

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT FERROVIAIRE

EN

BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SNTF

Etudié par :

LAKHLÉF A

BOURKAÏB S

Dirigé par :

PROMOTION : janvier 85

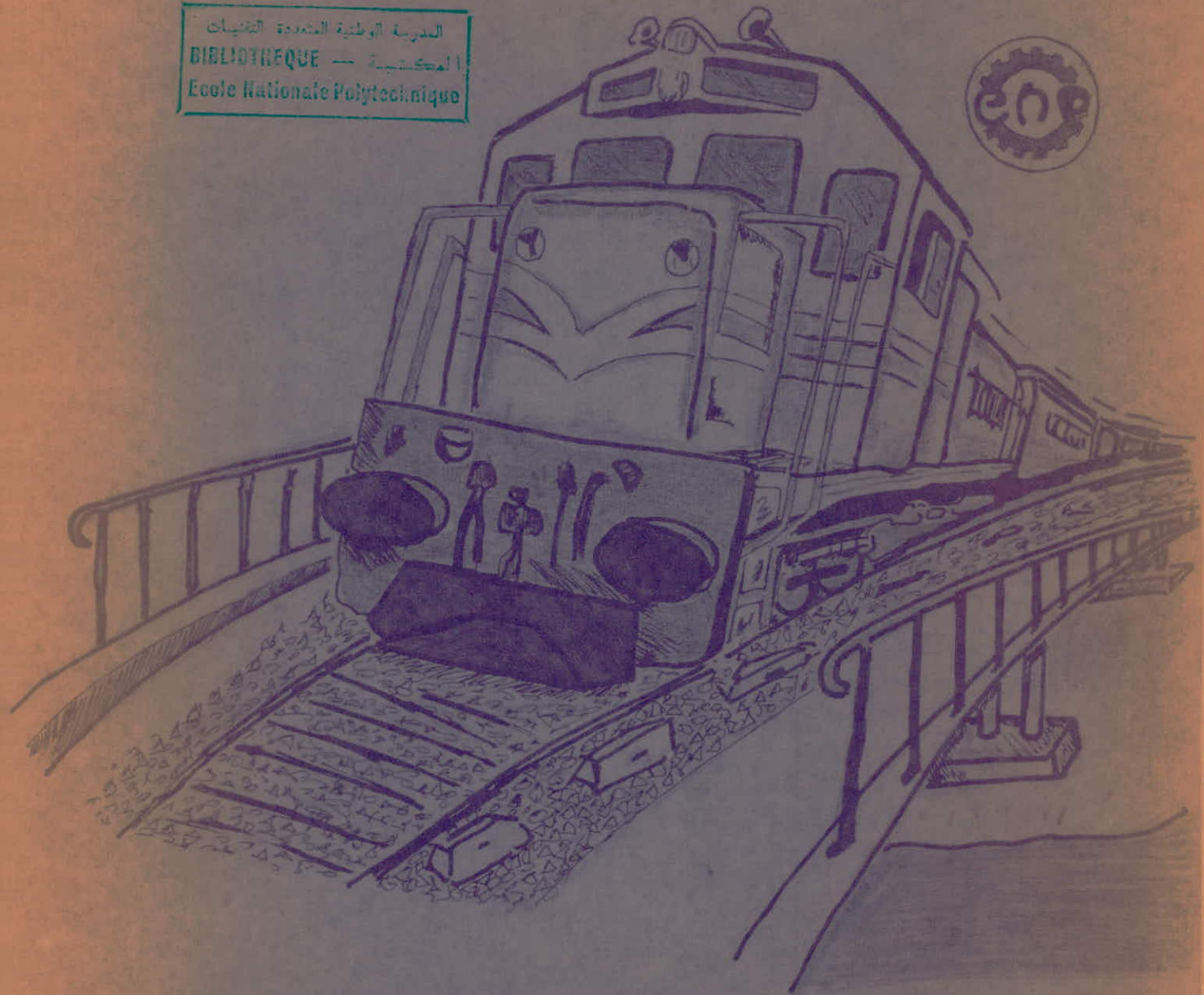
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROMOTION : JANVIER 85

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT FERROVIAIRE EN BETON
PRECONTRAIT

Proposé par : SNTF

Etudié par : LAKHLEF MAHFoud
BOURKAÏB SALIMA

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

قل لمن يدعي العلم
فلسفة إن علمت شيئا
غابت عنك أنبياء.

(ش.م.)

الجزائر 15 / 1 / 85

Binome : Bourkaib S - Lakhlef. N.

DÉPARTEMENT : Génie-civil

Promoteurs :

Sujet : Calcul d'un pont ferroviaire en Béton précontraint.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

إن هذا المشروع يعتمد على دراسة جسر لسكة الحديد
متعدد الروافد بالاستناد إلى المبلغ المسبق بالاجطاء.
يعبر هذا الجسر واد حبار، مقروش والطريق الوطنية
بولاية جيجل.

notre projet porte sur l'étude et le calcul des
éléments résistants d'un pont ferroviaire de 150m
franchissant l'oued HADJAR NEFROUCH et la R.N.
Le pont compte 5 travées égales et indépendantes
de (30m) de portée ; Les ponts sont en Béton
Précontraint.

Our Subject consists of studying the resistant
elements of a Bridge Railway's which will
cross over the oued HADJAR NEFROUCH
and the département road's.

This Bridge is composed of 5 independent and
equal beams long of 30,0m The use of
the prestressed concrete

DEDICACE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Alger le 10/1/85

A feu ma grand-mère

A mon Sceptique grand-père.

A mes parents.

A ma femme.

A Messieurs Dames CHABOUNI - BOULARAS - NEDDAF.

A mes oncles, tantes, cousins et cousines.

A M^r de Bourbouche ; Jkenazen.

A Tchouïch , Poucet , Farah

A tous mes amis(es)

A ceux qui ont partagé mes inquiétudes,
mes joies, mes souvenirs.

A ceux que j'ai un peu oublié.

A ceux qui m'ont enseignés et transmis
leurs savoirs.

Je dédie cette thèse

Lakhal

١٩٨٥



À ma mère, mon père

ma Sœur Zohra

mes frères

À BOUSSABA Med.

mes amis(es) et particulièrement

Saïda et Samira qui ont pu

m'aider dans les moments difficiles

ainsi qu'à tous les professeurs

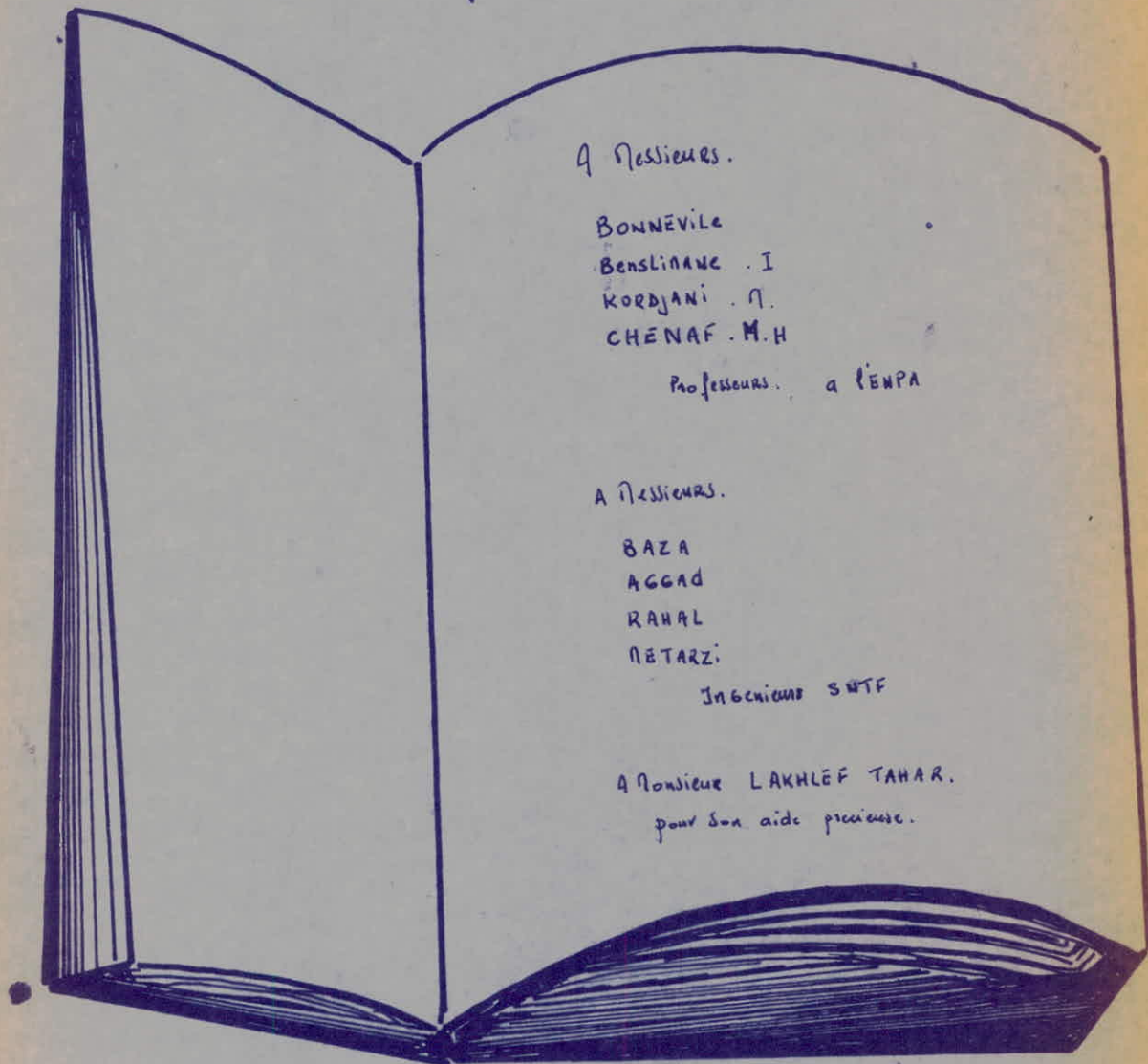
et enseignants qui ont fait

de moi ce que je suis.

Salima



IRATEIRO JEANES



A Messieurs.

BONNEVILLE

BENSLINAVE . I

KORDJANI . N.

CHENAF . M. H

Professeurs. a l'ENPA

A Messieurs.

BAZA

AGGAD

RAHAL

PETARZI

Ingenieurs SNTF

A Monsieur LAKHLEF TAHAR.

pour son aide precieuse.

BIBLIOGRAPHIE

TITRE	AUTEUR	EDITION
COURS DE BETON PRECONTRAIT	J.ROBINSON	DUNOD
LE PROJET DE BETON PRECONTRAIT	R.LACROIX A.FUENTES	EYROLLES
PRATIQUE DU BETON PRECONTRAIT	G. DREUX	EYROLLES
BETON PRECONTRAIT T-1.2	Y. GUYON	EYROLLES
BETON PRECONTRAIT T-1	A.PICARD	G MORIN
CALCUL PRATIQUE DES SECTIONS DE BETON ARME	P.CHARON	EYROLLES
AIDE MEMOIRE BETON ARME " " " " BETON P	DAVIDOVICI	
COURS PRATIQUE DE MDS	J.COSTET G.SANGLERAT	DUNOD
REGLEMENTS	CCBA (68) PS (69) RPA (81) CPC UIC (702 - 706) IP (1)	
DOCUMENTS	FOND (72) SETRA (appareils d'appui) CONCEPTION DES CULEES (CHEBAP) COURS BETON ARME (M BELAZOUGUI. ENPA)	

SOMMAIRE

PRESENTATION DU PROJET _____	0
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX _____	3
PROCEDES DE PRECONTRAINTES _____	6
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE _____	15
CHARGES PERMANENTE _____	27
SURCHARGES FERROVIAIRES _____	30
EVALUATION DES EFFORTS _____	60
REPARTITION DES EFFORTS _____	75
DALLE _____	95
ETUDE DE LA PRECONTRAINTES _____	100
PERTES ET CHUTES DE TENSION _____	137
VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES ET TANGENTIELLES _____	147
VERIFICATION A LA RUPTURE _____	157
FERRAILLAGE DE LA POUTRE _____	160
ENTRETOISE _____	170
CALCUL DES DEEORMATIONS _____	175
APPAREILS D'APPUI _____	182
REPARTITION LONGITUDINALE _____	187
COEFFICIENTS SISMIQUE _____	189
ETUDE DE LA PILE _____	191
ETUDE DE LA CULEE _____	202
ETUDE DES FONDATIONS _____	218
ANNEXE _____	231

0

REALISATION DE LA LIGNE NOUVELLE JIJEL — RAMDANE — DJAMEL (137 kms)

interet economique du projet

La Realisation des objectifs nationaux de developpement economique et la concretisation de options fondamentales arretés par les pouvoirs publics, en matiere d'aménagement du territoire, impliquent a long terme une restructuration et un renforcement du reseau ferroviaire. Ce reseau ferroviaire, entierement a voie normale, comprendra ainsi 4 groupes principaux de lignes, etroitement interconnectés pour constituer un ensemble de transport integré.

A cet effet, le schéma directeur prévoit de nouvelles liaisons de dessertes vers les centres d'activités importants.

C'est pourquoi, il a été décidé de realiser une liaison ferroviaire pour relier JIJEL et sa zone a la localite RAMDANE - DJAMEL située sur la ligne SKIKDA - CONSTANTINE

Le pôle de JIJEL aura une double vocation:

- industrielle = creation de nombreuses usines, et en particulier le complexe siderurgique SNS situé a BELLARA, près de EL. NILIA
- Portuaire = existence du port actuel de JIJEL et constructions du nouveau port de DJEN - DJEN.

sur cette nouvelle ligne ferroviaire, d'importants trafics marchandises et voyageurs seront appelés a transiter et qui permettront ainsi un nouvel essor à ces regions traversees.

1

Ce grand chantier va procurer également 12 millions d'heures de travail et va être l'occasion pour 2000 travailleurs d'acquies une expérience et une qualification précieuse pour leur permettre demain de réaliser d'autres projets nécessaires au développement de notre territoire national.

caractéristiques techniques

Le projet comporte :

* 72 ouvrages d'art de différents types.

- ponts cadres en béton armé
- Ponts métalliques
- Ponts en béton précontraint

L'ouvrage le plus important, à 490 m de portée il franchit la vallée de l'oued Ghézal, vallée de 50 m de profondeur. C'est un ouvrage poussé

* 8 tunnels, dont un à voie double de 218 m et un de 2643 m de long.

* 14 Gares avec leurs bâtiments d'exploitation

* 11 000 m² de quais

* 42 dalots en B.A, 473 buses (φ 600 à φ 3000)

* 21 ouvrages spéciaux (mur de soutènement, déviation d'oued

* 209 Logements.

Délai de réalisation : 60 mois.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE (43)

Le thème de cette thèse de fin d'étude consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un pont ferroviaire. Cet ouvrage en béton précontraint, long de (150 m) franchit l'Oued HADJAR-NEFROUCH et la route reliant JIJEL à SKIKDA.

Les travées sont au nombre de (5), elles sont égales et indépendantes.

Le tablier de l'ouvrage en question est constitué de (4) poutres préfabriquées de (30 m) de portée et d'un hourdis coulé en place sur des predalles.

Les poutres sont reliées par des entretoises précontraintes sur appui, elles sont au nombre de (5).

Les appareils d'appui sont des plaques en élastomère fretté.

La pile compte un chevet et (4) futs circulaires.

La culée est composée de (2) murs latéraux, (1) mur frontal et (2) dalles de transition.

La semelle est sur pieux forés.

caracteristiques des materiaux

Beton armé

Beton : ciment C.P.A 325
 dosage 400 kg/m³
 controle stricte
 diametre gros granulats . Cg = 25mm

contraintes admissibles.

$\bar{\sigma}'_{28} = 300 \text{ bars.}$

compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bars}$

Flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars}$

traction $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$

Aciers

F_e E 40 HA.

diametre	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi \geq 20 \text{ mm}$
$\bar{\sigma}_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	4200	4000
$\bar{E}_a \text{ [kg/cm}^2\text{)}$	2800	2667

condition de fissuration

$\eta = 1 \text{ (A.d.x)}$

$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$

$\bar{\sigma}_{min} = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \sqrt{\frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}}$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$

} en bars.

caracteristiques des materiaux

Beton armé

Beton :

Ciment C.P.A 325

dosage 400 kg/m³

contrôle stricte

diamètre gros granulats $c_g = 25\text{mm}$

contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}'_{28} = 300 \text{ bars.}$$

compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars}$

Flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars}$

traction $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$

Aciers

F_e E 40 HA.

diamètre	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi \geq 20 \text{ mm}$
$\bar{\sigma}_{cu} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	4200	4000
$\bar{\sigma}_a \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	2800	2667

condition de fissuration

$$\eta = 1 \text{ (A.d.u.)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\bar{\sigma}_{\min} = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

} en bars.

Contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{rat} \cdot E_{con}$$

$$\rho_{rat} = \begin{cases} 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{3 \bar{\sigma}_{b0}} & \text{Sans reprise de betonage} \\ \frac{2}{3} & \text{Si non.} \end{cases}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4.5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b & \text{(poutres)} \\ 2.5 \Psi_d \bar{\sigma}_b & \text{(dalle)} \end{cases}$$

$$\Psi_d = 1.5 \text{ pour HA.}$$

Homogeneite des resistances aciers - beton

$$\bar{\sigma}'_{b0} > 20(1 + 1.25 \Psi_d) = 57.5 \text{ bars}$$

Beton PRECONTRAIT

Resistance nominale :

$$\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{28} = 7 + 0.06 \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}' = \begin{cases} 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{Service} \\ 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{Construction.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} = 0$$

module de deformation

courte duree $E_i = 21000 \sqrt{E_j} = 622.960 \text{ kg/cm}^2$

Longue duree $E_v = \frac{1}{3} E_i = 207653,34 \text{ kg/cm}^2$

ARMATURES

Les cables sont tendus par les deux extremités
l'ancrage sera du type actif - actif.

Les cables utilises sont des 12T13 III TBR FREYSSINET

module d'elasticate ----- $E_q = 190.000 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de rupture garantie ----- $R_G = 18670 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte caracteristique de deformation garantie ----- $T_G = 16500 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient de frottement cable gaine ----- $f = 0,18 \text{ (rd}^{-1}\text{)}$

perte de tension relative par metere ----- $\Psi = 0,002 \text{ (m}^{-1}\text{)}$

Relaxation a 1000 h ----- $\rho_{1000} = 2,5\%$

Relaxation a 3000 h ----- $\rho_{3000} = 3\%$

Perte par blocage d'ancrage ----- $g = 5 \text{ mm}$

Rayon de courbure du cable ----- $R \geq 800 \phi$

contrainte initiale ----- $\sigma_0 = 14940 \text{ kg/cm}^2$

Le type precontrainte utilise est le Procédé STUP.

Les cables classe III TBR

PRECONTRAINTE

La précontrainte est une technique qui consiste à introduire dans l'ouvrage, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles qui sont créées par les charges.

C'est à partir d'observations que Eugène FREYSSINET est arrivé à mettre au point et à développer la technique du béton précontraint.

En effet le béton est un matériau qui résiste bien en compression et mal en traction.

quand au béton armé, c'est un matériau mixte.

le béton résiste en compression, dans les zones tendues on pallie la défaillance du béton en traction en y plaçant des armatures qui équilibreront les tractions.

Le béton précontraint est un matériau auquel on fait subir un traitement mécanique préalable pour le rendre apte à résister aux deux sollicitations, compression et traction.

C'est à partir du principe très simple basé sur la compression préalable du béton pour éliminer ses contraintes de traction qu'est née la précontrainte.

avantages du beton Precontraint

Les principaux avantages du beton precontraint sont:

- Suppression de la fissuration.
- comportement elastique de la section entiere dans tous les cas de charge
- Avantage economique par l'amelioration du rendement de la matiere due a l'utilisation de la totalite de la section.
- Allegement de la construction, grace a la possibilite de compenser les charges permanentes par une simple augmentation de l'excentricite du cable. d'une part, grace a la resistance considerable aux efforts tranchants, qui permet d'amincir les âmes d'autres parts. Ceci des possibilites nouvelles telles que le franchissement de grandes portees avec des hauteurs reduites.
- possibilite d'employer des aciers a hauts limites elastiques et la reduction de sections de beton entraineent des reductions, considerable de quantites d'aciers.
- possibilite d'assemblage de blocs et elements separes et par consequent emploi a grande echelle de la prefabrication.

différents Procédés de Précontrainte

Chaque système comprend un ensemble d'éléments étroitement adaptés les uns aux autres.

L'armature elle-même, ses ancrages, le moyen de la tendre

ce qui fait sa particularité essentielle, et la conception de l'ancrage qu'il utilise.

- Procédés FREYSSINET
- Procédés S.E.E.E (Société d'études et d'équipements d'Entreprises)
- Procédés B.B.R. BOUSSIRON.
- Procédés de la Société de constructions E. COIGNET
- Procédés DYWIDAG

Possibilités du système Freyssinet

- mise en précontrainte de pièces monolithes coulés, soit en place, soit sur aire de préfabrication.
- assemblage par précontrainte d'éléments préfabriqués d'une même pièce, ou de pièces différentes, de pièces préfabriquées, soit de pièces coulés en place.
- La mise en tension de câbles courbes si les courbures sont suffisamment modérées.
- l'échelonnement des puissances des câbles permet de précontraindre dans de bonnes conditions des structures de dimensions très différentes, modestes ou très grandes. La gamme des monofils permet d'étendre la précontrainte aux petits éléments.

Precontrainte Par Pré tension

La Precontrainte par Pre-tension est obtenue en tendant à l'avance les aciers, avant la mise en place du béton dans son coffrage, en les fixant sur des culeés solidement ancrés.

Les armatures traversent les extrémités des moules, dans lesquels le béton est coulé directement au contact de l'acier.

Lorsque le béton a atteint un degré de durcissement suffisant, les armatures sont détendues, par relâchement de la force de traction aux extrémités.

Grâce à l'adhérence des aciers tendus, la pièce est precontrainte.

À l'about la contrainte de traction est nulle.

À une certaine distance de l'about, l'acier conserve une grande partie de sa traction initiale; l'intervention de l'adhérence à ce fait, comprime le béton.

La precontrainte par pré-tension est essentiellement un procédé industriel qui demande un investissement onéreux.

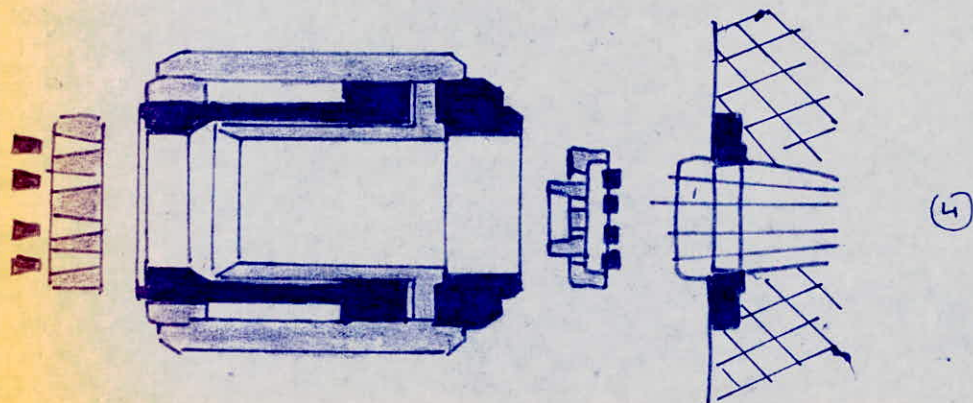
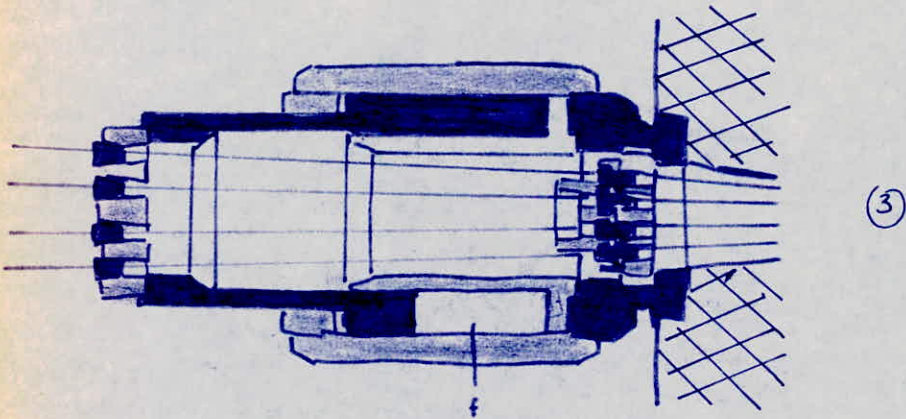
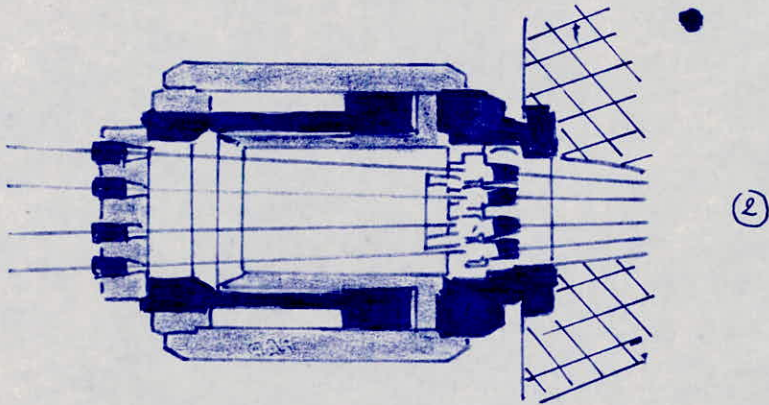
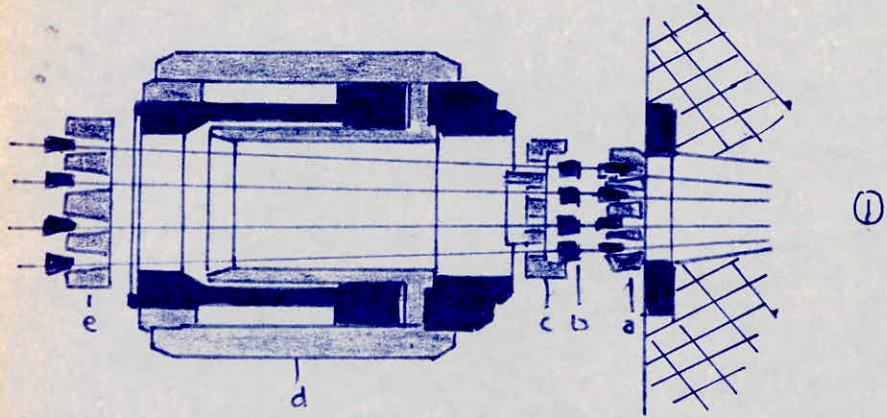
La construction d'un banc, ayant des culeés susceptibles de résister à une force horizontale importante est nécessaire.

Les éléments réalisés doivent être aisément transportables, cette condition constitue d'ailleurs une limite à ce procédé, car des poutres de plus de vingt mètres ne peuvent plus être transportées par routes.

Cependant ce procédé permet la production en série, dans des moules qui peuvent être réutilisés.

Les traverses de chemin de fer en l'occurrence; les poteaux de lignes électriques les poutrelles sont constituées grâce à ce procédé.

SCHEMA DE MISE EN TENSION



explication du schéma

1) mise en place

ordre de mise en place du vein et de ses accessoires.

a) bloc d'ancrage avec mors en emploi.

b) manchon caoutchouc

c) plaque de blocage

d) vein.

e) bloc d'ancrage arriere avec mors-outils.

2) Preparation pour mise en tension

fixations des Torons sur le bloc d'ancrages arriere du vein au moyen des mors-outils.

3) mise en tension

mise en pression de la chambre de tension (f) du vein au nb de bars correspondant a l'effort desiree dans le cable. Les manchons caoutchouc assurent un blocage uniforme des mors et limitent leur reentree.

4) vidange et demontage du vein

vidange de l'huile de la chambre de tension
demontage du vein et de ses accessoires.

Dans le calcul de la précontrainte, nous allons prendre l'hypothèse suivante.

Le centre de gravité de la section coïncide avec le centre de gravité des câbles.

$$\text{c.à.d. : } e=0.$$

dans le cas contraire on aura $g' = g + 2,5\%g$.

g : tension des aciers après mise en tension.

g' : tension des aciers en présence de surcharges.

généralement on néglige cette majoration, car la forme relevée des câbles ne facilite pas le calcul.

donc on s'arrangeant pour avoir $e=0$

$g = g'$, dans ce cas la traction des aciers ne varie pas sous les surcharges.

Cas à examiner dans le calcul

- * à la mise en tension (1)
- * en service à vide. (2)
- * en service en charge (3)

dans le cas (1) la précontrainte possède sa valeur initiale, donc maximum.

dans les cas (2) et (3), les aciers ayant subi leurs relaxations maximum, la précontrainte a diminué.

Dans le calcul on prendra les hypothèses limites.

- * à la mise en tension on prend en compte la valeur maximum de la précontrainte.
- * en service, on suppose les relaxations effectuées en totalité, et prise avec une valeur donnant toute sécurité.

caracteristiques geometriques

dimensionnement des poutres

hauteur total : h_t

La hauteur est choisie de maniere a Satisfaire la condition

$$\frac{L}{18} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$$

pour $L = 30,0$ m nous avons adopte $h_t = 1,30$ m

epaisseur de l'ame : b_0

$$b_0 \geq \frac{h_t}{40} + 9$$

on choisira $b_0 = 22$ cm. (en travee)

espacement des poutres

$$E_p = 1,30$$
 m.

epaisseur du hourdis.

$$h_0 = 20$$
 cm.

notation

B : Aire totale d'une section en Beton

Δ : axe de reference

I_{Δ} : moment d'inertie par rapport a Δ

S_{Δ} : moment Statique par rapport a Δ

I_0 : moment d'inertie propre a la section = I_{Δ} (cas)

z : distance du c.d.g de la section à l'axe Δ

$$z': \left\{ z \text{ ou } \frac{2}{3} z \right\}$$

v_s : distance du c.d.g à la fibre sup

v_i : distance du c.d.g à la fibre inf

i^2 : rayon de giration.

η : coefficient de rendement

l'axe Δ de référence est pris en bas.

$$v_i = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$$v_s = h_t - v_i$$

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} v_i$$

$$i^2 = \frac{I_G}{B}$$

$$\eta = \frac{i^2}{v_s \cdot v_i}$$

Nous calculerons tout d'abord les caractéristiques géométriques brutes, puis nous ferons une approximation pour avoir les sections nettes.

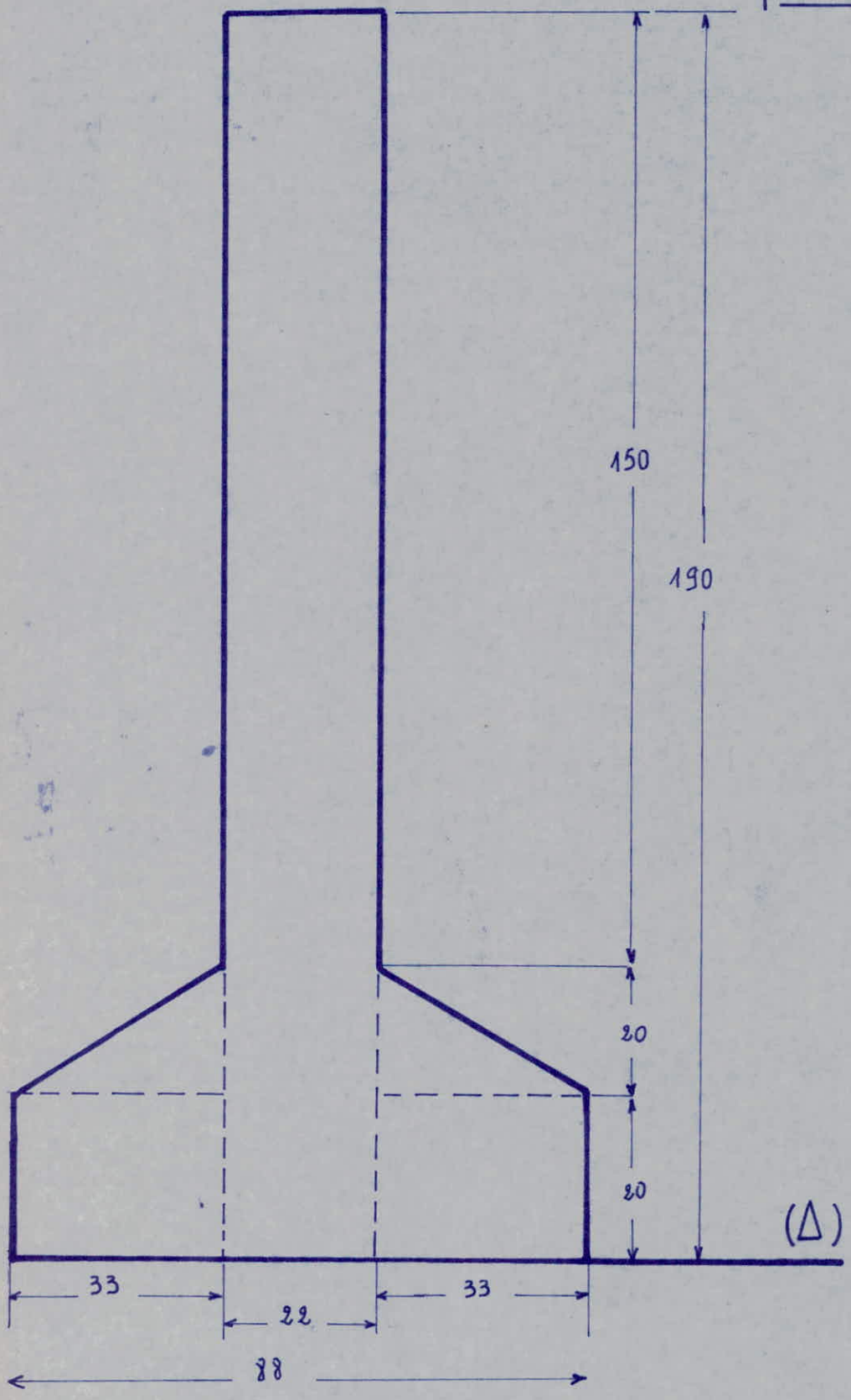
$$B_n = 0,95 B_b$$

$$S_{\Delta n} = 0,92 S_{\Delta b}$$

$$I_{\Delta n} = 0,90 I_{\Delta b}$$

quand on aura le nb de cables nécessaires, on fera un calcul plus précis. ce sera les sections nettes réelles.

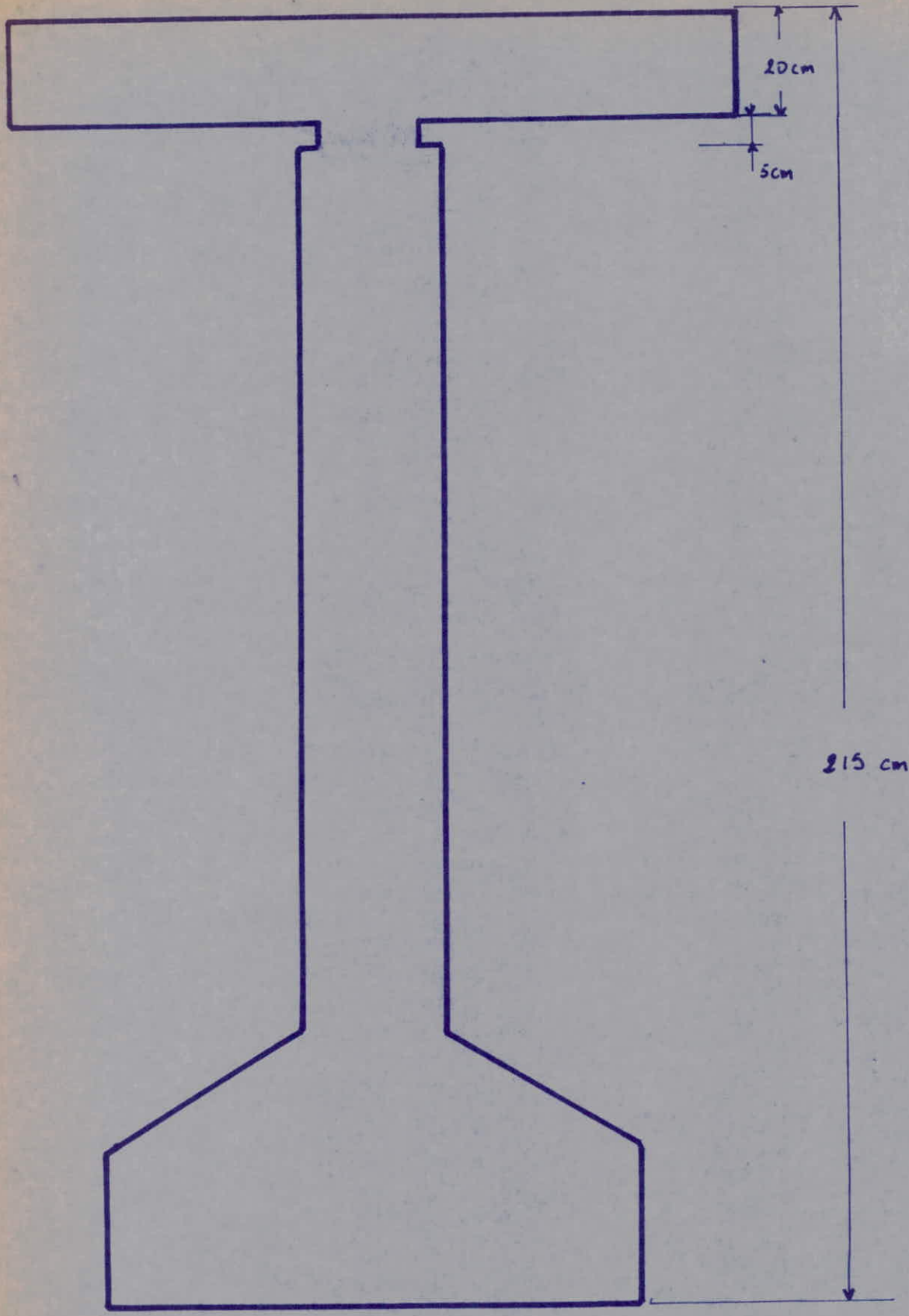
poutre mediane



SECTION MEDIANE

poutre

Section	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B · Z (cm ³)	Z' (cm)	I _Δ = S _Δ Z' (cm ⁴)
Ame	190 x 22	4180	95	397100	127	50431700
TALon rectangle	2 x 33 x 20	1320	10	13200	13,34	88000
Moment d'inertie	$2 \times 33 \times \frac{20^3}{12}$	/	/	/	/	44000
Gouset sur Talon	$2 \times \frac{1}{2} \times 20 \times 33$	660	27	17820	27	481140
Moment d'inertie	$2 \times 33 \times \frac{20^3}{36}$	/	/	/	/	14667

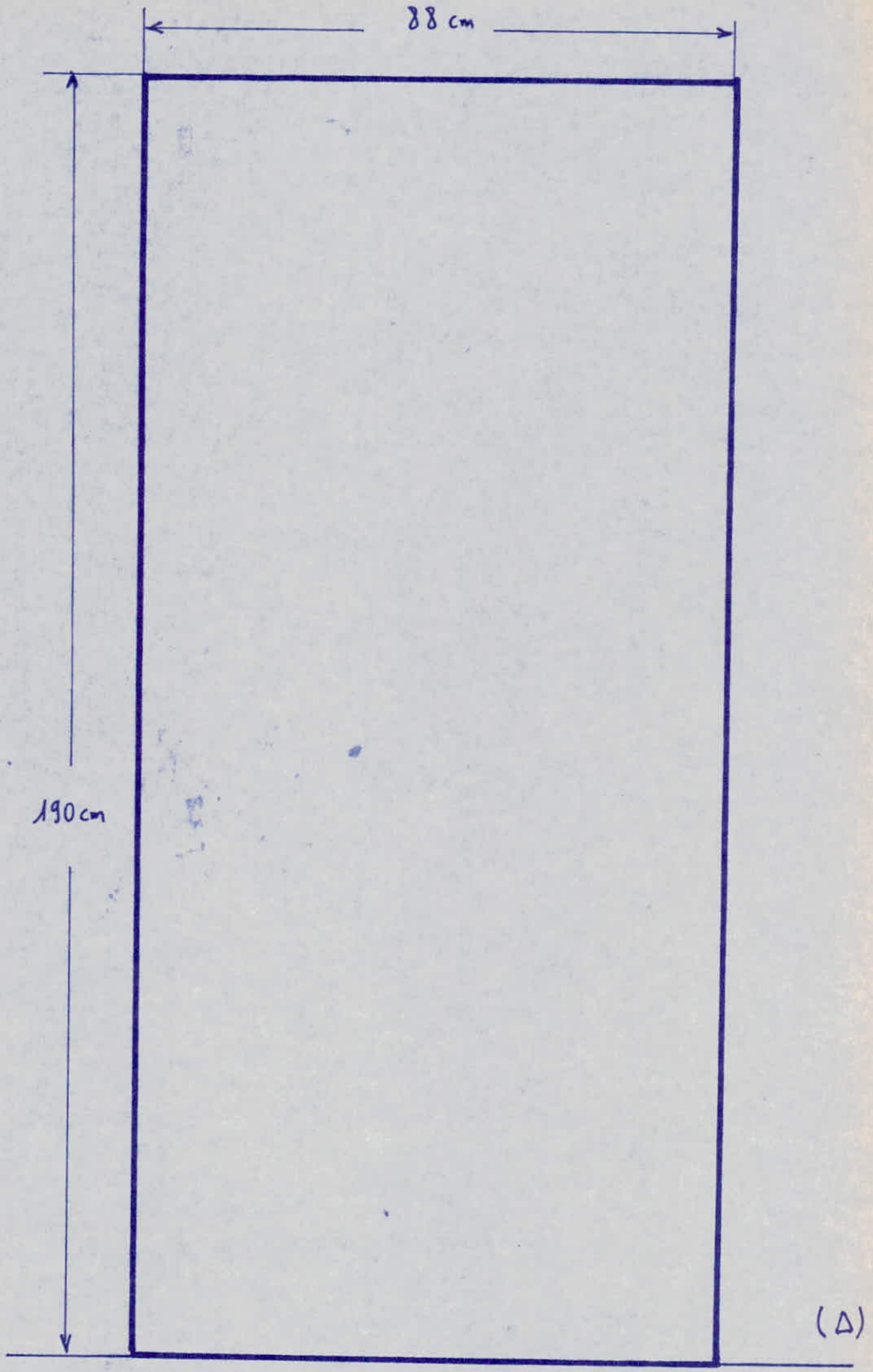


(poutre + dalle) médiane

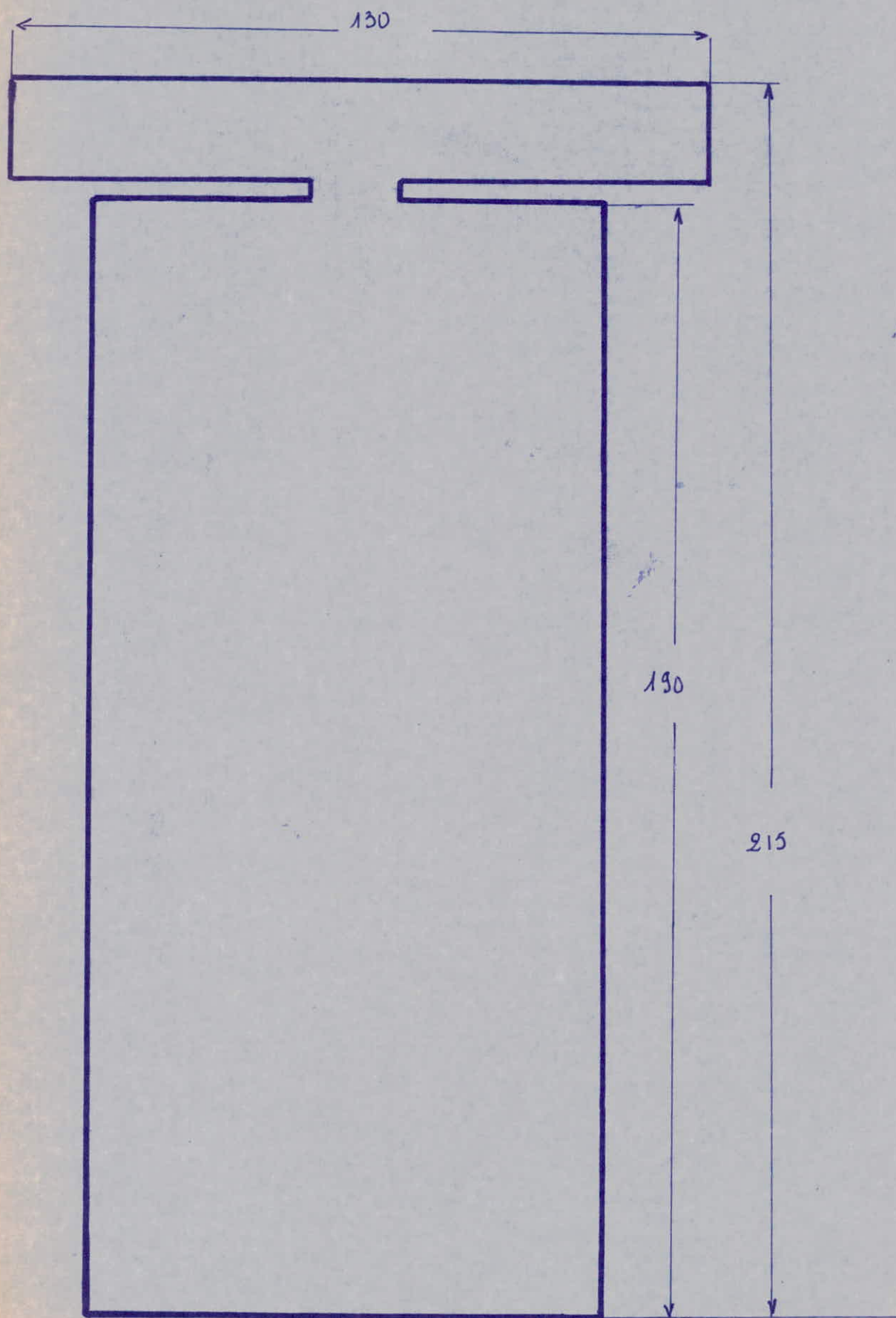
SECTION MEDIANE

poutre + dalle

Section	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \cdot Z$ (cm ³)	Z' (cm)	$I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot Z'$ (cm ⁴)
Poutre	6160	6160		428120		51059507
collet	5 x 18	90	192,5	17385	192,5	3335062,5
dalle	130 x 20	2600	205	533000	205	109265000



poutre d'about



(poutre + dalle) d'about

SECTION ABOUT

poutre

Section	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \cdot Z$ (cm ³)	Z' (cm)	$I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot Z'$ (cm ⁴)
Poutre	190 x 88	16720	95	1588400	127	201726800

poutre + dalle

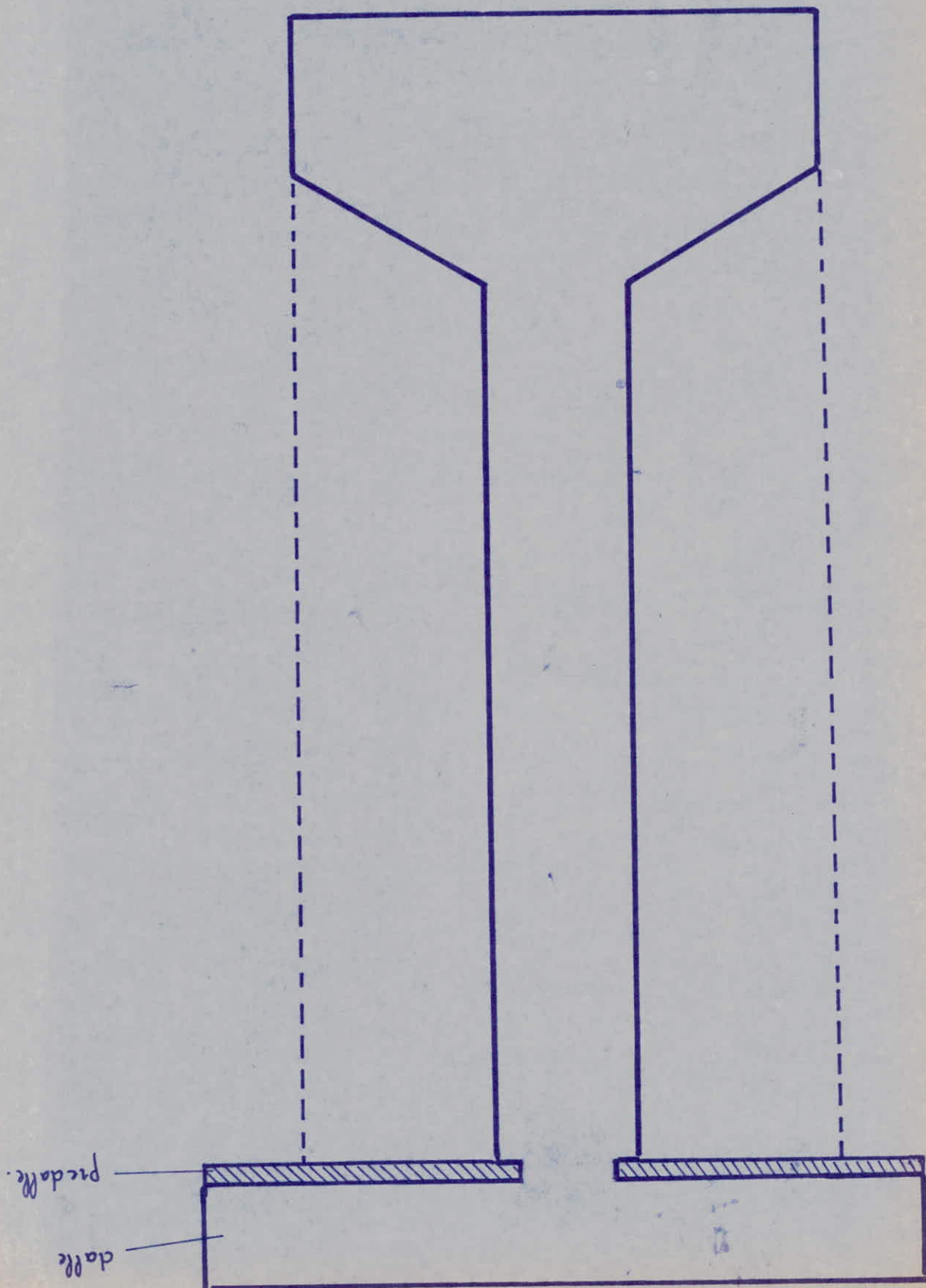
Section	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \cdot Z$ (cm ³)	Z' (cm)	$I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot Z'$ (cm ⁴)
Poutre		16720	95	1588400	127	201726800
collet	5 x 18	90	192,5	17325	192,5	3335062,5
dalle	130 x 20	2600	205	533000	205	109265000

SECTION BRUTE

	SECTION MEDIANE		SECTION ABOUT	
	poutre	poutre+dalle	poutre	poutre + dalle
$B \text{ (cm}^2\text{)}$	6160	8850	16720	19410
$S_{\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	428120,0	978445,0	1588400,0	2138725,0
$I_{\Delta} \text{ (cm}^4\text{)}$	51059507,0	163659569,5	201726800,0	314326862,5
$V_i \text{ (cm)}$	69,5	110,55	95,0	110,18
$V_s \text{ (cm)}$	120,5	104,44	95,0	104,81
$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	21305167,0	55492474,75	50828800,0	78682142,0
$i^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	3458,63	6270,336	3040,0	4053,69
ρ	0,41	0,54	0,33	0,35

SECTION NETTE

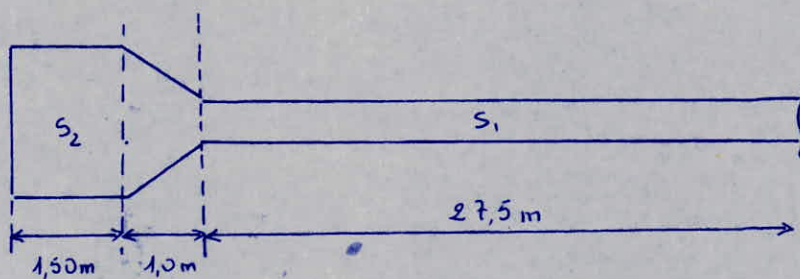
	SECTION MEDIANE		SECTION ABOUT	
	poutre	poutre + dalle	poutre	poutre +dalle
B (cm ²)	5858	8407,5	15884	18439,5
S_{Δ} (cm ³)	393870,4	900169,4	1461328	1967687
I_{Δ} (cm ⁴)	45953556,3	147293612,6	181554180	282894176,3
V_i (cm)	67,3	107,06	98	106,7
V_s (cm)	122,7	107,94	98	108,3
I_G (cm ⁴)	19446105,0	50981476,64	47111944,0	72948375,4
i^2	3303,084	6056,67	2975,28	3956,09
ρ	0,40	0,52	0,33	0,34



charge permanente

Beton armé ou Précontraint	-----	2,5 t/m ³
chape d'étanchéité (5cm)	-----	2,3 t/m ³
Ballast (30cm)	-----	1,5 t/m ³
Voie	-----	300 kg/ml
Caniveau	-----	0,11 t/ml
Cables (TRANSMISSION)	-----	0,10 t/ml
Acrotère	} interieur -----	2,5 t/m ²
		} exterieur -----
Garde-corps	-----	500 kg/ml

Poids propre de la poutre



Section mediane $S_1 = 6160 \text{ cm}^2$
 Section d'about $S_2 = 16720 \text{ cm}^2$
 Section equivalente $S_3 = S_2 - S_1 = 10560 \text{ cm}^2$

P. p de la poutre

$$P = [(6160 \times 27,5 \times 10^{-4}) + (10560 \times 1 \times 10^{-4})] \times 2,5 = 44,99 \text{ t}$$

$$P = 1,499 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow \boxed{P = 1,5 \text{ t/ml}}$$

Voie	-----	300 kg/ml	-----	300 kg/ml
ballast	-----	$0,3 \times 3,97 \times 1500$	-----	1786,5 kg/ml
chape	-----	$0,05 \times 3,97 \times 2300$	-----	456,5 kg/ml
Profilage	-----	$0,01 \times 3,97 \times 2500$	-----	99,25 kg/ml
Garde-corps	-----		-----	500 kg/ml
Caniveau	-----		-----	110 kg/ml
Cables	-----		-----	100 kg/ml
austere ext	-----	$0,5 \times 0,4 \times 2500$	-----	500 kg/ml
austere int	-----	$2500 \times 0,2 \times 0,4$	-----	200 kg/ml
dalle	-----	$5,40 \times 0,2 \times 2500$	-----	2700 kg/ml
poutre	-----	$1,500 \times 4$	-----	6000 kg/ml
pedalle	-----	$2500 \times 1,14 \times 0,05$	-----	142,5 kg/ml
entrebais	-----	$4 \times 0,30 \times 1,5 \times 2500$	-----	4500 kg/ml

charge permanente ----- 16360 kg/ml

complement de charge p. ----- 3352 kg/ml

C.P + C.C.P = ----- 19712 kg/ml.

Poids total d'une travée.

$$19,712 \times 30 = 591360 \text{ kg}$$

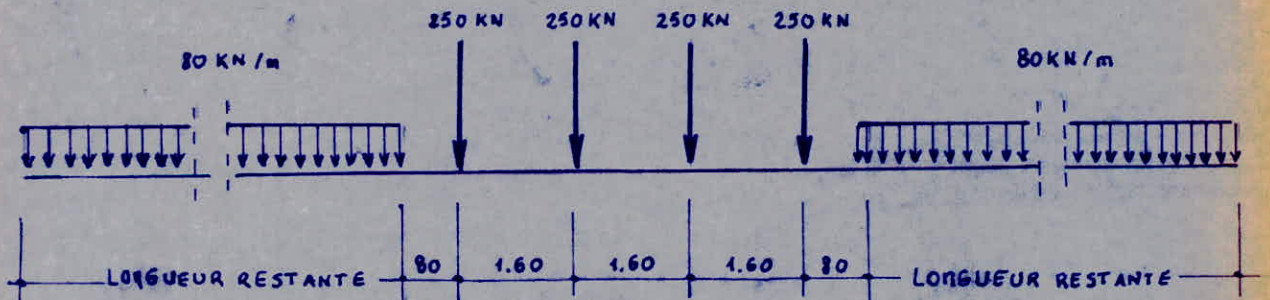
$P = 591,36 \text{ t}$

SURCHARGES FERROVIAIRES

Les SURCHARGES FERROVIAIRES à CONSIDERER POUR LE CALCUL de dimensionnement et de vérification sont :

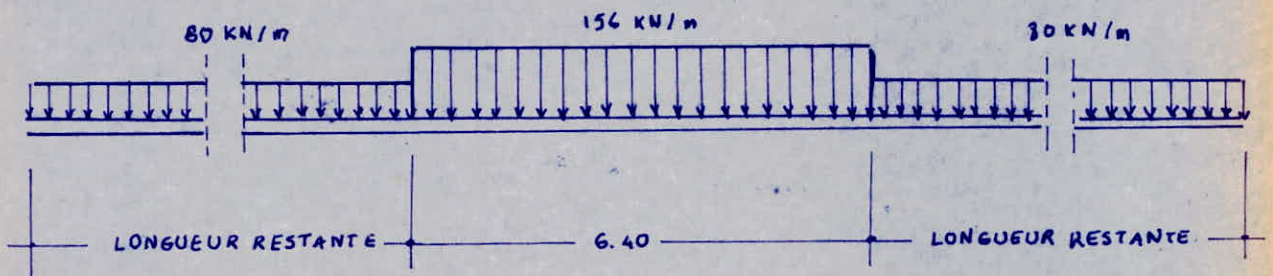
- 1) Le schéma de charges de l'Union Internationale des Chemins de Fer (U.I.C)
- 2) Le schéma de charges de la Société nationale des Transports Ferroviaires (S.N.T.F)

CONVOI UIC



Les charges seront appliquées dans la position la plus défavorable pour la partie de l'ouvrage considéré.

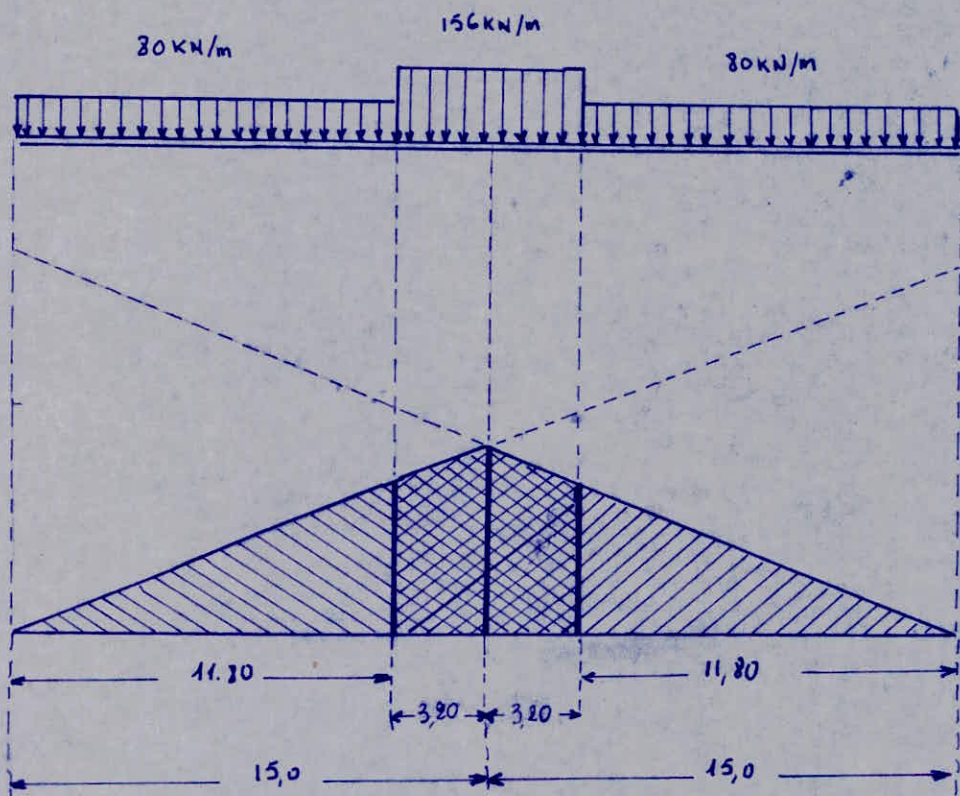
convoi uic
schéma de charge simplifié



Le schéma de charge simplifié peut être appliqué
 lorsque la surface d'influence avec les mêmes signes
 est au moins d'une longueur de 10 mètres

CONVOI UIC

1^o cas



LI de n

$$\frac{15}{30} = \frac{\bar{z}_1}{15} \quad \Rightarrow \quad \bar{z}_1 = 7,5 \text{ m}$$

$$\frac{15}{30} = \frac{\bar{z}_2}{11,8} \quad \Rightarrow \quad \bar{z}_2 = 5,9 \text{ m}$$

calcul des aires (a₁; a₂)

$$a_1 = \frac{7,5 + 5,9}{2} \times 3,20 = 21,40 \text{ m}^2$$

$$a_2 = \frac{11,8 \times 5,9}{2} = 34,81 \text{ m}^2$$

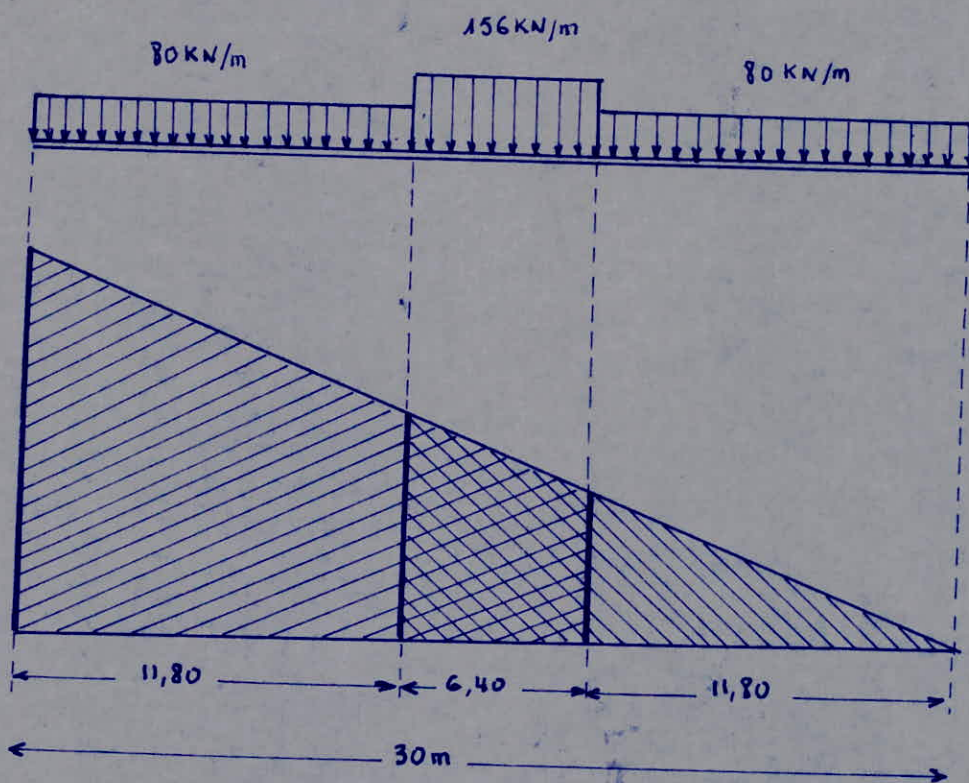
calcul du moment

$$M_{\max} = (2 \times a_1 \times q_1) + (2 \times a_2 \times q_2)$$

$$M_{\max} = (2 \times 156 \times 34,81) + (2 \times 21,4 \times 80) = 5569,6 + 6689,23$$

$$M_{\max} = 12258,88 \text{ kN.m} = 1226,988 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 1226 \text{ t.m.}$$



$$\frac{1}{30} = \frac{y_1}{18,2} \Rightarrow y_1 = 0,60$$

$$\frac{1}{30} = \frac{y_2}{11,8} \Rightarrow y_2 = 0,39$$

calcul des aires (Ω_1 ; Ω_2 ; Ω_3)

$$\Omega_1 = (1 + 0,60) \times \frac{11,8}{2} = 9,44 \text{ m}$$

$$\Omega_2 = (0,60 + 0,39) \times \frac{6,40}{2} = 3,17 \text{ m}$$

$$\Omega_3 = \frac{0,39 \times 11,80}{2} = 2,30 \text{ m}$$

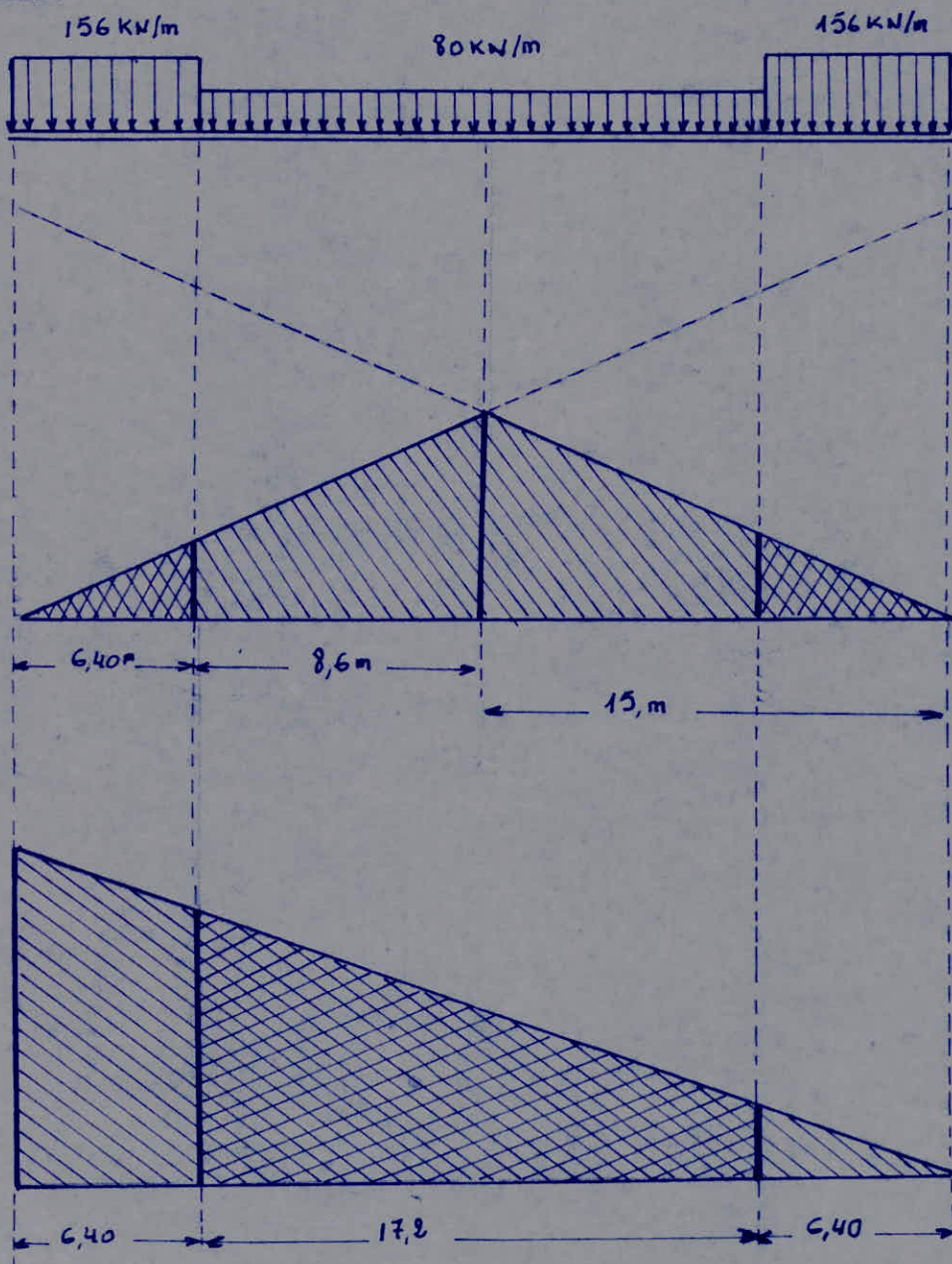
calcul de l'effort Tranchant

$$T_{\max} = [(9,44 + 230) \times 80] + [(3,17 \times 156)] = 939,2 + 494,52$$

$$T_{\max} = 1433,72 \text{ KN} = 143,372 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 143,4 \text{ t}$$

2° cas



calcul du moment

$$z_1 = 7,5$$

$$\frac{7,5}{15} = \frac{z_2}{6,4} \Rightarrow z_2 = 3,2$$

$$a_1 = \frac{3,2 + 7,5}{2} \times 3,6 = 46,01$$

$$a_2 = \frac{6,4 \times 3,2}{2} = 10,24$$

$$M_{\max} = (156 \times 46,01 \times 2) + (80 \times 10,24 \times 2) = 10556,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 1055,65 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant

$$y_1 = 1$$

$$\frac{1}{30} = \frac{y_2}{23,6} \Rightarrow y_2 = 0,79$$

$$\frac{1}{30} = \frac{y_3}{6,4} \Rightarrow y_3 = 0,21$$

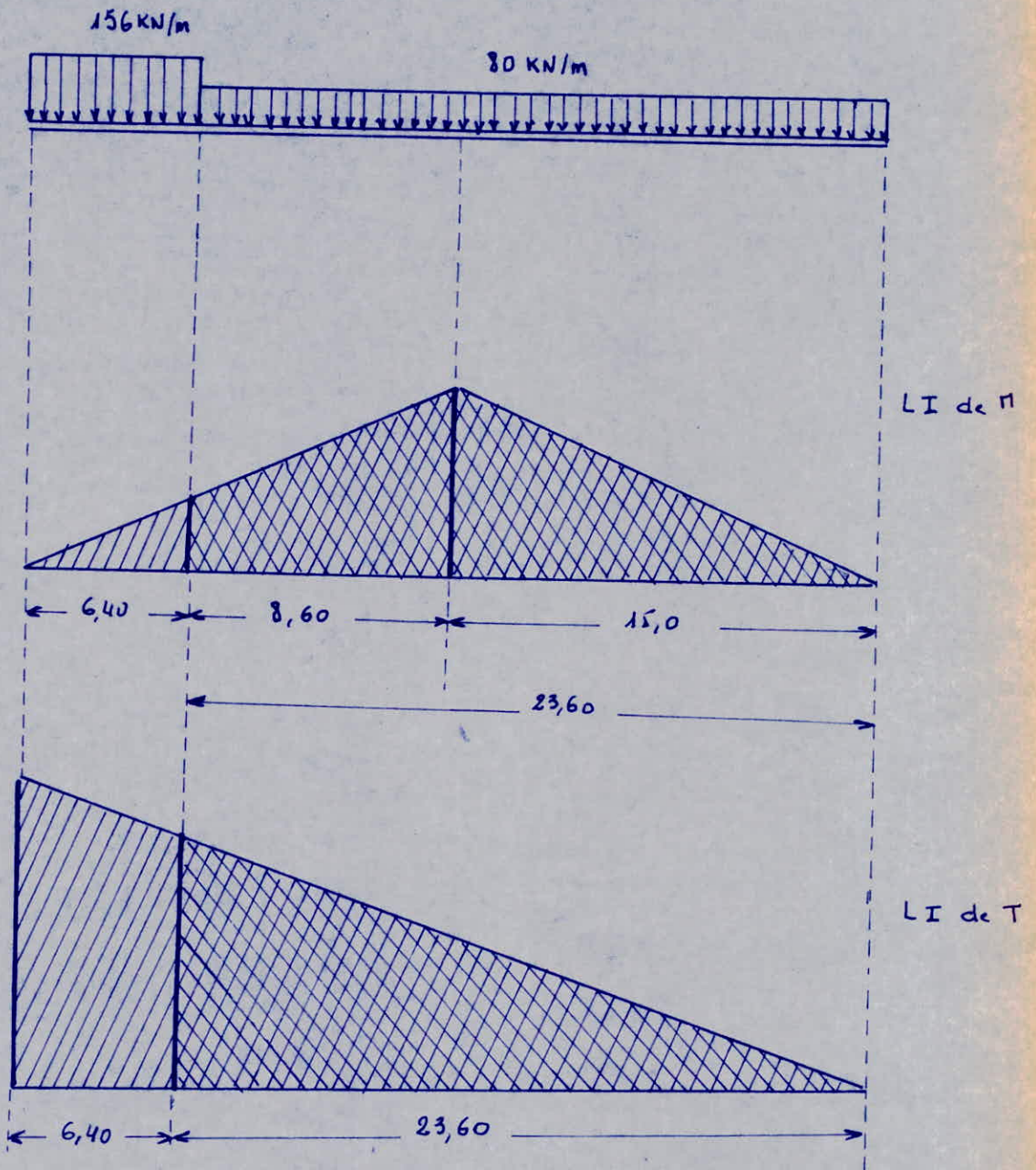
$$\Omega_1 = \frac{1 + 0,79}{2} \times 6,4 = 5,728$$

$$\Omega_2 = \frac{0,79 + 0,21}{2} \times 17,2 = 8,6$$

$$\Omega_3 = \frac{0,21 \times 6,4}{2} = 0,672$$

$$T_{\max} = [(5,728 + 0,672) \times 156] + [8,6 \times 80] = 1686,4 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 168,64 \text{ t}$$

3° cas

Calcul du moment.

$$y_1 = 7,5$$

$$\frac{7,5}{15} = \frac{y_2}{6,40} \quad \rightarrow \quad y_2 = 3,2$$

$$M_{\max} = \left[\frac{7,5 \times 15}{2} + \left(\frac{7,5 + 3,2}{2} \times 8,6 \right) \right] \times 90 + \left[\frac{3,2 \times 6,4}{2} \times 156 \right]$$

$$M_{\max} = 8180,8 + 1597,44 = 9778,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 977,82 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant

$$y_1 = 1$$

$$\frac{1}{30} = \frac{y_2}{23,6} \quad \rightarrow \quad y_2 = 0,786$$

$$T_{\max} = \left[\left(\frac{1 + 0,786}{2} \times 6,40 \right) \times 156 \right] + \left[\frac{23,6 \times 0,786}{2} \times 80 \right]$$

$$T_{\max} = 890,76 + 741,6 = 1632,4 \text{ kN.}$$

$$T_{\max} = 163,2 \text{ t}$$

CONVOI SNTF

Les essieux sont numérotés de ① à ⑯. En principe nous devons étudier, les effets de chaque essieu quand il est placé au début de la travée, nous faisons défiler tout le convoi, en traçant à chaque fois la ligne d'influence du moment, et de l'effort tranchant. Sur les 19 cas, on étudiera seulement 10 cas.

Les cas non étudiés sont soit similaires à certains étudiés.

Soit ne présentent pas un grand changement.

Dans certains cas nous avons jugé nécessaire d'étudier des sous-cas :

dans d'autres nous l'avons fait à différentes sections de la travée.

recherche de la section dangereuse

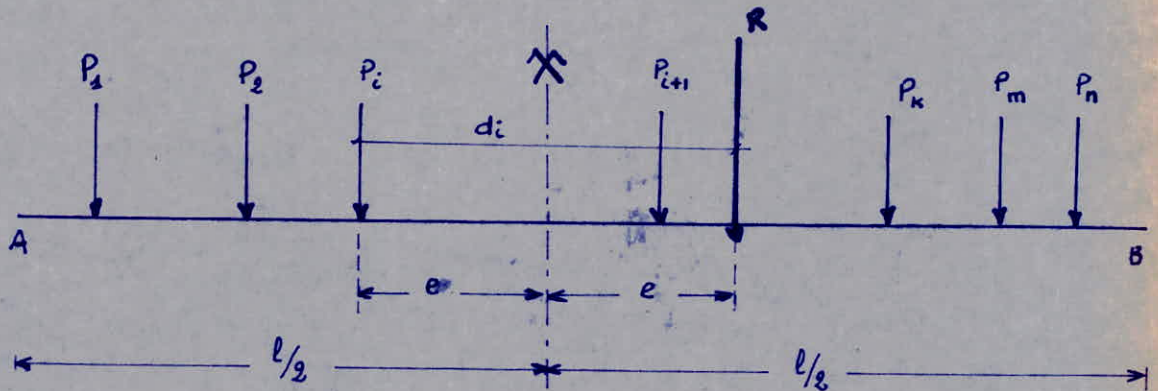
La charge P_k pour laquelle le moment est maximal au droit de la section dangereuse doit vérifier la double inégalité

$$\sum_{j=1}^{k-1} P_j \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{j=1}^k P_j$$

avec $R = \sum_{j=1}^n P_j$

THEOREME DE IBARRE

Le moment fléchissant dû à un ensemble de charges mobiles disposées sur une poutre droite sera max au droit d'une charge (P_i) lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au milieu de la poutre



$$\sum M/B = R_A l - R(l/2 - e) = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = R \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{l} \right)$$

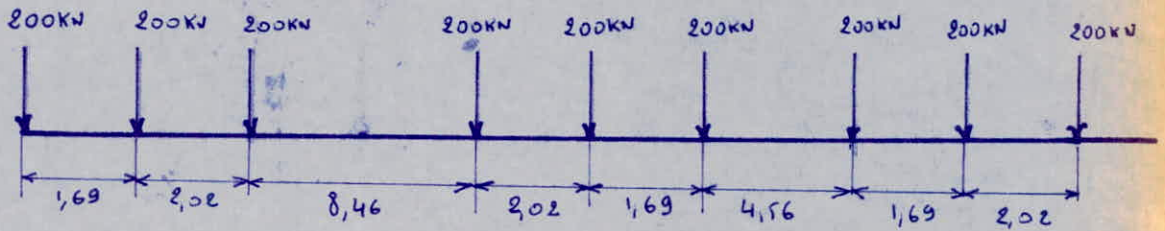
$$M_i = R_A \left[\frac{l}{2} - (d_i - e) \right] - \sum_{\alpha=1}^n P_\alpha (e_\alpha - e_i)$$

$$M_i = R \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{l} \right) \left[\frac{l}{2} - (d_i - e) \right] - \sum_{\alpha=1}^n P_\alpha (e_\alpha - e_i)$$

$$M_i \text{ est maximum pour } \frac{\partial M_i}{\partial e} = 0 \quad \Rightarrow \quad R \frac{d_i}{l} - 2R \frac{e}{l} = 0$$

$$\Rightarrow e = \frac{d_i}{2}$$

$$M_i = M_{i, \max} \text{ pour } e_i = e = \frac{d_i}{2}$$

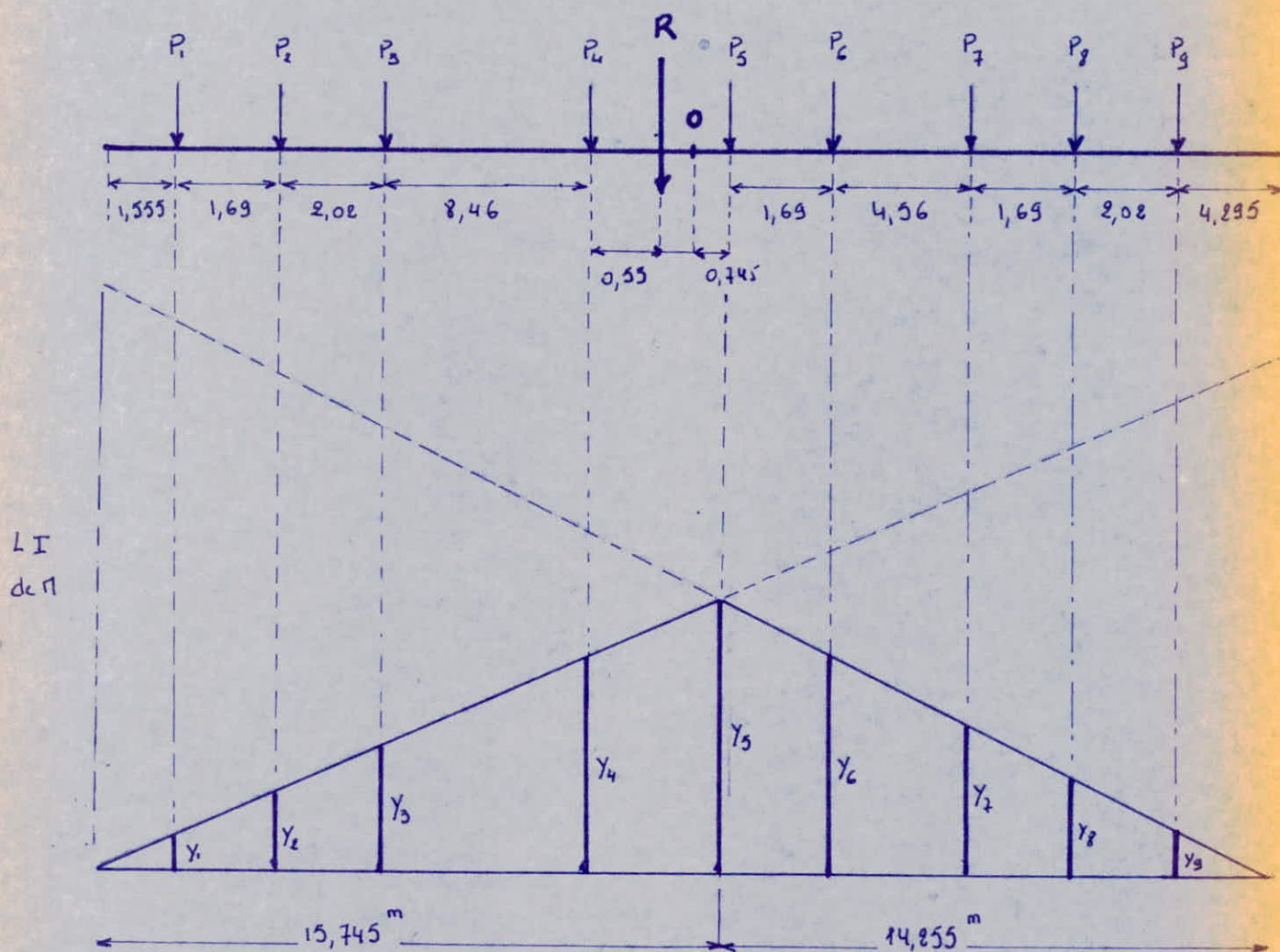
1^o cas

charge	Valeur (kN)	inegalite	Verification
P ₁	200	0 ≤ 900 ≤ 200	non
P ₂	200	200 ≤ 900 ≤ 400	non
P ₃	200	400 ≤ 900 ≤ 600	non
P ₄	200	600 ≤ 900 ≤ 800	non
P ₅	200	800 ≤ 900 ≤ 1000	oui
P ₆	200	1000 ≤ 900 ≤ 1200	non
P ₇	200	1200 ≤ 900 ≤ 1400	non
P ₈	200	1400 ≤ 900 ≤ 1600	non
P ₉	200	1600 ≤ 900 ≤ 1800	non

donc une seule charge, P₅ peut provoquer l'état max
position du c.d.g des charges

$$x_{c/p_i} = \frac{\sum P_i d_i}{\sum P_i} \Rightarrow x_{c/p_5} = \frac{200 (1,69 + 3,71 + 12,17 + 14,19 + 15,88 + 20,44 + 22,13 + 24,15)}{1800}$$

$$x_{g/P_1} = 12,70 \text{ m}$$



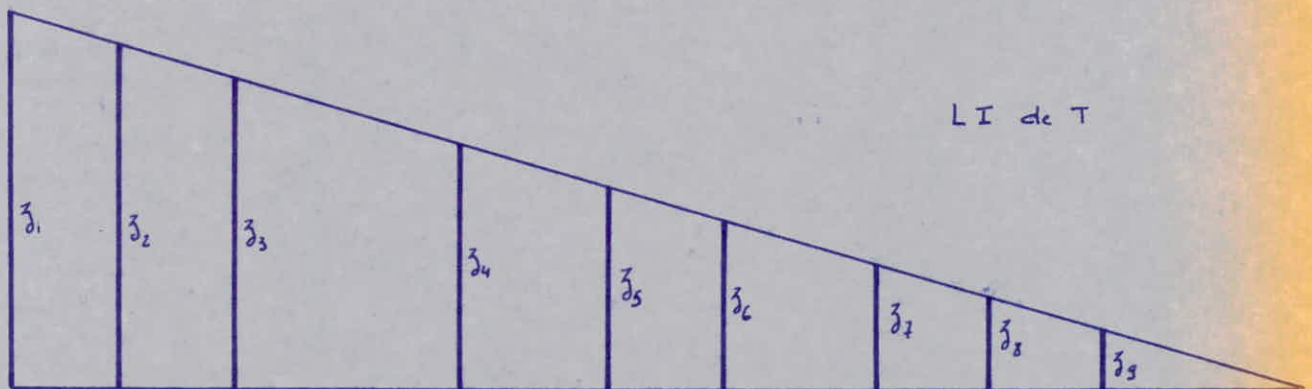
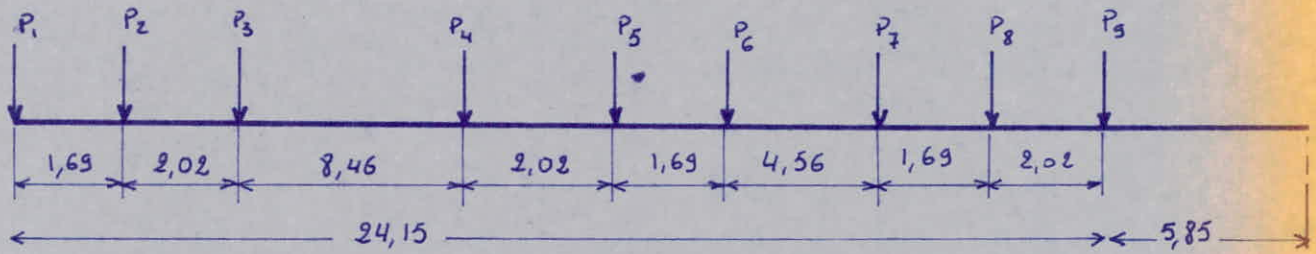
y_i	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6	y_7	y_8	y_9
Valeur	0,74	1,54	2,5	6,5	7,46	6,6	4,20	3,31	2,25

$$\Pi_{\max} = \sum_{i=1}^9 P_i y_i \quad \Rightarrow \quad \Pi_{\max} = P \sum_{i=1}^9 y_i$$

$$\Pi_{\max} = 200 (0,74 + 1,54 + 2,5 + 6,5 + 7,46 + 6,6 + 4,2 + 3,31 + 2,25)$$

$$\Pi_{\max} = 200 (35,1) = 7020 \text{ kW} \cdot \text{m}$$

$$- \Pi_{\max} = 702 \text{ t} \cdot \text{m}$$



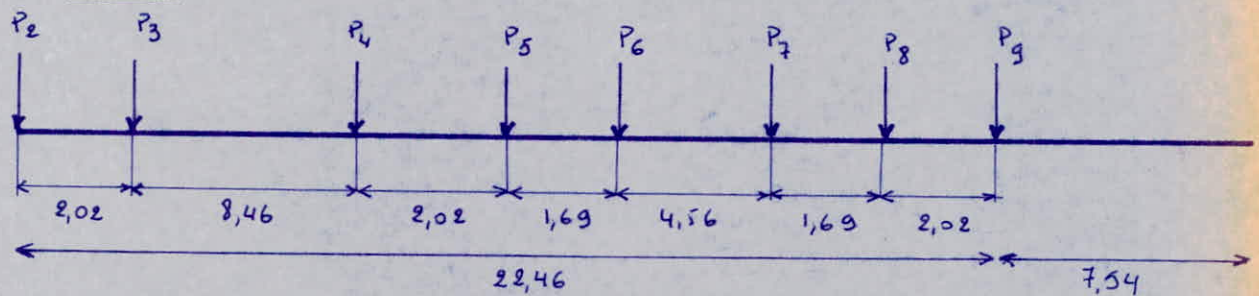
z_i	z_1	z_2	z_3	z_4	z_5	z_6	z_7	z_8	z_9
Valeur	1	0,94	0,87	0,6	0,53	0,47	0,32	0,26	0,2

$$T_{\max} = \sum_{i=1}^9 P_i z_i$$

$$T_{\max} = P_i \sum_{i=1}^9 z_i$$

$$T_{\max} = 1038 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 103,8 \text{ t}$$

2^o cas

$$R = 8 \times 200 = 1600 \text{ KN}$$

charge	Valeur (KN)	inegalite	Verification
P_2	200	$0 \leq 800 \leq 200$	non
P_3	200	$200 \leq 800 \leq 400$	non
P_4	200	$400 \leq 800 \leq 600$	non
P_5	200	$600 \leq 800 \leq 800$	oui
P_6	200	$800 \leq 800 \leq 1000$	oui
P_7	200	$1000 \leq 800 \leq 1200$	non
P_8	200	$1200 \leq 800 \leq 1400$	non
P_9	200	$1400 \leq 800 \leq 1600$	non

Les charges susceptible de provoquer un moment max sont (P_5) et (P_6)

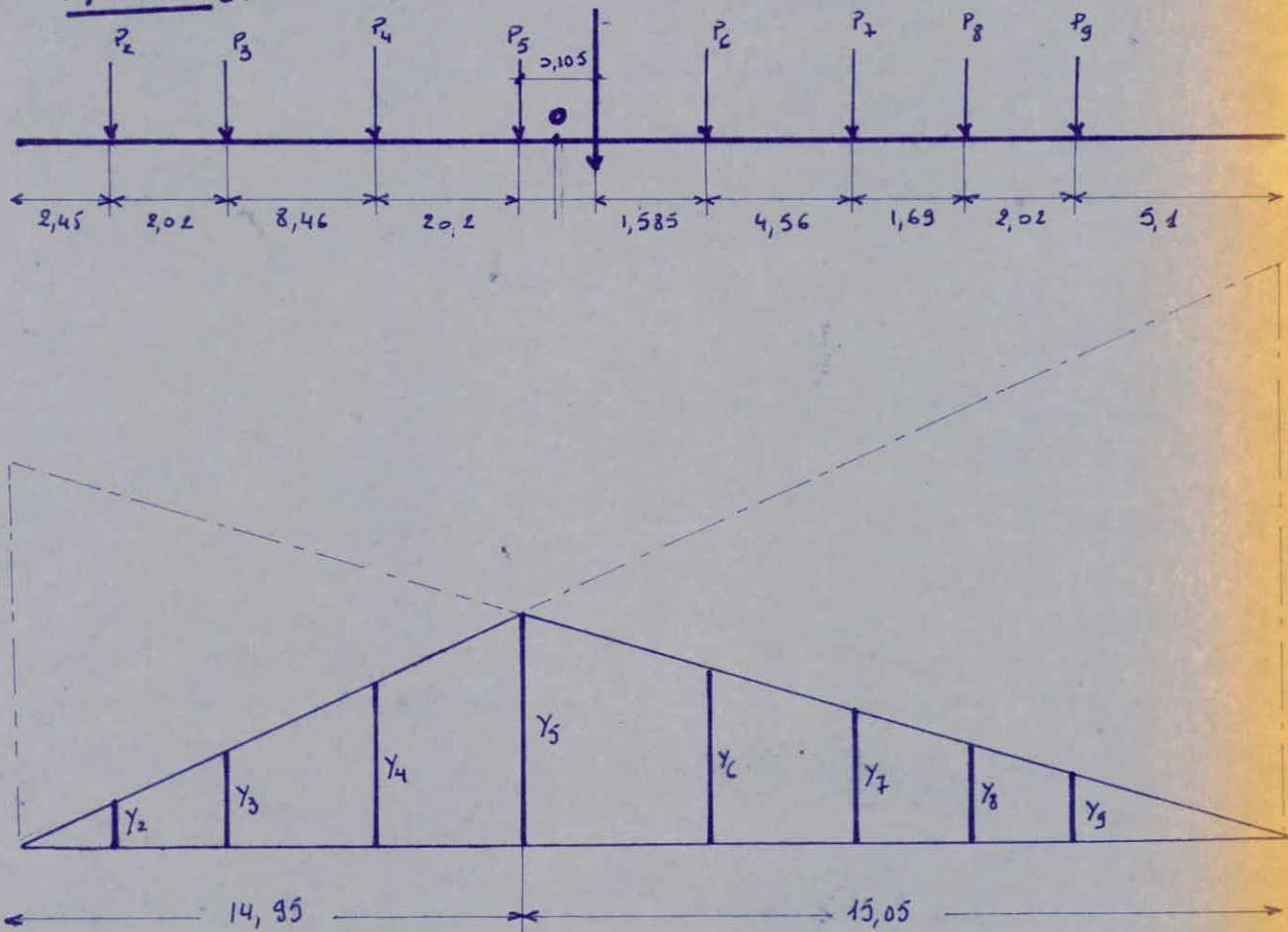
position du c. d. G des charges

$$x_{G/P_2} = \frac{\sum P_i d_i}{\sum P_i} \Rightarrow x_{G/P_2} = \frac{200}{1600} (2,02 + 10,48 + 12,5 + 14,19 + 18,75 + 20,44) + \frac{200}{1600} (22,16 + 22,46)$$

$$x_{g/P_2} = 12,605 \text{ m}$$

nous avons donc deux cas à étudier, sous (P_5) et (P_6)

A) sous P_5 .



γ_i	γ_2	γ_3	γ_4	γ_5	γ_6	γ_7	γ_8	γ_9
Valeur	1,23	2,24	6,48	7,5	6,66	4,4	3,55	2,54

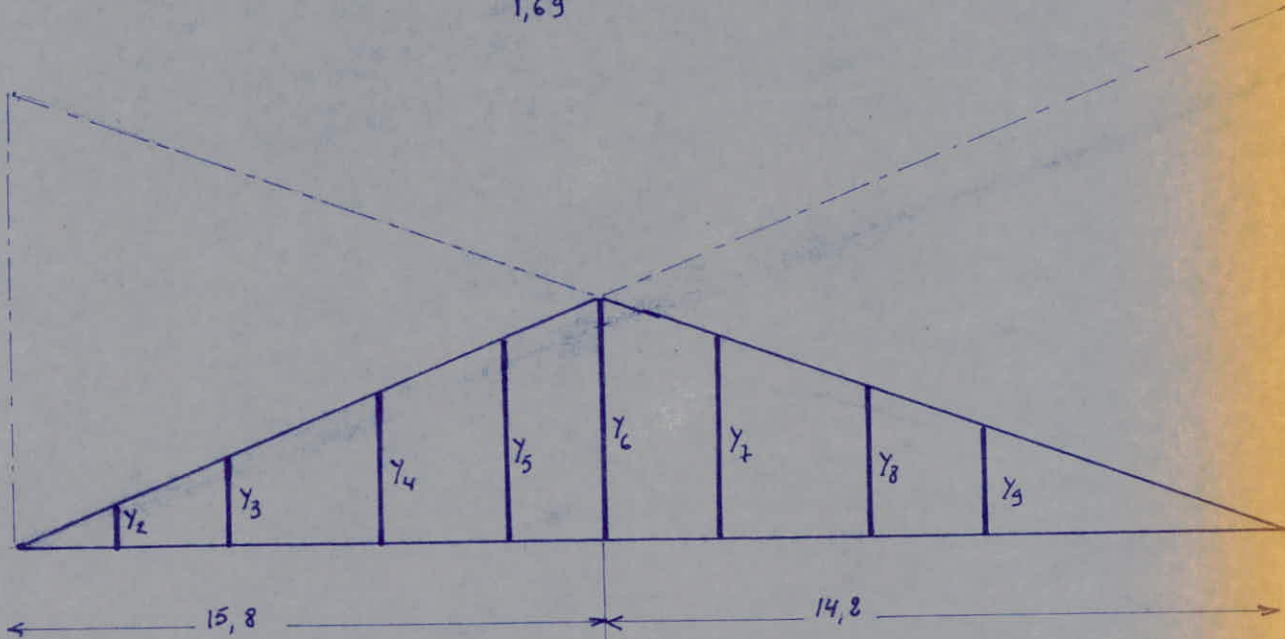
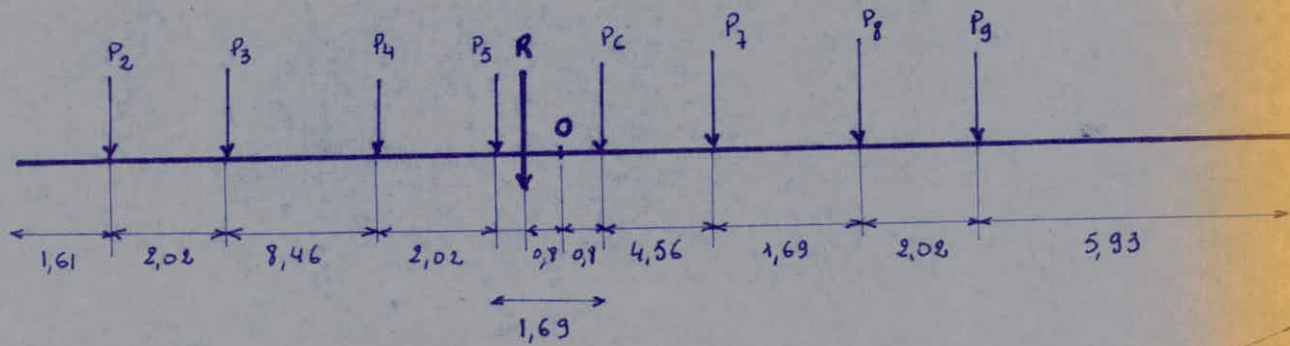
$$\Pi_{\max} = \sum_{i=2}^9 P_i \cdot \gamma_i \quad \Rightarrow \quad \Pi_{\max} = P \sum_{i=2}^9 \gamma_i$$

$$\Pi_{\max} = 200 (1,23 + 2,24 + 6,48 + 7,5 + 6,66 + 4,4 + 3,55 + 2,54)$$

$$\Pi_{\max} = 200 () = 6920 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Pi_{\max} = 692 \text{ t} \cdot \text{m}$$

B) Sous P_c



Y_i	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6	Y_7	Y_8	Y_9
Valeur	0,71	1,72	5,72	6,68	7,48	5,07	4,2	3,12

$$\Pi_{\max} = 6950 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \Pi_{\max} = 695 \text{ t.m}$$

par conséquent sous P_c , on a un moment plus grand.

c'est ce dernier qu'on retiendra dans le tableau récapitulatif.

calcul de l'effort tranchant

on placera la charge P_2 au niveau de l'appui, et on tracera la ligne d'influence de l'effort tranchant.

Les valeurs sont regroupées dans un tableau.

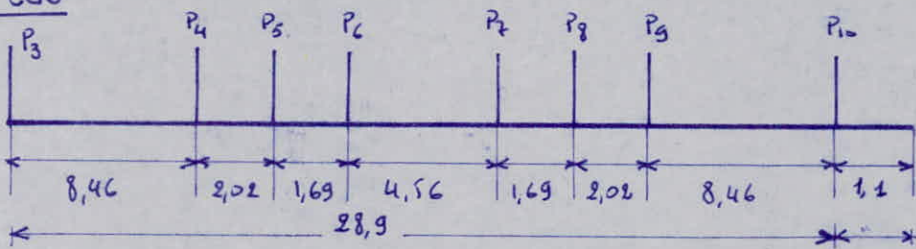
ξ_i	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6	ξ_7	ξ_8	ξ_9
valeur	1	0,93	0,65	0,58	0,53	0,37	0,32	0,25

$$\Rightarrow T_{\max} = 926 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 92,6 \text{ t}$$

Pour les cas 3; 4; 5, 6 nous avons fait le même calcul à savoir l'application du théorème de Betti, la vérification des inégalités (pour avoir les sous-cas); le tracé des lignes d'influence des moments, et des efforts tranchants, aussi nous nous limiterons à donner les résultats sous forme de tableau.

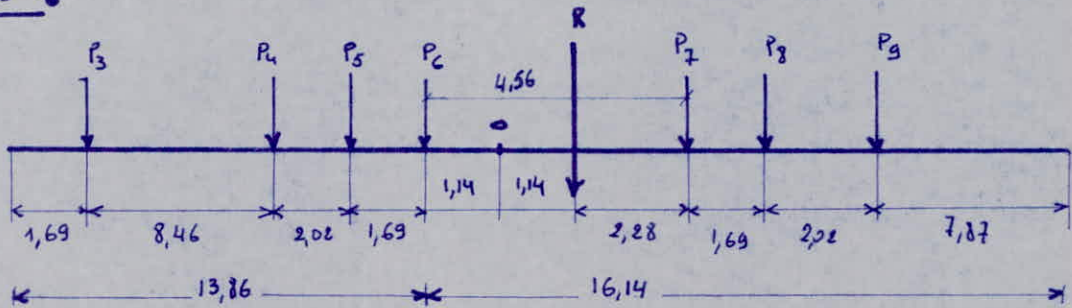
3° cas



Les charges (P_6) et (P_7) sont susceptibles de provoquer un moment max.

on a le c.d.g. des charges. $x_{g/P_3} = 14,45 \text{ m}$

en plaçant les charges par rapport P_6 ; 0, et la résultante on remarquera qu'on ne pourra pas placer la charge P_{10}

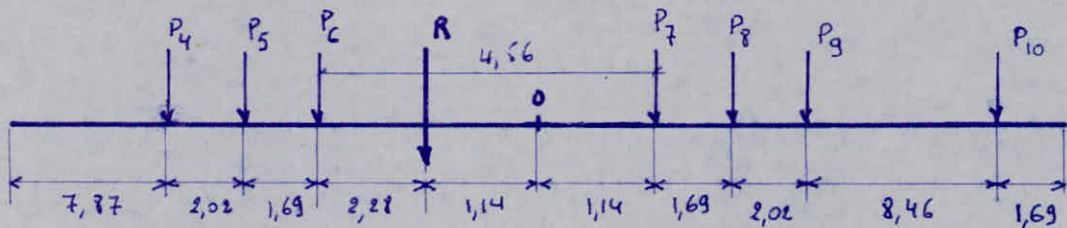
Sous P_6 

y_i	y_3	y_4	y_5	y_6	y_7	y_8	y_9
Valeur	0,91	5,46	6,55	7,45	5,35	4,57	3,63

$$\Pi_{\max} = 6784 \text{ kN.m} \Rightarrow \Pi_{\max} = 678,4 \text{ t.m}$$

Sous P_7

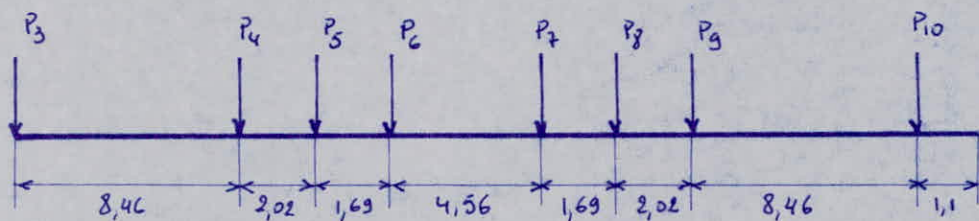
on introduira la charge P_{10} , cependant la charge P_3 sera hors de la travée



y_i	y_4	y_5	y_6	y_7	y_8	y_9	y_{10}
Valeur	3,63	4,57	5,35	7,49	6,55	5,46	0,91

$$\Pi_{\max} = 6784 \text{ kN.m} \Rightarrow \Pi_{\max} = 678,4 \text{ t.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

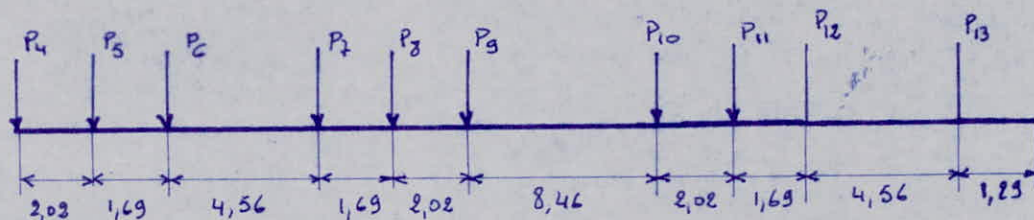


ξ_i	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6	ξ_7	ξ_8	ξ_9	ξ_{10}
valeurs	1	0,72	0,65	0,60	0,44	0,39	0,32	0,04

$$T_{\max} = 832 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 83,2 \text{ t}$$

4^o cas



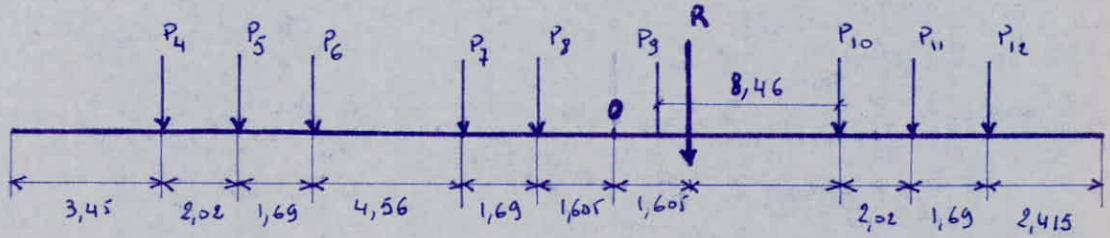
Les charges P_8 et P_9 sont susceptibles de provoquer un moment max.

Le c.d.g des charges $x_{g/P_4} = 13,17 \text{ m}$

En plaçant les charges par rapport à $P_8, (0)$, et la résultante

on remarquera qu'on ne pourra pas placer la charge P_{13}

il en sera de même par rapport à $P_9; (0)$ et la résultante

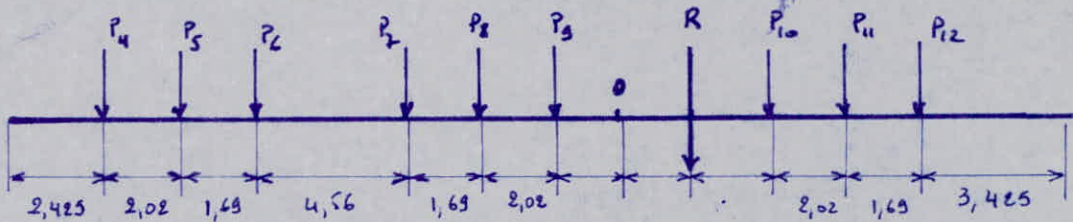
A) Sous P_8 

Y_i	Y_4	Y_5	Y_6	Y_7	Y_8	Y_9	Y_{10}	Y_{11}	Y_{12}
valeur	1,90	3,02	3,95	6,48	7,41	3,77	2,73	1,83	1,08

$$\eta_{\max} = 6434 \text{ KN.m}$$

 \Rightarrow

$$\eta_{\max} = 643,4 \text{ t.m}$$

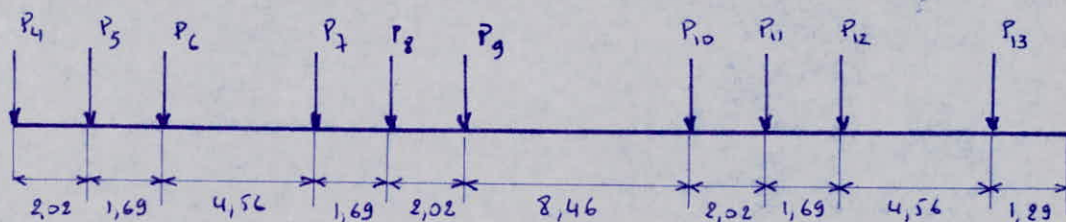
B) Sous P_9 

Y_i	Y_4	Y_5	Y_6	Y_7	Y_8	Y_9	Y_{10}	Y_{11}	Y_{12}
valeur	1,260	2,310	3,189	5,559	6,438	7,488	3,425	2,456	1,244

$$\eta_{\max} = 6753,8 \text{ KN.m}$$

$$\eta_{\max} = 675,38 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant

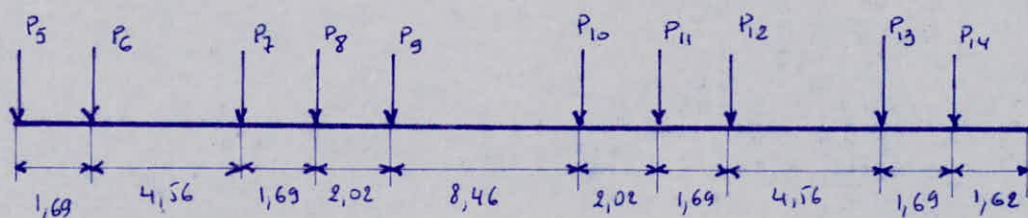


δ_i	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}
Valeur	1	0,932	0,876	0,724	0,669	0,600	0,318	0,251	0,195	0,043

$$T_{\max} = 1121,4 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 112,14 \text{ t}$$

5° cas



Les charges P_9 et P_{10} sont susceptibles de provoquer un moment max.

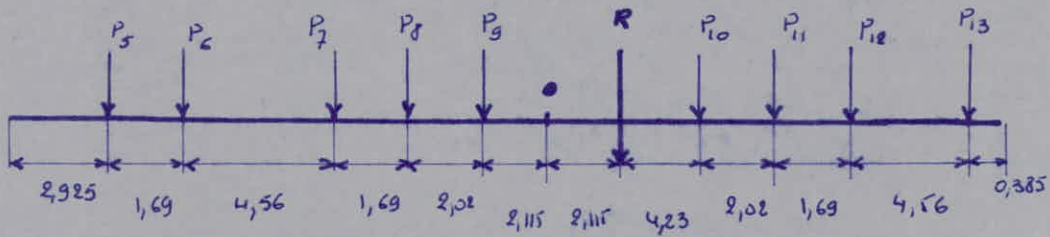
Le c.d.g des charges $x_{g/P_5} = 14,19 \text{ m}$

en plaçant les charges par rapport à P_9 , (\circ) et la résultante

on remarquera qu'on ne pourra pas placer la charge P_{14}

en plaçant les charges par rapport à P_{10} ; (\circ) et la résultante

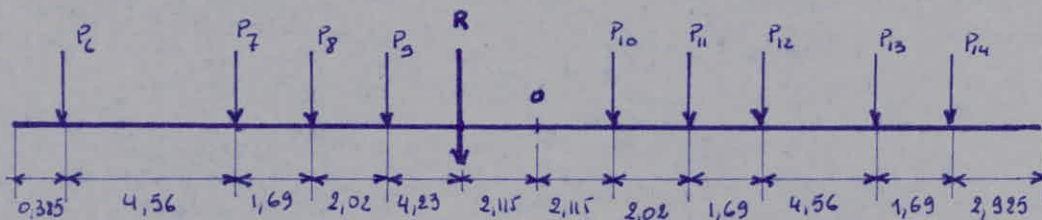
on remarquera qu'on ne pourra pas placer la charge P_5 .

A) Sous P_9 

Y_i	Y_5	Y_6	Y_7	Y_8	Y_9	Y_{10}	Y_{11}	Y_{12}	Y_{13}
Valeur	1,668	2,632	5,234	6,198	7,350	3,717	2,849	2,123	0,165

$$\Pi_{\max} = 6387,2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\Pi_{\max} = 638,72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

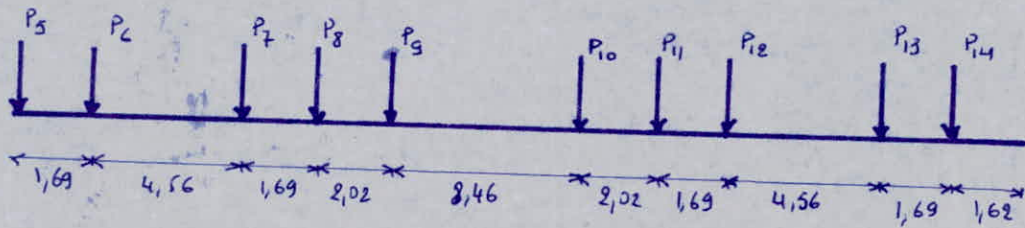
B) Sous P_{10} 

Y_i	Y_6	Y_7	Y_8	Y_9	Y_{10}	Y_{11}	Y_{12}	Y_{13}	Y_{14}
Valeur	0,165	2,123	2,849	3,717	7,350	6,198	5,234	2,632	1,668

$$\Pi_{\max} = 6387,2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\Pi_{\max} = 638,72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

calcul de l'effort tranchant.

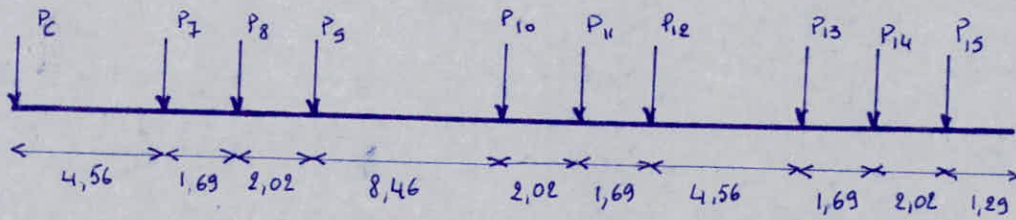


ξ_i	ξ_5	ξ_6	ξ_7	ξ_8	ξ_9	ξ_{10}	ξ_{11}	ξ_{12}	ξ_{13}	ξ_{14}
valeur	1	0,943	0,791	0,735	0,668	0,386	0,318	0,262	0,110	0,054

$$T_{\max} = 1053,4 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 105,34 \text{ t}$$

6° cas



calcul de l'effort tranchant

ξ_i	ξ_6	ξ_7	ξ_8	ξ_9	ξ_{10}	ξ_{11}	ξ_{12}	ξ_{13}	ξ_{14}	ξ_{15}
valeur	1	0,848	0,791	0,724	0,442	0,375	0,318	0,166	0,110	0,043

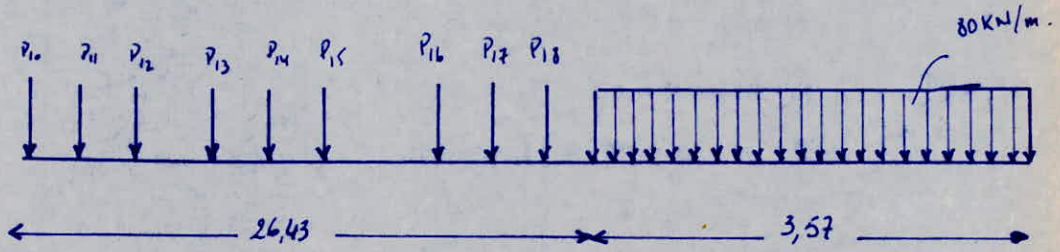
$$T_{\max} = 761 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 76,1 \text{ t}$$

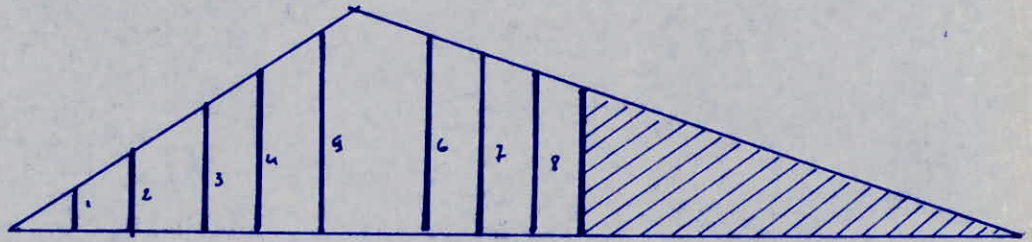
Les charges P_{10} et P_{11} sont susceptibles de provoquer un moment max.

le C.D.G. des charges. $x_0/p_6 = 15,54 \text{ m.}$

10° cas



1) Section dangereux a mi-travée



$$y_1 = 1,01 \quad ; \quad y_2 = 1,855 \quad ; \quad y_3 = 4,135 \quad ; \quad y_4 = 4,98$$

$$y_5 = 5,99 \quad ; \quad y_6 = 4,78 \quad ; \quad y_7 = 3,77 \quad ; \quad y_8 = 2,925$$

$$\begin{aligned} \Pi_{\max} = & \left[200 (1,01 + 1,855 + 4,135 + 4,98 + 5,99 + 4,78 + 3,77 + 2,925) \right] \\ & + \left[80 \times \left(\frac{3,57 \times 1,785}{2} \right) \right] = 6143,9 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\Pi = 614,39 \text{ t.m.}$$

2) Section dangereux a $x = 7,5 \text{ m}$ ($L/4$)

$$\begin{aligned} \Pi_{\max} = & \left[200 (1,51 + 2,78 + 5,43 + 5,01 + 4,5 + 2,39 + 1,9 + 1,46) \right] \\ & + \left[80 \times \left(\frac{3,57 \times 0,9}{2} \right) \right] = 5124,52 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\Pi = 512,45 \text{ t.m.}$$

Section dangereuse a $x = 3,75 \text{ m}$ ($L/8$)

$$\begin{aligned} M_{\max} = & \left[200(1,77 + 3,24 + 3,72 + 2,5 + 2,25 + 1,2 + 0,94 + 0,73) \right] + \\ & + \left[80 \left(\frac{3,57 \times 0,44}{2} \right) \right] = 3333 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M = 333,3 \text{ t.m.}$$

Section dangereuse a $x = 18,75 \text{ m}$ ($5/8 L$)

$$\begin{aligned} M_{\max} = & \left[200(0,76 + 1,4 + 3,10 + 3,73 + 4,5 + 6,03 + 4,71 + 3,65) \right] + \\ & + \left[80 \left(\frac{3,75 \times 2,23}{2} \right) \right] = 5895 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

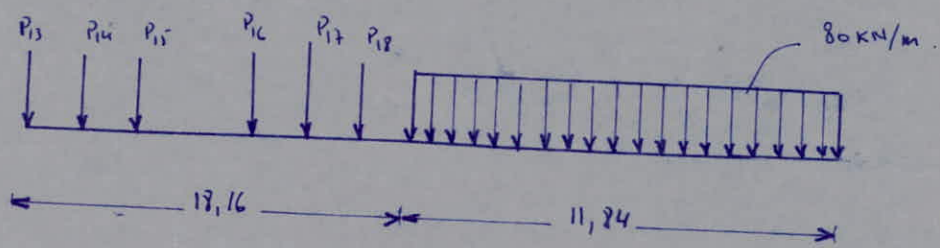
$$M = 589,5 \text{ t.m.}$$

Section	$L/2$	$L/4$	$L/8$	$5/8 L$
Moment (t.m)	614,4	512,45	333,3	589,5

donc pour le cas n°10. le moment ar. max
pour la section $x = 15 \text{ m}$ ($L/2$).

$$M = 614,4 \text{ t.m.}$$

13° cas



1) Section dangereuse a mi travée

$$\eta = [200(0,845 + 1,855 + 6,085 + 7,095 + 7,06)] + [80 \times (\frac{5,92 \times 11,84}{2})] = 7388 \text{ kN.m}$$

$$\eta = 738,8 \text{ t.m.}$$

2) Section dangereuse a $x = 7,5 \text{ m}$ ($L/4$)

$$\eta = [200(1,27 + 2,8 + 4,46 + 3,95 + 3,53)] + [80(17,52)] =$$

$$\eta = 4603,6 \text{ kN.m.} = 460,36 \text{ t.m.}$$

3) Section dangereuse a $x = 3,75 \text{ m}$ ($L/8$)

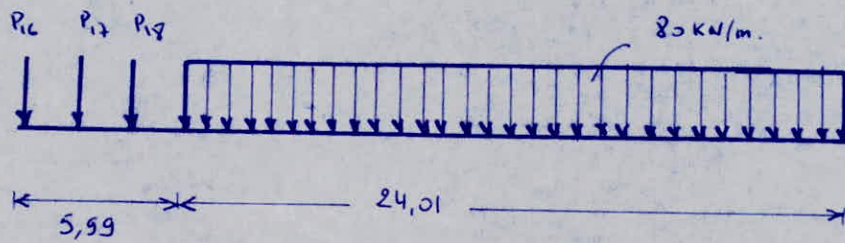
$$\eta = [200(1,48 + 3,25 + 2,23 + 1,97 + 1,76)] + [80(8,76)] = 2839 \text{ kN.m}$$

$$\eta = 283,9 \text{ t.m.}$$

Section	$L/2$	$L/4$	$L/8$
Moment (t.m)	738,8	460,36	283,9

donc pour le cas n°13 le moment max sera ($L/2$).

16° cas



1) Section dangereuse a mi-travée ($L/2$)

$$M = [200(1,01 + 1,855)] + [80(103,55)] = 8857 \text{ kN.m.}$$

$$M = 885,7 \text{ t.m.}$$

2) Section dangereuse a $x = 7,5 \text{ m}$ ($L/4$)

$$M = [200(1,5 + 2,78)] + [80(72,03)] = 6620,4 \text{ kN.m}$$

$$M = 662,04 \text{ t.m.}$$

3) Section dangereuse a $x = 3,75 \text{ m}$ ($L/8$)

$$M = [200(1,77 + 3,28)] + [80(36,01)] = 3891 \text{ kN.m}$$

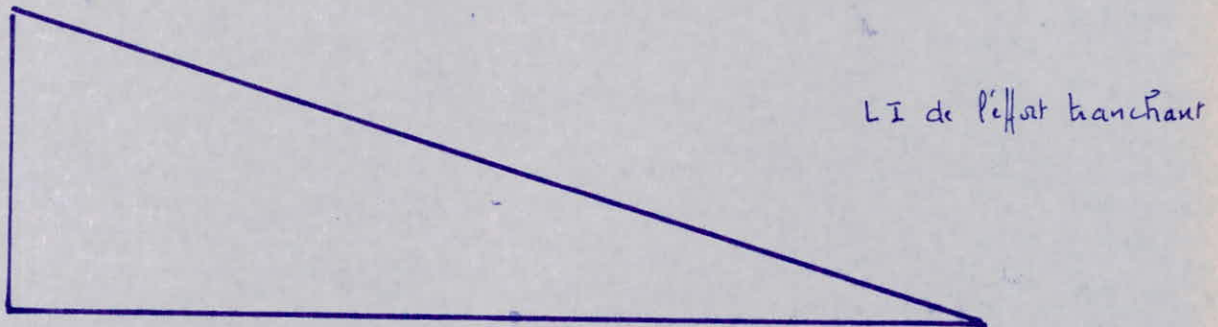
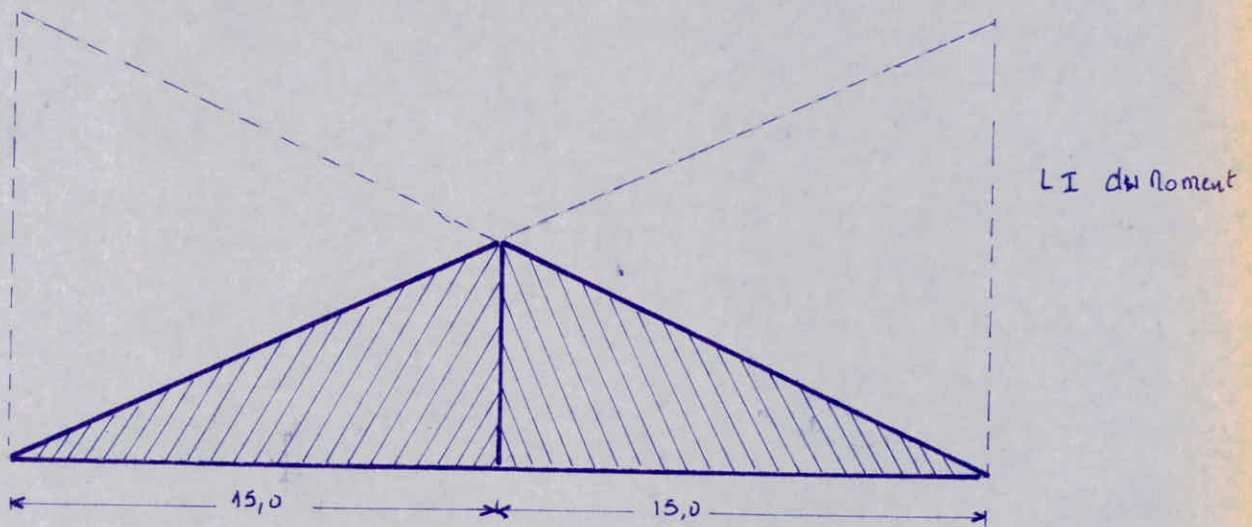
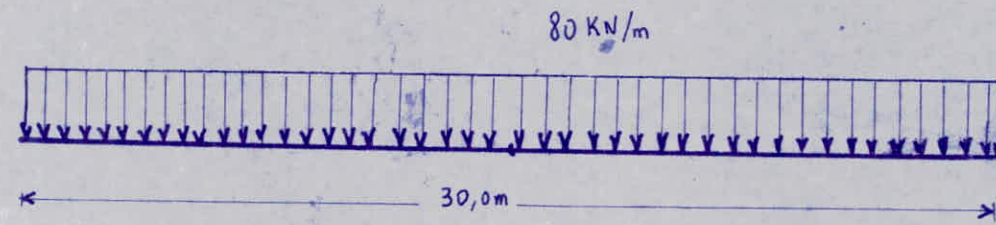
$$M = 389,1 \text{ t.m.}$$

Section	$L/2$	$L/4$	$L/8$
Moment (t.m)	885,7	662	389,1

donc pour le cas N°16 le moment max est a ($L/2$).

$$M = 885,7 \text{ t.m.}$$

20° cas



calcul du moment

$$y_1 = 7,5 \text{ m} \Rightarrow \Omega = \Omega_1 + \Omega_2 = 2\Omega_1$$

$$\Omega = 7,5 \times 15 = 112,5 \text{ m}^2$$

$$\Omega_{\max} = 112,5 \times 80 = 9000 \text{ kN.m} \Rightarrow \Omega_{\max} = 900 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant

$$z_1 = 1$$

$$T_{\max} = \frac{1 \times 30}{2} \times 80 = 1200 \text{ kN} \quad T_{\max} = 120 \text{ t}$$

comparaison convoi (sntf - uic)

pour la comparaison, SNTF - UIC, nous procedons de la maniere suivante.

on prendra le cas qui provoque le moment max et l'effort tranchant max., et ce separation pour chaque convoi.

convoi	UIC	SNTF
cas N°:	1	20
M_{\max} (t.m)	1226	900
T_{\max} (t)	143,4	120

Le convoi UIC apportant des efforts plus grands sera seul considere, dans la suite des calculs. on fera une etude plus detaillee du convoi UIC pour differentes sections d'une travée.

évaluation des efforts dus aux surcharges

Le convoi UIC apportant des efforts plus importants et plus concentrés, sera seul considéré dans la suite des calculs.

On considèrera plusieurs sections, sur une demi-portée.

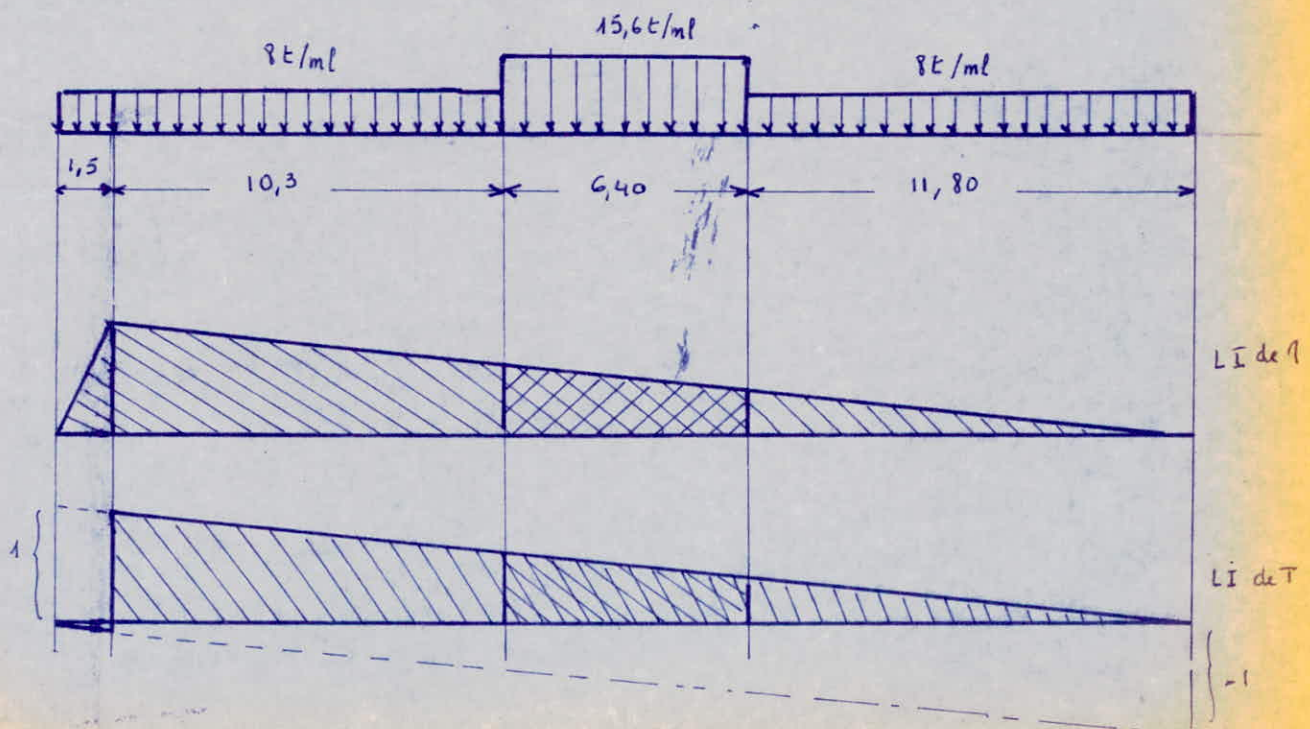
$$\frac{L}{2} = 1,50 \quad ; \quad \frac{L}{8} = 3,75 \quad ; \quad \frac{L}{4} = 7,4 \quad ; \quad \frac{3L}{8} = 11,25 \quad ; \quad \frac{L}{2} = 15,0.$$

pour déterminer le moment flechissant au niveau de chaque section considérée, il est nécessaire de tracer la ligne d'influence des moments flechissants; il en sera de même pour l'effort tranchant.

CONVOI UIC

cas 1

1) $x = 1,5 \text{ m}$



calcul du moment flechissant

$$\frac{1,5}{30} = \frac{y_1}{27,5} \quad \Rightarrow y_1 = 1,425$$

$$\frac{1,5}{30} = \frac{y_2}{18,2} \quad \Rightarrow y_2 = 0,91$$

$$\frac{1,5}{30} = \frac{y_3}{11,8} \quad \Rightarrow y_3 = 0,59$$

$$\begin{aligned} \eta &= \left(\left[\left(\frac{1,5 \times 1,425}{2} \right) + \left(\frac{1,425 + 0,91}{2} \times 10,3 \right) \right] \times (8) \right) + \\ &+ \left(\left[\left(\frac{0,91 + 0,59}{2} \right) \times 6,4 \right] \times (15,6) \right) + \\ &+ \left(\left[\left(\frac{0,59 \times 11,8}{2} \right) \right] \times (8) \right) = \end{aligned}$$

$$\eta = [8(13,1 + 3,5)] + [15,6 \times 4,8]$$

$$\eta = 207,7 \text{ t.m.}$$

calcul de l'effort tranchant

$$\frac{1}{30} = \frac{z_1}{28,5} \quad \Rightarrow z_1 = 0,95$$

$$\frac{1}{30} = \frac{z_2}{18,2} \quad \Rightarrow z_2 = 0,60$$

$$\frac{1}{30} = \frac{z_3}{11,8} \quad \Rightarrow z_3 = 0,4$$

$$T = \left(\left[\frac{(0,95 + 0,6)}{2} \times (10,3) \right] \times (8) \right) + \left(\left[\frac{(0,6 + 0,4)}{2} \times (6,4) \right] \times (15,6) \right) + \left(\left[\frac{(0,4 \times 11,8)}{2} \right] \times (8) \right)$$

$$T = [8(8 + 2,36)] + [75,6 \times 3,2] = 133 \text{ t}$$

pour les autres sections, et les autres cas, nous donnons seulement les résultats sous forme de tableau, le principe de calcul étant le même que celui qu'on a développé précédemment, à savoir le tracé des lignes d'influences, des moments fléchissants, et des efforts tranchants.

2) Section: $x = \frac{l}{8} = 3,75$

M	X_i (m)	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	3,3	2,3	1,5
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	28,73	12,16	8,85
T	δ_i	δ_1	δ_2	δ_3
	valeur	0,875	0,60	0,4
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	5,94	3,2	2,36

$$M_{\max} = 490,34 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 116,32 \text{ t}$$

3) Section $x = \frac{L}{4} = 7,5 \text{ m}$

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	5,625	4,55	2,95
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	43	24	17,4
T	Z_i	Z_1	Z_2	Z_3
	valeur	0,75	0,60	0,4
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	2,9	3,2	2,36

$$M = 857,6 \text{ t.m}$$

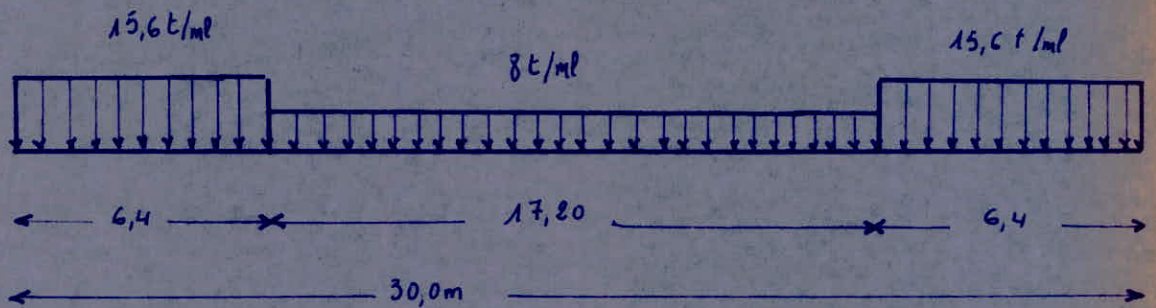
$$T = 92 \text{ t}$$

4) Section $x = \frac{3L}{8} = 11,25$

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	7,03	6,825	4,425
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	43,35	36	26,1
T	Z_i	Z_1	Z_2	Z_3
	valeur	0,625	0,6	0,4
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	0,34	3,2	2,36

$$M = 1117,2 \text{ t.m}$$

$$T = 71,52 \text{ t}$$

cas 2

1) Section $x = 1,5$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	1,425	1,18	0,32
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	7,45	12,9	1,03
T	Z_i	Z_1	Z_2	Z_3
	valeur	0,95	0,79	0,21
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	4,26	8,6	0,672

$$N = 835,5 \text{ t.m}$$

$$T = 145,71 \text{ t}$$

2) Section $x = 3,75$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	3,5	2,95	0,8
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	14,47	53,75	2,56
T	Z_i	Z_1	Z_2	Z_3
	valeur	0,875	0,79	0,21
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	2,20	8,6	0,672

$$M = 695,7 \text{ t.m}$$

$$T = 113,6 \text{ t.}$$

3) Section $x = 7,5$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	4,8	5,625	1,6
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	15,36	67,87	5,12
T	Z_i	Z_1	Z_2	Z_3
	valeur	0,75	0,21	/
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	7,73	0,672	/

$$M = 862,45 \text{ t.m}$$

$$T = 72,32 \text{ t.}$$

4) Section $x = 11,25$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	4	7,03	2,4
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	12,8	85	7,68
T	\bar{z}_i	\bar{z}_1	\bar{z}_2	\bar{z}_3
	valeur	0,625	0,21	—
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	5,16	0,672	—

$$\eta = 999,5 \text{ t.m}$$

$$T = 51,8 \text{ t}$$

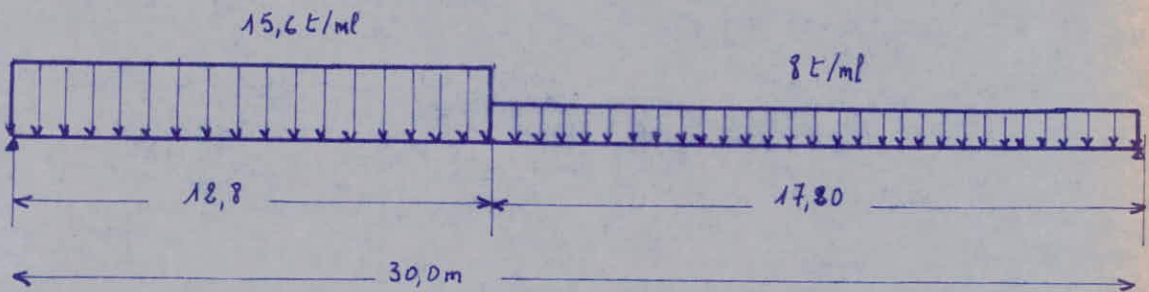
5) Section $x = 15,0$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2	Y_3
	valeur	3,2	7,5	3,8
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	10,24	92,02	10,24
T	\bar{z}_i	\bar{z}_1	\bar{z}_2	\bar{z}_3
	valeur	0,5	0,21	—
	S_i	S_1	S_2	S_3
	valeur	3,05	0,672	—

$$\eta = 1055,65 \text{ t.m}$$

$$T = 34,9 \text{ t}$$

cas 3

1) Section $x = 1,5$ m

M	Y_i	Y_e	Y_e
	valeur	1,425	0,86
	S_i	S_e	S_e
	valeur	14,0	7,4
T	\bar{z}_i	\bar{z}_e	\bar{z}_e
	valeur	0,95	0,57
	S_i	S_e	S_e
	valeur	8,6	4,9

$$M = 277,6 \text{ t.m}$$

$$T = 173,4 \text{ t}$$

2) Section $x = 3,75$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2
	valeur	3,3	2,15
	S_i	S_1	S_2
	valeur	30,85	18,5
T	Z_i	Z_1	Z_2
	valeur	0,875	0,57
	S_i	S_1	S_2
	valeur	6,54	4,9

$$M = 629,26 \text{ t.m}$$

$$T = 141,22 \text{ t}$$

3) Section $x = 7,5$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2
	valeur	5,625	4,3
	S_i	S_1	S_2
	valeur	47,4	48,4
T	Z_i	Z_1	Z_2
	valeur	0,75	0,57
	S_i	S_1	S_2
	valeur	3,5	4,9

$$M = 1126,64 \text{ t.m}$$

$$T = 93,8 \text{ t}$$

4) Section $x = 11,25$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2
	valeur	7,03	6,45
	S_i	S_1	S_2
	valeur	50,0	55,5
T	Z_i	Z_1	Z_2
	valeur	0,625	0,57
	S_i	S_1	S_2
	valeur	0,93	4,9

$$N = 1224 \text{ t.m}$$

$$T = 53,71 \text{ t}$$

5) Section $x = 15,0$ m

M	Y_i	Y_1	Y_2
	valeur	6,4	7,5
	S_i	S_1	S_2
	valeur	40,96	71,54
T	Z_i	Z_1	Z_2
	valeur	0,5	/
	S_i	S_1	S_2
	valeur	3,75	/

$$N = 1211,3 \text{ t.m}$$

$$T = 30 \text{ t}$$

tableau
reCAPITULATIF

Convoi	Section	0	1	2	3	4	5
Uic	X (m)	0	1,5	3,75	7,5	11,25	15,0
Cas 1	M (t.m)	0	207,7	490,34	857,6	1117,2	1226
	T (t)	143,4	133	116,32	92	71,52	41,35
Cas 2	M (t.m)	0	235,5	695,7	862,45	999,5	1055,7
	T (t)	168,64	145,71	113,6	72,32	51,8	34,9
Cas 3	M (t.m)	0	277,6	629,26	1126,64	1224	1211,3
	T (t)	185,66	173,4	141,22	93,8	53,71	30

evaluation des efforts dus aux surcharges
convoi uic
courbe enveloppe

x (m)	0	1,5	3,75	7,5	11,25	15,0
M (t.m)	0	277,6	695,7	1126,64	1224	1226
T (t)	185,66	173,4	141,22	93,8	71,52	41,35

evaluation des efforts dûs aux charges Permanentes

1° Calcul des efforts avec les charges permanentes (c.p)

$$P_1 = q = 16,36 \text{ t/ml}$$

$$l = 30,0 \text{ m}$$

$$M = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$T = q \frac{L}{2} - qx$$

$$\Rightarrow \eta = 245,4 x - 8,18 x^2 =$$

$$T = 245,4 - 16,36 x.$$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	1,5	3,75	7,5	11,25	15,0
M (t.m)	0	349,7	805,22	1380,38	1725,47	1840,5
T (t)	245,4	220,9	184	122,7	61,35	0

2° calcul des efforts avec charges et complement de charge permanente

$$P_2 = q = 3,35 \text{ t/ml}$$

$$\eta(x) = 50,25 x - 1,68 x^2$$

$$T(x) = 50,25 - 3,35 x$$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	1,5	3,75	7,5	11,25	15
M (t.m)	0	71,6	164,81	282,4	352,7	375,75
T (t)	50,25	45,23	37,7	25,13	12,6	0

moments dans les sections

charges \ Section	0	1	2	3	4	5
C.P	0	71,6	805,22	1380,38	1725,47	1840,5
C.C.P	0	349,7	164,81	282,4	352,7	375,75
Uic	0	277,6	695,7	1126,64	1224	1226

efforts tranchants dans les sections

charges \ Section	0	1	2	3	4	5
C.P	245,4	45,23	184	122,7	61,35	0
C.C.P	50,25	220,9	37,7	25,13	12,6	0
Uic	168,64	173,4	141,22	93,8	71,52	41,35

distribution transversale des efforts dans les Poutres

rigidite d'une entretoise

La rigidite relative d'une entretoise est donnee par la relation

$$r = \frac{m}{2} \frac{a}{l} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_e}}$$

- m : nb total de poutre principale
 a : distance entre deux poutre principale
 l : portee de poutres principale.
 I_p : moment d'inertie propre d'une poutre principale
 I_e : moment d'inertie propre d'une entretoise

- * si $r < 0,3$ La rigidite de l'entretoise est infinie
 c. ad que l'entretoise est absolument rigide et on ne tient pas
 compte de l'effet de la resistance du pout a la torsion
 on utilisera la methode de Guyon.
- * si $r \geq 0,3$ La rigidite réelle de l'entretoise est prise en
 compte et utilisera la methode Guyon - MASSONNET

en l'avee nous avons.

$$m = 4 ; \quad a = 1,30 \text{ m.} \quad l = 30,0 \text{ m}$$

$$I_p = 21305167,0 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \frac{bh^3}{12} = 5625000 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow r = 0,12$$

conclusion

nous adopterons donc la methode de M. Guyon

REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

coefficients de repartition

Le calcul des coefficients de repartition sur les poutres pour le cas d'un pont a poutres multiples sous-chaussée se fera suivant la methode de Courbon

hypothèses :

- La largeur du pont est nettement inférieure a sa longueur
- Les entretoises sont infiniment rigides
- Le pont a un plan axial de symétrie
- Les poutres sont également espacées

Les efforts revenants a la poutre (i) sont donnés par

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

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

M_i : moment revenant a la poutre (P_i)

M : moment revenant a (n) poutres

n : nombre de poutre de meme inertie

i : numero de la poutre considerée

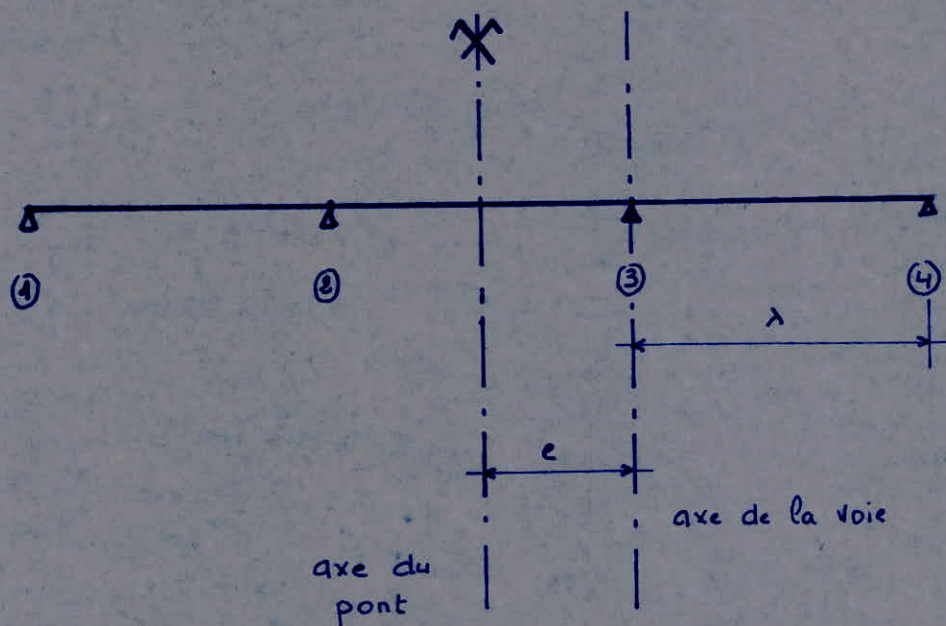
λ : espacement ds poutres (entre-axes)

e : distance entre l'axe de symetrie du pont et la resultante ds forces (excentricité)

T_i : l'effort tranchant revenant a la poutre (P_i)

T : l'effort tranchant revenant a (n) poutres

excentricité



Les charges permanentes et le complement de charges permanentes ont une excentricite nulle.

Les charges permanentes et le complement de charges permanentes sont uniformement reparties, la resultante passant par l'axe du pont ($e=0$).

Les surcharges ont une excentricite non nulle.

l'axe de la voie etant fixe, et confondues avec l'axe de la poutre

$N=3$, l'excentricite sera la distance entre les axes du pont et celui de la voie ($e = 0,65 \text{ m}$)

coefficient de repartition

$$\rho = \frac{\pi_i}{\pi} = \frac{T_i}{T}$$

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

$$n = 4$$

$$\lambda = 1,30 \text{ m} \quad (\lambda = 2e)$$

nous presentons les resultats sous - forme de tableau

charge \ i	1	2	3	4
C.P	0,25	0,25	0,25	0,25
C.C.P	0,25	0,25	0,25	0,25
Uic	0,1	0,2	0,3	0,4

majoration dynamique

surcharges

Selon le règlement de l'U.I.C.

pour des lignes où l'on exige un état d'entretien de haute qualité.

- moments fléchissants

$$\phi_1 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,20}} + 0,82$$

- efforts tranchants

$$\phi_2 = \frac{0,96}{\sqrt{L_\phi - 0,20}} + 0,88$$

L_ϕ : en metre.

- pour les poutres.

L_ϕ : portée de la poutre

- pour le hourdis :

L_ϕ : deux fois l'entre-axes des poutres.

poutres $L_\phi = 30 \text{ m}$		hourdis $L_\phi = 2 \times 1,30 = 2,60$	
$\phi_1 = S_n$	$\phi_2 = S_T$	$\phi_1 = S_n$	$\phi_2 = S_T$
1,09	1,06	1,67	1,44

SECTION (O)

poutre (1)

charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	0	61,35	1	0	1	61,35
C.C.P	0,25	0	12,56	1	0	1	12,56
Uic	0,10	0	16,864	1,09	0	1,06	17,9

SECTION (O)

poutre (2)

charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	0	61,35	1	0	1	61,35
C.C.P	0,25	0	12,56	1	0	1	12,56
U.i.c	0,2	0	33,72	1,09	0	1,06	35,74

SECTION (O)

poutre (3)

Charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	0	61,35	1	0	1	61,35
C.C.P	0,25	0	12,56	1	0	1	12,56
U.i.c	0,3	0	50,592	1,09	0	1,06	53,63

SECTION (O)

poutre (4)

Charge	q	M'	T'	S_n	η''	S_T	T''
C.P	0,25	0	61,35	1	0	1	61,35
C.C.P	0,25	0	12,56	1	0	1	12,56
U.i.c	0,4	0	67,456	1,09	0	1,06	73,53

SECTION (1)

poutre (1)

Charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	17,90	11,30	1	17,90	1	11,30
C.C.P	0,25	87,42	55,22	1	87,42	1	55,22
U.i.c	0,1	27,76	17,34	1,09	30,258	1,06	18,38

SECTION (1)

poutre (2)

Charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	17,90	11,30	1	17,90	1	11,30
C.C.P	0,25	87,42	55,22	1	87,42	1	55,22
U.i.c	0,2	55,52	34,68	1,09	60,51	1,06	36,76

SECTION (1)

poutre (3)

Charge	q	M'	T'	S_0	M''	S_T	T''
C.P	0,25	17,90	11,30	1	17,90	1	11,30
C.C.P	0,25	87,42	55,22	1	87,42	1	55,22
U.i.c	0,3	83,28	52,02	1,09	90,77	1,06	55,14

SECTION (1)

poutre (4)

Charge	q	M'	T'	S_0	M''	S_T	T''
C.P	0,25	17,90	11,30	1	17,90	1	11,30
C.C.P	0,25	87,42	55,22	1	87,42	1	55,22
U.i.c	0,4	111,04	70,15	1,09	121,03	1,06	74,36

SECTION (2)

poutre (1)

charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	20,13	46	1	20,13	1	46
C.C.P	0,25	41,20	9,425	1	41,20	1	9,42
U.i.c	0,1	69,57	14,122	1,09	75,83	1,06	14,96

SECTION (2)

poutre (2)

charge	q	M'	T'	S_n	M''	S_T	T''
C.P	0,25	20,13	46	1	20,13	1	43
C.C.P	0,25	41,20	9,425	1	41,20	1	9,425
U.i.c	0,2	139,14	28,244	1,09	151,66	1,06	29,938

SECTION (2)

poutre (3)

Charge	ξ	π'	T'	S_n	π''	S_T	T''
C.P	0,25	20,13	46	1	20,13	1	46
C.C.P	0,25	41,20	9,425	1	41,20	1	9,425
U.i.c	0,3	208,71	42,366	1,09	227,5	1,06	44,90

SECTION (2)

poutre (4)

Charge	ξ	π'	T'	S_n	π''	S_T	T''
C.P	0,25	20,13	46	1	20,13	1	46
C.C.P	0,25	41,20	9,425	1	41,20	1	9,42
U.i.c	0,4	278,28	56,488	1,09	303,32	1,06	59,877

SECTION (3)

poutre (1)

Charge	q	Π'	T'	S_{η}	Π''	S_T	T''
C.P	0,25	345,095	30,675	1	345,1	1	30,7
C.C.P	0,25	70,6	6,282	1	70,6	1	6,3
U.i.c	0,1	112,664	9,38	1,09	122,80	1,06	9,94

SECTION (3)

poutre (2)

Charge	q	Π'	T'	S_{η}	Π''	S_T	T''
C.P	0,25	345,095	30,675	1	345,1	1	30,7
C.C.P	0,25	70,6	6,282	1	70,6	1	6,3
U.i.c	0,2	225,32	18,76	1,09	245,60	1,06	19,8856

SECTION (3)

poutre (3)

charge	q	π'	T'	S_0	η''	S_T	T''
C.P	0,25	345,095	30,675	1	345,1	1	30,7
C.C.P	0,25	70,6	6,282	1	70,6	1	6,3
U.i.c	0,3	377,992	28,14	1,09	368,411	1,06	29,8284

SECTION (3)

poutre (4)

charge	q	π'	T'	S_0	η''	S_T	T''
C.P	0,25	345,095	30,675	1	345,1	1	30,7
C.C.P	0,25	70,6	6,282	1	70,6	1	6,3
U.i.c	0,4	450,656	37,52	1,09	491,215	1,06	39,7712

SECTION (4)

poutre (1)

charge	q	π'	T'	δ_{η}	π''	δ_T	T''
C.P	0,25	431,36	15,337	1	431,360	1	15,34
C.C.P	0,25	88,175	3,150	1	88,170	1	3,15
U.i.c	0,1	122,40	7,152	1,09	133,416	1,06	7,60

SECTION (4)

poutre (2)

charge	q	π'	T'	δ_{η}	π''	δ_T	T''
C.P	0,25	431,360	15,337	1	431,36	1	15,34
C.C.P	0,25	88,175	3,150	1	88,17	1	3,15
U.i.c	0,2	244,800	14,304	1,09	266,85	1	15,16

SECTION (4)

poutre (3)

Charge	ξ	η'	T'	S_0	η''	S_T	T''
C.P	0,25	431,36	15,337	1	431,36	1	15,34
C.C.P	0,25	88,175	3,15	1	88,17	1	3,15
U.i.c	0,3	367,20	21,456	1,09	400,24	1,06	22,74

SECTION (4)

poutre (4)

Charge	ξ	η'	T'	S_0	η''	S_T	T''
C.P	0,25	431,36	15,337	1	431,36	1	15,34
C.C.P	0,25	88,175	3,15	1	88,17	1	3,15
U.i.c	0,4	489,60	28,608	1,09	533,664	1,06	30,32

SECTION (5)

poutre (1)

Charge	ξ	π'	T'	S_n	π''	S_T	T''
C.P	0,25	460,125	0	1	460,125	1	0
C.C.P	0,25	93,93	0	1	93,93	1	0
U.i.c	0,1	122,6	4,135	1,09	133,634	1,06	4,381

SECTION (5)

poutre (2)

Charge	ξ	π'	T'	S_n	π''	S_T	T''
C.P	0,25	460,125	0	1	460,125	1	0
C.C.P	0,25	93,93	0	1	93,93	1	0
U.i.c	0,2	245,2	8,27	1,09	267,266	1,06	8,7662

SECTION (5)

poutre (3)

Charge	ξ	η'	T'	S_n	η''	S_T	T''
C.P	0,25	460,125	0	1	460,125	1	0
C.C.P	0,25	93,93	0	1	93,93	1	0
U.i.c	0,3	367,8	12,405	1,09	400,90	1,06	13,149

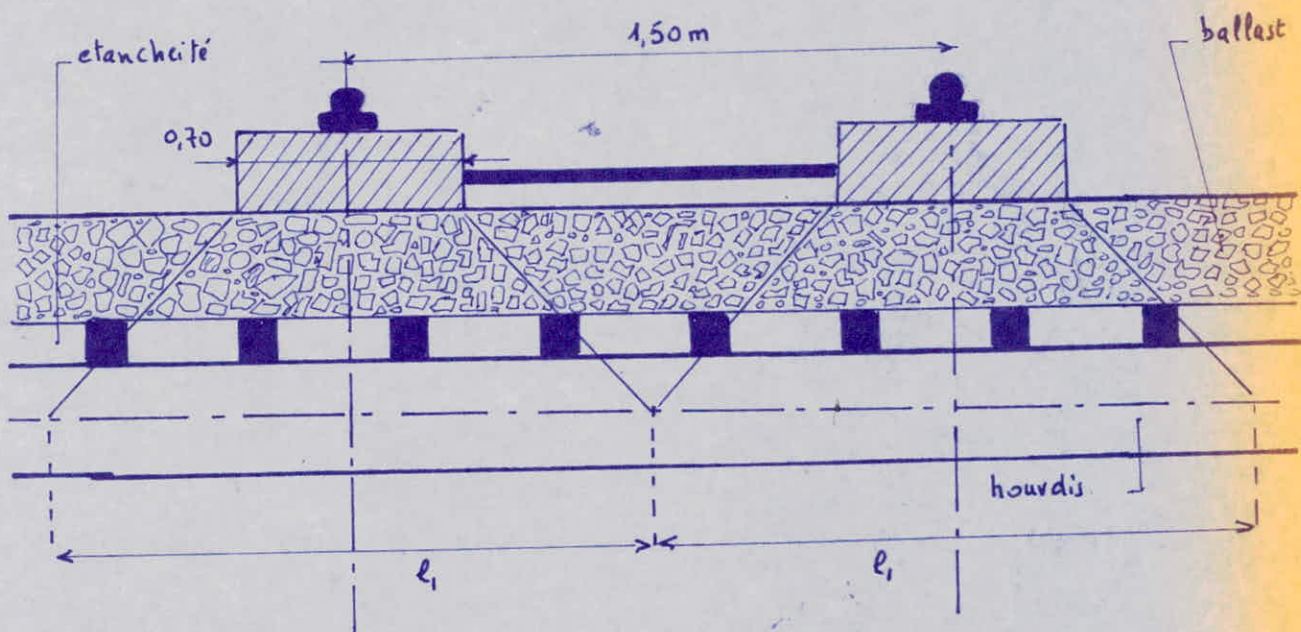
SECTION (5)

poutre (4)

Charge	ξ	η'	T'	S_n	η''	S_T	T''
C.P	0,25	460,125	0	1	460,125	1	0
C.C.P	0,25	93,93	0	1	93,93	1	0
U.i.c	0,4	490,4	16,54	1,09	534,534	1,06	17,53

repartition des charges

Longitudinalement on considere que la charge concentree se repartit sur (1,60 m) conformement a la notice generale de la SNCF (*)
 transversalement on considere une diffusion dans le ballast et le hourdis de 1/1



(*) N6 EF 9 CI N°1

$$l_1 = 0,70 + 2(0,40) = 1,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 1,50 - \left(2 \times \frac{0,70}{2}\right) - (2 \times 0,4) = 0$$

donc on n'a pas d'interference

épaisseur du ballast : $e_b = 25 \text{ cm}$

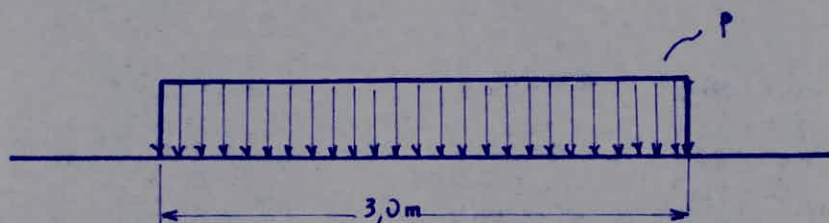
épaisseur étanchéité : $e_e = 5 \text{ cm}$

épaisseur hourdis : $e_h = 20 \text{ cm}$

$$e = e_b + e_e + \frac{e_h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$e = 40 \text{ cm}$$

La charge répartie schématique retenue dans les calculs est



1) Surcharge UIC

- dans la zone motrice

$$p_m = \frac{25}{1,60 \times 3,0} = 5,2 \text{ t/m}^2$$

- dans la zone des wagons

$$p_w = \frac{8}{3,0} = 2,66 \text{ t/m}^2$$

2) Surcharge climatique

- La surcharge de sable est fixée à 20 kg/m^2

- La surcharge de neige est fixée à 20 kg/m^2

mais n'est pas à combiner avec la surcharge de sable

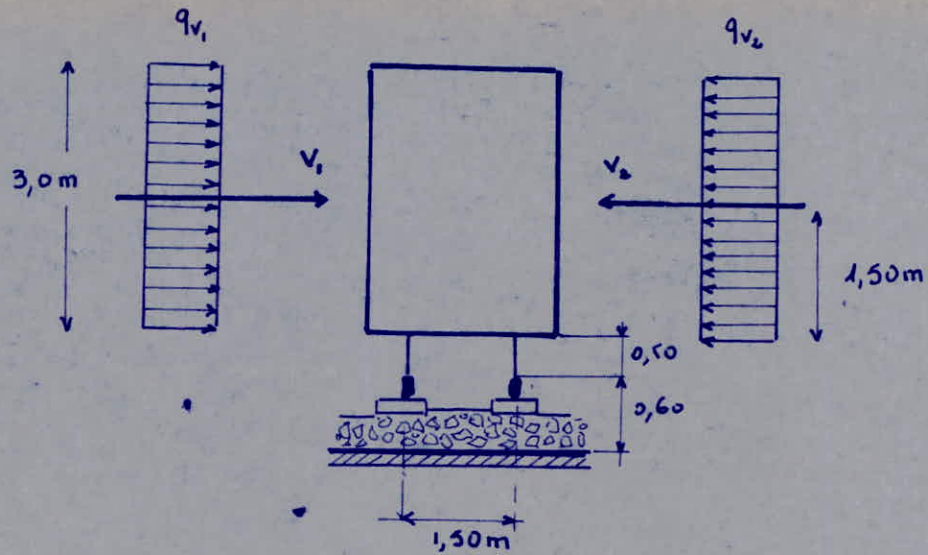
Vent :

on étudiera la dissymétrie liée sur les faces verticales par application d'un vent de pression dynamique de base

$$q = 675 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 1,5 \times 675 = 1012,5 \text{ N/m}^2 \text{ (majorée)}$$

$$\Rightarrow q_v \approx 0,1 \text{ t/m}^2$$



$$V = \frac{0,1 \times (1,50 + 0,5 + 0,6) \times 3}{1,50} = 0,52 \text{ t/m}$$

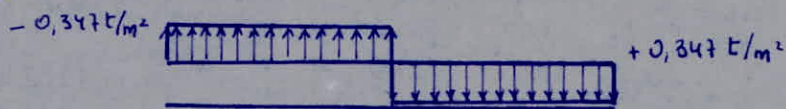
La charge horizontal V , crée une dissymetrie des reactions verticales.

on aura deux charges uniformes de signes contraires.

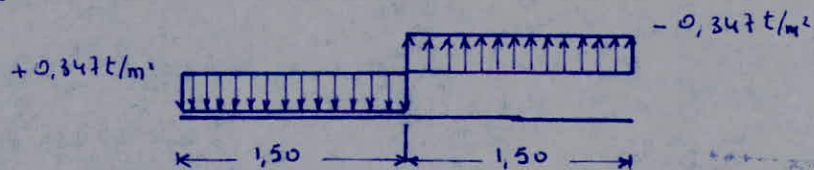
c'est a dire qu'une voie sera comprimé, et une autre soulagé

$$P_V = \pm \frac{0,52}{1,5} = \pm 0,347 \text{ t/m}^2$$

Cas 1



Cas 2



DALLE

La dalle constituant le platelage du pont est en béton armé coulé sur place, elle est assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaire de dimension $(l_x; l_y)$ tel que $l_x < l_y$. Les panneaux sont portés suivant la direction l_y par les entretôis et suivant l_x par les poutres.

dimension d'un panneau.

$$l_x = 1,30 - 2(0,11) = 1,08 \text{ m}$$

$$l_y = 6,0 - 2(0,15) = 5,70 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,08}{5,70} = 0,189 < 0,4$$

Le panneau de dalle ne porte que sur le côté (l_x) . nous prendrons au milieu de l_x une bande de (1m) de large suivant (l_y) , l'étude est ramenée à un calcul d'une poutre de (1m) de large, de hauteur (20cm) , de portée $(1,08\text{m})$.

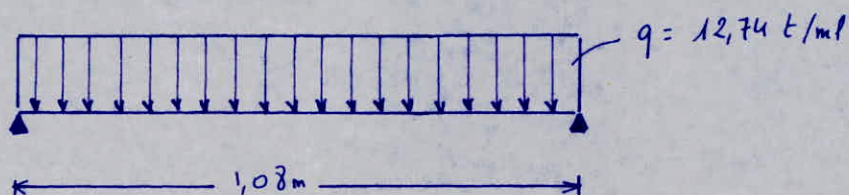
charges permanentes: $G = 6,5 \text{ t/ml}$

sur charges $S = 5,2 \text{ t/ml}$.

(les essieux de 25^t se répartissent sur une bande continue de $(3,0\text{m})$)

$$G + 1,2S = 6,5 + 1,2(5,2) = 12,74 \text{ t/ml}$$

calcul des moments



$$M_{0x} = \frac{1}{8} q l_x^2 = \frac{1}{8} 12,74 \times 1,08^2 = 1,86\text{ t.m.}$$

$$\Phi \cdot M_{0x} = 1,67 \times 1,86 = 3,1\text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad M_x = 3,1\text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,8 M_x = 0,8 \times 3,1 = 2,48\text{ t.m}$$

Moment de continuité

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 3,1 = 1,55\text{ t.m}$$

dans le sens de (ly) les armatures de repartition seront prises forfaitairement.

moment en travée

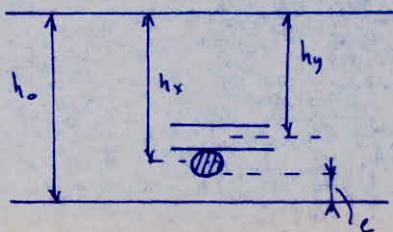
$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = \frac{1}{4} \times 2,48 = 0,62\text{ t.m}$$

Moment de continuité.

$$M_{ay} = 0,5 M_x = M_{ax} = 1,55\text{ t.m}$$

calcul du diamètre max des barres.

$$\Phi_{\max} = \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm.}$$



$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 20 - 1 - \frac{2}{2} = 18 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_x = 18 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 18 - 2 = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_y = 16 \text{ cm}$$

Le ferrillage se fait par la méthode de CHARON

Aciers inférieurs (Sous l_x)

$$\mu = \frac{\eta \sigma_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} \quad \Rightarrow \mu = \frac{15 \times 2,48 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0410$$

$$\mu = 0,0410 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9138 \\ \kappa = 43 \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{\sigma_{tx}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} = \frac{2,48 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9138 \times 18} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

nous adoptons 5HA12/ml (5,65 cm²)

$$\text{Vérification } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{43} = 65,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$\Rightarrow A' = 0$

Condition de non-fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b.e} = \frac{5,65}{2 \times 100 \times 1} = 0,02825$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \times 10^6 \times 0,02825}{12(1 + 0,2825)} = 2937$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \times 7,14}{12}} = 2342$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2937$$

\Rightarrow pas de risque de fissuration

Armatures supérieures (sens lx)

$$M_{ax} = 1,55 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1,55 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0256$$

$$\mu = 0,0256 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9306 \\ \kappa = 57 \end{array} \right.$$

$$A_{ax} = \frac{1,55 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9306 \times 18} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons 3 HA12 (3,35 cm²)

Vérification

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{57} = 49,12 < \bar{\sigma}'_b$$

Armatures disposées suivant (ly)

$$M_{ly} = 0,62 \text{ t.m}$$

$$h_y = 16 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,01297 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9513 \\ \kappa = 560 \end{array} \right.$$

$$A_{ly} = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 2 \text{ HA12 (2,26 cm}^2/\text{ml)}$$

Vérification

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{560} = 5 \ll \bar{\sigma}'_b$$

Vérification: Condition de non-fragilité

* Sens l_x $A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{tx} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 A_{tx} \\ 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h_x \left(\frac{2-s}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$A_{tx} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 6,78 \text{ cm}^2 \\ 0,69 \times \frac{7,14}{4200} \times 100 \times 18 \left(2 - \frac{0,189}{2} \right) = 1,91 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\min (6,78; 1,91) = 1,91 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

* Sens l_y

$$A_{ty} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 2,712 \text{ cm}^2 \\ 0,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\min (2,712; 0,56) = 0,56 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

EFFORTS TRANCHANTS (On considère 1 bande de 1m de large dans les 2 sens)

$$\text{au milieu de } l_y : T_x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{12,74}{(2 \times 5,3) + 1,08} = 1,022 \text{ t}$$

$$1,44 T_x = 1,47 \text{ t.}$$

$$\text{au milieu de } l_x : T_y = \frac{1}{3} \frac{P}{l_y} = \frac{12,74}{3 \times 5,7} = 0,74 \text{ t}$$

$$1,44 T_y = 1,06 \text{ t.}$$

$$\tau_{bx} = \frac{T_x}{b \cdot z_x} = \frac{1,47 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 18} = 0,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,14 = 8,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{by} = \frac{1,06 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 16} = 0,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\tau_{bx}; \tau_{by}) < \bar{\tau}_b \quad (\text{vérifié})$$

Entraînement des barres.

Contrainte d'adhérence.

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

n: nb de barres

p: périmètre d'une barre

z: $\frac{7}{8} \cdot h$

La contrainte admissible vis à vis de l'entraînement

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,14 = 26,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{dx} = \frac{1,47 \times 10^3}{5 \times \pi \times 1,2 \times \frac{7}{8} \times 18} = 4,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{dy} = \frac{1,06 \times 10^3}{2 \times \pi \times 1,2 \times \frac{7}{8} \times 16} = 10,04 \text{ kg/cm}^2$$

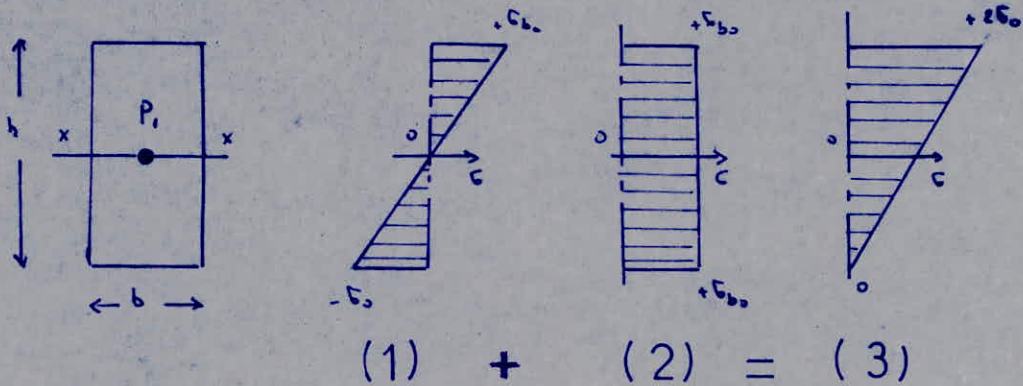
$$(\tau_{dx}; \tau_{dy}) < \bar{\tau}_d \quad (\text{vérifié})$$

étude de la Précontrainte des Poutres

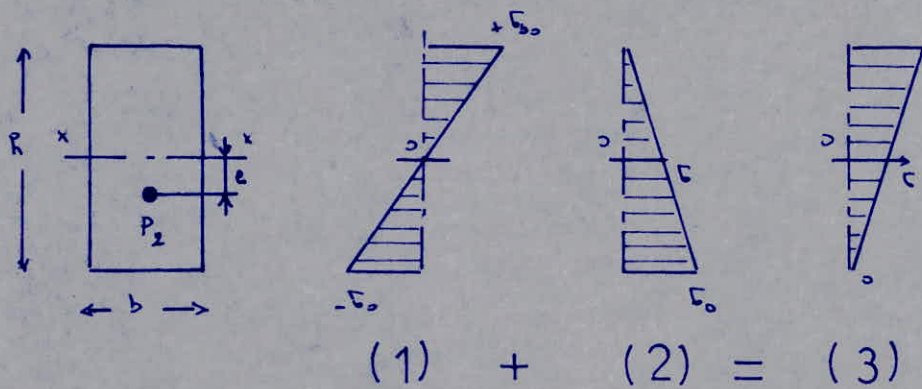
notations

- * B : aire de la section.
- * I : inertie de la section
- * $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: Rayon de giration.
- * v_s, v_i : distances du centre de gravité respectivement à la fibre supérieure et à la fibre inférieure.
- * $g = \frac{i^2}{v_s \cdot v_i}$: rendement géométrique de la section.
- * h_t : hauteur totale de la section. (t)
- * d' : distance du p^r de passage de la résultante des forces de précontrainte à la face la plus voisine.
- * $y = t - d'$: hauteur utile de la section.
- * e_0 : excentricité algébrique de la force de précontrainte
- * $\eta_q; \eta_m$: valeurs maximale et minimale du moment (η), développé dans la section par la charge extérieure.
- * $\Delta \eta = \eta_q - \eta_m$
- * $\bar{\sigma}'_s; \bar{\sigma}'_i$: contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure
- * $\bar{\sigma}_s; \bar{\sigma}_i$: contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure
- * F.S : Fibre supérieure
- * F.I : Fibre inférieure

1° effet d'une Precontrainte centrée ($e=0$)



2° effet d'une Precontrainte excentrée ($e = \frac{h}{6}$)



Soit une poutre de section rectangulaire de hauteur (h) de largeur (b), sollicitée par (η), son moment d'inertie par rapport à l'axe x_x ,

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12}$$

La poutre est faite par un matériau homogène et élastique en un pt (y) / x_x La contrainte normale $\sigma = \eta \frac{y}{I}$

La contrainte varie en fonction de la hauteur au sa valeur maximal est $\sigma_0 = \frac{c \eta}{b h^2}$

1^{er} cas : precontrainte centrée

$$P_1 = \sigma_0 b h = \frac{6\eta}{h}$$

2^o cas : precontrainte excentrée

$$P_2 = \frac{1}{2} \sigma_0 b h = \frac{3\eta}{h}$$

Conclusion.

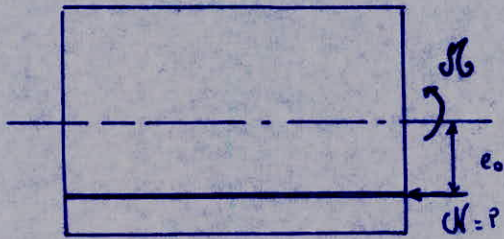
dans le 1^{er} cas, augmentation importante de la precontrainte de compression.

La precontrainte utile dans la fibre inférieure est nulle dans la fibre supérieure. Voie nuisible.

dans le 2^o cas : on a la moitié de la valeur de la precontrainte du 1^{er} cas $P_2 = \frac{P_1}{2}$, et ce grâce à l'excentrement de la precontrainte.

La precontrainte est suffisante pour annuler les tractions elle est utile dans les deux fibres.

centre de Pression



excentricite du centre de Pression

Si on considere une section quelconque, soumise au seul effet de la precontrainte, l'effort normal (N) et le moment flechissant (M_b) ont pour valeur :

$$N = P$$

$$M_b = P \cdot e_0$$

de ces deux relations il vient que

$$e = \frac{M_b}{N} = e_0$$

Si on considere cette meme section, soumise cette fois a l'effet de la precontrainte et d'un moment exterieur (M)

$$N = P$$

$$M_b = P \cdot e_0 + M$$

d'où l'excentricite du centre de pression

$$e = \frac{M_b}{N} = e_0 + \frac{M}{P}$$

Le pt d'application de l'effort normal est designe comme centre de pression.

Le moment a fait remonter le centre de pression d'une quantité $\frac{\eta}{P}$
 pour compenser le moment extérieur, on peut jouer sur la valeur
 de e_0 , dans le cas on est dans une section sous-critique.
 Et à l'excentricité maximal, on ne peut plus augmenter l'excentricité
 sans que cela n'influe sur l'enrobage minimum, si on continue
 d'excentrer, l'enrobage risque de ne pas être suffisant
 dans le cas on est en section sur-critique.
 il faudrait donc pour compenser l'action du moment extérieur
 augmenter la précontrainte.

* pour une section la relation donnant la position du centre
 de pression est $e = e_0 + \frac{\eta}{P}$
 Si nous examinons toutes les sections de la poutre, pour chaque
 section, nous avons un centre de pression, et l'ensemble de ces
 centres de pression forme la ligne de pression

* Section sous critique $-c' - \frac{\eta_m}{P} \leq e \leq \frac{\eta_n}{P}$

$$P \geq \frac{\Delta \eta}{c+c'} = P_0 \quad -(v_i - d') \leq e_0 \leq v_s - d$$

* Section sur critique

$$P \geq \frac{\eta_n}{v_i + c - d'} = P_i \quad e_0 = d' - v_i$$

* État de précontrainte P

$$P = \max(P_0, P_i)$$

Si $P = P_0$ la section est sous critique

Si $P = P_i$ la section est sur critique

hypothèses de calcul

1° valeur des contraintes

A) Contraintes au centre de gravité de la section.

Nous supposons que les contraintes (σ) restent assez limitées pour que le béton ne se fissure pas (par traction excessive) et qu'il ne se plastifie pas (par une trop grande compression) on peut alors supposer que le béton se comporte de façon élastique.

Les contraintes sont alors fonction linéaire des efforts.

Les contraintes partielles dues à diverses sollicitations sont additives.

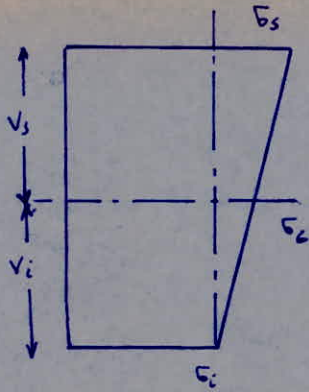
au niveau de G ($y=0$), tout moment ($M, P e_0$) donne une contrainte ($\sigma = \frac{M y}{I}$) nulle.

La contrainte σ_G qui s'y exerce, et donc due au seul effort normal $N = P$.

$$\sigma_G = \frac{P}{B}$$

si l'on néglige la variation de tension des câbles en service donc (σ_G) reste constant quand (σ_B) varie

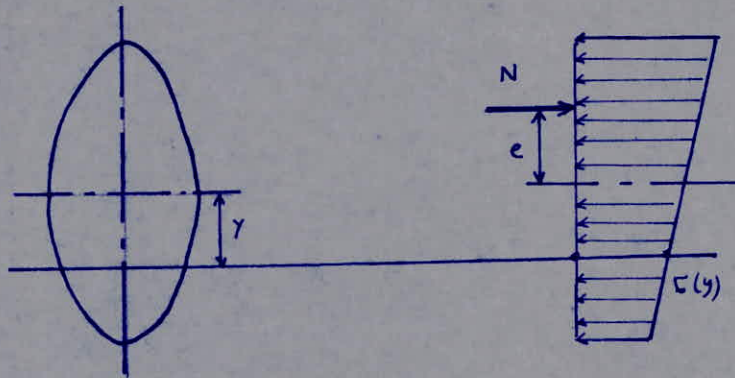
le diagramme représentant les contraintes pivote donc autour du point fixe représentant (σ_G)



en tout cas de charge

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s v_i + \sigma_i v_s}{h_c}$$

B) Contrainte en un point quelconque



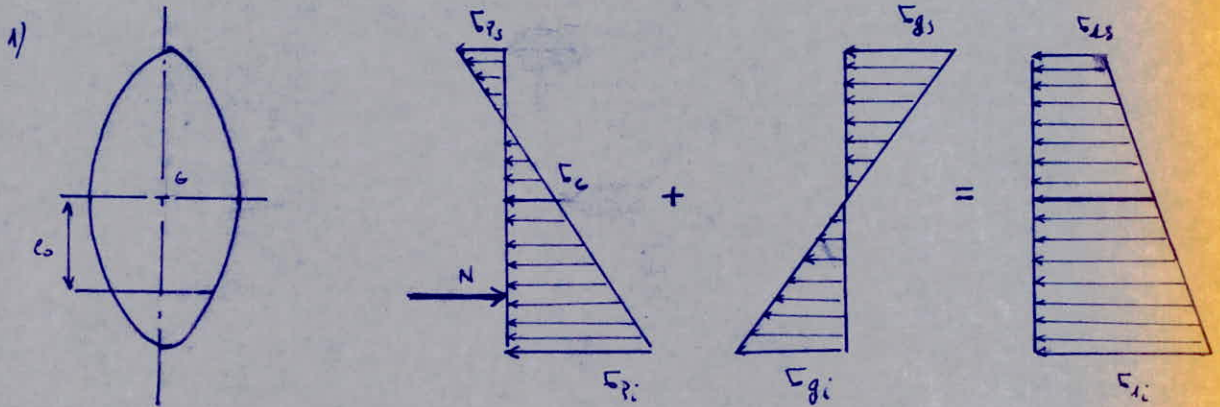
$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e}{I/y}$$

$$\text{or } I = i^2 \times B$$

$$\Rightarrow \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot y}{i^2 \times B} \Rightarrow \sigma(y) = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e \cdot y}{i^2} \right)$$

$$\text{avec } e = e_0 + \frac{\sigma}{\alpha}$$

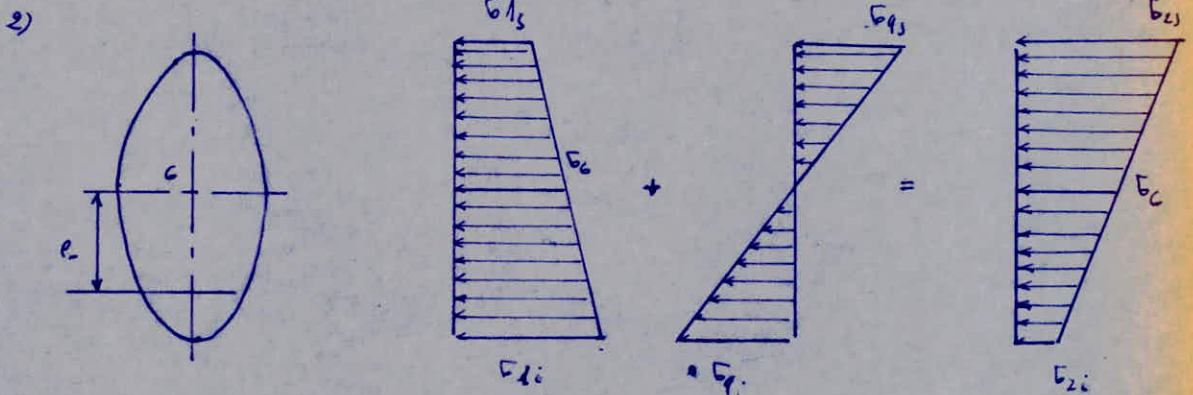
$$\sigma(y) = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e_0 + \frac{\sigma}{\alpha}}{i^2} y \right)$$

c) valeur des contraintes extrêmes

A vide

$$\sigma_{1s} = \sigma_0 \left(1 + \frac{e v_s}{i^2} \right) = \sigma_0 \left(1 + \frac{e_0 + \frac{M}{N}}{i^2} v_s \right)$$

$$\sigma_{2i} = \sigma_0 \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) = \sigma_0 \left(1 - \frac{e_0 + \frac{M}{N}}{i^2} v_i \right)$$

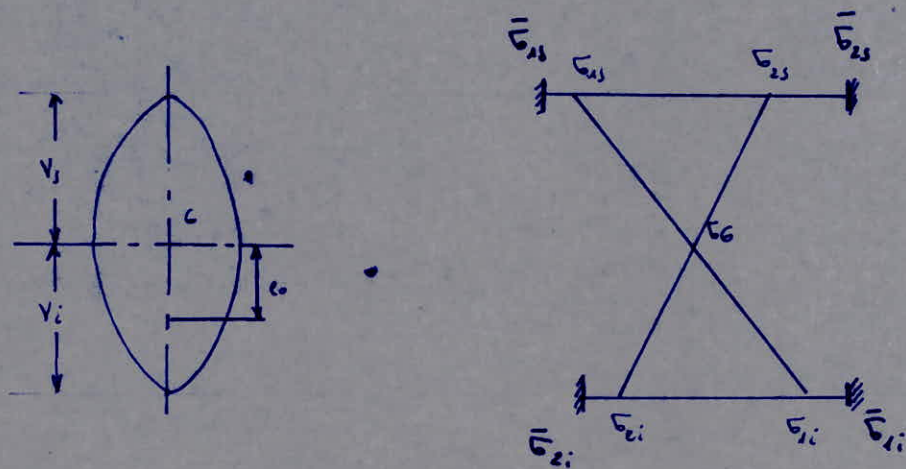


en charge

$$\sigma_{2s} = \sigma_0 \left(1 + \frac{e v_s}{i^2} \right) = \sigma_0 \left(1 + \frac{e_0 + \frac{M}{N}}{i^2} v_s \right)$$

$$\sigma_{2i} = \sigma_0 \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) = \sigma_0 \left(1 - \frac{e_0 + \frac{M}{N}}{i^2} v_i \right)$$

2° conditions a respecter pour les contraintes



Quel que soit le cas charge, il faut que

$$\bar{\sigma}_{1s} \leq \sigma_s = \sigma_c \left[1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2} \right] \leq \bar{\sigma}_{cs}$$

$$\bar{\sigma}_{ei} \leq \sigma_i = \sigma_c \left[1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right] \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

Soit la relation $\bar{\sigma}_{1s} \leq \sigma_c \left[1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2} \right]$

$$1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2} \geq \frac{\bar{\sigma}_{1s}}{\sigma_c} \Rightarrow \frac{e \cdot v_s}{i^2} \geq \left[\frac{\bar{\sigma}_{1s}}{\sigma_c} - 1 \right]$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{i^2}{v_s} \left[\frac{\bar{\sigma}_{1s}}{\sigma_c} - 1 \right]$$

$$\Rightarrow e \geq - \frac{i^2}{v_s} \left[1 - \frac{\bar{\sigma}_{1s}}{\sigma_c} \right]$$

$$\text{avec } q = \frac{i^2}{v_i \cdot v_s}$$

$$e \geq -\rho v_i \left[1 - \frac{\bar{\sigma}_{1s}}{\sigma_0} \right] = -a_1 \text{ (traction)}$$

$$e \geq -\rho v_s \left[\frac{\bar{\sigma}_{2i}}{\sigma_0} - 1 \right] = -a'_1 \text{ (compression)}$$

$$e \leq \rho v_i \left[\frac{\bar{\sigma}_{2i}}{\sigma_0} - 1 \right] = a_2 \text{ (compression)}$$

$$e \leq \rho v_s \left[1 - \frac{\bar{\sigma}_{2i}}{\sigma_0} \right] = a'_2 \text{ (traction)}$$

* Lorsque $\bar{\sigma}_{1s} = \bar{\sigma}_{2i} = 0$ le noyau est appelé Noyau central.

$$\Rightarrow -\rho v_i \leq e \leq \rho v_s$$

Conditions sur e

$$\begin{array}{|c|} \hline -a_1 \leq e \leq a_2 \\ \hline -a'_1 \leq e \leq a'_2 \\ \hline \end{array}$$

$$\text{Soit } c = \min(a_2; a'_2)$$

$$c' = \min(a_1; a'_1)$$

$$-c' \leq e \leq c$$

Valeurs des coefficients (c) et (c')

$$c = \min \left\{ e V_i \left[\frac{\bar{G}_{23}}{G_0} - 1 \right] ; e V_s \left[1 - \frac{\bar{G}_{2i}}{G_0} \right] \right\}$$

$$c' = \min \left\{ e V_s \left[\frac{\bar{G}_{1i}}{G_0} - 1 \right] ; e V_i \left[1 - \frac{\bar{G}_{1s}}{G_0} \right] \right\}$$

* cas particuliers ou $\begin{cases} \bar{G}_{13} = \bar{G}_{2i} = 0 \\ \bar{G}_{23} = \bar{G}_{1i} = \bar{G}_b \end{cases}$

$$c = \min \left\{ e V_i \left[\frac{\bar{G}_b}{G_0} - 1 \right] ; e V_s \right\}$$

$$c' = \min \left\{ e V_s \left[\frac{\bar{G}_b}{G_0} - 1 \right] ; e V_i \right\}$$

3° Valeur minimale de la Precontrainte pour une section
donnée dont le moment flechissant varie entre deux valeurs
 Π_m et Π_n .

pour que la condition sur les contraintes soit vérifiée
 le cable doit passer a l'intérieur du fuseau de passage
 soit l'expression mecanique qui traduit cela

$$-c' - \frac{\Pi_m}{N} \leq e_0 \leq c - \frac{\Pi_n}{N}$$

pour que le fuseau de passage existe, c'est à dire qu'il reste ouvert, la relation doit être vérifiée

le cas extrême est celui où le fuseau de passage se réduit à un point

$$\Rightarrow -c' - \frac{n_m}{N} = c - \frac{n_n}{N}$$

$$\text{or } n_n = n_m + \Delta n$$

$$\Rightarrow -c' - \frac{n_m}{N} = c - \frac{n_m}{N} - \frac{\Delta n}{N}$$

$$\Rightarrow \boxed{N = \frac{\Delta n}{c + c'}}$$

* Si $N > \frac{\Delta n}{c + c'}$ le fuseau de passage est ouvert

* Si $N = \frac{\Delta n}{c + c'}$ le fuseau de passage est un point



E_a : tension résiduelle en service

E_0 : F_0 : tension initiale $F_0 \leq \min(0,85 R_0; 0,95 T_0)$

ΔE : perte de tension, estimée à 25%.

$$E_a = E_0 - \Delta E = 0,75 E_0 = 0,75 F_0$$

$$A = 11,16 \text{ cm}^2 \quad F_0 = 14940 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow F_{ad} = 0,75 \cdot F_0 \times A = 125,0478 \text{ t.}$$

Section sous-critique

$$P_0 = \frac{\Delta M}{g h_c}$$

$$P_0 = \frac{535,54}{0,52 \times 2,15} = 478 \text{ t}$$

Section sur-critique

$$P_1 = \frac{M_n}{c + v_i - d'}$$

$$P_1 = \frac{1089,54 \times 10^3}{56,1 + 107,06 - 5} = 688, \text{ t}$$

$$P = P_1 = 688, \text{ t}$$

La section est sur-critique, il faut augmenter la précontrainte. Calculons la force de précontrainte minimum de service comparons la à celle déjà trouvée et prenons la plus grande des deux; en l'augmentant pour qu'elle puisse équilibrer ou plutôt compenser le moment extérieur puisque en section sur-critique le câble étant excentré au maximum, avec un enrobage minimum.

contrainte elementaire de flexion du beton (en sauto)

1) sous poids propre total seul

sur la fibre inf $\sigma'_c = - \frac{M_c \times V_i}{I}$

$$\sigma'_c = - \frac{554 \times 10^5 \times 107,06}{50.921.476,64} = - 116,47 \text{ kg/cm}^2$$

sur la fibre sup $\sigma_c = + \frac{M_c \times V_s}{I}$

$$\sigma_c = \frac{554 \times 10^5 \times 107,94}{50.921.476,64} = + 117,42 \text{ kg/cm}^2$$

2) sous surcharge seule

sur la fibre inf $\sigma'_q = - \frac{M_q \times V_i}{I}$

$$\sigma'_q = - \frac{535,54 \times 10^5 \times 107,06}{50.921.476,64} = - 113,51 \text{ kg/cm}^2$$

sur la fibre sup $\sigma_q = \frac{M_q \times V_s}{I}$

$$\sigma_q = \frac{535,54 \times 10^5 \times 107,94}{50.921.476,64} = + 113,59 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de traction sur la fibre inferieure sous l'effet du poids propre et des surcharges atteindrait sans precontrainte

$$- (116,47 + 113,51) = - 229,98 \text{ kg/cm}^2$$

donc si on veut qu'il n'y ait pas de contraintes de traction il faudrait que la précontrainte en service provoque sur cette fibre une compression d'au moins de (230 kg/cm^2)
donc on aura sur la fibre inf.

$$\sigma'_p = \frac{P}{S} \left(1 - \frac{e u_i}{i^2} \right) \geq 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } e = -u_i + d'$$

$$e = 107,06 - 5 = 102,06 \text{ cm.}$$

$$\frac{P}{8407,5} \left(1 + \frac{102,06 \times 107,06}{6056,67} \right) \geq 230$$

$$P \geq 689,618 \text{ t.}$$

adoptons pour base une contrainte $P = 729 \text{ t}$

$$\text{soit } F_{ad} = 125,0478 \text{ t}$$

$$\text{d'où le nb de cables } n = \frac{P}{F_{ad}} = \frac{729}{125,0478} = 5,829$$

$$\Rightarrow n = 6 \text{ cables.}$$

maintenant nous allons calculer les caractéristiques géométriques réelles nettes de la section (poutre + dalle) médiane.

$$\text{pour un cercle } I_0 = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$B = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$I_D = I_0 + Bz^2$$

Caractéristique géométrique nette de (la poutre + dalle) section médiane

	B	Z	S _D	I _A
B, S _D , I _A (brute)	8850		978445	163659569,5
Cables	257,91	12,64	882,73	54601,364
B, S _D , I _A (nette)	8592,1		975184,9	163604968,1

$$Bz^2 = \left[\frac{4\pi (7,4)^2}{4} \times (7,7)^2 \right] + \left[\frac{2\pi (7,4)^2}{4} \times (22,5)^2 \right]$$

$$Bz^2 = 10194,70206 + 43523,9325 = 53.718,63456 \text{ cm}^2$$

B (cm ²)	S _D (cm ³)	V _i (cm)	V _s (cm)	e (cm)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	ρ
8529,1	975184,9	113,49	101,51	100,85	52931233,8	6160,45	0,53

on recalcule les contraintes avec les caractéristiques nettes sous poids propre total seul, et sous surcharges seules.

sous poids propre total seul

$$F.I : \sigma'_c = -118,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \sigma_c = 106,25 \text{ kg/cm}^2$$

sous surcharges seule

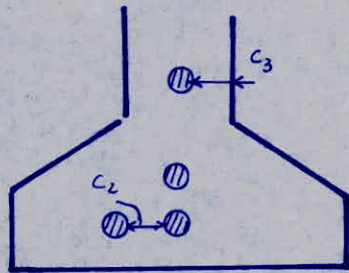
$$F.I : \sigma'_q = -114,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \sigma_q = 102,70 \text{ kg/cm}^2$$

donc il faudrait une compression d'au moins 254 kg/cm² pour qu'il n'y ait pas de contrainte de traction sur la F.I

dispositions constructives

le C.E.B propose les dispositions suivantes

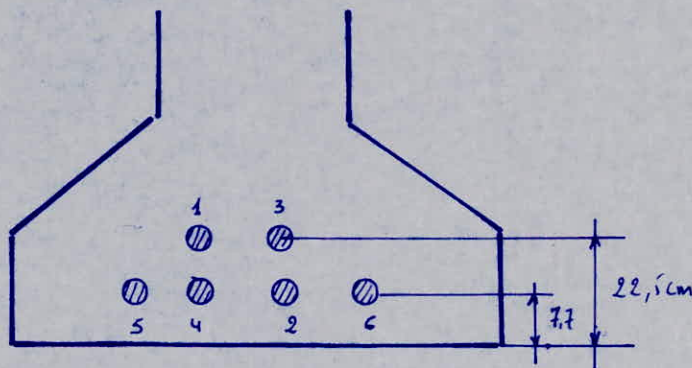


$$\left. \begin{array}{l} c_1 \geq \phi \\ c_2 \geq \phi \\ c_3 \geq \phi \end{array} \right\} \text{gaine isolée}$$

$$c_1 \geq 0,8 \phi \quad (\text{gaines en contact})$$

$$d \geq \begin{cases} 0,5 \phi \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Restriction : on ne peut en aucun cas, disposer dans un même lit horizontal, plus de deux câbles.



$$d = 4 \text{ cm}$$

$$d' = 12,64 \text{ cm}$$

$$c \geq 7,4 \text{ cm}$$

Calcul du nombre de cables disposés a l'about

Le nombre de cables disposés a l'about, ou les cables qui s'attent a l'about seront déterminés, de telle façon qu'ils reprennent le poids propre de la poutre, et de la dalle qui sera considérée comme une surcharge uniformément répartie. (Car la prise du béton dans la dalle coulée n'a pas encore lieu, donc elle ne participe pas a la résistance, mais elle provoque un surplus de charges ou prendra donc en compte les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$$\sigma = \frac{P}{B} - \frac{P e \sigma_i}{I} - \frac{\eta \sigma_i}{I} \geq 0$$

$$\Rightarrow \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e \sigma_i B}{I} \right) \geq \frac{\eta \sigma_i}{I}$$

B (cm ²)	σ_i (cm)	e (cm)	I (cm ⁴)
5852	67,3	52,3	19446105,0

Moment dû au poids propre de la poutre + dalle

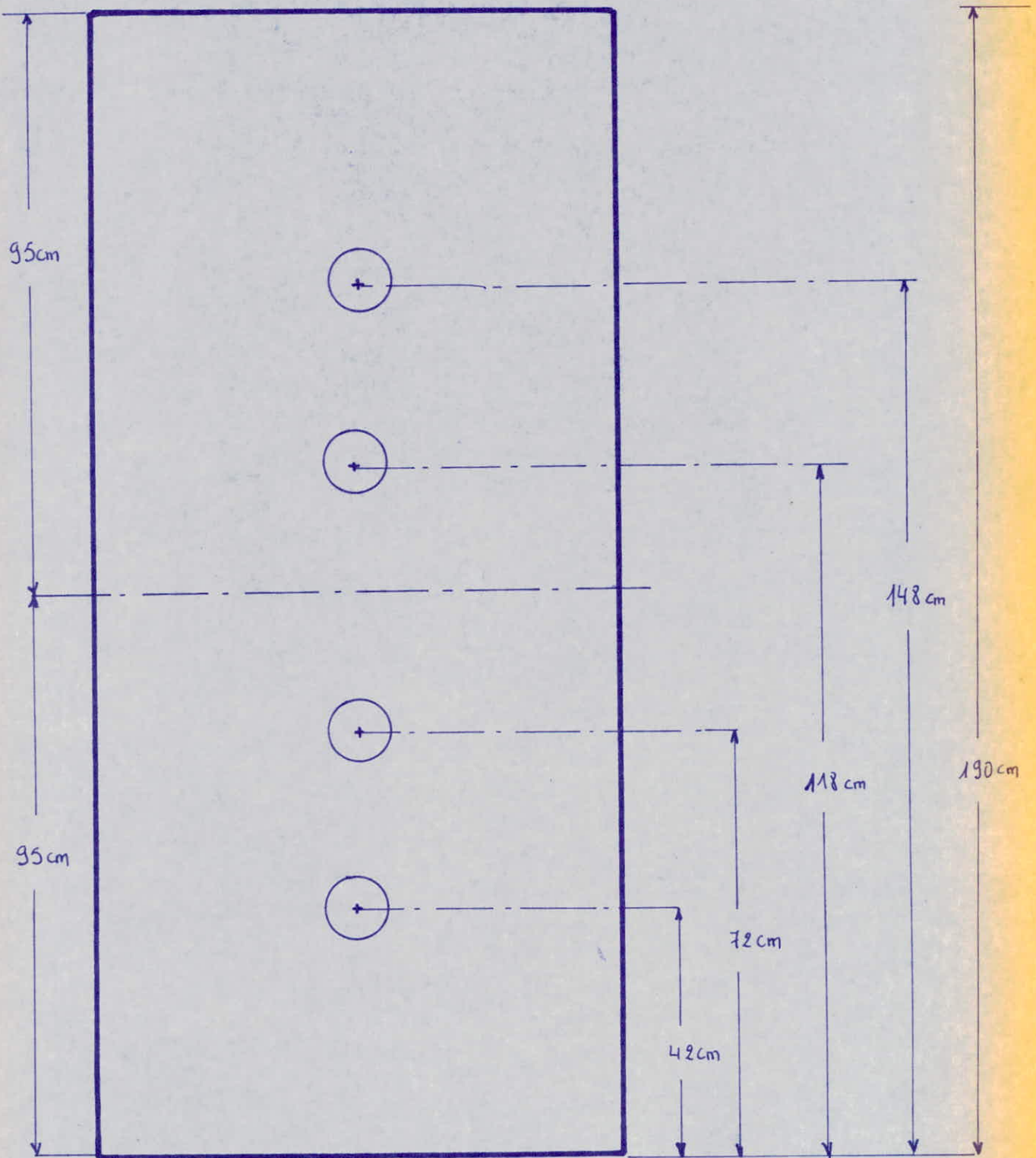
$$\eta = \frac{(1250 + 650) \times (30)^2}{8} = 213,7 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow P \geq 432,826 \text{ t}$$

pour $P = 450 \text{ t}$

$$n = \frac{450}{125} = 3,6 \Rightarrow n = 4 \text{ cables}$$

Les câbles situés à l'about, sont placés de telle manière que leurs centres de gravités, coïncident avec le centre de gravité de la section.



En service les contraintes de precontrainte sont

$$F.S \quad \sigma_p = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e v_s}{i^2} \right) \Rightarrow \sigma_p = -53,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I \quad \sigma'_p = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e v_i}{i^2} \right) \Rightarrow \sigma'_p = +232,5 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par P , N_G , N_Q sont données sous forme de tableau

	Contraintes élémentaires			Contraintes résultantes	
	N_G	N_Q	P	A vide	En charge
F.S	+ 106,25	+ 102,7	-53,35	+ 52,9	+ 155,6
F.I	- 118,78	-114,82	+ 232,5	+ 113,72	- 1,1

Détermination de la valeur minimal de la résistance de rupture σ'_{28} (en service)

$$\sigma'_{28} \geq \frac{155,6}{0,42} = 370,47 \text{ kg/cm}^2$$

on a pris $\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

donc les contraintes sont vérifiées.

Caractéristique géométrique nette de (la poutre + dalle) Section d'about

	B	Z	S _Δ	I _Δ
B, S _Δ , I _Δ (brute)	19410		2138725	314326862,5
cables	171,95	95	16334,908	1839383,288
B, S _Δ , I _Δ (nette)	19238,05		2122390,9	312487479,2

$$Z = \frac{148 + 118 + 72 + 42}{4} = \frac{390}{4} = 95 \text{ cm}$$

$$Bz^2 = \frac{\pi(7,4)^2}{4} [(148)^2 + (118)^2 + (72)^2 + (42)^2] = 1838794,8 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{4\pi d^4}{64} = 588,486 \text{ cm}^4$$

$$I_{\Delta} = I_0 + Bz^2 \text{ (cables)}$$

B (cm ²)	S _Δ (cm ²)	V _i (cm)	V _s (cm)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	ρ
19238	2122390,9	110,3	104,7	78387760,72	4074,6	0,35

Caractéristique géométrique nette (de la poutre + dalle) Section (x = 7,5 m)

	B	Z	S _D	I _Δ
B, S _D , I _Δ (brute)	8850		978445	163 659 569,5
Cables	257,91	16,385	4225,855	86200,95607
B, S _D , I _Δ (nette)	8592,09		974219,1447	163573368,5

$$Z = \frac{7,7 + 7,7 + 22,5 + 10,7 + 27,08 + 22,63}{6} = 16,385 \text{ cm}$$

$$Bz^2 = \frac{\pi (7,4)^2}{4} [2(7,7)^2 + (22,5)^2 + (10,7)^2 + (27,08)^2 + (22,63)^2]$$

$$Bz^2 = 85318,22607 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{6\pi (7,4)^4}{64} = 882,73 \text{ cm}^4$$

$$I_{\Delta} = I_0 + Bz^2 \text{ (cables)}$$

B (cm ²)	S _D (cm ³)	V _i (cm)	V _s (cm)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	g
8592	974219,14	113,4	101,6	53096917,49	6179,8	0,53

relevage des cables

dispositions des cables.

zone centrale: La totalite des cables est place a l'excentricite maximale

zone intermediaire (entre zone mediane et zone d'about)
les cables sont releves progressivement en allant vers l'about.

zone d'about: les cables restant, sortent et sont ances de telle maniere que leurs centres de gravite coincide avec le centre de gravite de la section.

a 1m du point d'emergence, le cable a une partie rectiligne. pour permettre une bonne diffusion de la force de traction.

cables d'about

l'angle de relevage $0^\circ < \alpha < 25^\circ$

la zone de relevage $\frac{L}{4} \leq b \leq \frac{L}{3}$

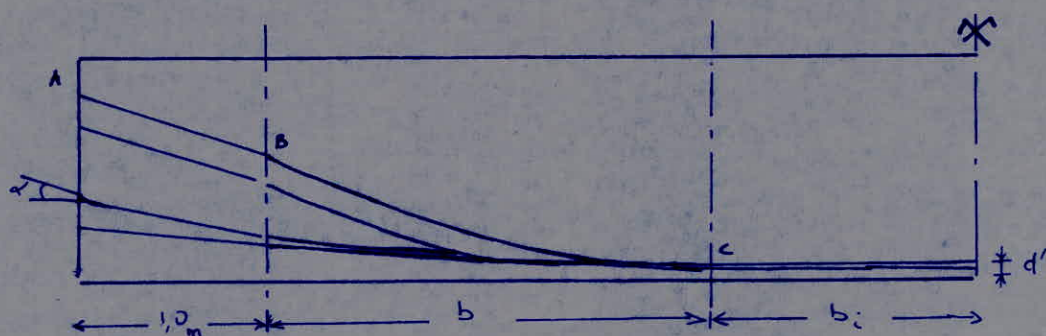
le rayon de courbure des cables $R > 800 \phi$

(ϕ diametre du fil constituant le cable)

cables emergeants

on a adopte un angle de relevage $\alpha = 25^\circ$.

Cables d'about



Les cables présentent une partie parabolique, et une partie rectiligne
 pour la partie parabolique l'équation est de la forme

$$y = ax^2$$

La pente de la parabole doit être égale à la pente de
 la droite.

$$\operatorname{tg} \alpha = 2ax. \quad \text{pour } x = b \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 2ab$$

$$ab^2 = t - d' - AB \sin \alpha$$

$$ab^2 = y - \operatorname{tg} \alpha \cdot b$$

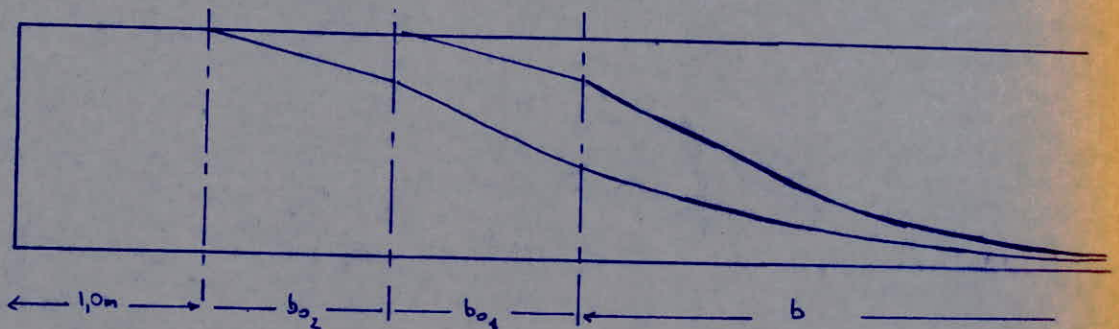
$$\Rightarrow a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2b}$$

$$ab^2 = y - b \operatorname{tg} \alpha$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2b} \\ ab^2 = y - b \operatorname{tg} \alpha \end{array} \right\} \Rightarrow b = \frac{y}{\operatorname{tg} \alpha}$$

$$\Rightarrow b(\text{cm}) = \frac{y}{\operatorname{tg} \alpha} [y - 100 \operatorname{tg} \alpha]$$

$$a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2b}$$

Cables émergents

de même que les câbles d'abouts, les câbles émergents présentent une partie parabolique et une partie rectiligne.

$$y = t' - d'$$

$$y = ax^2 \quad \text{pour } x=b \Rightarrow y = ab^2$$

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

$$tgd = 0,45$$

$$b = \frac{2y}{tgd}$$

$$\text{avec } b_{01} = b_{02} = 1,0 \text{ m.}$$

cables d'about

cables	t (cm)	d' (cm)	Y (cm)	α (°) degré	a. (10 ⁻⁴) (m ⁻¹)	b (m)	b _i (m)
③	148	22,5	125,5	16	2,12	6,75	7,25
④	118	7,7	110,3	9	0,66	11,98	2,08
⑤	72	7,7	64,3	8	0,98	7,15	5,75
⑥	42	7,7	34,3	7	1,71	3,58	10,42

cables e mergeant

cables	t (cm)	d' (cm)	Y'	α (°)	a (10 ⁻⁴) (m ⁻¹)	b (m)	b _e (m)	b _i (m)
①	170	22,5	100,87	25	5,39	4,32	1,0	5,68
②	170	7,7	115,87	25	4,70	4,96	1,0	7,01

au droit de 2 ($X = 14m$)

cables	x_i (m)	a (10^{-4})	α ($^{\circ}$)	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	y_i (cm)	t (cm)
(3)	6,75	2,12	15,971	0,9614	0,2751	96,59	119,09
(4)	10,51	0,66	7,898	0,9905	0,1374	93,77	101,47
(5)	7,15	0,98	7,977	0,9903	0,1387	50,10	57,80
(6)	3,58	1,71	6,980	0,9925	0,1215	21,91	29,616
				3,9347	0,6727		

$$\sum \cos \alpha = 3,9347$$

$$\sum \sin \alpha = 0,6727$$

$$\sum Z: \cos \alpha = 301,632381$$

Sans cable (2) $d' = 95,59$ cm

avec cable (2) $d' = 76,99$ cm

au droit de 1 ($X = 13_m$)

cables	x_i (m)	a_i (10^{-4})	α ($^\circ$)	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	y_i (cm)	t (cm)
③	5,75	2,12	13,70	0,9715	0,2368	70,09	92,59
④	9,51	0,66	7,15	0,9922	0,1245	59,69	67,40
⑤	6,15	0,98	6,87	0,9928	0,1196	37,06	44,76
⑥	2,58	1,71	5,042	0,9961	0,0878	11,38	19,08
②	4,96	4,70	24,99	0,9063	0,4225	115,62	123,327
				4,8589	0,9912		

Sans cable ④ $d' = 76,12$ cm

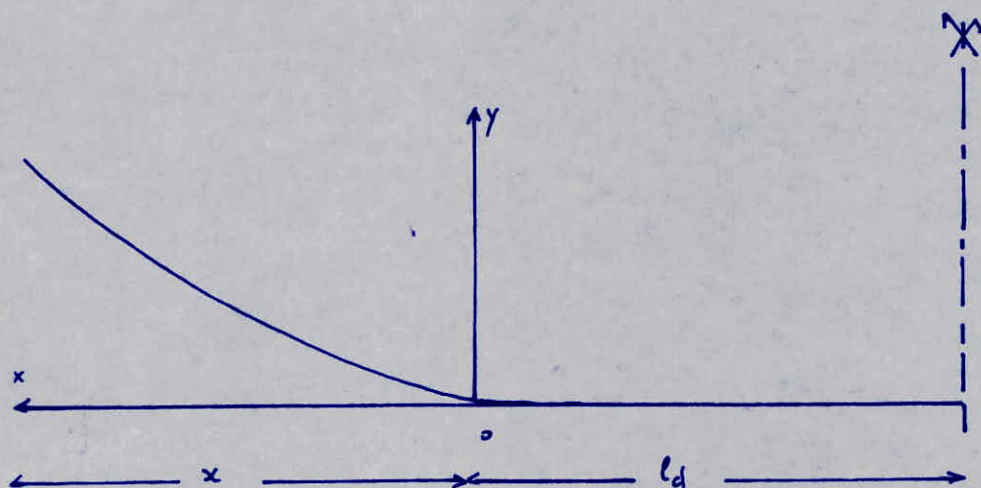
avec cable ④ $d' = 91,767$ cm

a la section $X = 7,5$ m

Cables	X_i (m)	$a \cdot (10^{-4})$	α ($^\circ$)	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	Y_i (cm)	t (cm)
(3)	0,25	2,12	0,6073	0,999943	0,01059	0,13	22,63
(4)	5,42	0,66	4,092	0,99745	0,07136	19,38	27,08
(5)	1,75	0,98	1,9644	0,99941	0,03427	3,0	10,70
(6)	0	1,71	0	1	0	0	7,7
(1)	0	5,39	0	1	0	0	22,5
(2)	0	4,70	0	1	0	0	7,7
				5,9968	0,11622		

	About	$L/4$	$L/2$
I (cm ⁴)	78.387.760,72	53.096.917,49	52.931.233,8
B (cm ²)	19.238	8.592	85,29
S (cm ³)	212.2390,92	974.219,1447	975.184,9
I^2 (cm ⁴)	4074,6	6179,8	6160,45
ρ	0,35	0,53	0,53
V_i (cm)	110,3	113,4	113,49
V_s (cm)	104,7	101,6	101,51
$\Sigma \cos \varphi$	3,9315	5,9968	6
$\Sigma Z_i \cos \varphi$	380	98,2334	75,8
Z (cm)	95	16,38	12,64
e (cm)		97,0	100,85

longueur total des cables



Calcul de l_c .

l'équation de la courbe parabolique étant $y = ax^2$

$$\Rightarrow dy = 2ax dx.$$

$$\text{et } l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx.$$

$$\text{posons } 2ax = \sinh t \quad \Rightarrow dx = \frac{1}{2a} \cosh t dt.$$

$$\text{on aura. } l_c = \int \sqrt{1 + \sinh^2 t} \frac{\cosh t dt}{2a} = \int \frac{\cosh^2 t}{2a} dt$$

après plusieurs transformations, et intégration on aura

l'expression finale.

$$l_c = \frac{1}{4a} \left[\ln (2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2}) + 2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$$

$$l_c = l_c + l_d$$

Cables	a	x	2ax	$\frac{(2ax)^2}{(10^{-5})}$	$\sqrt{1+(2ax)^2}$	$2ax\sqrt{1+(2ax)^2}$	$\ln[(2ax)+\sqrt{1+(2ax)^2}]$	L_c (m)
③	2,12	6,75	0,002862	0,8191	1,000004096	0,002862011	0,002861996	6,75
④	0,66	11,92	0,00157344	0,2475	1,000001238	0,001573441	0,001573439	11,92
⑤	0,98	7,15	0,0014014	0,1963	1,000000982	0,001401401401	0,001401399	7,15
⑥	1,71	3,58	0,0012243	0,1499	1,00000075	0,00122436	0,0012243	3,58
①	5,39	4,32	0,0046569	2,1687	1,000010844	0,00465701	0,004656943	4,32
②	4,70	4,96	0,0046624	2,1737	1,000010869	0,00466245	0,004662583	4,70

fuseaux limites

Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes dans laquelle doit se trouver le centre de pression des forces pour que les sections soient comprimées.

Premier fuseau limite

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction dans

$$e_1 = c - \frac{\pi m}{N}$$

$$\text{avec } c' = e v_s = \frac{i^2}{v_i}$$

$$e_2 = c' - \frac{\pi m}{N}$$

$$\text{avec } c' = e v_i = \frac{i^2}{v_s}$$

deuxième fuseau limite

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte max de compression reste inférieur ou égale à $(\bar{\sigma})$

$$s = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) c' - \frac{\pi m}{N}$$

$$s' = - \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) c - \frac{\pi m}{N}$$

Cable équivalent

On assimile l'ensemble des câbles, à un câble fictif qui devra se trouver à l'intérieur du fuseau limite

	ABout	$L/4$	$L/2$
Π_m	/	415	554
ΔM	/	491,2	535,54
N	477,67	728,61	729
$\frac{\Pi_m}{z}$	/	0,5700	0,7599
$\frac{\Delta M}{z}$	/	0,6735	1,4945
$c_{(m)}$	0,38605	0,5384	0,5380
$c'_{(m)}$	- 0,36645	- 0,6010	- 0,6014
$e_{1(m)}$	0,38605	0,1351	0,9565
$e_{2(m)}$	- 0,36645	- 1,1712	- 1,3609
$c_{(m)}$		- 0,97	- 1,0085

pour toutes les sections considérées, $e_2 < e < e_1$

donc le cable équivalent est à l'intérieur du 1^{er} fuseau limite

	ABOUT	$L/4$	$L/2$
$B \text{ (cm}^2\text{)}$	19.238	8.598	85.29
$N \text{ (kg)}$	477670,0	728610,0	729000,0
$C \text{ (cm)}$	38,605	53,84	53,80
$C' \text{ (cm)}$	- 36,645	- 60,10	- 60,14
$\frac{\eta_m}{N}$	-		
$\frac{\eta_n}{N}$	-		
$\bar{e} \frac{B}{N}$ (cm)	6,650	1,980	1,965
$S \text{ (cm)}$	207,044	- 8,25	- 91,415
$S' \text{ (cm)}$	- 218,118	- 109,78	- 127,907

pour toute section considérée $s' < e < s$

donc le cable equivalent est a l'interieur du 2^e fuseau limite en traçant, le 1^{er} fuseau et le 2^e fuseau limite, nous remarquons que le cable equivalent est a l'interieur de la partie commune aux deux fuseaux limites.

Pertes et chutes de tension

Pertes instantanées

- Frottement
- Recul d'ancrage
- raccourcissement instantané du béton.

Pertes différées

- Fluage du béton
- retrait du béton
- Relaxation des aciers.

Pertes instantanées

1) frottement

dans les parties courbes de la gaine, le câble tend à se mettre en ligne droite, il en résulte un frottement entre le câble et la gaine, ce frottement donne lieu à une réaction qui s'oppose au mouvement.

La force de traction compte tenu des déviations angulaires en radian: $P = P_0 e^{-f\alpha}$.

si on tient compte du coefficient de perte en ligne λ
on aura $P = P_0 e^{-(f\alpha + \lambda l)}$

on ne prend que les deux 1^{er} termes du développement de la fonction exponentielle. on aura

$$\Delta \sigma_1 = (f\alpha + \lambda l) \sigma_0 \quad (\alpha \text{ en rad})$$

2) Recul d'ancrage

Lors de l'enfoncement de l'appareil d'ancrage il y a réduction de la tension au voisinage de l'ancrage. La longueur (x) de la zone d'influence de ce type de perte est donnée par la relation :

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta \sigma(x) dx.$$

si on tient compte du frottement sur la longueur (x)

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 \left(f \cdot \frac{x}{2} + 1 \right)}} = \sqrt{\frac{g \cdot E_a \cdot l}{\Delta \sigma_1}}$$

on a $\Delta \sigma_2 = 2 \sigma_1 \frac{x}{l}$

3) raccourcissement instantané du béton

La mise en tension des câbles n'est pas simultanée, mais successive. ceci entraîne le raccourcissement instantané du béton au fur et à mesure de la mise en tension des câbles. Ces derniers étant identiques le raccourcissement unitaire sera $\frac{\epsilon_i}{n}$

$$\Delta \sigma_3 = \frac{\epsilon_i}{n} \cdot E_a \cdot A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1]$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_3 = \frac{1}{2} (n-1) \frac{E_a}{\epsilon_i} \sigma_{ij}$$

Pertes différées

4) Fluage du béton

Le béton se déforme dans le temps sous l'action d'une contrainte constante et permanente.

Il s'agit d'un phénomène complexe et difficile à isoler puisqu'en l'absence de charges les dimensions du béton varient en raison du retrait.

expérimentalement on constate que la totalité des déformations due au fluage vaut le double de la déformation instantanée $\epsilon_{ff} = 2 \epsilon_i$

$$\Delta \sigma_u = 2 \sigma_b \cdot \frac{E_a}{E_i}$$

5) Retrait du béton

Le durcissement du béton, s'accompagne de transformation chimique, qui provoquent un raccourcissement. ce retrait est influencé aussi par l'évaporation.

$$\Delta \sigma_s = \epsilon_r \cdot E_a$$

ϵ_r : déformation de retrait

6) Relaxation des aciers

La relaxation des aciers est une perte de tension de l'acier dans le temps à longueur constante, elle se manifeste que pour des contraintes dépassant de 55% R_G .

PERTES INSTANTANÉES

$$\Delta \sigma_1 = (f\alpha + \Psi l_t) \sigma_0$$

$$f = 0,18$$

$$\Psi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

$$\sigma_0 = 14940 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha^\circ = \frac{\alpha \times \pi}{180} = \alpha \text{ (rad)}$$

cables	③	④	⑤	⑥	①	②
α°	16	9	8	7	25	25
$\alpha \text{ (rad)}$	0,27911	0,157	0,13956	0,12211	0,43611	0,43611
$l_t \text{ (m)}$	15,04	13,60	13,89	14,99	11,10	13,10
$f \cdot \alpha$	0,0502398	0,02826	0,02512	0,02198	0,0785	0,0785
$\Psi \cdot l_t$	0,03008	0,0272	0,02778	0,02998	0,0222	0,0262
$\Delta \sigma_1$	1199,98	828,57	720,326	776,28	1504,45	1564,2
	881,3				1534,325	
$\Delta \sigma_1 \text{ (moyen)}$	1208 kg/cm ²					

emergence de ①

cables	③	④	⑤	⑥	⑧
α°	13,70	7,15	6,87	5,042	24,99
$\alpha^{(rd)}$	0,2391	0,1247	0,1199	0,0879	0,43611
$l_t (m)$	13	11,59	11,90	13	13,10
ΔE_i	1031,42	681,65	1013,35	624,82	1564,21

emergence de ②

cables	③	④	⑤	⑥
$\alpha^{(o)}$	15,971	7,898	7,977	6,980
$\alpha^{(rd)}$	0,2787	0,1378	0,1392	0,1218
$l_t (m)$	14	12,59	12,9	14
ΔE_i	1167,80	746,76	759,78	745,86

recul d'ancrage

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot l_t \cdot E_a}{\Delta \sigma_1}}$$

$$E_a = 190.000$$

$$g = 5 \text{ mm}$$

$$\Delta \sigma_2 = 2 \Delta \sigma_1 \frac{x}{l_t}$$

Cables	x à l'about	$\Delta \sigma_{20}$	x au droit de ②	$\Delta \sigma_{22}$	x au droit de ⑩	$\Delta \sigma_{21}$
③	3,45	550	3,37	563	3,46	549
④	3,94	481,1	4	474,7	4,01	471,68
⑤	4,086	464	4,01	473,3	3,34	568,8
⑥	4,28	443,6	4,22	450	4,44	427,3
①	—	—	—	—	2,82	673,6
②	—	—	—	—	—	—

raccourcissement

elle est estimée à 3 kg/mm^2

$$\Delta \sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

* Les pertes instantanées $\Delta \sigma_i = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3$

$$\Delta \sigma_i = 2537,6 \text{ kg/cm}^2$$

Les pertes totales : $\Delta \sigma_i + \Delta \sigma_{cl} = \Delta \sigma$

$$\Delta \sigma = 3321,5 \text{ kg/cm}^2$$

les pertes totales ont été estimées à 25% de σ_0 .

or après les calculs on remarque qu'elles ne sont que de

22%. avec $\Delta \sigma_3$ estimé seulement, en fin de compte les pertes totales sont de 20% seulement.

Pertes differees relaxation des aciers

$$R_{1000} = 2,5 \% \quad \text{et} \quad R_{3000} = 3,0 \%$$

$$\Delta p = 10887 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_c = 18670 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad 0,55 R_c = 10268,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta p < 0,55 R_c \Rightarrow \Delta \sigma_c = 0$$

fluage

$$\sigma'_b \text{ est le time } a \quad \sigma'_b = 0,42 \times 400 \times 2,7 = 117,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 21000 \sqrt{\sigma'_j} = 622960 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{car } \sigma'_j = 2,2 \times \sigma'_{28} = 880 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_u = 2 \times 117,6 \times \frac{190.000}{62296} = 717,3 \text{ kg/cm}^2$$

retrait

$$\epsilon_r = 3,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_s = 3,5 \times 10^{-4} \times 190.000 = 66,5 \text{ kg/cm}^2$$

* les Pertes differees

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_c + \Delta \sigma_s + \Delta \sigma_u$$

$$\Delta \sigma_d = 783,8 \text{ kg/cm}^2$$

mise en tension

Nous donneront dans cette partie, uniquement les différents phases de la construction d'un tablier.

pour la mise en place et le retrait des systèmes de soutènement provisoire, nous détaillerons ceci dans une autre partie.

notre poutre étant coulé sur les piles.

le soutènement est nécessaire.

PHASE 1

- COULAGE de la poutre
- décoffrage
- 1^{er} mise en tension

les câbles (6), (5) sont tirés à 100%

les câbles (3), (4) sont tirés à 50%

PHASE 2

- 2^e mise en tension des câbles d'about.
- (3), (4) sont tirés à 50% encore
- coulage des entretôises.
- mise en tension des câbles des entretôises
- pose sur appuis définitifs

PHASE 3

- mise en place des PRÉdalles.
- COULAGE du hourdis
- mise en tension des câbles relevés (1) (2)
à 100%.

PHASE 4

- COULAGE des Bordures du Tablier
- mise en place du BALLAST, Revêtement, RAILS,
- FINITIONS

PHASE 5

- on applique les surcharges,
- le pont étant en phase de service

verification des contraintes normales

on verifie les contraintes, qui apparaissent au cours de différentes phases de la construction.

determination de la contrainte initiale.

avant la mise en tension des cables, la contrainte initiale moyenne est egale a la contrainte de service plus la somme des penes totale.

$$\sigma_0 = 10887 + 3321 = \underline{\underline{14208 \text{ kg/cm}^2}}$$

PHASE 1

Precontraintes des cables disposés a l'about.

$$N_1 = 14208 \times 3 \times 11,16 = 475.683,8 \text{ kg}$$

contraintes engendrées par la precontrainte.

$$\text{F.S. } \sigma_p = -82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. } \sigma'_p = +179,65 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes dues au poids propre de la poutre

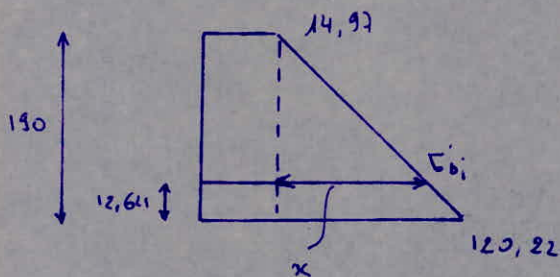
$$\text{F.S. } \sigma'_0 = +97,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. } \sigma''_0 = -59,47 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives

$$F.S \quad \sigma = + 14,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I \quad \sigma' = + 120,22 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluation de la contrainte due au raccourcissement du béton au niveau du c.d.g

$$x = \frac{(120,22 - 14,97)(190 - 12,64)}{190} = 98,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_{bi} = 98,3 + 14,97 = 113,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_3 = \frac{113,2 \times 190.000}{2 \times 62296} = 172,6 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow Les pertes instantanées sont $\Delta \sigma_i = 2410,2 \text{ kg/cm}^2$

entre les deux phases, il y a une perte de tension qui est estimée au $\frac{1}{3}$ des pertes totales, ou plutôt au $\frac{1}{3}$ de la perte différée, car les pertes instantanées se sont déjà dissipées.

$$F.S \quad \sigma_p = -57,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$r.I \quad \sigma'_p = +248,18 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes dues au poids propre du tablier

$$\sigma_0 = 106,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_0 = -118,78 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes effectives

$$\sigma = +48,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = +129,4 \text{ kg/cm}^2$$

entre la phase (4) et (5) les câbles émergents consomment leurs parts différenciées. d'où le nouveau jeu de précontraintes sera.

$$N_4 = 740643,7 - 11658,48 = 728985,22 \text{ kg.}$$

on remarquera que N_4 est sensiblement égale à la force de précontrainte prise en compte dans la phase en service est calculé précédemment. Lors du calcul du nb de câbles nécessaires.

Contraintes résiduelles au point différencés.

$$\sigma = 11670,4 - \frac{783,5}{3} = 11409,2 \text{ kg/cm}^2$$

Juste avant la 2^e phase on aura donc une force de précontrainte : $N_1 = 381980 \text{ kg}$.

PHASE 2

à la deuxième mise en tension des deux câbles (3) et (4) on aura une force de précontrainte.

$$N_2 = 381980 + 127326,6 = 509306,6 \text{ kg}$$

les contraintes engendrés par la précontrainte

F.S $\sigma_p = -88,4 \text{ kg/cm}^2$

F.I $\sigma'_p = +192,8 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes dues au poids propre de la poutre

F.S $\sigma_c = +59,47 \text{ kg/cm}^2$

F.I $\sigma'_c = -59,47 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes effectives

$$\sigma = +9,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = +133,33 \text{ kg/cm}^2$$

entre la phase (2) et (3) nous avons une nouvelle perte estimée au $\frac{1}{3}$ de perte différée.

$$N'_2 = 509306,6 - 11658,5 = 497648,1 \text{ kJ}$$

le ferrailage et le coulage des entraits, la pose de la dalle, le ferrailage du le coulage du hourdis étant fait. on mettra en tension les câbles (1) et (2). après avoir attendu le durcissement du béton cela va sans dire.

La dalle ne participera pas à la résistance, mais provoquera un surplus de charges.

Les caractéristiques à prendre en compte, seront toujours ceux de la poutre seule.

PHASE 3

$$N_3 = 497648,1 + 260483,3 = 758131,4 \text{ kJ}$$

• contraintes engendrées par la précontrainte

$$\text{F. S} \quad \sigma_p = -59,50 \text{ kJ/cm}^2$$

$$\text{F. I} \quad \sigma'_p = +257, \text{ kJ/cm}^2$$

contraintes dues au poids propre de la poutre

$$\text{F. S} : \quad \sigma_c = 97,47 \text{ kJ/cm}^2$$

$$\text{F. I} : \quad \sigma'_c = -59,47 \text{ kJ/cm}^2$$

Contraintes engendrées par la dalle, predalle, entretoise.

$$\sigma_d = 42,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_d = -25,87 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives.

$$\text{F. S : } \sigma = +80,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F. I : } \sigma' = +171,66 \text{ kg/cm}^2$$

entre la phase (3) et (4). Les câbles d'about auront une perte de $\frac{1}{3}$ des pertes diffuses, et les câbles émergents auront une perte estimée au $\frac{1}{3}$ des pertes diffuses.

en fin de compte les câbles d'about auront consommés toutes leurs pertes diffuses.

on retranchera donc $\frac{2}{3}$ de la contrainte N_3

$$N'_3 = 758131,4 - 17487,7 = 740643,7 \text{ kg}$$

PHASE 4

contraintes engendrées par la précontrainte.

les caractéristiques à prendre en compte seront ceux de la (poutre+dalle).

et poids propre de la superstructure $\Rightarrow P = 554 \text{ t.m}$.

Phase 5contraintes dues au surcharge ($q_s = 535,5 \text{ t.m}$)

$$\sigma_s = 102,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = -114,82 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives.

$$F.S : \sigma = +151,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma' = +14,58 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes normales dans la section d'appui (en service)

les caractéristiques seront celles de la poutre + dalle

les contraintes sont dues uniquement à la précontrainte

les moments de flexion étant nuls à l'appui

$$\sigma_p = -57,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_p = +138,07 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes normales de la section d'appui (en construction)

$$\sigma_p = -50,23 \text{ kg/cm}^2$$

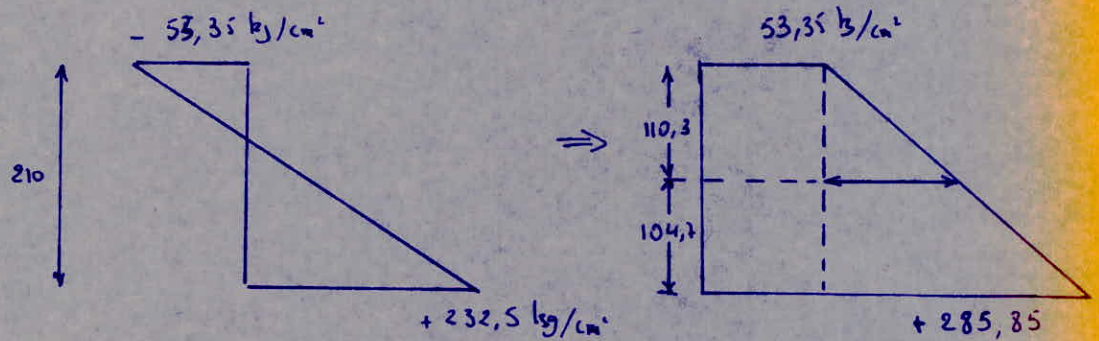
$$\sigma'_p = +111,3 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_s (à l'about)

du à la précontrainte seulement, les moments de flexion étant nuls sur appuis.

$$F.S: \sigma_p = -53,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_p' = +232,5 \text{ kg/cm}^2$$



au niveau du centre de gravité on aura

$$\sigma_c = 232,5 \times \frac{110,3}{210} = 122,11 \text{ kg/cm}^2$$

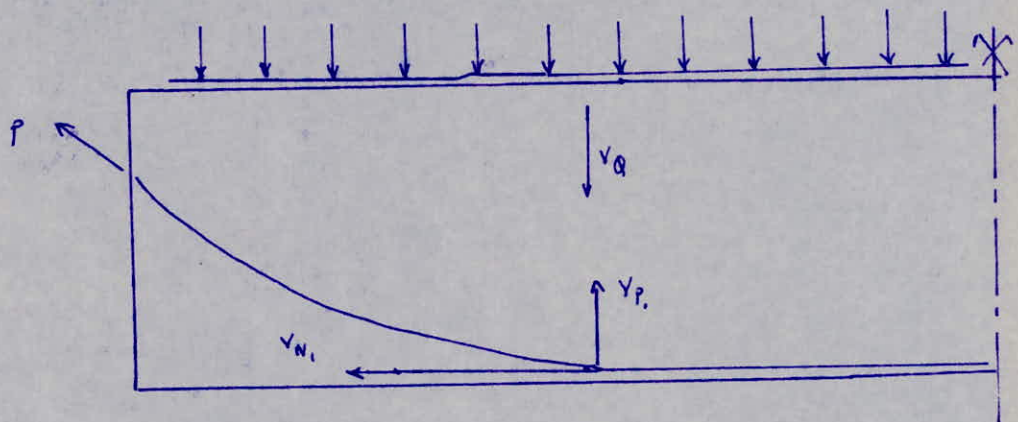
verification des contraintes tangentes

Le relevage de cables introduit deux composantes pour le floc de precontrainte.

$$N_p = \sum P \cos \alpha$$

$$V_p = \sum P \sin \alpha$$

nous avons aussi l'effet tranchant du au sollicitation exterieur. (V_Q)



Verticalement nous avons un effet tranchant result

$$V_R = V_Q - V_p$$

nous faisons la verification dans la section d'about pour les cas a vide, et en charge.

$$V_p = 84,187 \text{ t}$$

* a vide : $T_{eg} = 73910 - 84187 = -10277 \text{ kg}$.

$$z = 4,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{z} = 21,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{z} = 21,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{z}_2 = \frac{168}{13,02} (168 - 122,11) (13,02 + 122,11) = 480,58$$

$$\bar{z}_2 = \frac{\sigma_{II}}{\sigma'} (\bar{z} - z') (\bar{z}' + z')$$

La contrainte de cisaillement admissible \bar{z} est donnée par

$$+ \text{ en charge : } z = \frac{63253}{80,6 \times 178,4} = 4,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \text{ aide : } z = \frac{-10277}{80,6 \times 178,4} = -0,714 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow z = \frac{S}{I} = 178,4 \text{ cm}$$

$$S = 439395,98 \text{ cm}^3$$

$$\text{âme : } (88 \times (104,7 - 25)) z = 139745,98$$

$$\text{classe : } (25 \times 130 (104,7 - \frac{z}{2})) = 299650$$

au-dessus au centre de gravité (par rapport à G)

Soit S = moment statique de la partie de la poutre de la section située

$$I = 78387760,72 \text{ cm}^4$$

$$\text{de la gaine } \Rightarrow b_0 = 88 - 2 \times 4 = 80,6 \text{ cm}$$

Soit b_0 : largeur nette de l'âme, de l'entonnoir fait du diamètre

$$z = \frac{T_g S}{T_g} = \frac{b_0 I}{T_g} \text{ avec } z = \frac{S}{I}$$

La valeur de la contrainte de cisaillement est donnée par

$$T_g = 73910 + 73530 - 84187 = 63253 \text{ kg}$$

* En charge

verification a la rupture

Rupture en flexion

Securite par rapport au beton

$$\sigma_m + 1,8 \Delta \sigma \leq 0,7 \sigma_{RB}$$

$$h_0 = 210 - 12,64 = 197,36 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{RB, (ame)} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$$

$$= 0,35 \times (22) (197,36) \times 400 = 119962986,4 \text{ kg. cm.}$$

$$\sigma_{RB_2} (\text{hourdis}) = \min \begin{cases} 0,8 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_{21} \\ 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma_{21} \end{cases}$$

$$\sigma_{RB_2} (\text{hourdis}) = \min \begin{cases} 0,8 (130 - 22) (20) (197,36 - 10) \times 400 \\ 0,35 (130 - 22) (197,36)^2 \times 400 \end{cases}$$

$$\sigma_{RB_2} (\text{hourdis}) = \min (129.503.232 ; 588.938.660,4)$$

$$\sigma_{RB_2} (\text{hourdis}) = 129.503.232 \text{ kg. cm.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{RB} = \sigma_{RB_1} + \sigma_{RB_2} = 249.472.218,4 \text{ kg. cm}$$

$$\sigma \sigma_m = 554 \text{ t.m} = 554.00000 \text{ kg. cm.}$$

$$\Delta \sigma = 535,54 \text{ t.m} = 53554000 \text{ kg. cm.}$$

$$\Rightarrow \sigma_m + 1,8 \Delta \sigma = 151.797.200 \text{ kg. cm.}$$

et $0,7 \eta_{RB} = 174.630.552,9 \text{ kg} \cdot \text{cm}$.

$$\Rightarrow 0,7 \eta_{RB} > \eta_m + 1,8 \Delta \eta \quad (\text{OK})$$

Sécurité par rapport à l'acier

$$\eta_m + 1,8 \Delta \eta \leq \begin{cases} 0,7 \eta_{RA} & \text{si } \eta_f < \eta_{RA} \\ 0,8 \eta_{RA} & \text{si } \eta_f \geq \eta_{RA} \end{cases}$$

Soit η_{RA} : moment de rupture de l'acier = $0,9 h \cdot A_p \cdot R_s$.

avec A_p : section cable. = $6 \times 11,6 = 69,6 \text{ cm}^2$

R_s : 18670 kg/cm^2

$h = 197,36 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow \eta_{RA} = 222.055.435,8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Moment de fissuration. $\eta_f = \frac{\sigma \cdot I}{v_i}$

η_f provoque sur la fibre inférieure une contrainte résultante

$$2 \cdot \sigma'_n = 2 \times 31 = 62 \text{ kg/cm}^2$$

et la contrainte de compression due à la précontrainte

est de $\sigma_p = 232,5 \text{ kg/cm}^2$

donc la contrainte élémentaire $\sigma_i = 232,5 + 62$

$$\sigma_i = 294,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \eta_f = \frac{294,5 \times 52931233,8}{113,49} = 137.353.496,8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow \eta_{RA} > \eta_f$$

$$N_m + 1,8 \Delta N = 151.797.200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$0,7 N_{KA} = 155.438.805 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{on a bien } N_m + 1,8 \Delta N < 0,7 N_{KA}$$

donc la sécurité par rapport au béton et aux aciers est assurée.

Rupture par l'effort Tranchant

l'effort tranchant des surcharges majoré par le coef (1,8)

$$1,8 \times 73530 = 132354 \text{ kg}$$

l'effort tranchant réduit est

$$132354 - 73530 = 58824 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow 58824 + 84187 = 143011 \text{ kg}$$

La contrainte Z passe de 4,4 à $4,4 \times \frac{143011}{84.187} = 7,47 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte σ due, sur appui, à la seule précontrainte

ne change pas $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$

on a donc

$$\tan 2\alpha = \frac{2Z}{\sigma} = \frac{2 \times 7,47}{80} = 0,186$$

$$\Rightarrow 2\alpha = 10,58^\circ$$

La contrainte de compression des bielles de béton peut-êtré évaluée par la formule:

$$\sigma = \frac{2Z}{\sin 2\alpha} = \frac{2 \times 7,47}{0,183} = 81,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < 0,5\sigma_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Ferrailage de la poutre

Armatures transversales

Les armatures doivent résister à l'effort tranchant compte tenu de l'action des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles.

Soit α l'angle de ces fissures.

$$\tan \alpha = \frac{2Z}{b} = \frac{2 \times 4,4}{80} = 0,11$$

$$\alpha = 3^\circ \quad \Rightarrow \quad \tan \alpha = 0,05$$

$$\bar{\sigma}_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Z}{z} \right)^2 \right] \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{sans reprise de bétonnage})$$

$$\bar{\sigma}_a = 4156,63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec } e_a = 0,98967$$

l'espacement minimal \bar{E} des cadres est donné par la formule

$$\bar{E} = \frac{\bar{\sigma}_a \times A_t \times z}{T_R \times \tan \alpha}$$

$$\Rightarrow \bar{E} = \frac{4156,63 \times 2,26 \times 178,4}{63253 \times 0,05} = 529,9 \text{ cm}$$

La valeur de \bar{E} étant limitée par la plus petite des trois valeurs suivantes :

zone d'about

généralement la poutre est plus épanouie dans la zone d'about que dans la zone médiane.

L'épanouissement de la poutre permet une bonne disposition des corps d'ancrages et de leurs frettages.

elle permet un meilleur équilibre de la bielle d'appui et une meilleure répartition des contraintes dans la zone de régularisation.

La précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application.

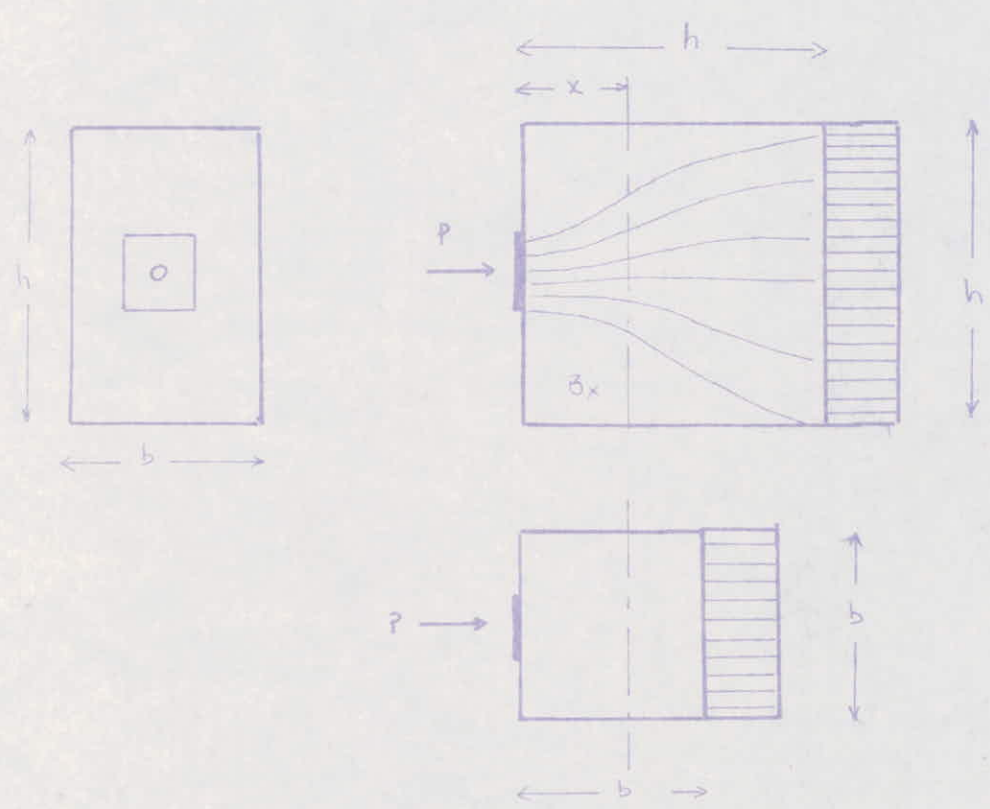
cette distance est appelée zone de régularisation des contraintes.

cette zone correspond à l'épanouissement des contraintes et se trouve être le siège d'effets complexes.

diffusion de l'effort

l'ancrage de l'armature occupe généralement une faible partie de l'about de poutre.

la zone de régularisation des contraintes sur les deux plans perpendiculaires de référence, a une dimension différente.



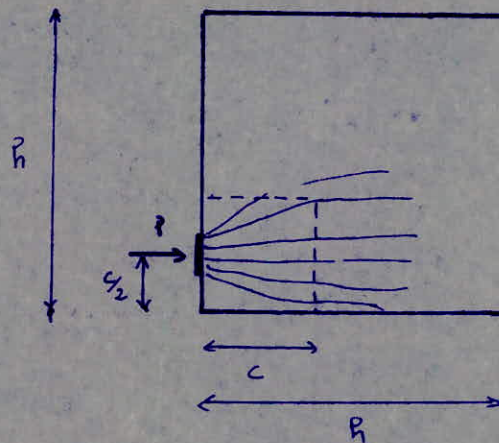
La contrainte moyenne du béton dans la section droite σ_x s'exprime par $\sigma = \frac{P}{B_x}$.

Effort excentré sur l'about de poutre

Les effets transversaux de traction peuvent être limités à l'intersection du prisme équivalent de longueur c en désignant par $\frac{c}{2}$ la distance de l'axe de l'ancrage à la face la plus proche de la poutre.

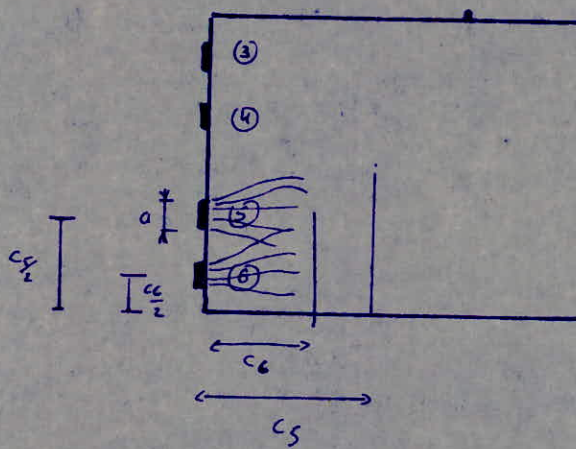
(a) avant la dimension de l'ancrage dans le plan vertical la résultante des effets transversaux de traction. Soit

$$F_t = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c} \right)$$



dans le cas de plusieurs ancrages ou ams

$$F_i = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c_i} \right)$$



$$\frac{c_6}{2} = \frac{42}{2} = 21 \text{ cm}$$

$$\frac{c_5}{2} = \frac{72}{2} = 36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_6 = 42 \text{ cm}$$

$$c_5 = 72 \text{ cm}$$

pour un ancrage circulaire

$$a = \sqrt{\frac{\pi (26)^2}{4}} = 23 \text{ cm}$$

$$P = 121,5 \text{ t}$$

$$P_{\text{max}} = 133,65 \text{ t}$$

$$\Rightarrow F_6 = 0,3 (133,65) \times \left(1 - \frac{23}{42} \right) = 18,135 \text{ t}$$

$$F_5 = 0,3 (133,65) \times \left(1 - \frac{23}{72} \right) = 27,280 \text{ t}$$

Les armatures reprenant l'effort.

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{27286}{2800} = 9,745 \text{ cm}^2$$

nous adopterons 9 HA12 (10,2 cm²)

des efforts secondaires de traction ou d'éclatement qui apparaissent au dessus et au dessous de l'ancrage sont repris par des aciers doux de faible diamètre mais suffisamment serrés, ils sont sous forme de (U)

on prévoit sous les ancrages un frettage autour du logement de l'armature de précontrainte qui devra reprendre l'effort de 0,04 P.

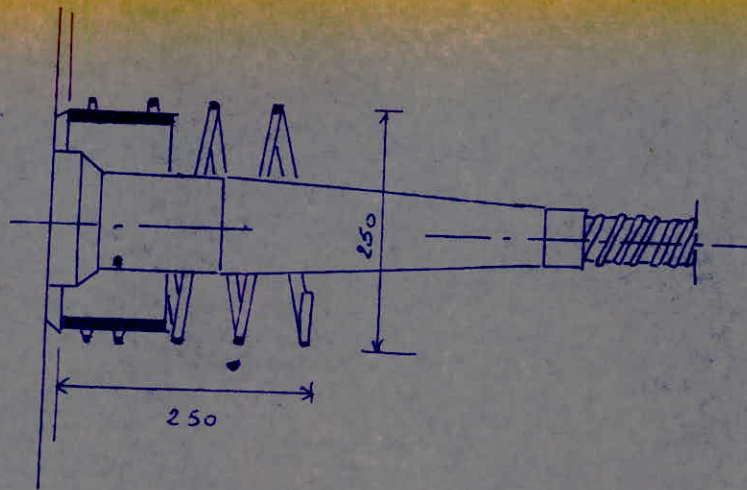
$$P = 121,5 \times 4 = 486 \text{ t.}$$

$$0,04 P = 19440 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow A = \frac{19440}{2800} = 6,94 \text{ cm}^2$$

on adoptera 7 HA12 (7,96 cm²)

pour assurer une bonne diffusion de la précontrainte dans le plan, il faut que les armatures aient une section suffisante et d'après le CCBA 68, le rapport de volume des frettes au volume total de la partie frettée doit être supérieur à $\frac{6}{1000}$.



Volume des futes: $V = 6,94 \times \frac{25 \times \pi}{2} = 272,395 \text{ cm}^3$

Volume du beton: $V' = \frac{\pi \times (25)^2}{4} \times 25 = 12265,625$

$$\frac{V}{V'} = 0,022 \quad \frac{V'}{V} > 0,006$$

Vérification des contraintes

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

pour la contrainte max sous l'auçage on admettra

$$\sigma = \frac{1}{1,6} \sigma_j'(K)$$

Si nous procédons par la règle des résultantes successives.
qui est une règle empirique approximative.

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 26 \text{ cm} = a_2 \\ b_1 = 30 \text{ cm} \text{ et } b_2 = 88 \end{array} \right\} K_3 = K_4 = K_5 = K_6 = 1,56$$

$$\bar{\sigma}'_{lin} = \frac{1}{1,6} \times 400 \times 1,56 = 390 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{calcul de } J = \frac{\pi}{4} ((26)^4 - (7,4)^4) = 487,9 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{F}{J} = 273,9$$

$$\bar{\sigma} < \bar{\sigma}' \quad (\text{OK})$$

Armatures de talon.

des armatures supplémentaires seront prévues à chaque extrémité des talons, pour reprendre l'effort tranchant maximum diminué de la force de précontrainte du câble à l'aplomb.

$$\left. \begin{array}{l} T_{\max} = 147,44 \text{ t} \\ P = 121,5 \text{ t} \end{array} \right\} V = 25,94 \text{ t}$$

la section d'acier nécessaire sera

$$A = \frac{25940}{2800} = 9,26 \text{ cm}^2$$

on adoptera. 9HA 12 (10,17) cm²

recapitulation ferrailage poutre

zone d'about :

9 HA 12

7 HA 12

9 HA 12 (talon)

Zone courante

armatures longitudinales $A_l = 8 \text{ HA } 12$

armatures transversales $A_t = 6 \text{ HA } 12$

\Rightarrow 3 cadres HA 12

l'espacement $t = 20 \text{ cm.}$

entretoises

Les entretoises sont des éléments horizontaux, normaux à l'axe longitudinal du pont. Elles solidarissent les poutres entre-elles. Leurs rôles principaux, et d'assurer l'indéformabilité de la section transversale de l'ouvrage.

nous avons 5 entretoises, deux d'about et (3) intermédiaires. nous allons faire le calcul pour une entretoise d'about (sous poids propre et surcharges) et (vainage)

Dimensionnement des entretoises.

La hauteur de l'entretoise sera égale à la hauteur de la poutre diminuée de la hauteur du talon.

$$h_e = 190 - 40 = 150 \text{ cm.}$$

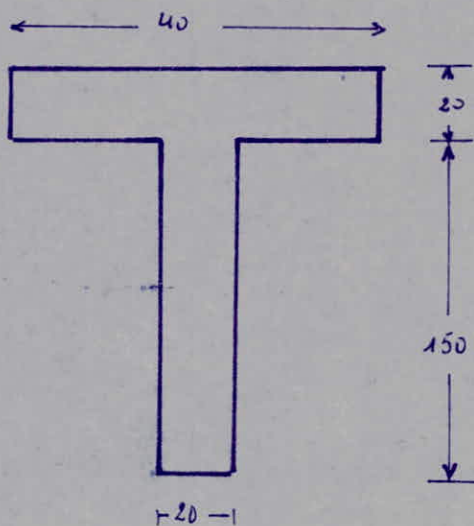
b_0 sera pris égale à celui de la poutre $\Rightarrow b_0 = 22 \text{ cm.}$

La table de compression devant satisfaire l'égalité suivante

$$b_1 = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b_2 = \frac{L}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 40 \text{ cm.}$$

$$b = \min(b_1, b_2)$$

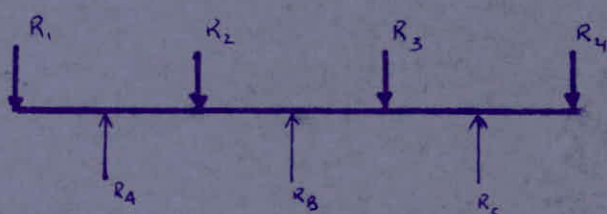


ENTRETOISE d'about

Lors d'un changement éventuel d'appareils d'appuis usés
on souleuvre l'ouvrage par veinage.

on mettra les veines sous les entretoises.

Lors du veinage, il y a transmission par l'intermédiaire
de poutres, une réaction (R) à l'entretoise.



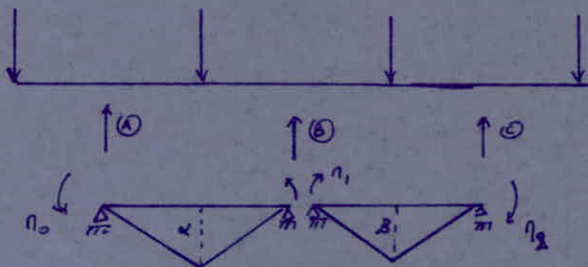
Les réactions R_A , R_B , R_C représentent les réactions des veines

$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = \frac{P}{2} \quad \text{q} \quad 1,32 = \frac{591,36}{2} \times 0,25 \times 1,32 = 97,5 \text{ t}$$

Les veines choisies ont une capacité portante de 100 kdaN

Calcul des efforts (N e T) : (méthode des 3 moments)

$$\eta_{i-1} l_i + 2 \eta_i (l_i + l_{i+1}) + \eta_{i+1} l_{i+1} = - \frac{C}{EI} \left(\frac{R_i a_i}{l_i} + \frac{R_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$



$$\beta = \alpha = R \cdot \frac{l}{4} \quad \text{et} \quad \eta_0 = \eta_2 = - R_1 \times \frac{l}{2}$$

$$\eta_0 = \eta_2 = -97,5 \times \frac{1,30}{2} = -63,37 \text{ t.m.}$$

pour $i=1$

$$\eta_0 l_1 + 2\eta_1 (l_1 + l_2) + \eta_2 l_2 = -\frac{C}{EI} \left(\frac{R_2 l_1^2}{8} \times \frac{l_1}{2} \times \frac{1}{l} + \frac{R_3 l_2^2}{8} \times \frac{l_2}{2} \times \frac{1}{l} \right)$$

$$\Rightarrow \eta_0 + 4\eta_1 + \eta_2 = -\frac{6l}{16EI} [R_2 + R_3] = -\frac{12l}{16EI} R$$

pour $i=2$

$$\eta_1 l_2 + 2\eta_2 (l_2) = -\frac{C}{EI} \left(\frac{R_3 l_2^2}{8} \times \frac{l_2}{2} \times \frac{1}{l} \right)$$

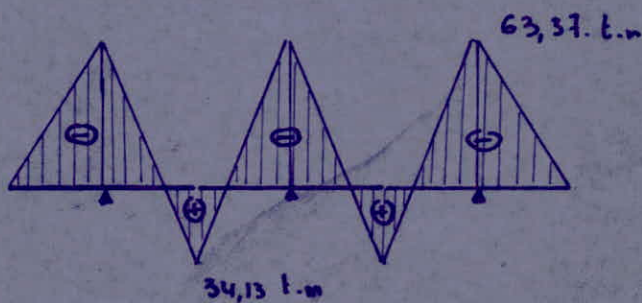
$$\eta_1 + 2\eta_2 = -\frac{6l}{16EI} [R_3] = -\frac{6lR}{16EI}$$

on a un système d'équation. qui nous donne

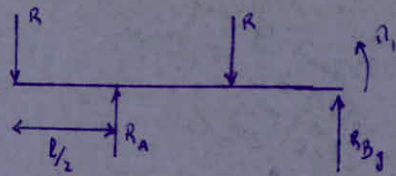
$$\eta_0 + 4\eta_1 + \eta_2 = 2\eta_1 + 4\eta_2$$

$$\Rightarrow 2\eta_1 = 2\eta_2 = 2\eta_0 \Rightarrow \eta_1 = \eta_0 = \eta_2$$

$$\eta_1 = -63,37 \text{ t.m.}$$



Calcul des reactions.



$$\sum \pi/B = 0$$

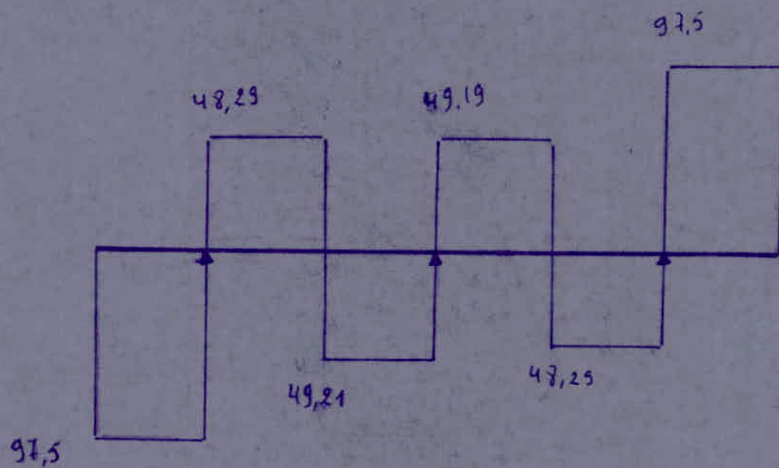
$$R_A l - R \left(\frac{3l}{2} \right) - R \left(\frac{l}{2} \right) - \pi_1 = 0$$

$$R_A = \frac{1}{l} [2Rl + \pi_1]$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{1}{1,30} [2 \times 97,5 \times 1,30 + 63,97] \Rightarrow R_A = 145,79 \text{ t}$$

$$R_A = R_C = 145,79 \text{ t}$$

$$R_D = 98,40 \text{ t}$$



$$\pi_{\max} = 34,13 \text{ t.m (+)}$$

$$\pi_{\max} = 63,37 \text{ t.m (-)}$$

$$T_{\max} = 97,5 \text{ t. (\pm)}$$

Les effets apportés par le défilement sont plus défavorables que ceux amenés par les surcharges et le poids propre.

Le calcul donne :

$$\pi_{\max} = 2,13 \text{ t.m (+)}$$

$$\pi_{\max} = 2,4 \text{ t.m (-)}$$

$$T_{\max} = 10,78 \text{ t (\pm)}$$

Caractéristique géométrique de l'entrelaçoise.

$$\begin{array}{lll} B = 4180 \text{ cm}^2 & S_D = 256800 \text{ cm}^3 & I_D = 24838000 \text{ cm}^4 \\ V_i = 61,3 \text{ cm} & V_s = 108,7 & I_G = 9.126.810 \text{ cm}^4 \\ i^2 = 2183,44 & e = 0,32 & \end{array}$$

Contraintes engendrées par le serrage

* $n^0 = 63,37 \text{ t.m.}$

$$F_I : \frac{63,37 \times 10^5}{9.126.810} \times 61,3 = +42,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \frac{63,37 \times 10^5}{9.126.810} \times 108,7 = -75,47 \text{ kg/cm}^2$$

* Précontrainte centree de l'entrelaçoise.

3 barres droites DYWIDAG. , les parts de tensions sont estimés à 10%.

$$\Rightarrow \sigma_a = 0,90 \sigma_b = 13446 \text{ kg/cm}^2$$

effort de précontrainte. $3 \times 9,8 \times 13446 = 395312,4 \text{ kg}$.
ou « une compression sur les deux fibres.

$$\Rightarrow \sigma_p = + \frac{395312,4}{4180} = +94,57 \text{ kg/cm}^2$$

Le moment $n^0 \text{ max} = 63,37 \text{ t.m}$ sera repris par la précontrainte centree

Contraintes résultantes :

$$F_I = 94,57 + 42,56 = +137,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S = 94,57 - 75,47 = +19,1 \text{ kg/cm}^2$$

Le moment \odot max sera repris par des armatures que l'on calculera par la méthode P. CHARON.

position de l'axe neutre.

$$\mu = \frac{15 \eta}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 34,13 \times 10^5}{2800 \times 40 \times 170^2} = 0,0158$$

$$\mu = 0,0158 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,1666 \\ \kappa = 75 \end{array} \right.$$

$$\alpha h = 0,1666 \times 170 = 28,3 \text{ cm } (> h_0)$$

l'axe neutre tombe dans la nervure

$$\beta = \frac{b_0}{b} = 0,55 \quad \theta = \frac{h_0}{h} = 0,11 \quad \rho = \frac{\theta}{\alpha} = -0,66$$

$$z = \left[1 - \frac{\theta}{2} + \kappa \alpha \right] h = 142 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A = \frac{\eta}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{34,13 \times 10^5}{142 \times 2800} = 8,58 \text{ cm}^2$$

on adoptera 5T16 (10,05 cm²)

liberté des déformations

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations, flèches, rotations d'appuis, raccourcissements. Il est essentiel que ces déformations puissent se produire librement sans peine de modifier les effets de la précontrainte, et, par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections de la pièce. Par ailleurs, quand ces déformations sont gênées par certaines liaisons il en résulte souvent des désordres entraînant la fissuration de ces liaisons.

flèches et contre-flèches• Contre-flèche de construction :

Pour une poutre de portée l , d'inertie I , et de module d'élasticité E , la flèche f à mi-portée est :

$$f = \frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M}{EI} (l-x) dx$$

Le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre :

$$\rightarrow f = \int_0^{l/2} \frac{Mx}{EI} dx$$

On peut dire que f est à EI près, le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur.

contrainte initiale : 14 208 kg/cm²

contrainte de service : 10 887 kg/cm².

La contrainte moyenne à prendre en compte

$$\text{est} = \frac{14.208 + 10.887}{2} = 12.547,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{\sigma_m = 12.547,5 \text{ kg/cm}^2}}$$

Avec cette contrainte nous calculons la valeur de N dans chaque section.

$$N = P \cdot \cos \alpha \quad \text{avec} \quad P = \gamma_m \cdot A \quad A = 11,16 \text{ cm}^2$$

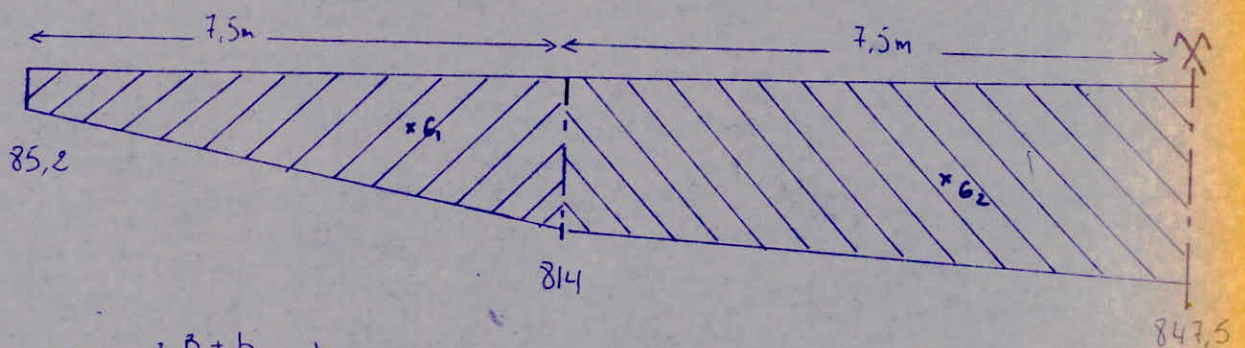
$$\text{milieu : } N = 12547,5 \times 6 \times 11,16 = 840180,6 \text{ kg}$$

$$\text{Quart : } N = 12547,5 \times 5,99 \times 11,16 = 838780,29 \text{ kg}$$

$$\text{Appui : } N = 12547,5 \times 3,9 \times 11,16 = 546117,4 \text{ kg}$$

Section	N [kg]	e (cm)	$M = N \cdot e$ [kg·cm]
milieu	840180,6	100,85	84732213,51
Quart	838780,3	97	81361689,1
Appui	546117,4	15,6	8519431,44

Diagramme du moment de précontrainte :



$$x_G = \frac{2B+b}{B+b} \times \frac{h}{3}$$

$$\Rightarrow x_{G1} = 4,34 \text{ m}$$

$$x_{G2} = 3,77 \text{ m}$$

moment Statique / AA'

$$S_{AA'} = S_1 \cdot x_{G1} + S_2 \cdot x_{G2}$$

$$S_{AA'} = -88849 \text{ tms}$$

On a donc comme contre-fleche de construction :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{Mx}{EI} dx = \frac{-88849}{EI}$$

$$E = E_v \neq \frac{E_i}{3}$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 406416 \text{ kg/cm}^2 \\ = 4064160 \text{ t/m}^2$$

$$E_v = 135472 \text{ kg/cm}^2 = 1354720 \text{ t/m}^2$$

I : Inertie d'une poutre en section mediane.
I = 0,53 m⁴.

$$f_p = \frac{-88849}{1354720 \times 0,53}$$

$$\underline{f_p = -0,124 \text{ m}}$$

• fleche de poids propre

Dans le cas où le poids propre (ou la surcharge) est uniformément répartie suivant une valeur g / ml, la fleche à mi-travée est :

$$f_g = \frac{5}{384} \frac{g l^4}{EI}$$

$$\text{avec } E = E_v = 135472 \text{ kg/cm}^2 = 1354720 \text{ t/m}^2$$

$$g = 4,93 \text{ t/ml}$$

$$f_g = \frac{5}{384} \frac{4,93 \times 30^4}{1354720 \times 0,53}$$

$$\underline{f_g = 0,072 \text{ m}}$$

• fleche de construction

On adoptera pour le fond de coffrage une fleche de construction f_c vers le bas :

$$f_c = \frac{3}{4} |f_p - f_g|$$

$$\underline{f_c = 0,039 \text{ m}}$$

• fleche de surcharge :

$$f_q = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$$

$$q = 15,6 \text{ t/ml (zone motrice)}$$

$$E = E_i = 4064160 \text{ t/m}^2$$

$$\underline{f_q = 0,076 \text{ m}}$$

On aura donc en définitif:

En service à vide:

$$f = f_p + f_g + f_c = -0,124 + 0,073 + 0,039 = -0,013 \text{ m}$$

En service eu charge:

$$f = f_p + f_g + f_c + f_q = -0,013 + 0,076 = 0,045 \text{ m.}$$

rotations d'appuis

La rotation β aux appuis est donnée par:

$$\beta = \int_0^l \frac{Mx}{EIl} dx = \frac{1}{EIl} \int_0^l M dx \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$$

$\int_0^l M dx$ = Aire des moments sur toute la longueur de la poutre.

• Rotation d'appui sous poids propre ($E = E_s$)

$$\beta_g = \frac{q l^3}{24EI}$$

$$\beta_g = \frac{4,93 \times 30^3}{24 \times 1354720 \times 0,53}$$

$$\beta_g = 0,0077 \text{ rd}$$

• Rotation d'appui sous précontrainte ($E = E_s$)

$$\int_0^l M dx = 2(-3490,2 - 6410,67) = -19801,74 \text{ tmz}$$

(sur toute la longueur du pont)

$$\beta_p = \frac{-19801,74}{2 \times 1354720 \times 0,53}$$

$$\beta_p = -0,014 \text{ rd}$$

• Rotation d'appui sous surcharge ($E = E_i$)

$$\beta_q = \frac{15,6 \times 30^3}{24 \times 4064160 \times 0,53}$$

$$\beta_q = 0,008 \text{ rd.}$$

Rotation totale résultante:

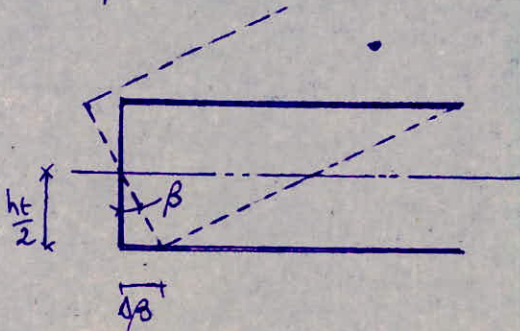
$$\text{En service à vide: } \beta = \beta_g + \beta_p = 0,0077 - 0,014 = -0,0063$$

$$\text{En service eu charge: } \beta = \beta_g + \beta_p + \beta_q = -0,0063 + 0,008 = 0,0017$$

déplacements d'appuis

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à quatre causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

- Déplacement dû à la rotation des appuis :



$\Delta\beta$: déplacement sur appui dû à la rotation de la section d'about.

$$\Delta\beta = \beta \frac{h}{2} = -0,0063 \times \frac{1,90}{2} \quad \underline{\Delta\beta = -0,006 \text{ m}}$$

- Déplacement dû au retrait :

Le retrait différentiel entre la dalle et la poutre engendre des contraintes dans la section composée. On calcule les coefficients de retraits pour le hourdis et pour la poutre :

$$\epsilon = \Psi_r \alpha_r \beta_r \quad (\text{annexe II de L'IP 1})$$

$$\Psi_r = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{avec } 70\% \text{ d'humidité relative de l'air}$$

$$\beta_r = 1,1 \quad \text{avec } \frac{E}{c} = 0,45 \text{ dosage de } 400 \text{ kg/m}^3.$$

L_r : fonction du rayon moyen de la pièce

$$L_r = \frac{\text{section de la pièce}}{\text{périmètre en contact de l'air}}$$

* Poutre :

- section : $B_p = 6160 \text{ cm}^2$

- périmètre en contact avec l'air : $P_p = 190 \times 2 + 88 = 468 \text{ cm}$

$$L_{rp} = \frac{6160}{468} = 13,2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \alpha_{rp} = 0,58$$

* hourdis :

$$L_{rh} = \frac{130 \times 20}{20} = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \alpha_{rh} = 0,55$$

$$\epsilon_p = 4 \cdot 10^{-4} \times 0,58 \times 1,1$$

$$\epsilon_p = 2,55 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_h = 4 \cdot 10^{-4} \times 0,55 \times 1,1$$

$$\epsilon_h = 2,42 \cdot 10^{-4}$$

On adoptera pour les calculs une valeur moyenne

$$\underline{\epsilon = 2,5 \cdot 10^{-4}}$$

Le déplacement sera donc :

$$\Delta_r = \epsilon \frac{l}{2} \quad l = 30m$$

$$\Delta_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \frac{30}{2}$$

$$\underline{\Delta_r = 0,00375m}$$

• Déplacement dû au fluage :

Recapitulation des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure

	σ'_A (à l'appui)	σ'_M (au milieu)
En service	+ 138	+ 113,72
A la mise en tension	+ 111,3	+ 133,33
valeur moyenne	+ 124,63	+ 123,5

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure peut donc être évaluée approximativement à :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_A + \sigma'_M}{2} = \frac{+124,63 + 123,5}{2} = 124,07 \text{ kg/cm}^2$$

Le déplacement dû au fluage sur un appui est donc

$$\Delta_f = \frac{l}{2} \frac{\sigma'_m}{E} = \frac{30}{2} \frac{124,07}{135472} \quad \underline{\Delta_f = 0,013m}$$

$$E = E_D = 135472 \text{ kg/cm}^2$$

• Déplacement dû à la variation de température :

On admet, en général, que les variations de T° entraînent une variation de longueur de $\pm 2 \cdot 10^{-4}$ (pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$). On prendra donc sur chaque appui une valeur de déplacement de

$$\Delta_t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = \pm \frac{l}{10.000}$$

$$\Delta_t = \pm \frac{30}{10.000}$$

$$\Delta_b = \pm 0,003 \text{ m}$$

Déplacement total maximal :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta_t$$

car les pontes sont posées sur leurs appuis après mise en précontrainte :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (-0,006 + 0,0037 + 0,015) + 0,003$$

$$\Delta_{\max} = \underline{0,011 \text{ m}}$$

APPAREILS D APPUIS

role

L'appareil d'appui est un élément qui assure une bonne transmission des efforts supportés par l'ossature aux fondations.

Les appuis frettés comprennent un certain nombre de couches de caoutchouc de forme rectangulaire, séparées par des frettes également rectangulaires en tôle d'acier et qui sont de fabrication énergiquement liées aux couches de caoutchouc pour en réduire la déformabilité. Ils sont utilisés pour des charges concentrées importantes, telles que celles provenant de pontes lourdement chargées.

Pour leur dimensionnement il est nécessaire de faire la distinction entre les charges de longue durée et les charges à variation rapide, ces dernières ayant sur le caoutchouc, du fait de leur répétition, un effet offensif plus important.

actions verticales

Les actions verticales qui sollicitent les appareils d'appui sont les réactions de chaque pont.

$$P_c = 73,91 \text{ t} \quad ; \quad P_s = 73,53 \text{ t} \quad \text{d'où} \quad N = 147,44 \text{ t.}$$

actions horizontales

Les actions horizontales qui sollicitent les appareils d'appui sont le freinage et le démarrage. La valeur de la force horizontale longitudinale X , représentant la proportion de l'effort de freinage au niveau des appuis, est donnée par :

$$X = \mu_B P$$

P : somme des forces verticales agissant sur toute la longueur du pont.

$$\mu_B = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \mu$$

- α : représente l'influence des appuis

$\alpha = 1,0$ pour des appuis en neoprène

- β représente la structure de la voie

$\beta = 0,4$ (voie à joints traditionnels).

- γ tient compte de la longueur du pont

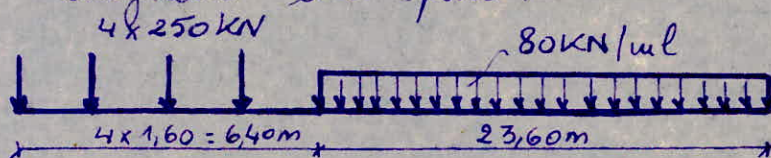
$\gamma = \begin{cases} 1 & : \text{freinage} \\ \min(1, \frac{30}{L}) & : \text{démarrage} \end{cases}$ L : longueur du pont

- $\mu = \begin{cases} 0,3 & \text{freinage} \\ 0,4 & \text{démarrage} \end{cases}$

$$X = 1,0 \times 0,4 \times 1 \times 0,3 P = 0,12 P \quad \text{freinage}$$

$$X = 1,0 \times 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 P \quad \text{démarrage}$$

P : Poids du convoi U.I.C disposé sur toute la longueur du pont.



$$P = 4 \times 250 + 80 \times 23,6 = 2888 \text{ KN / voie}$$

Freinage: $X = 0,12 \times 2888 = 346,6 \text{ KN}$

démarrage: $X = 0,16 \times 2888 = 462,08 \text{ KN}$

On considère le cas le plus défavorable, qui est le démarrage.

On admet que la force X se répartit uniformément sur les appuis en caoutchouc pour autant que les plaques aient les mêmes épaisseurs et caractéristiques.

$$\rightarrow P_{\text{appui}} = \frac{X}{8} \quad \text{soit} \quad P_a = 4,3 \text{ t}$$

dimensionnement

• Qualité du caoutchouc :

$$\begin{cases} G = 11 \text{ bars} \\ \bar{\sigma}_m = 90 \text{ bars} \end{cases}$$

• Données :

$$u_e = 11 \text{ mm}$$

$$N = P_c + P_s = 73,91 + 73,53 = 147,44 \text{ t}$$

$$P_a = H_d = 4,3 \text{ t}$$

• Dimensionnement en plan de l'appareil :

- Limitation de la pression moyenne sur l'appareil:

$$\bar{\sigma}_m = \frac{N}{A} = \frac{N}{ab} \leq \bar{\sigma}_m = 90 \text{ bars} \Rightarrow ab \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_m}$$

a, b: dimensions en plan

$$ab \geq 1638,23 \text{ cm}^2$$

$$T \geq 2u_e = 22 \text{ mm}$$

On choisit 4 plaques frettées de 8 mm $\rightarrow T = 32 \text{ mm}$

$$a = 400 \text{ mm} ; b = 500 \text{ mm}$$

verification:

$$\bar{\sigma}_m = \frac{N}{ab} = \frac{147,44 \cdot 10^3}{40 \times 50} = 73,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m$$

• Verification au cisaillement:

- Sous variation lineaire:

$$\tau_{He} = G \operatorname{tg} \delta_i \leq 0,5 G = 5,5 \text{ bars}$$

$$\operatorname{tg} \delta_i = \frac{u_e}{T} = \frac{11}{32} = 0,34$$

$$G \operatorname{tg} \delta_i = 11 \times 0,34 = 3,74 < 0,5 G$$

- Sous variation lineaire et freinage:

(Le freinage est un effort dynamique; Pour un effet instantané on admet un module de cisaillement double du module sous effet statique.)

$$\tau_{Hd} = 2G \frac{U_d}{T} = \frac{H_d}{a \cdot b} \Rightarrow U_d = H_d \cdot \frac{T}{2Gab}$$

- verification: $\tau_{H_i} = \tau_{He} + \tau_{Hd} = G \frac{U_e}{T} + \frac{H_d}{ab} \leq 0,7G$

$$\rightarrow \frac{U_e}{T} + \frac{H_d}{2Gab} \leq 0,7G$$

$$\frac{11}{32} + \frac{4,3 \cdot 10^3}{2 \times 11 \times 40 \times 50} = 0,44 < 0,7 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui:

condition: $\tau_p + \tau_{He} + \tau_\alpha \leq \bar{\tau} = 5G = 55 \text{ bars.}$

$\tau_{He} = 3,74 \text{ kg/cm}^2$ (déjà calculée)

$\tau_p = 1,5 \frac{\sigma_m}{S_i}$ (contrainte due à la charge verticale)

S_i : coefficient de forme d'une couche élémentaire.

$$S_i = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

t : épaisseur d'un feuillet
 a, b : dimensions de l'appareil

$$S_i = \frac{40 \times 50}{2 \times 0,8(40+50)} = 13,89$$

$$\tau_p = 1,5 \times \frac{73,72}{13,89}$$

$$\tau_p = 7,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = 0,5 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} G$$

n : nombre de feuillet
 $n=4$

$$\alpha_0 = \frac{10}{1000} \alpha_T ; \alpha_T = -6,3 \cdot 10^{-3} \alpha_T$$

$$\tau_\alpha = 0,5 \left(\frac{40}{0,8} \right)^2 \frac{(-6,3+10) \cdot 11 \cdot 10^{-3}}{4}$$

$$\tau_\alpha = 12,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 7,96 + 3,74 + 12,72 = 24,42 \text{ kg/cm}^2 < 55.$$

Condition vérifiée.

• Condition de non flambement: $\frac{a}{T} \geq 5$

$$\frac{a}{T} = \frac{40}{3,2} = 12,5 > 5 \text{ Condition vérifiée}$$

- Condition de non glissement : $\sigma_m \geq 20 \text{ bars}$
(support en béton)

$$\sigma_m = \frac{P_c}{A'} = \frac{P_c}{(a - u_e) b} = \frac{73,91 \cdot 10^3}{(40 - 1,1) 50} = 30 > 20$$

Condition réalisée.

dimensionnement des frettes

$$t_s \geq \frac{2(t_1 + t_2)(P_c + 1,5 P_s)}{A' \sigma_a}$$

t_1, t_2 : épaisseurs des couches

σ_a : contrainte admissible de traction de l'acier utilisée

$$\sigma_a = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

- Frettes intermédiaires :

$$t_s \geq \frac{2(0,8 + 0,8)(73,91 + 1,5 \times 73,53) 10^3}{(40 - 1,1) 50 \cdot 1800} = 0,16 \text{ cm}$$

$$\underline{t_s = 2 \text{ mm}}$$

- Frettes extrêmes :

$$t_s \geq \frac{2 \times 0,8 (73,91 + 1,5 \times 73,53) 10^3}{(40 - 1,1) 50 \times 1800} = 0,08 \text{ cm}$$

$$\underline{t_s = 1 \text{ mm}}$$

- Limitation des déplacements transversaux du tablier :

Les appuis en caoutchouc ne s'opposant pas aux déplacements transversaux dus aux efforts transversaux (vent, ...) il convient souvent de réaliser entre les corps d'appuis et la structure portée un dispositif de butées limitant ces déplacements à la valeur tolérable.

- Surveillance : cette surveillance doit s'exercer :

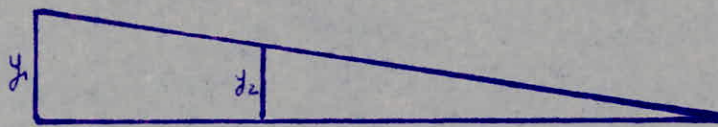
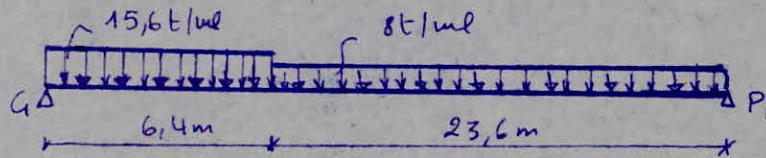
- sur la vérification du bon fonctionnement des appuis (absence de cheminement, coincement, ...)
- sur la tenue dans le temps : absence de fissuration ou de dégradation attribuable à l'oxydation
- sur la propreté des appuis et de leur voisinage immédiat.

- Remplacement des appareils d'appui : Il doit être prévu. Des niches à verins sont ménagées à proximité de chaque appui de manière à permettre une dépose et un remplacement aisés.

efforts verticaux

Ces efforts sont déterminés en chargeant une travée, ensuite deux travées.

- Colée: (on charge une seule travée):

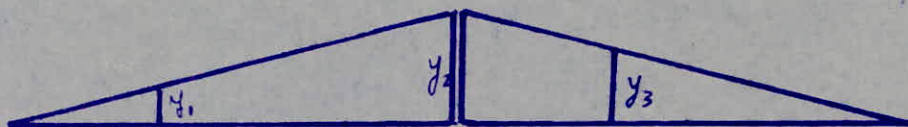
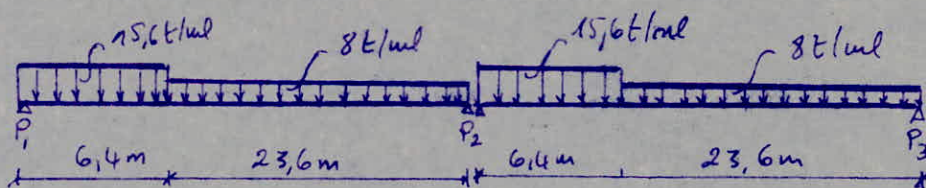


$$y_1 = 1 \quad ; \quad y_2 = \frac{23,6}{30} = 0,786$$

$$R_{G_1} = \frac{1 + 0,786}{2} \cdot 6,4 \times 15,6 + \frac{0,786 \times 23,6 \times 8}{2}$$

$$R_{G_1} = 154 \text{ t}$$

- Pile (on charge 2 travées):



$$y_2 = 1 \quad ; \quad y_1 = \frac{6,4}{30} = 0,213 \text{ m} \quad ; \quad y_3 = \frac{23,6}{30} = 0,786 \text{ m}$$

$$R_{P_2} = \sum P_i S_i$$

$$R_{P_2} = 289 \text{ t}$$

- Calculation des efforts résultant des différents systèmes de charges :

	G	U.I.C
$R_c (t)$	295,65	164
$R_p (t)$	591,3	289

Les charges sismiques:

Pour les ouvrages d'art, les valeurs couramment utilisées sont: $E_h = 0,10$ et $E_v = 0,07$.

Poussées des terres:

• En condition normale:

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 l \quad \text{avec} \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_a = 0,333.$$

$\varphi = 30^\circ$

• En condition sismique: le coefficient de poussée est donné par:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) k \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha - \nu) \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cos(\alpha + \beta)} \right)^2}$$

φ : angle de frottement

β : Inclinaison de la culée / à la verticale.

α : angle de talus naturel avec l'horizontale.

δ : angle de frottement sol-béton.

$$\nu = \arctg \frac{E_h}{1 + E_h} \quad ; \quad k = \sqrt{E_h^2 + (1 + E_v)^2}$$

Dans le cas de notre projet on travaillera avec:

$$\varphi = 30^\circ \quad ; \quad \beta = 0 \quad ; \quad \delta = 0 \quad ; \quad \alpha = 0$$

$$\Rightarrow K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \nu) k}{\cos \nu \left(1 + \sqrt{\sin \varphi \sin(\varphi - \nu)} \right)^2}$$

Exemple:

• Séisme horizontal: S_H

$$S_H \rightarrow \varepsilon_v = 0 \text{ d'où } \nu = 5^{\circ}71$$

$$k \approx 1$$

$$\rightarrow K_{ah} = 0,39$$

On donne les résultats sous forme de tableau:

condition sismique	k	ν	K_{ah}
S_H	1	$5^{\circ}71$	0,39
$S_{v\downarrow}$	1,07	0	0,35
$S_{v\uparrow}$	0,93	0	0,36

ETUDE DE LA PILE

efforts a la base du fut

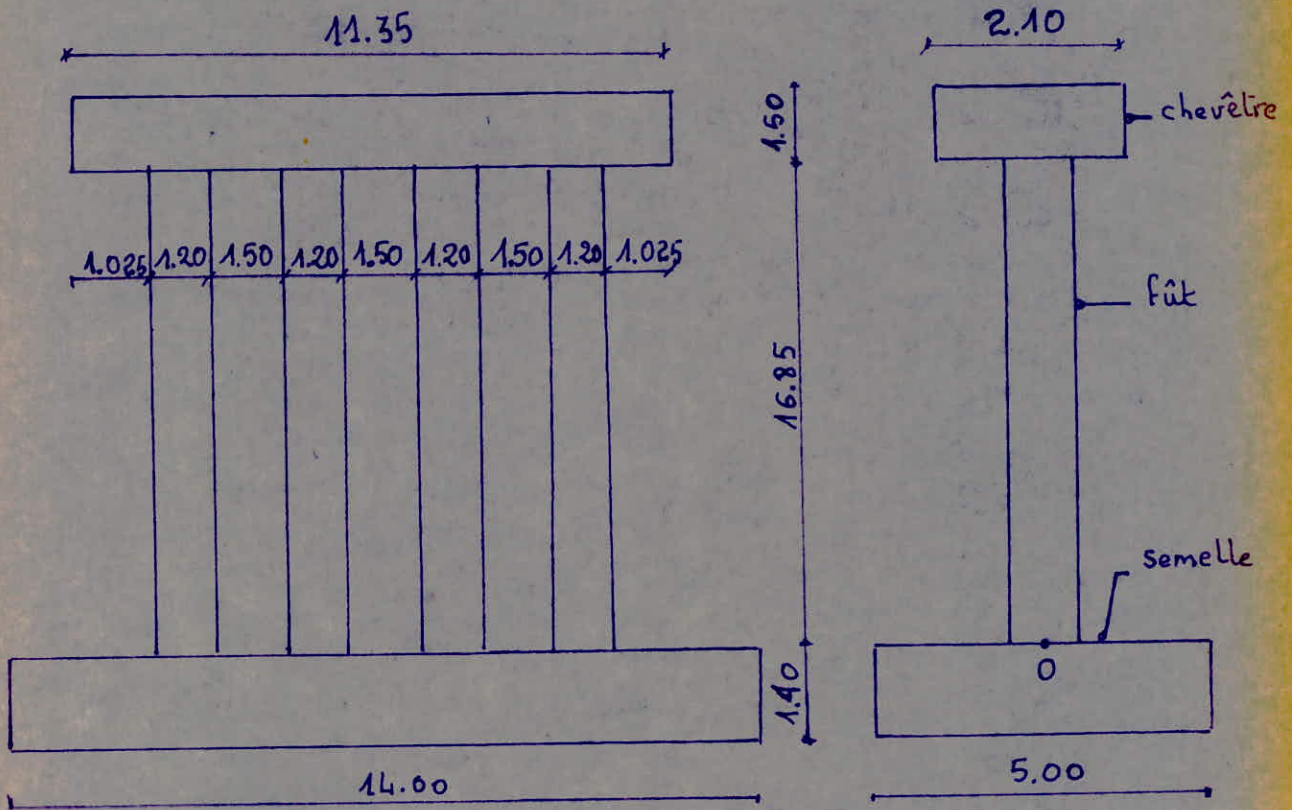


Tableau n°1 condition normale

	H [t]	V [t]	d [m]	M [tm]
• chevêtre 11,35 x 2,10 x 1,5 x 2,5	—	90	—	—
• fûts $4\pi (1,20)^2 \cdot 16,85 \cdot 2,5$	—	191	—	—
• tabliers	—	591,3	—	—
• Surcharge	—	1,2 x 289	—	—
• freinage	73,6	—	18,35	1350,6
total	73,6	1220	—	1350,6

Sollicitation du 1^{er} genre

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 73,6 \\ N = 1220 \\ M = 1350,6 \end{array} \right.$$

la pile est donc soumise à une flexion composée

Sous l'effet des dilatations linéaires conjuguées avec le freinage, les files sont susceptibles de recevoir un effort horizontal égal à 5% de la réaction verticale maximale apportée par le tablier.

$$5\% \text{ C.P.} = 5\% \times 591,3 = 29,6 \text{ t}$$

$$5\% \text{ CP} + \text{convoy} = 5\% (591,3 + 289) = 44 \text{ t}$$

$$\text{Pour un tablier } S = 44 \text{ t}$$

$$\text{Pour deux tabliers } S' = 29,6 + 44 = 73,6 \text{ t.}$$

. A la base de chaque fût on a:

$$M = 337,7 \text{ tm.}$$

$$N = 305 \text{ t.}$$

$$T = 18,4$$

Pour le calcul des aciers on utilise la méthode de M^r E. Charon.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{337,7}{305} = 1,1 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,15 \text{ m}$$

La section est donc partiellement comprimée

$$B = \pi \frac{D^2}{4} = 11310 \text{ cm}^2.$$

$$\eta = \frac{e}{D} = \frac{1,1}{1,2} = 0,9$$

$$\mu' = \frac{M}{\sigma_b B D} = \frac{337,7 \cdot 10^5}{186 \times 11310 \times 120} = 0,13$$

$$\delta = \frac{d}{D} = \frac{6}{120} = 0,05$$

$$\eta = 0,9$$

$$\mu' = 0,13$$

$$\Rightarrow k = 20$$

$$\bar{w} = 2,15$$

$$A_n = \frac{\bar{w} B}{100} = \frac{2,15 \cdot 11310}{100} = 243 \text{ cm}^2$$

soit 32 ϕ 32 (A=257,3 cm²)

verification des contraintes:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2667}{20} = 133,4 < \bar{\sigma}'_b$$

tableau n°2 : Condition sismique

	H [t]	V [t]	d [m]	M [tm]
• chevêtre 90 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 96,3 \\ 83,7 \end{cases}$	—	—
• fûts 191 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 204,3 \\ 177,7 \end{cases}$	—	—
• tabliers 591,3 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 632,7 \\ 549,9 \end{cases}$	—	—
• tabliers 591,3 x 0,1	59,13		18,35	1085
• Surcharge	—	289	—	—
• freinage	73,9		18,35	1620,7
total	59,13	933,3	—	1085

La sollicitation du 2° genre est :

$$\begin{cases} T = 59,13 \text{ t} \\ N = 933,3 \text{ t} \\ M = 1085 \text{ tm} \end{cases}$$

Pour chaque fût les efforts sont :

$$M = 271,3 \text{ tm.}$$

$$N = 233,4 \text{ t.}$$

$$T = 14,9 \text{ t}$$

$$e = \frac{271,3}{233,4} = 1,16 > 0,15$$

La section reste partiellement comprimée.

$$\eta = \frac{e}{D} = \frac{1,16}{1,2} = 0,96$$

$$\mu' = \frac{271,3 \cdot 10^5}{186 \times 11310 \times 120} = 0,1$$

$$\eta = 0,96$$

$$k = 22$$

$$\mu' = 0,1$$



$$\bar{w} = 1,20$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{eu}}{k} = \frac{4000}{22} = 181,8 < 1,5 \bar{\sigma}_b'$$

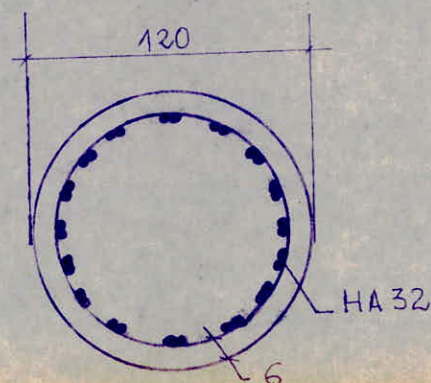
$$A_s = \bar{w} \frac{B}{100} = 135,8 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_n$ on adopte pour chaque fût
32 HA32.

espacement des barres :

$$e = \frac{1}{16} (2\pi \times 55 - 16 \times 2 \times 3,2)$$

$$e = 15,2 \text{ cm}$$



• Espacement transversal:

Transversalement on dispose des cerces $\phi 16$.

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{e_{max}}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \phi_{e_{max}} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$t_1 = (100 \times 1,6 - 15 \times 3,2) \left(2 - \frac{133,4}{93} \right) = 63,4 \text{ cm.}$$

$$t_2 = 15 \times 3,2 \left(2 - \frac{133,4}{93} \right) = 27,15 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \min(t_1, t_2) = 27,15 \text{ cm}$$

on choisit $t = 27 \text{ cm.}$

Etude du chevêtre

• Rôle:

Le rôle du chevêtre est de transmettre aux fûts les efforts induits par les appuis.

• Evaluation des efforts:

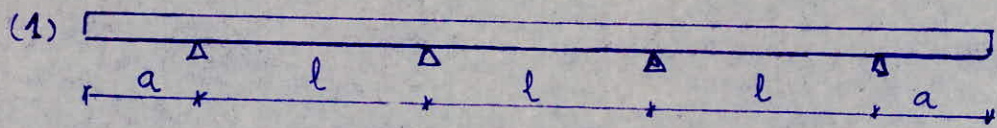
- Poids propre $q_1 = 2,10 \times 1,50 \times 2,5 = 7,9 \text{ t/ml.}$

- Effort provenant du tablier:

$$q_2 = \frac{2}{11,35} (591,3 + 1,2 \times 289)$$

$$q_2 = 165,3 \text{ t/ml}$$

total $q = q_1 + q_2 = 173,2 \text{ t/ml}$

Expression des efforts:

On utilise la méthode des 3 moments :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[\frac{r_i a_i}{l_i} + \frac{r_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

avec $M_0 = M_3 = qa^2/2$ et $\frac{r_i a_i}{l_i} = \frac{r_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}}$

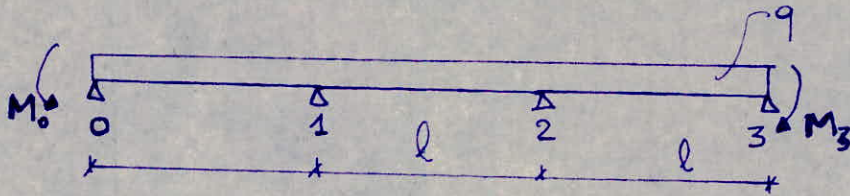
Il revient à étudier le système d'équations suivant:

$$\begin{cases} M_0 + 4M_1 + M_2 = -q \frac{l^2}{2} \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -q \frac{l^2}{2} \end{cases}$$

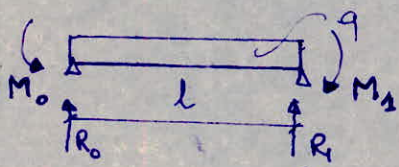
La résolution donne:

$$M_1 = M_2 = -\frac{q}{10} (l^2 + a^2)$$

La poutre (1) est équivalente à:



• Etude de la travée 0-1:



$$M_0 = q \frac{a^2}{2}$$

$$M_1 = -\frac{q}{10} (l^2 + a^2)$$

$$R_1 = \frac{q}{5l} (3l^2 - 2a^2)$$

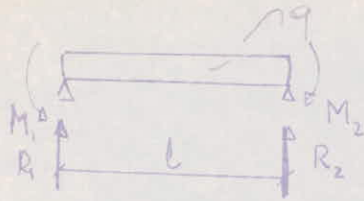
$$R_0 = \frac{2q}{5l} (l^2 + a^2)$$

- Effort tranchant:

$$T(x) = \frac{2q}{5l} (l^2 + a^2) - qx$$

- Moment flechissant:

$$M(x) = -\frac{q}{2} x^2 + \frac{2q}{5l} (l^2 + a^2) x - q \frac{a^2}{2}$$

Etude de la travée 1-2

$$M_1 = M_2 = \frac{q}{10} (l^2 + a^2)$$

Le chargement est symétrique donc

$$R_1 = R_2 = \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant:

$$T(x) = \frac{ql}{2} - qx$$

- Moment flechissant:

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} - \frac{q}{10}(l^2 + a^2)$$

Application numérique:

$$a = 1,625 \text{ m} ; q = 173,2 \text{ t/ml}$$

$$l = 2,7 \text{ m}$$

$$M_0 = M_3 = \frac{qa^2}{2}$$

$$M_0 = M_3 = 228,7 \text{ tm}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{q}{10}(l^2 + a^2)$$

$$M_1 = M_2 = 172 \text{ tm}$$

- Travée 0-1

$$T(x=0) = 254,9 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \text{ pour } x_0 = 1,47 \text{ m}$$

$$M(x_0) = -41,13 \text{ tm}$$

- Travée 1-2

$$T(x=0) = 233,9 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \text{ pour } x_0 = 1,35 \text{ m}$$

$$M(x_0) = -14,06 \text{ tm}$$

• En condition sismique

$$q_1 = 7,9 \times 1,07 = 8,45 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = \frac{2}{11,35} \cdot 1,07 (591,3 + 42 \times 289) = 177 \text{ t/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 186 \text{ t/ml}$$

- Travée 0-1

$$T(x=0) = 278 \text{ t}$$

$$M_0 = M_3 = 249,54 \text{ tm.}$$

$$T(x_0) \text{ pour } x_0 = 1,47 \text{ m.}$$

$$M(x_0) =$$

$$; M(0) =$$

- Travée 1-2

$$T(x=0) = 255,2 \text{ t}$$

$$T(x_0) \text{ pour } x_0 = 1,35 \text{ m}$$

$$M(x_0) =$$

$$; M(0) = -187,7 \text{ tm.}$$

On ferraillera le chevêtre selon la travée la plus sollicitée :

Effort	Condition normale	Condition Sismique
T [t]	254,9	278
M [tm]	228,7	249,54

• Ferrailage et vérifications:

Le ferrailage se fera selon la méthode de M. CHARON:

- Armatures supérieures:

En condition normale:

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b h^2}$$

$$b = 210 \text{ cm.}$$

$$h = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 228,7 \cdot 10^5}{2800 \times 210 \times 145^2} = 0,027$$

$$\text{d'où } \begin{cases} k = 54,5 \\ \varepsilon = 0,9281 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$$

$$A_s = \frac{228,7 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9284 \times 145} = 60,7 \text{ cm}^2$$

soit $A_s = 20 \text{ T } 20 (= 62,80 \text{ cm}^2)$.

condition de non fissuration:

$$\bar{w} = \frac{A}{2bd} = \frac{62,8}{2 \times 5 \times 210} = 0,03$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w}}{1 + 10\bar{w}} = \frac{1,6 \cdot 10^6}{20} \frac{0,03}{1 + 0,3} = 1846,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \times 7}{20}} = 1796 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 1846,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

d'où il y a risque de fissuration.

on choisit $\bar{\sigma}_a = 1980,44 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 62,8 \times \frac{2800}{1846,2} = 95,24 \text{ cm}^2$$

Soit $32 \text{ T } 20 (= 100,5 \text{ cm}^2)$.

Armatures inférieures:

D'après la R.D.M, ces aciers ne jouent qu'un rôle constructif, mais d'après la méthode forfaitaire, on

doit considérer un moment $M = q \frac{l^2}{12}$

$$M = 173,2 \times \frac{2,7^2}{12} = 105,3 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 105,3 \cdot 10^5}{2800 \times 210 \times 145^2} = 0,0127 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 84,5 \\ \varepsilon = 0,9498 \end{array} \right.$$

$$A_i = \frac{105,3 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9498 \times 145} = 27,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 16 \text{ T } 16 (= 32,16 \text{ cm}^2)$$

condition de non fissuration:

$$\bar{w} = \frac{32,16}{2 \times 5 \times 210} = 0,015$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{16} \cdot \frac{0,015}{1 + 0,15} = 1304,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \times 7}{16}} = 2008 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2008 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\bar{\sigma}_a = 2008 \text{ kg/cm}^2$.

$$A_i = 32,16 \times \frac{2800}{2008} = 44,85 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{23T16} (= 46,25 \text{ cm}^2)$$

• Verification

On fait la verification en condition sismique.

$$M = 249,54 \text{ km}$$

$$A = 32T20 (= 100,5 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 100,5}{210 \times 145} = 0,33 \rightarrow \varepsilon = 0,9104$$

$$k = 40,8$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{249,54 \cdot 10^5}{100,5 \times 0,9104 \times 145} = 1880,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1880,9}{40,8} = 46,1 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

La condition sismique n'est pas determinante.

Verification au cisaillement:

condition: $\tau \leq \bar{\tau}$ avec : $\tau = \frac{T}{b \cdot z}$

$$\bar{\tau} = 3,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 145 = 126,9 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{254,9 \cdot 10^3}{210 \times 126,9} = 9,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 3,5 \times 7 = 17,5 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est donc realisee.

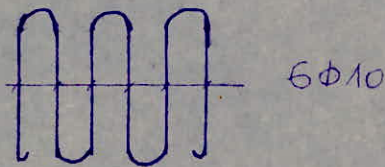
Armatures de surface:frettes:

$$\left. \begin{array}{l} G = 73,93t \\ S = 82t \end{array} \right\} P = 73,93 + 1,2 \times 82 = 172,33t$$

Ces frettes représentent 4% P:

$$A = \frac{172,33 \cdot 10^3 \times 0,04}{\frac{2}{3} \times 2400} = 4,3 \text{ cm}^2$$

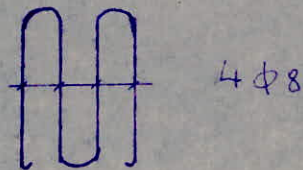
on choisit $6\phi 10$ ($4,71 \text{ cm}^2$).



• On disposera des frettes devant les dés d'appuis pour reprendre la réaction de charge permanente.

$$A = \frac{73,93 \cdot 10^3 \times 0,04}{\frac{2}{3} \times 2400} = 1,9 \text{ cm}^2$$

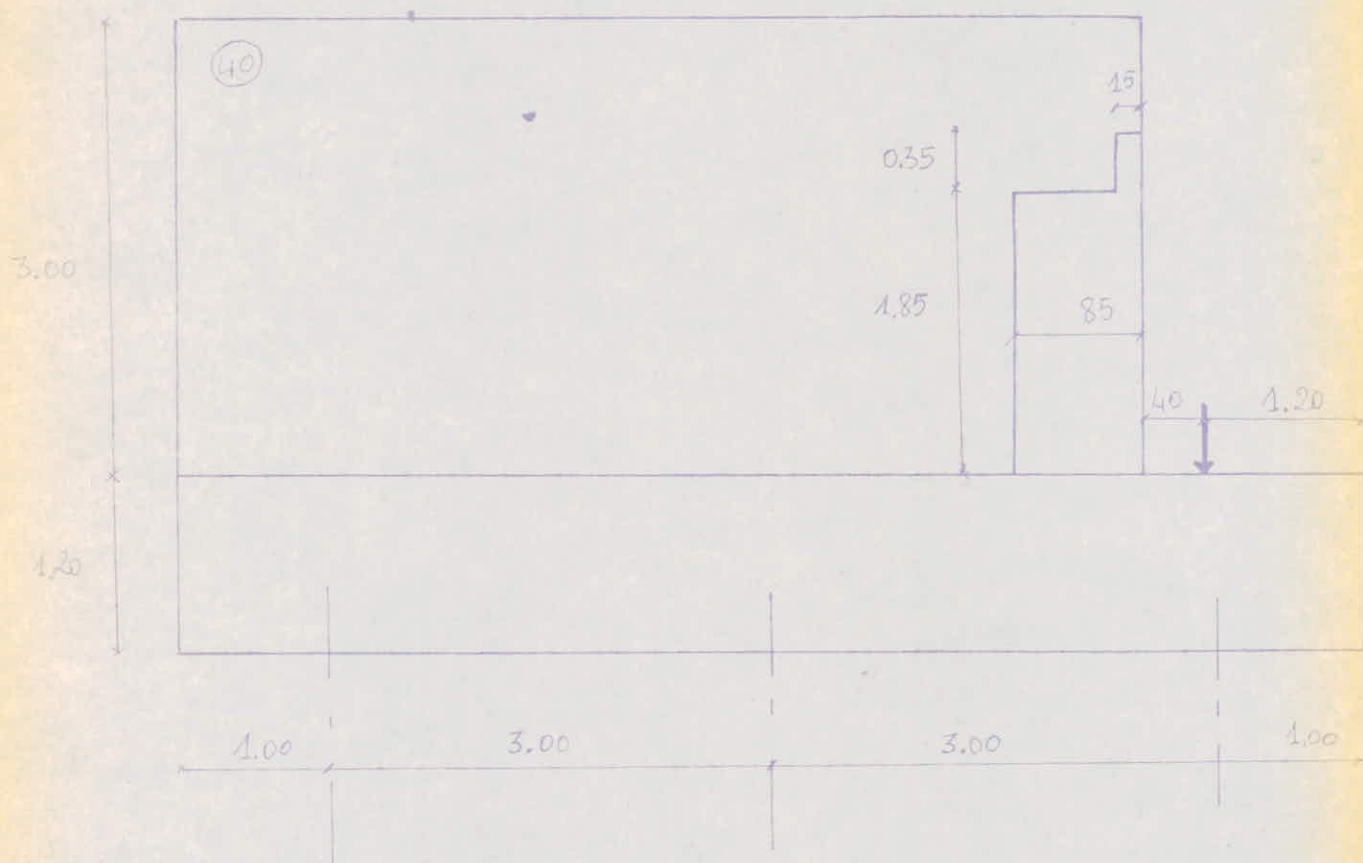
On choisit $4\phi 8$ ($2,01 \text{ cm}^2$).



ETUDE DE LA CULÉE

INTRODUCTION.

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle assure la liaison entre la chaussée de la route et celle qui est portée par le pont.



culée : Coffrage

SOLLICITATIONS DES CULÉES

1. Poids propre de la culée
(Poids volumique du béton 25 t/m^3)
2. Poids des terres
(Poids volumique des terres de remblai $1,8 \text{ t/m}^3$)
3. Poids de la voie sur la culée

• Poids du ballast:

Poids volumique $1,5 \text{ t/m}^3$, épaisseur moyenne 50 cm réparti sur la largeur de la plateforme $5,4 \text{ m}$ et une longueur L comprise entre l'avant du mur garde-griève et l'arrière de la semelle soit $L = 6,8 \text{ m}$.

• Poids de la voie:

Poids de $0,3 \text{ t/m}^2$ appliqué sur la même longueur L .

4- Surcharge sur la culée proprement dite:

8 t/m^2 sur la longueur $L = 6,8 \text{ m}$.

5. Sollicitations du tablier:

La réaction d'un demi-tablier sous:

- Poids mort.
- Surcharge sur tablier.

6. Sollicitations horizontales:

• Poussée des terres:

ou considère un coefficient de poussée $K_{ah} = 0,333$.

• Poussée des terres sur remblai:

Conformément au code U.I.C on assimile la surcharge à une hauteur de terre supplémentaire de $1,7 \text{ m}$.
Soit: $1,8 \times 1,7 = 3,06 \text{ t/m}^2$.

• Freinage ou démarrage sur culée.

• Variations linéaires.

7. Séisme:

• Poussée des terres:

On considère un coefficient de poussée ($K_{ah} = 0,39$)

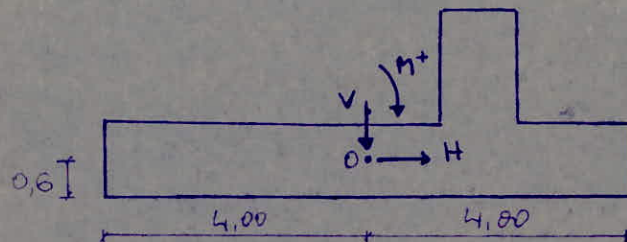
• Charges permanentes:

On applique les coefficients sismiques

- au poids propre de la culée.
- au poids des terres.
- au poids propre de la voie sur la culée.
- au poids mort d'un demi-tablier.

Stabilité longitudinale:

On détermine les éléments de réduction au c.d.g des semelles.



1. Culée seule

Tableau A. culée seule:

Description	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Semelle 8 x 17 x 1,2 x 2,5	408	—	—	—
• Garde-grève 1,85 x 0,85 x 10 x 2,5	39,4	—	1,975	77,82
0,35 x 0,15 x 10 x 2,5	1,4	—	2,325	3,26
• Murs latéraux: 3 x 0,4 x 6,4 x 2,5 x 2	38,4	—	-0,8	-30,72
total.	487,2	—	—	50,4

2. Remblaiement:

Description.	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Terre dans l'encadrement 2,2 x 5,55 x 10 x 1,8	219,8	—	-1,225	-269,3
• Poussée des terres: $0,333 \times \frac{4,2^2}{2} \times 10,8 \times 1,8$	—	57,1	1,4	80
• Dalles: 2 x 3,5 x 5,8 x 0,3 x 2,5	30,5	—	-1,1	-33,6
• Terres le long des voiles $2 \times 3 \times \frac{8}{2} \times 3,1 \times 1,8$	134	—	-1,35	-178,2
total	384,3	57,1	—	-401,1

Tableau B. culée + remblai

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
Culée à vide après remblai	871,5	57,1	—	-350,7

3. Pose des tabliers:

On reprend la réaction du tablier et on ajoute le poids du ballast et de la voie sur la culée.

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Reaction C.P tablier	29,57	—	2,8	82,8
• ballast sur culée 1,5 x 0,5 x 6,8 x 5,4	27,54	—	-0,6	-16,53
• voie sur culée 0,3 x 6,8	2,1	—	-0,6	-1,26
• Dilatations linéaires	—	30,4	1,6	48,7
total	325,4	30,4	—	859

tableau - C - culée + remblai + C.P d'1 tablier:

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
	1197	87,5	—	508,3

tableau - D - culée + remblai + C.P 2 tabliers:

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
	1522,4	118	—	1367,3

Efforts sismiques: créent un supplément de poussée des terres.

Le supplément de poussée est:

$$E = K_{ah} \delta \frac{h^2}{2} b = 0,39 \times 1,8 \times \frac{4,2^2}{2} \times 10,8 = 67t.$$

Tableau H: Efforts horizontaux de séisme:
un tablier construit:

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Semelle: $408 E_h$	—	40,8	—	—
• Garde grive $41 E_h$	—	4,1	1,7	7
• Murs Pateaux $38,4 E_h$	—	3,9	2,1	8,2
• Terres dans l'encadrement $219,8 E_h$	—	22	1,9	42,8
• Ballast + voie: $30 E_h$	—	3	3,3	10
• Supplément de poussée	—	67	2,2	147,4
• Tablier $1197 E_h$	—	120	1,6	192
Σ	—	260,8	—	406,4

Cumul: séisme.

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Tableaux C+H	1197	348,3	—	914,7
• Tableaux H+C+E, + surch. culée	1477,6	426,	—	1454

Efforts de service:Tableau E: Surcharges tabliers:

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Reaction due au convoi	168,2	—	2,8	471
• Freinage un convoi	—	54,4	1,6	87
• Reaction due au convoi	336,4	—	2,8	942
• Freinage + démarrage	—	96,6	1,6	154,6

E₁E₂

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Surcharge sur culee 1,7 × 1,8 × 5,4 × 6,8	112,4	—	-0,6	-67,5
• Poussee de la surcharge 1,7 × 1,8 × 5,4 × 4,2 × 0,333	—	23,2	2,1	48,8
total	112,4	23,2	—	-18,7

E₃Cumul: 1 tablier: Tableau F

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• CP + θ + Freinage × 1,2	1197	169,1	—	638,8
• CP + 1,2 convoi + 1,2 surcharge culee	1533,8	115,4	—	1051
• CP + 1,2 convoi + θ + Fr × 1,2	1398,9	95,7	—	1584,3

Cumul 2 tabliers: Tableau G

• CP + θ + Freinage × 1,2	1522,4	146,4	—	1601,6
• CP + 1,2 convoi + 1,2 surch. culee	2195,9	55,7	—	2452,9
• CP + 1,2 convoi + θ + Fr. × 1,2	2652,8	146,4	—	2732

2 tabliers construits:

Tableau I : Efforts horizontaux:

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
• Semelle : 408 Σ_h	—	40,8	—	—
• Garde grève 41 Σ_h	—	4,1	1,7	7
• Murs Pateraux 38,4 Σ_h	—	3,9	2,1	8,2
• Terra dans l'encadrement 219,8 Σ_h	—	22	1,9	41,8
• Ballast + voie 30 Σ_h	—	3	3,3	10
• Supplément de poussée	—	67	2,2	147,4
• Tabliers 1522,4 Σ_h	—	152,3	1,6	243,7
	—	293,1	—	458,1

Cumul Seisme :

	V [t]	H [t]	d [m]	M [tm]
Tableaux D+I	1522,4	411,1	—	1825,4
Tableaux D+I + E ₂ + wlee	2083,6	436,1	—	2884,6

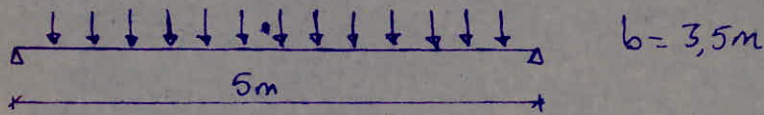
dalle de transition

On limite les dénivellations entre la chaussée courante et le tablier de l'ouvrage par l'emploi de dalles de transition en béton armé, s'appuyant d'un côté sur la culée et de l'autre sur le terrain.

En fonctionnement courant les dalles de transition seront fixées au mur garde-grève par goujonnage ($\phi 25\text{mm}, e=20\text{mm}$) en vue d'éviter leur cheminement.

Les dalles de transition se calculent comme simplement appuyées d'un côté sur la culée et de l'autre sur le terrain.

Dans le cas de notre projet, on considère une poutre sur deux appuis de 5 mètres de portée.



$P = \text{terre} + \text{surcharge} + \text{poids propre}$.

$$f_g = 0,3 \times 1,8 \times 3,5 + 0,3 \times 3,5 \times 2,5 = 4,52 \text{ t/ml} \rightarrow P_{3cp} = 11,3 \text{ t}$$

$$f'_g = 1,7 \times 1,8 \times 3,5 = 10,71 \text{ t/ml} \rightarrow P_{3s} = 26,8 \text{ t}$$

Calcul du ferrailage:

$$P = G + 1,2S = 4,52 + 1,2 \times 10,71 = 17,4 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{P l^2}{8} = \frac{17,4 \times 5^2}{8} = 54,4 \text{ tm}$$

$$A = \frac{54,4 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 0,25 \times 3,5 \times 2667 \cdot 10^2} = 26,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 26,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } 3 \text{ HA } 20 / \text{ml} (28,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}) \quad e = 11 \text{ cm}$$

• Aciers transversaux :

On prend forfaitairement

$$A_t = 0,25 A = 7,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

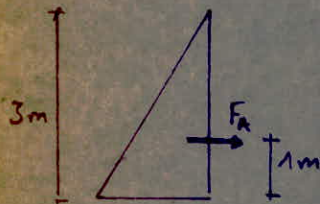
$$\text{soit } 5 \text{ HA } 14 (7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}) \quad e = 20 \text{ cm}$$

ferraillage des murs latéraux

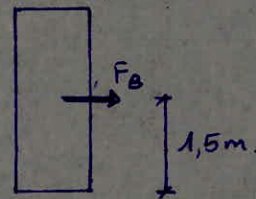
les murs latéraux seront armés pour reprendre les efforts de poussée du remblai et de séisme.

CHARGES APPLIQUÉES

Charges horizontales:



$A = k h^2$
Poussée des terres



$B = k p$
Poussée de la surcharge.

$$k = 0,333$$

$$F_A = 0,333 \times \frac{3^2}{2} \times 1,8 = 2,7 \text{ t/m}$$

$$F_B = 0,333 \times 1,7 \times 1,8 \times 3 = 3,1 \text{ t/m}$$

$$\rightarrow F = (2,7 + 1,2 \times 3,1) 6$$

$$\underline{F = 38,52 \text{ t}}$$

Charges verticales:

- Poids du mur.

- Poids des superstructures évalué à 1,8 t.

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le voile.

- Un effort tranchant $T = \text{poids (du mur + superstructures)}$.

- Un moment d'axe horizontal $M = T \times \text{bras de levier}$.

Calcul du ferraillage:

Armatures de flexion:

$$M = F_A \times 1 + 1,2 F_B \times 1,5 = 8,3 \text{ tm/m}$$

$$M = 8,3 \times 6 = 49,8 \text{ tm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_w}{k} = \frac{4000}{58} = 69 \text{ Kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{51,6 \cdot 10^5}{4000 \times 0,9315 \times 35} = 39,6 \text{ cm}^2$$

soit 15HA20 (40,82 cm²).

verification des contraintes.

• $M = 63 \text{ tm}$; $A = 9,42 \text{ cm}^2$

$$\bar{w} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 9,42}{40 \times 300} = 0,0785 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9526 \\ K = 90,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{63 \cdot 10^5}{\frac{7 \times 300 \times 9,42}{8}} = 2547,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2547,8}{90,5} = 28,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• $M = 49,8 \text{ tm}$; $A = 62,8 \text{ cm}^2$

$$\bar{w} = \frac{100 \times 62,8}{300 \times 35} = 0,598 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8856 \\ K = 28,7 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{49,8 \cdot 10^5}{\frac{7 \times 35 \times 62,8}{8}} = 2589,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2589,4}{28,7} = 90,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

verification à l'effort tranchant:

• Par rapport à l'axe horizontal:

$$T_i = 21 \text{ t}$$

$$\tau_{bm} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{21 \cdot 10^3}{40 \times \frac{7}{8} \times 295} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

• Par rapport à l'axe vertical :

$$T_2 = 38,52 \text{ t.}$$

$$\sigma_{b_2} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{38,52 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 35 \times 300} = 4,2 \text{ Kg/cm}^2$$

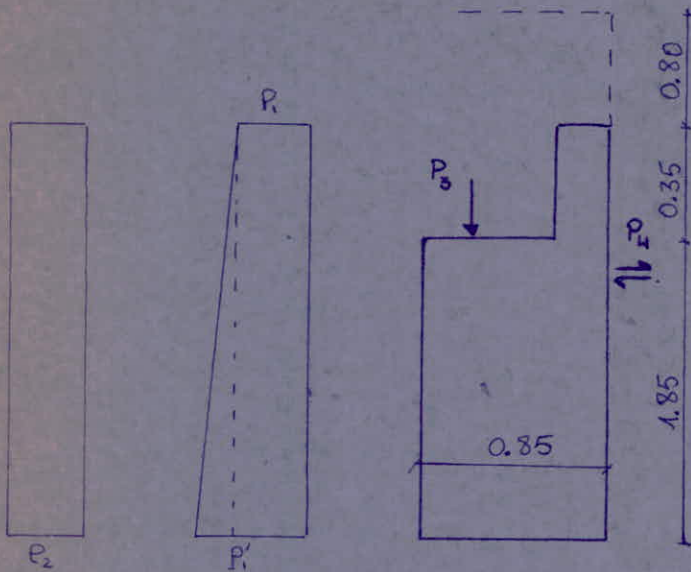
$$\sigma_b = (\sigma_{b_1}^2 + \sigma_{b_2}^2)^{1/2} = 4,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

Sur les deux faces et, dans les deux directions horizontale et verticale, il doit être placé une section d'armatures au moins égale à $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ constituées en général par des cadres, et l'on placera de préférence les cadres verticaux à l'extérieur.

fermeture du mur de front

Le mur reprend

- La poussée des terres
- La poussée due à la surcharge sur remblai.
- Les efforts horizontaux du tablier.
- L'appui de la dalle de transition.



$$* P_2 = 1,7 \times 1,8 \times 0,333 = 1,02 \text{ t/mz. (surcharge)}$$

* P_3 : réaction de la dalle de transition.
(voir partie dalle de transition).

$$P_{sep} = 11,3 \text{ t} \quad \text{et} \quad P_{3s} = 26,8 \text{ t}$$

$$* P_1 = 0,8 \times 1,8 \times 0,33 = 0,5 \text{ t/mz. (remblai)}$$

$$P'_1 = 3 \times 1,8 \times 0,33 = 1,8 \text{ t/mz}$$

* P_4 : effort amené par le tablier.

- Dilatation linéaire 30,4 t

- Freinage 54,4 t.

Sous péisme:

$$P_1 = 0,8 \times 1,8 \times 0,39 = 0,6 \text{ t/mz}$$

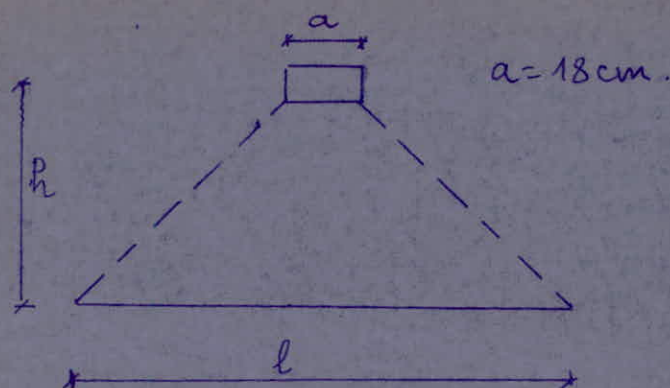
$$P'_1 = 3 \times 1,8 \times 0,39 = 2,1 \text{ t/mz}$$

$$P_2 = 1,7 \times 1,8 \times 0,39 = 1,2 \text{ t/mz}$$

Aciers verticaux:

On arme le mur comme une console.

On considère une diffusion à 45° des efforts des appuis.



$$l = a + 2h = 0,18 + 2 \times 1,6 = 3,38 \text{ m.}$$

Cet espacement étant supérieur à l'écartement des poutres on considèrera un effort uniforme à la base du voile.

• Moment de service:

$$M_{cp} = P_1 \frac{h^2}{2} + (P_1 - P_3) \frac{h^2}{3} - P_{3cp} \frac{0,175}{5,4} + P_4 \times \frac{1,6}{5,4}$$

$$M_{cp} = 0,5 \times \frac{2,2^2}{2} + (1,8 - 0,5) \frac{2,2^2}{3} - 11,3 \times \frac{0,175}{5,4} + 30,4 \times \frac{1,6}{5,4}$$

$$M_{cp} = 12 \text{ tm/ml}$$

$$M_s = P_2 \frac{h^2}{2} - P_{3s} \frac{0,175}{5,4} + P_{4s} \frac{1,6}{5,4}$$

$$M_s = 1,2 \times 1,02 \times \frac{2,2^2}{2} - 26,8 \times \frac{0,175}{5,4} + 1,2 \times 96,6 \times \frac{1,6}{5,4}$$

$$M_s = 36,5 \text{ tm/ml}$$

$$M_r = 12 + 36,5 = 48,5 \text{ tm/ml.}$$

$$A = \frac{48,5 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 75 \times 2667} = 27,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 9 \text{ HA} 20 / \text{ml}$$

Moment de flexion:

$$M = p_1 \frac{h^2}{2} + (p'_1 - p_1) \frac{h^2}{3} + p_2 \frac{h^2}{2} - P_3 \frac{0,175}{5,4} + P_4 \frac{1,6}{5,4}$$

$$M = 0,6 \times \frac{2,2^2}{2} + (2,1 - 0,6) \frac{2,2^2}{3} + 1,2 \times \frac{2,2^2}{2} - 38,1 \times \frac{0,175}{5,4} + (30,4 + 54,4) \frac{1,6}{5,4}$$

$$M = 30,67 \text{ tm/ml}$$

$$M' = p_1 \frac{h^2}{2} + (p'_1 - p_1) \frac{h^2}{3} - P_{3cp} \frac{0,175}{5,4} - P_4 \frac{1,6}{5,4}$$

$$M' = 0,6 \times \frac{2,2^2}{2} + (2,1 - 0,6) \frac{2,2^2}{3} - 11,3 \times \frac{0,175}{5,4} - (30,4 + 54,4) \frac{1,6}{5,4}$$

$$M' = -21,62 \text{ tm/ml}$$

$$A = \frac{30,67 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 75 \times 4000} = 11,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 4 \text{ HA}20 / \text{ml} \text{ sur la face externe.}$$

$$A' = \frac{21,62 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 75 \times 4000} = 8,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 3 \text{ HA}20 / \text{ml} \text{ sur la face interne.}$$

On armera longitudinalement avec $\frac{A}{3}$ soit HA20 $e = 33 \text{ cm}$.

PRINCIPES DE FONDATIONS

Les culées sont sur des remblais dont la hauteur atteint 17,8m côté Est, 14m côté Ouest.

Ces culées d'un pont à poutres de 30m de portée seront obligatoirement fondées sur pieux traversant les remblais. En ce qui concerne les 4 piles, l'ensemble des sondages (forage pressiométriques, essais de pénétration statique) montrent que le substratum compact est à une profondeur variant de 2,5 à 4m par rapport au T.N. Dans ces conditions, les piles peuvent être soit sur pieux encastres dans le substratum, soit sur semelles isolées reposant directement sur le substratum; toutefois, la présence de veines d'eau, l'hétérogénéité du substratum et son altération en partie supérieure, l'importance des efforts, et l'obligation de mettre en place des pieux sous les culées conduisent à retenir pour les fondations des piles des pieux forés encastres dans le substratum.

Données De BASE

Trois forages de 8,7 à 11m ont été exécutés, afin de réaliser des essais pressiométriques, ainsi que deux essais de pénétration statique. Avec les essais venant en complément d'essais anciens déjà exécutés, ont permis de reconnaître les sols sous l'ensemble des points d'appuis.

• Le sondage carotte:

au droit de la pile 3 a permis de reconnaître à cet endroit la nature des sols traversés; tout d'abord 2m environ de limons peu compacts, puis des sables et graviers de 2m à 2,5m, représentant les alluvions récentes de l'oved; on pénètre ensuite dans le substratum d'abord très altéré et d'aspect argileux (2,5m à 3,4m) puis d'aspect plus rocheux et dur, un seul horizon de lithologie différente se présente, il s'agit d'une veine calcaire de 20cm à 3,4m de profondeur.

Deux essais pressiométriques ont été réalisés, le premier à 4m de profondeur indique une pression limite de 15 bars et un module pressiométrique de 234 bars; le second à 8m de profondeur indique une pression limite de 23,5 bars, une pression de fluage de 14 bars et un module pressiométrique de 380 bars.

• Essais pressiométriques à partir de forages destructifs:

L'ensemble des essais pressiométriques montrent, d'une part, une progression relativement régulière avec la profondeur des caractéristiques mécaniques du terrain, d'autre part, permettent de différencier assez nettement du point de vue mécanique les couches superficielles du substratum.

La pression limite p_l est comprise entre 5 et 10 bars pour les formations de surface, essentiellement limoneuses. Le module varie de 48 à 96.

Il augmente ensuite à partir de 4-5m, i.e lorsqu'on

atteint le substratum; dans la partie supérieure altérée de celui-ci, p_l est de l'ordre de 10 à 15 bars; dans les horizons plus profonds, p_l augmente, pouvant atteindre jusqu'à 25 bars, mais présentant cependant des valeurs irrégulières (de 15 à 25 bars).

• Pénétrations Statiques:

Les essais butent vers 5-6m de profondeur sur un horizon induré du substratum marno-pelitique; la résistance de pointe R_p dans les parties altérées supérieures des petites est élevée et dépasse 100 bars.

Dans les formations limoneuses de surface, les résistances R_p atteignent 40 bars dès 2m de profondeur et n'augmentent plus ensuite que faiblement.

INTERPRETATION

A partir de 6m de profondeur par rapport au T.N, on admettra que le substratum présente une pression limite de 15 bars pour un module pressiométrique de 200 bars; (sol de catégorie II).

• Contrainte admissible en pointe q_a :

Le facteur de portance pour une profondeur d'encastrement au moins égale à la profondeur critique est égal à 1,6 pour ce type de sol (nouvelles règles L.C.P.C).

$$q_a = q_0 + \frac{K}{3} (p_l - p_0)$$

q_0 : pression verticale au niveau de la pointe du pieu.

p_0 : pression horizontale de la pointe à la date de l'essai.

K : facteur de portance.

d'où $q_a = 1,6 + \frac{1,6}{3} (15 - 0,8) = 9,2 \text{ bars.}$

Frottement lateral :

La valeur du frottement lateral, limite unitaire est, pour une pression limite p_l de 15 bars, égale à 1,8 bars (abaque E - nouvelles règles L.C.P.C) et correspond à une contrainte admissible de 0,9 bars.

Pour un pieu encastré de $h = 4\text{m}$, la contrainte admissible correspondante dans le béton du pieu est :

$$0,9 h \frac{\pi D}{\frac{\pi D^2}{4}} = 14,4 \text{ bars.} \quad D = 1\text{m}$$

La contrainte admissible totale du béton du pieu sera donc $9,2 + 14,4 = 23,6 \text{ bars} \approx 24 \text{ bars}$

Soit pour $D = 1\text{m} = 100\text{cm}$; la capacité portante du pieu sera de 190 tonnes.

Le module de réaction du substratum est de $k = 4300 \text{ t/m}^3$.

remarque: Pour bénéficier d'une contrainte admissible limite de 50 bars, l'ancrage doit être augmenté de 7,50m i.e. porté à 11,50m.

d'où la capacité portante sera de: 392 tonnes.

Détermination du nombre de pieu :

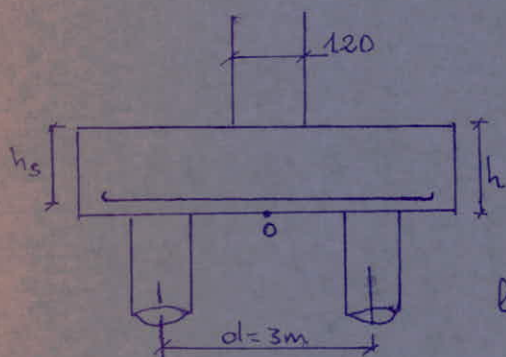
La ^{1^{ère}} estimation du nombre de pieux à utiliser sera obtenue en divisant la charge totale max (obtenue en descente de charge : voir plus loin) par la capacité portante soit $\frac{2530}{392} \approx 7$ soit 8 pieux car on a fixé le choix de 2 files ³⁹² de pieux. On ajoutera des pieux supplémentaires pour tenir compte des efforts axiaux dus aux moments, soit au total 10 pieux.

ETUDE DE LA SEMELLE

Dimensionnement :

La semelle sera dimensionnée de la manière suivante :

La largeur dépend du nombre de files de pieux choisis n et de leur entraxe d .



Pour assurer une liaison correcte, on compte de chaque côté un débord $\approx 0,5m$. Si B est le diamètre des pieux on en déduit :

$$l = \inf \{ [(n-1)d + 2B], [(n-1)d + B + 1,00] \}$$

avec 2 files $n=2 \Rightarrow l = \inf \{ (d + 2B), (d + B + 1) \}$

$$l = \inf \{ (3+2), (3+2+1) \} \rightarrow l = 5m.$$

• En ce qui concerne l'épaisseur de la semelle, on a intérêt à ce que l'inclinaison des bielles ne dépasse pas 45° .

On donc avoir :

$$h \geq \frac{d}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,2$$

$$\text{On choisit } h = 1,4m \rightarrow h_s = h - d' = 1,35m.$$

• Efforts sollicitant la fondation : voir tableaux.

- Poids de la semelle $p = 5 \times 14 \times 1,4 \times 2,5 = 245t$.

- Poids des terres sur la semelle :

On considère un mètre de terre sur la semelle soit :

$$p' = 1 \times 5 \times 14 \times 1,8 = 126t.$$

En condition normale: Sollicitation: $G+1,2E+T$

	H [t]	V [t]	d [m]	M [tm]
• chevêtre	—	90	—	—
• fût	—	191	—	—
• Semelle	—	245	—	—
• terres sur semelle	—	126	—	—
• Variations linéaires	30,4	—	20	608
• Poids du tablier	—	591,3x2	—	—
• Surcharge	—	1,2x2x289	—	—
• freinage	9,2	—	20	184
total	39,6	2528,2	—	792

En Condition sismique: Sollicitation G+P+S+T

	H[t]	V[t]	d[m]	M[tm]
• chevêtre 90 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	96,3 83,7	—	—
• fût 191 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	204,3 177,7	—	—
• Semelle 245 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	262,2 227,9	—	—
• terres 126 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	134,9 117,2	—	—
• tablier $2 \times 591,3$ $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	1265,4 1099,8	—	—
• Surcharge 2×289	—	2×289	—	—
• Variations linéaires	30,4	—	20	608
• tablier SH $2 \times 591,3 \times 0,1$	118,3	—	20	2366
total	148,7	2541	—	2974

• Ferrailage de la semelle de liaison:

Les réactions dans les pieux sont déterminées par:

$$R = \frac{V}{n'} \pm \frac{2M}{dn'}$$

n' : nombre de pieux
 d : 3m = entraxe des pieux.

condition normale		condition sismique	
Rmax	Rmin	Rmax	Rmin
305,7	200	452,4	55,9

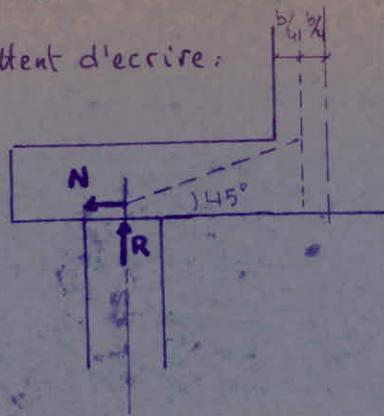
• Armatures transversales de la semelle:

N : effort de traction dans les aciers.

Les triangles semblables nous permettent d'écrire:

$$\frac{N}{R} = \frac{d/2 - b/4}{h_s}$$

$$\rightarrow N = R \frac{d/2 - b/4}{h_s}$$



R : réaction max en tête de pieu

La section d'acier A_1 est donnée par:

$$A_1 = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{R}{\sigma_a} \frac{d/2 - b/4}{h_s}$$

en condition normale: $R = 305,7 \text{ t}$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{305,7 \cdot 10^3}{2667} \cdot \frac{\frac{300}{2} - \frac{120}{2}}{135} = 101,88 \text{ cm}^2.$$

On choisit 13 HA32 (104,52 cm²)

$e = 18 \text{ cm}$

• Vérification en condition sismique:

$$N = 452,4 \times \frac{120}{135} = 402,2 \text{ t.}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A_1} = \frac{402,2 \cdot 10^3}{104,52} = 3848 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

La condition sismique n'est pas prépondérante.

Ces armatures devront être placées dans les bandes axées sur les pieux et de largeur égale $L = B + h_s = 2,35 \text{ m}$.

Entre les différentes bandes on a des armatures de répartition tel que: $A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 34,84 \text{ cm}^2$.

on prend 5 HA32 (40,2 cm²).

• Armatures longitudinales:

Des armatures longitudinales A_2 sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle.

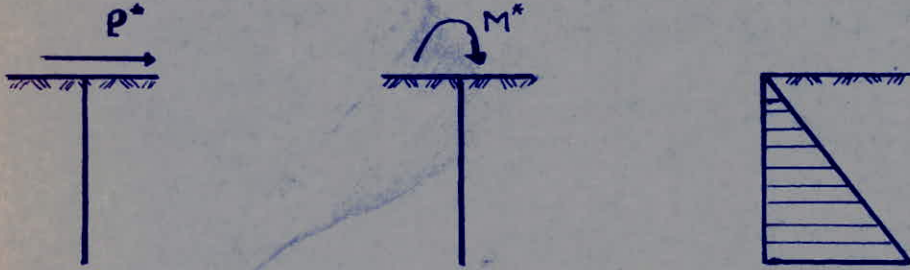
$$A_2 = \frac{1}{3} A_1 = 34,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA32 / ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

ETUDE DES PIËUX

Méthode de calcul:

On utilisera la méthode du Dr. WERNER, pour déterminer les moments le long des pieux.

Les schémas de calcul du pieu sont les suivants:



Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_s B y = 0$$

B : diamètre du pieu.

K_s : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de cette équation est:

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_s B}} \text{ appelée longueur élastique du pieu.}$$

Le pieu étant encasté en tête, la rotation est supposée nulle.

$$\rightarrow EI \varphi(0) = \alpha_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} + \alpha_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} = 0 \text{ avec } \lambda = \frac{1}{l_0}$$

$$M^* \text{ est obtenu pour : } EI \varphi(0) = 0$$

$$\text{soit } M^* = - \frac{\alpha_{\varphi P^*}}{\alpha_{\varphi M^*}} \frac{P^*}{\lambda}$$

$\alpha_{\varphi P^*}$ et $\alpha_{\varphi M^*}$ sont des paramètres dus à P^* et M^* donnés par le tableau III du Dr. WERNER en fonction de λl et de la nature du sol.

$$P^* = \frac{H}{10} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{1}{l_0} = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

et l'expression du moment le long des pieux est:

$$M(x/l) = \chi_{M_{n^*}} M^* + \chi_{M_{p^*}} \frac{P^*}{\lambda}$$

La sollicitation du second genre donne les efforts défavorables

$$P^* = \frac{H}{10} = \frac{148,7}{10} = 14,9 \text{ t / pieu.}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{BK_s}{4EI}}$$

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$K_s = 4300 \text{ t/m}^3$$

$$E = 4064160 \text{ t/m}^2.$$

$$I = \frac{\pi B^4}{64} = 0,049 \text{ m}^4.$$

d'où

$$\lambda = 0,27 \text{ m}^{-1}$$

$$l = 11,5 \text{ m}$$

$$\rightarrow \lambda l = 3,10$$

Les tables donnent

$$\chi_{\varphi_{p^*}} = 1,51$$

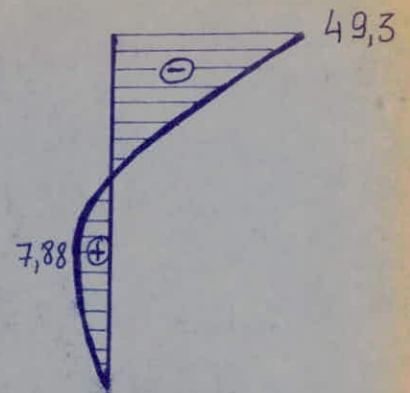
$$\chi_{\varphi_{n^*}} = 1,69.$$

$$M^* = - \frac{\chi_{\varphi_{p^*}}}{\chi_{\varphi_{n^*}}} \frac{P^*}{\lambda} = - \frac{1,51}{1,69} \cdot \frac{14,9}{0,27} = -49,3 \text{ tm.}$$

Par conséquent :

$$M(x/l) = -49,3 \chi_{M_{n^*}} + 55,2 \chi_{M_{p^*}}$$

x/l	x_{np^*}	x_{nn^*}	$M(x/l)$ [t.m]
0,00	0,00	1,00	-49,3
0,10	0,30	0,99	-32,3
0,20	0,41	0,95	-24,2
0,30	0,62	0,85	-7,68
0,40	0,68	0,72	2,04
0,50	0,62	0,57	6,12
0,60	0,50	0,40	7,88
0,70	0,34	0,25	6,44
0,80	0,18	0,12	4,02
0,90	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00

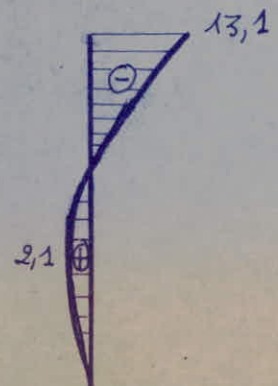


En condition normale $P^* = \frac{39,6}{10} = 3,96 \text{ t}$

$$M^* = -13,1 \text{ t.m}$$

$$M(x/l) = 14,67 x_{np^*} - 13,1 x_{nn^*}$$

x/l	x_{np^*}	x_{nn^*}	$M(x/l)$ [t.m]
0,00	0,00	1,00	-13,1
0,10	0,30	0,99	-8,57
0,20	0,41	0,95	-6,43
0,30	0,62	0,85	-2,04
0,40	0,68	0,72	0,54
0,50	0,62	0,57	1,63
0,60	0,50	0,40	2,1
	0,34	0,25	1,71
0,80	0,18	0,12	1,07
0,90	0,00	0,00	0,00



• Ferraillage:

Le pieu sera ferrailé en flexion composée, et donc être être armé sur toute sa longueur.

Le calcul et la vérification se feront d'après la méthode de DAVIDOVIC exposé dans "Aide-mémoire B.A."

Le ferraillage se fera avec la réaction minimale dans le pieu,

$$R_{\min} = 55,9 \text{ t. (en C.S.)}$$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M}{N} = \frac{49,3}{55,9} = 0,88 > \frac{R}{4} = 0,125$$

avec R: rayon du pieu.

Par conséquent la section est partiellement comprimée.

$$\left. \begin{aligned} K_e &= \frac{NR}{M} = \frac{55,9 \times 0,5}{49,3} = 0,5 \\ K_a &= \frac{M}{\bar{\sigma}_a R^3} = \frac{49,3 \cdot 10^5}{2667 \times 50^3} = 0,015 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} \bar{\omega} &= 0,51 \\ K &= 28,03 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} = 40 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 13 \text{ HA20 } (40,82 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{28,03} = 95,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

vérification des contraintes:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{K_b \cdot r^3} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\omega} &= \frac{100 A}{\pi r^2} = \frac{100 \times 40,82}{\pi \cdot 50^2} = 0,51 \\ K_e &= \frac{NR}{M} = 0,6 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} K_b &= 0,38 \\ K &= 27,06 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 103,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = 2808,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}$$

Les conditions sont réalisées.

Les aciers transversaux :

$$A_t = \frac{T}{\beta \overline{\sigma}_{at}}$$

$$T = P \times$$

$$A_t = \frac{14,9 \cdot 10^3}{0,80 \times 2800} = 6,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\beta = 0,8 \phi = 80 \text{ cm}$$

soit 5 HA14 / ml (7,7 cm²/ml)

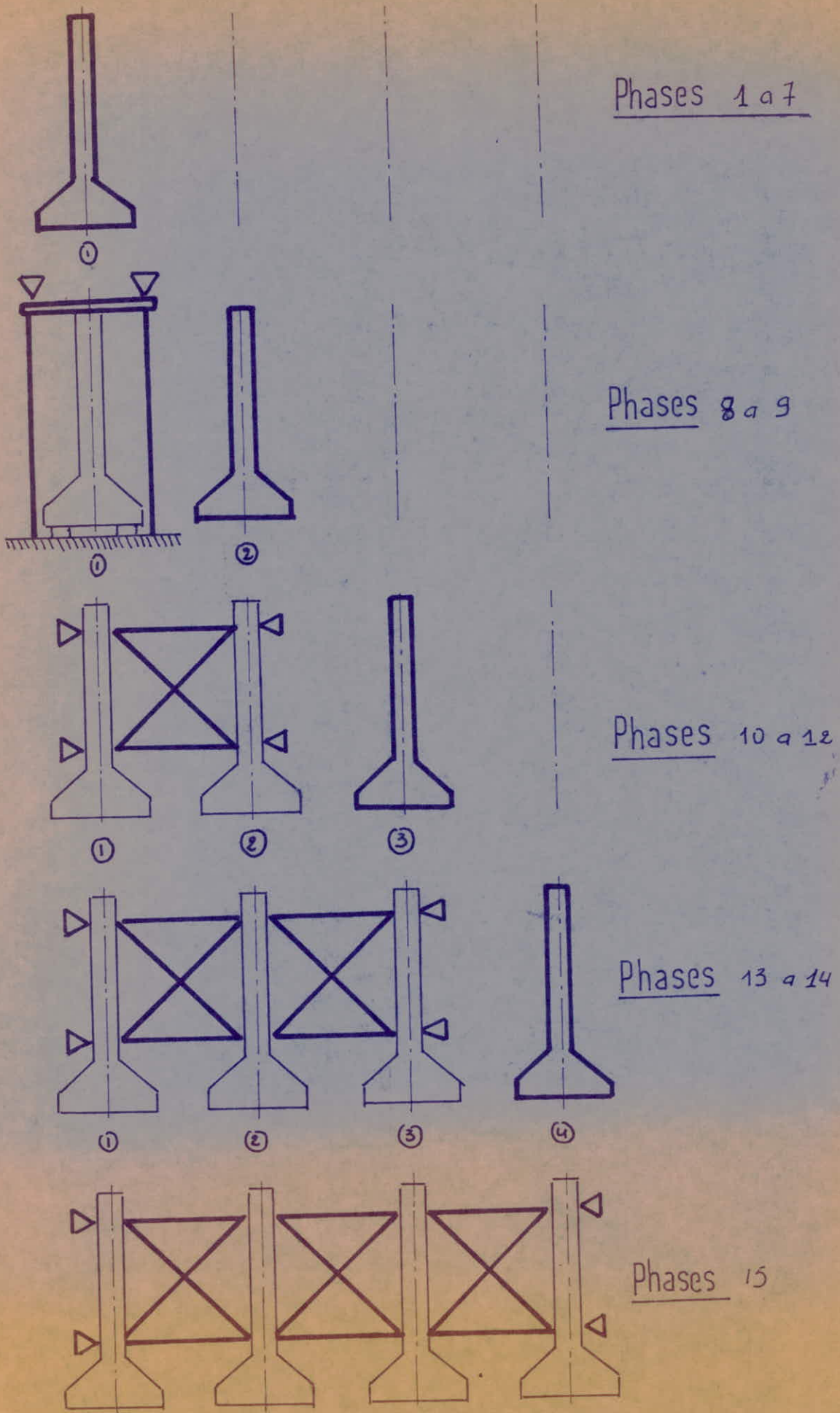
$$e = 20 \text{ cm}$$

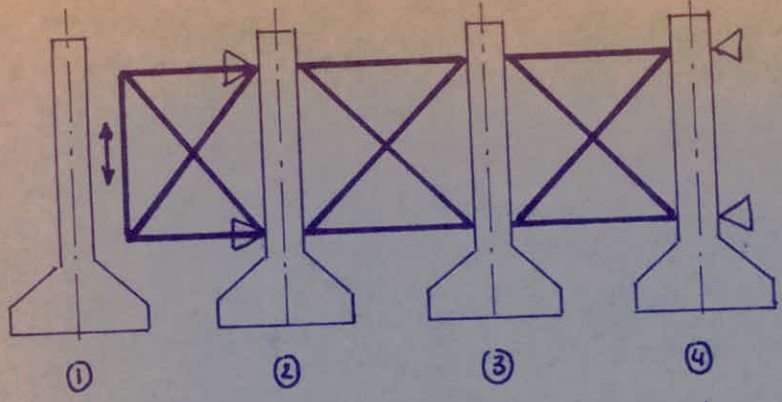
ANNEXE

Phasage			
n°	description	pièce concernée	observations
1	coulage de la Poutre de Rive (n° 1)	Poutre 1	
2	decoffrage des Jous de Poutre	"	
3	mise en tension du Cable (N° 3); : $0,50 T_0$	"	
4	mise en tension du cable (N° 4); $0,5 T_0$.	"	
5	Reprise des cables (N° 3); (N° 4) :	"	
6	decintrage	"	
7	RIPAGE du cintre et des Coffrages	"	
8	CONTREVENTEMENT de la Poutre de Rive	"	
9	execution de la Poutre N° 2	Poutre 2	Reprise des Phases 1 à 7
10	mise en place de 2 Contreventement entre 1 et 2	"	
11	Libération des Contreventements de Rive		
12	execution de la poutre N° 3	Poutre 3	Reprise des Phases 1 à 7
13	Contreventement des Poutres 1, 2, 3		
14	execution de la Poutre N° 4	Poutre 4	Reprise des Phases 1 à 7
15	Contreventement entre 4 et 3		
16	Libération Provisoire des contreventements	Poutres 1, 2	
17	mise en tension des cables (N° 5), (N° 6) : T_0	Poutre 1	
18	Libération Provisoire des Contreventements	Poutres 2, 3	
19	mise en tension des cables (N° 5); (N° 6) : T_0	Poutre 2	
20	Reprise des Contreventements entre 1 et 2.	Poutres 1, 2	
21	Libération des Contreventements entre 3 et 4	Poutres 3, 4	
22	mise en tension des cables (N° 5); (N° 6)	Poutre 3	
23	mise en tension des cables (N° 5); (N° 6)	Poutre 4	

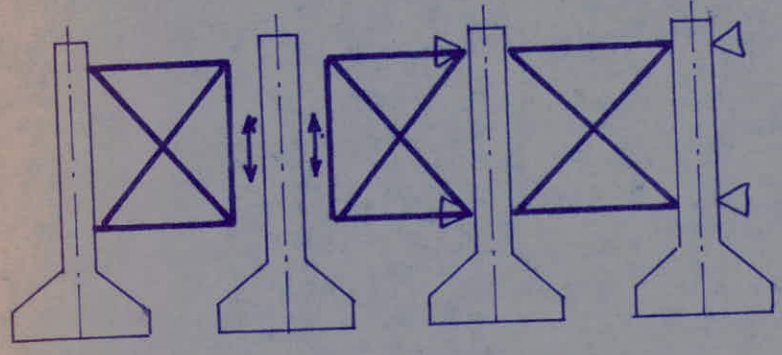
Phasage			
n°	description	pièce concernée	observations
24	Reprise des contreventements entre 2 et 3 et entre 3 et 4	poutres 2, 3, 4	
25	coulage des entraits		
26	cachetage des poutres.		
27	pose sur appuis définitifs	poutres 1 à 4	
28	mise en place predalles et corniches		
29	fermeture du hordis		
30	coulage du hordis		
31	retrait des contreventements provisoires		
32	mise en tension des câbles (n° 2), n° 1	poutres 1 à 4	
33	coulage des dalles et abouts du hordis		
34	coulage des bordures sur tablier		
35	Finitions.		

mise en tension des cables

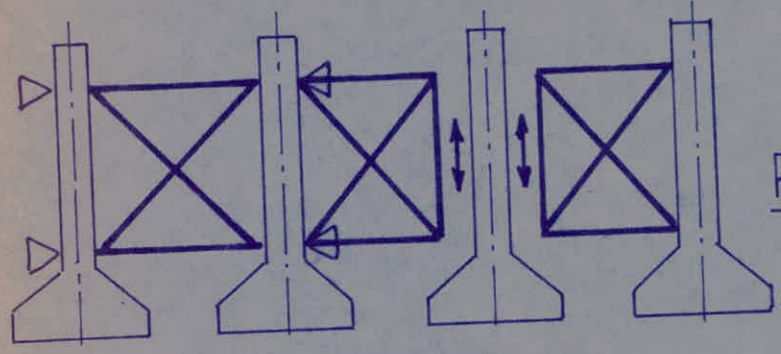




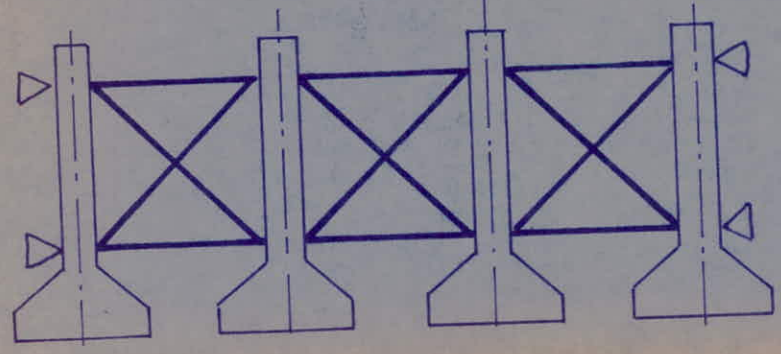
Phases 16 a 17



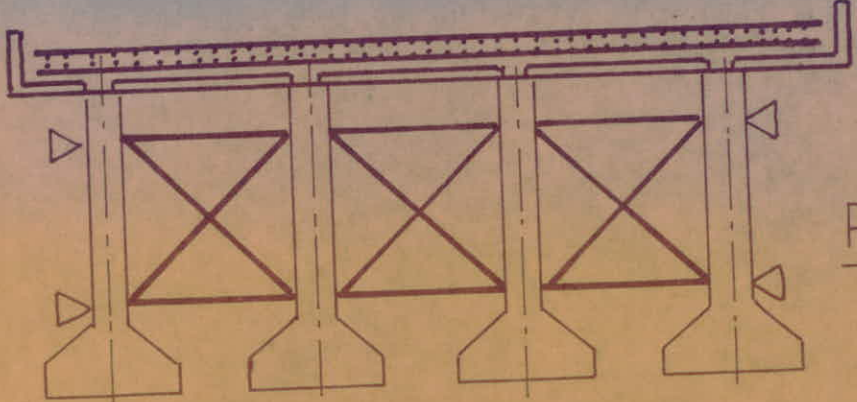
Phases 18 a 19



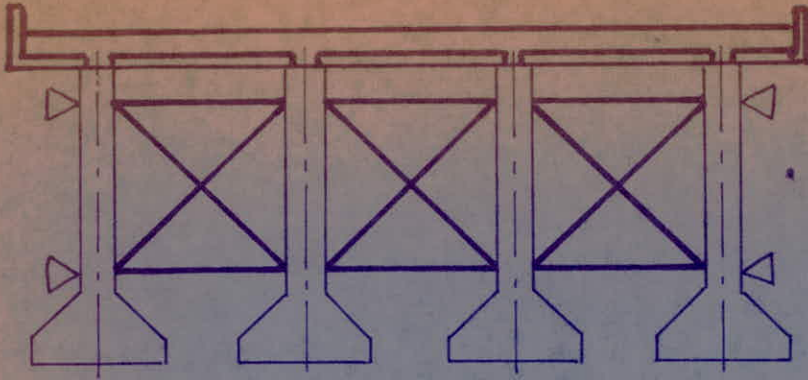
Phases 20 a 23



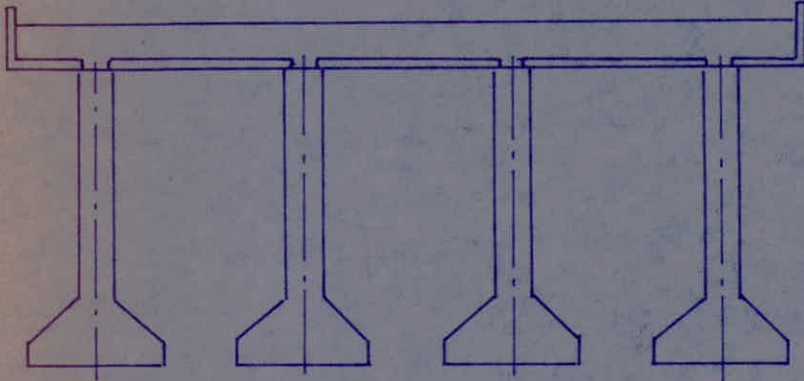
Phases 24



Phases 25a 29



Phases 30



Phases 31 a 35

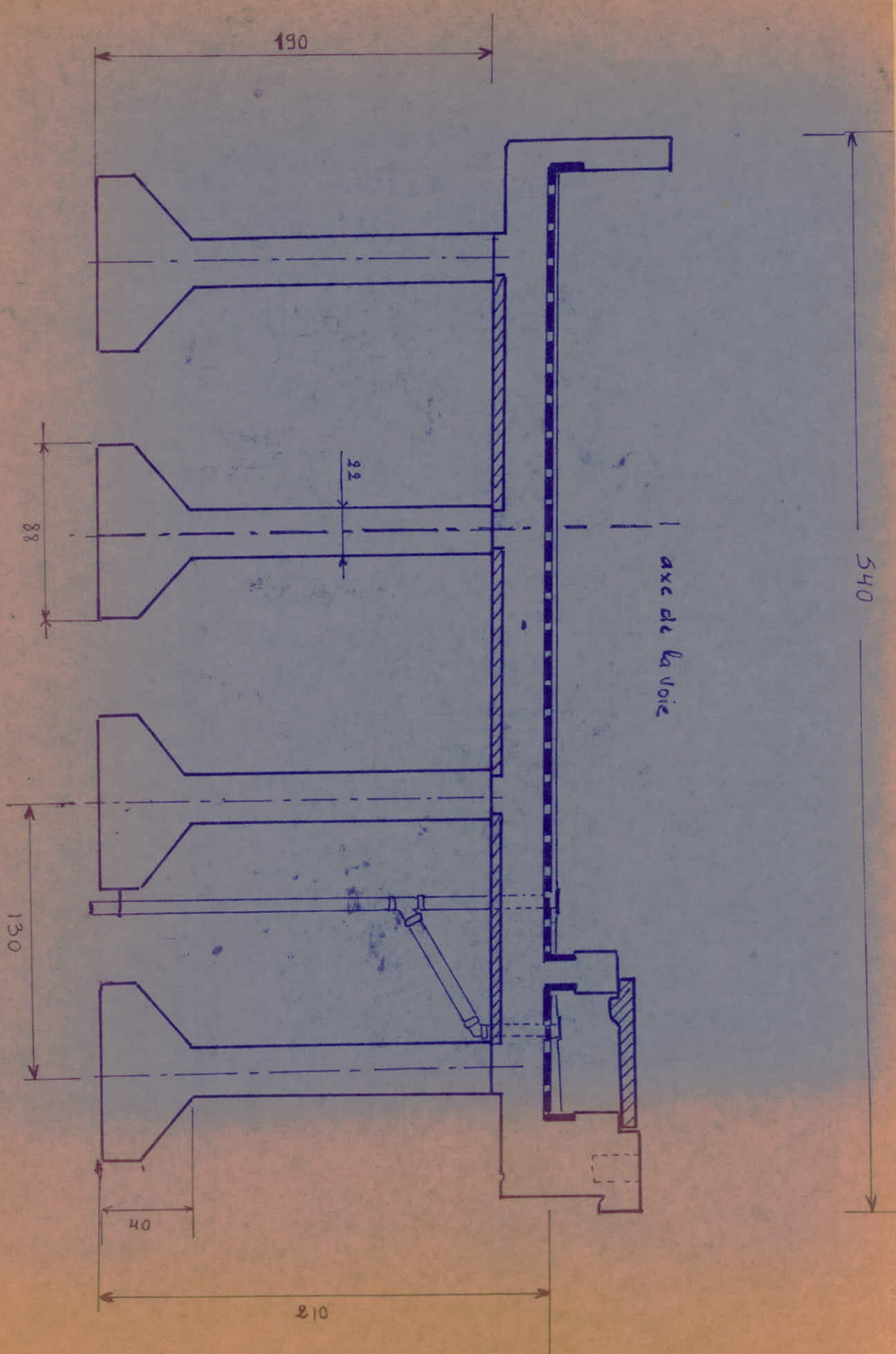
①

②

③

④

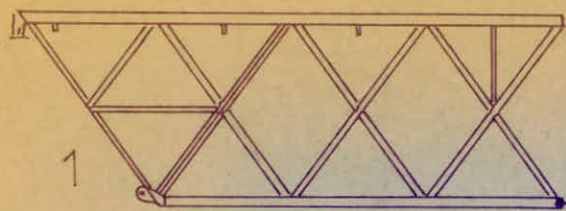
coupe transversale



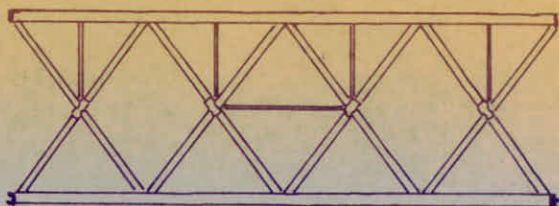
CINTRES H33

237

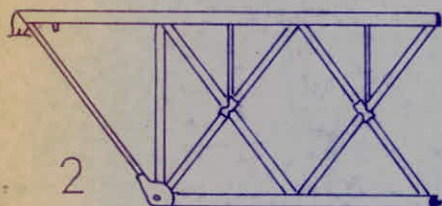
(E. M. HUNNEBECK)



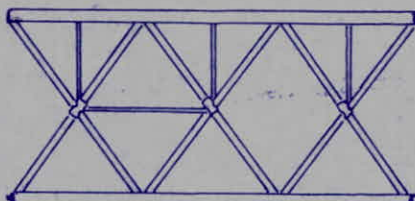
1



3

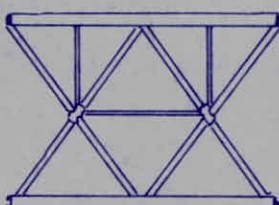


2



4

- 1) Piece d'about (6m) male ou femelle
- 2) Piece d'about (4,50m) male ou femelle
- 3) element intermediaire de 6,0m
- 4) element intermediaire de 4,5 m
- 5) element intermediaire de 3,0 m



5

structure treillis en losange, extremement rigide,
montage et demontage tres rapides.

CINTRES H33 systeme de base					
pieces d'about de 6,00m					
Portee (m)	Charge utile (au m.P)	Moment flechissant (t/m)	Reaction d'appui (t)	Poids du cintre (kg)	Poids au m.l (kg)
30,0	1,36	153	20,4	2700	90

Avec les pieces d'about de 6,00m on obtient la composition la plus economique.

La liaison de membrures inferieures s'effectue par deux boulons en acier special, munis de route-ecrous.

Les liaisons de membrures superieures comportent des goujons

