \frac{d_4}{2} (A \nabla_{4i} - A \Delta_{4i})$$

Réactions des poutres sur le chevêtre

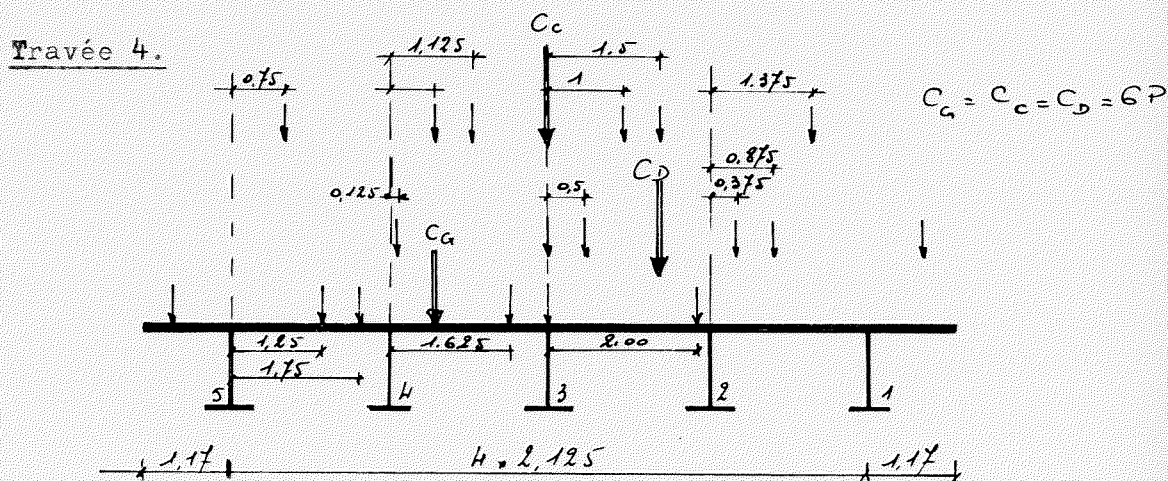
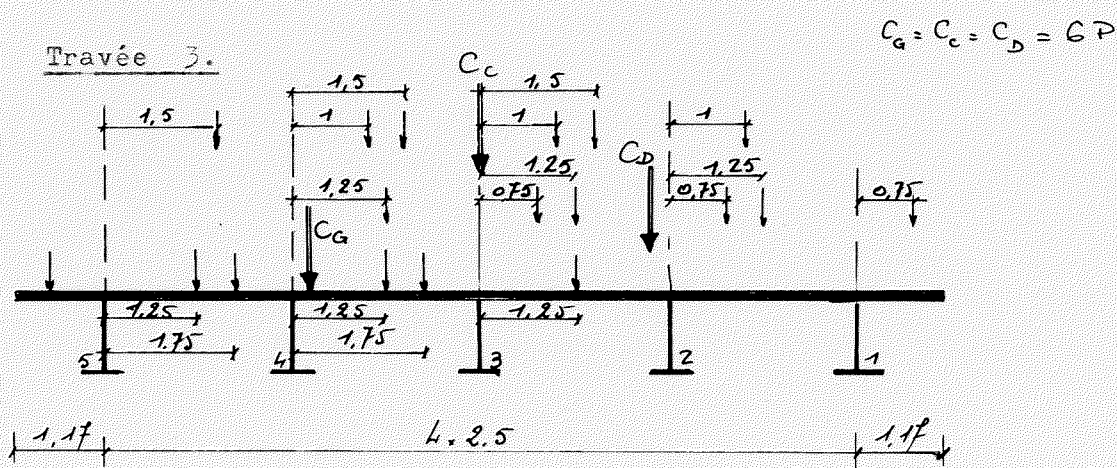
avec : $S_3 = 13,0031 \text{ m}$ $Y_3 = 0,94$ $d_3 = 8,333 \text{ m}$
 $S_4 = 16,5046 \text{ m}$ $Y_4 = 1,01$ $d_4 = 8,333 \text{ m}$

Cas de Charge		Poutre 1.	Poutre 2.	Poutre 3.	Poutre 4.	Poutre 5.
P_G	$\sum A \cdot \Delta_i \cdot S$	-7321 Kg	6 209 Kg	19 789 Kg	33 352	46 898
	$\sum Y_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot A$ ($\nabla_i - \Delta_i$)	2027	- 1 721 Kg	-4 217 Kg	5 620	- 1 708
	R_i	- 5294 Kg	4 488 Kg	15 571 Kg	38 972 Kg	45 190 Kg
P_G + P_C	$\sum A \cdot \Delta_i \cdot S$	14 625	27 076	39 577	52 048	64 516
	$\sum Y_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot A$ ($\nabla_i - \Delta_i$)	- 4049	- 836	7 366	4 128	- 6 592
	R_i	10 576 Kg	26 240 Kg	46 943 Kg	56 176 Kg	57 924 Kg
P_G + P_D	$\sum A \cdot \Delta_i \cdot S$	65 835	62 602	59 366	56 116	52 867
	$\sum Y_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot A$ ($\nabla_i - \Delta_i$)	-2 921	1 212	2 102	2 996	-3 375
	R_i	62 914 Kg	63 814 Kg	61 468 Kg	59 112 Kg	49 492 Kg
P_C + P_D	$\sum A \cdot \Delta_i \cdot S$	73 156	56 390	39 577	22 748	5 969
	$\sum Y_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot A$ ($\nabla_i - \Delta_i$)	-4 948	2 933	6 319	- 2 620	-1 667
	R_i	68 208 Kg	59 323 Kg	45 896 Kg	20 128 Kg	4 302 Kg
P_D	$\sum A \cdot \Delta_i \cdot S$	51 226	35 522	19 789	4 039	-11 649
	$\sum Y_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot A$ ($\nabla_i - \Delta_i$)	1 123	2 048	- 5 265	- 1 124	3 217
	R_i	52 349 Kg	37 570 Kg	14 524 Kg	2 914 Kg	-8 432 Kg

4.3. : Convoi Bc

Les réactions sur 1 appui seront maximum lorsque le convoi est centré longitudinalement sur l'appui considéré. La réaction maximum pour chaque poutre est obtenue pour la même position longitudinale du convoi. Cette position est obtenue par lecture de la ligne d'influence en faisant abstraction de toute répartition transversale, les convois pouvant se déplacer d'une glissière à l'autre.

Détermination des coefficients Δ_i et ρ_i



Pour l'étude du chevêtre nous ne regarderons que les 3 cas de surcharge suivants :

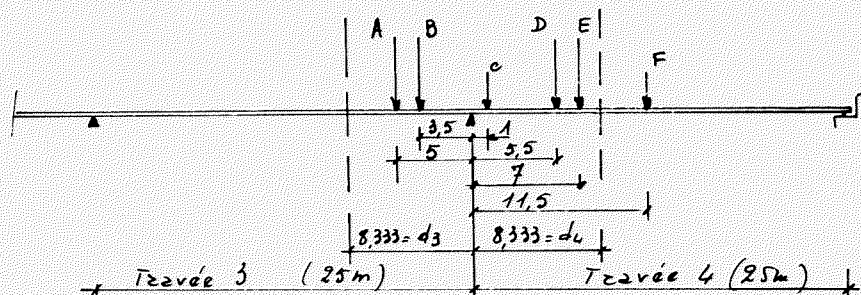
- 3 Convois excentrés à gauche ce qui donne la réaction maximum sur poteau Sud
- 3 " " " ce qui donne la réaction maximum sur poteau Nord.

3 Convois centrés ce qui engendrera le moment maximum en travée.

Poutres			Convoi à gauche	Convoi à droite	Convoi Centré
1	Travée 3	$P\Gamma_{31}$	0	1,8 P	$P \left(\frac{1}{2,5} \right) = 0,4 P$
		$P\Delta_{31}$	0,12 P	2,28 P	1,2 P
	Travée 4	$P\Gamma_{41}$	0	1,588 P	$P \left(\frac{1,375}{2,125} \right) = 0,647 P$
		$P\Delta_{41}$	0,3522	2,0478 P	1,2 P
2	Travée 3	$P\Gamma_{32}$	$\frac{P}{2} = 0,5 P$	2 P	$P \left(\frac{1,5 + 2 \times 1,25}{2,5} \right) = 1,6 P$
		$P\Delta_{32}$	0,66 P	1,74 P	1,2 P
	Travée 4	$P\Gamma_{42}$	$\frac{P}{2,125} = 0,471 P$	1,647 P	$P \left(\frac{0,75 + 2 \times 1,25}{2,125} \right) = 1,529 P$
		$P\Delta_{42}$	0,7752 P	1,6248 P	1,2 P
3	Travée 3	$P\Gamma_{33}$	$P \left(\frac{3}{2,5} + \frac{1,25}{2,5} \right) = 1,7 P$	1,7 P	$2P \left(\frac{2 \times 1,25}{2,5} \right) = 2 P$
		$P\Delta_{33}$	1,2 P	1,2 P	1,2 P
	Travée 4	$P\Gamma_{43}$	$P \left(\frac{1 + 1,625 + 0,125}{2,125} \right) = 1,824 P$	1,824 P	$2P \left(\frac{2 \times 0,875}{2,125} \right) = 1,648 P$
		$P\Delta_{43}$	1,2 P	1,2 P	1,2 P
4	Travée 3	$P\Gamma_{34}$	$P \left(\frac{3}{2,5} + \frac{2}{2,5} \right) = 2 P$	0,5 P	1,6 P
		$P\Delta_{34}$	1,74 P	0,66 P	1,2 P
	Travée 4	$P\Gamma_{44}$	$P \left(\frac{1,5 \times 2 + 0,5}{2,125} \right) = 1,647 P$	0,941 P	1,529 P
		$P\Delta_{44}$	1,6248 P	0,7752 P	1,2 P
5	Travée 3	$P\Gamma_{35}$	$P \left(1 + \frac{2}{2,5} \right) = 1,8 P$	0	0,4 P
		$P\Delta_{35}$	2,28 P	0,12 P	1,2 P
	Travée 4	$P\Gamma_{45}$	$P \left(\frac{1 + 0,625 \times 2}{2,125} \right) = 1,588 P$	0	0,647 P
		$P\Delta_{45}$	2,0478 P	0,3522 P	1,2 P

Réactions :

Les réactions maximums sont obtenues par la disposition longitudinale du convoi suivant :



La lecture de la ligne d'influence donne pour les différentes positions d'essieu les ordonnées Y suivantes :

Charge A	$\alpha A = 5 \text{ m}$	$Y_A = 0,87$
Charge B	$\alpha B = 3,3 \text{ m}$	$Y_B = 0,922$
Charge C	$\alpha C = 1 \text{ m}$	$Y_C = 1,008$
Charge D	$\alpha D = 5,5 \text{ m}$	$Y_D = 0,978$
Charge E	$\alpha E = 7 \text{ m}$	$Y_E = 0,958$
Charge F	$\alpha F = 11,5 (> d)$	$Y_F = 0,78$

si $P = 1,2 \times 8 \times 6000 \text{ Kg}$

et si

$$A_{3i} = P \left(\frac{1}{2} + \frac{5}{8,333} \right) (\Delta_{3i} - \Gamma_{3i})$$

$$B_{3i} = P \left(\frac{1}{2} + \frac{3,3}{8,333} \right) (\Delta_{3i} - \Gamma_{3i})$$

$$C_{4i} = \frac{P}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{8,333} \right) (\Delta_{4i} - \Gamma_{4i})$$

$$D_{4i} = P \left(\frac{1}{2} + \frac{5,5}{8,333} \right) (\Delta_{4i} - \Gamma_{4i})$$

$$E_{4i} = P \left(\frac{1}{2} + \frac{7}{8,333} \right) (\Delta_{4i} - \Gamma_{4i})$$

$$F_{4i} = \frac{P}{2} \Delta_{4i}$$

La réaction de la poutre i sur l'appui considéré sera égale à la somme

$$R_i = Y_A A_{3i} + Y_B B_{3i} + Y_C C_{4i} + Y_D D_{4i} + Y_E E_{4i} + Y_F F_{4i}$$

Les réactions ont pour valeur :

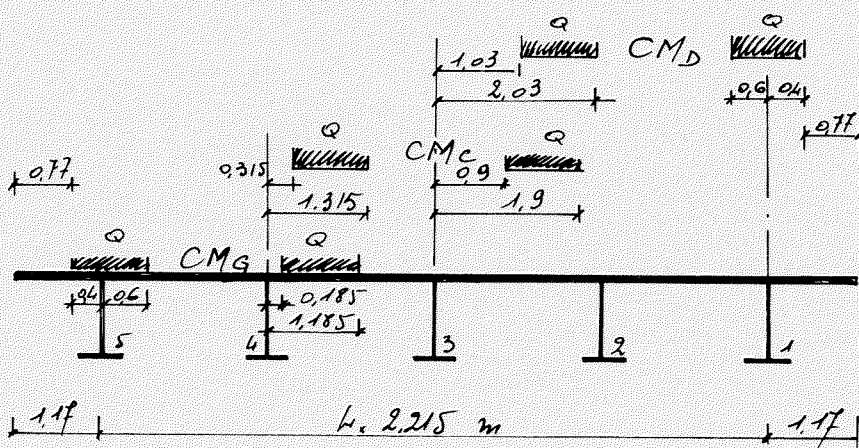
Cas de Charge	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3.	Poutre 4.	Poutre 5.
C _G	0,7726 P	3,3733 P	6,5417 P	7,9338 P	8,9905 P
C _D	8,9905 P	7,9338 P	6,5417 P	3,3733 P	0,7726 P
C _C	4,3040 P	6,1802 P	6,6435 P	6,1802 P	4,3040 P

4.4. Convoi Militaire

Nous considérerons que la réaction est maximum lorsque le char se trouve à l'aplomb de la pile, cette réaction pour l'ensemble des poutres étant égale à la charge.

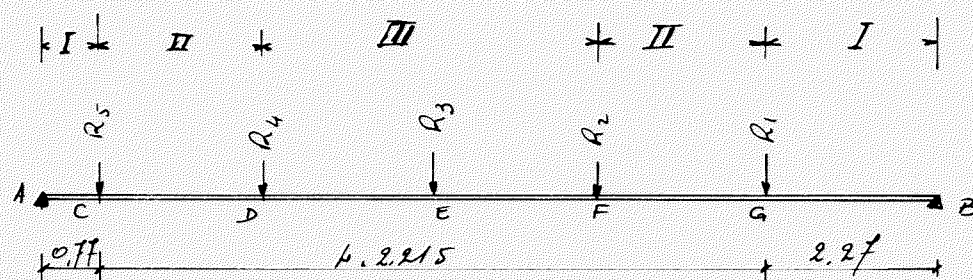
La répartition transversale ne sera qu'isostatique l'abscisse de la charge étant nulle ($\alpha = 0$). Nous ne définirons pour chaque poutre que le coefficient Γ_i qui multiplié par la charge Q donne directement la réaction de la poutre i sur l'appui j .

Le convoi militaire étant centré longitudinalement sur la pile nous considérerons une coupe transversale du tablier dont l'écartement des poutres est celui existant sur la pile: $\lambda = 2,215 \text{ m}$



$$Q = 8 \times 50.000 \text{ kg}$$

Poutre	CM G	CM D	CM C
1 $Q \Gamma_1$	0	$Q(0,4+0,6 \frac{1,915}{2,215}) - 0,9187 Q$	0
2 $Q \Gamma_2$	0	$Q(0,6 \frac{0,3+1,53}{2,215} - 0,772 Q$	$Q \frac{1,4}{2,215} = 0,6321 Q$
3 $Q \Gamma_3$	$Q \frac{0,685}{2,215} - 0,3093Q$	$Q(\frac{0,685}{2,215} - 0,3093Q$	$Q \times 2 \times \frac{0,815}{2,215} - 0,7360 Q$
4 $Q \Gamma_4$	$Q(0,6 \times \frac{0,3+1,53}{2,215} - 0,772 Q$	0	$Q \frac{1,4}{2,215} = 0,6321 Q$
5 $Q \Gamma_5$	$Q(0,4+0,6 \times \frac{1,915}{2,215}) - 0,9187 Q$	0	0

4.5. Etude du chevêtre

La réaction en A.

$$R_A = \frac{1}{11,9} (R_1 \times 2,27 + R_2 \times 4,435 + R_3 \times 6,7 + R_4 \times 8,915 + R_5 \times 11,13)$$

La réaction en B

$$R_B = \frac{1}{11,9} (R_1 \times 9,63 + R_2 \times 7,415 + R_3 \times 5,2 + R_4 \times 2,985 + R_5 \times 0,77)$$

Les moments fléchissants aux différents points ont pour valeur

$$M_C = R_A \times 0,77$$

$$M_D = R_A \times 2,985 - R_5 \times 2,215$$

$$M_E = R_A \times 5,2 - (R_5 \times 4,43 + R_4 \times 2,215)$$

$$M_F = R_A \times 7,415 - (R_5 \times 6,645 + R_4 \times 4,43 + R_3 \times 2,215)$$

$$M_G = R_A \times 9,63 - (R_5 \times 8,86 + R_4 \times 6,645 + R_3 \times 4,43 + R_2 \times 2,215)$$

Les efforts sont résumés pour tous les cas de charge dans le tableau suivant :

Charges		R _A Kg	R _B Kg	MC Kgm	MD Kgm	ME Kgm	MF Kgm	MG Kgm
Charges Perma.		144911	112469	111582	318541	411481	390402	255304
Convoi Militaire Q = 50.000 Kgs	Surcharge A	PG	80911	13016	62301	141423	134221	92529
		P _G + P _C	134598	63261	103640	273473	318876	260300
		P _G + P _C + P _D	161234	135566	124150	371659	488235	468659
		P _C + P _D	80313	117544	61841	230205	353985	376105
		P _D	26620	72305	20497	98137	169322	208336
Convoi Civil Q = 6.000 Kgs		C _G	116726	48945	89879	228943	262567	209252
		C _D	69828	95843	53768	198170	297741	310372
		C _C	93277	72394	71823	221232	288506	267488
Convoi Militaire Q = 50.000 Kgs		CM _G	80587	19413	62052	138808	130064	87065
		CM _D	32018	67982	24654	95572	166491	203155
		CM _C	56308	43702	43357	168080	222797	196003

4.6. Détermination des Sections

4.6.1. Efforts

Les efforts maximums sont sous la surcharge A.

Moments maxi : (CP + Surcharge A (P_G, P_C, P_D))

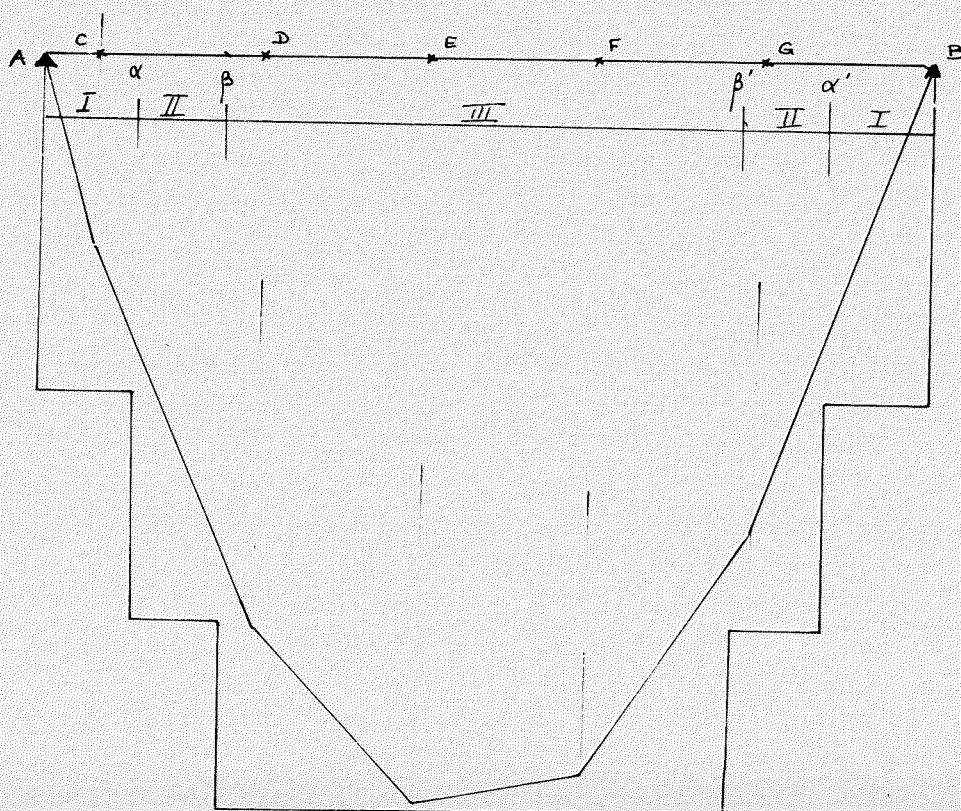
$$M_C = 1,2 \times 124\,150 + 111\,582 = 260.562 \text{ Kgm}$$

$$M_D = 1,2 \times 371\,659 + 318\,541 = 764.531 \text{ "}$$

$$M_E = 1,2 \times 488\,235 + 411\,481 = 997.363 \text{ "}$$

$$M_F = 1,2 \times 468\,659 + 390\,402 = 952.793 \text{ "}$$

$$M_G = 1,2 \times 307.735 + 255\,304 = 624.586 \text{ "}$$



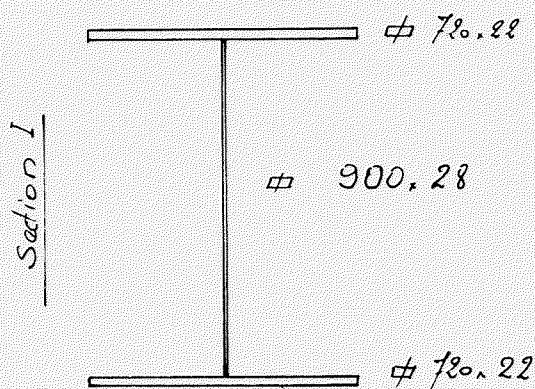
$$M_{\alpha} = M_C + (M_D - M_C) \times \frac{0,53}{2,215} = 260562 + (764531 - 260562) \times \frac{0,53}{2,215} = 381.150 \text{ Kgm}$$

$$M_{\alpha'} = M_G \times \frac{1,50}{2,27} = 624586 \times \frac{1,50}{2,27} = 385.207 \text{ Kgm}$$

$$M_{\beta} = M_C + (M_D - M_C) \times \frac{1,73}{2,215} = 260562 + (764531 - 260562) \times \frac{1,73}{2,215} = 654.181 \text{ Kgm}$$

$$M_{\beta'} = M_G + (M_F - M_G) \times \frac{0,23}{2,215} = 624586 + (952793 - 624586) \times \frac{0,23}{2,215} = 658.666 \text{ Kgm}$$

4.6.2. Sections



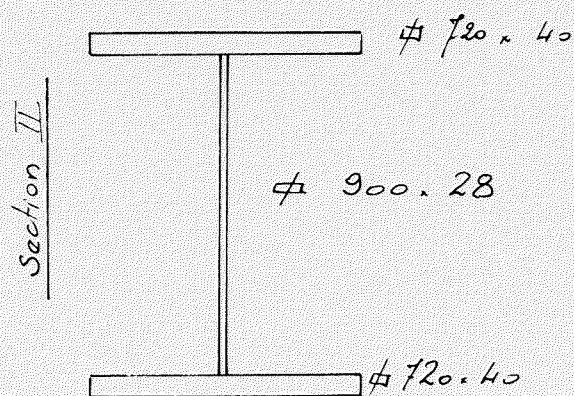
$$A_{ira} \quad \omega_1 = 568,8 \text{ cm}^2$$

$$v = v' = 47,2 \text{ cm}$$

$$I_x = 843494 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = 17.871 \text{ cm}^3$$

$$g_x = 38,509 \text{ cm}$$



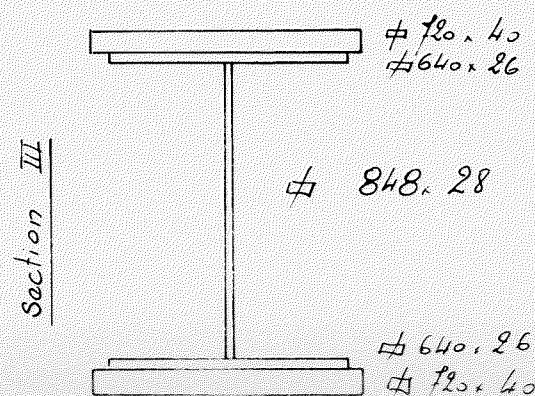
$$A_{ira} \quad \omega_2 = 828 \text{ cm}^2$$

$$v = v' = 49 \text{ cm}$$

$$I_x = 1.443252 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = 29.454 \text{ cm}^3$$

$$g_x = 41,750 \text{ cm}$$



$$A_{ira} \quad \omega_3 = 1146,24 \text{ cm}^2$$

$$v = v' = 49 \text{ cm}$$

$$I_x = 2.051.171 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = 41861 \text{ cm}^3$$

$$g_x = 42,302 \text{ cm}$$

4.6.3. Contraintes

Cisaillement max
en B

$$\tau = \frac{144911 + 1,2 \times 161\,234}{900 \times 28} = 13,428 < 14 \text{ Kg/mm}^2$$

- Section **I** $\sigma_c = \sigma_T = \frac{385.207}{17870,64} = 21,555 \text{ Kg/mm}^2$

- Section **II** $\sigma_c = \sigma_T = \frac{658666}{29454,12} = 22,362 \text{ Kg/mm}^2$

- Section **III** $\sigma_c = \sigma_T = \frac{997.363}{41860} = 23,826 \text{ Kg/mm}^2$

5 -Chevetre sur appui 4. Tronc commun

La répartition transversale dans la travée 4 adjacente a cet appui est donnée par :

$$R_i = \frac{P}{n} \left(1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \times \frac{e}{\lambda} \right)$$

ou $n = 5$, $\lambda = 2,125 \text{ m}$

$$R_1 = 0,2 P (1 + 0,471 e)$$

$$R_2 = 0,2 P (1 + 0,236 e)$$

$$R_3 = 0,2 P$$

$$R_4 = 0,2 P (1 - 0,236 e)$$

$$R_5 = 0,2 P (1 - 0,471 e)$$

5.1.Charges permanentes

$$R_i = P_{1i} S_1 + P_{2i} S_2 + P_{3i} S_3 + P_{4i} S_4 + P_{5i} S_5$$

ou P_{ni} est la densité de charge de la poutre i dans la travée 2.

S_n est l'aire de la ligne d'influence de la réaction d'appui pour la travée n .

Les valeurs de P_{ni} sont données dans le tableau suivant.

Il est à noter que l'excentrement de la résultante des charges permanentes est nul, les P_{ni} dans une meme travée sont égaux.

Poutres	Travée 1 P_{1i}	Travée 2 P_{2i}	Travée 3 P_{3i}	Travée 4 P_{4i}
1.2.3.4.5.	1,8X1766,4 = 3179,5 Kg/ml	3179,5Kg/ml	2086,4Kg/ml	1846,4 Kg/ml

Les réactions de toutes les poutres ont alors pour valeur

pour $S_1 = -0,0832$ m $S_2 = +0,3832$ m $S_3 = -1,1043$ m $S_4 = 10,8026$ m

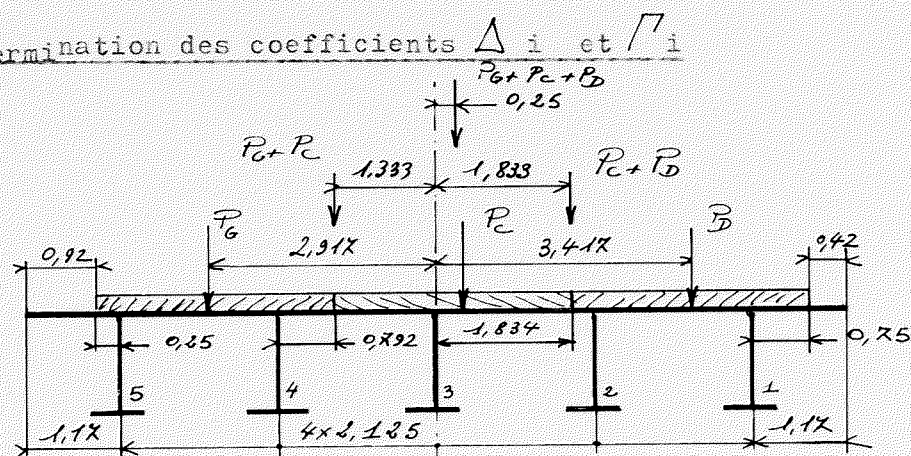
Poutres	$S_1 P_{1i}$	$S_2 P_{2i}$	$S_3 P_{3i}$	$S_4 P_{4i}$	$S_n P_{ni}$
1.2.3.4.5.	- 264 Kg	1 218 Kg	-2 304Kg	19.946 Kg	18.596 Kg

5.2.

Surcharge A.

La réaction maximum est obtenue en surchargeant la 4^e travée seule
La densité de la surcharge A a alors pour valeur : A (25 m) = 1 500,562 Kg/m²

Détermination des coefficients Δ_i et ∇_i



la largeur moyenne d'une voie de circulation est de 3,166 m

les coefficients ∇_i pour chaque cas de charge correspondent à la quantité de surcharge A reportée isostatiquement sur la poutre i

Les coefficients Δ_i eux correspondent à la quantité de surcharge A que les entretoises reportent sur les poutres (méthode de Courbon)

si 1 est la largeur surchargée

$$\Delta_i = 0,2 l \left(1 + \frac{36 - 12 i}{51} e \right)$$

pour $A = 1500,562 \text{ kg/m}$

Poutre		P_G	$P_G + P_c$	$P_G + P_c + P_D$	$P_c + P_D$	P_D
1	$A\Gamma_1$	0	0	$\left(\frac{2,125 \cdot 0,75}{2}\right) A =$ 2720 kg/m	2720 kg/m	2720 kg/m
	$A\Delta_1$	-355 kg/m	707 kg/m	3187 kg/m	3541 kg/m	2480 kg/m
2	$A\Gamma_2$	0	$\frac{(1,834)^2}{2,125} \cdot \frac{1}{2} A =$ 1188 kg/m	$2,125 A =$ 3189 kg/m	3189 kg/m	$\left[2,125 - \frac{(1,834)^2}{4,25}\right] A =$ 2001 kg/m
	$A\Delta_2$	296 kg/m	1303 kg/m	3019 kg/m	2723 kg/m	1717 kg/m
3	$A\Gamma_3$	$\frac{0,792^2}{4,25} A$ 221 kg/m	$\left[\frac{2,125 \cdot 1,834 - (1,834)^2}{4,25}\right] A$ 3159 kg/m	$2,125 A$ 3189 kg/m	$\left[2,125 - \frac{(0,792)^2}{4,25}\right] A$ 2967 kg/m	$\left[\frac{2,125 \cdot (1,834)^2 - 1,834}{4,25}\right] A$ 30 kg/m
	$A\Delta_3$	950 kg/m	1901 kg/m	2851 kg/m	1901 kg/m	950 kg/m
4	$A\Gamma_4$	$\left[\frac{2,125 \cdot 0,792 - 0,792^2}{4,25}\right] A$ 8561 kg/m	$2,125 A$ 3189 kg/m	$2,125 A$ 3189 kg/m	$\left[\frac{2,125 \cdot (0,792)^2 - 0,792}{4,25}\right] A$ 627 kg/m	0
	$A\Delta_4$	1605 kg/m	2499 kg/m	2683 kg/m	1078 kg/m	184 kg/m
5	$A\Gamma_5$	$\left[\frac{0,25 + 2,125}{2}\right] A =$ 1969 kg/m	1969 kg/m	1969 kg/m	0	0
	$A\Delta_5$	2256 kg/m	3094 kg/m	2515 kg/m	860 kg/m	-579 kg/m

Si S_4 est l'aire de la ligne d'influence de la réaction d'appui dans la travée 4.

Si Y_4 est l'ordonnée de la même ligne d'influence au tiers de l'abscisse "d" de l'entretoise la plus proche soit au $1/9$ de la longueur de la travée.

La réaction d'appui pour 1 cas de charge donné et pour la poutre i aura pour valeur

$$R_i = A \Delta_i S_4 + Y_4 \frac{d_4}{2} (A \Gamma_i - A \Delta_i)$$

- Réactions des poutres sur le chevetre

avec

$$S_4 = 10,8026 \text{ m}$$

$$Y_4 = 0,858$$

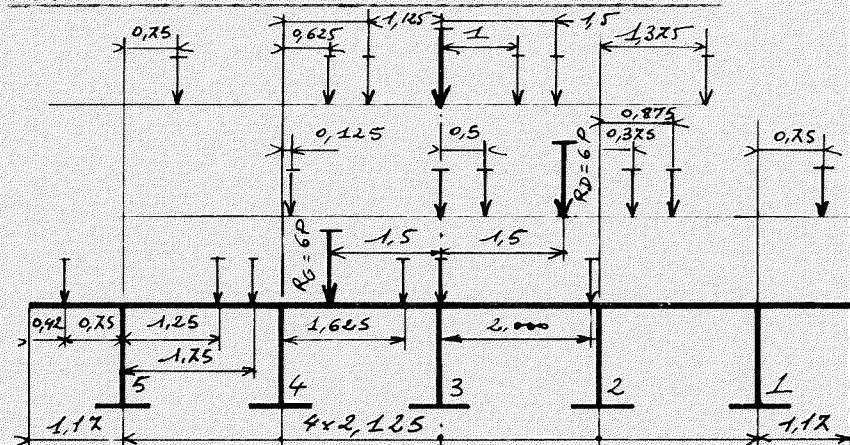
$$d_4 = 8,333 \text{ m}$$

Cas de Charge		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3.	Poutre 4.	Poutre 5.
P_G	$A \Delta_i \times S_4$	- 3 835	3 197	10 262	17 338	24 371
	$\frac{\gamma_d}{4} \frac{d_4}{2} (A \Delta_i - A \Delta_i)$	1 269	- 1 058	- 2 606	3 418	- 1 026
	R_i	- <u>2 566Kg</u>	<u>2 139Kg</u>	<u>7 656Kg</u>	<u>20 756Kg</u>	<u>23 345 Kg</u>
P_G + P_C	$A \Delta_i \times S_4$	7 607	14 076	20 536	26 996	33 423
	$\frac{\gamma_d}{4} \frac{d_4}{2} (A \Delta_i - A \Delta_i)$	- 2 527	- 411	4 497	2 466	-4 022
	R_i	<u>5 110Kg</u>	<u>13 665Kg</u>	<u>25 033Kg</u>	<u>29 462Kg</u>	<u>29 401Kg</u>
P_G + P_C + P_D	$A \Delta_i \times S_4$	34 428	32 613	30 798	28 983	27 169
	$\frac{\gamma_d}{4} \frac{d_4}{2} (A \Delta_i - A \Delta_i)$	-1 669	608	1 208	1 809	- 1 952
	R_i	<u>32 759Kg</u>	<u>33 221 Kg</u>	<u>32 007Kg</u>	<u>30 792Kg</u>	<u>25 217 Kg</u>
P_C + P_D	$A \Delta_i \times S_4$	38 252	29 415	20 536	11 645	2 809
	$\frac{\gamma_d}{4} \frac{d_4}{2} (A \Delta_i - A \Delta_i)$	- 2 935	1 666	3 811	- 1 612	- 929
	R_i	<u>35 317Kg</u>	<u>31 081Kg</u>	<u>24 347Kg</u>	<u>10 033Kg</u>	<u>1 880 Kg</u>
P_D	$A \Delta_i \times S_4$	26 790	18 548	10 263	1 988	- 6 255
	$\frac{\gamma_d}{4} \frac{d_4}{2} (A \Delta_i - A \Delta_i)$	858	1 015	- 3 289	- 658	2 070
	R_i	<u>27 648Kg</u>	<u>19 563Kg</u>	<u>6 974Kg</u>	<u>1 330Kg</u>	<u>- 4 185Kg</u>

5.3.

Convoi Bc

Quelque soit la poutre nous considérerons la même disposition longitudinale du convoi, celle qui à la lecture de la ligne d'influence donnera la réaction maximum, en faisant abstraction de toute répartition transversale. Les convois pouvant se déplacer d'une glissière à l'autre.

Détermination des coefficients Δ_i et ρ_i 

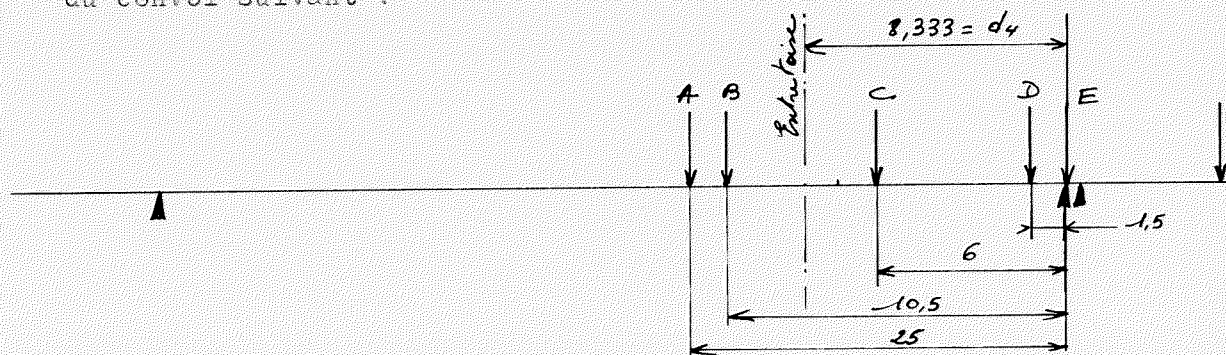
pour l'étude du chevêtre nous n'étudierons que les 3 cas de surcharge suivant :

- 3 convois excentrés à gauche donnant la réaction maximum sur le poteau Sud.
- 3 convois excentrés à droite donnant la réaction maximum sur le poteau Nord.
- 3 convois centrés donnant le moment maximum en travée sur le chevêtre

Poutre		Convoi à gauche	Convoi à droite	Convoi Centré
1	$P\Gamma_1$	0	1,588 P	0,647 P
	$P\Delta_1$	0,3522 P	2,0478 P	1,2 P
2	$P\Gamma_2$	0,941 P	1,647 P	1,529 P
	$P\Delta_2$	0,7752 P	1,6248 P	1,2 P
3	$P\Gamma_3$	1,824 P	1,824 P	1,648 P
	$P\Delta_3$	1,2 P	1,2 P	1,2 P
4	$P\Gamma_4$	1,647 P	0,941 P	1,529 P
	$P\Delta_4$	1,6248 P	0,7752 P	1,2 P
5	$P\Gamma_5$	1,588 P	0	0,647 P
	$P\Delta_5$	2,0478 P	0,3522 P	1,2 P

Calcul des réactions

Les réactions maxima sont obtenues pour la disposition longitudinale du convoi suivant :



La lecture de la ligne d'influence donne pour les différentes positions d'essieu les ordonnées Y suivantes :

Charge A. $\alpha_A = 12 \text{ m} > d_4$ $Y_A = 0,415$

Charge B. $\alpha_B = 10,5 \text{ m} > d_4$ $Y_B = 0,485$

Charge C.	$\alpha_C = 6 \text{ m}$	$Y_C = 0,696$
Charge D.	$\alpha_D = 1,5 \text{ m}$	$Y_D = 0,92$
Charge E.	$\alpha_E = 0$	$Y_E = 1$

$$\text{Si } P = 1,2 \times 5 \times 6000 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{et si } A_i &= P \Delta_i & D_i &= P \left(\Gamma_i + \frac{1,5}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right) \\ B_i &= P \Delta_i & E_i &= P \Gamma_i \\ C_i &= \frac{P}{2} \left(\Gamma_i + \frac{6}{8,333} (\Delta_i - \Gamma_i) \right) \end{aligned}$$

La réaction de la poutre i sur l'appui considéré sera égale à la somme

$$R_i = Y_A A_i + Y_B B_i + Y_C C_i + Y_D D_i + Y_E E_i$$

Les réactions ont alors pour valeur:

Charge	Poutre 1.	Poutre 2.	Poutre 3.	Poutre 4.	Poutre 5.
C_G	0,46355 P	2,76287 P	4,95715 P	5,18848 P	5,63595 P
C_D	5,63595 P	5,18848 P	4,95715 P	2,76287 P	0,46355 P
C_C	2,77753 P	4,41085 P	4,63122 P	4,41085 P	2,77753 P

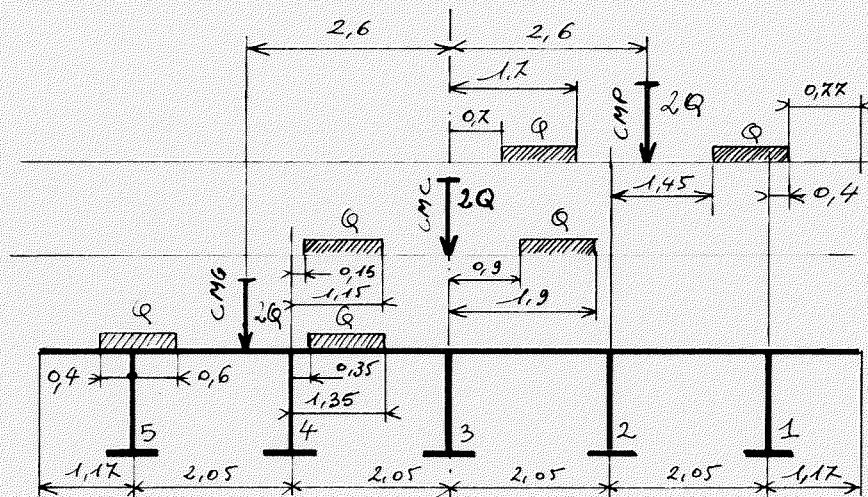
5.4.

Convoi Militaire

Nous considérons que la réaction est maximum lorsque l'empreinte des chenilles du char est à l'extrémité de la travée 4 mais entièrement sur cette travée.

La répartition transversale des charges se fera à partir de la coupe transversale du tablier existant au droit de l'appui 4.

Détermination de Δ_i et de Π_i



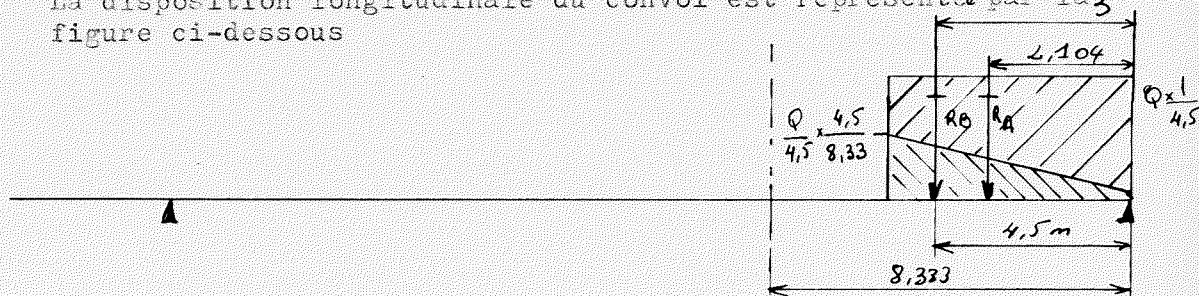
pour l'étude du chevêtre nous ne regarderons que les 3 dispositions transversales du convoi suivant :

- + convoi excentré à gauche donnant la réaction maximum sur l'appui Sud
- + Convoi excentré à droite donnant la réaction maximum sur l'appui Nord
- + Convoi centré donnant le moment maximum sur le chevêtre

$$Q \Delta_i = 0,2 \times 2 \times Q \left(1 + \frac{36 - 12i}{49,2} \right) e)$$

Poutre		C M G	C M D	C M C
1	$Q P_1$	0	$Q(0,6 \frac{1,75+0,4}{2,05}) = 0,912195 Q$	0
	$Q \Delta_1$	- 0,107316 Q	0,907316 Q	0,4 Q
2	$Q P_2$	0	$Q(1,2 + 0,6 \times 0,3) / 2,05 = 0,673170 Q$	$Q \times \frac{1,4}{2,05} = 0,682,927 Q$
	$Q \Delta_2$	0,146342 Q	0,653658 Q	0,4 Q
3	$Q P_3$	$Q \times 0,85 / 2,05 = 0,414634 Q$	$Q(0,85 / 2,05) = 0,414634 Q$	$Q \times 2 \times 0,65 / 2,05 = 0,634146 Q$
	$Q \Delta_3$	0,4 Q	0,4 Q	0,4 Q
4	$Q P_4$	$Q(1,2 + 0,6 \times 0,3) / 2,05 = 0,673170 Q$	0	$Q \frac{1,4}{2,05} = 0,682927 Q$
	$Q \Delta_4$	0,653658 Q	0,146342 Q	0,4 Q
5	$Q P_5$	$Q(0,6 \frac{1,75+0,4}{2,05}) = 0,912195 Q$	0	0
	$Q \Delta_5$	0,907316 Q	- 0,107316 Q	0,4 Q

La disposition longitudinale du convoi est représentée par la 3 figure ci-dessous



Pour connaître la répartition des charges sur la poutres nous considérons que Q se divise en 2: la part A de forme trapezoidale se répartissant isostatiquement entre les poutres ; cette part engendre une réaction sur l'appui 4 dont la valeur est obtenue en assimilant cette charge à la résultante placée en son centre de gravité.

La part B. de forme triangulaire se répartissant entre poutres par le jeu des entretoises (méthode de Courbon).

Cette part engendre une réaction sur l'appui 4 dont la valeur est obtenue en assimilant cette charge à sa résultante placée en son centre de gravité.

Si Y_A et Y_B sont les ordonnées de la ligne d'influence au droit des résultantes R_A et R_B

la réaction engendrée par le convoi militaire sur l'appui 4 aura pour valeur

$$R_i = R_A \frac{P_i}{P} Y_A + R_B \frac{Q_i}{Q} Y_B$$

$$R_A = \frac{Q}{4,5} \times \frac{1}{2} (2 - 4,5) \times 4,5 = 0,73 Q$$

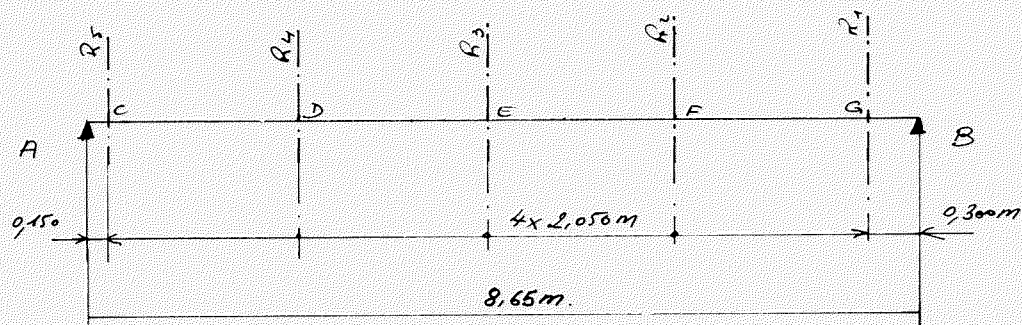
$$R_B = \frac{Q}{4,5} \times \frac{4,5}{8,55} \times \frac{4,5}{2} = 0,27 Q$$

Les réactions pour les différentes poutres ont pour valeur

$$Y_A = 0,893$$

$$Y_B = 0,846$$

Poutres	C M _G	C M _D	C M _C
1	- 0,024512 Q	0,801898 Q	0,091368 Q
2	0,033427 Q	0,588140 Q	0,536560 Q
3	0,361633 Q	0,361663 Q	0,504760 Q
4	0,58814 Q	0,033427 Q	0,536560 Q
5	0,801898 Q	- 0,024512 Q	0,091368 Q

5.5.Etude du Chevêtre

La réaction en A a pour valeur

$$R_A = \frac{1}{8,65} (R_1 \times 0,3 + R_2 \times 2,35 + R_3 \times 4,4 + R_4 \times 6,45 + R_5 \times 8,5)$$

la réaction en B a pour valeur

$$R_B = \frac{1}{8,65} * (R_1 \times 8,35 + R_2 \times 6,30 + R_3 \times 4,25 + R_4 \times 2,20 + R_5 \times 0,15)$$

Les moments fléchissants aux différents points ont pour valeur :

$$M_C = R_A \times 0,15$$

$$M_D = R_A \times 2,20 - R_5 \times 2,05$$

$$M_E = R_A \times 4,25 - (R_5 \times 4,1 + R_4 \times 2,05)$$

$$M_F = R_A \times 6,3 - (R_5 \times 6,15 + R_4 \times 4,1 + R_3 \times 2,05)$$

$$M_G = R_A \times 8,35 - (R_5 \times 8,2 + R_4 \times 6,15 + R_3 \times 4,1 + R_2 \times 2,05)$$

Les efforts sont résumés pour tous les cas de charge dans le tableau suivant :

CHARGES		Kg R _A	Kg R _B	Kg M _C	Kg M _D	Kg M _E	Kg M _F	Kg M _C
Charges Permanentes		47 296	45 684	7 094	65 930	86 643	69 235	13 705
SURCHARGE A.	P _G	42 804	8 526	6 421	46 311	43 651	25 297	2 558
	P _G + P _C	67 483	35 188	10 122	88 191	105 862	72 216	10 556
	P _G + P _C + P _D	74 183	79 813	11 127	111 507	148 763	120 405	23 944
	P _C + P _D	31 382	71 276	4 707	65 187	105 098	95 099	21 383
	P _D	6 700	44 630	1 005	23 320	42 909	48 201	13 389
Convoi Civil Bc P: 6.000 Kg	C _G	76 172	37 876	11 426	98 256	121 268	83 307	11 363
	C _D	39 854	74 194	5 978	81 977	123 992	105 034	22 258
	C _C	58 013	56 035	8 702	93 465	123 974	97 519	1 684
Convoi militaire Q: 50.000 Kg	CM _G	70 937	17 093	10 641	73 868	76 810	42 682	5 128
	CM _D	18 620	69 411	2 793	43 477	80 734	80 921	20 823
	CM _C	44 779	43 252	6 717	89 148	116 582	92 277	12 976

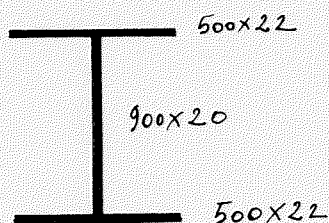
5.5.1. :Sollicitations max

Moment max en E sous la surcharge A.

$$M_{\max} = 86\,643 + 1,2 \times 148\,763 = 265.159 \text{ Kgm}$$

Effort tranchant max en B. sous la surcharge A.

$$T_{\max} = 45\,684 + 1,2 \times 79\,813 = 141.460 \text{ Kg}$$

5.6Section

$$V = V' = 400 \text{ cm}^2$$

$$= 47,2 \text{ cm}$$

$$I = 589.134$$

$$\frac{I}{V} = \frac{I}{V'} = 12.482$$

$$g_x = 314 \text{ cm}$$

5.6.1Contraintes

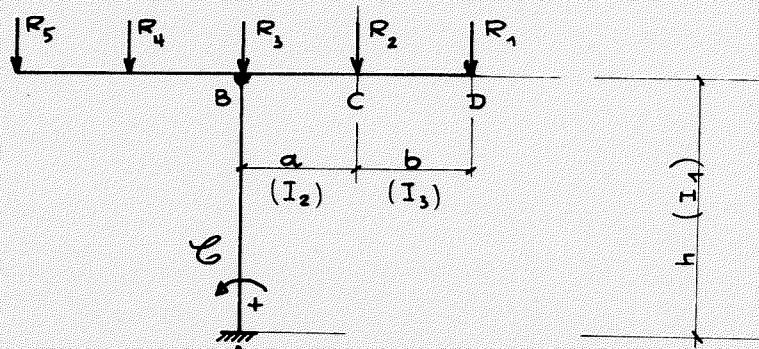
$$\sigma_c = \sigma_T = \frac{265\,159}{12.481,67} = 21.244 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau = \frac{141\,460}{900 \times 20} = 7,859 \text{ Kg/mm}^2$$

6 - Déformations

Déformations des piles en T

Nous calculons les flèches que peuvent prendre les éléments en console de ces chevêtres au droit de la poutre de rive.



Nous calculons la flèche au point D par le théorème de Castigliano.

$$\begin{aligned}
 f_D &= \frac{\partial W}{\partial R_1} = \int_{AD} \frac{M}{EI} \cdot \frac{\partial M}{\partial R_1} dx \\
 &= -\frac{1}{EI_1} \int_0^h C(a+b) dx + \frac{1}{EI_2} \int_0^a \left[\left(R_2 \cdot a + R_1(a+b) \right) \left(1 - \frac{x}{a} \right) + R_1 b \frac{x}{a} \right] (a+b-x) dx \\
 &\quad + \frac{1}{EI_3} \int_0^b R_1 b \left(1 - \frac{x}{b} \right) (b-x) dx \\
 F_D &= -\frac{1}{EI_1} \cdot C(a+b)h + \frac{1}{EI_2} \left[R_1 \left(a^2 b + ab^2 + \frac{a^3}{3} \right) + R_2 \left(\frac{a^2}{2} b + \frac{a^3}{3} \right) \right] \\
 &\quad + \frac{1}{EI_3} R_1 \frac{b^3}{3} \\
 f' &= \frac{1}{EI_1} \cdot C(a+b) h \\
 f &= \frac{1}{EI_2} \left[\quad \right] + \frac{1}{EI_3} \left[\quad \right]
 \end{aligned}$$

6.1. Portiques 1 et 1' :

Les piles en forme de T sont les piles 1 et 1'

Pile 1.

$$a = a' = 2,03 \text{ m}$$

$$h = 5,572 \text{ m}$$

$$I_1 = 6.107.960 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 1.406.211 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 875.320 \text{ cm}^4$$

Pile 1'

$$a = a' = 2 \text{ m}$$

$$h = 5,523 \text{ m}$$

$$I_1 = 6.107.960 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 863.331 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 1.394.222 \text{ cm}^4$$

6.1.1 Charges permanentes

6.1.1.1 Pile 1.

$$\begin{aligned} R_1 &= 64.928 \text{ Kg} & R_2 &= 60.501 \text{ Kg} & \mathcal{C} &= -89.892 \text{ Kgm} \\ f &= 6,704 \text{ mm} & f' &= 1,552 \text{ mm} \\ F &= 8,256 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.1.1.2. Pile 1'

$$\begin{aligned} R_1 &= 56.072 \text{ Kg} & R_2 &= 56.072 \text{ Kg} & \mathcal{C} &= 0 \text{ Kgm} \\ f &= 5,676 \text{ mm} & f' &= 0 \text{ mm} \\ F &= 5,676 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.1.2. Surcharge A.

6.1.2.1. Surcharge A. (2 voies)

6.1.2.1.1. Pile 1.

$$\begin{aligned} R_1 &= 66.075 \text{ Kg} & R_2 &= 60.844 \text{ Kg} & \mathcal{C} &= -146.123 \text{ Kgm} \\ f &= 6,806 \text{ mm} & f' &= 2,524 \text{ mm} \\ \mathbf{F} &= 9,330 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.1.2.1.2. Pile 1'

$$\begin{aligned} R_1 &= 61.577 \text{ Kg} & R_2 &= 57.559 \text{ Kg} & \mathcal{C} &= -164.412 \text{ Kgm} \\ f &= 6,142 \text{ mm} & f' &= 2,814 \text{ mm} \\ F &= 8,957 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.1.2.2. Surcharge A (1 Voie à droite)

6.1.2.2.1. Pile 1

$$R_1 = 62.842 \text{ Kg} \quad R_2 = 48.877 \text{ Kg} \quad \mathcal{E} = - 372.694 \text{ Kgm}$$

$$f = 6,260 \text{ mm} \quad f' = 6,437 \text{ mm}$$

$$F = 12,698 \text{ mm}$$

6.1.2.2.2. Pile 1'

$$R_1 = 55.826 \text{ Kg} \quad R_2 = 44.917 \text{ Kg} \quad \mathcal{E} = - 327.400 \text{ Kgm}$$

$$f = 5,403 \text{ mm} \quad f' = 5,605 \text{ mm}$$

$$F = 11,008 \text{ mm}$$

6.1.3. Convoi Civil Bc (2 Convois à droite)

6.1.3.1. Pile 1

$$R_1 = 51.513 \text{ Kg} \quad R_2 = 39.745 \text{ Kg} \quad \mathcal{E} = - 301.411 \text{ Kgm}$$

$$f = 5,124 \text{ mm} \quad f' = 5,206 \text{ mm}$$

$$F = 10,330 \text{ mm}$$

6.1.3.2. Pile 1'

$$R_1 = 46.476 \text{ Kg} \quad R_2 = 40.374 \text{ Kg} \quad \mathcal{E} = - 269.736 \text{ Kgm}$$

$$f = 4,565 \text{ mm} \quad f' = 4,618 \text{ mm}$$

$$F = 9,184 \text{ mm}$$

6.1.4. Convoi Militaire (Convoi à droite)

6.1.4.1. Pile 1.

$$R_1 = 48.492 \text{ Kg} \quad R_2 = 36.238 \text{ Kg} \quad G = - 270.438 \text{ Kgm}$$

$$f = 4,796 \text{ mm} \quad f' = 4,671 \text{ mm}$$

$$F = 9,467 \text{ mm}$$

6.1.4.2. Pile 1'

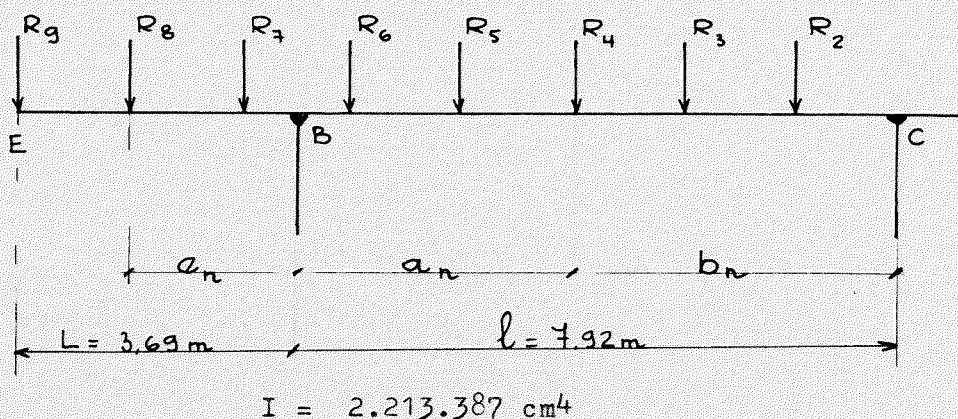
$$R_1 = 45.500 \text{ kg} \quad R_2 = 32.000 \text{ Kg} \quad C = - 246 \text{ 000 Kgm}$$

$$f = 4,298 \text{ mm} \quad f' = 4,211 \text{ mm}$$

$$F = 8,509 \text{ mm}$$

6.2. Portique 2.

6.2.1. Flèche en bout de console



La flèche en E a pour valeur :

$$F = f = EB \times \operatorname{tg} \beta$$

où $f \rightarrow$ est la flèche au point E en supposant la barre EB parfaitement encastree au point B. et $\operatorname{tg} \beta$ la tangente de la rotation du point B

Si M_B et M_C sont les valeurs des moments sur appui de la barre BC

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{1}{6 EI} \left[\frac{1}{l} \sum_{n=2}^6 R_n \cdot b_n \cdot a_n (1 + b_n) + l (2 M_B + M_C) \right]$$

$$f = \frac{1}{6 EI} \sum_{n=7}^9 P_n \cdot e_n^2 \cdot (3 L - e_n)$$

Nous ne donnerons que les flèches sous les charges permanentes et sous les cas de surcharge suivants :

- + Surcharge A : 1 Voie surchargée à gauche
- + Surcharge B_C : 2 Convois à gauche
- + Surcharge militaire (1e convoi à gauche.)

Cas de Charge	f mm	-E B tg β mm	F mm
Charges permanentes	2,169	0,994	3,163
Surcharge A.	1,994	1,608	3,602
Convoi B _C	1,958	1,542	3,500
Convoi Militaire	1,985	1,679	3,664

6.2.2 Flèche au droit de la charge R₁

$$F = f + \frac{l^2}{6 EI} \left[M_B \left(2 \frac{x}{l} - 3 \frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3} \right) + M_C \left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right) \right]$$

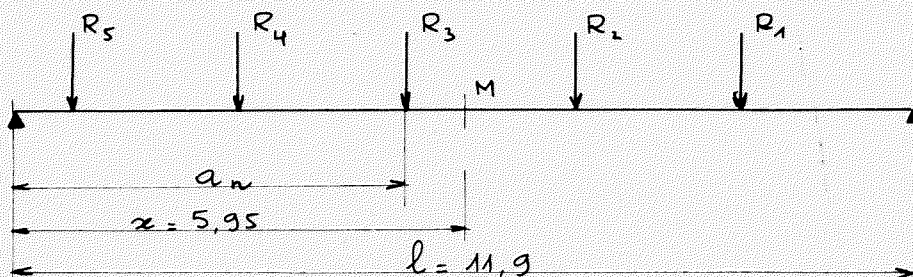
$$F = f + f \quad (M_B \cdot M_C)$$

où f est la flèche obtenue en supposant la poutre BC sur appui simple.

Nous ne donnerons que les flèches sous les charges permanentes et sous les cas de surcharges suivants :

- + Surcharge A : (3 voies surchargées à droite)
- + Convoi BC : (4 Convois à droite)
- + Convoi Militaire centré

Cas de Charge	f mm	f(M _B ·M _C) mm	F mm
Charges Permanentes	2,904	- 2,332	0,572
Surcharge A	3,058	- 1,915	1,143
Convoi BC	2,266	- 1,429	0,837
Convoi Militaire	1,846	- 1,113	0,733

6.3. Chevêtre 3

Nous calculerons les flèches au droit du point M milieu de la travée.

$$F = \sum f(R_n)$$

$$\text{si } a_n \leq x \rightarrow f(R_n) = \frac{R_n}{6EI} \cdot x(1-a_n) \left[(2l-a_n) a_n - x^2 \right]$$

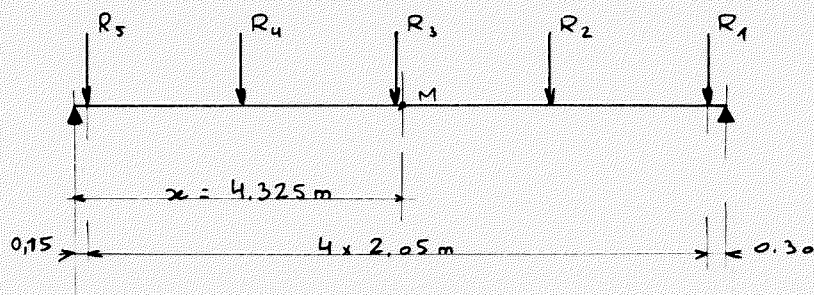
$$\text{si } a_n \geq x \rightarrow f(R_n) = \frac{R_n}{6EI} \cdot (1-x) a_n \left[2lx - \frac{a_n^2}{3} - x^2 \right]$$

$$\text{avec } I = 2051.171 \text{ cm}^4$$

nous ne relevons que les flèches obtenues sous les cas de charges suivants :

+ Charges permanentes	—————→	$f = 13,931 \text{ mm}$
+ Surcharge A (3 vois surchargées)	—————→	$f = 16,554 \text{ mm}$
+ Convoi Bc (Excentré sur la droite)	—————→	$f = 10,286 \text{ mm}$
+ Convoi militaire centré	—————→	$f = 7.067 \text{ mm}$

6.4.

Chevêtre 4.

Nous calculerons les flèches au droit du point M au milieu de la travée.

$$F = \sum f(R_n)$$

$$\text{si } a_n \leq x \rightarrow \underline{f(R_n)} = \frac{R_n}{6 EI} x(l - a_n) [(2l - a_n)a_n - x^2]$$

$$\text{si } a_n \geq x \rightarrow \underline{f(R_n)} = \frac{R_n}{6 EI} (l - x)a_n (2lx - a_n^2 - x^2)$$

$$\text{avec } I = 589.134 \text{ cm}^4$$

Nous ne relevons que les flèches obtenues sous les cas de charges suivantes :

- Charges permanentes	$f = 5,244 \text{ mm}$
- Surcharge A (3 Voies)	$f = 9 \text{ mm}$
- Surcharge Bc (Convoi centré)	$f = 7.440 \text{ mm}$
- Surcharge militaire convoi centré	$f = 7.014 \text{ mm}$

7 : Bases des boquilles métalliques :

Principes de vérifications des bases.

la vérification des contraintes se fait au niveau du plan de contact acier béton. nous considérons que nous avons une section béton dont les armatures tendues sont constituées par des barres d'ancrage. cette section étant soumise à la flexion composée. Le coefficient d'équivalence Acier - Béton $n = 15$.

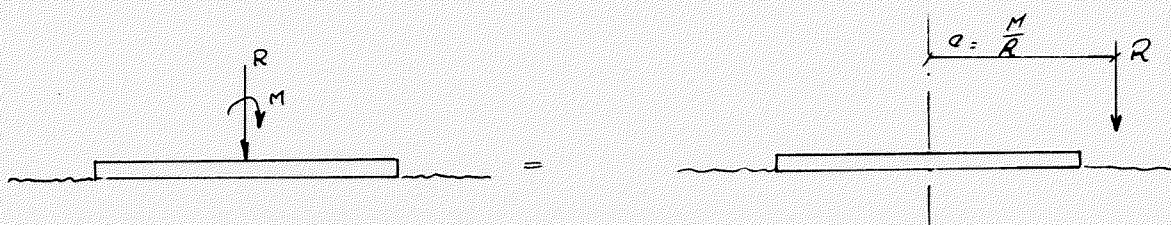
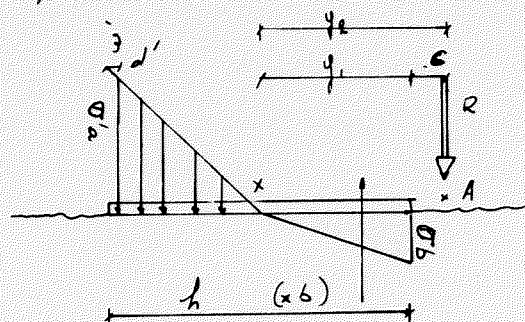


Diagramme des contraintes.



$$y_1 = y_2 + c$$

$$c > 0 \text{ si } e < \frac{h}{2}$$

$$c < 0 \text{ si } e > \frac{h}{2}$$

la résolution de ce système obtenu en faisant la somme des couples des forces élastiques par rapport au point A

donc : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{si } p = -3c^2 + \frac{6n}{b} \sum w'(h-d'-c)$$

$$q = -3c^3 - \frac{6n}{b} \sum w'(h-d'-c)^2$$

$$I_x = \frac{b y_1^3}{3} + n \sum w'(h-d'-y_1)^2$$

$$\sigma_b = \frac{R \cdot y_2 \cdot y_1}{I}$$

$$\sigma_a = n \frac{R y_2}{I} \cdot (h-d'-y_1)$$

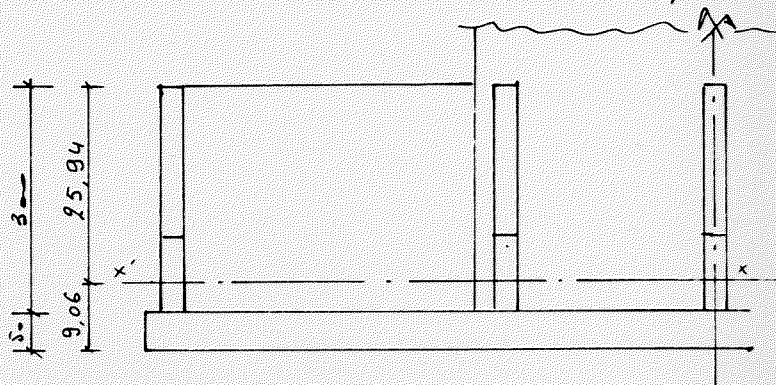
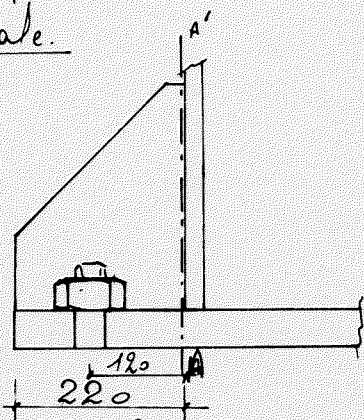
Dans le cas de flexion déviée composée on étudie la section dans les deux sens avec R excentré de $e_x = \frac{M_x}{R}$ et $e_y = \frac{M_y}{R}$

Contraintes

$$\text{béton : } \sigma_b = \frac{431.495 + 181.465385}{779.617} = 100,436 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tirant } \sigma'_A = \frac{431.495 + 181.465385}{508.515} \times 0,15 = 23,097 \text{ kg/cm}^2 < 25,5$$

verification de la platine proprement dite a la flexion locale.



nous vérifierons que sous les effets soit de la traction des tirants, soit de la pression du béton, la section AA reste. La section AA consiste en une tige de 1500×50 et 5 ailes de 300×30 .

$$I_{xx'} = 121445 \text{ cm}^4 \quad \text{en A } \frac{I}{v} = 13.400,9 \text{ cm}^3$$

$$\text{en A'} } \frac{I}{v'} = 4682,2 \text{ cm}^3$$

Contraintes créées par la traction des tirants

$$M_{AA} = 6 \times 1174 \text{ mm}^2 \times 23,097 \times 0,12 = 19.523 \text{ kgm}$$

$$\text{en A'} } \sigma_T = - \frac{19.523}{4682,2} = -4,170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{en A } \sigma_c = \frac{19523}{13.400,9} = 1,457 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes créées par la compression du béton

$$M_{AA} = 150 \times 100,436 \times 22 \times \frac{0,22}{2} = 36.458 \text{ kgm}$$

$$\text{en A'} } \sigma_c = \frac{36.458}{4682,2} = 7,787 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{en A } \sigma_T = - \frac{36458}{13400,9} = -2,721 \text{ kg/cm}^2$$

7.2. : Vérification des assises de la pile 2.

7.2.1. : Assise Sud.

Elle est soumise aux efforts suivants :

$$M_x = 42.188 + 57432 = 99720 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0 + 127.615 = 127.615 \text{ kgm}$$

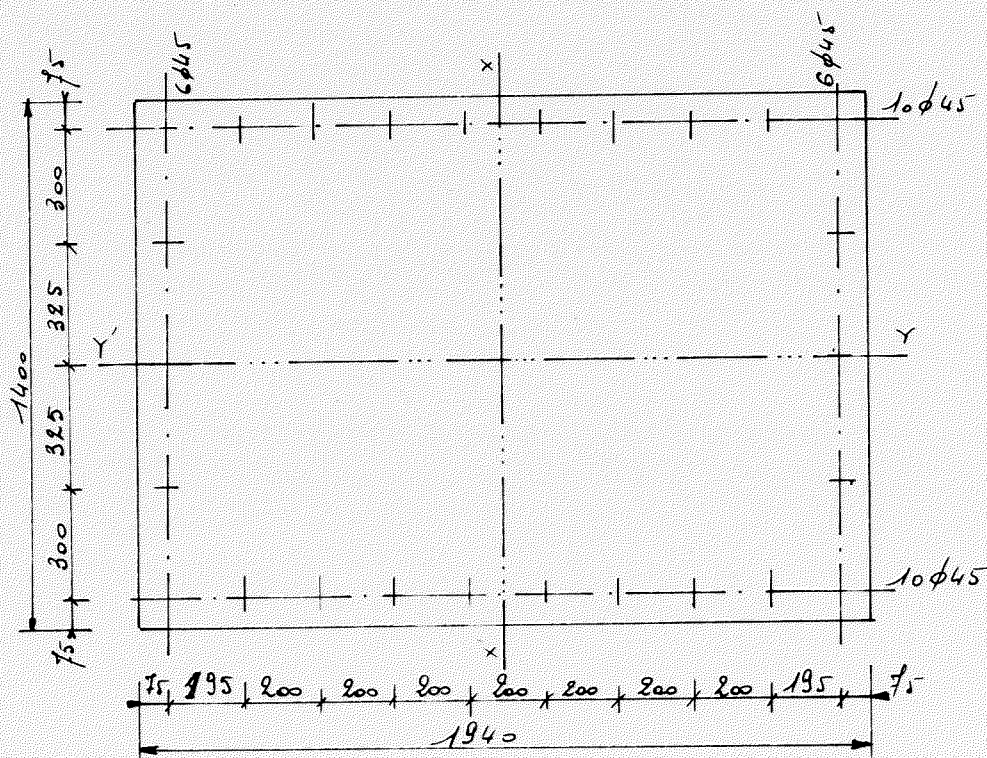
$$R = 251.397 + 321.314 = 572.711 \text{ kg.}$$

$$e_x = \frac{99.720}{572.711} = 0,174119833 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{127.615}{572.711} = 0,222826172 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{194}{6} = 32,333 \text{ cm}$$

$$e_y < \frac{140}{3} = 23,333 \text{ cm}$$



L'assise est donc toujours comprimée
Nous déterminons I_x et I_y les moments d'inertie de la section rectangulaire 140×194 par rapport aux axes de symétrie de celle-ci.

$$I_{xx'} = \frac{140 \times 194^3}{12} = 85.182.813,333 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{V} = \frac{I_y}{V'} = \frac{140 \times 194^2}{6} = 878.173,3 \text{ cm}^3$$

$$I_{yy'} = \frac{194 \times 140^3}{12} = 44.361.333 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{V} = \frac{I_y}{V'} = \frac{194 \times 140^2}{6} = 2633.733,3 \text{ cm}^3$$

Contraintes

241

Compression maximum sur le betay.

$$\sigma_b = \frac{572.711}{140 \times 194} + \left(\frac{99.720}{878.173,3} + \frac{127.615}{633.733,3} \right) 100 = 2,087 + 11,355 + 20,137$$

$$= 52,579 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.2- Assise Nord.

elle est soumise aux efforts suivants :

$$M_x = -16.536 + 65804 = 49268 \text{ kgm}$$

$$M_y = 90866 \text{ kgm}$$

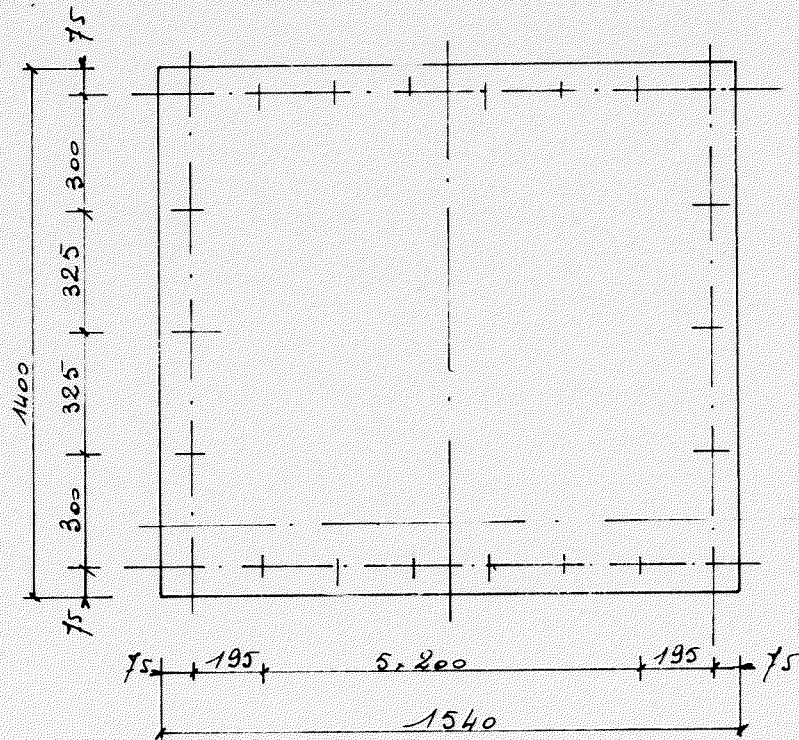
$$R = 111483 + 181739 = 293222 \text{ kp.}$$

$$e_x = \frac{49.268}{293.222} = 0,1680228 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{90.866}{293.222} = 0,30988807$$

$$e_x < \frac{154}{6} = 25,667 \text{ cm}$$

$$C_y = \frac{140}{2} - 30,988807 = 39,011193$$



le couple M_x n'entraîne que de la compression.

$$I_x = \frac{140 \times 154^3}{12} = 42.609747 \text{ cm}^4 \quad \frac{I_x}{V} = \frac{140 \times 154^2}{V} = 553.313,3 \text{ cm}^3$$

$$y_{27} = 82,0340848 \text{ cm} \quad y_{17} = y_{27} + e_y = 121,0452776 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{154 \times y_{17}^3}{3} + 8.1174,15 (132,5 - y_{17})^2 = 91.227.107 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_r \text{ beton}}{Y_1} = 753.661 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_r}{(132.5 - Y_1)} \text{ tirant} = 7.964.148 \text{ cm}^3$$

242

Contraintes.

Compression maximum sur le béton

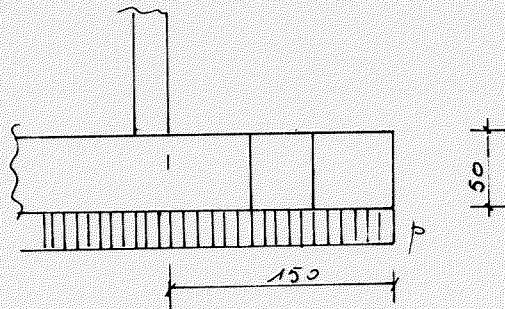
$$\sigma_b = \left(\frac{49.268}{553.373,33} \right) 100 + 293.222 \left(\frac{1}{154.140} + \frac{82.034}{753.661} \right)$$

$$= 8,903 + 13,600 + 31,916 = 54,419 \text{ kg/cm}^2$$

Traction dans les tirants

$$\sigma_t = - \frac{293.222 \cdot 82.034}{7.964.148} \times \frac{15}{100} = -0,453 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la Plaque à la flexion



$$p_{max} = 54,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{force au cm de largeur de plaque } M = 54,42 \times \frac{15^2}{2} \text{ kg cm/cm}$$

$$\sigma = 54,42 \times \frac{15^2}{2} \times \frac{6}{1 \times 5^2} \times \frac{1}{100} = \pm 14,693 \text{ kg/cm}^2 < 22,67.$$

Ministère de l'Équipement et du Logement.
Direction départementale des Bouches du Rhône.
Arrondissement opérationnel.

Autoroute du Littoral
de Marseille.
Bretelle C - Culée O' - Murs
Rampes d'accès.

4. Murs fondés à 10.25

I. Etude de la stabilité.

Hauteur maximale.

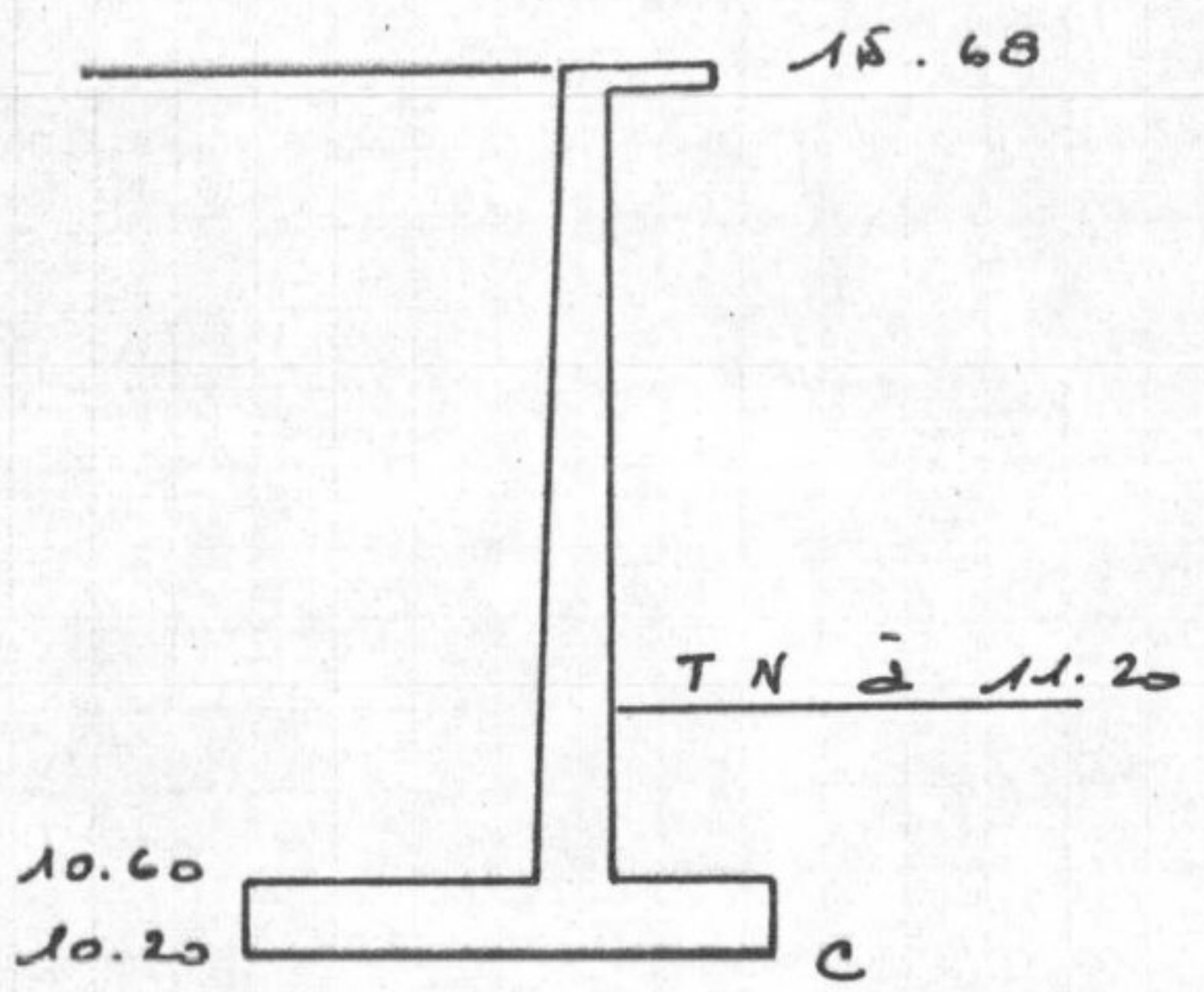
$$15.68 - 10.60 = 5.08 \text{ m.}$$

a. Poussée des terres.

densité du remblai 1.7 t/m^3

$$K = 0.3 \quad \frac{\delta}{\varphi} = 0$$

Nous prendrons les moments par rapport au
point C.



surcharge de 1 T/m^2 du le remblai.

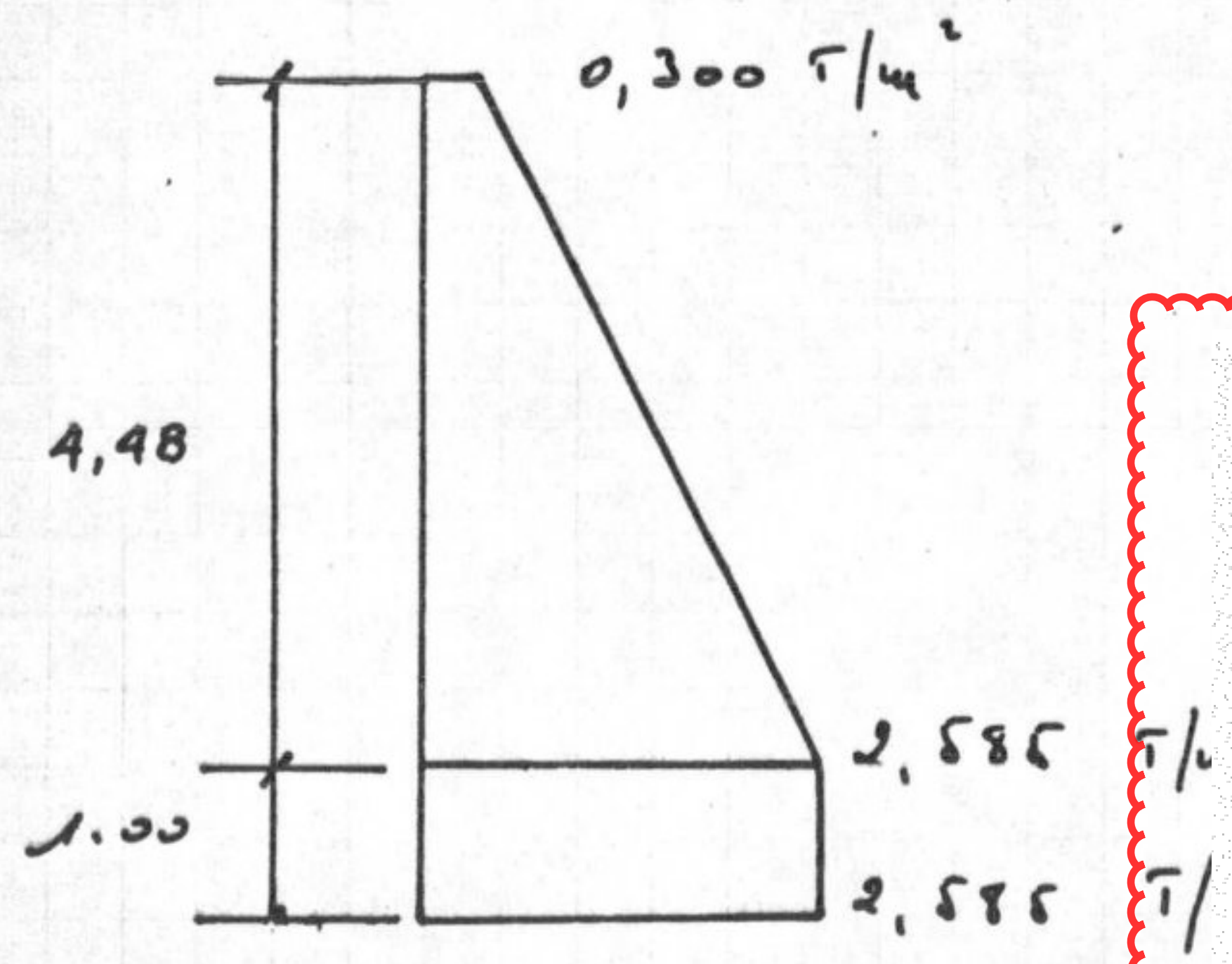
hauteur de terre $\frac{1}{1.7} = 0.59 \text{ m.}$

$$\pi 15.68 = 0.300 \text{ T/m}^2$$

$$\pi 11.20 = 0.300 + 4.48 \times 1.7 \times 0.3 = 2.585 \text{ T/m}^2$$

$$\pi 10.20 = 2.585 \text{ T/m}^2$$

d'où le diagramme des charges:

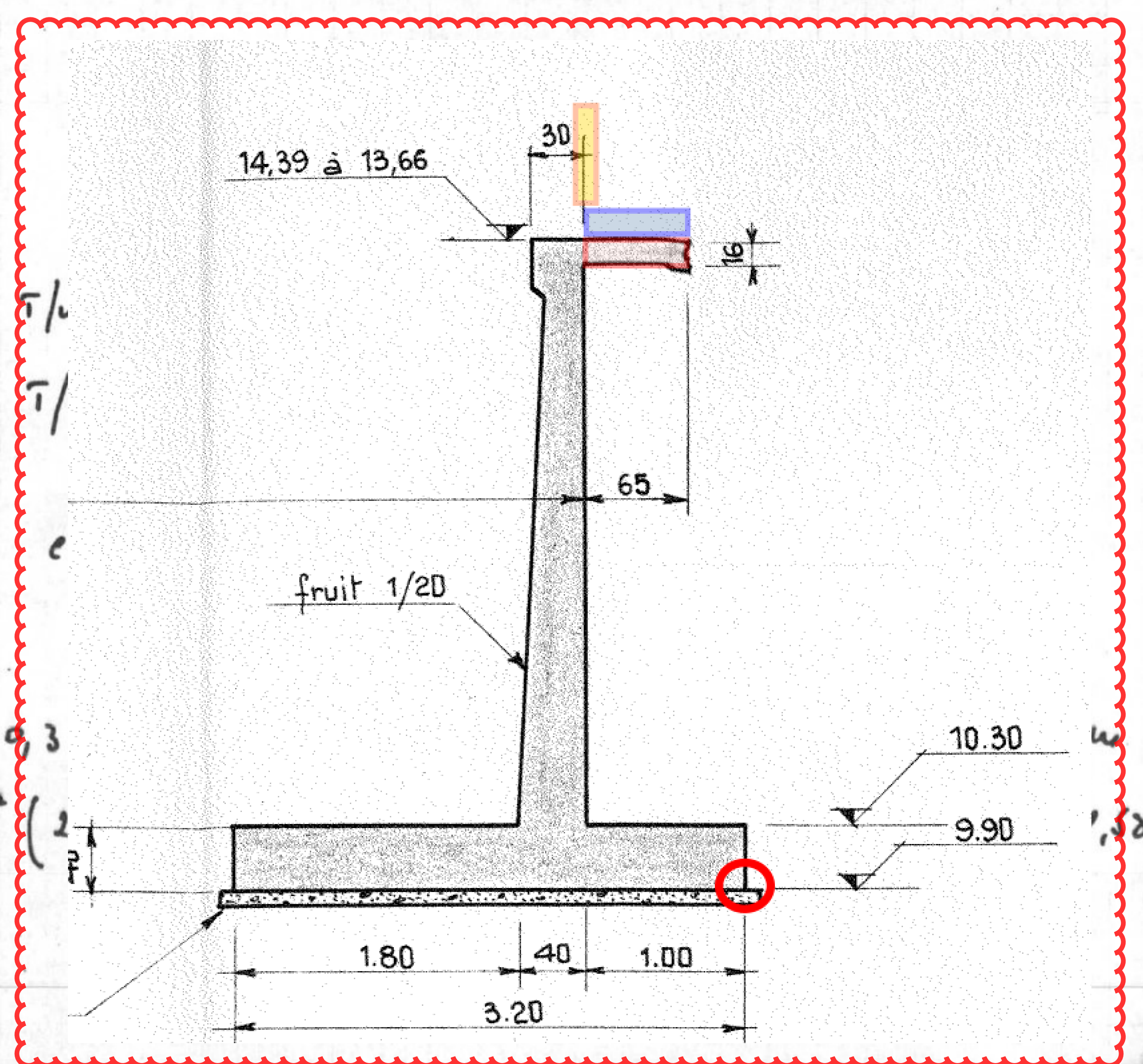


d'où les

reues:

$$T = \frac{1}{2} (0.3)$$

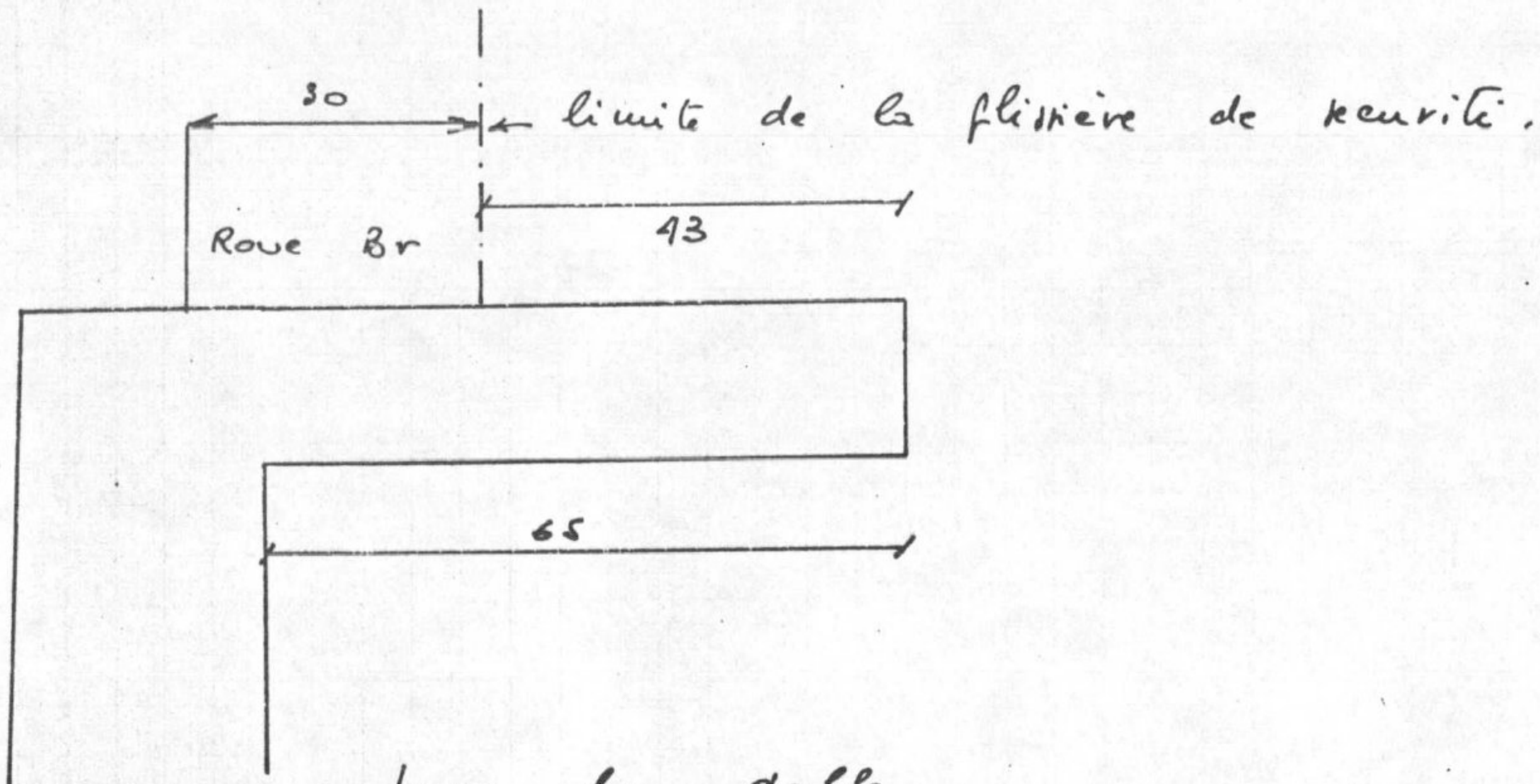
$$H = \frac{4.48}{6} (2)$$



b. Poids propre du mur.

Partiel d'ouvrage	γ	d	P	α	Moment % C
semelle. $0,40 \times 3,20 \times 1,00$	1,28	2,5	3,20	1,60	8,120
Mur $\frac{1}{2}(0,15+0,40)5,08$	1,65	2,5	4,13	1,19	4,915
$0,65 \times 0,16$	0,10	2,5	0,25	0,68	0,170
Terre sur semelle $5,08 \times 1,80$	9,15	1,7	15,56	2,30	35,788
$1,00 \times 0,60$	0,60	1,7	1,02	0,50	0,501
superstructures. $0,13 \times 0,65$	0,085	2,4	0,20	0,675	0,135
Poids corps et plinthe $0,20$			0,20	0,65	0,130
Total charge perman.			24,56		46,759
Surcharge $1 \text{ T/m}^2 \times 1,00$			1,80	2,30	4,140
			26,36		50,899
Surcharge 1,2 S $1,2 \times 1,8$			2,16	2,30	4,968
			26,72		51,727

c. surcharge sur la console.



- pour la dalle.

la surcharge la plus défavorable pour la dalle est : le système Br.

$$P = 10 \times \frac{22 \times 30}{30^2} = 7,33 \tau$$

avec majoration dynamique # 1,2.

$P \# 9 \tau$ (pour la dalle elle-même)

- pour le mur.

$$P = 10 \times 1,20 = 12 \tau$$

$$m = 12 \times 0,93 = 11,16 \tau_m.$$

d. épaulement du mur.

$$H = 9,05 \tau/m.$$

$$P = 26,72 + 12 = 38,72 \tau$$

$$H = -20,42 + 11,16 + 51,73 = 42,47 \tau_m$$

excentricité de la résultante :

$$e = \frac{H}{P} = \frac{42,47}{38,72} = 1,09 > 1,07$$

la résultante est dans le $\frac{1}{3}$ central.

tant de travail maximal sous le sol de fondation.

moment par rapport au centre de la semelle :

$$M = 42,47 - 1,60 \times 38,72 = -19,48 \text{ Tm/m}$$

$$\sigma = \frac{38,72}{3,2} \pm \frac{19,48 \times 6}{3,2^2} = 12,10 \pm 11,42$$

$$\sigma_{\max} = 23,52 \text{ T/m}^2$$

e. fissiella fe.

e. Mur.

moment et effort tranchant à la base du mur.

$$T = \frac{1}{2} (0,300 + 2,585) 4,48 + 0,6 \times 2,585 = 8,02 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{4,48^2}{6} (2,585 + 2 \times 0,30) + \frac{1}{2} (0,300 + 2,585) 4,48 \times 0,60$$

$$+ 0,60^2 \times \frac{1}{2} \times 2,585 + 12 \times 0,27 = 18,25 \text{ Tm/m}$$

d'où le fissiella fe à l'encrement :

$$J = 100 \quad \hat{u}' = 44 \quad \sigma'_J = 120 \text{ dar} \quad \sigma'_d = 2400 \text{ dar}$$

$$W = \frac{15 \times 1825000}{100 \times 44^2 \times 2400} = 0,057 \rightarrow u = 0,063$$

$$\alpha = 0,30$$

$$\omega' = \frac{100 \times 44 \times 0,063}{15} = 18,50 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

$$y = \alpha h' = 0,30 \times 44 = 13,2 \quad z = 35,6$$

$$i_0 \# 2,5 \text{ br}$$

120 d'armature transversale.

— section à la cote 13.44 (à mi-hauteur)

le diagramme des poutres est identique à celui de la pape 2.

freinage au niveau 13.14

$$\pi_{9.14} = 0,300 + \frac{2,54}{4,48} (2,585 - 0,300) = 1,60 \text{ T/m}^2$$

d'où le moment de la poutre de tiges

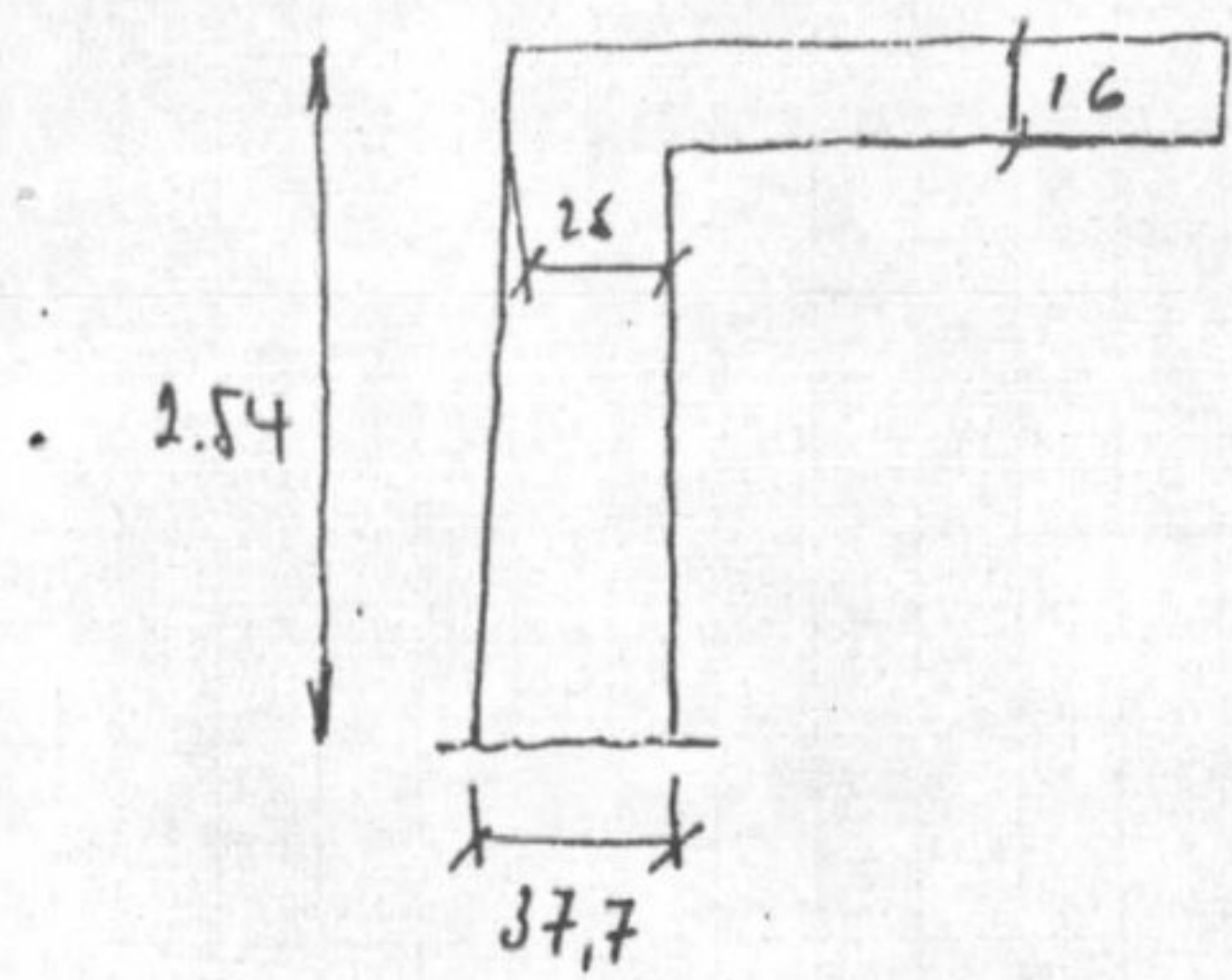
$$M = \frac{2,54^2}{6} (1,60 + 2 \times 0,30) \# 2,40 \text{ Tm/m}$$

— Roue Br.

$$M = 12 \times 0,27 = 3,24 \text{ Tm/m}$$

— moment dû au poids propre.

épaisseur du mur à la cote 13.14 :



$$e = 0,25 + \frac{2,54}{20} = 37,7$$

porte à l'air.

$$m = 0,65 \times 0,16 \times 2,5 \left(\frac{0,65}{2} + \frac{0,377}{2} \right) = 0,14 \text{ Tm/m}$$

superstructures.

$$m = 0,65 \times 0,10 \times 2,4 \left(\frac{0,65}{2} + \frac{0,377}{2} \right) \approx 0,10 \text{ Tm/m}$$

parde corps.

$$m \approx 0,200 \times 0,30 \approx 0,08 \text{ Tm/m}$$

soit au total :

$$0,30 \text{ Tm/m}$$

d'où le moment total :

$$M = 2,40 + 3,24 + 0,30 = 5,94 \text{ Tm/m}$$

$$R = 100$$

$$q' = 34$$

$$w = \frac{15 \times 594 \ 000}{100 \times 34^2 \times 2400} = 0,033 \rightarrow 0,037 = u$$

$$w' = \frac{100 \times 34 \times 0,037}{15} \approx 8,60 \text{ cm}^2 / \text{p. m.}$$

nous placerons 10 T16 p. m. à l'encastrement et 1 dm d'arrêt à mi-hauteur. 5 T14 p. m. en répartition sur la moitié de la hauteur, 5 T12 p. m. au dessus.

e₂. Fenelle.

e₂. Partie avant.

le cas le plus défavorable est celui qui donne la contrainte maximale sous la fenelle.

charge maximale

$$p = 23,52 - 0,40 \times 2,5 = 22,52 \text{ T/m}^2$$

$$m = \frac{p l^2}{2} = \frac{22,52}{2} \times 1^2 = 11,26 \text{ Tm/m}$$

$$t = \frac{p l}{2} = 22,52 \text{ T/m}$$

$$d = 100 \quad h = 40 \quad h' = 36$$

$$w = \frac{15 \times 1,126 \cdot 1000}{100 \times 36^2 \times 2400} = 0,055 \rightarrow u = 0,062$$

$$\alpha = 0,30$$

$$w' = \frac{100 \times 36 \times 0,062}{15} = 14,88 \text{ cm}^2 \text{ f. m.}$$

$$y = \alpha h' = 0,3 \times 36 = 10,8 \quad z = 32,4$$

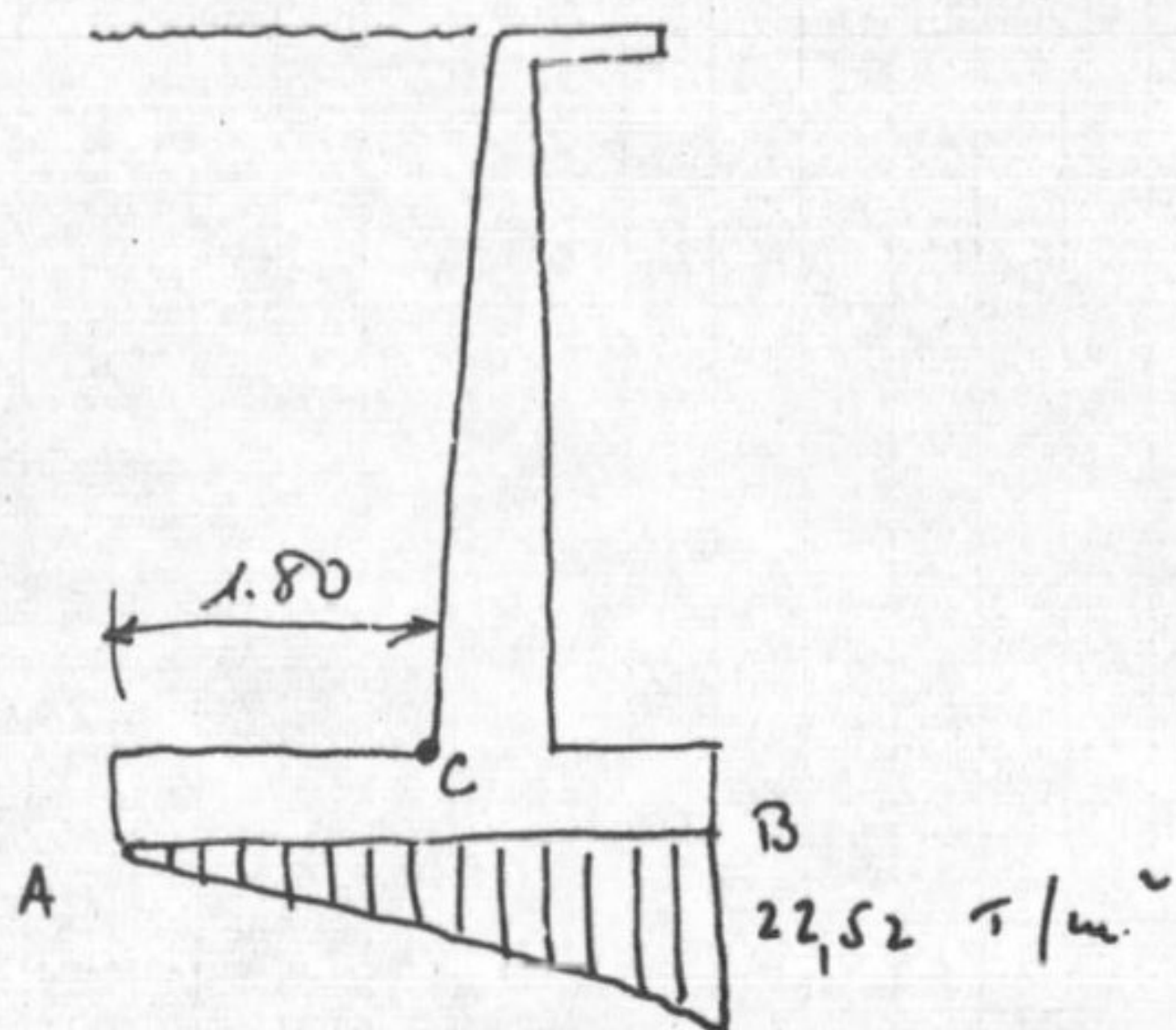
$$\bar{\sigma}_s = \frac{22520}{100 \times 32,400} = 6,94 \text{ Kp/cm}^2$$

now plaçons une section transversale

$$w'' = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$e_i = \frac{2,5 \times 2400 \times 32,4}{22,520} = 8 \text{ cm}$$

e 22. Partie arriere.



Charge sur la partie arriere :

$$\downarrow 8,08 \times 1,7 + 1,2 = 9,84 \text{ T/m}^2$$

\uparrow sur pression en C.

$$q = \frac{1,80}{3,2} \times 22,52 = 12,7 \text{ T/m}^2$$

d'où le moment :

$$m = \frac{9,84 \times 1,8^2}{2} - \frac{1,8^2}{6} \times 12,7 = 9,08 \text{ Tm/m}$$

$$t = 9,84 \times 1,80 - \frac{1}{2} \times 1,80 \times 12,7 = 6,78 \text{ T/m}$$

ferraillage

$$s = 100 \quad q = 40 \quad q' = 36$$

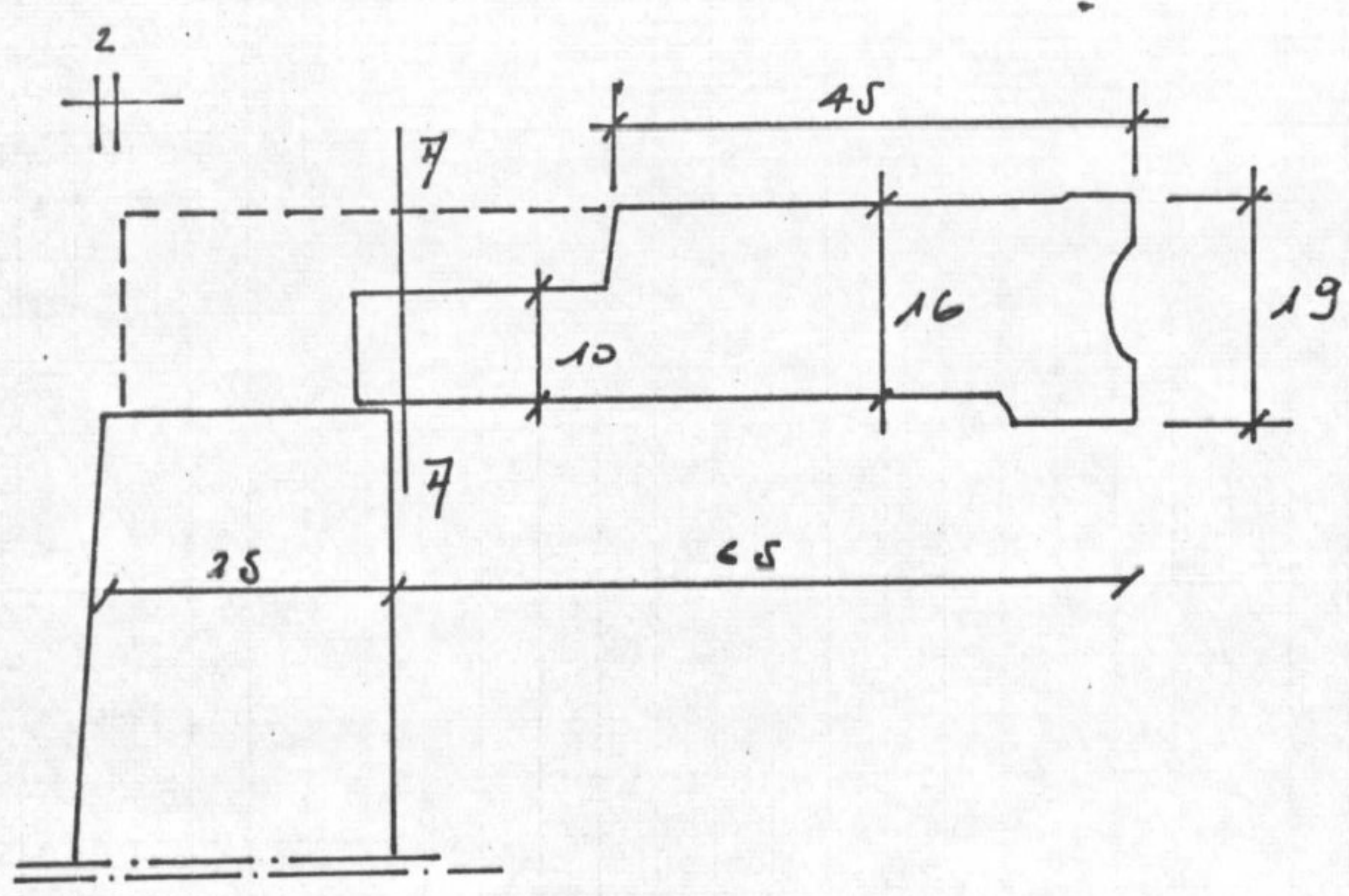
$$w = \frac{15 \times 908.000}{100 \times 36 \times 2400} = 0,044 \rightarrow u = 0,049$$

$$\alpha = 0,27$$

$$w' = \frac{100 \times 0,049 \times 36}{15} = 11,76 \text{ cm}^2 \text{ / m}$$

Nous placerons 5 T 20 / m. en partie
 basse, 2 T 20 + 3 T 16 / m. en partie haute.
 5 etravs ϕ 8 T $e_c = 16 \text{ cm}$.

f. étude de la dalle préfabriquée.



moment à l'encastrement dans la section AA

poids propre :

$$M = 0,65 \times 0,16 \times 2,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,085 \text{ Tm/m.}$$

infrastructure :

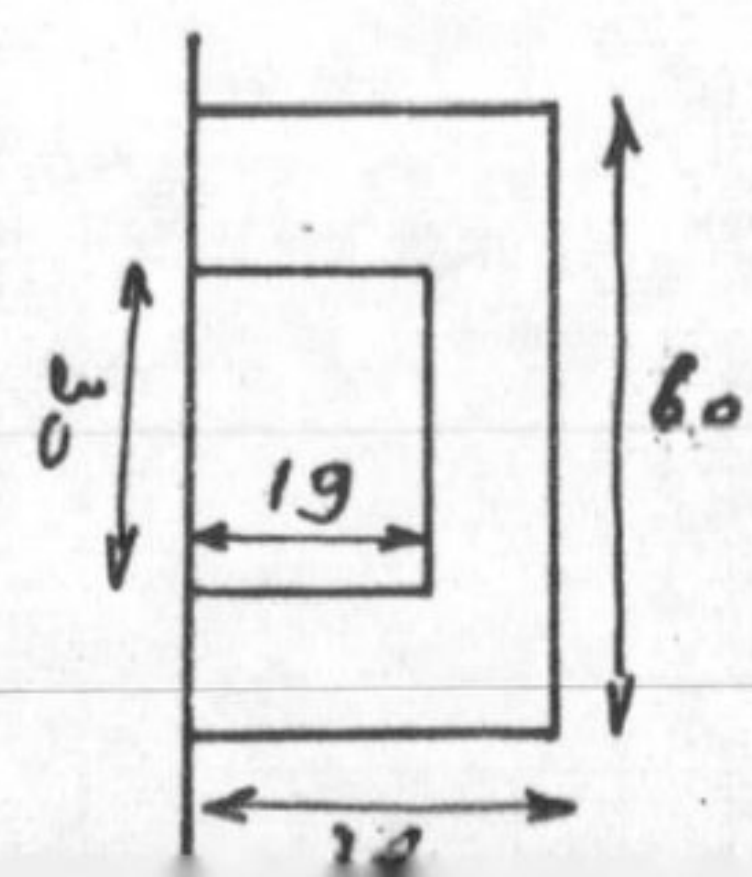
$$\text{seton } m = 0,65 \times 0,10 \times 2,4 \times \frac{0,65}{2} = 0,051 \text{ Tm/m.}$$

$$\text{chape } m = 0,65 \times 0,03 \times 2,4 \times \frac{0,65}{2} = 0,016 \text{ Tm/m.}$$

$$\text{parde-corps } M = 0,38 \times 0,20 = 0,072 \text{ Tm/m.}$$

surcharge Br.

nous tiendrons compte de la répartition sur le feuillet moyen.



chape en m²

$$\frac{7,6}{0,34 \times 0,60} = 37,2 \text{ T/m}^2$$

- 11 -

en effet, nous avons supposé que la
roue pourrait venir frotter au bord du caisson
bit à 19 cm de l'aplomb du mur, la
part de cisaille supportée par la console est
de :

$$10 \frac{19 \times 30}{30 \times 30} = 6,33 \tau$$

bit avec un coefficient de 1,20.

$$6,33 \times 1,2 = 7,6 \tau$$

d'où le moment :

$$m = 37,2 \times \frac{0,34^2}{2} = 2,15 \text{ Tm/m.}$$

d'où le moment total :

$$m = 2,150 + 0,085 + 0,051 + 0,016 + 0,072 = 2,37 \text{ Tm/m.}$$

effort tranchant.

f.f. $t = 0,65 \times 0,16 \times 2,5 = 0,260$

infrastructure $t = 0,65 (0,10 + 0,03) 2,4 + 0,20 = 0,400$

infrastructure Br $t = 37,2 \times 0,34 = 12,650$
 $\underline{13,310 \tau}$

$b = 100 \quad h = 16 \quad h' = 13,5$

le cas de cisaille étant très défavorable, nous
ferons travailler les aciers à 2000 kg/cm²

$$W = \frac{15 \times 237.000}{100 \times 13,5^2 \times 2800} = 0,07 \rightarrow u = 0,076$$

$$\alpha = 0,33.$$

$$\omega' = \frac{100 \times 13,5 \times 0,076}{18} = 6,84 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$$y = 0,33 \times 13,5 = 4,5 \quad z = 12$$

$$\tau_s = \frac{13.310}{12 \times 100} = 11,1 \text{ kg/cm}^2$$

Nous placerons des étriers en TG.

$$\omega'' = 2,80 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

et l'armement initial :

$$e_i = \frac{2,80 \times 12 \times 2800}{13.310} = 7 \text{ cm}.$$

B Murs fondés à 11,20

I Etude de la stabilité

Hauteur maximale $15,59 - 11,60 = 3,99$ soit 4 m

a) Poussée des terres

$$\gamma = 1,7 \text{ T/m}^3 \quad K = 0,3 \quad \frac{\delta}{\varphi} = 0$$

surcharge de 1 T/m^2 sur remblai

hauteur de terre équivalente $0,59$

$$M_{15,60} = K \Delta h = 0,3 \times 1,7 \times 0,59 = 0,300 \text{ T/m}^2$$

$$M_{13,20} = 0,300 + 2,40 \times 1,7 \times 0,3 = 1,524 \text{ T/m}^2$$

$$M_{11,20} = 1,524 \text{ T/m}^2$$

d'où le diagramme des charges.

et les efforts dus à la poussée des terres

$$T = \frac{1}{2} (0,300 + 1,524) \times 2,40 + 1,524 \times 2,00$$

$$= 2,189 + 3,048 = 5,237 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{2,40^2}{6} (2 \times 0,300 + 1,524) + \frac{1}{2} (0,300 + 1,524) \times 2,40 \times 2,00$$

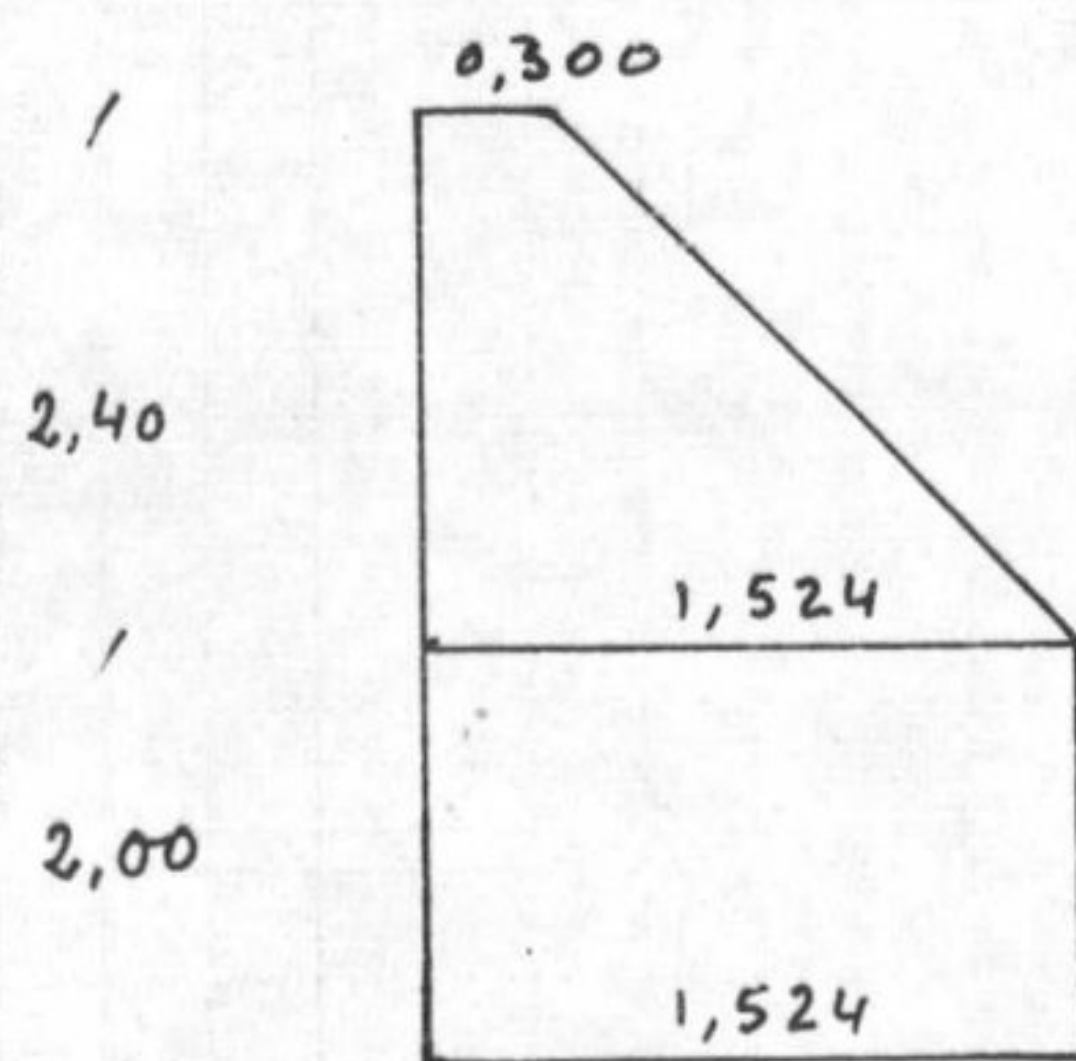
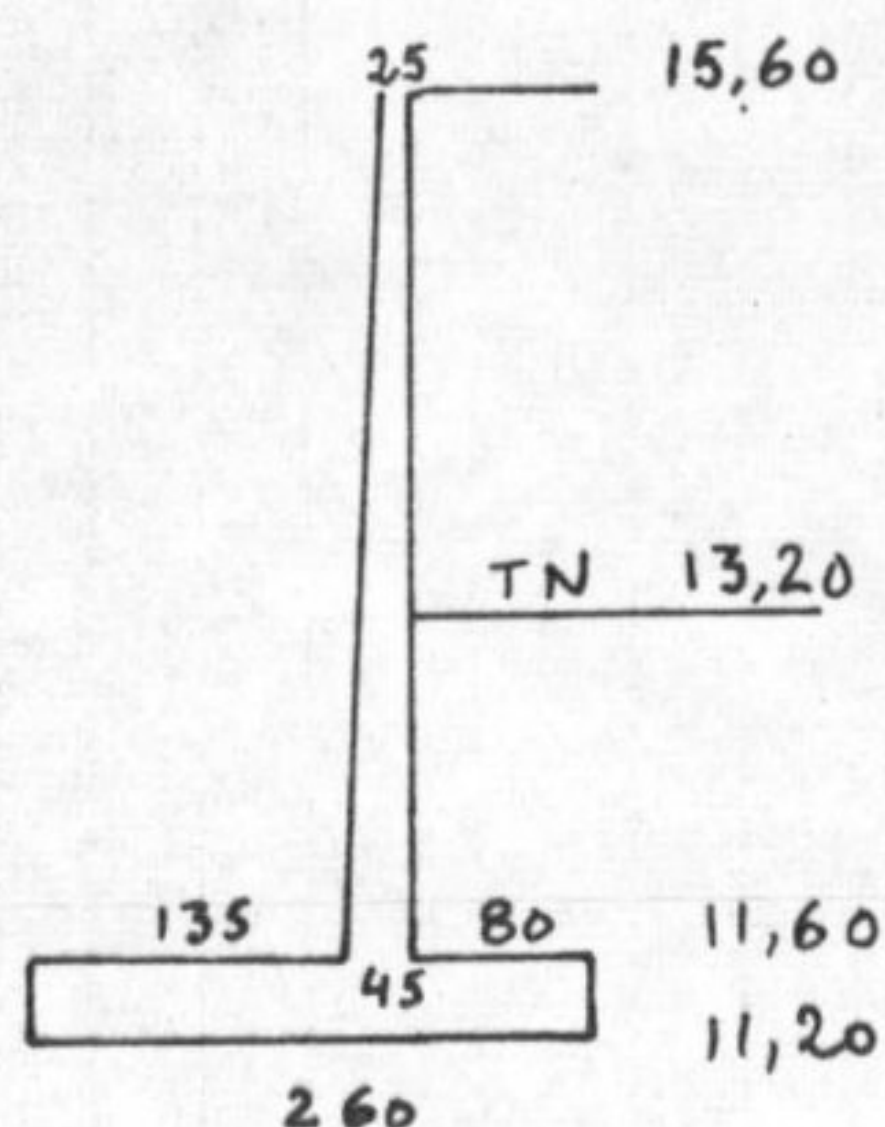
$$+ \frac{2,00^2}{2} \times 1,524$$

$$= 2,039 + 4,378 + 3,048 = 9,465 \text{ Tm/m}$$

soit

$$T = 5,237 \text{ T/m}$$

$$M = 9,465 \text{ Tm/m}$$



b) Poids propre du mur.

Parties d'ouvrage	V	δ	P	x	Moment Statique
Semelle $0,40 \times 2,60 \times 1,00$	1,04	2,5	2,60	1,30	3,38
Mur $\frac{1}{2}(0,25+0,45) \times 4,00$	0,70	2,5	1,75	0,35	1,66
Trottoir $0,65 \times 0,16$	0,10	2,5	0,25	0,48	0,12
Terre sur $4,00 \times 1,35$	5,40	1,7	9,18	1,93	17,72
Semelle $1,60 \times 0,80$	1,28	1,7	2,18	0,40	0,87
Superstructures $0,65 \times 0,13$	0,08	2,4	0,19	0,48	0,09
Garde corps et glimères			0,20	0,45	0,09
Total charges permanentes			16,35		23,93
Surcharge $\times 1,20 = 1,20 \times 1,00 \times 1,35$			1,62	1,93	3,13
Total P + 1,2 S			17,97		27,06

c) Surcharge sur la console.

voir A (murs fondés à 10,20)

Ici $P = 12^T$

$$M = 12 \times 0,73 = 8,76 \text{ Tm}$$

d) Equilibre du mur

$$H = 5,24 \text{ T/m}$$

$$P = 17,97 + 12 = 29,97 \text{ T/m}$$

$$M = -9,47 + 27,06 + 8,76 = 26,35 \text{ Tm/m}$$

$$\text{excentricité de la résultante } e = \frac{M}{P} = \frac{26,35}{29,97} = 0,88 > 0,86$$

La résultante est dans le tiers central.

taux de travail maximal sous le sol de fondation

$$m = 26,35 - 1,30 \times 29,97 = -12,61 \text{ Tm/m}$$

$$n = \frac{29,97}{2,60} \pm \frac{12,61 \times 6}{2,60^2} = 11,53 \pm 11,19 \begin{cases} 22,72 \text{ T/m}^2 \\ 0,34 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

e) ferrailage

e₁) Mur

A la base du mur, à l'encastrement

$$T = \frac{1}{2} (0,300 + 1,524) \times 2,40 + 1,60 \times 1,524$$

$$= 2,189 + 2,438 = 4,627 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{2,40^2}{6} (2 \times 0,300 + 1,524) + \frac{1}{2} (0,300 \times 1,524) \times 2,40 \times 1,60 + \frac{1,60^2}{2} \times 1,524$$

$$= 2,039 + 3,502 + 1,950 = 7,491 \text{ Tm/m}$$

section résistante $b = 100$ $h = 45$ $h' = 41,5 \text{ cm}$

$$w = \frac{15 \times 7,491}{1,00 \times 0,415^2 \times 24000} = 0,027 \rightarrow u = 0,03$$

$$w' = \frac{100 \times 41,5}{15} \times 0,03 = 8,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 16 \text{ pm}$$

nous conserverons cette section jusqu'à la tête du mur pour reprendre les aciers du trottoir.

$$\alpha = 0,22 \quad y = 0,22 \times 41,5 = 9,13$$

$$z = 41,5 - \frac{9,13}{3} = 41,5 - 3,04 = 38,5$$

$$\tau_b = \frac{4627}{100 \times 38,5} = 1,20 \text{ Kg/cm}^2$$

nous ne disposerons pas d'armatures transversales.

e₂) Semelle

- Partie avant

Charge maximale $p = 22,72 - 0,40 \times 2,5 = 21,72 \text{ T/m}^2$

$$m = \frac{p l^2}{2} = 21,72 \times \frac{0,80^2}{2} = 6,95 \text{ Tm/m}$$

$$t = \frac{p l}{2} = 21,72 \times 0,80 = 17,38 \text{ T/m}$$

Section résistante $b = 100$ $h_f = 40$ $h' = 36$

$$w = \frac{15 \times 6,95}{1,00 \times 0,36^2 \times 24000} \leq 0,033^5 \rightarrow u = 0,037 \text{ et } \alpha = 0,24$$

$$\omega' = \frac{100 \times 36}{15} \times 0,037 = 8,88 \text{ cm}^2/\text{pm} \text{ soit } 5 \text{ T16 pm}$$

$$y = 0,24 \times 0,36 = 8,6 \text{ cm}$$

$$z = 36 - \frac{8,6}{3} = 36 - 2,9 = 33,1 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{17380}{100 \times 33,1} = 5,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A'_t}{t} = \frac{T}{b'_a z} = \frac{17380}{2400 \times 33,1} = 0,219$$

$$\text{nous disposerons 5   joints } T8 = 2,513 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } t = \frac{2,513}{0,219} = 11 \text{ cm}$$

- Partie arrière

$$\text{Charge } 4,00 \times 1,7 + 1,2 = 8 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Sous-joint } \frac{1,35}{2,60} \times 22,72 = 11,8 \text{ T/m}^2$$

D'où les efforts

$$M = \frac{8 \times 1,35^2}{2} - \frac{1,35^2}{6} \times 11,8 = 7,29 - 3,58 = 3,71 \text{ Tm/ml}$$

$$T = 8 \times 1,35 - \frac{1}{2} \times 1,35 \times 11,8 = 10,80 - 7,97 = 2,83 \text{ T/ml}$$

D'où les aciers

$$w = \frac{15 \times 3,71}{1,00 \times 0,36^2 \times 24000} \leq 0,018 \rightarrow u = 0,020 \text{ et } \alpha = 0,18$$

$$\omega' = \frac{100 \times 36}{15} \times 0,02 = 4,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T16 pm}$$

pour prolonger les aciers de la partie avant.

$$y = 0,18 \times 0,36 = 6,5 \text{ cm}$$

$$z = 36 - \frac{6,5}{3} = 36 - 2,1 = 33,9 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{2830}{100 \times 33,9} = 0,86 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pas d'armatures transversales.}$$