

①
UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

6/73

1/2

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

PROMOTION 1968-1973

Jean-Paul
Boude

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

A TOUS LES PROFESSEURS DE L' ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
QUI ONT CONTRIBUÉ À NOTRE FORMATION ET PLUS PARTICULIÈREMENT,

A MESSIEURS : C.MEROUANI
 J.P BOURDES
 A.SLAVKOV
 J.C JOVINE
 A.WALDIR

POUR LEURS CONSEILS QUI NOUS ONT PERMIS DE MENER À BIEN
CETTE ÉTUDE .

NOUS EXPRIMONS ICI NOS REMERCIEMENTS.

A.GHERNAOUT

N.E.LAKRIOUI

ALGER JUIN 1973

INTRODUCTION

Le Service de la Chirurgie Générale est organisé dans un bloc prévu pour la première étape de la réalisation de l'hôpital. Intégré dans le schéma fonctionnel de l'ensemble, le service est en liaison directe avec le bloc opératoire et le service des soins intensifs. La chirurgie générale accède une fois au point de circulation central et une deuxième fois à la batterie de circulation verticale du bloc opératoire.

Cette dernière batterie de circulation est incluse dans la surface de la chirurgie générale et comporte un escalier, un monte-malades et un ascenseur de service. Au dessus, elle s'achève par un réservoir d'eau de 160 m³.

La capacité totale est de 150 lits - 5 unités de 30 lits basées toujours sur l'unité de soins type. Les lits sont répartis comme il suit :

120 lits chirurgie générale

30 lits chirurgie spécialisée.

au rez de chaussée est localisé le service des locaux du personnel / vestiaires + sanitaires, le réfectoire avec annexes.

Le système de simple couloir est préférable du point de vue l'orientation des chambres des malades donnant sur le jardin de l'hôpital et les locaux communs vers l'espace intérieur de la composition. La ventilation directe de tous les locaux est très effective.

Dans chaque unité de soins on y trouve :

3 chambres à 6 lits

3 chambres à 3 lits

3 chambres à 1 lits.

Au total 30 lits "(poste de surveillance, WC collectives, lavabos, douche et baignoire. locaux de réserve et nettoyage, et une chambre à 1 lit de réserve) : capacité des locaux communs correspondante aux besoins des 30 malades.

Les bureaux des Médecins et le Secrétariat font partie des cabinets Médicaux à chaque étage.

La portée choisie de 3,60 m est le module optimal pour l'organisation des chambres à 3,6 et 1 lit en plus elle offre toutes les possibilités de réorganisation des chambres des malades d'après les besoins de ~~l'époque.~~ *du moment.*

?
style
Le schéma constructif *e*'est un squelette (portiques en béton armé) et des planchers (poutrelles et hourdis) d'après les estimations faites ce schéma est le plus économique et le plus rationnel en tenant compte des conditions de construction en ALGERIE.

Le bloc de la chirurgie générale comprend un rez de chaussée et 6 étages, compte tenu de la nappe phréatique, le rez de chaussée est soulevé de 80 cm du niveau du terrain, ce qui permet d'organiser le vide sanitaire et les gaines techniques.

style
Le détail de la toiture "double toit, l'Hydro et la thermo isolation sont séparées par une couche d'air cette méthode est la plus sûre pour le climat excessivement sur du désert.

Toutes les gaines techniques dans les unités de soins passent par l'espace technique du faux plafond des couloirs.

Le revêtement des planchers est en carrelage de mosaïque une couche de sable entre la dalle de béton et le carrelage procure l'isolation *phonique* ~~chronique~~. Les murs et les plafonds de l'intérieur sont enduits *+* de plâtre et l'extérieur du bâtiment est revêtu en boucharde au ciment blanc.

La protection des façades sur lesquelles donnent les chambres des malades est assurée par un système de brise soleil conçues en forme de caniveaux afin d'éviter l'ensoleillement direct, des surfaces vitrées et ces mêmes caniveaux pleins d'eau sont appelés à rafraichir et humidifier l'air du microclimat, en cas de vent de sable, des tuyaux perforés suspendus au dessous de chaque rangée de caniveaux, formeront un filtre et dont un rideau de gouttes d'eau mis en dessous des caniveaux pour arrêter la poussière et humidifier l'air.

Le service de la chirurgie générale est développé sur une surface de 630 m² par étage, surface totale hors oeuvre est de 3 780 m², le volume bâti = 86 184 m³.

CONTRAINTES ADMISSIBLES.

I - BETON

Dosé à 350 kg/m³ de ciment de classe 325 avec un contrôle atténué

Granulat de dimension maximale Cg = 25 mm

$\sigma'_{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2$ "compression"

$\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$ " traction"

Contrainte admissible en compression

$\sigma' = \sigma_{28}$

$\alpha = 1$ Ciment de classe 325

$\beta = 5/6$ Béton soumis à un contrôle atténué

$\gamma = 1$ hm 4 Cg

hm épaisseur minimale de la construction.

$\delta = \begin{cases} 0,6 & \text{flexion simple et flexion composée avec effort} \\ & \text{normal de traction.} \end{cases}$

$\begin{cases} 0,3 & \text{Compression simple} \end{cases}$

$\begin{cases} 1 & \text{Compression simple} \end{cases}$

$\epsilon = \begin{cases} 0,5 < \epsilon < 1 & \text{dans les autres cas tel que} \end{cases}$

avec σ'_m = contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée ou du béton de la zone comprimée de la section.l'homogène réduite.

.../...

Compression simple $\bar{\sigma}_{bc} = 1.5/6.1.0,3.1.270 = 67,5 \text{ kg/cm}^2$

Flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 1.5/6.1.0,6.1.270 = 135 \text{ kg/cm}^2$

CONTRAINTE ADMISSIBLE
DE TRACTION

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta$ $\sigma = 28$

α, β, δ ont la même signification que précédemment

$\theta = 0,018 + \frac{21}{128} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0257$

$\bar{\sigma}_b = 1. \frac{5}{6} . 1 . 0,0257 . 270 = 5,8 \text{ kg/cm}^2$

II ACIERS

a) Acier doux

$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de traction admissible

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

b) Acier tor

$\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\phi \geq 25$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Il faut que ces barres satisfassent à la condition de résistance minimale du béton.

$\bar{\sigma}'_{bo} = 20 (1 + 1,25 \psi_d)$

ψ_d = coefficient de scellement

$\psi_d = \frac{1,5}{2} m_d$

$m_d = 1$ rond lisse

$\psi_d = 2$ aciers H.A

$$\psi_d = 1,5 \longrightarrow \sigma_{bo} > 20 (1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$$

L'inégalité est vérifiée.

En utilisant les valeurs forfaitaires, on obtient les contraintes suivantes admissibles pour l'acier :

$$\begin{aligned} \phi \leq 20 & \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4\,200 = \boxed{2\,800} \text{ kg/cm}^2 \\ \phi \leq 25 & \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4\,000 = 2\,670 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Mais ces valeurs forfaitaires ne peuvent être utilisées que si elle sont compatibles avec les conditions de fissuration.

* La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} K \sigma_b}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

ϕ = diamètre nominale de la plus grosse des barres tendues

N = coefficient de fissuration (= 1 pour les ronds lisses)

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration

* Dans les pièces comprimées les armatures longitudinales doivent être constituées par des aciers dont en 3300kg/cm². Si on fait usage d'aciers dont en 3300 kg/cm², il y a lieu de réduire la contrainte de compression admissible de l'acier introduite dans les calculs :

$$\bar{\sigma}_a'' = \bar{\sigma}_a' \frac{\sigma_{en}}{3\,340}$$

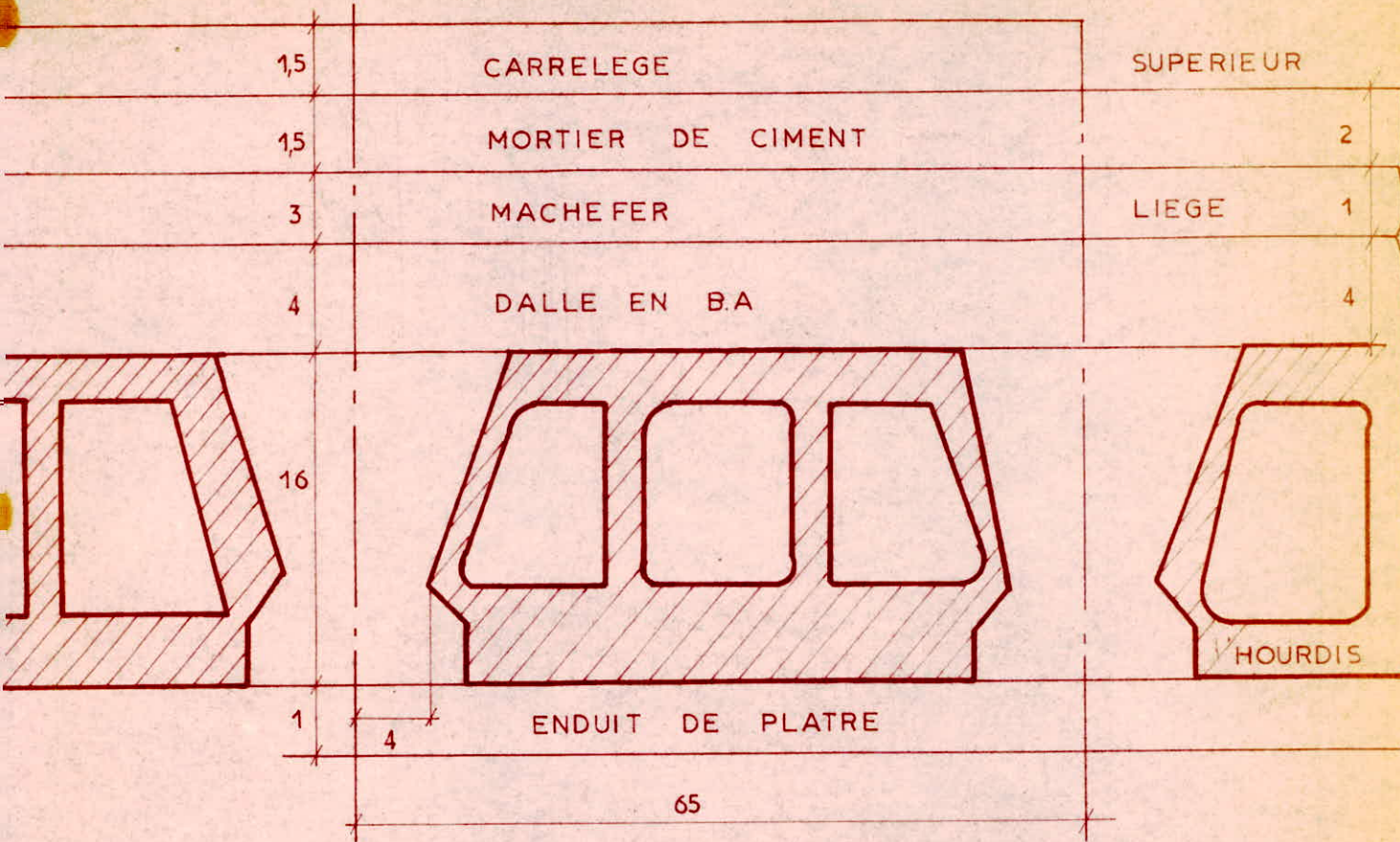
REMARQUE :

Documents de travail BA6 8 page (12, 13, 14, 16, 18, 23, 45, 58, 89).

DALLES
ET
PLANCHERS

R_D_C

PLANCHER COURANT



NOTA: POUR LE PLANCHER R D C LA CONSTITUTION EST LA MEME SAUF L'ENDUIT EN PLATRE

CHARGE PERMANENTE

PLANCHER (COURANT R D C) P = 610 Kg

// SUPERIEUR P = 200Kg

(i)

PLANCHERS 1° 2° 3° 4°

Le plancher est à corps creux avec hourdis en béton de gravillons ~~est~~ et de ciment vibrés et comprimés ce type de plancher est d'un prix de revient relativement bas et son exécution facile - (fig 1).

Notre méthode de calcul consiste à diviser le plancher à corps creux en différentes zones de surcharges d'exploitation et d'effectuer les calculs des poutrelles pour chaque zone.

Afin d'avoir un plancher non flexible et pour ne pas justifier la rigidité du plancher on prendra h (hauteur total du plancher) telle que

$$\frac{HT}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad (\text{BA 58 P.112})$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{360}{22,5} \quad ht = 16 \text{ cm} \quad ht = 20 \text{ CM}$$

Donc on aura un plancher 16+4.

4 CM étant l'épaisseur de la dalle en béton armé 16 cm l'épaisseur du hourdis en béton creux, la dalle béton sera armée d'un quadrillage de barres.

EVALUATION DES CHARGES.

Carrelage en ciment 0,65X1,5X25 =	24,375
Couche de mortier en ciment 0,65X1,5X20	19,5
Couche de machefer un peu branchée 0,65X3X10=	19,5
Dalle en béton armé 0,65X4X25 =	65
Hourdis en béton creux $\frac{(0,65-0,18+0,3)95}{2}$ =	51,3
Poutrelle en béton armée 0,16X11X25 =	44
Enduit de plâtre 0,65X1X14 =	9,1
Cloisons mobiles 0,65X100 =	65
Charges permanentes	= 297,775
Surcharges d'exploitation 400X0,65X1,2 =	312
	= 609,775 KG

Pour les calculs nous prendrons P+G = 620 kg/ml

Remarque.

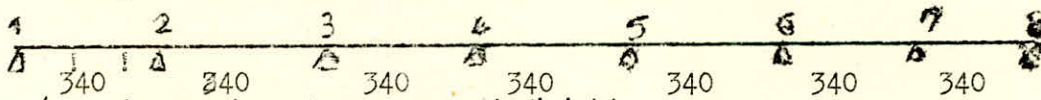
Les cloisons mobiles ont été prises en compte que charges uniformément réparties.

(2)

CALCUL DES POUTRELLES.

Nous faisons le calcul de 2 poutrelles continues dans le sens longitudinal, l'une de 6 travées, l'autre de 7 travées séparées toutes deux par un joint de dilatation.

Ne connaissant pas l'épaisseur des traverses des portiques on adoptera 20 CM, si elle est plus grande que 20 CM ; le moment ainsi calculé sera lui aussi plus grand qu'il ne l'est réellement, d'où nous serons dans le sens de la sécurité. La portée entre nus d'appui de chaque travée $360 - 20 = 340$ cm . $q = 620$ kg/ml



1/ La fissuration n'est pas préjudiciable

2/ P 2 G 260 2.298

3/ Les éléments solidaires ont une section constante le long de la travée

$$4/ 0,8 < \frac{11}{12} < 1,25 \quad 0,8 < \frac{3,40}{5,40} < 1,25$$

Ces 4 hypothèses sont vérifiées donc nous utiliserons la méthode forfaitaire du BA.68 page 103 .104.105.

0	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	0
0,93	0,705	0,75	0,75	0,75	0,75	0,705	0,93

MO=Moment en travée de la poutre de référence

$$MO = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{620 \times 3,4^2}{8} = 895,9 \text{ kg m} \quad 900 \text{ kg m}$$

$$Mt1 = Mt8 = 0,93 MO = 0,93 \times 900 = 837 \text{ Kgm}$$

$$Mt2 = Mt7 = 0,705 MO = 0,705 \times 900 = 634,5 \text{ kgm}$$

$$Mt3 = Mt4 = Mt5 = Mt6 = 0,75 MO = 0,75 \times 900 = 675 \text{ Kgm.}$$

VERIFICATION DES MOMENTS. (BA 68 Page 104)

Le moment maximal en travée Mt n'est pas inférieur à 0,5 MO dans le cas d'une travée intermédiaire .

0,6 MO dans le cas d'une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieur.

0,5 MO dans le cas des appuis voisins de l'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 MO dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées. Ces hypothèses sont toutes vérifiées dans notre cas .

(3)

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE. (BA 68 Page 30)

La largeur de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser la plus faible des 3 valeurs suivantes.

a) limiter la largeur d'appui au $\frac{1}{10}$ de la portée entre nus des appuis

$$\frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

b) on ne doit pas attribuer la même zone à 2 poutres différentes

c) la largeur est limitée à la $\frac{1}{2}$ de la distance entre nervures (dis-

tances entre faces voisines de 2 nervures).

$$b \leq \frac{1}{2} \cdot 48 = 24 \text{ cm}$$

d) la largeur ne doit pas dépasser les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section aux points de moment nul le plus voisin

$$\frac{9}{8} x^2 = 634,5 \quad x = 261 \quad b = \frac{2}{3} \cdot \frac{261}{2} = 87 \text{ cm}$$

e) la largeur ne doit pas dépasser le $\frac{1}{6}$ de la distance entre points de moment nul d'une travée

$$b \leq \frac{1}{6} \cdot 261 = 43,5 \text{ cm}$$

On prendra pour valeur de b la plus restrictive c'est à dire b=24cm

CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE LONGITUDINALE.

a) Travées 1-2 et 7-8

$$ht = 20 \text{ cm} \quad S = 0,1 \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$M = 837 \text{ Kgm}$$

$$\sigma_s = \frac{nM}{bh^2} + \frac{15 \cdot 837 \times 10^2}{2300 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0214$$

$$K = 63$$

$$I = 0,1923$$

$$\frac{I}{W} = 0,153$$

$$A = \frac{15}{n} \cdot \omega \cdot \frac{bh}{100}$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4}{18} = 0,222 \quad = 0,1923$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression donc nous étudierons cette section comme une section rectangulaire 65X20

(4)

$$A = 0,152 \frac{65 \times 18}{100} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (pourcentage minimal)

$$A_{\min} \geq b_{oh} \psi \frac{\sigma_b}{\sigma_{a2}} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 \quad (\text{BA68 p 95})$$

$$A = 18 \times 18 \times 0,54 \frac{5,8}{2600} \frac{(20)}{18} = 0,249 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

B// TRAVEES 2-3 et 6-7

$$M = 634,5 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{N M}{a b h^2} = \frac{15 \cdot 634,5 \cdot 10^2}{2 \cdot 800 \cdot 6518^2} = 0,0161$$

$$\alpha = 0,1685$$

$$K = 74$$

$$\frac{h_0}{h} > \alpha$$

$$W = 0,114$$

$$A = W \frac{bh}{100} = 0,114 \frac{65 \cdot 18}{100} = 1,335 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

C// TRAVEES 3 . 4 ; 4 . 5 ; 5 . 6

$$M = 675 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{nM}{a b h^2} = \frac{15 \cdot 675 \cdot 10^2}{2800 \cdot 6518^2} = 0,0171$$

$$A = W \frac{bh}{100}$$

$$K = 71,5 \quad - \quad = 0,1734 \quad - \quad W = 0,121$$

$$= 0,121 \cdot 11,7 = 1,42 \text{ cm}^2 \quad A > A_{\min}$$

$$\frac{h_0}{h} > \alpha$$

FISSURATION BA 68 Page 89

La valeur maximum de la contrainte de traction des armatures longitudinales sera lié par la plus grande des 2 valeurs.

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{W f}{1 + 10 \bar{W} f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} K \bar{C} b}$$

ϕ = diamètre de la plus grosse barre tendue = 12 mm

M = Coefficient de fissuration (1,6 Acier H.A)

$$\bar{C}_b = 5,8$$

K = 1,510^o fissuration peu nuisible

$$\bar{W} f = \frac{A}{Bf} = \text{pourcentage de fissuration}$$

Bf = section d'enrobage contenant toutes les barres

$$\bar{W} f = \frac{A}{Bf} = \frac{2,26}{4 \times 13} = 0,0435$$

$$\bar{C}_1 = 6780 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{C}_2 = 2580 \text{ kg/cm}^2$$

\bar{C}_1 a contrainte admissible des aciers est la valeur minimale de σ_1 et $\frac{2}{3}$ en Le choix de a est justifié.

(5)

CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON.

On vérifie uniquement pour la section la plus sollicitée. Il faut vérifier la plus restrictive des 2 conditions .

$$\sigma_b \leq 2 \bar{\sigma}_{b0} \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{b0}$$

$$F = \frac{M}{Z} = \frac{83\,700}{\frac{7}{8} \cdot 18} = 5\,300 \text{ kg}$$

$$\sigma_m = \frac{F}{b \cdot x} = \frac{5\,300}{65 \times 0,1923 \times 18} = 23,4 \text{ kg/cm}^2 \quad / 67,5$$

CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE AUX APPUIS.

Puisque les poutrelles sont coulées sur place, on peut compter sur une bonne adhérence du béton. Aussi le corps creux présente une résistance mécanique suffisante, on fait intervenir une longueur fictive de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois du corps creux.

$$b_e = 8 + 2 = 10 \text{ cm (BA 68 p.111)}.$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue du point de vue calcul nous avons une section rectangulaire de hauteur $h=18$ cm.

(6)

c/ Calcul des sections d'armatures aux appuis de rive.

Appuis 1 et 8

$M = 135 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$\mu' = 0,0227$$

$$\alpha = 0,1974$$

$$\bar{w} = 0,168$$

$$K = 61$$

$$A = 0,292 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min}$$

TABLEAU RECAPITULATIF.

	TRAVEE			APPUI		
	1.2.7.8.	2.3.,6.7.	$\frac{3-4}{45} - 5.6;$	1,8	2,7	3,4,5,6
Moment	837	634,5	675	135	450	360
μ'	0,0214	0,0161	0,0171	0,0227	0,0742	0,0595
α	0,1923	0,1685	0,1734	0,1974	0,3337	0,3036
η'	0,153	0,114	0,121	0,162	0,557	0,441
A	1,78	1,335	1,42	0,292	1,00	0,793
AMIN	0,249	0,249	0,249	0,25	0,25	0,25
A.adopt.	2,26	2,26	2,26	1,00	1,00	1,00
Barres	2T12	2T12	2T12	2T8	2T8	2T8
K	63	74	71,5	61	29,95	34,4
$\frac{1}{b}$	44,5	37,3	39,2	46	93,5	81,5

(8)

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT.

$$T_x = T_0 + \frac{M_1 - M_0}{l}$$

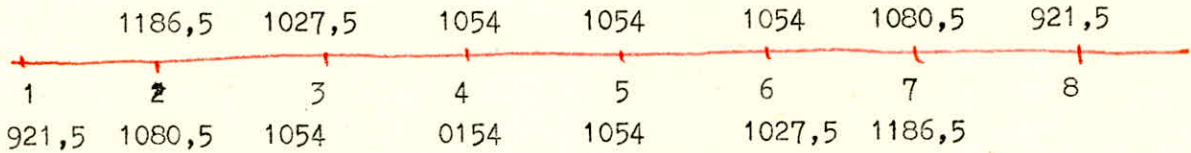
$$T_{1d} = \frac{620 \times 3,4}{2} + \frac{0 - 450}{3,4} = 921,5 \text{ kg}$$

$$T_{2g} = -1054 - 132,5 = -1186,5 \text{ kg}$$

$$T_{2d} = 1054 + \frac{450 - 360}{3,4} = +1080,5$$

$$T_{3g} = -1054 + 26,5 = -1027,5$$

$$T_{3d} = 1054 + \frac{360 - 360}{3,4} = 1054$$



Verification

$$\sum (\downarrow) = 0$$

$$620 \times 3,4 \times 7 = 2 \times 921,5 + 2 \times 1080,5 + 2 \times 1186,5 + 2 \times 1027,5 + 6 \times 1054$$

$$14756 = 1843 + 2161 + 2373 + 2055 + 6324 \quad 14756 = 14756 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Effort tranchant maximum $T_{max} = 1186,5 \text{ kg}$

$$\gamma = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 18 = 15,8 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1186,5}{10 \times 15,8} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

τ_b = Contrainte tangente maximale si les in\u00e9galit\u00e9s suivantes sont v\u00e9rifi\u00e9es

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \quad \left. \vphantom{\tau_b} \right\} \text{ Non v\u00e9rifi\u00e9}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma'_b}{K_{a2}} = \frac{2800}{29,9} = 93,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \quad \sigma'_{b0} < \sigma'_b < 2 \sigma'_{b0}$$

$$67,5 \quad 93,6 \quad 135 \quad \text{donc : } \tau_b = (4,5 - \frac{93,6}{67,5}) 5,8 = 18,1 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de traction des armatures transversales $7,5 \text{ kg/cm}^2$

$$(9) \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \rho_a = 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,5}{9 \times 5,8} = 0,856$$

$$0,856 > \frac{2}{3}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,856 \times 4200 = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

Section des armatures transversales rencontrées par unité de longueur

$$A_t \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{1186,5}{3600} = 0,33 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2 \emptyset 6 \Rightarrow 0,56 cm²/ml

Ecartement

$$t = \frac{A_t Z}{T} \bar{\sigma}_{at}$$

$$t = \frac{3600 \times 15,8 \times 0,56}{1186,5} = 27,1 \text{ cm}$$

Espacement limite

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

$$\bar{t} = 18 \left(1 - 0,3 \frac{7,5}{5,8} \right) = 11 \text{ cm}$$

On doit avoir aussi. $t \geq 0,2 h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm}$

On adopte un cadre HA6 (0,56 cm²) avec un écartement $t=10 \text{ cm}$

La poutrelle supporte des charges uniformément réparties on prendra pour valeur des écartements la série proposée par Mr CAQUOT.

2X10+2X11+2X13+2X16+3X20+30

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION. BA.68.P.110.

L'utilité des armatures dans les hourdis à corps creux est quelque fois contestée. Cependant de telles armatures sont utilisées.

(10)

Pour limiter les risques de fissuration par retrait
Pour résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Pour réaliser un effet de repartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons

Le hourdis est armé d'un quadrillage de barres. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 Cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 Cm (3pm) Pour les armatures parallèles aux nervures.

a) La section des armatures perpendiculaires aux nervures est donnée par

$$A = 0,02 \ln \frac{2160}{\text{en}} = \frac{43 \ln}{\text{en } 200} = \frac{43 (0,95 \times 65)}{\text{en } 200} = 0,512 \text{ cm}^2$$

Nous utiliserons du fil diamètre 3 avec un écartement de 125mm

b) La section des armatures parallèles aux nervures est au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires.

$$A > 0,256 \text{ cm}^2$$

On prendra du fil diamètre 3 avec un écartement de 250 mm

Finalement nous adopterons un treillis soudé diamètre 3 avec 125x250mm, les mailles les plus écartées seront parallèles aux nervures.

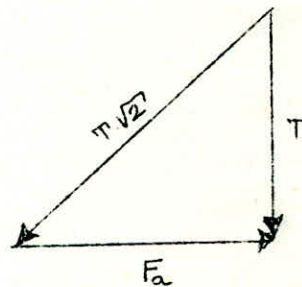
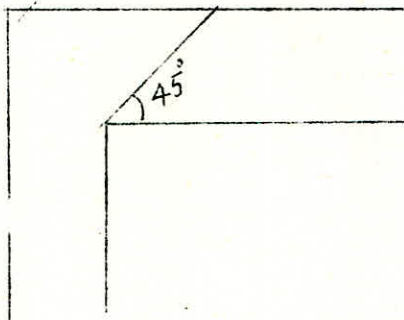
COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT :

Contrainte de compression de la bielle.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2 T}{b_0 C} = \frac{2 \times 921,5}{10 \times 20} = 92,1 \text{ Kg/cm}^2$$

La transmission des charges à l'appui se fait à l'aide de bielles inclinées à 45°.

Cette bielle transmet l'effort tranchant T. Elle est donc soumise à un effort de compression $T \sqrt{2}$



$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES :

On vérifie que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$

$M = 0$ aux appuis de Rive

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$$

$$2,26 \times 2.800 > 921,5 \quad (\text{vérifié}).$$

.../...

ADHERENCE D'ENTRAINEMENT DES ARMATURES DE TRACTION :

B.A 68 - page 44.

Contrainte d'adhérence des armatures.

$$\tau_d = \frac{T}{p z} = \frac{1186,5}{7,54 \times 15,8} = 9,95 \text{ Kg/cm}^2.$$

p = périmètre utile adhérent .

p pour 2 T 12 = 7,54 cm.

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

ANCRAGE DES ARMATURES :

Aux appuis de Rive la contrainte des armatures inférieures :

$$M = 0 \quad T = 921,5 \text{ Kg}$$
$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{921,5}{2,26} = 408 \text{ Kg/cm}^2.$$

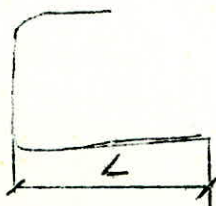
La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normale est égale à 16,4 Kg/cm².

Longueur d'ancrage par scellement droit :

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4} \frac{a}{d} = \frac{1 \times 2 \times 400}{4 \times 16,4} = 51,2 \text{ cm.}$$

Largeur de l'appui : 20 cm.

Nous prévoyons un crochet à double coude.



$$L = l_d - 2 \times r$$

$$L = 15 \text{ cm.}$$

.../...

Ancrage des armatures inférieures aux niveaux des appuis intermédiaires :

$$M = - 450 \text{ Kgm}$$

$$T = 1.186,5 \text{ Kg}$$

$$F = T + \frac{M}{Z} = 1.186,5 - \frac{450}{15,8} = - 1.613,5 \text{ Kg}$$

F est négatif, il n'y a pas lieu de vérifier l'ancrage des armatures inférieures, au niveau des appuis.

Ancrage des armatures : B.A. 68 - P.48

Zones d'ancrage normales :

$$\tau d = 1,25 \sqrt[2]{\frac{T}{b}} = 1,25 \sqrt[2]{1,5 \times 5,8} = 16,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Effort de traction s'exerçant sur les armatures inférieures :

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{921,5}{2,26} = 408 \text{ Kg/cm}^2$$

Longueur d'ancrage, par scellement droit BA. 68 - P.51.

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4} \frac{a}{d} = \frac{0,8 \times 2.800}{4 \times 16,4} = 34,2 \text{ cm}$$

La longueur de l'appui est de 20 cm b = 20 cm

Nous prévoyons un retour d'équerre d'une longueur de L = 18 cm. Nous aurons :

$$l = \frac{l_d + 3,5 \phi - L}{1,886} = 10 \text{ cm} \quad \underline{L = 10 \text{ cm}}$$

Longueur des chapeaux :

On peut déterminer graphiquement la longueur des chapeaux grâce à la courbe des moments, mais on a vérifié que cette longueur était à peu près égale à :

$$\frac{l}{4} = \frac{340}{4} = \underline{85 \text{ cm}}$$

Plan de ferrailage :

- Fig. 2

PLANCHER DU REZ DE CHAUSSEE :

Mêmes surcharges que que les planchers des niveaux (4,27, 7,74, 11,21, 14,68, 18,15), Pour les charges, elles sont identiques à celles des étages énumérés ci-dessus, mais diminuées de l'enduit de plâtre d'épaisseur 1 cm :

$$(0,65 \times 14) = 9,1$$

$$\text{Charges permanentes } 297,775 - P,1 = 288,675$$

$$\text{Surcharges } 400 \times 1,2 \times 0,65 = \underline{\underline{312}}$$

$$\text{Charge répartie par ml de poutrelles } \underline{\underline{600,675}}$$

CALCUL DES POUTRELLES :

Les trois hypothèses sont vérifiées.

Distribution des moments identique à la précédente.

$$G + P = 600,672 \text{ Kg/ml.}$$

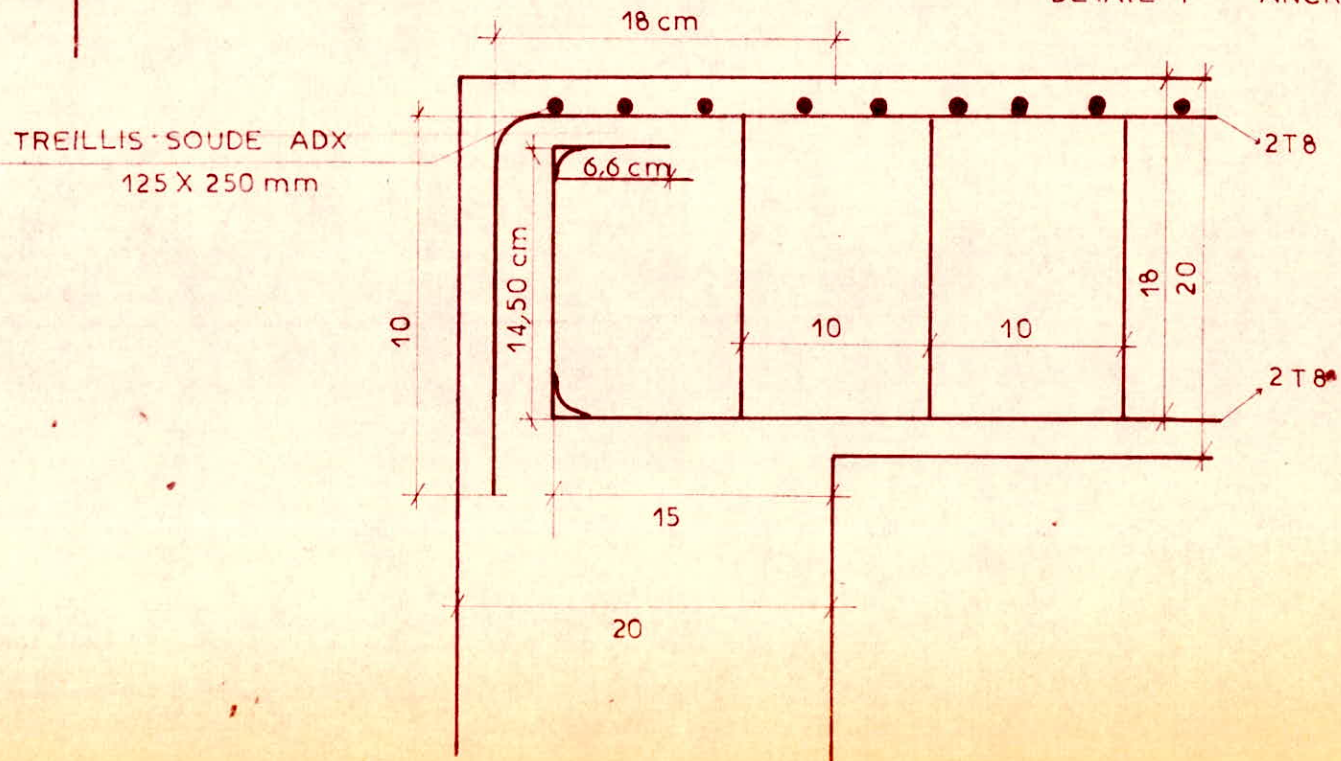
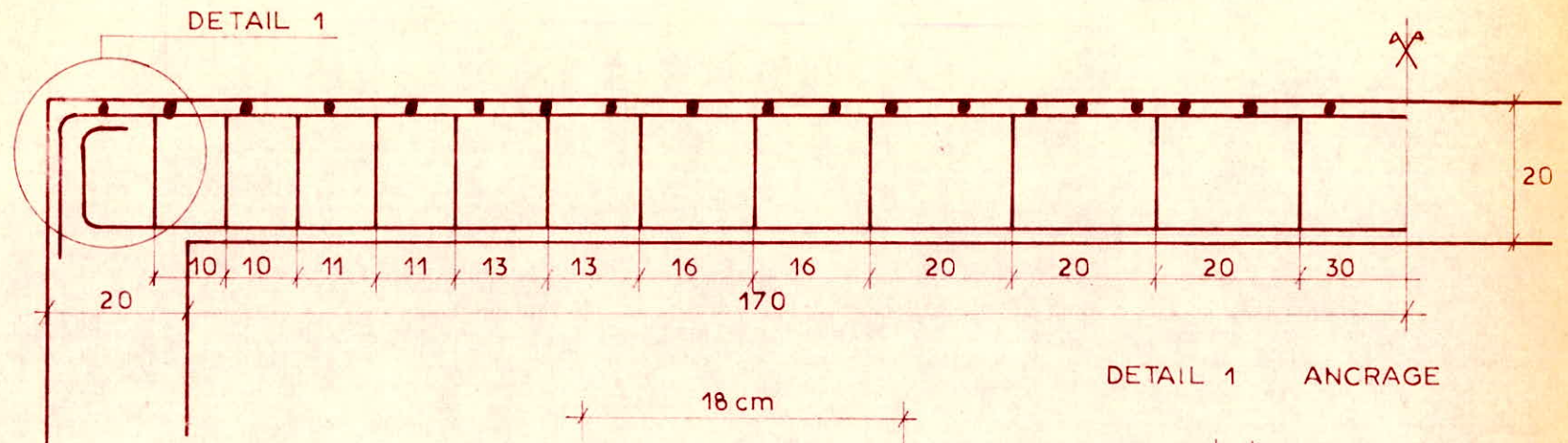
Nous prendrons :

$$G + P = 620 \text{ Kg/ml}$$

Les résultats sont identiques aux précédents.

Les différents plans de ferrailage seront les mêmes.

PLANCHER ETAGE COURANT + R D C L



CALCUL DU PLANCHER SUPERIEUR :

a) Charges permanentes :

Mortier de ciment	0,65 X 2 X 20	=	26
Liège	0,65 X 1 X 6	=	3,9
Dalle en béton armé	0,65 X 4 X 25	=	65
Hourdis	(0,65-0,11) X 95	=	51,3
Poutrelles	0,11 X 16 X 25	=	44
Enduit de plafond (plâtre)	0,65 X 1 X 14	=	9,1

			199,3 Kg
			=====

b) Surcharges (terrasse inaccessible)

$$0,65 \times 100 \times 1,2 = 277,3 \text{ Kg/ml}$$

Pour les calculs, on prend $G + P = 300 \text{ Kg/ml}$

PRINCIPE DE CALCUL :

Plancher à surcharges modérées :

- fissuration non préjudiciable

$$- P < 2 G \quad 65 < 2 \times 199,3$$

- Les éléments solidaires ont une section constante dans les différentes travées.

$$- 0,8 < \frac{L.1}{L.2} < 1,25 \quad 0,8 < \frac{3,4}{3,4} = 1$$

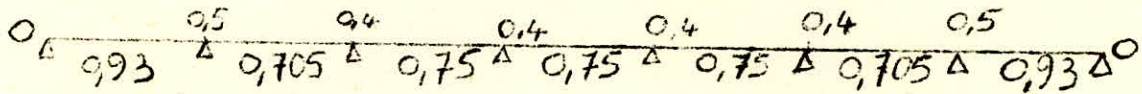
Ces quatre hypothèses étant vérifiées, nous appliquerons la méthode forfaitaire du BA.68 - pages 103, 104, 105.

Style

On fait le calcul de 2 poutres continues, l'une de 7 travées, l'autre de 6 travées, placées bout à bout, mais séparées par un joint de dilatation.

CALCUL DES MOMENTS -:

La traverse a une épaisseur de 20 cm, d'où la longueur, entre nus des appuis des poutrelles, est de $360 - 20 = 340$ cm.



$$M_0 = -\frac{300 \cdot \frac{3,4^2}{8}}{8} = 433,6 \text{ Kgm.}$$

$$M_0 = 435 \text{ Kgm.}$$

Moments en travée :

$$M_{1t} = M_{7t} = 0,93 M_0 = 410 \text{ Kgm}$$

$$M_{2t} = M_{6t} = 0,705 M_0 = 307 \text{ Kgm}$$

$$M_{3t} = M_{4t} = M_{5t} = 0,75 M_0 = 325 \text{ Kgm}$$

Moments aux appuis :

$$M_2 = M_7 = 0,5 M_0 = 218 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 174 \text{ Kgm.}$$

Aux appuis extrêmes, nous prendrons un moment de continuité égal à $0,15 M_0$

$$M_1 = M_8 = 0,15 M_0 = 65,25 \text{ kgm.}$$

Vérification des moments : B.A 68 - page 104 .

Le moment maximal en travée M_t n'est pas inférieur.
0,5 M_o , dans le cas d'une travée intermédiaire
0,6 M_o , dans le cas d'une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment, sur appui intermédiaire, n'est pas inférieure.

0,5 M_o , dans le cas des appuis voisins de l'appui de rive, d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_o , dans le cas des autres appuis intermédiaires, d'une poutre à plus de deux travées.

Ces hypothèses sont toutes vérifiées dans notre cas.

REMARQUES :

$$\frac{h_o}{h} = \frac{18}{20} = 0,222$$

Dans tous les cas de travée $\frac{h_o}{h}$, donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, et toutes les sections ont été étudiées comme des sections rectangulaires.

$$A_{\min} \geq b_o h \psi_4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

En travée :

$$b_o = 8 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\psi_4 = 0,54$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\min} : 0,249 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$b_o = 10 \text{ cm}$$

$$A_{\min} : 0,25 \text{ cm}^2$$

Les autres valeurs sont identiques.

On prend une largeur de la nervure, égale à la largeur réelle, augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure, et ceci dans le cas où les poutrelles sont coulées sur place. On peut compter sur une bonne adhérence du béton, ainsi que sur une résistance mécanique, suffisante.

$$b_0 = 8 + 2 = 10 \text{ cm}$$

	TRAVEE			APPUI		
	1 - 2	2 - 3	3 - 4	1,8	2,7	3, 4, 5, 6.
	7 - 8	6 - 7	5 - 6			
MOMENT	410	307	325	66	218	174
μ'	0,0104	0,0079	0,0083	0,0109	0,0363	0,0289
α	0,137	0,120	0,123	0,1402	0,2443	0,2206
\bar{w}'	0,0725	0,0545	0,0575	0,0762	0,263	0,208
A	0,848	0,637	0,673	0,127	0,455	0,374
A min	0,249	0,249	0,249	0,25	0,25	0,25
A adoptée	1,00	1,00	1,00	0,56	0,56	0,56
Barres	2 T.8	2.T.8	2 T.8	2 T.6	2 T.6	2 T.6
K	94,5	110	107	92	46,4	53
$\sigma_{b'}$	29,6	25,4	26,2	30,5	60,5	52,8

Calcul de σ_1 et σ_2

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{wf}{1 + 10 wf}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} K \sigma_b}$$

ϕ = diamètre de la plus grosse barre tendue 0,8 cm

n = Coefficient de fissuration - acier H.A. = 1,6

$K = 1,5 \cdot 10^6$ - fissuration peu nuisible.

$$wf = \frac{A}{Bf} = \frac{1}{4 \times 13} = 0,0192$$

$$\sigma_1 = 4,82 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous avons $\overline{\sigma_a}$ (contrainte admissible des aciers est la valeur minimale de σ_1 et $\frac{2}{3} \sigma_2$). Le choix de a est justifiée.

CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON :

$$F = \frac{M}{z} = \frac{410}{16} = 2.560 \text{ Kg}$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{b x}$$

$$\sigma'_m = \frac{2560}{65 \times 0,137 \times 18} = 16 \text{ Kg/cm}^2 \quad 67,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_m < \overline{\sigma'_b}$$

vérifiées.

$$\overline{\sigma_b} \leq 2\overline{\sigma'_b}$$

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T_x = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

T_0 = effort tranchant de la section d'abscisse

x = de la travée indépendante, soumise au mêmes charges

.../...

Mw et Me : moments en valeur absolue.

$$T1 = -\frac{9l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} = -\frac{300 \times 3,4}{2} - \frac{0 - 218}{3,4} = 510 - 64,2 = -445,8 \text{ Kg}$$

$$T2g = -\frac{9l}{2} - 9l + \frac{Mw - Me}{l} = -510 - 64,2 = -574,2 \text{ Kg}$$

$$T2d = \frac{9l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} = 510 + \frac{218 - 174}{3,4} = 529,1 \text{ Kg}$$

$$T3g = -\frac{9l}{2} - 9l + \frac{Mw - Me}{l} = 510 + 12,9 = -497,1 \text{ Kg}$$

$$T3d = \frac{9l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} = 510 + \frac{174 - 174}{3,4} = 510 \text{ Kg}$$

$$T.1 = -T.8$$

$$T2g = -T.7d \quad T"d = T4d = T5d = -T4g = -T5g = -T6g = -T7g$$

$$T3g = -T6d$$

8	574,2	497,1	510	510	510	529,1	
	2	3	4	5	6	7	8
	529,1	510	510	510	497,1	574,2	445,8

VERIFICATION :

$$\sum Y \downarrow = 0$$

$$300 \times 3,4 \times 7 = 2 \times 445,8 + 2 \times 574,2 + 2 \times 529,1 + 2 \times 497,1 + 6 \times 510 = 7140$$

ANCRAGE DES ARMATURES :

Déterminons la contrainte des armatures inférieures aux appuis de rive.

$$\text{Aux appuis de rive : } M = 0 \quad T = 445,8 \text{ Kg}$$

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = -\frac{445,8}{2,26} = 202 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normale (B.A. 68 - Page 48).

$$\overline{\tau}_d = 1,25 \psi_{2d} \overline{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Longueur d'ancrage par scellement droit (B.A. 68-Page 51)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_s} = \frac{0,8}{4} \frac{2800}{16,4} = 34,2 \text{ cm}$$

Largeur de l'appui : 20 cm

Nous prévoyons un retour d'équerre :

$$l = \frac{l_d + 3,5 \phi - L}{1,886}$$

$$l = \frac{34,2 + 3,5 \times 0,8 - 16}{1,886}$$

$$l = 12 \text{ cm}$$

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T_{\max} = 574,2 \text{ Kg}$$

La contrainte tangentielle maximale a pour valeur :

$$\tau_d = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{574,2}{10,7/8 \cdot 18} = 3,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \frac{3}{4} \overline{\sigma}_b = \frac{3}{4} \cdot 5,8 = 4,35 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

B.A. 68 - Page 111

Si τ_d est au plus égal aux trois quart de la contrainte de traction de référence, aucune armature transversale n'est requise.

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES :

$$\text{Nous vérifions si : } A \overline{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

aux appuis de rive : $M = 0$

$$A \overline{\sigma}_a \gg T \quad 1 \times 2800 > 445,8 \text{ Kg}$$

Cette condition est vérifiée.

...//...

COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT :

Contrainte de la compression dans la bielle/:

$$\sigma'_b = \frac{2 T}{b_0 C} = \frac{2 \times 445,8}{20 \times 13} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2 < 67,5 \text{ Kg/cm}^2$$

APPUIS INTERMEDIAIRES (armatures inférieures) :

$$T + \frac{-M}{z} = 574,2 - \frac{21800}{15,75} = -810,8 \text{ Kg}$$

Cette valeur étant négative, aucune vérification de la section des armatures inférieures, des appuis et de leur ancrage, n'est nécessaire. L'armature ne sera soumise à aucun effort de traction.

ADHERENCE D'ENTRAINEMENT DES ARMATURES DE TRACTION :

(B.A. 68 - Page 44)

Contrainte d'adhérence des armatures

$$\tau_d = \frac{T}{p z} = \frac{574,2}{5,03 \times 15,8} = 7,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \sigma'_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous vérifions bien que $\tau_d < \bar{\tau}_d$

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Section des armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A = 0,02 \ln \frac{2160}{\text{en}} = \frac{43 \ln}{\text{en}} = \frac{43 \times 65}{5200} = 0,537 \text{ cm}^2$$

On prend du fil $\emptyset 3$, avec un écartement de 125 mm

Section des armatures parallèles aux nervures :

On prend du fil $\emptyset 3$, avec un écartement de 250 mm

On aura donc un treillis soudé $\emptyset 3$, avec des mailles de 125 X 250.

.../...

Les mailles les plus écartées seront parallèles aux nervures.

PLAN DE FERRAILLAGE :

Fig 3.

ANCRAGE DES ARMATURES SUPERIEURES :

$$ld = 25,6 \text{ cm pour } \emptyset = 6 \text{ mm}$$

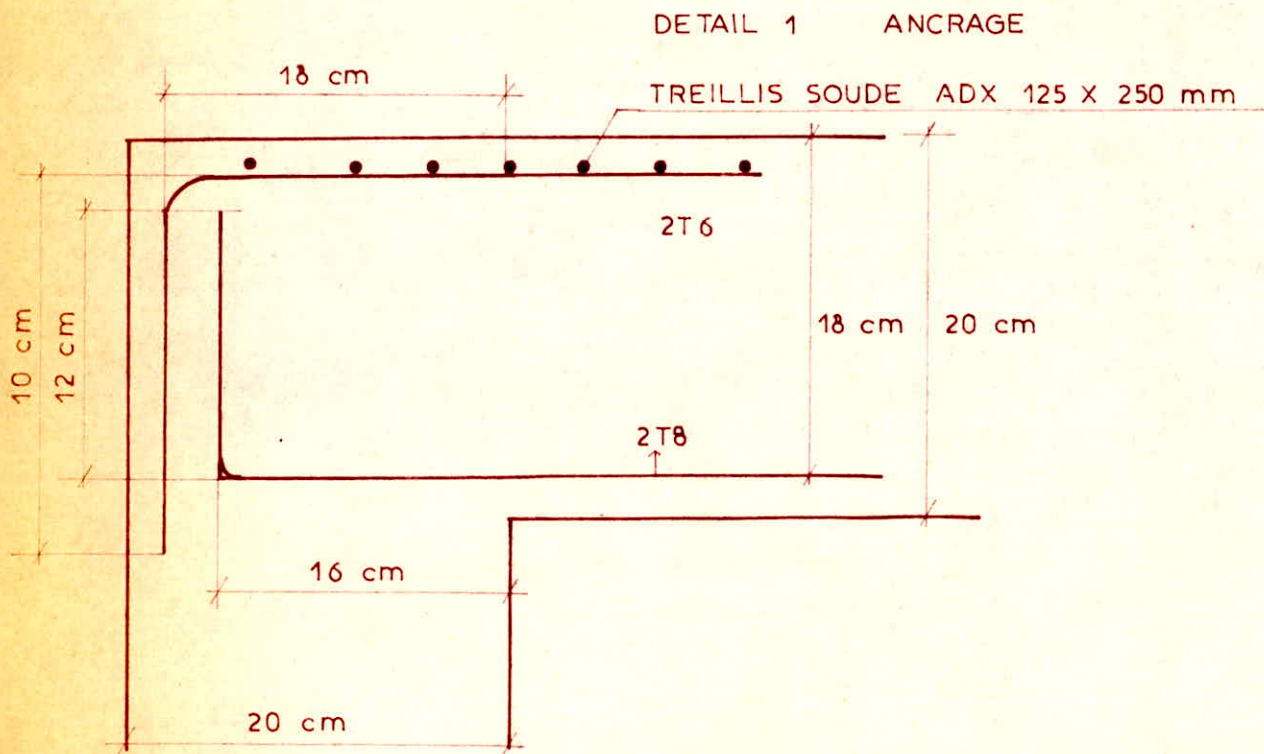
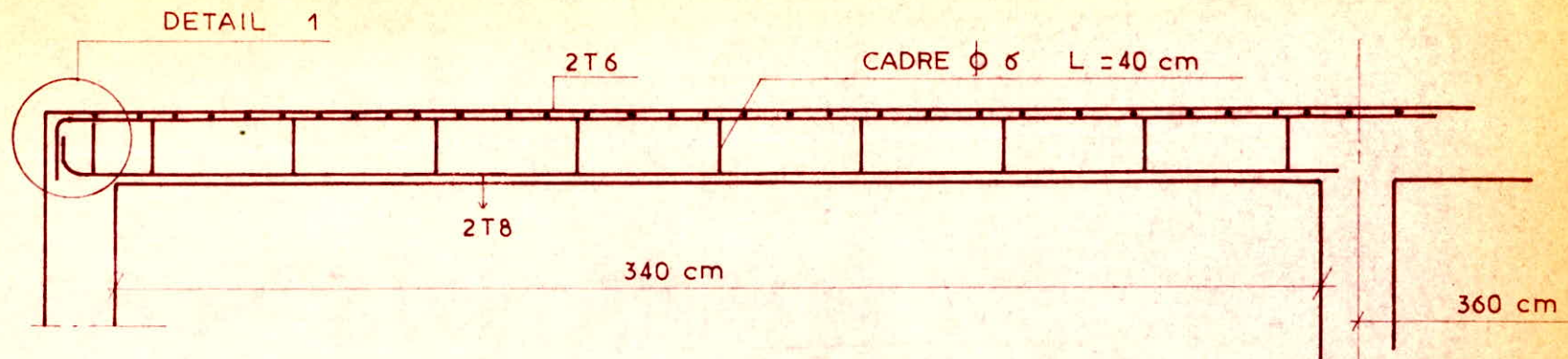
$$L = 18 \text{ cm}$$

Nous prévoyons un ancrage, avec retour d'équerre.

$$l = \frac{ld + 3,5 \emptyset - L}{1,886} = 5,15 \text{ cm.}$$

$$l = 10 \text{ cm.}$$

PLANCHER SUPERIEUR



VERIFICATION DE LA FLECHE : B.A 68 - Page 112

On peut se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers à hourdis creux lorsque :

$$\frac{ht}{l} \gg \frac{1}{2,25} \quad \frac{20}{340} \gg \frac{1}{22,5} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} \gg \frac{1}{15} \quad \frac{Mt}{Mo} \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{boh} \leq \frac{36}{en}$$

Planchers 1°, 2°, 3°, 4°, 5° - R.D.C.

A = 2,26 cm² (vérifiée)

Plancher supérieur : A = 1 cm² (vérifiée)

CALCUL DE LA FLECHE :

Plancher courant ((G + P) = 620 Kg/ml)

La flèche nuisible à la bonne tenue va être la somme des deux flèches suivantes :

- La flèche due à la déformation différée, sous l'effet des charges permanentes.

A partir du moment où les cloisons sont exécutées :

$$fg_{\infty} - fjo$$

- La flèche instantanée due aux surcharges d'exploitation

$$fgo - fgo$$

La flèche nuisible : $ft = fg_{\infty} - fjo + fgo - fgo$

.../...

CHARGES ET MOMENTS :

Pour le calcul des flèches, les charges prises en compte sont :

Poids propre du plancher	161	
des cloisons	65	
Revêtements	72,6	Kg/m ²
Surcharges	260	
j	230	
g	300	
q	560	

Les moments correspondants en travée sont :

$$M = 0,93 M_0$$

$$M_j = 0,93 \cdot 230 \cdot \frac{3,4^2}{8} = 310 \text{ Kgm}$$

$$M_g = 410 \text{ Kgm}$$

$$M_q = 760 \text{ Kgm}$$

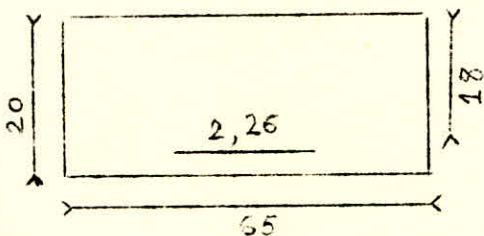
INERTIE TOTALE :

	S		H	J
65 X 20 = =	1300	X 10	= 13000 X 2/3 . 18	= 173000
18 X 2,26 =	40,7	X 18	= 734 X 18	= 13212
	1340,7	cm ²	13734	cm ³
			186,212	

$$v = \frac{H}{S} = \frac{13734}{1340,7} = 10,25 \text{ cm}$$

$$- H v = 140774$$

$$I_t = 45438 \text{ cm}^4 = J - H v$$



.../...

Calcul des valeurs de λ et μ

$$\overline{w} = \frac{A}{bh} = \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,00193$$

a) Pour les charges de faible durée d'application :

$$\lambda_i = \frac{\overline{b}}{22 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \overline{w}} = 18,4$$

$$\lambda_v = \frac{i}{2,5} = 7,35$$

Calcul des contraintes des armatures et de la valeur de μ :

$$\sigma_a = \frac{M}{h A}$$

$$\mu = 1 - \frac{5}{4} \frac{\overline{b}}{w \left(a + \frac{3}{b} \right)}$$

$$\begin{aligned} \mu &= 0,225 \\ \mu &= 0,3 \\ \mu &= 0,467 \end{aligned}$$

$$j = 230 \text{ Kg}$$

$$M_j = 310 \text{ Kgm}$$

$$a = 913 \text{ Kg/cm}^2 = 225$$

$$g = 300 \text{ Kg}$$

$$M_g = 410 \text{ Kgm}$$

$$a = 1260 \text{ Kg/cm}^2 = 3$$

$$q = 760 \text{ Kg}$$

$$M_q = 760 \text{ Kgm}$$

$$a = 2360 \text{ Kg/cm}^2 = 467$$

REMARQUES :

Si μ est négatif, on prendra $\mu = 0$

CALCUL DES DEFORMATIONS :

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_i = 3 E_v = 378000 \text{ bars}$$

CALCUL DES FLECHES :

a/ fg

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = 14200 \text{ cm}^4$$

.../...

$$f_{g\infty} = \frac{M l^2}{10 E v I_{fv}} = \frac{4,1}{1,26} \frac{3,4^2}{14,2} = 0,264 \text{ cm}$$

b) f_{jo}

$$I_{fi} = \frac{I t}{1 + \lambda_i \rho} = 8800 \text{ cm}^4$$

$$f_{jo} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{3,1}{37,8} \frac{3,4^2}{8,8} = 0,108 \text{ cm}$$

c) f_{go}

$$I_{fi} = \frac{I t}{1 + \lambda_i \rho} = 4730 \text{ cm}^4$$

$$f_{go} = \frac{7,6}{37,8} \frac{3,4^2}{4,73} = 0,493 \text{ cm}$$

d) f_{go}

$$I_{fi} = \frac{I t}{1 + \lambda_i \rho} = 6970 \text{ cm}^4$$

$$f_{go} = \frac{4,1}{37,8} \frac{3,4^2}{6,97} = 0,18 \text{ cm}$$

La flèche nuisible est égale :

$$0,264 - 0,108 + 0,493 - 0,18 = 0,479 \text{ cm}$$

La valeur admissible de la flèche pour $l \leq 5 \text{ m}$
est égale à :

$$\frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm} > 0,479 \text{ cm}$$

.../...

REMARQUE :

Sous l'effet de la charge totale ($E + 1,2 P$) = 600 Kg/ml
Le moment fléchissant est de 837 Kgm et la section d'acier
mise en place est de 2,26 cm². Les valeurs des contraintes cor-
respondantes sont :

$$\sigma_a = 2340 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2340}{55,5} = 42,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour $A = 2,26 \text{ cm}^2$, la valeur de $\overline{w} = 0,192$, d'où nous
évaluerons la valeur de K ($K = 5,55$).

Par la lecture du diagramme, nous vérifions :

$$\frac{l}{ht} = \frac{340}{20} = 17 < 19$$

PLANCHERS SUPERIEURS :

Nous utiliserons l'abaque déduit des règlements B.A. 68

Sous l'effet de la charge totale ($G + 1,2 P$) = 300 Kg/ml,
le moment fléchissant est de 410 Kgm, la contrainte de compression
du béton en travée est alors de :

$$\frac{a}{K} = \frac{2590}{86,5} = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

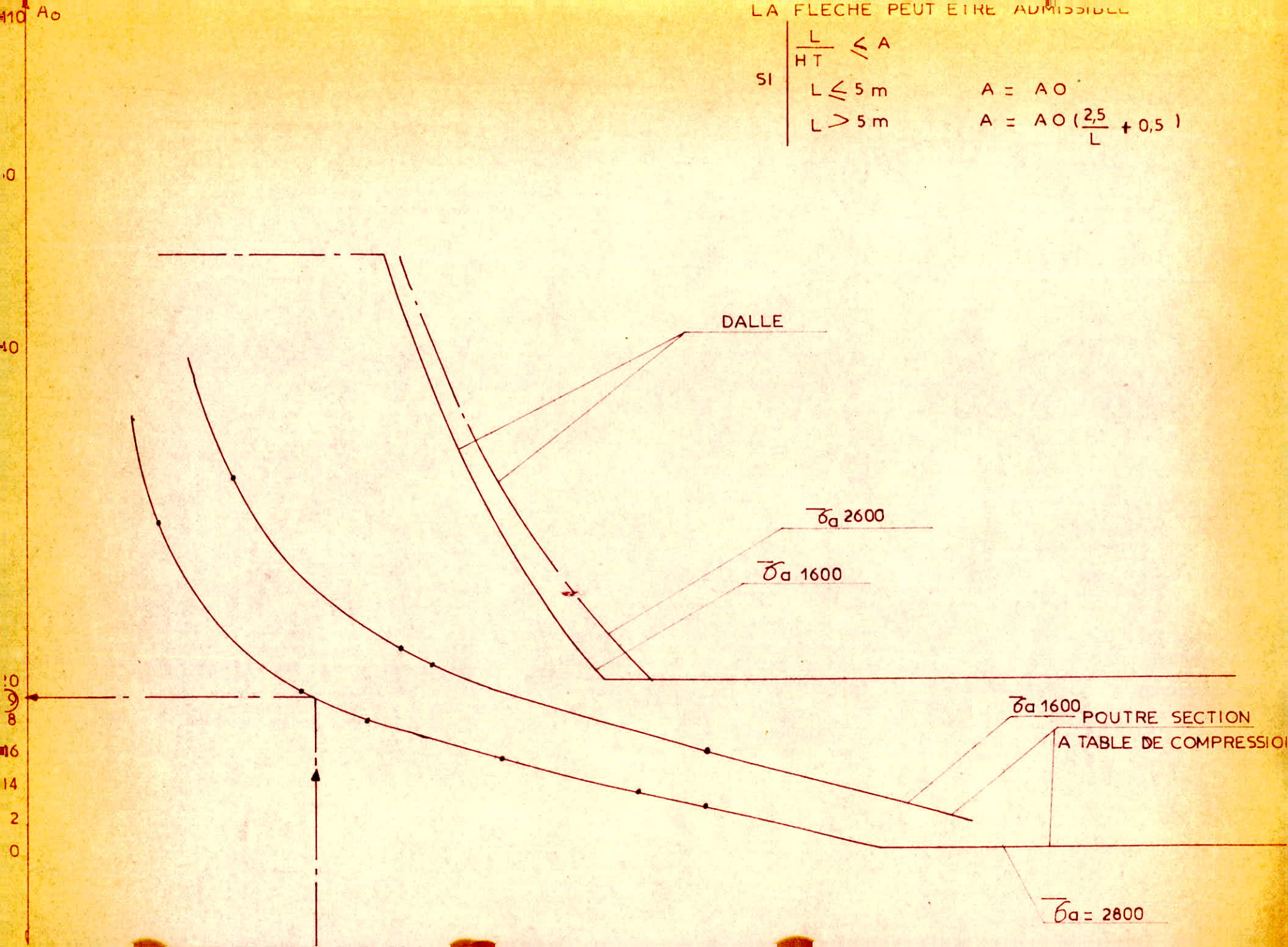
Par la lecture du diagramme, nous vérifions que :

$$\frac{l}{ht} = 17 < 23$$

Abaque fig. 4.

LA FLECHE PEUT ETRE ADMISSIBLE

$$\text{SI } \left| \begin{array}{l} \frac{L}{HT} \leq A \\ L \leq 5 \text{ m} \\ L > 5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A = A_0 \\ A = A_0 \left(\frac{2,5}{L} + 0,5 \right) \end{array}$$



Leur intérêt primordial est d'éviter d'étayage traditionnel qui constitue une perte de temps et une élévation du prix de revient main d'oeuvre.

Dans le rite traditionnel, le coffrage des poutres poutrelles et hourdis nécessite des lignes d'étais sous les fonds des moules qui sont à répéter à chaque niveau de la construction. Après coulage du plancher, un délai de 2 à 3 semaines est nécessaire pour décoffrer la sous-face et démonter les étais.

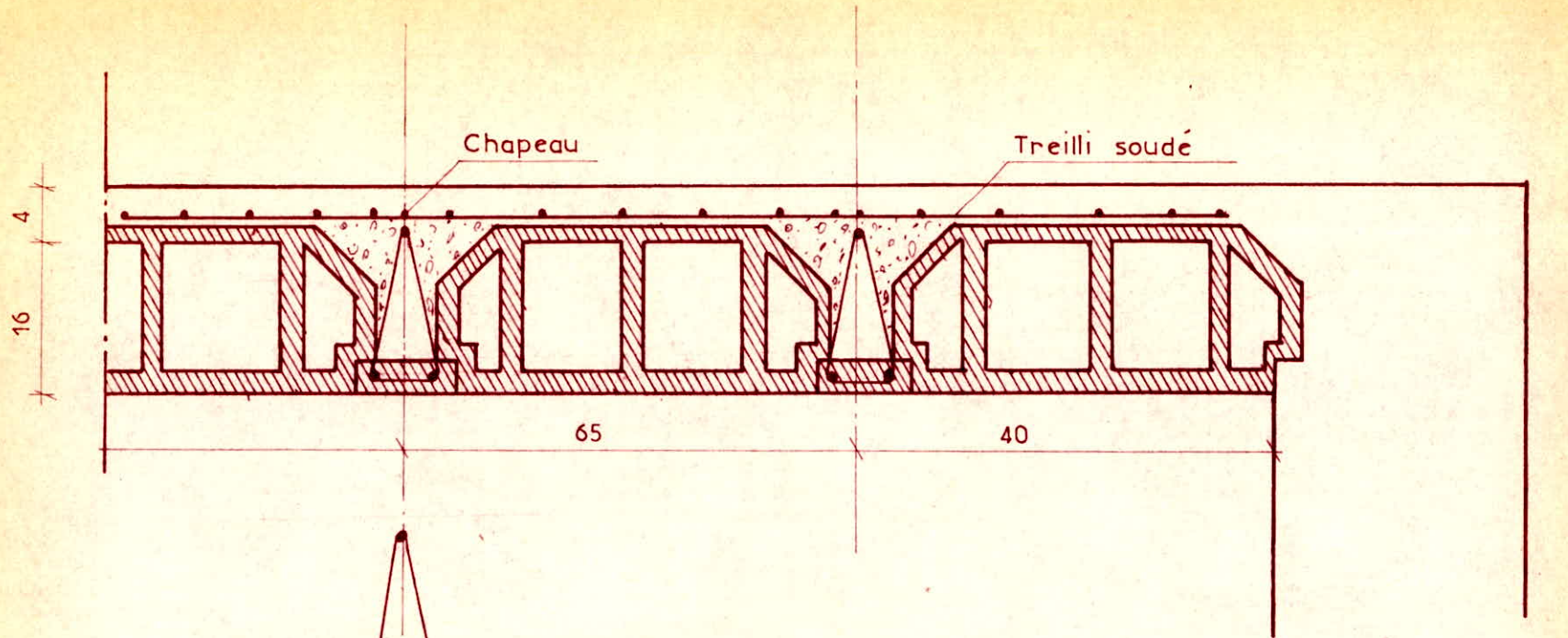
La préfabrication des poutrelles permet de livrer celles-ci prêtes à l'emploi.

Elles se posent entre traverses des portiques sans étais sauf toujours pour les poutres semi préfabriquées qui n'ont qu'une semelle en béton pour lesquelles quelques étais peuvent être nécessaires.

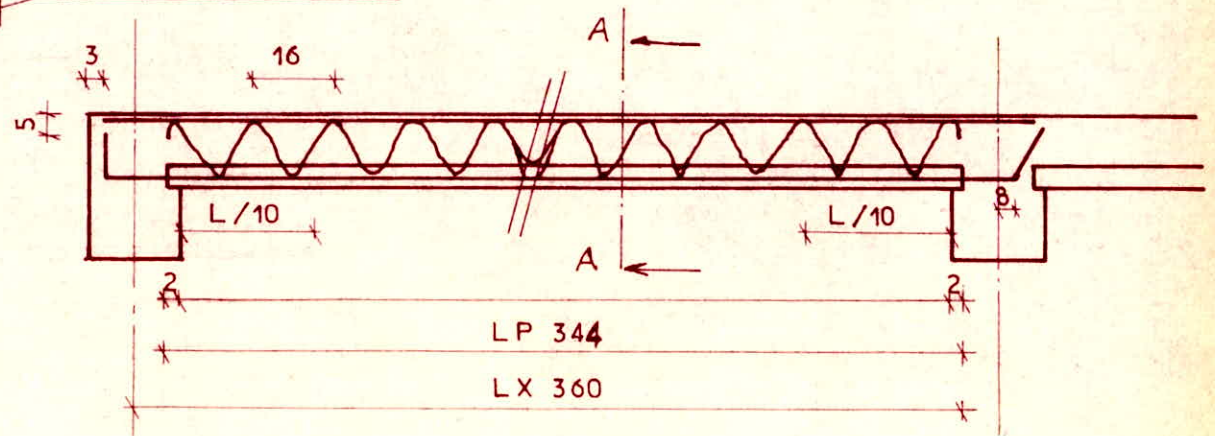
Dès leur mise en place effectuée, elles sont immédiatement aptes à recevoir des éléments préfabriqués de hourdis en béton, et la dalle en béton peut-être coulée de suite sans coffrage, donc sans délai de décoffrage.

étais cependant

PLANCHER PREFABRIQUE



Poutrelle préfabriquée



COUPE. A.A



PLANCHER COMPOSE DE POUTRELLES ET HOURDIS

AVEC UNE DALLE DE COMPRESSION

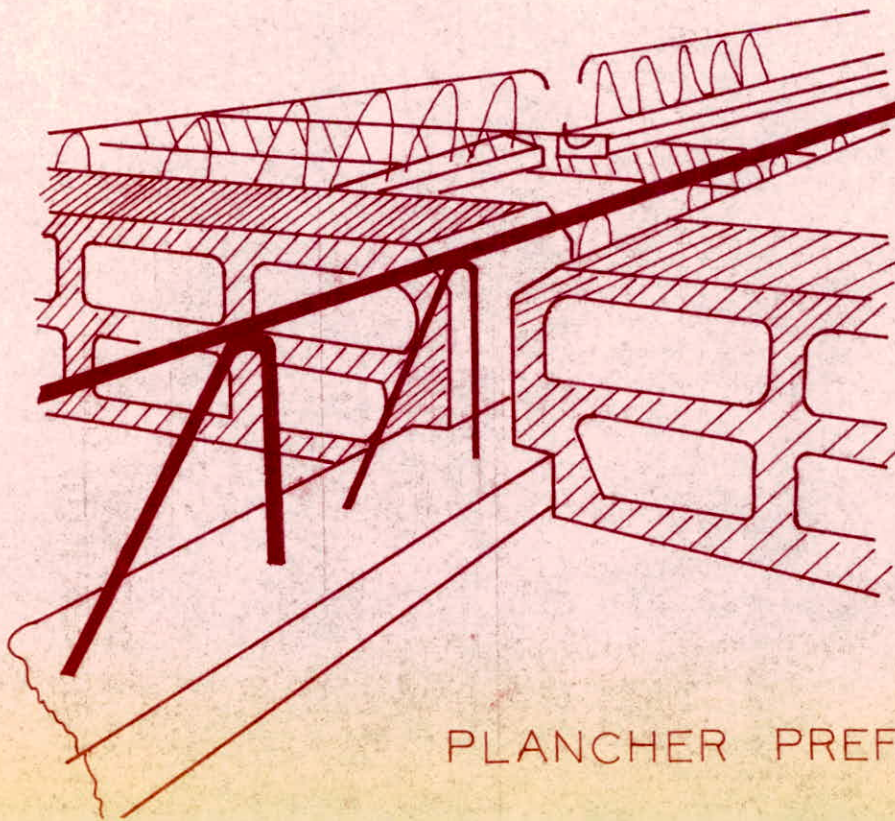
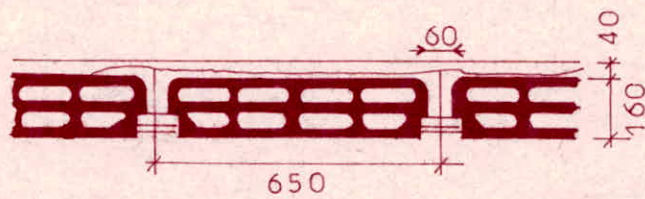
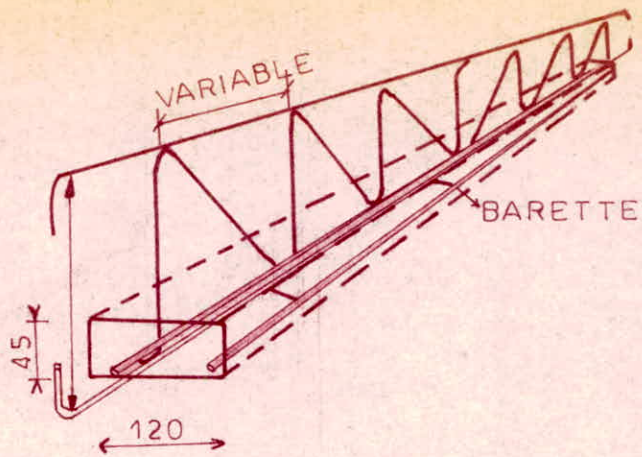
Les poutrelles sont constituées par une membrure supérieure qui est un acier rond de $1 \text{ } \varnothing \text{ } 12$ (vérifié par le calcul) et une membrure inférieure composée d'acier tor soudés sur des barettes transversales et un treillis soudé formé par une barre pliée de $\varnothing 10$ successivement verticale et inclinée à 45° soudés aux aciers supérieurs et inférieurs.

La membrure inférieure est préenrobée dans une semelle en béton de 12 cm et de 4,5 cm d'épaisseur (voir figure).

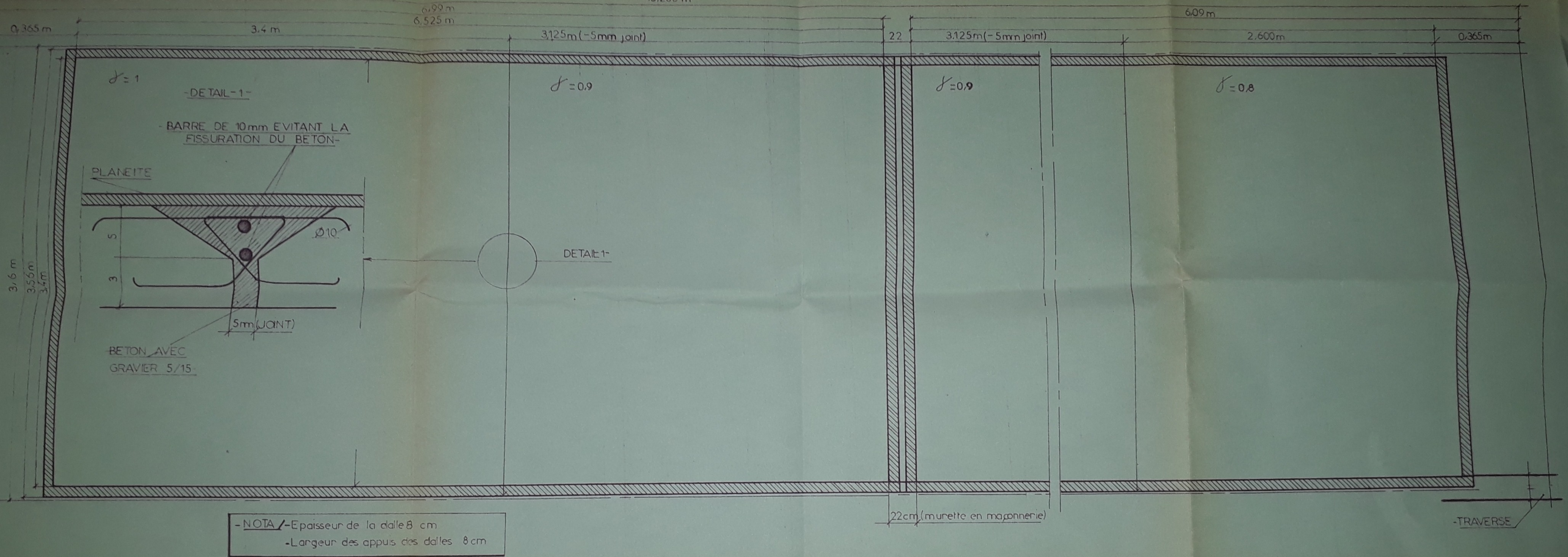
Il est facile d'augmenter les étriers au voisinage des appuis pour assurer la résistance à l'effort tranchant soit en réduisant le pas de pliage de la barre, soit en ajoutant une barre pliée supplémentaire la chape coulée en béton en même temps que les nervures doit-être armée par un treillis soudés.

Entre axe des poutrelles	65 cm	
Hauteur du hourdis	16 cm	
Hauteur totale du plancher	20 cm	
Poids au mètre carré	28 kg / cm ²	
Portée de	3,5 - m	
Surcharges de	400 kg / cm ²	(hopital)

edat?



PLANCHER PREFABRIQUE



LES DALLES DE LA TOITURE TERRASSE -

INTRODUCTION

Nous avons découpé la toiture de la terrasse en 4 parties suivant 3 types de panneau

Panneau 1	3,56x2,68m	Q. 2,5 T
Panneau 2	3,56x3,12m	Q. 2,3 T
Panneau 3	3,56x3,48m	Q. 1,9 T

L'ordre de pose est 1.2.2.3.

Si nous avons choisi ce type de fabrication et de pose c'est pour éviter de placer la grue derrière le bâtiment car la pose du chemin de roulement de la grue, son remontage et l'étude des fondations des traverses n'est pas solution économique.

Découper la terrasse en 2 type de panneau

Panneau 1'	6,685x3,56	Q.= 4,75t
Panneau 2'	5,885x3,56	Q.= 4,2 t

Il demeure une solution onéreuse car les préparatifs de la pose de la grue sont très longs et chers.

DALLES APPUYEE LIBREMENT SUR 3 COTES ET LIBRE SUR LE 4ème

A/CHARGES PERMANENTES.

Poids propre	25x8	= 200
Planeité		= 50
Protection		= 4

= 254

B/SURCHARGES.

Terrasse inaccessible	100x1,2	= 120
Sable	20x1,2	= 24

= 144

$$G+P = 254+144 = 398 = 400 \text{ kg/ML}$$

POIDS DIFFERENTS PANNEAUX.

Panneau 1	3,56x3,48x25x8	= 2500 kg
Panneau 2	3,56x3,2 x25x8	= 2300 kg
Panneau 3	3,56x2,68x25x8	= 1910 kg

REMARQUES.

Aux coins de la dalle il y a apparition de fissures. Ces fissures sont dues aux moments M_{XY}

$$\text{à l'origine il est maximum } M_{XY} = \frac{PLY^2}{15,30} = 302 \text{ Kgm}$$

$$\text{au milieu il vaut } \frac{PLY^2}{31,72} = 146 \text{ Kgm}$$

$$\text{à l'extrémité il vaut } \frac{PLY^2}{86,46} = 54 \text{ Kgm}$$

Donc pour lutter contre ces fissures nous sommes obligés de placer un ferrailage aux 4 coins de la dalle.

Niveau Supérieur et inférieur de la dalle pour $LX = LY$ Nous avons obtenu ces valeurs.

TRAVAIL DE LA GRUE

TRANSPORT

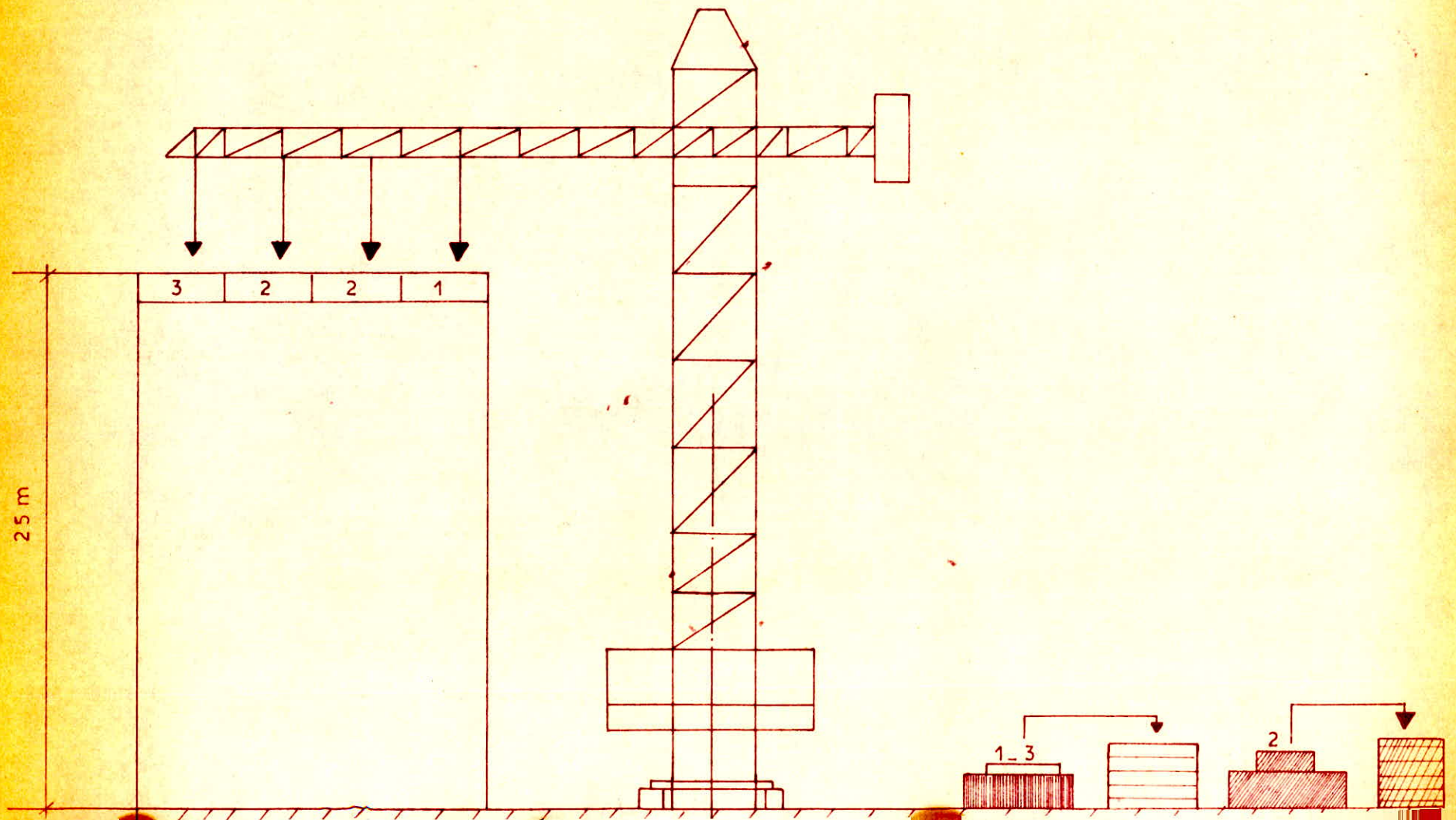
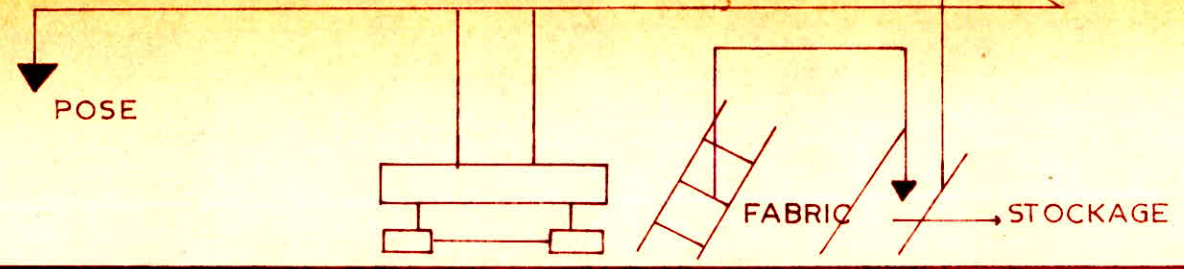


DIAGRAMME DES MOMENTS

$$M_{XY} = \frac{PL^2Y}{86,46}$$

$$475 = M_{Xmax} = \frac{PL^2Y}{9,17}$$

COURBE DE VARIATION
DES MOMENTS MX

P = 400Kg/mL

3,40 m

$$100 = M_{Ym} = \frac{PL^2Y}{46,15}$$

$$M_{Xm} = \frac{PL^2Y}{13,67} = 369$$

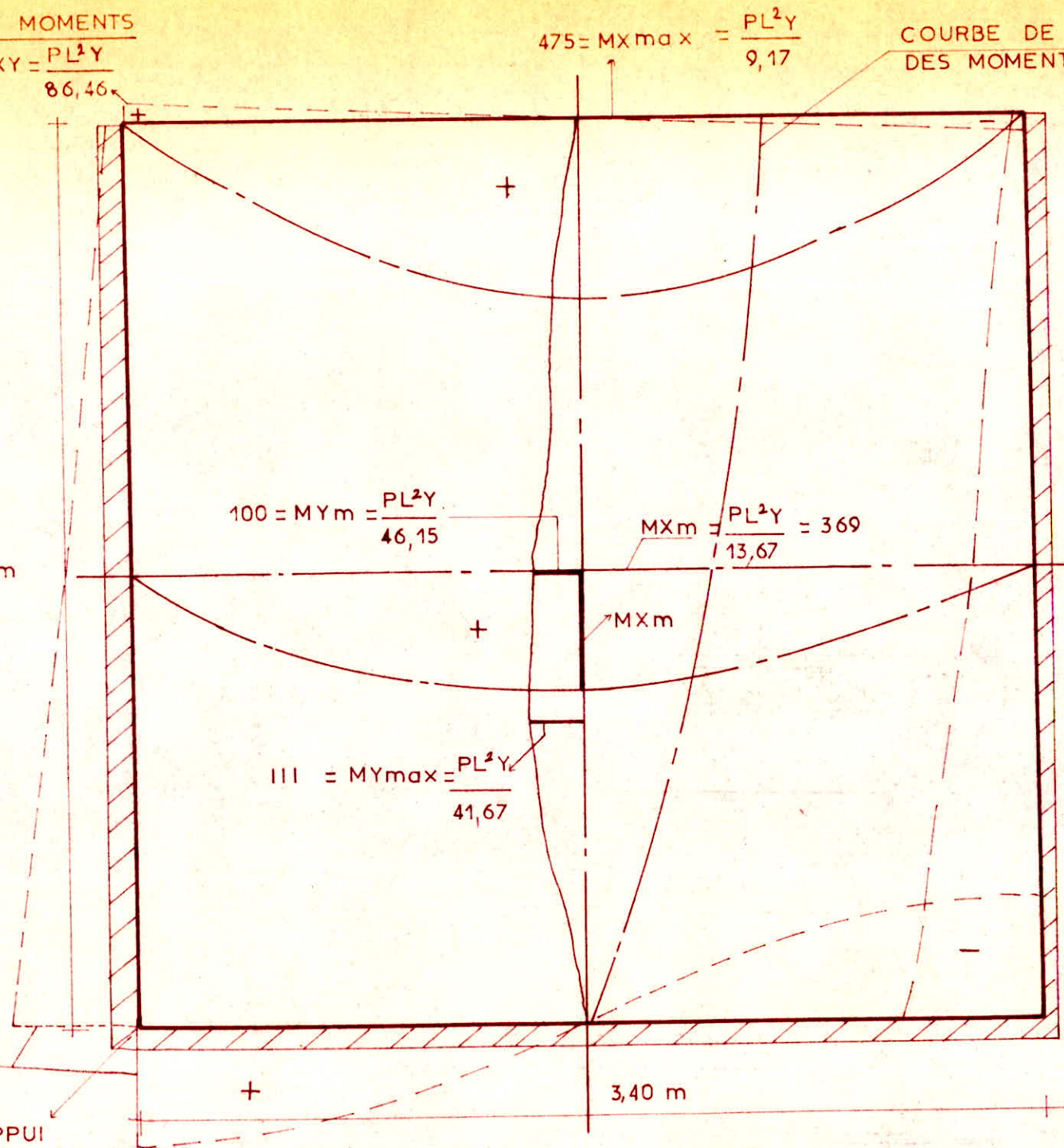
$$\frac{LY}{LX} = 1$$

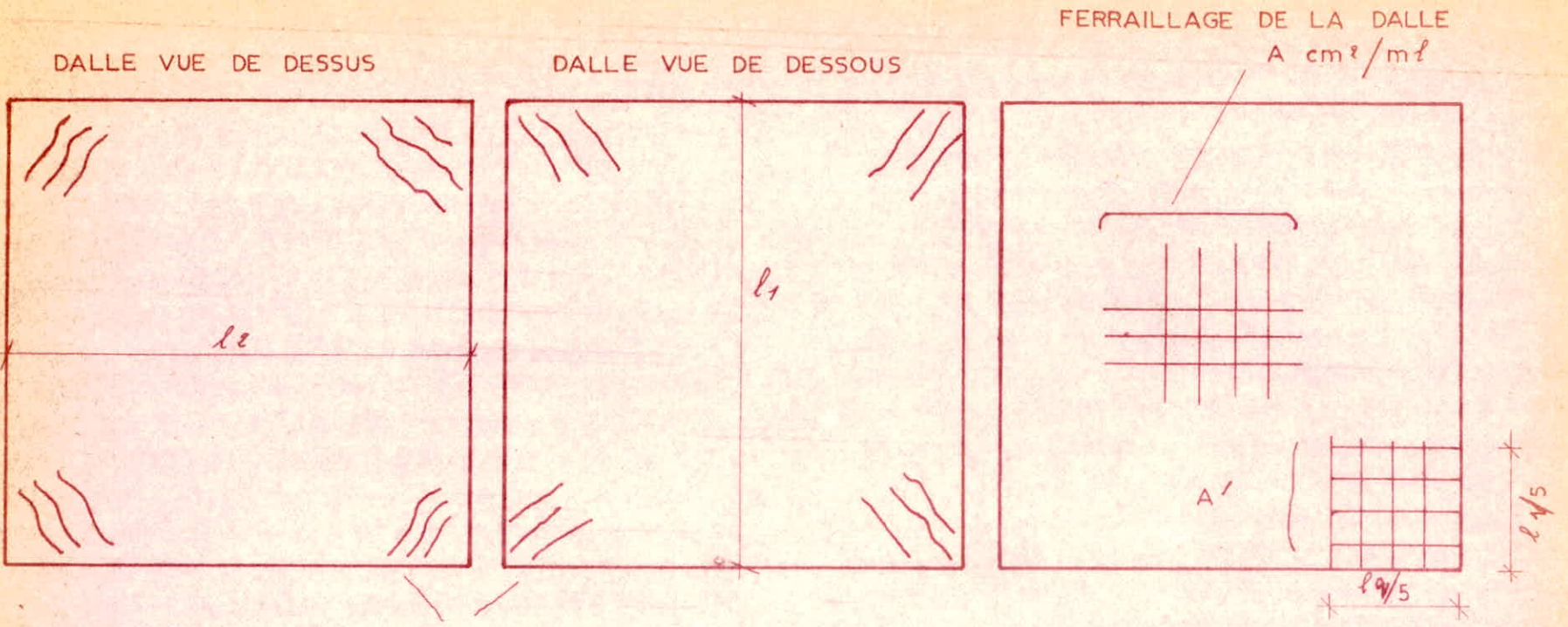
$$111 = M_{Ymax} = \frac{PL^2Y}{41,67}$$

$$M_{XY} = \frac{PL^2Y}{15,30}$$

3,40 m

APPUI





Les fissures sont dues aux moments d'angles ($M_{xy} = M_{\frac{1}{2}}^{\text{TORSION}}$)
 il faut ferrailer les 4 coins de la dalle

Panneau 3 $\frac{LY=3,4}{LX=3,4} = 1$ $Q=1,9T$

PLY2 = 400.3,4

$$M_{xm} = \frac{PLY2}{13,67} = 339 \text{ kgm}$$

$$! M_{xye} = \frac{PLY2}{15,3} = 302 \text{ Kgm}$$

$$M_{xm} = \frac{PLY2}{9,77} = 475 \text{ Kgm} = M_x \text{ MAX}$$

$$! M_{xym} = \frac{PLY2}{31,78} = 146 \text{ Kgm}$$

$$M_{YM} = \frac{PLY2}{46,15} = 100 \text{ Kgm}$$

$$! M_{xy \text{ fre}} = \frac{PLY2}{86,46} = 54 \text{ Kgm}$$

$$M_{YMAX} = \frac{PLY2}{41,67} = 111 \text{ Kgm}$$

$$\text{Flèche} = \frac{Y}{LY} = 0,33 \quad \text{Flèche admissible} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68$$

$$\frac{Y}{LY} < 0,68 \text{ (Vérifié)}$$

Ferraillage sens LX

$$= \frac{nM}{bh^2} \text{ avec } M_{x\max} = 475 \text{ Kgm}$$

bh^2

$$h = 7 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu' = 0,0926 : K=26 : \omega = 0,704$$

$$A = \frac{15}{n} \quad \frac{bh}{100} = 0,704 \times 7 = 4,928 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nappe inférieure / $1x = 10 \text{ } \phi 8/\text{ml}$

Ferraillage sens ly.

$$M_{y\max} = 111 \text{ Kgm}$$

$$= 0,0289 : K=53 = 0,208$$

$$A = 1,248 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons $A = 4 \text{ } \phi 8/\text{ml}$

FERRAILLAGE DES FISSURES DES COINS DES DALLES DUES AUX MOMENTS D'ANGLE.

$$M = 302 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = 0,0385 \quad K = 44,8 \quad \omega = 0,280$$

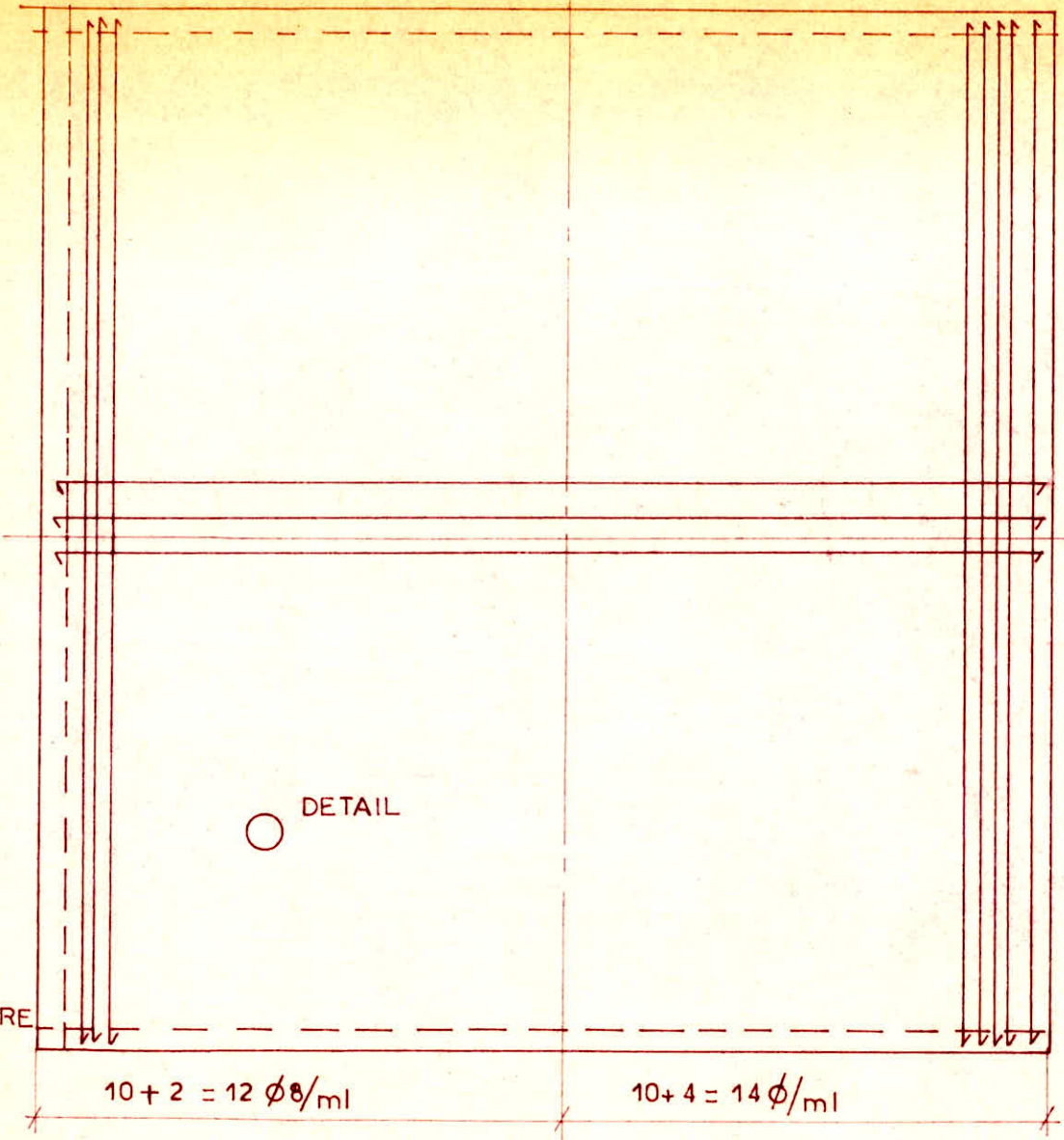
$$A = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4 $\phi 8/\text{ML}$

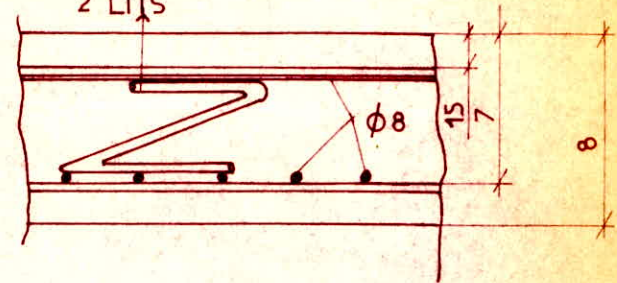
$$\text{AU MILIEU} \quad M = 146 \text{ Kgm}$$

$$A = 0,931 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

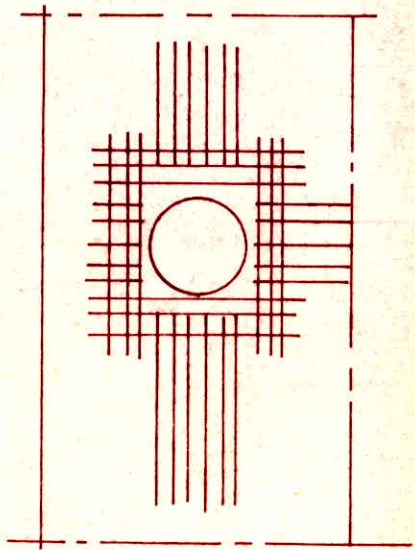
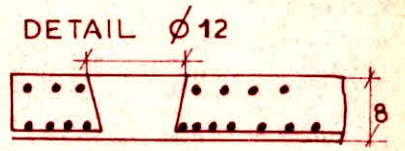
Pour respecter la condition de non fragilité



Z PERMETTANT DE MAINTENIR L'ECARTEMENT Cst ENTRE LES 2 LITS

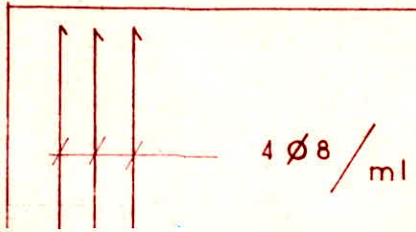


3 $\phi 8 / ml$



NAPPE INFERIEURE

NAPPE SUPERIEURE



CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_{min} = \psi \cdot bh \cdot \psi \cdot 4 \cdot \frac{\bar{\sigma} \cdot b}{6d^2} \cdot \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$A_{min} = 100 \cdot 7 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,8}{1600} \cdot \frac{(8)^2}{(7)}$$

$$A_{min} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque

Pour le ferrailage destiné à lutter contre la fissuration nous n'avons pas arrêté les barres à $lx/2$ comme le préconise la courbe sinusoidale de la variation des moments d'angle M_{xy} . Nous avons prolonger les barres pour éviter des dalles. Après la pose des dalles sur le toit nous découperons les crochets au chalumeau Suisse.

1) Détermination de la position des crochets pendant le transport voir figure $(MA) = (mB) = (MC)$

$$-\frac{q a^2}{2} + \frac{q l^2}{4} - \frac{q a l}{2} - \frac{q l^2}{8} + \frac{q a^2}{2} = \frac{q a^2}{2} = MC$$

$$a^2 + a l - \frac{l^2}{4} = 0 \quad a = 0,207 l$$

2) Transport des panneaux

Position des crochets suivant ly .

$$\text{panneau 1 } a_1 = 0,207 l = 0,207 \times 348 = 72 \text{ cm}$$

$$\text{panneau 2 } a_2 = 0,207 l = 0,207 \times 320 = 66 \text{ cm}$$

$$\text{panneau 3 } a_3 = 0,207 l = 0,207 \times 268 = 56 \text{ cm}$$

Position des crochets suivant lx .

Les différents panneaux ont la même largeur

$$b = 0,207 \times 356 = 74 \text{ cm}$$

3) Calcul du crochet avec un maximum de sécurité pour éviter l'arrachement du crochet.

a) Ancrage.

$$l_d = \frac{\sigma_s}{4E_d} \bar{\sigma}_a = \frac{1 \times 2800}{4 \times 16,4} = 42 \text{ cm}$$

$$l = \frac{l_d + 35 \bar{\sigma}_s}{1,886} - 1 = \frac{42 + 35 \times 40}{1,886} = 2,65 \text{ cm}$$

$$l = 5 \text{ cm}$$

B/ Séction des crochets.

Cas du panneau le plus chargé $Q = 2,5 \text{ T}$

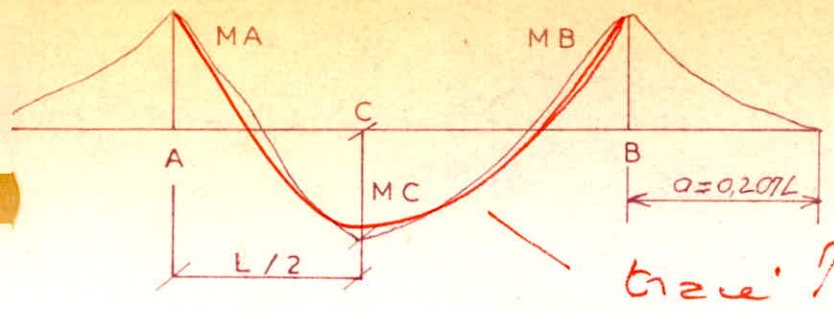
les panneaux sont armés de 4 crochets

un crochet supporte $Q = 0,625 \text{ t}$

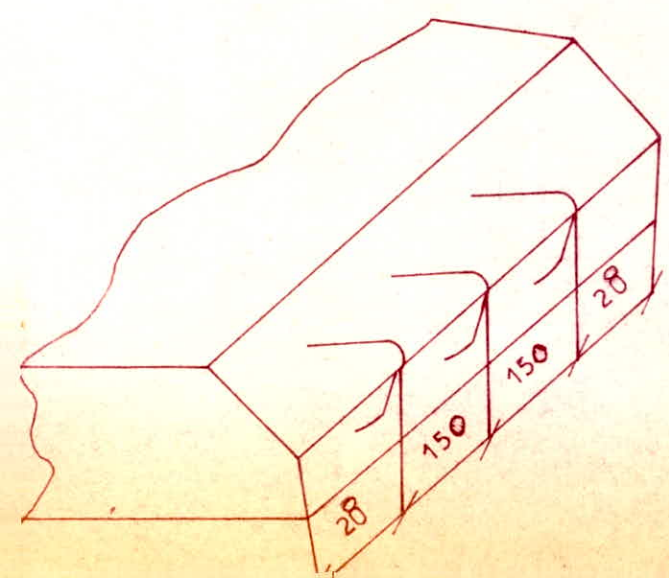
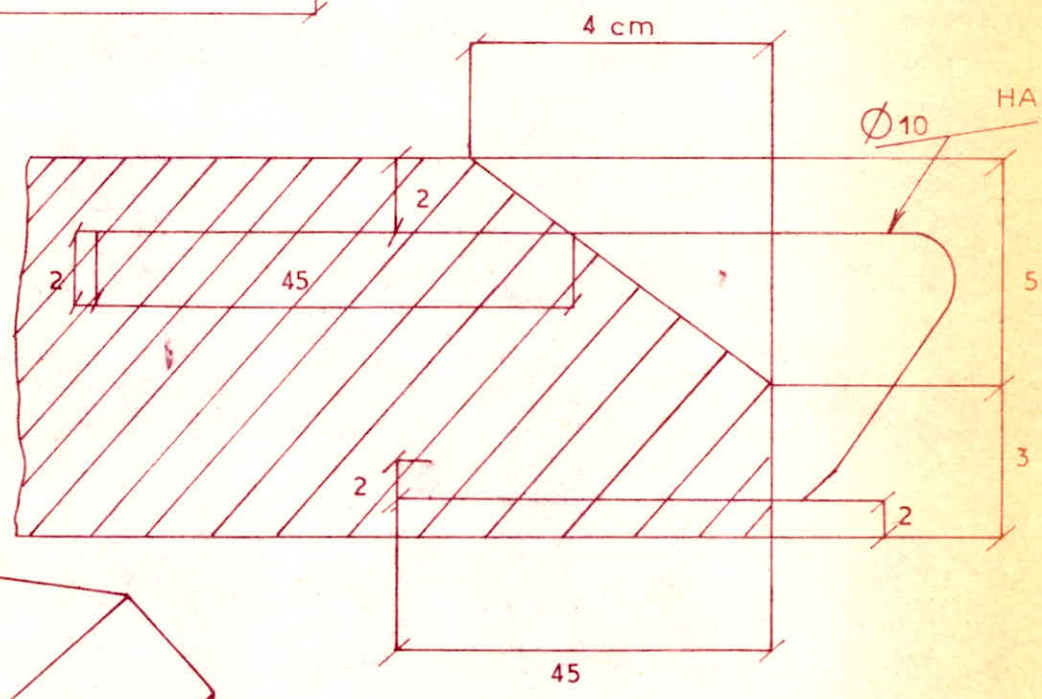
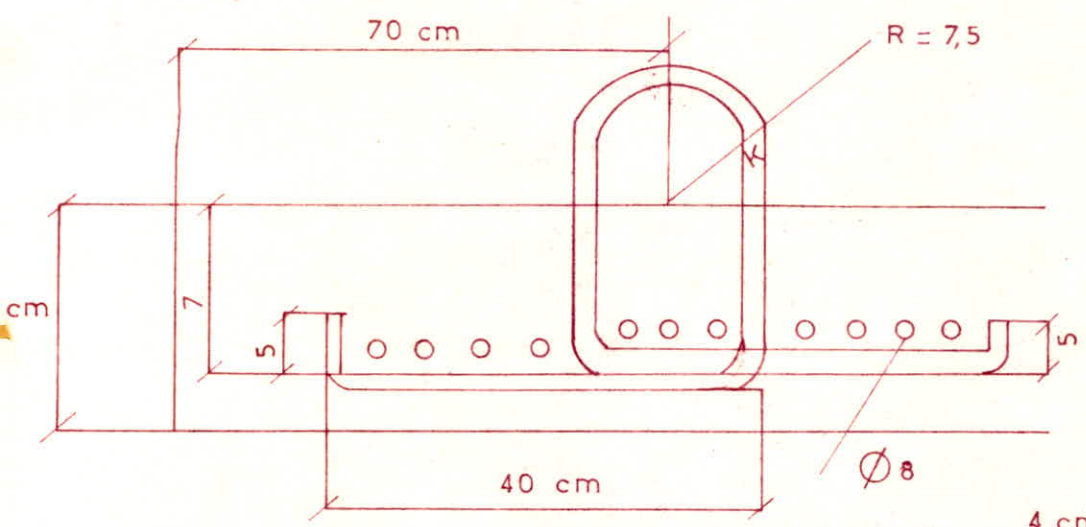
$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{625}{1600} = 0,391$$

Nous prenons un $\phi 10 = 0,78 \text{ cm}^2$

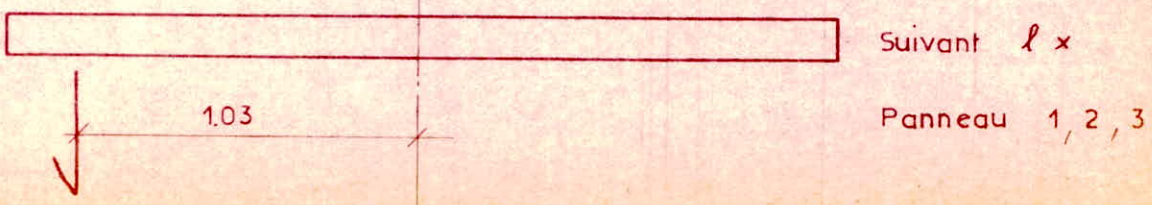
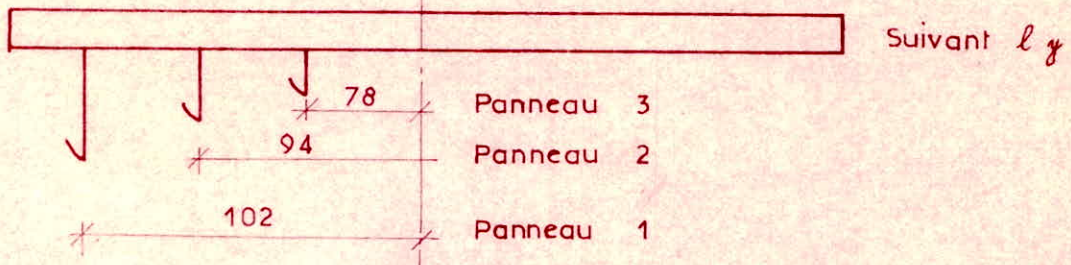
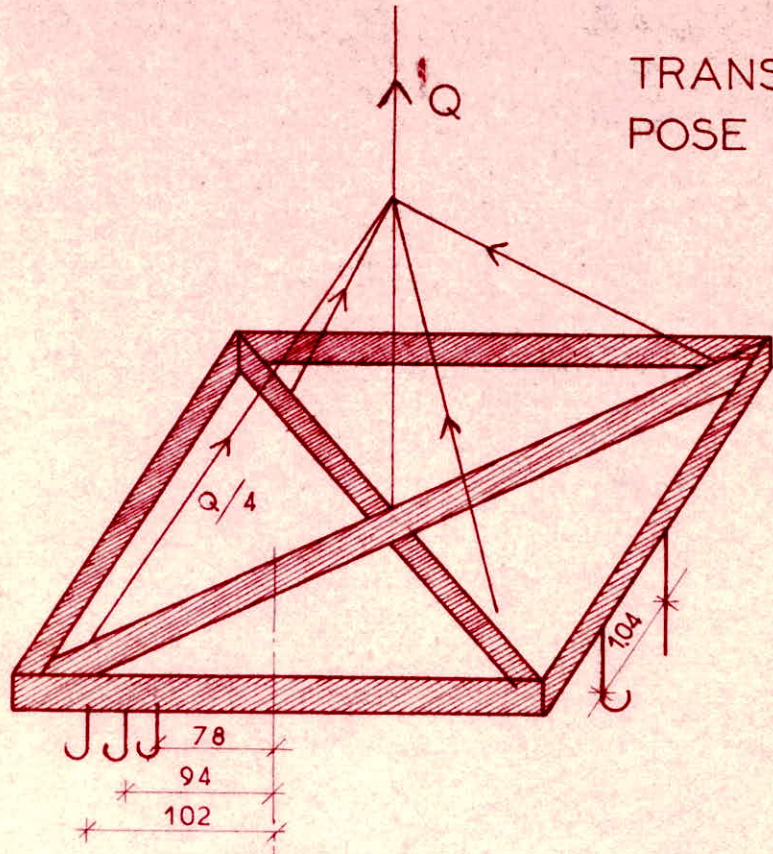
Nous sommes dans le sens de la sécurité et ceci comme si nous avions choisi un acier dont la contrainte vaut 800 Kg/cm^2



$$|MA| = |MB| = |MC|$$



TRANSPORT ET POSE DES DALLES



REMARQUE.

Panneau 2 $l_x/l_y = 0,916$
Panneau 1 $l_x/l_y = 0,765$

Les moments obtenus sont plus importants lors que (l_y/l_x) est faible dans notre cas on a doptera ~~pour~~ $l_x/l_y = 0,9$
 $l_x/l_y = 0,7$

Par contre pour les moments M_{xy} produisant les fissures ils augmentent lorsque $(l_x:/l_y)$ est elevé.

Donc pour nos panneaux

Cas de la flexion. ! Cas de la fissuration.

Panneau 2 $l_x/l_y=0,9$! $l_x/l_y = 0,9$

Panneau 1 $l_x/l_y=0,7$! $l_x/l_y = 0,8$

Nous sommes limités car les tableaux nous donnent les valeurs de γ avec une croissance du dixième.

Référence Tableau de " DREISTIG GEBLARGERTE RECHTECK KPLATTEN"

Panneau 2 $l_x/l_y = 0,9$
 $PL2Y = 400 \times 3,4^2 = 4624$ $Q. = 2,3T$

$M_{xm} = PL2Y = \frac{386 \text{ Kgm}}{12,26}$ $! m_{xye} = \frac{PL2Y}{12,65} = 372 \text{ Kgm}$

$M_{xmax} = m_{xfrm} = \frac{PL2Y}{8,46} = 560$ $! M_{xym} = \frac{PL2Y}{24,11} = 224 \text{ Kgm}$

$M_{ym} = \frac{PL2Y}{35,72} = 132$ $! M_{xyfre} = \frac{PL2Y}{57,22} = 82,5 \text{ Kgm}$

$M_{ymax} = \frac{PL2Y}{33,47} = 136$

Fleche $= \frac{y}{ly} = 0,38$

Flèche admissible $= \frac{1}{500} = \frac{340}{500} = 0,68$

$0,68 > 0,38$ (Vérifié)

Ferrailage

Sans l_x .

$M_x \text{ max} = 560 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,107$ $K = 23,7$ $\bar{\omega}' = 0,818$

$A = 7 \times 0,818 = 5,726 \text{ cm}^2/\text{ML}$

$A = 12 \text{ } \emptyset \text{ } 8/\text{ML}$

AU MILIEU DU PANNEAU

$M = 386 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,0740$ $K = 30$ $\bar{\omega}' = 0,555$

$A = 7 \times 0,555 = 3,885 \text{ cm}^2/\text{ML}$

$A = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 8/\text{ML}$

FERRAILAGE SENS LY

$M_{ymax} = 136 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,0018$ $K = 240$ $\bar{\omega}' = 0,0122$

$A = 0,0854$

Nous prendrons forfaitement $A = A_{min}$

$A = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ML}$

$A = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 8/\text{ML}$

Ferrailage des coins des dalles

$M_{xymax} = 372 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,0725$ $K = 30,4$ $\bar{\omega}' = 0,543$

$A = 7 \times 0,543 = 3,701 \text{ cm}^2/\text{ML}$

$A = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 8/\text{ML}$

AU MILIEU $M = 224 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,0429$ $K = 42$ $\bar{\omega}' = 0,313$

$A = 7 \times 0,313 = 21,91$

$A = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 8/\text{ML}$

A l'extrémité.

$M = 82,5 \text{ Kgm}$

$\mu' = 0,0158$ $K = 75$ $\bar{\omega}' = 0,111$

$A = 7 \times 0,111 = 0,777 \text{ cm}^2/\text{ML}$

Panneau 1
 $PLY^2 = 400 \times 3,4^2 = 4624$ $Q = 2,5T$

Lire p p²
 20 lieu de p p²

<u>Moment de flexion</u>	!	<u>Moment d'angle.</u>
LY/LX = 0,7	!	LX/LY = 0,8
$M_{xm} = \frac{PL^2Y}{9,97} = 463 \text{ Kgm}$!	$M_{xye} = \frac{p l^2 Y}{10,32} = 448 \text{ Kgm}$
$M_{xfrm} = \frac{PL^2Y}{6,34} = 730$!	$M_{xym} = \frac{PL^2Y}{18,10} = 255 \text{ Kgm}$
$M_{ym} = \frac{PL^2Y}{21,27} = 217$!	$M_{xyfre} = \frac{PL^2Y}{37,57} = 123 \text{ Kgm}$
$M_{ymax} = \frac{PLY^2}{20,94} = 221$!	

Flèche admissible. $\frac{L}{500} = \frac{260}{500} = 0,52$

Flèche $\frac{Y}{LY} = 0,41$ $0,52 > 0,41$ (Vérifié)

FERRAILLAGE SUIVANT LX.

$M_{max} = 730 \text{ Kgm}$

$\alpha = 0,094$ $K = 25,7$ $\bar{\omega} = 0,717$

$A = 5,01 \text{ cm}^2/\text{ML}$

10 \emptyset 8/ML

AU MILIEU

$M = 463 \text{ kgm}$

$\psi = 0,059$ $K = 34,6$ $\bar{\omega} = 0,437$

$A = 3,059 \text{ cm}^2/\text{ML}$

7 \emptyset 8/ML

FERRAILLAGE SUIVANT LY

$M_{ymax} = 221 \text{ Kgm}$

$\psi = 0,0282$ $K = 53,5$ $\bar{\omega} = 0,205$

$A = 1,435 \text{ cm}^2/\text{ML}$

A est inférieur à AMIN

Nous adopterons AMIN = 1,92 cm²/ML

A = 4 \emptyset 8/ML

FERRAILLAGES DES FISSURES DES COINS DES DALLES DUES AUX MOMENTS D'ANGLES.

A L'Origine $M_{xy} = 448 \text{ Kgm}$

$\psi = 0,0573$ $K = 35,2$ $\bar{\omega} = 0,424$

$A = 2,968 \text{ cm}^2/\text{ML}$

6 \emptyset 8/ML

AU MILIEU $M_{xy} = 255 \text{ Kgm}$

$\psi = 0,0326$ $K = 49,4$ $\bar{\omega} = 0,236$

L

$$A = 1,652 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

4 \emptyset 8/ML

A L'EXTREMITÉ $M_{xy} = 123 \text{ Kgm}$

$$\mu' = 0,0156 \quad K = 75,5 \quad \bar{\omega} = 0,110$$

$$A = 0,77 \text{ CM}^2/\text{ML}$$

2 \emptyset 8/ML

Nous conserverons le même ferrailage pour lutter contre les fissures dues aux moments d'angles du milieu à l'extrémité de la dalle c'est à dire 4 \emptyset 8/ML

POUTRES DE LIAISON

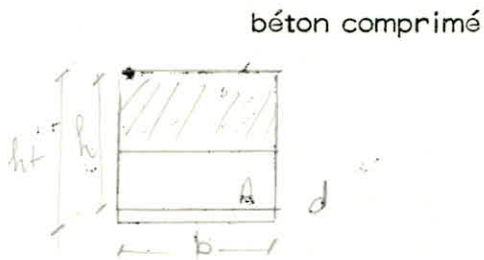
DES

PORTIQUES

Nous avons à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Données (M, $\bar{\sigma}_a$
(ht, b)

Equations de la flexion :



(h = hauteur utile
(h = (ht - d)
(d = enrobage des bancs (A)

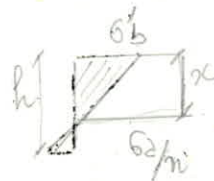


Diagramme des contraintes

Dans le cas du béton armé, la contrainte de l'acier peut s'exprimer dans le même diagramme que la contrainte du béton à condition que l'on tienne compte du coefficient d'équivalence n

$$n = 15$$

Position de l'axe neutre : $x = \frac{6b \cdot h}{6b + \frac{6a}{n}} = \frac{15 \cdot h}{15 + \frac{6a}{6'b}}$

Posons : $K = \frac{6a}{6'b} = \frac{x}{15 + K}$ et $\boxed{x = \frac{K}{15 + K} h}$

Bras de levier du couple élastique :

$$z = h - \frac{x}{3} = h \left(1 - \frac{x}{3}\right) = \xi \cdot h -$$

Ecrivons les équations de l'équilibre statique :

Equilibre des forces intérieures

$$N_b - N_a = 0 = 6'b \cdot b \cdot \frac{x}{2} = A \cdot 6a$$

$$= \boxed{A = \frac{6'b}{6a} \cdot \frac{b \cdot x}{2}}$$

.../...

Equilibre des moments :

Mt % Nb $M - Na \cdot z = 0 = M - A \cdot \sigma a \cdot z = 0$

= $A = \frac{M}{z \cdot \sigma}$

Mt % Aciers tendres

$M - Nb \cdot z = 0 \quad M - \frac{b \cdot x^2}{2} \cdot \sigma' b \cdot z = 0$

$z = \sigma \cdot h$
 $M = \frac{\sigma \cdot b \cdot h^2}{2} \cdot \sigma' b$

Posons : $\sigma = \frac{M}{2}$ et $\sigma' = \frac{15 \cdot \sigma}{k}$

$M = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot \sigma' b}$
 $M' = \frac{15 \cdot M}{\sigma \cdot b \cdot h^2}$

$M' = f(M, \sigma, b, h)$

Charron à dressé des abaques donnant en fonction de σ ou σ' des valeurs de w, k, \bar{w} pour une section rectangulaire soumise, à la flexion simple. Dans l'étude de notre projet, nous utiliserons les abaques de charron.

EFFORT TRANCHANT

Cas de la flexion simple
Glissement transversal, glissement longitudinal et fissures provoquées par l'effort tranchant

Nous considérons la poutre sur 2 appuis :



Isolons un parallélépipède ABCDEFGH de côtés dx, dy et de hauteur b



Considérons la section droite E F C D

Les forces appliquées sont

Le poids propre p : passe par G

Les contraintes normales : σ et $\sigma + d\sigma$ qui passent par G

Les contraintes tangentielles

$$\text{Mt \% G} = \sigma \cdot \frac{b \cdot dy \cdot dx}{2} + (\sigma + d\sigma) \cdot \frac{b \cdot dy \cdot dx}{2} - \sigma \cdot \frac{dx \cdot dy}{2} - (\sigma + d\sigma) \cdot \frac{b \cdot dx \cdot dy}{2} = 0$$

En négligeant : $d\sigma \cdot dy \cdot \frac{dx}{2}$ et $d\sigma \cdot dx \cdot \frac{dy}{2}$

$$\Rightarrow \tau = \tau'$$

Principe de Saint Venant :

Les contraintes tangentielles ont la même valeur et ces deux contraintes convergent ou s'éloignent toutes deux d'un sommet.

Supposons cette section droite carrée en E les contraintes tangentielles ont pour résultante : $dx \cdot \sqrt{2}$



La section D F A G sera soumise à un effet de compression = $dx \cdot \sqrt{2}$

$$D F A G = b \cdot dx \cdot \sqrt{2}$$

Prenons $b = 1$

$$D F A G = dx \cdot \sqrt{2}$$

$$\text{La contrainte sur DF} = \frac{\tau \cdot dx \cdot \sqrt{2}}{dx \cdot \sqrt{2}} = \tau$$

En D et F la résultante des contraintes tangentielles = $dx \cdot \tau \cdot \sqrt{2}$

Mais le plan : C E H B sera soumis à un effet de traction : $dx \cdot \tau \cdot \sqrt{2}$

et la contrainte de traction sur E C = τ

Revenons à la poutre

Aux appuis les fissures se produiront suivant les directions CE et C'E'.
D'où la nécessité de prévoir des armatures de coutures dans ces régions
d'appuis, afin de créer un noyau de béton comprimé qui s'opposera à
l'ouverture des fissures.

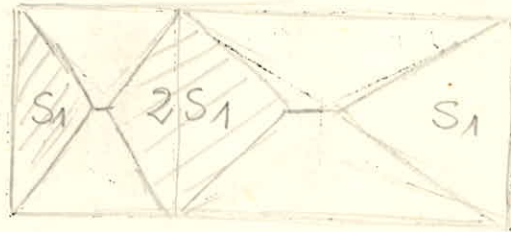
CALCUL DES POUTRES LONGITUDINALES DE LIAISON DE PORTIQUES -

Ce sont des poutres continues à 6 et 7 travées égales l , de hauteur lit et de largeur b :

$$\begin{cases} l = 3,3 \text{ m} \\ lit = 0,4 \text{ m} \\ b = 0,22 \text{ m} \end{cases}$$

Au niveau de la terrasse inférieure des poutres supportent une partie de plancher de la terrasse supérieure
au niveau du plancher d'étage, ces poutres supportent le mur de façade et une partie du plancher d'étage.

DETERMINATION DES CHARGES TRANSMISES PAR LES DALLES



- S_1 : charge transmise à la poutre de rive
2 S_1 : charge transmise à la poutre intermédiaire

DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LES POUTRES

Poutres longitudinales de rives

AU niveau de la terrasse inférieure les 2 poutres de rive supportent les charges et surcharges.

Poids acrotère :	$0,05 \times 1 \times 0,36 \times 2500 =$	45 kg/ml
Mur supportant acrotère :	$0,22 \times 0,25 \times 1 \times 1400 =$	77 kg/ml
Enduit sur ce mur :	$3 \times 0,25 \times 1 \times 20 =$	15 kg/ml
Poids poutre de	$0,35 \times 1 \times 0,15 \times 2500 =$	131 kg/ml
Enduit sur cette poutre :	$0,15 \times 1 \times 3 \times 20 =$	9 kg/ml
Mur supportant poutre de	$1,03 \times 1 \times 0,335 \times 1400 =$	487 kg/ml
Enduit sur ce mur	$1,03 \times 1 \times 20 \times 3 =$	62 kg/ml
Charge due à 1/2 poutrelle de plancher :	$\frac{222}{2} =$	111 kg/ml
Poids propre de la poutre + enduit :	$0,6 \times 0,22 \times 1 \times 2500 =$	330 kg/ml
	$+ 0,6 \times 3 \times 1 \times 20 =$	36 kg/ml
	$+ 1,5 \times 0,4 \times 14 =$	8,4 kg/ml
Charges dues aux dalles -	$\frac{0,08 \times 1,78 \times 2500}{3,3} =$	269 kg/ml

SURCHARGES -

Surcharges terrasse supérieure $\frac{120 \times 1,78}{3,3} = 115 \text{ kg/ml}$

Surcharges terrasse inférieure $\frac{120 \times 0,65}{2} = 39 \text{ kg/ml}$

...../.....

charges permanentes = G = 1541,4 kg/ml

surcharges : P = 193 kg/ml

$$G + P = 1734,4 \text{ kg/ml}$$

On prendra G + P = 1740 kg/ml

Les poutres de rives de liaison de portiques niveau terrasse seront calculées avec une charge uniformément répartie à = 1740 kg/ml.

Détermination des charges et surcharges sur les poutres longitudinales intermédiaires (6 et 7 travées) -

Charges permanentes

Charges dues aux dalles $2 \times 269 = 538 \text{ kg / ml}$

Poids propre $0,22 \times 0,95 \times 1 \times 1400 = 294 \text{ kg / ml}$

Charges dues à 1 poutrelle de plancher) = 222 kg / ml

Poids propre de la poutre + enduit) $0,6 \times 0,22 \times 1 \times 2500 = 330 \text{ kg / ml}$
 $+ 1,02 \times 1 \times 14 \times 1,5 = 21,4 \text{ kg/ml}$

Surcharges

Surcharges terrasse supérieure $\frac{120 \times 2 \times 1,78^2}{3,3} = 230 \text{ kg / ml}$

Surcharges terrasse inférieure $120 \times 0,65 = 78 \text{ kg / ml}$

Charges permanentes : G = 1405,4 kg / ml

Surcharges : P = 308 kg / ml

$$G + P = 1713,4 \text{ kg / ml}$$

Pour le calcul des poutres longitudinales intermédiaires on prendra comme charge uniformément répartie

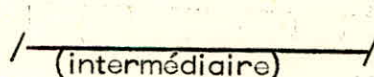
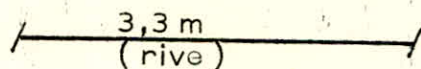
$$1720 \text{ kg / ml}$$

CALCUL DE Mo -

Mo est calculé en travée de la travée de référence suivant le cas de charge :

$$1740 \text{ kg/ml}$$

$$1720 \text{ kg/ml}$$



Pour les poutres de rive -

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8} = \frac{1,740 \cdot 3,3^2}{8} = 2,38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Pour les poutres intermédiaires -

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8} = \frac{1,720 \cdot 3,3^2}{8} = 2,37 \text{ t} \cdot \text{m}$$

CONCLUSION :

Les moments en travée trouvés ne diffèrent que de 2 % aussi pour le calcul de rives et des poutres intermédiaires nous adoptons un moment M_0 commun = 2,40 t . m .

JUSTIFICATION DE LA METHODE EMPLOYEE :

Dans les ossatures à travées et étages multiples on a constaté en faisant les calculs par les méthodes usuelles de R D M que le plus souvent les poutres intermédiaires ne subissent du fait de leur solidarité avec les poutres que des couples de flexion insignifiants par rapport aux efforts normaux de compression on a constaté expérimentalement que, pour les constructions monolithes en béton armé, sur un appui, l'action des charges des travées éloignées est rapidement négligeable. On se contentera d'envisager l'effet des charges appliquées aux travées qui encadrent l'appui considéré. D'autre part, la théorie usuelle des poutres continues ne tient pas compte des variations hétérogénéité d'élasticité des sections, des liaisons transversales, des déplacements élastiques des appuis et de la répartition de leurs réactions c'est pourquoi cette méthode conduit à des moments de flexion sur appuis trop grands et ce qui est plus grave à des moments en travée trop faibles pour les constructions en B A.

La méthode B A 68 corrige les erreurs qui résultent de l'application de la théorie classique aux poutres continues en B A.

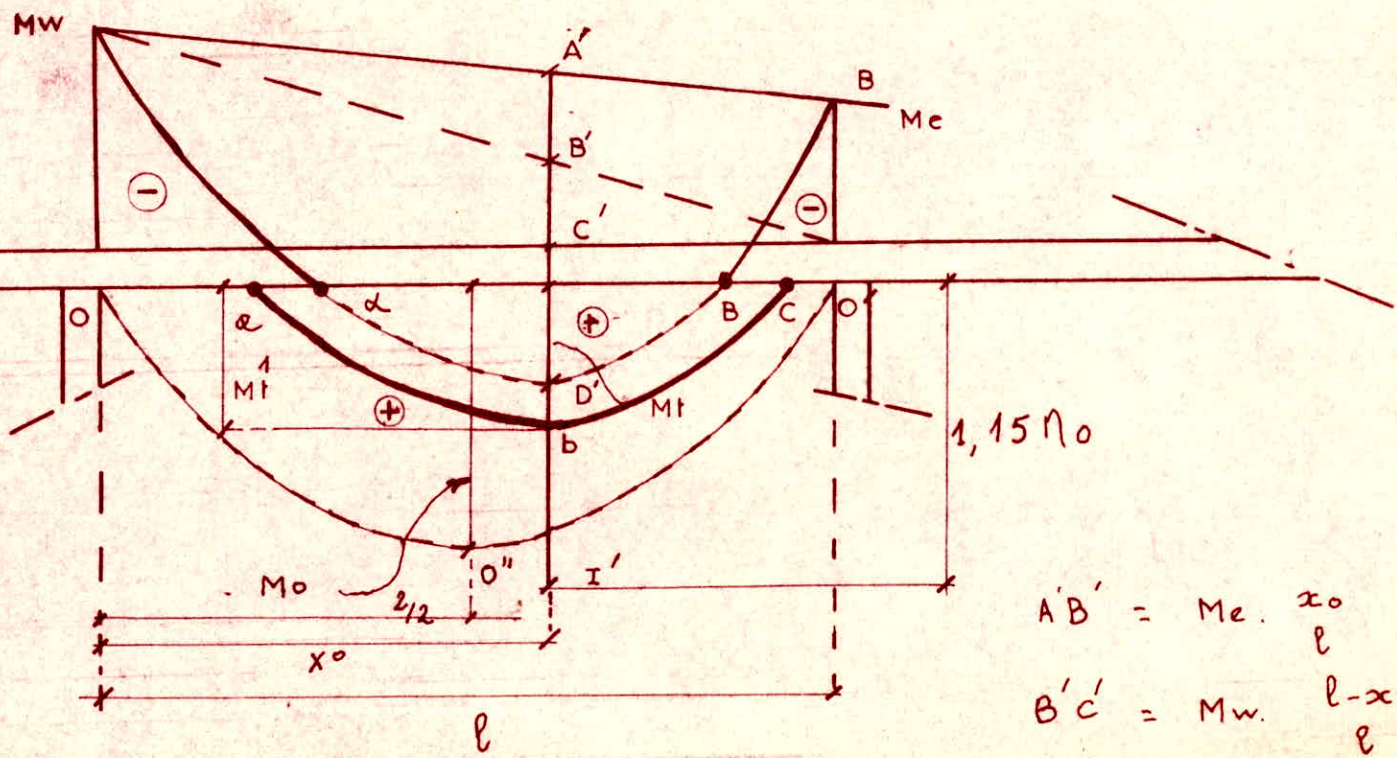
moments flechissants pris en compte pour le calcul des poutres longitudinales de liaison de portiques -

- La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable.
- La somme des surcharges est inférieure à deux fois la somme des charges permanente.
- Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- De plus les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,8 et 1,25. Dans notre cas, nous avons des travées égales.

.../...

— DIAGRAMME DES MOMENTS
POUTRE CONTINUE

- - - DIAGRAMME DES MOMENTS
POUTRE DE COMPARAISON



$$A'B' + B'C' + c'b = c'I'$$

$$A'B' = M_e \cdot \frac{x_0}{l}$$

$$B'C' = M_w \cdot \frac{l - x_0}{l}$$

$$c'D' = M_e$$

$$c'I' = 1,15 M_0$$

$$c'b = M_e'$$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- M_w et M_e sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite.
- M_t le moment maximale en travée.

Si x_0 est la distance à l'appui de gauche de la section où se produit le moment maximal en travée correspondant à la ligne de fermeture M_w M_e du diagramme des moments en travée indépendante

On doit vérifier l'inégalité.

$$M_t + M_w (1 - x_0) + M_e x_0 \geq 1,15 M_0$$

De plus;

Le moment en travée M_t n'est pas inférieur à :

- 0,5 M_0 - dans le cas d'une travée intermédiaire
- 0,6 M_0 - dans le cas d'une travée intermédiaire de rive

et la valeur absolue de chaque moment sur appui n'est pas inférieure à :

- 0,5 M_0 - dans le cas d'une poutre à plus de deux travées et à l'appui voisin de l'appui de rive
- 0,4 M_0 - Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Dans notre cas, nous avons des poutres chargées uniformément.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \quad \text{et} \quad x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{q l}$$

en remplaçant x_0 dans l'expression (1)
on obtient :

$$M_t \geq 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{q l^2} \quad (2)$$

On remplace dans (2) M_w et M_e par leur valeur

- travée (1) et (7) $M_t = 0,93 M_0$
- travée (2) et (6) $M_t = 0,705 M_0$
- travée (3), (4) et (5) $M_t = 0,75 M_0$

.../...

Pour obtenir le moment en travée en un point quelconque de la poutre, il suffit de rapporter le diagramme des moments existants sous l'effet des mêmes charges dans la partie de référence (diagramme O, O", O') à la ligne de fermeture A B obtenue en portant au droit de O, OA = Mw et au droit de O', O' B : Me

On obtient ainsi le diagramme AD'B, et le moment en travée Mt se trouve diminué. Dans la pratique ce moment Mt est souvent sous estimé surtout dans le cas des poutres en béton armé, aussi il est prudent de considérer, pour le calcul des armatures inférieures tendues, un moment maximal Mt¹ supérieur au moment maximal théorique Mt.

Nous prenons Mt¹ tel que :

$$\frac{M_A + M_B}{2} + M_t^1 = 1,15 M_o$$

Cela revient à décaler vers le bas la partie x D' B.
 Moments : OA et O'B. pour le calcul des chapeaux
 Mt¹ : armatures inférieures tendues

Determination des moments flechissant en travée et aux appuis des poutres longitudinales -

- . Nous avons des poutres à surcharges modérées : $P < 2 G$
- . La fissuration est peu préjudicible
- . Les éléments solidaires ont même section
- . Le rapport des portées = 1 et 0,80 (1 (1,25

On peut donc appliquer la méthode BA 68 p. 103

Poutre à 7 travées

Poutre à 6 travées

.../...

Poutre à 7 travées

Moments en travée

$$\begin{aligned} M_{t1} &= 0,93 M_0 = 0,93 \times 2,4 \text{ t.m.} = 2,23 \text{ t.m.} \\ M_{t2} &= 0,705 M_0 = 0,705 \times 2,4 \text{ t.m.} = 1,69 \text{ t.m.} \\ M_{t3} &= 0,75 M_0 = 0,75 \times 2,4 \text{ t.m.} = 1,80 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Moments d'appuis

Pour les appuis de rive nous avons pris $M_A : 0$
mais pour le calcul du ferrailage nous prendrons $M_A : 0,15 M_0$ afin
d'éviter un moment de torsion pour les traverses de portiques.

$$\begin{aligned} M_{A1} &= 0,15 M_0 = 0,15 \times 2,4 \text{ t.m} = 0,36 \text{ t.m.} \\ M_{A2} &= 0,5 M_0 = 0,5 \times 2,4 \text{ t.m} = 1,2 \text{ t.m.} \\ M_{A3} &= 0,4 M_0 = 0,4 \times 2,4 \text{ t.m} = 0,96 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Calcul des armatures longitudinales de traction

Pour ferrailer les 4 poutres continues de rive à 6 et 7 travées il suffit de
calculer les sections d'acier nécessaires pour résister aux moments dans les
travées 1 - 2 - 3

Ces poutres ont même section et ont un plan de symétrie $y-y'$.

Les charges sont uniformément réparties. Leur résultante se trouve dans
le plan de symétrie.

Dans la section (S) la réduction de toutes les forces située dans la
partie (A) y compris R_A donne par rapport au centre de gravité de (S) G
un effort $\begin{pmatrix} N \\ R \\ T \end{pmatrix}$

et un moment M

$$N \text{ est négligeable : } N = 0 \quad M \neq 0 \quad \text{et} \quad T \neq 0$$

On a donc une section soumise à la flexion simple - pour notre cas, nous avons
une section rectangulaire.

(22 x 40) soumise à la flexion simple.

$$\begin{aligned} \left(\begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 22 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \\ n = 15 \quad \quad \quad \bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

Calcul de μ'

$$\mu' = \frac{n \cdot M_i}{6\alpha \cdot b h^2}$$

Connaissant M on détermine les valeurs de x , k , et w à l'aide des abaques de flexion simple -

x : la position de la fibre neutre
 k : la contrainte dans le béton
 w : pourcentage d'acier

On prendra comme enrobage : $d = 3,5 \text{ cm} = h - 3,5 = 36,5 \text{ cm}$

$$M = \frac{15 \cdot M}{2800 \cdot 22 \cdot 36,5} = 2,1,825 \cdot 10^{-7} \cdot M$$

$$M = 1,825 \cdot 10^{-7} \cdot M$$

Les valeurs de M , x , k et w pour les poutres à 6 et 7 travées sont placées dans un tableau :

AVEE	Mt	M	x	k	w	A cm ²	A ADOPTÉE	Nb Barres	6'b	
5	2,23 t.m.	0,0412	0,2586	43	0,301	2,41	2,57	2T8 (+) 2T10	65 kg/cm ²	Poutre 6 travées et poutre 7 travées
	1,69 t.m.	0,0310	0,2273	51	0,223	1,79	2,13	2T6 (+) 2T10	55 kg/cm ²	Poutre 6 travées et
- 5	1,8 t.m.	0,0295	0,2336	49	0,239	1,94	2,13	2T6 (+) 2T10	58 kg/cm ²	Poutre 6 travées et poutre 7 travées

Vérification du pourcentage minimal -

Nous devons vérifier que la section d'armature trouvée est supérieure ou égale à la section minimale.

$$A_{min} = b \cdot h \cdot \left[4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{6\sigma_s} \cdot \left(\frac{h+d}{h} \right)^2 \right]$$

$\left[4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{6\sigma_s} \cdot \left(\frac{h+d}{h} \right)^2 \right]$ = Coefficient qui dépend de l'acier utilisé.
 = 0,54 Acier TOR

$$A_{min} = 22 \cdot 36,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,8(40)^2}{2800 \cdot 36,5}$$

$$A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures longitudinales tendues sont supérieures à la section minimale.

Nous gardons les valeurs des sections trouvées.

Nous adoptons pour ferrailer en traction les poutres 1 lit filant de 2 barres $\phi 10$. TOR.

Pour le deuxième lit, nous avons 3 barres de $\phi 8$ à disposer - aussi pour obtenir une répartition symétrique en inertie dans les différentes travées, pour limiter le temps d'exécution des coffrages et pour éviter toute erreur dans la disposition des armatures surtout pour les zones d'encrage, nous adoptons un deuxième lit filant en $\phi 8$ T. sur toute la longueur de la poutre continue. Certes, nous emploierons une quantité d'acier plus importante que celle donnée par les calculs, mais nous gagnerons sur le temps de travail, de la main d'oeuvre, nécessaire pour couper les barres suivant des longueurs déterminées et le façonnage des crochets.

Nous adopterons donc pour les armatures longitudinales de traction deux lits filants : de 2 barres en TOR 10 et 8.

CALCUL DES SECTIONS DES "CHAPEAUX" :

POUTRES	APPUIS	MA : t.m.	μ	x	k	w	A cm ²	A Adopté	Nb barres	'6b.
P à 6 travées	1 et 7	0,36	0,006	1,1095	122	0,049	0,38	1,57	2T 10	
P à 7 travées	1 et 8									
P à 6 travées	2 et 6									
P à 7 travées	2 et 7	1,2	0,0219	0,1948	62	1,157	1,26	1,57	2T 10	
P à 6 travées	2-4 & 5									
P à 7 travées	3-4-5 & 6	0,96	0,0175	0,1754	70,5	0,124	1,05	1,57	2T 10	

Sauf la section des armatures supérieures tendues pour le 1^o appui intermédiaire supérieure à la section minimale. Aussi, nous sommes tenus d'adopter au moins pour les autres appuis intermédiaires une section $A = 1,08 \text{ cm}^2$. Pour obtenir des poutres armées symétriquement et pour avoir des inerties égales dans les sections d'appuis, nous adoptons 2 T 10. Pour les chapeaux et pour tous les appuis y compris l'appui de rive.

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

Les effets tranchants sont maximums aux appuis.

$$T_{\text{max.}} = \zeta_{\text{max.}} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$T_{\text{max.}}$: Effort tranchant à l'appui (poutre continue)

$\zeta_{\text{max.}}$: " " " (poutre continue)

M_w et M_e moments d'appuis gauche et droite (partie continue)

l : longueur de la travée.

- $T8g = T1d = 1740 \times 3,3 + \frac{(0 - 1,2)}{3,3} \cdot 10^3 = 2509 \text{ kg.}$
- $T7d = T2g = 2509 - (1740 \times 3,3) + \frac{(0 - 1,2)}{3,3} = - 3595 \text{ kg -}$
- $T7g = T2d = \frac{1740 \times 3,3}{2} + \frac{(1,2 - 0,96)}{3,3} \cdot 10^3 = 2943 \text{ kg}$
- $T6d = T3g = 2943 - (1740 \times 3,3) + \frac{(1,2 - 0,96)}{3,3} 10^3 = - 2724 \text{ kg.}$
- $T6g = T3d = 1740 \times 3,3 + 0 = 2870 \text{ kg.} \Rightarrow T4g = T6d = - T5g - T5d$
- $T4g = - 511 \text{ kg}$

POUTRE A 7 TRAVEES : DIAGRAMME DES EFFETS TRANCHANTS

Pour une poutre à 6 travées :

$$\begin{aligned} (T1d = -T7g &= 2509 \text{ kg} \\ (T2g = - T6d &= 3595 \text{ kg} \\ (T2d = - T6g &= 2943 \text{ kg} \\ (T3d = - T5g &= 2724 \text{ kg} \end{aligned}$$

VERIFICATION DES EFFORTS TRANCHANTS

Charges sur toute la poutre =

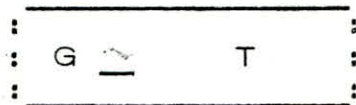
$$G = 1740 \text{ kg/ml} \times 3,3 \text{ m} \times 7 = 4,025 \cdot 10^4 \text{ KG.}$$

Effets tranchants =

$$\begin{aligned} T &= 2 (2509 + 2943 + 2870 + 2870 + 2870 + 2724 + 3595) \\ &= 40.761 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$G - T = - 511 \text{ kg.}$$

La différence que nous trouvons est de 511 kg pour 22 m de poutre. Nous sommes dans le sens de la sécurité car $T > G$.



CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES -

Nous les calculons en considérant l'effort tranchant maximum :

$$T \text{ max.} = 3595 \text{ kg., sur le 1}^\circ \text{ appui intermédiaire}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$b = 22 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{7h}{8} = \frac{7 \cdot 36,5}{8}$$

$$\max. = \frac{3595 \cdot 8}{22 \times 7 \times 36,5} = 5,62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max. > \frac{3}{4} \cdot 6b = \frac{3}{4} \cdot 5,8 = 4,35 \text{ kg/cm}^2$$

Il est donc nécessaire d'avoir des armatures transversales pour que la section résiste à l'effort tranchant.

Dans la section au droit du 1er appui intermédiaire, la contrainte dans le béton comprimé est :

$$\sigma'_b = \frac{2800}{k} = \frac{2800}{62} = 45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b < \sigma'_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2.$$

On prendra donc pour $\bar{\sigma}_{at}$: Cte admissible pour les armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} = (1 - \rho_b) \cdot \sigma_{en}$$

$$\rho_a : \left(1 - \frac{4,61}{9 \cdot 5,8}\right) = 0,911$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,911 = 2182 \text{ kg/cm}^2$$

On adoptera pour armatures transversales :

1 cadre en ϕ adx.

$$A = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

L'écartement t des cadres doit être tel que :

$$t = \frac{A \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{BA68}$$

$$t = \frac{0,56 \times \frac{7}{8} \cdot 36,5 \times 2182}{3595} = 10,8 \text{ cm}$$

De plus t doit être inférieur à \bar{t} et supérieur à $0,2 h$.

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{b}{6b}\right) = 36,5 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{5,62}{5,8}\right) = 26 \text{ cm.}$$

$$0,2 h = 0,2 \cdot 36,5 = 7,3 \text{ cm.}$$

On a bien :

$$0,2 h = 7,3 \text{ cm} \quad (t = 10,8 \text{ cm}) \quad (\bar{t} = 26 \text{ cm})$$

Nous gardons la valeur de t . = 10 cm.

La poutre supporte des charges uniformément réparties.

Nous adoptons pour l'écartement des étriers. La suite de Mir Caquot, (9 - 11 - 13 - 16 - 20 - 25 - 35).

$$\text{La demiportée : } \frac{l}{2} = \frac{3,3}{2} = 1,65 \text{ cm.}$$

A partir du nu de l'appui l'écartement des cadres est 9 - 11 - 13 - 16 - 20 - 25. c'est-à-dire 2 cadres écartés de 9 cm puis 2 autres écartés de 11 cm et ainsi de suite.

À l'intérieur des appuis, l'écartement des cadres est de 9cms.

ENTRAÎNEMENTS DES ARMATURES DE TRACTION :

BA68 p 44.

Nous sommes tenus de vérifier si la contrainte τ_d est inférieure à la contrainte d'adhérence vis à vis de l'entraînement.

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{b} \quad : \quad \psi_d = 1,5 \cdot \frac{2}{2} \tau_d$$

ψ_d coefficient de scellement : caractérise les barres de point de vue adhérence

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_d = 1,6 \cdot \text{TOR} \\ \text{(Coefficient de scellement, } \tau_d = 1,68 \cdot 5,8 \cdot 2 = 19,5 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right. \quad \psi_d = (1,5 \cdot \frac{2}{2} \cdot 1,6) = 1,68$$

Nous avons employé 2 lits filants de 2T10 et 2T8.



Nous avons 2 paquets de 2 barres.

$$d \approx 1,5 \text{ cm}$$

Périmètre circonscrit à la section droite du paquet :

$$\begin{aligned} p &= \frac{\phi 1}{2} + \frac{M\phi 2}{2} + 2d = 3 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} + 1,26 \\ p &= 5,76 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$2 \text{ paquets} = P = 2 p = 11,52$$

$$d = \frac{T}{P \cdot z} = \frac{3595}{11,52 \cdot \frac{7,36,5}{8}} = 9,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 9,90 \text{ kg/cm}^2 \quad (\bar{\tau}_d = 19,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)})$$

ANCORAGE DES ARMATURES

BA6 p 48 - 49

Appuis : zone d'ancrage en pleine masse.

Pour une zone d'ancrage en pleine masse :

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 2 d^2 \cdot 6 \bar{b}$$

$$\bar{\tau}_d = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 9,9 \text{ kg/cm}^2$$

.../...

POUR UNE ZONE D'ANCRAGE NORMALE

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d \cdot \eta_d$$

$$\bar{\tau}_d = 20,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES :

Nous devons vérifier que : $A_s \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$

A l'appui intermédiaire = $M = 0$

$$\begin{cases} A = 2 \phi 10 + 2 \phi 8 = 2,57 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{cases}$$

$$A_s \bar{\sigma}_a = 2800 \times 2,57 = 7200 \text{ kg}$$

$$T_{in} = 3595 \text{ kg}$$

$$= \boxed{A_s \bar{\sigma}_a > T_{in}} \quad (\text{vérifié})$$

TRACTION DES ARMATURES SUPERIEURES (CHAPEAUX) $2 \phi 10 : 1,57 \text{ cm}^2$

$$A_s \bar{\sigma}_a = 1,57 \text{ cm}^2 \cdot 2800 = 4.200 \text{ kg}$$

$$\left(T + \frac{M}{z} \right) < T \quad \text{puisque : } M \leq 0 \quad \text{moment d'appui}$$

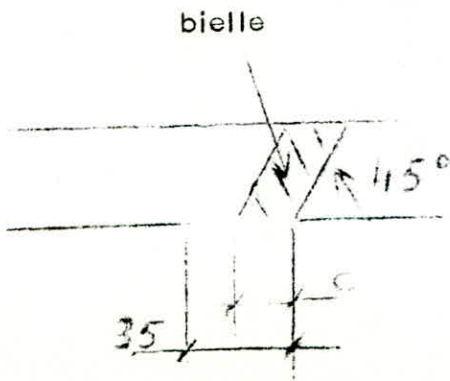
$$\text{et } A_s \bar{\sigma}_a > T = 3595 \text{ kg.} \Rightarrow A_s \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

\Rightarrow (vérifié)

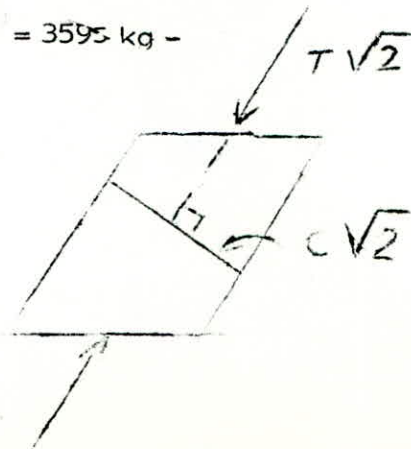
COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT :

La transmission de charge à l'appui se fait à l'aide de bielle inclinée à 45° sur l'horizontale. Cette bielle transmet l'effort tranchant, T .

Elle sera soumise à un effort de compression : $T \cdot \sqrt{2}$



$$T_{\text{max.}} = 3595 \text{ kg}$$



.../...

$$6' b = \frac{T \cdot \sqrt{2}}{b \cdot c \cdot 2} = \frac{2 \cdot 3595}{22 \cdot 17,5} = 18,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } 6' b < 6' b_0 = 67,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans la bielle le béton ne sera pas écrasé.

FISSURATION DES ZONES TENDUES : BA 68 p 89

$$\text{Pourcentage de fissuration } wf = \frac{A}{Bf}$$

Bf

$$Bf = 3,5 \times 2 \cdot 22 = 1544 \text{ cm}^2.$$

$$wf = \frac{2,57}{1544 \text{ cm}^2} = 91,68 \cdot 10^{-2}$$

La valeur maximum de la contrainte de traction des armatures tendues est limitée à la plus grande des 2 valeurs 61 et 62.

$$\cdot 61 = k \cdot \frac{wf}{\phi \cdot (1 + 10 wf)}$$

$$\cdot 62 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{n}{\phi} \cdot k \cdot 6b}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$n = 1$$

$$6b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 10^6 \cdot 1,5 \text{ (fissuration peu nuisible - éléments non exposés aux intempéries)}$$

$$61 = 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{1,5}{10} \cdot \frac{1,68 \cdot 10^{-2}}{1 + 1,64 \cdot 10^{-1}} = \frac{1,68 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 1,168}$$

$$61 = 3,340 \text{ kg/cm}^2$$

$$62 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{12}} = 2,4 \cdot 10^2 \cdot \sqrt{143} = 2880$$

Afin de limiter la fissuration, il est nécessaire de borner les contraintes dans les armatures tendues à la plus grande des 2 valeurs 61 et 62

$$\Rightarrow 6a, < 61 : 3340 \text{ kg/cm}^2$$

Or on a employé de l'acier TBR $\phi < 20$ $6a = 2800$.

L'acier employé est donc compatible avec la limitation des fissures.

VERIFICATION DE LA FLECHE - BA 68 p 116.

Poutres supportant les planchers

Il est inutile de donner une justification des flèches si les 3 conditions ci-après sont vérifiées :

$$\cdot \frac{h}{l} \geq 1/16 =$$

$$\cdot \frac{h}{l} \geq \frac{1 \text{ m}}{10 \text{ m}} \quad \dots/ \dots$$

$$\cdot \frac{A}{b \cdot o \cdot h} < \frac{43}{6en}$$

$$\frac{ht}{l} = \frac{40}{330} = 0,121 = \frac{4}{33} > 1/16 \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9})$$

$$\frac{ht}{l} = 0,121 > \frac{1}{10} \frac{mt}{m_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{2,22}{2,39} = 0,092 ($$

$$\frac{A}{bo \cdot h} = \frac{2,57}{22 \cdot 36,4} = 0,00321. \quad \frac{43}{4200} = 0,01025$$

Les 3 conditions \u00e9tant simultan\u00e9ment v\u00e9rifi\u00e9es il est inutile de donner une justification des fl\u00e8ches.

ANCRAGE DES ARMATURES :

Aux appuis de rive :

La longueur de scellement droit est : BA 68

$$l_d = \frac{\phi \cdot 6a}{4 \tau_d}$$

$\tau_d =$ (contrainte adhesion admissible pleine masse)

$$l_d = \frac{1,2800}{4 \cdot 32,5} = 26,8 \text{ cm} = 22 \text{ cm.}$$

$$\boxed{l_d = 22 \text{ cms}}$$

ANCRAGE NORMAL :

$$l_d = \frac{1,2800}{4 \cdot 20,6} = 34 \text{ cm.}$$

$$l' = 0,6 \times 3,4 = 21 \text{ cm}$$

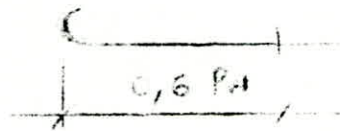
Nous prenons 21 cm.

On adoptera le m\u00eame crochet que pr\u00e9c\u00e9demment.

ANCRAGE DES BARRES DE FRACTION :

$$l_d = 22 \text{ cm}$$

Crochet normal : form\u00e9 d'1/2 cercle et d'une partie rectiligne.



$$R = 3 \phi = 3 \times 1,0 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

$$l_d = 22 \text{ cm}$$

$$L' = 0,6 l_d = (0,6 \times 22) = 13 \text{ cm} = 17 \text{ cm.}$$

$\begin{array}{l} R = 3 \text{ cm} \\ l' = 17 \text{ cm} \end{array}$

On dispose d'une largeur d'appui = 35 cm. Aussi il est inutile de vérifier la condition de non écrasement du béton, car on logera facilement la longueur $l' = 17 \text{ cm}$, et la paroi extérieure sera très éloignée du centre de courbure de la barre.

CONDITIONS DE NON ECRASEMENT DE BETON A L'EFFORT DE RIVE :

Le rayon de courbure de la barre, R doit être tel que :

$$R \geq 0,10 \phi \frac{6a}{6'bo} (1 + \phi) \quad \begin{array}{l} \text{(BA 68)} \\ \text{(p : 52)} \end{array}$$

$$\phi = 1 \text{ cm.}$$

$6'bo$ contrainte de la barre à l'origine de la courbe

$$6'bo = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

d = distance du centre de courbure à la paroi extérieure
= 1 barres isolées.

$$d = 35 - 17 + 0,5 = 18,5$$

$$R \geq \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6a}{67,5} \cdot \frac{(1+1)}{18} \cdot 1 = 0,0015 6a$$

$$6a = \frac{2880}{3,14} = 920 = 1,7 \text{ cm}$$

$$R \geq 0,0018 \cdot 920 = 1,7 \text{ cm}$$

$$R = 3 \text{ cm} \quad 1,7 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

LONGUEUR DES ARMATURES SUPERIEURES (CHAPEAUX)

- . travées égales : $l = 3,3 \text{ m}$ BA 68 p 106
- . surcharges $P < G$: charge permanente

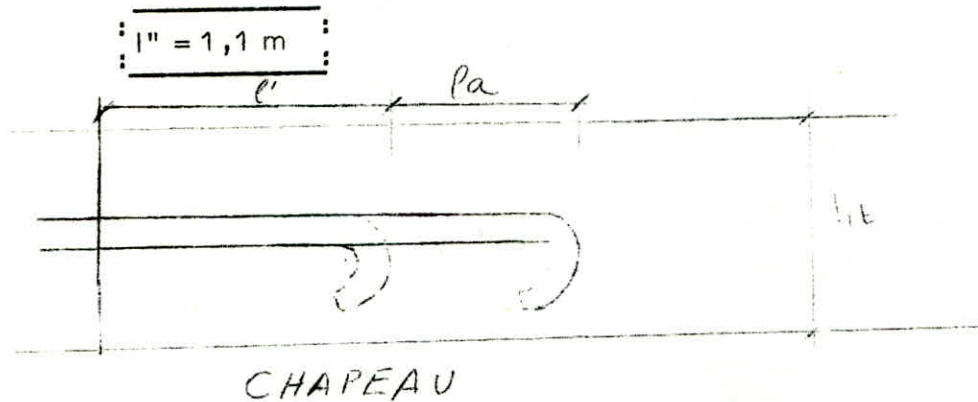
On prendra pour longueur l' des chapeaux

$l' : 0,2 \cdot 3,3 \text{ m} = 0,66 \text{ m}$

.../...

De plus, pour éviter la formation de fissures inclinées à 45° on augmentera la longueur l'' d'une longueur $l' = ht$.

$$\Rightarrow l'' = l' + ht = 0,66 + 40 = 1,06 \text{ m}$$



CALCUL DE LA POUTRE INTERMEDIAIRE NIVEAU TERRASSE

Le calcul sera identique au précédent. En effet, nous avons pris $M_0 = 2,4 \text{ t.m.}$ alors que le M_{it} réel est $2,37 \text{ t.m.}$

De plus, cette poutre a les mêmes dimensions que les poutres de rive. Aussi, le ferrailage de cette poutre est identique à celui des poutres de rive.

Nous adoptons donc pour le ferrailage des poutres longitudinales (rives et intermédiaire) niveau terrasse le ferrailage suivant :

- Armatures inférieures de ractions : 2 T 10 + 2 T 8. Filantes
- Armatures supérieures de ractions : 2 T 10 (chapeaux)
- Cadres $\phi 6$ ad x.
- On placera à mi hauteur de la poutre 2 barres de $\phi 6$ adx. pour éviter les fissurations.
- Armatures de suspension : 2 $\phi 6$ T ou 2 $\phi 6$ adx.

CALCUL DES REACTIONS D'APPUIS^{NS}

Nous pouvons les déterminer de 2 manières :

a) soit à partir des efforts tranchants

$$R1 = T1 \text{ g}$$

$$R2 = (T2 \text{ g}) + (T2 \text{ d}) \text{ etc...}$$

b) soit en admettant la discontinuité des différents éléments

exception faite toutefois où sur le 1^{er} appui intermédiaire on

tient compte de la solidarité en majorant les réactions d'appuis

des travées adjacentes de 10 % (poutre à plus de 2 travées)

BA 68 p 103.

a) d'après les efforts tranchants

$$\left(\begin{array}{l} R1 = 2\,509 \text{ kg.} = R8 \\ R2 = 2\,943 + 3\,595 = 6\,538 \text{ kg} = R7 \\ R3 = R6 = 5\,594 \text{ kg} \\ R4 = R5 = 5\,740 \text{ kg} \end{array} \right.$$

b) d'après les BA 68

$$R8 = R1 = 2\,870 \text{ kg}$$

$$R2 = R7 = 2\,870 \times 2 \times 1,1 = 6\,350 \text{ kg}$$

$$R3 = R4 = R5 = R6 = 5\,740 \text{ kg}$$

Nous adoptons les réactions les plus défavorables

Soit :

$$\left(\begin{array}{l} R1 = R8 = 2\,870 \text{ kg} \\ R2 = R7 = 6\,538 \text{ kg} \\ R3 = R4 = R5 = R6 = 5\,740 \text{ kg} \end{array} \right.$$

poutre à 7 travées

poutre à 6 travées

$$\left(\begin{array}{l} R1 = R7 = 2\,870 \text{ kg} \\ R2 = R6 = 6\,538 \text{ kg} \\ R3 = R4 = R5 = 5\,740 \text{ kg} \end{array} \right.$$

Pour les crochets d'ancrage, nous adoptons pour les armatures tendues supérieures et inférieures un crochet normal.

...+...

La longueur développée à partir de A est :

$$l = 0,4 l_d = 8,8 \text{ cm}$$
$$AB = l + 4\phi + 9,42 \phi = 8,8 \text{ cm} + 9,42 \text{ cm} = 17,22 \text{ cm}$$

L'ancrage nous fait gagner une longueur - l'

$$l' = l_d - AB = 22 - 17,42 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

Pour les armatures inférieures $\phi 8$, nous adoptons un ancrage par scellement droit tel que la longueur d'ancrage = 10 cm

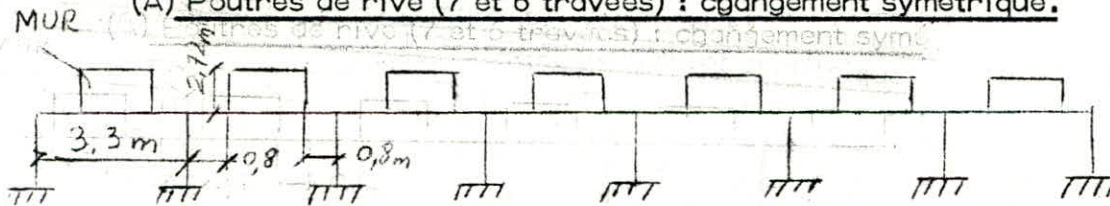
Cela nous évitera d'avoir trop de crochets dans les appuis.

Il n'est pas nécessaire de faire des crochets aux armatures de suspensions

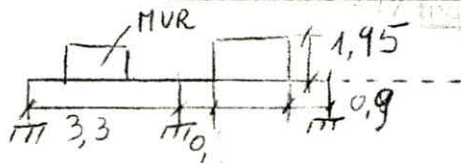
Il nous suffira d'adopter le même ancrage que pour les barres $\phi 8 T$.

POUTRES LONGITUDINALES INTERMEDIAIRES ET DE RIVE
NIVEAU PLANCHER D'ETAGE

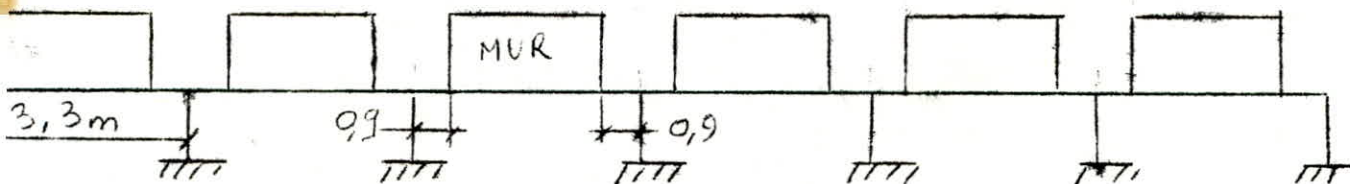
(A) Poutres de rive (7 et 6 travées) : changement symétrique.



(B) Poutre de rive (7 travées égales) : changement symétrique.



(C) Poutre de rive (6 travées égales) : changement non symétrique.



POUTRES DE LIAISON DE PORTIQUES
NIVEAU PLANCHER D'ETAGE

(A) Poutres longitudinales de rives à 6 et 7 travées égales

Ces poutres supportent en plus de leur poids propre, des murs extérieurs (de façade) et les charges et surcharges dues à 1/2 poutrelle de plancher d'étage.

(voir schéma A)

- Charge + surcharge) $\frac{720}{2} = 360 \text{ kg/ml}$
 dues 1/2 poutrelle)
 - Poids propre de la poutre $0,6 \times 0,22 \times 2500 = 330 \text{ kg/ml}$
 - Enduit extérieur sur la poutre) $0,6 \times 3 \times 1 \times 20 = 36 \text{ kg/ml}$
 - Enduit intérieur $1,5 \times 0,4 \times 14 = 8,4 \text{ kg/ml}$
 - Couche de béton pour mur $0,15 \times 0,22 \times 1 \times 2500 = 82,5 \text{ kg/ml}$
- TOTAL..... 816,9 kg/ml
- Poids du mur de façade $2,72 \times 1 \times 1800 \times 0,22 = 1080 \text{ kg/ml}$
 - Revêtement intérieur $1,5 \times 2,72 \times 1 \times 14 = 57 \text{ kg/ml}$
- TOTAL..... 1246 kg/ml

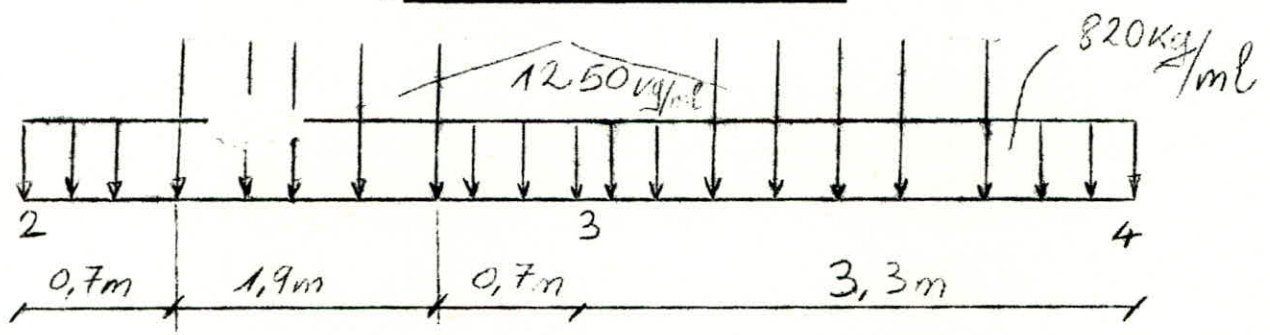
Somme des charges et surcharges réparties sur 0,7 m

$$\Delta_1 = 820 \text{ kg/ml}$$

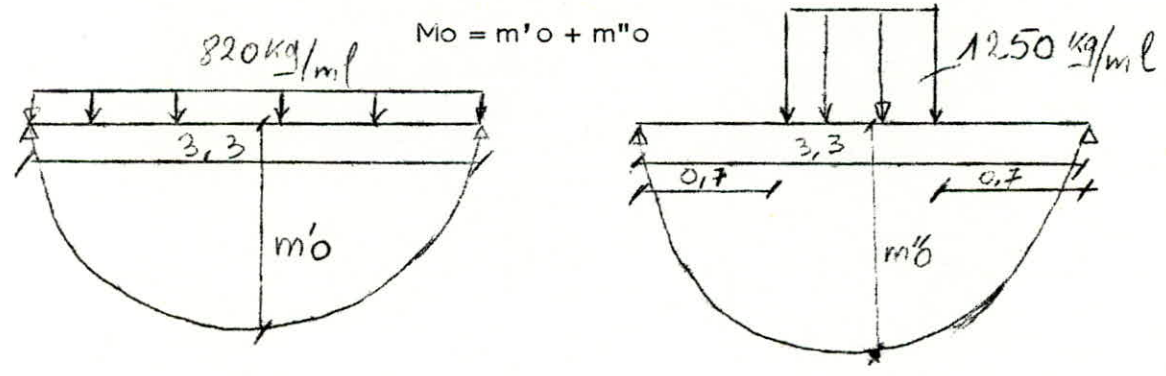
Somme des charges et surcharges réparties sur 1,9 m

$$\Delta_2 = 1\,246 \text{ kg/ml}$$

$$\Delta_2 = 1\,250 \text{ kg/ml}$$



Ce changement se répète sur toute la longueur de la poutre. Il est symétrique par rapport au milieu de la travée. Pour le calcul du moment M_0 dans la poutre isostatique de référence, nous calculons les moments $m'o$ et $m''o$ dus aux charges réparties de 820 et 1 250 kg/ml dans la même poutre de référence et le moment M_0 dû à l'ensemble des deux charges sera la somme de $m'o$ et $m''o$.



$$m'o = 9l^2 = \frac{0,820 \cdot 3,3^2}{8} = 0,895 \text{ t.m.}$$

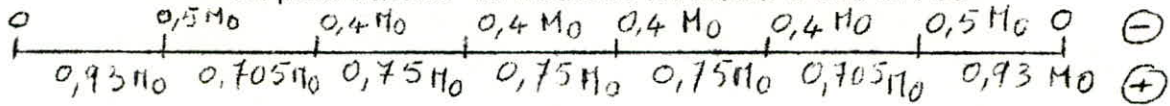
$$m''o = 0,625 \cdot \frac{3,3 \cdot 1,9}{2} + \frac{1,250 \cdot 1,250 \cdot 1,9}{8} = 1,60 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = (0,895 + 1,6) + . n = 2,495 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 2,5 \text{ t.m.}$$

- Fissuration non préjudiciable
- surcharges < 2 charges permanentes
- Section constante le long de la poutre
- Travées égales = rapport = 1

= On peut utiliser la méthode forfaitaire des BA 68



Calculs des moments en travée

$$Mt1 = 0,93 \times 2,5 \text{ t.m.} = 2,34 \text{ t.m.}$$

$$Mt2 = 0,705 \cdot 2,5 \text{ t.m.} = 1,76 \text{ t.m.} = Mt6$$

$$Mt3 = 0,75 \cdot 2,5 \text{ t.m.} = 1,86 \text{ t.m.} = Mt4 = Mt5 =$$

Moments aux appuis

Dans les calculs on prendra à l'appuis de rive un moment d'encastrement = 0

Pour le ferrailage, nous prendrons un moment d'encastrement à l'appuis de rive = 0,15 Mo afin d'éviter un moment de torsion en cet appui ? (précision)

$$Ma1 = 0,15 Mo = 0,15 \cdot 2,5 = 0,376 \text{ t.m.} = Ma8$$

$$Ma2 = 0,5 Mo = 1,25 \text{ t.m.} = Ma7$$

$$Ma4 = Ma5 = Ma3 = 1 \text{ t.m.} = Ma6$$

On aura à étudier une section rectangulaire

(22 x 40) un flexion simple -

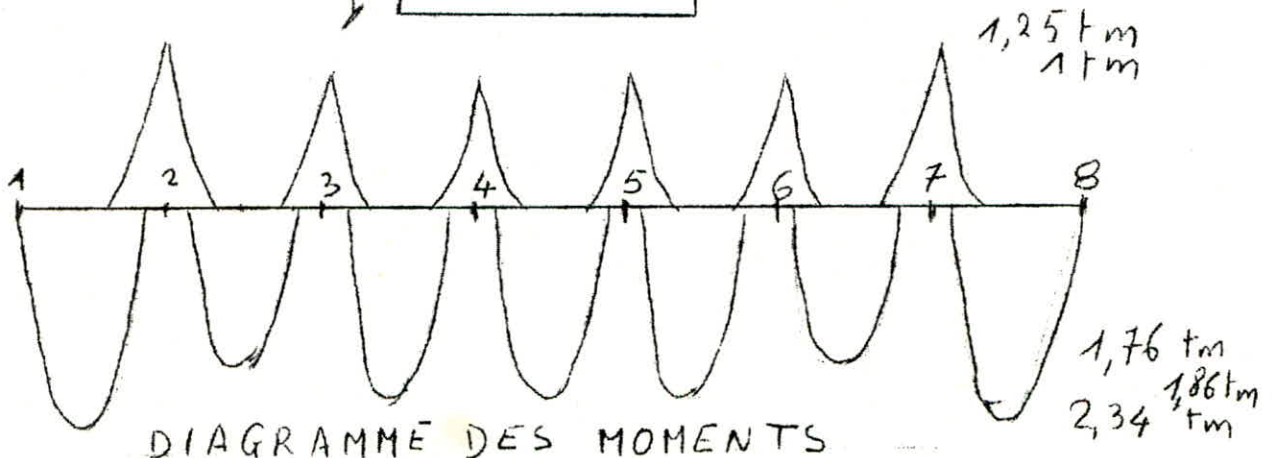
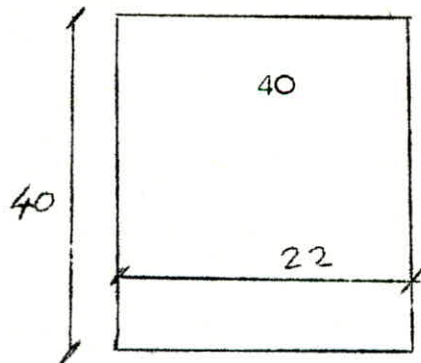


DIAGRAMME DES MOMENTS

On prendra pour *enrobage* $d = 3 \text{ cm}$

$$h = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 28000 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de μ' pour chaque valeur du moment

$$\mu' = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = a \cdot M.$$

$$a = 0,178 \cdot 10^{-6}$$

Travées	Mt/t.m.	μ'	α	k	w	A cm ²	A Adopté	nd de barres	6' b kg/cm ²
1 - 7 ou 1 - 6	8,34	0,0417	0,2595	42,8	0,303	2,47	2,57	2 ϕ 10 / T 2 ϕ 8 / T	65,5
2 - 6 ou 2 - 5	1,76	0,0314	0,829	50,5	0,227	1,85	2,13	2 ϕ 10 / T 2 ϕ 6 / T	55,5
3-5-4 ou 3 - 4	1,86	0,0332	0,2344	49	0,239	1,95	2,13	2 ϕ 10 / T 2 ϕ 6 / T	57,2
Appuis	Mt	'	x	k	w	A	A Adopté	nb barres	6' b.
1 - 8 ou 1 - 7	0,376	0,0067	0,1111	120	0,0462	0,376	1,57	2 ϕ 10 T	240
2 - 7 ou 2 - 6	1,25	0,0222	0,1961	61,5	0,160	1,3	1,57	2 ϕ 10 T	45,5
3 - 6 - 5 - 4 ou 3 - 4 - 5	1	0,0178	0,1765	70	0,126	1,06	1,57	2 ϕ 10 T	40

Vérification du % minimal -

La section minimale a été déjà calculée.

$$A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'aciers *travées* pour les section dangereuses en travées sont supérieures à A min.

Nous gardons les sections *travées*.

Nous aurons donc = 2 T 10 et 2 T 8 comme armatures inférieures de traction pour les travées de rive, et (2 T 10 + 2 T 6) pour les travées intermédiaires.

Mais, pour avoir une répartition uniforme en inertie dans toutes les sections de la poutre et pour faciliter la tâche des ouvriers, nous adoptons le même ferrailage pour toutes les travées : soit = (2 T 10 + 2 T 8) armatures inférieures aux appuis, une seule section *travée* est supérieure à A min. Nous adoptons pour les autres une section avec moins égale à la section. A min = 1,08 cm². Mais là aussi pour les mêmes raisons que ci-dessus, nous adoptons aux appuis comme section : A = 1,57 cm² soit 2 T 10. .../...

Poutres :	travées :	Mt _{T.m.} :	N' :	α :	k :	w̄ :	A CM2 :	A adopté :	nb barres :	6' b. kg/cm2 :
6 travées :	1-7	2,34	0,0417	0,2595	42,8	0,303	2,47	2,57	2 T 10	65,5
6 " :	1-6								2 T 8	
7traées :	2-6	1,76	0,0314	0,229	50,5	0,227	1,85	2,57	2 T 10	55,5
6 " :	2-5								2 T 8	
7travées :	3-4-5	1,86	0,0332	0,2344	49	0,239	1,95	2,57	2 T 10	57,2
6 " :	3-4								2 T 8	

Poutres :	appuis :	MA _{t.m.} :	N' :	α :	k :	w̄ :	A cm2 :	A adopté :	nb barres :	6' B. :
6 travées :	1-8	0,376	0,0067	0,1111	120	0,0462	0,376	1,76	2 T 10	< 40
6 " :	1-7									
7travées :	2-7	1,25	0,0222	0,1961	61,5	0,160	1,3	1,57	2 T 10	45,5
6 " :	2-6									
7travées :	3-4-5-6	1	0,0178	0,1765	70	0,126	1,06	1,57	2 T 10	40
6 " :	3-4-5									

Etude de l'effort tranchant

Les efforts T sont maximums aux appuis.

$$T_{max} = \frac{M w - M_e}{l}$$

Calcul de τ_{max} .

$$\tau_{max} = \frac{820 \times 3,3}{2} + \frac{1250 \times 1,9}{2} = 2542 \text{ kg}$$

- T1d = 2542 + $\frac{0 - 1,25}{3,3} \cdot 10^3 = 2162 \text{ kg}$
- T2g = 2162 - (2542) x 2 + $\frac{0 - 1,25}{3,3} \cdot 10^3 = - 3302 \text{ kg}$
- T2d = 2542 + $\frac{1,25 - 1}{3,3} \cdot 10^3 = 2618 \text{ kg}$
- T3g = 2618 - 5084 + $\frac{1,25 - 1}{3,3} \cdot 10^3 = - 2390 \text{ kg}$
- T3d = 2542 = - T4g = T4d

Pour le calcul des armatures transversales, nous retenons $\tau_{max} = 3302 \text{ kg}$.

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Nous adoptons un cadre en ϕ 6 adx.

$$T \text{ max.} = 3302 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{3302}{\frac{22 \times 7,37}{8}} = 4,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_B = 4,67 \text{ kg/cm}^2$$

Aux appuis la contrainte max. = $6' b = 45,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} 6' b &< 6' b_0 = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_b &< 3,5 \cdot 6' b = (3,5 \cdot 45,5) \text{ kg/cm}^2 \\ \Rightarrow 6' t &= 2250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (calculée)} \end{aligned}$$

$$\text{Ecartement des cadres. } t \leq \frac{0,56 \cdot 32 \cdot 4 \cdot 2250}{3302} = 12,6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \bar{t} \text{ max.} &= 30 \text{ cm} \\ (0,2 h &= 7,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$= \boxed{0,2h < t < \bar{t}}$$

Nous adoptons la suite de Mir caquot :

Soit des écartements à partir du . n° de l'appui -

$$\frac{3 \times 11}{33}$$

$$\frac{3 \times 13}{39}$$

$$\frac{2 \times 16}{32}$$

$$\frac{2 \times 20}{40}$$

$$\frac{2 \times 28}{50}$$

etc...

.../...

Nous avons déjà vérifié une section identique à l'entraînement des armatures, et la compression des bielles à l'appui avec un effort tranchant -
 $T = 3595 \text{ kg} > T = 3302 \text{ kg}$.
 Il est donc inutile de vérifier la traction des armatures et la compression des bielles.

Ancrage des armatures -

Longueur de scellement droit :

$$l_d = \frac{\sigma_s \bar{a}}{4 \bar{\sigma}_d} \quad \text{BA 68 p 51}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{zône d'ancrage normale}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{zône d'ancrage en pleine masse.}$$

$$\psi_d = 1,5 \cdot \frac{2}{2} \cdot 1,6 \quad \text{BA 68 p 45.}$$

$$\psi_d = 1,68$$

Ancrage aux appuis :

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,68 \cdot 5,8 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

Ancrage zône normale :

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,68 \cdot 5,8 = 20,6 \text{ kg/cm}^2$$

Aux appuis :

$$l_d = \frac{1 \cdot 2800}{4,33} = 21,2 \text{ cm}$$

Zône normale :

$$l_d = \frac{1 \cdot 2800}{4,20,6} = 34 \text{ cm}$$

Nous adoptons un crochet normal -

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$l' = 0,6 l_d$$

Aux appuis :

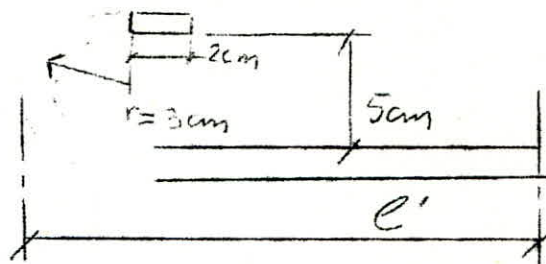
$$(l' = 0,6 \cdot 21,2 = 13 \text{ cm} - \text{ nous prenons : } 17 \text{ cm}$$

$$(r = 3 \text{ cm}$$

Zône normale :

$$(l' = 0,6 \times 34 = 21 \text{ cm nous prenons } = 25 \text{ cm}$$

$$(r = 3 \text{ cm}$$



Il est inutile de vérifier la condition de non écrasement du béton dans les appuis de rive.
Elle a été déjà vérifiée pour le même crochet et pour un effort plus grand.

Justification de la flèche :

$$\cdot \frac{ht}{l} = 0,12 > \frac{1}{10} \cdot \frac{Mt}{Mo} = \frac{1}{10} \cdot \frac{2,34}{2,5} = 0,0935$$

$$\cdot \frac{A_{max}}{boh} = \frac{2,57}{22,37} = 0,115 < \frac{43}{6em} = 7,16 \cdot 10^{-2}$$

$$\cdot \frac{ht}{l} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

Ces trois conditions étant simultanément vérifiées, il est inutile de donner une justification de flèche.

Ferraillage de la poutre :

Il est identique au ferraillage des poutres du niveau de la terrasse.
Il n'y a que l'esacement des cadres qui varie.

Calcul des réactions d'appuis :

Nous les calculons de deux manières :

- 1) en tenant compte des moments de continuité
- 2) en appliquant la méthode BA 68 p. 103.

Nous prenons les réactions les plus défavorables.

Les calculs seront conduits comme dans le cas des poutres du niveau terrasse.

Soit :

$$\begin{aligned} R1 = R8 = 2542 \text{ kg} \\ R2 = R7 = 5920 \text{ kg} \\ R3 = R6 = 5034 \text{ kg} \\ R4 = R5 = 5084 \text{ kg} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \text{à} \\ \text{poutre 7 travées} \end{array}$$

$$\begin{aligned} R1 = R7 = 2542 \text{ kg} \\ R2 = R6 = 5920 \text{ kg} \\ R3 = R4 = R5 = 5084 \text{ kg} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \\ \\ \text{poutre à 6 travées} \end{array}$$

Poutre type B

7 travées égales - chargées symétriquement -

Cette poutre supporte : un mur de façade (du côté du caniveau) de hauteur 1,95 m en briques - la charge due au mur est répartie suivant :

$$\begin{aligned} & 3,3 \text{ m} - 1,50 = 1,8 \text{ m} \\ & \quad \quad \quad : \text{ charge et surcharge due au poids propre de la} \\ \text{poutre} + & \frac{1}{2} \text{ poutrelle de plancher.} \end{aligned}$$

.../...

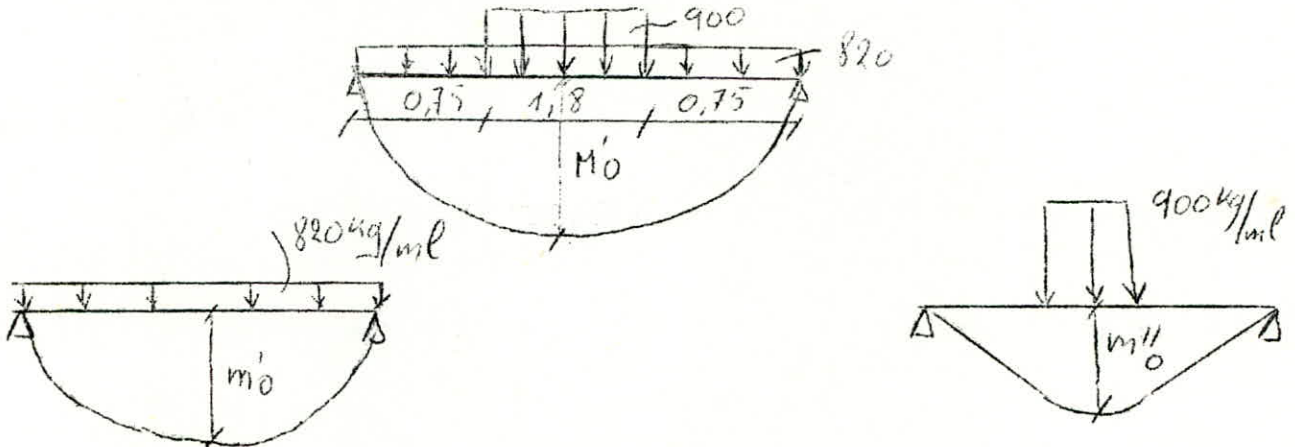
- charge due au mur - $1,95 \times 0,22 \times 1800 = 775 \text{ kg/ml}$
- enduit face extérieure - $1,95 \times 1 \times 2 \times 20 = 78 \text{ kg/ml}$
- enduit face intérieure, - $1,95 \times 1 \times 1,5 \times 14 = 41 \text{ kg/ml}$

$$1 = \text{charge} = 894 \text{ kg/ml}$$

On prendra $1 = 900 \text{ kg/ml}$

charge et surcharge due à la poutre et $\frac{1}{2}$ poutrelle.

Comme pour la poutre (A) $M_o = m'o = m''o$.



$$m'o = \frac{0,82}{8} \cdot \frac{2}{3,3} = 1,15 \text{ t.m.}$$

$$m''o = 0,9 \cdot \frac{3,3}{2} - 0,9 \cdot \frac{0,9}{4} = 1,167 \text{ t.m.}$$

$$M'o = m'o + m''o = 2,27 \text{ t.m.}$$

Moments en travée - poutre continue :

$$\begin{aligned} M_{t1} &= 0,93 M'o = 2,1 \text{ t.m.} \\ M_{t2} &= 0,705 M'o = 1,6 \text{ t.m.} \\ M_{t3} &= 0,75 M'o = 1,71 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_{A1} &= 0,15 M'o = 0,34 \text{ t.m.} \\ M_{A2} &= 0,5 M'o = 1,13 \text{ t.m.} \\ M_{A3} &= 0,4 M'o = 0,91 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Etude de la section : en flexion simple :

$$\begin{aligned} (ht &= 40 \text{ cm} & (d &= 3 \text{ cm} \\ (b &= 22 \text{ cm} & (M &= \text{connu} \\ (6a &= 2800 \text{ cm} & n &= 15 \end{aligned}$$

$$f' = \frac{15 M}{6a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot M}{2800 \cdot 22 \cdot 37^2} = 0,178 \cdot 10^{-6} M$$

...../.....

Nous utilisons les abaques de chanon -
Les valeurs de x, k, w, A sont consignées dans le tableau suivant :

Travées	M T.m.	μ'	α	k	\bar{w}	A cm ²	$6 \cdot b$ kg/cm ²	A Min.	A adopté	nb barres
1 - 7	2,1	0,0374	0,2475	45,6	0,271	2,21	61,5	1,08	2,26	2T 12
2 - 6	1,6	0,0285	0,2190	53,5	0,205	1,68	53	1,08	2,26	2T 12
3-4-5	1,71	0,0304	0,2256	51,5	0,219	1,79	54,5	1,08	2,26	2T 12
Appuis	M t.m.	μ'	α	k	\bar{w}	A cm ²	$6 \cdot b$	A min.	A adopté	nb barres
1 - 8	0,34	0,0034	0,0955	142	0,036	0,294	19,7	1,08	1,57	2 T 10
2 6-7	1,13	0,0202	0,1875	65	0,144	1,18	43	1,08	1,57	2T 10
3-4-5-6	0,91	0,0175	0,1754	70,5	0,124	1,03	40	1,08	1,57	2T 10

Les sections d'armatures inférieures tendues trouvées sont supérieures à
A min = 1,08 cm².

Nous adoptons pour ces armatures 1 lit filant de 2 barres T 12 ; A : 2,26 cm²

Pour les armatures supérieures tendues seule la section pour l'appui (2) est supérieure à A Min.

Nous adoptons 2 T 10 : A = 1,57 cm² A min. pour les chapeaux.

Pour les armatures de , et les armatures de suspension, nous adoptons 2 T 6.

Etude de l'effort tranchant aux appuis :

$$T = \zeta + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$\zeta = \frac{820 \times 3,3}{2} + \frac{900 \times 1,8}{2} = 2162 \text{ kg}$$

$$T_{1d} = 2162 + \frac{0 - 1,13}{3,3} \cdot 10 = 1.819 \text{ kg}$$

$$T_{2g} = 1.819 - 4.324 + \frac{0 - 1,13}{3,3} \cdot 10 = -2.848 \text{ kg}$$

$$T_{2d} = 2162 + \frac{10(1,13 - 0,908)}{3,3} = 2.231 \text{ kg}$$

$$T_{3g} = 2.231 - 4.324 + \frac{1,13 - 0,908}{3,3} \cdot 10 = 2.024 \text{ kg}$$

$$T_{3d} = 2.162 \text{ kg} = -T_{4g}$$

$$T_{4d} = 2.162 \text{ kg}$$

.../...

Détermination des armatures transversales

Nous choisissons un cadre en ϕ 6 adx . $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$$T \text{ max.} = 2\,848 \text{ kg}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bo} \text{ (voir tableau)}$$
$$\sigma_b = \frac{2\,848}{22.7.37} = 4,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

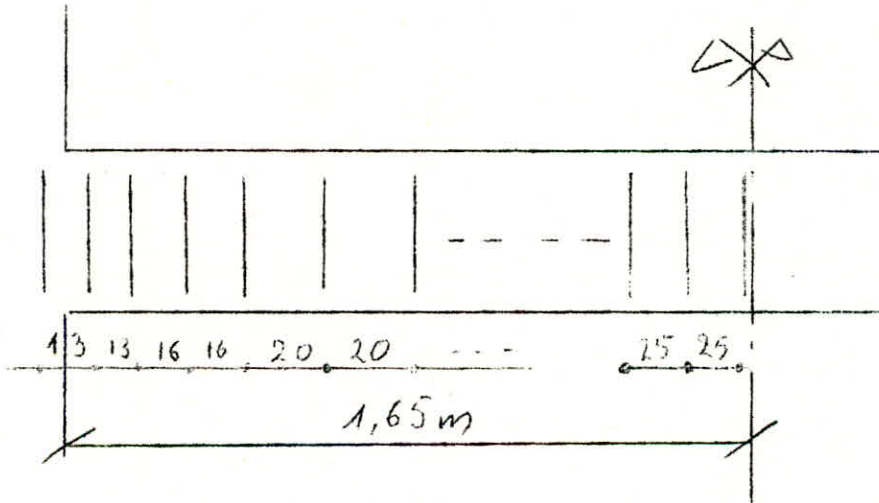
$$\bar{\sigma}_{at} = 2\,250$$

$$= t \leq \frac{0,56 \text{ cm}^2 \cdot 32,4 \cdot 2\,250}{2\,850} = 14 \text{ cm}$$

$$0,2 h < t < \bar{t} = 30 \text{ cm}$$

On prendra au de l'appui $t = 13 \text{ cm}$
Nous adoptons la suite de Mr Caquot.

2 x 13 2 x 16 2 x 20 3 x 25



Traction des armatures inférieures :

$$M = 0 \quad T = T \text{ max.} = 2\,848 \text{ kg}$$

Appuis de rive :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 2,26 \text{ cm}^2 > T = 2\,848 \text{ kg}$$

$$\underline{A \bar{\sigma}_a > T.} \quad (\text{vérifié})$$

Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} M < 0 \\ T > 0 \end{cases}$$

Il est inutile de le vérifier car $(T + \underline{M}) < T \text{ max.}$

et nous avons la même section $A = 2,26 \text{ cm}^2$.

.../...

Entraînement des armatures :

Nous vérifions si : $\bar{\tau}_d = \frac{T}{p \cdot z} < 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$.

$$p = 2 \phi \cdot 3,14 = 7,2 \text{ cm}$$
$$\bar{\tau}_d = \frac{2848}{7,2 \cdot 32,4} = 12,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 19,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{\bar{\tau}_d < \bar{\tau}_d} \quad (\text{vérifié})$$

Ancrage des armatures :

Appui de rive $\bar{\tau}_d = 33 \text{ kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{1,2 \cdot 2800}{4 \cdot 33} = 25,4 \text{ cm}$$

Zône normale : $\bar{\tau}_d = 20,6 \text{ kg/cm}^2$

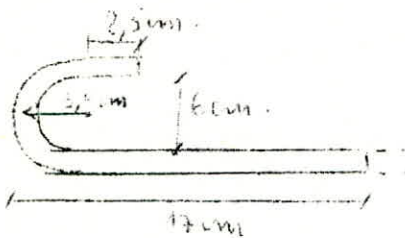
$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{1,2 \cdot 2000}{4 \cdot 20,6} = 41 \text{ cm}$$

Nous adoptons un crochet normal :

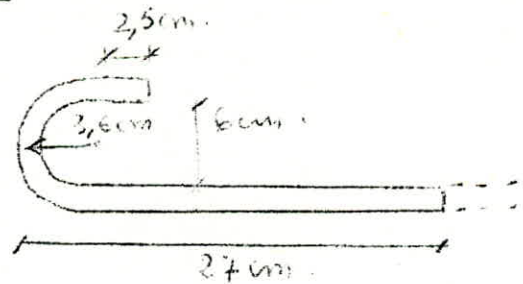
appui $(r = 3 \phi = 3,6 \text{ cm}$
 $(l' = 0,6 l_d = 15 \text{ cm}$

zône normale $(r = 3 \phi = 3,6 \text{ cm}$
 $(l' = 0,6 l_d = 25 \text{ cm}$

Nous retenons les crochets suivants :



appui



zône normale

Condition de non écrasement du béton :

$$r \geq 0,10 \cdot 1,2 \cdot \frac{6a}{6'bo} \left(1 + \frac{1,2}{d} \right) y$$

Nous le vérifions uniquement aux appuis.

... / ...

$$\begin{aligned}
 d &= 18 \text{ cm} \\
 y &= 1 \\
 6d &= 960 \text{ kg/cm}^2 \\
 r &\geq 0,12 \cdot 960 \cdot 1,01 = 1,7 \text{ cm} \\
 r &= 3,6 \text{ cm} > 1,7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

⇒ (vérifié)

Compression de la bielle d'about :

$$T \text{ max.} = 2\,848 \text{ kg}$$

Nous avons déjà vérifié la même section pour un effort tranchant : $T = 3\,595 \text{ kg}$
Or ici : $T < 3\,595 \text{ kg}$

La contrainte de compression dans la bielle sera plus faible que $18,4 \text{ /cm}^2$ et à fortiori elle sera inférieure à $\bar{\sigma}_b$

Fissuration des zones tendues :

Afin de limiter la fissuration dans les zones tendues, il est nécessaire de borner les contraintes dans les aciers tendus, à la plus grande des 2 valeurs suivantes : $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_2$

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma}_1 &= k \cdot \frac{\sigma_s}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \\
 \bar{\sigma}_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{\sigma_s}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}
 \end{aligned}$$

et max. $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \quad \bar{\sigma}_2 = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible : BA 68
p. 89

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 k &= 1,6 \cdot (\text{TOR}) \\
 \bar{\omega}_f &= \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{22 \times 7} = 1,47 \cdot 10^{-2}
 \end{aligned}$$

Nous effectuons les calculs de $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_2$. Nous trouvons =

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma}_1 &= 2\,560 \text{ kg/cm}^2 \\
 \bar{\sigma}_2 &= 2\,590 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Le diamètre des barres employées pour cette poutre n'est pas compatible avec l'ouverture des fissures.

Nous sommes donc tenu d'employer d'autres barres.

Au lieu des 2 T 12 : $A = 2,26 \text{ cm}^2$, prenons 3 T 10 : $A = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{2,35}{22 \times 7} \cdot \frac{1}{(1 + 10 \cdot \frac{2,35}{22 \times 7}) \cdot 10}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma}_1 &\approx 3\,140 \text{ kg/cm}^2 \\
 \bar{\sigma}_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5}{10} \cdot 5,8 \cdot 10^6} = 2\,830 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

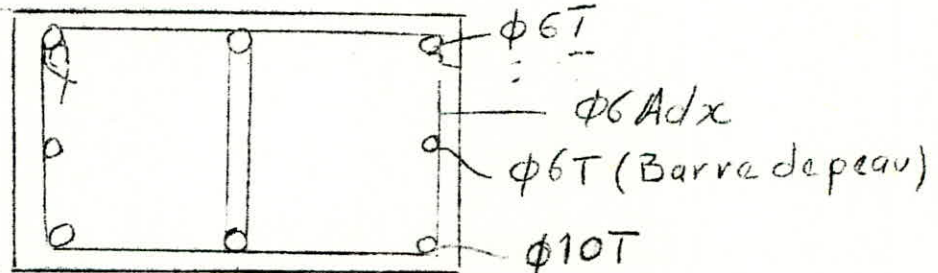
... ↙ ...

$$\max. (\sigma_{1n} \sigma_2) = 3\,140 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$$

Pour cette poutre (B) nous utiliserons 3 T 10 comme armatures inférieures tendues, et 3 T 6 comme armatures de suspensions.

Les armatures supérieures tendues (chapeaux) et celles de peau resteront les mêmes.

Nous sommes donc obligés d'adopter 1 cadre + 1 étrier comme armatures transversales.



Nous avons donc 1 lit de 3 barres filantes sur toute la longueur de la poutre continue.

Calcul des écartements des cadres et étriers :

$$1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier} : A_t = 3 \times 0,28 = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow t \leq \frac{0,84 \cdot 32,4 \cdot 2250}{2\,848} = 20,8 \text{ cm}$$

$$0,2 h < t < \sqrt{E} = 30 \text{ cm}$$

Nous adopterons pour t la valeur $t = 16 \text{ cm}$ aux milieux des appuis.
Pour les autres écartements, nous adoptons la suite de M^r. CAQUOT.

2 x 16 2 x 20 3 x 25 2 x 35 etc...

Pour les zones d'ancrage :

Tant que la contrainte $\bar{\sigma}_d$ n'est pas dépassée la longueur de scellement droit ne dépend que du diamètre de la barre.

Nous adoptons : $l_d = 22$ cm ancrage en pleine masse
ET $l_d = 34$ cm ancrage zone normale

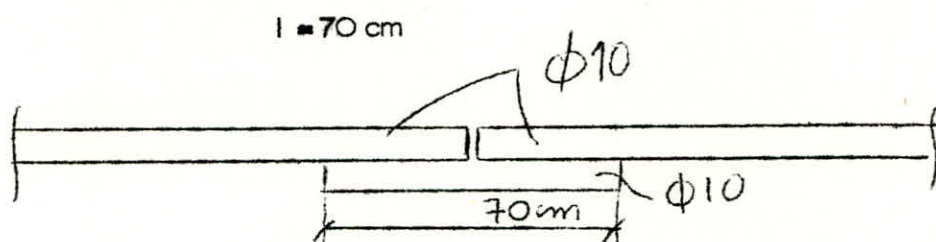
Nous les avons déjà calculé pour les poutres (A)

Aux appuis : Nous adoptons un ancrage par crochet normal :

$$\begin{cases} r = 3 \text{ cm} \\ l' = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

Zone normale :

Nous adoptons un ancrage par recouvrement. Les deux barres seront placées bout à bout, on les recouvre d'une barre de même diamètre et de longueur $l = 2 l_d = 2 \times 34 = 68$ cm



Sous la réserve que dans une section quelconque on ne peut avoir plus de deux recouvrements.

Entraînement des armatures inférieures tendues :

$$p = 3 \times 1 \times 3,14 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\text{or } \bar{\sigma}_d = 12,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } p = 7,2 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } p = 9,42 \text{ cm } \bar{\sigma}_d \text{ sera } < 12,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} = 0,12 > 1/16$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} = \frac{2,35}{22,37} = 0,288 \cdot 10^{-2} < \frac{43}{600} = 1,04 \cdot 10^{-2}$$

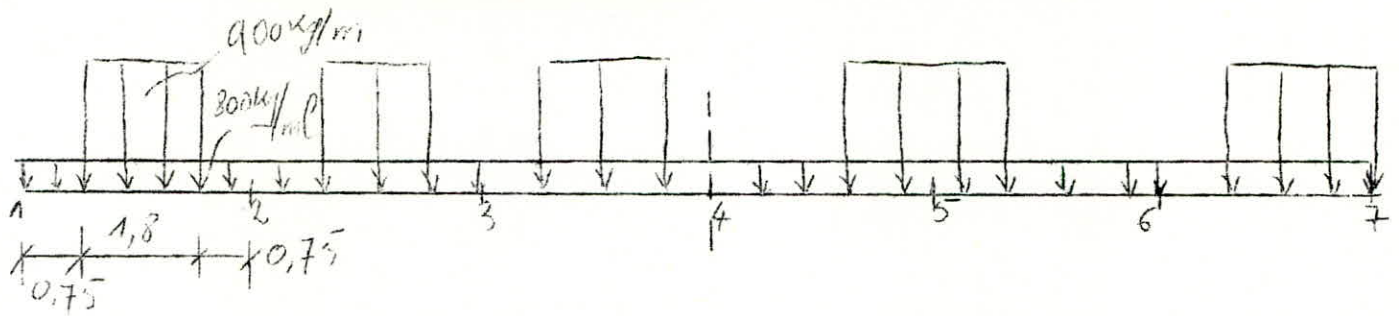
$$\frac{h_t}{l} = 0,12 > \frac{1}{10} \quad \frac{M_{\text{tr}}}{M_0} = \frac{0,21}{2,27} = 0,0925$$

Il est donc inutile de donner une justification de la flèche.

Poutre de rive - type (C) ; (côté caniveau) :

Changement non symétrique :

- 6 travées égales -



Partie (a)

Partie (b)

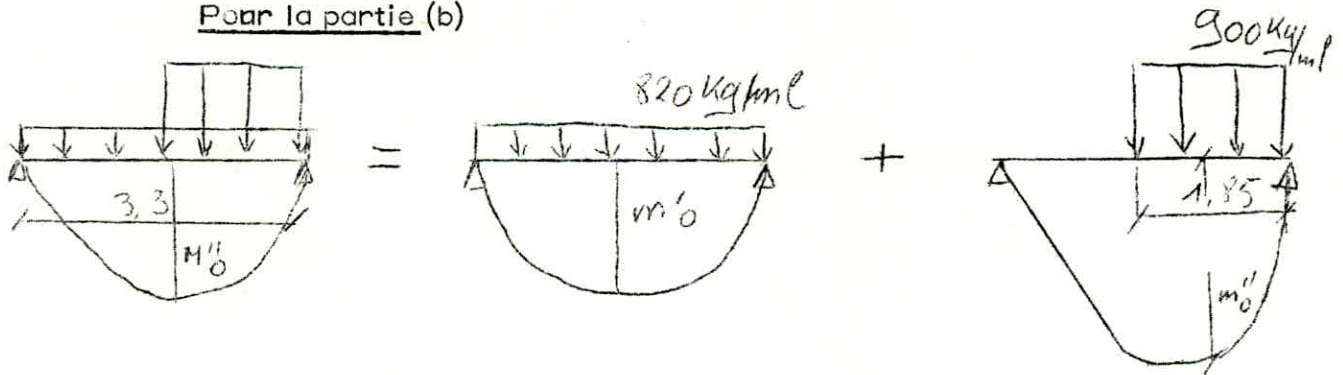
• Partie (a) : charges sont disposées symétriquement sur les travées . Nous avons une charge uniformément répartie à 820 kg/ml et une charge répartie sur 1,8 m à 900 kg/ml.

• Partie (b) : Nous avons une charge uniformément répartie à 820 kg/ml et une charge partiellement répartie sur 1,85 m à 900 kg/ml.

Nous déterminons les moments M'_{0} et M''_{0} dues aux charges appliquées sur la travée de référence pour la partie (a). M'_{0} a été déjà calculée.

$$M'_{0} = 2,22 \text{ t.m.}$$

Par la partie (b)



$$M''_{0} = m'_{0} + m''_{0}$$

$$m'_{0} = 1,115 \text{ t.m. déjà calculé}$$

$$m''_{0} = \frac{0,95 \cdot 1,85^2 \cdot (2 \times 3,3 - 1,85)}{8 \cdot 3,3^2} = -1 \text{ t.m.}$$

... /...

$$M''_o = 1,15 \text{ t.m.} + 1 \text{ t.m.} = 2,15 \text{ t.m.}$$

Nous obtenons pour la poutre 2 moment

$$M'_o = 2,22 \text{ t.m.}$$

$$M''_O = 2,15 \text{ t.m.}$$

Nous adoptons $M'_O = 2,22 \text{ t.m.}$;

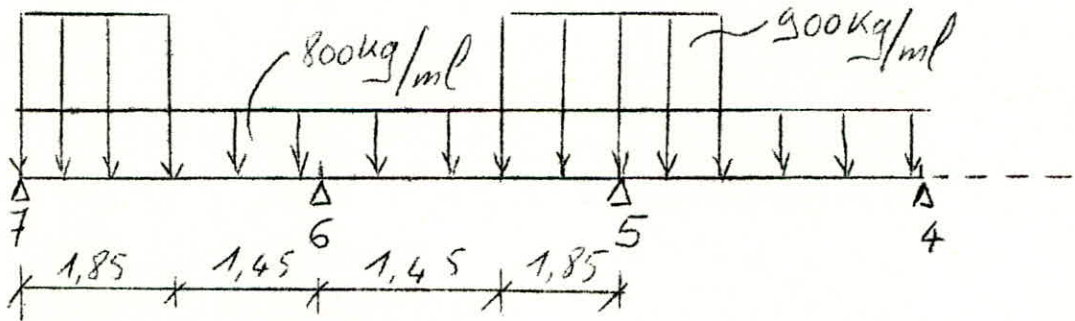
Pour ce qui est du calcul des armatures, nous pouvons nous en dispenser, car les résultats seraient les mêmes que ceux obtenus pour la poutre à 7 travées du type (B).

Mais du fait du changement non symétrique les efforts tranchants et les réactions d'appuis ne seront pas symétriques.

Aussi, nous sommes tenus de calculer les armatures transversales pour les travées de la partie (b).

Nous les comparerons aux armatures trouvées pour la poutre du type (B) et nous retiendrons le cas le plus défavorable.

Calcul des efforts tranchants pour la partie (b)



$$T_{7d} = T_d + \frac{M_w - M_e}{3,3} \cdot 10^3$$

$$T_d = 820 \times 1,65 + 900 \cdot \frac{1,85}{3,3} (3,3 - 0,92)$$

$$T_d = 2615 \text{ kg.}$$

$$T_{7d} = 2615 + \frac{0 - 1,13}{3,3} \cdot 10^3 = 2272 \text{ kg}$$

$$T_{6g} = 2272 - (900 \times 1,85 + 820 \times 3,3) + \frac{-1,13}{3,3} \cdot 10^3 = -2386 \text{ kg}$$

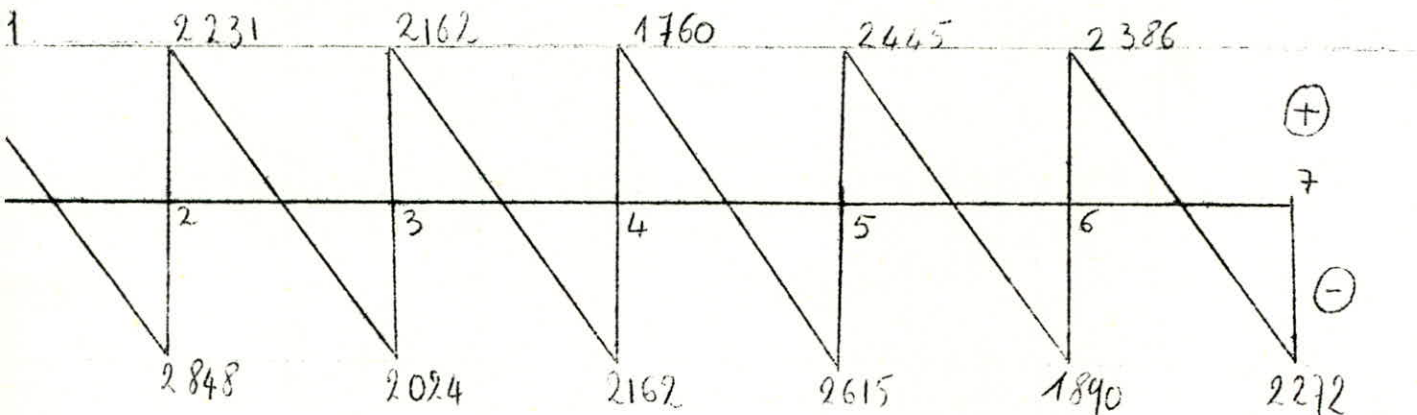
$$T_{6d} = 1850 + \frac{0,13}{3,3} \cdot 10^3 = 1890 \text{ kg}$$

.../...

$$T5g = 1890 - 4375 + \frac{0,13}{3,3} \cdot 10^3 = 2445 \text{ kg}$$

$$T5d = 2615 \text{ kg}$$

$$T4g = 1760 \text{ kg}$$



Vérification des efforts tranchants :

$$T = 1819 + 2231 + 2848 + 2024 + 2162 + 2162 + 1760 + 2445 + 2615 + 2386 + 1890 + 2272 = 26.714 \text{ kg.}$$

$$\sum \text{charges} = 820 \times 3,3 \times 6 + 900 \times 1,8 \times 3 + 900 \times 1,89 \times 3 = 16.400 + 5000 + 4460 = 25.860 \text{ kg}$$

$$\sum \text{Charges} \ll T \text{ (de l'ordre de 3\%)}$$

Les efforts tranchants sont légèrement surévalués.
Nous sommes donc dans le sens de la sécurité.

Calcul des réactions d'appuis :

Poutre C

$$R1 = 1819 \text{ kg}$$

$$R2 = 5.079 \text{ kg}$$

$$R3 = 4186 \text{ kg}$$

$$R4 = 3922 \text{ kg}$$

$$R5 = 5060 \text{ kg}$$

$$R6 = 4276 \text{ kg}$$

$$R7 = 2272 \text{ kg}$$

$$\text{Partie a) } T \text{ max.} = 2848 \text{ kg}$$

$$\text{Partie b) } T \text{ max.} = 2615 \text{ kg}$$

Pour le calcul des armatures transversales, nous prenons $T \text{ max.} = 2848 \text{ kg}$.
Or c'est cet effort là qui a servi à ferrailer la poutre du type (B).
Nous adopterons le même ferrailage que pour la poutre (B), et les justifications d'about, de flèche et d'ancrage ne sont pas nécessaires, nous retiendrons pour cette poutre les résultats trouvés pour le type (B).

.... / ...

Poutres longitudinales à 6 et 7 travées égales :

Poutres intermédiaires du plancher étage :

Ces poutres supportent en plus de leur poids propre des cloisons en briques creuses et les charges et surcharges dues à 1 poutrelle de plancher.

A) évaluation des charges et surcharges :

I - Charges + surcharges uniformément réparties sur les poutres à 6 et 7 travées :

- . 1 poutrelle de plancher : $(0,65 - 10) \cdot \text{cm} \rightarrow 610 \text{ kg/ml}$
- . poids propre de la poutre : $0,6 \times 0,22 \times 1 \times 2500 \rightarrow 330 \text{ kg/ml}$
- . enduit : $1,02 \times 1 \times 14 \times 1,5 \rightarrow 21,4 \text{ kg/ml}$

$$\Sigma = 970 \text{ kg/ml}$$

$$S_1 = 970 \text{ kg/ml.}$$

Détermination des charges dues aux cloisons et placards :

Poutre à 6 travées -

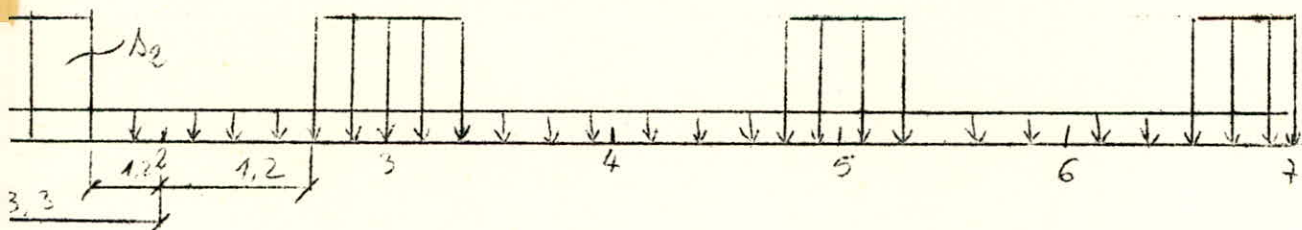
Hauteur des cloisons : 3,2 m.

- . charges dues aux cloisons : $1 \times 3,2 \times 135 = 433 \text{ kg/ml}$
- . charges dues aux murettes de placards : $2,1 \times 1,1 \times 135 = 312 \text{ kg/ml}$

$$\Sigma = 745 \text{ kg/ml}$$

$$S_2 = 750 \text{ kg/ml}$$

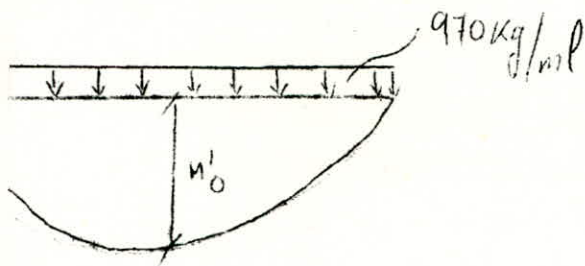
Nous avons donc étudié la poutre suivante :



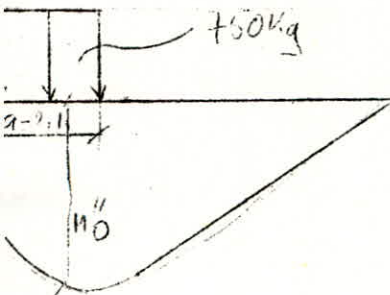
Nous calculons le moment M_0 de la poutre de référence :

$$M_0 = M'_0 + M''_0 \quad \begin{cases} (M'_0 \text{ dû à } S_1) \\ (M''_0 \text{ dû à } S_2) \end{cases}$$

.../...



$$M'0 = \frac{9 \cdot 1'}{8} = \frac{0,97 \cdot 3,3^2}{8} = 1,32 \text{ t.m.}$$

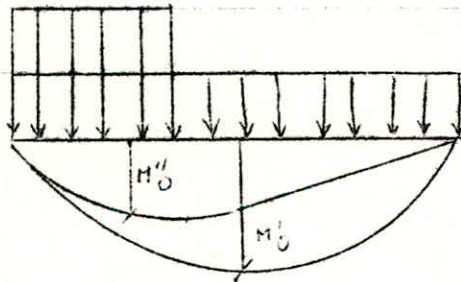


$$M''0 = \frac{1}{812} \cdot pa^2 \cdot (2l - a)^2$$

$$M''0 = \frac{0,75 \cdot 2,1^2 \cdot (6,6 - 2,1)^2}{8 \cdot 3,3^2} = 0,77 \text{ t.m.}$$

Le moment réel $M_0 < M'0 + M''0$
 Pour être dans le sens de la sécurité, on prendra donc :
 $M_0 = M'0 + M''0$ au milieu de la travée

$$\boxed{M_0 = 1,32 + 0,77 = 2,1 \text{ t.m.}}$$



- fissuration non préjudiciable
- Σ des surcharges $< 2 G$.
- section constante sur toute la longueur de la poutre
- travées égales

On peut utiliser les règles BA 68.

Comme pour les poutres précédentes :

$$M_{t6} = M_{t1} = 0,93 M_0 = 1,95 \text{ t.m.}$$

$$M_{t5} = M_{t2} = 0,705 M_0 = 1,48 \text{ t.m.}$$

$$M_{t4} = M_{t3} = 0,75 M_0 = 1,58 \text{ t.m.}$$

$$M_{A7} = M_{A1} = 0,15 M_0 = 0,315 \text{ t.m.}$$

$$M_{A6} = M_{A2} = 0,5 M_0 = 1,05 \text{ t.m.}$$

$$M_{A4} = M_{A5} = M_{A3} = 0,4 M_0 = 0,88 \text{ t.m.}$$

.../...

Section rectangulaire en flexion simple :

$$\begin{cases} h = 37 \\ b = 22 \\ 6a = 2800 \\ n = 15 \end{cases} \quad \mu' = \frac{nM}{6a bh^2}$$

$$\mu' = 0,178 \cdot 10^{-6} \quad M$$

Travées	Mt t.m.	μ'	\bar{w}	x	k	A	nb barres	A adopté	6' b
et 6	1,96	0,0347	0,252	0,2396	47,6	2,07	3 T 10	2,35	59
et 5	1,48	0,0264	0,189	0,2113	56	1,54	3 T 10	2,35	50
et 4	1,58	0,0282	0,205	0,2174	54	1,71	2 T 10	2,35	52
puis	MA	μ'	\bar{w}	x	k	A	nb barres	A adopté	6' b
et 7	0,315	0,00562	0,0386	0,1020	132	0,314	2 T 10	1,57	37,4
et 6	1,05	0,0187	0,133	0,1807	68	1,08	2 T 10	1,57	41
4 et 5	0,88	0,0157	0,111	0,1666	75	0,905	2 T 10	1,57	37,4

Armatures de traction :

% minimal :

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \cdot \frac{\bar{b} b}{6a} \left(\frac{ht}{f_t} \right)^2$$

$$\psi_4 = 0,54 \quad \text{Acier TOR}$$

$$p = \psi_4 \frac{\bar{b} b}{6a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 0,54 \frac{5,8 (40)^2}{2800 (37)^2} = 1,31 \cdot 10^{-3}$$

Tous les $\bar{w} > p$.

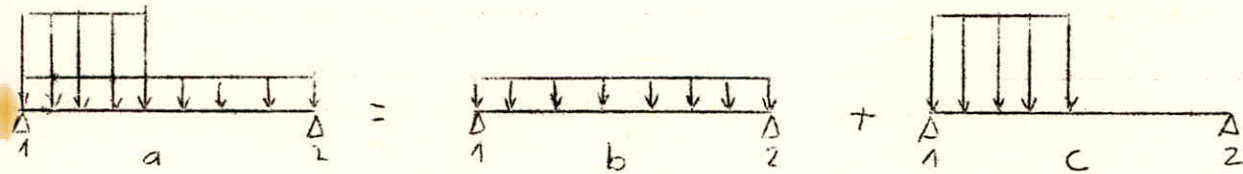
.../...

Toutes les sections calculées sont supérieures au % minimal
 sauf pour les section d'appui : 1 - 7 et 3 - 4 - 5.
 Nous adoptons pour ces dernières au moins A min.

Nous adoptons :

- . Armatures inférieures tendues : 1 lit 3 T 10
- . Armatures supérieures tendues : 2 T 10
- . Armatures de peau : 2 T 6
- . Armatures de suspension : 3 T 6
- . 1 cadre + 1 étrier en \emptyset 6 adx.

Etude de l'effort tranchant :



$$\tau(a)_1 = \tau(b)_1 + \tau(c)_1$$

$$\tau(b)_1 = 970 \times 1,65 = 1600 \text{ kg}$$

$$\tau(c)_1 = 750 \times \frac{2,1}{3,3} (3,3 - 1,05) = 1075 \text{ kg}$$

$$\tau(a)_2 = \tau(b)_2 + \tau(c)_2$$

$$\tau(b)_2 = 1600 \text{ kg}$$

$$\tau(c)_2 = 750 \times 2,1 - 1075 = 1575 \text{ kg} - 1075 \text{ kg} = 500 \text{ kg}$$

$$T1d = \tau_1 d + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T1d = 2675 \text{ kg} + \frac{0 - 1,05}{3,3} \cdot 10^3 = 2355 \text{ kg}$$

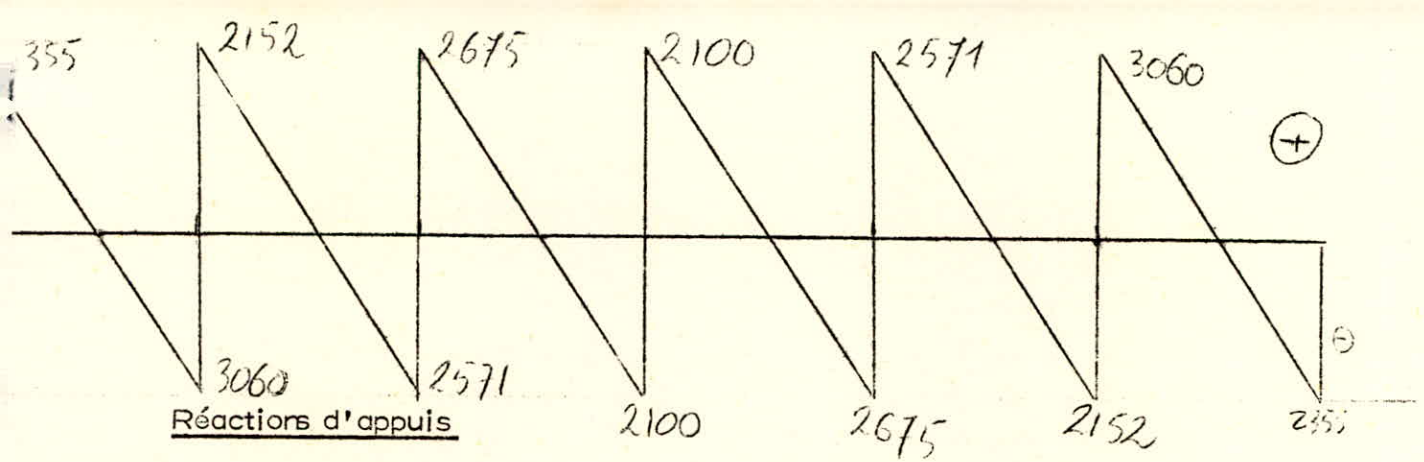
$$T2g = 2355 - 4775 + \frac{0 - 1,05}{3,3} \cdot 10^3 = 3060 \text{ kg}$$

$$T2d = 2100 + 1,05 - 0,88 \cdot 10^3 = 2571 \text{ kg}$$

$$T3g = 2675 + 0 = 2675 \text{ kg}$$

$$T4g = 2100 \text{ kg}$$

.../...



$R_1 = R_7 = 2\ 355\text{ kg}$
 $R_2 = R_6 = 5\ 202\text{ kg}$
 $R_3 = R_5 = 5\ 246\text{ kg}$
 $R_4 = 4\ 200.$

L'effort tranchant maximum est :

$$T_{\text{max.}} = 3\ 060\text{ kg}$$

Détermination des armatures transversales :

$$1\text{ cadre} + 1\text{ étrier} = A_t = 0, _ \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3060}{22,7 \cdot 37} = 4,3\text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b$$

$$6'b < 6'bo \quad (\text{voir tableau})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{at} = 2\ 250 \text{ (calculée)}$$

et $t \leq \frac{0,84 \cdot 32,4 \cdot 2\ 250}{3\ 060} = 20\text{ cm}$

Pour plus de sécurité, nous prenons $t = 16\text{ cm}$ au nu de l'appui. Pour les autres écartements, nous adoptons la suite de Mr. CQQUOT.

Cette poutre sera armée d'une manière identique à celles des poutres du type (C) (poutre rive coté caniveau) aussi, il est inutile de représenter les schémas constructifs.

Vérification à l'entraînement des armatures :

$$b = \frac{T}{p \cdot z} \quad p : 3 \cdot \phi \cdot 3,14 = 9,42\text{ cm}$$

$$z : \frac{7}{8} \cdot 37 = 32,4\text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{3060}{9,42 \cdot 32,4} = 10\text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

Tractions des armatures inférieures :

Appuis de rive : $M = 0$
 $T = 2355\text{ kg}$
 $A = 3\phi\ 10 = 2,35\text{ kg}$

.../...

$$T + \frac{M}{Z} = T = 2355 \text{ kg}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 2,35 \cdot 2800 = 6600 \text{ kg}$$

$$= \boxed{A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z} \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}}$$

Appuis interm\u00e9diaires :

$$\begin{cases} M < 0 \\ T \text{ max.} = 3060 \end{cases}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 6600 \text{ kg} > T \text{ max.} > T + \frac{M}{Z} \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

Il est inutile de v\u00e9rifier la fl\u00e8che, la compression de la bielle d'about, et la compatibilit\u00e9 du diam\u00e8tre des barres employ\u00e9es avec l'ouverture minimale des fissures.

Pour ces v\u00e9rifications, nous n'avons qu'\u00e0 nous reporter \u00e0 celles de la poutre (C).

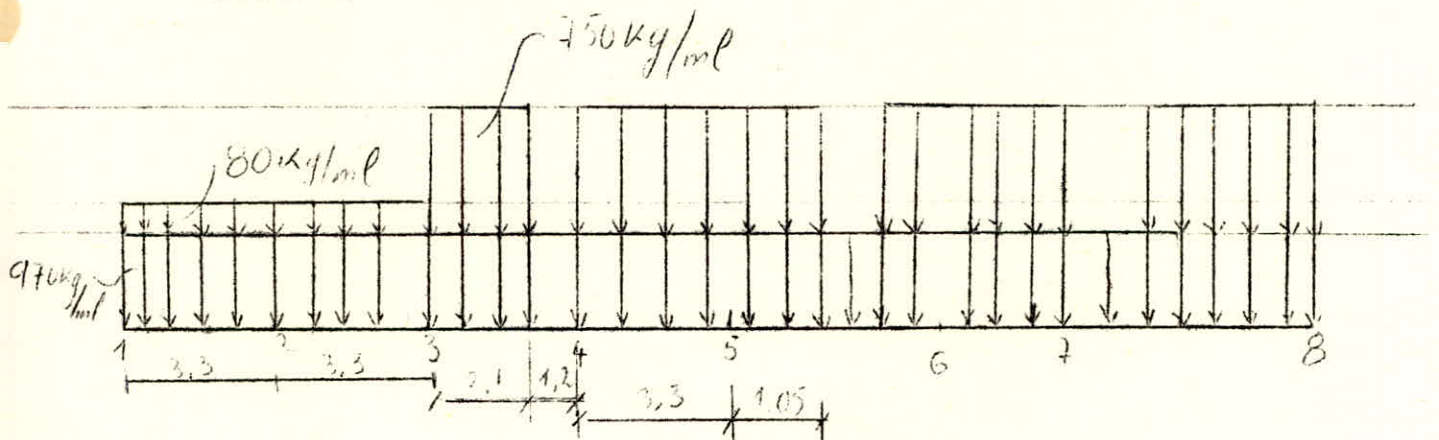
Ancrage des armatures :

Nous adoptons le m\u00eame ancrage que pour la poutre du type (C) de rive.

Poutre interm\u00e9diaire \u00e0 7 trav\u00e9es \u00e9gales :

Niveau pl ancher d'\u00e9tage :

Cette poutre supporte une charge uniform\u00e9ment r\u00e9partie sur toute sa longueur \u00e0 970 kg/ml et une charge partiellement r\u00e9partie, \u00e0 750 kg/ml d\u00eate aux cloisons et sur 2 trav\u00e9es nous avons une charge r\u00e9partie \u00e0 80 kg/ml - cloison en verre.



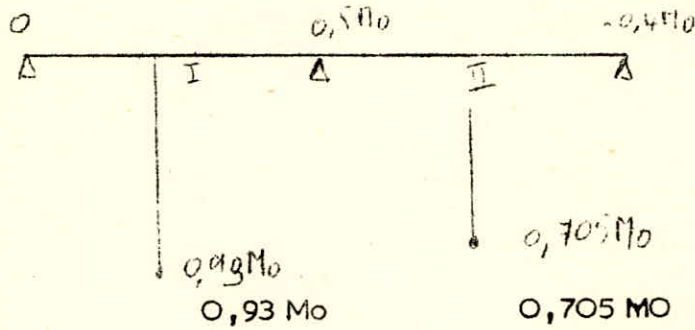
Les trav\u00e9es les plus charg\u00e9es sont les trav\u00e9es (4) et (6).

.../...

Calcul des moments :

Travées I et II

$$M_0 = (970 + 80) \cdot 10^3 \cdot 3,3^2 = 1,46 \text{ t.m.}$$



Mt travées

$$(M_t^I = 0,93 \cdot M_0 = 1,337 \text{ t.m.}$$

$$(M_t^{II} = 0,705 \cdot M_0 = 1,01 \text{ t.m.}$$

$$(M_A^1 = 0,15 \cdot M_0 = 0,214 \text{ t.m.}$$

$$(M_A^2 = 0,5 M_0 = 0,66 \text{ t.m.}$$

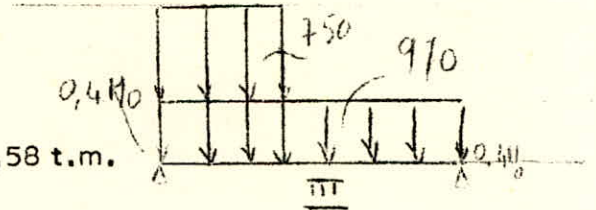
$$(M_A^3 = 0,4 M_0 = 0,532 \text{ t.m.}$$

Travées III

$$M_0 = 2,1 \text{ t.m.}$$

Mt travée

$$M_t^{III} = 0,75 M_0 = 1,58 \text{ t.m.}$$



Mt appui

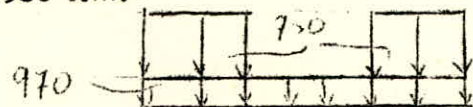
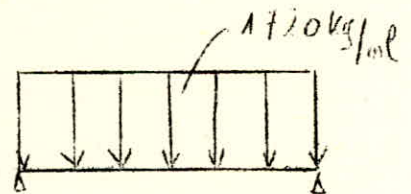
$$M_A^3 = M_A^4 = 0,4 \cdot M_0 = 0,84 \text{ t.m.}$$

Travée 4

$$M_0 = 2,84 \text{ t.m.}$$

$$(M_t^{IV} = 0,75 \cdot M_0 = 1,75 \text{ t.m.}$$

$$(M_A^4 = M_A^5 = 0,4 \cdot M_0 = 0,936 \text{ t.m.}$$

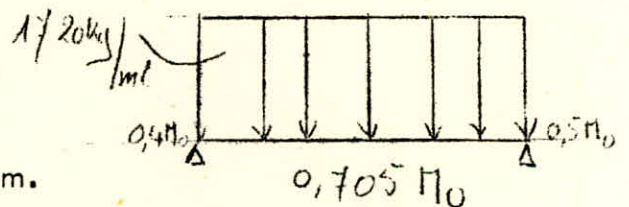


Travée (5)

$$M_0 = 1,76 \text{ t.m.}$$

$$M_t^V = 0,75 \cdot M_0 = 1,32 \text{ t.m.}$$

$$M_A^5 = M_A^6 = 0,704 \text{ t.m.}$$



.../...

Travée (6)

$$M_o = 2,34 \text{ t.m.}$$

$$M_t^{VI} = 0,705 \cdot M_o = 1,66 \text{ t.m.}$$

$$M_A^6 = 0,4 M_o = 0,936 \text{ t.m.}$$

$$M_A^7 = 0,5 M_o = 1,17 \text{ t.m.}$$

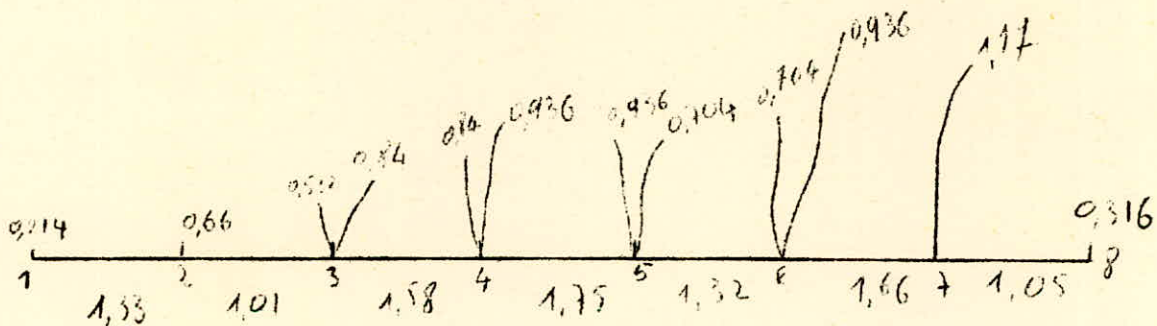
Travée (7)

$$M_o = 2,1 \text{ t.m.}$$

$$M_A^8 = 0,15 \cdot 2,1 = 0,316$$

$$M_A^7 = 0,5 M_o = 1,05 \text{ t.m.}$$

$$M_t^{VII} = 0,93 \cdot M_o = 1,96 \text{ t.m.}$$



Nous retenons : pour toutes les travées :

$$M_t = 1,75 \text{ t.m.}$$

.../...

Pour les appuis :

- $MA_2^1 = MA_7^8 = 0,316 \text{ t.m.}$
- $MA_3^2 = MA_4^5 = 1,17 \text{ t.m.}$
- $MA_3^3 = MA_4^4 = MA_5^5 = MA_6^6 = 0,936 \text{ t.m.}$

Calcul des armatures tendues :

$$\begin{cases} h = 37 \text{ cm} & 6a = 2800 \\ b = 22 & n = 15 \\ M \end{cases}$$

$$\mu' = 1,78 \cdot 10^{-6} \cdot M.$$

		μ'	α	k	\bar{w}	A	A min. Cm ²
Mt	1,757 t.m.	0,0312	0,2273	51	0,225	1,84	1,08
MA ¹	0,316 t.m.	0,00562	0,1020	132	0,0386	0,314	1,08
MA ²	1,17 t.m.	0,0208	0,1899	64	0,148	1,2	1,08
MA ³	0,936 t.m.	0,0167	0,1714	72,5	0,118	0,96	1,08

Nous adoptons :

Armatures inférieures : 3 T 10 . A = 2,35 cm²

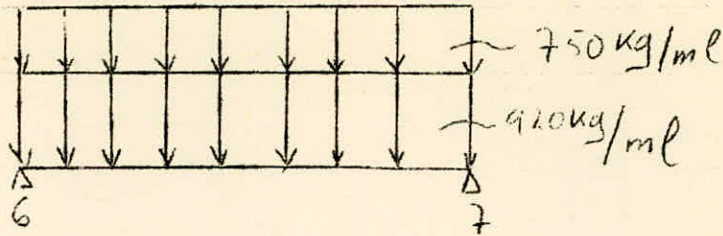
Chapeaux : 2 T 10 . A = 1,57 cm²

Cela nous donne le même ferrailage que la pour la poutre (C) et la poutre intermédiaire de plancher à 6 travées.

Pour les armatures transversales, nous adopterons les mêmes avec les mêmes écartements que pour la poutre (C) intermédiaire de plancher à 6 travées à condition que l'effort tranchant maximum dans la poutre étudiée soit inférieure à T max. de la poutre à 6 travées.

.../...

Dans notre cas l'effort tranchant maximum est :



$$T7g = - 2670 \frac{(0,93 - 1,17)}{3,3} \cdot 10^3$$

$$\boxed{T7g = 2\,743 \text{ kg} = T \text{ max.}}$$

Pour la poutre à 6 travées $T \text{ max.} = 3060 \text{ kg}$

$$\boxed{T7g < 3060 \text{ kg.}}$$

Nous adoptons le ferrailage transversal de la poutre intermédiaire à 6 travées. C'est-à-dire un écartement aux nus des appuis : $t = 16 \text{ cm}$.

$$T1d = 1050 + - \frac{0,66}{3} \cdot 10^3 = 850 \text{ kg}$$

$$T2g = 1250 - 200 = 1450$$

$$T2d = 1050 + \frac{0,13}{3} \cdot 10^3 = 1090 \text{ kg}$$

$$T2g = 1090 - 2100 + \frac{0,13}{3,3} = 1970 \text{ kg}$$

$$T3d = 2675$$

$$T4g = 2100$$

$$T4d = T5g = 2820$$

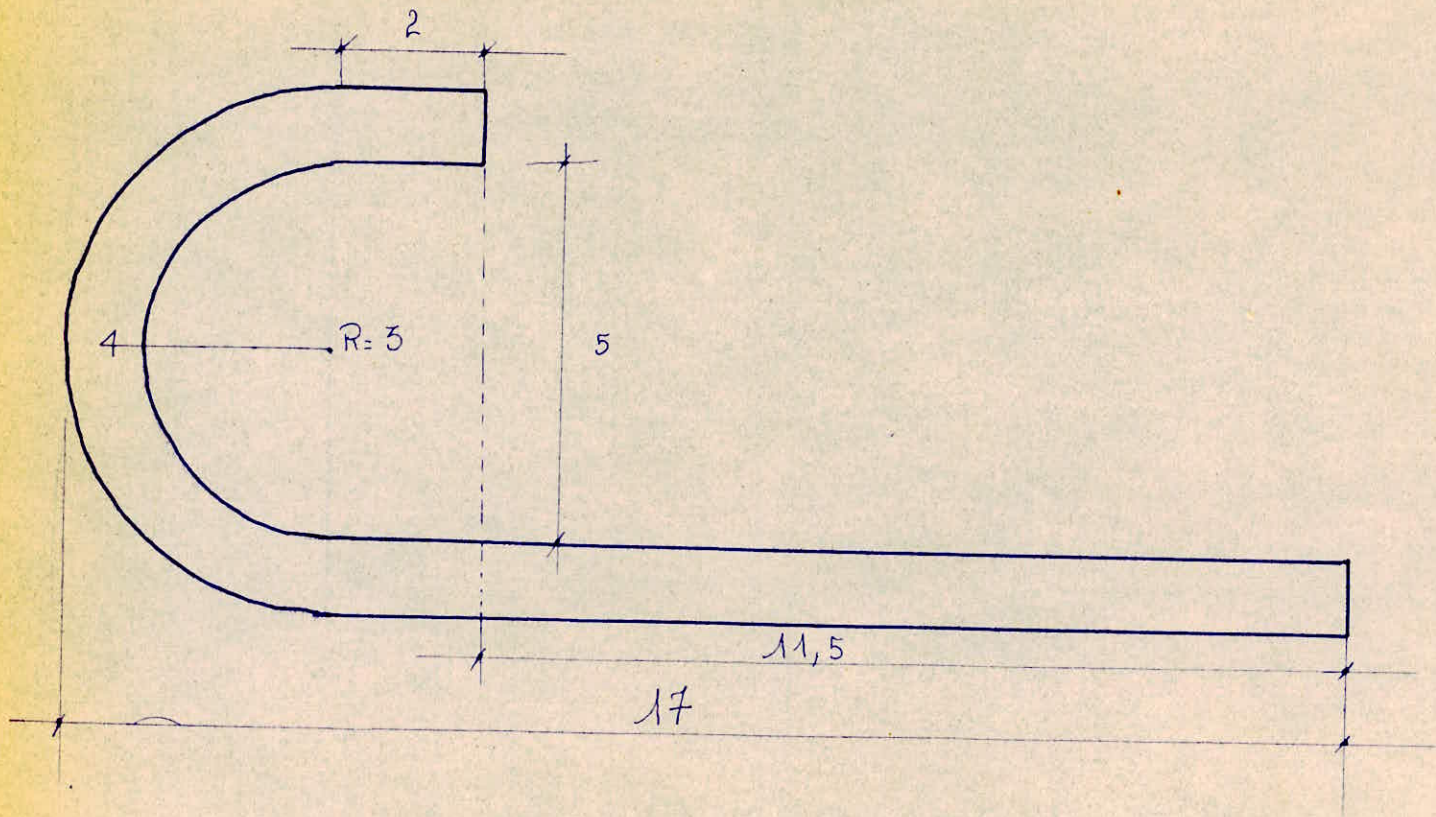
$$T5d = 2440 = T6g$$

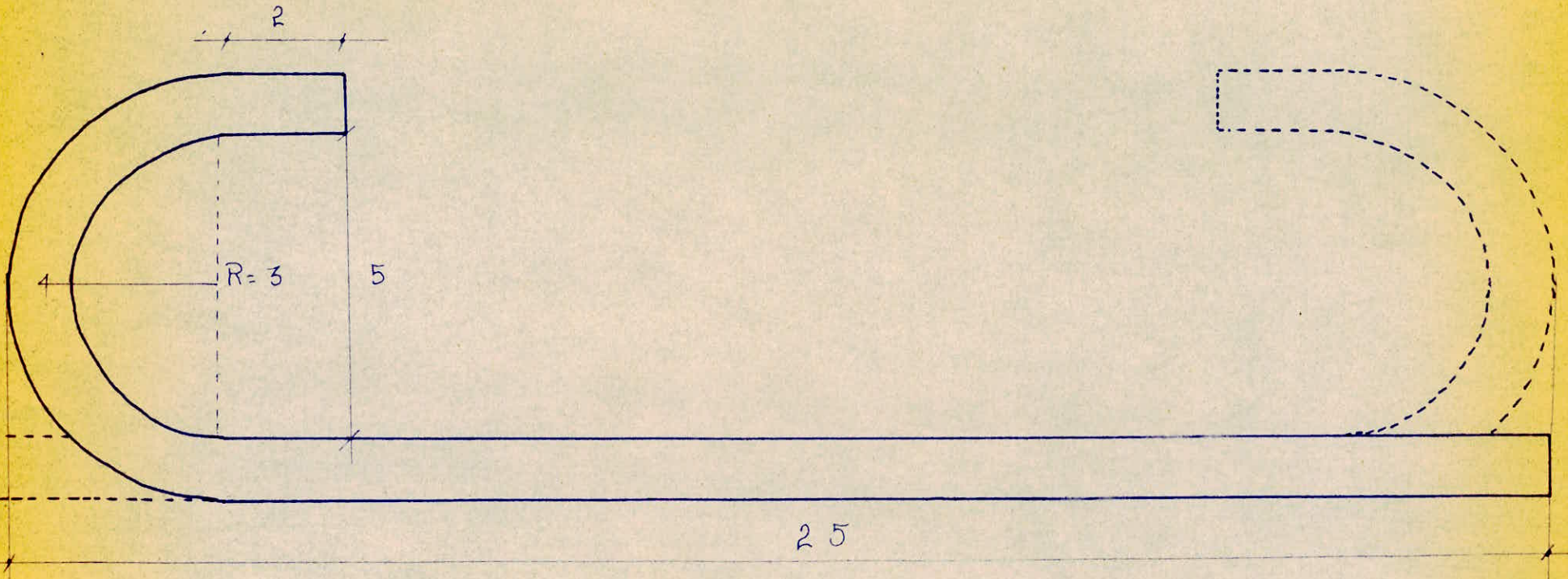
$$T6d = 2597$$

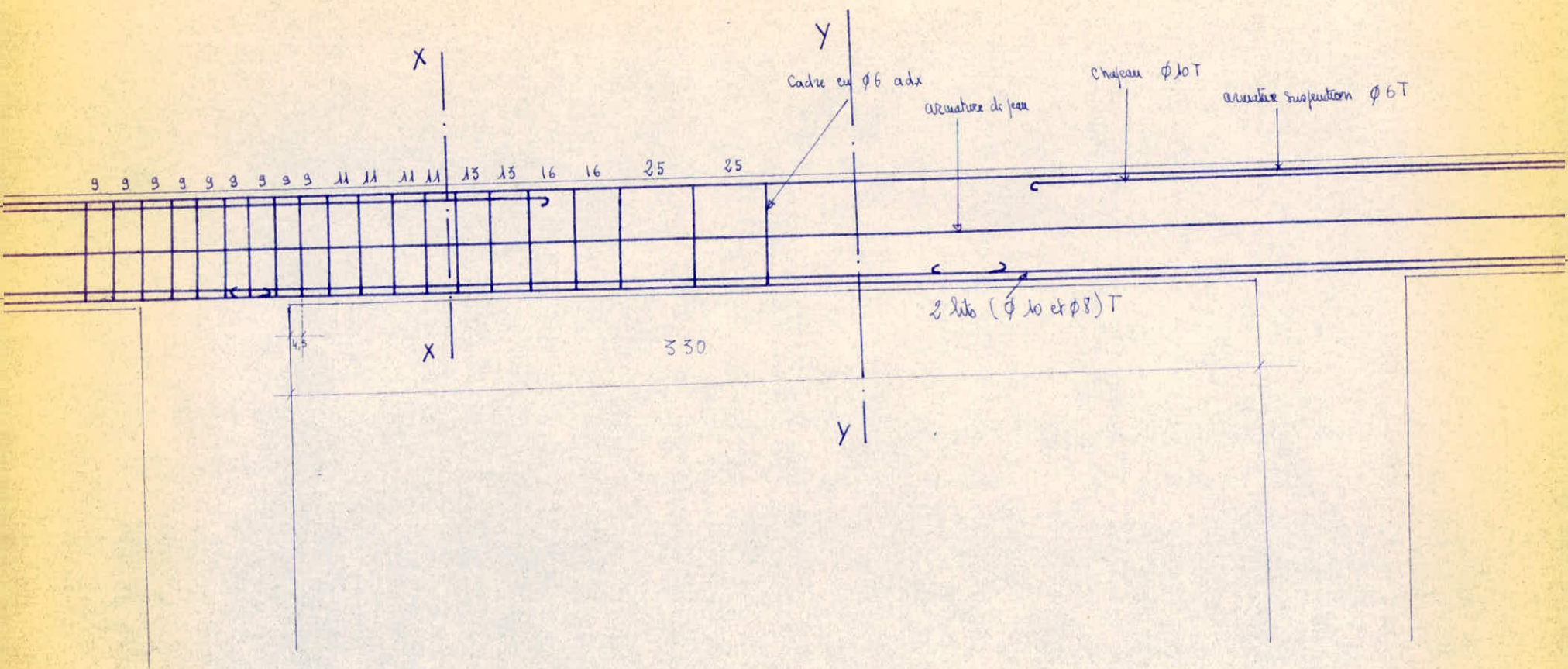
$$T7g = 2743$$

$$T7d = 2455$$

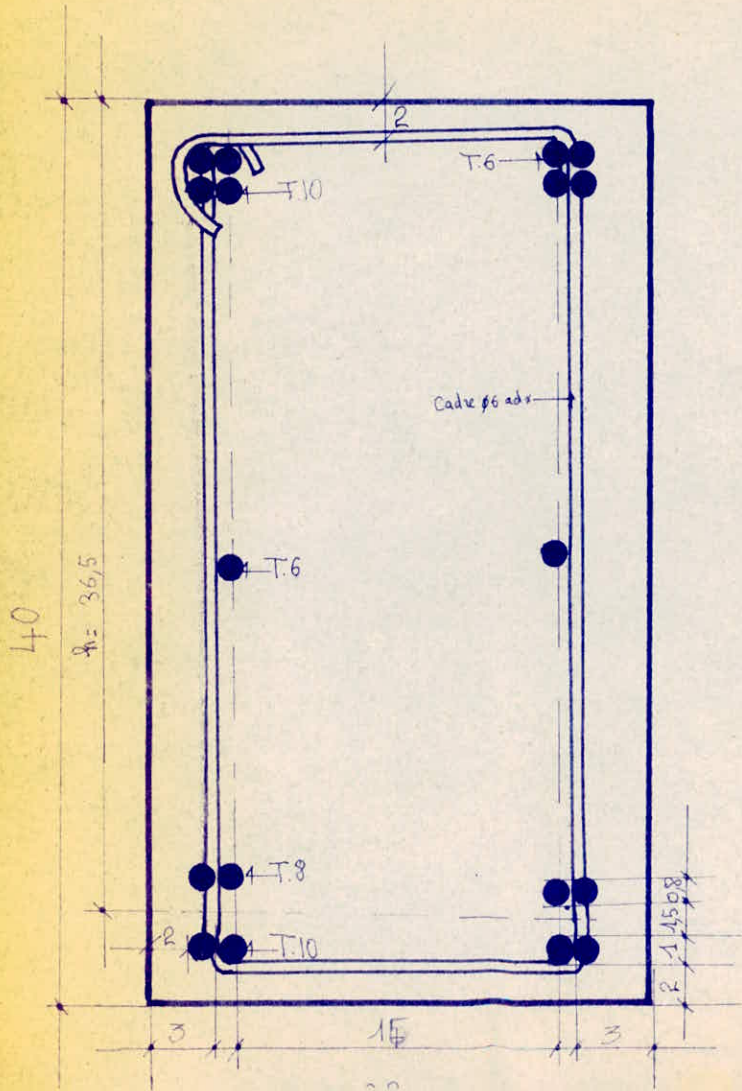
$$T8g = 2455 - 4775 + \frac{1,17}{3,3} \cdot 10^3 = 1965$$



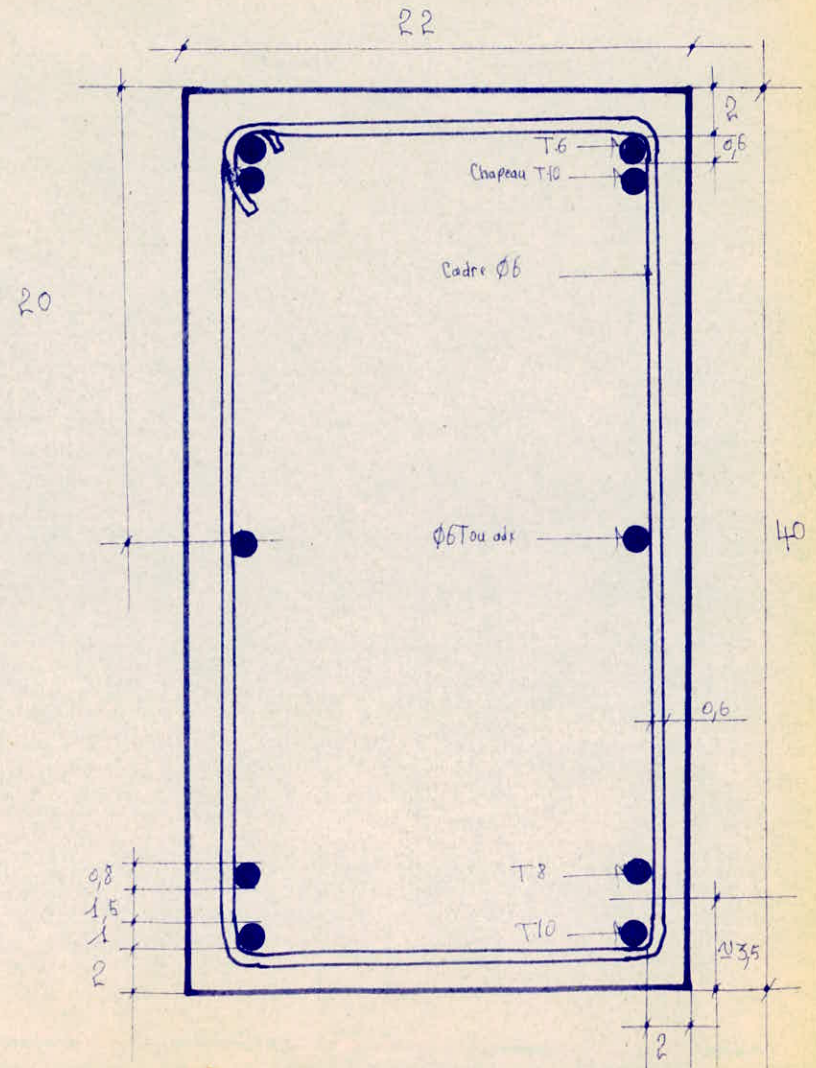


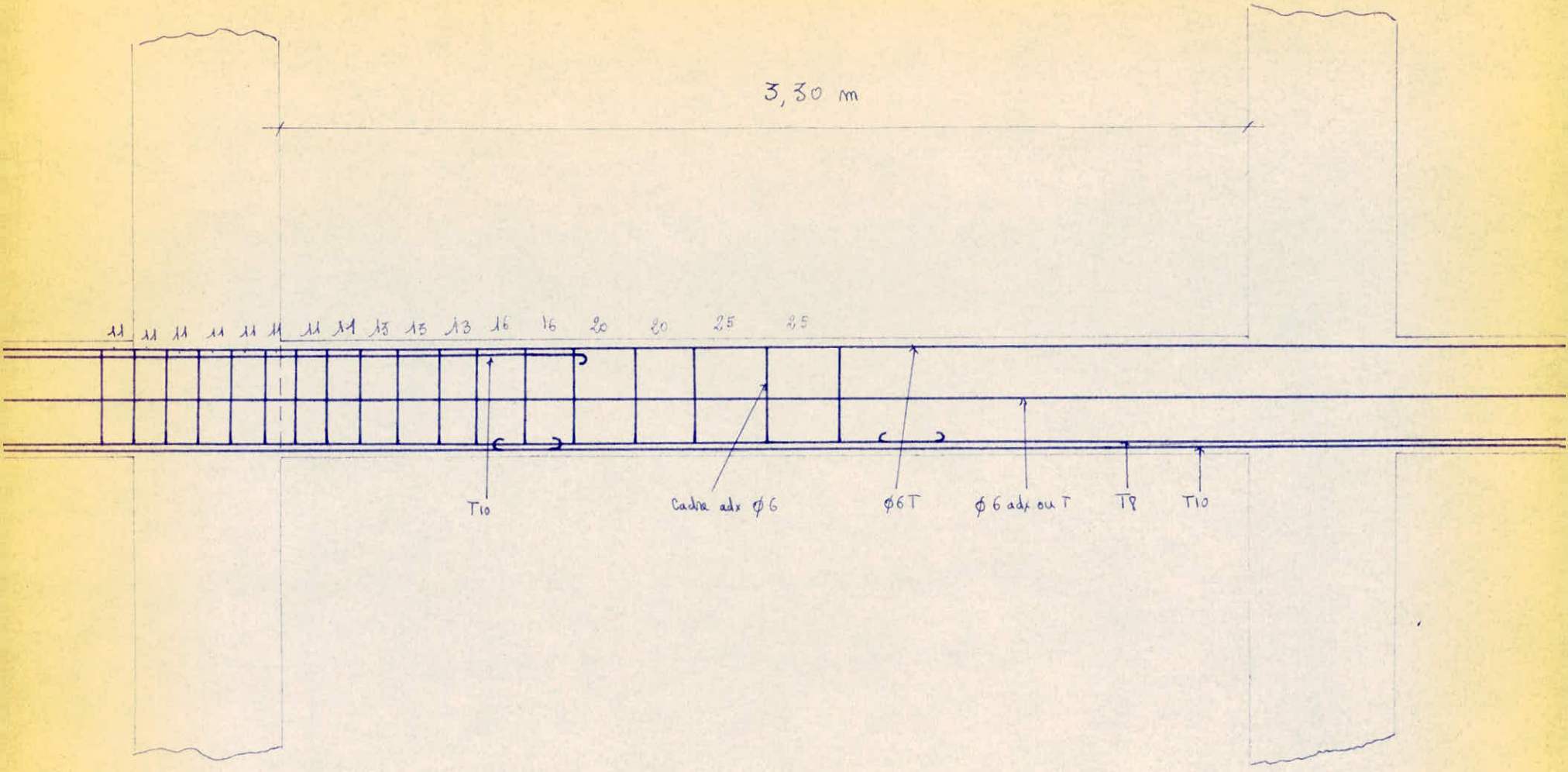


SECTION YY



SECTION XX





3,30 m

11 11 11 11 11 11 11 11 13 13 13 16 16 20 20 25 25

T10

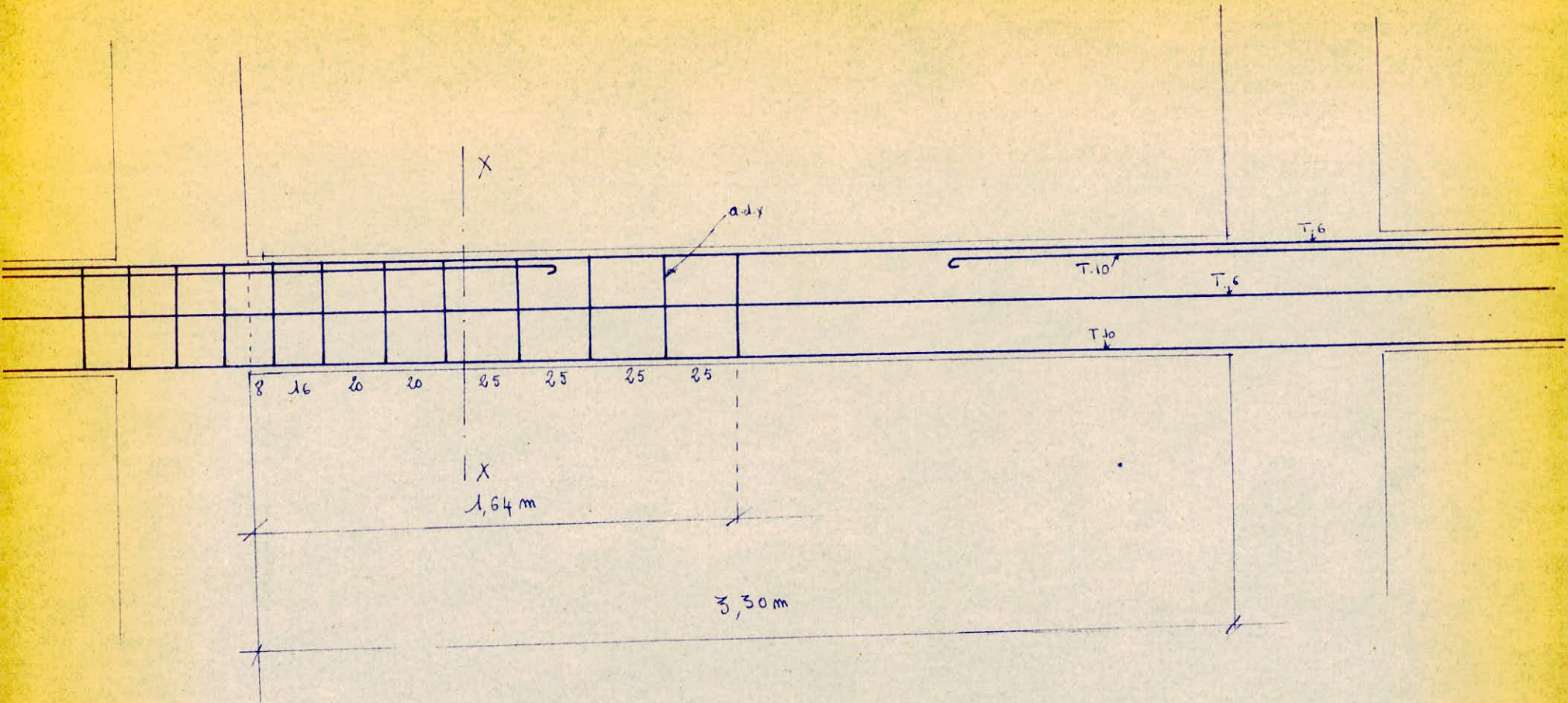
Cadre adx $\phi 6$

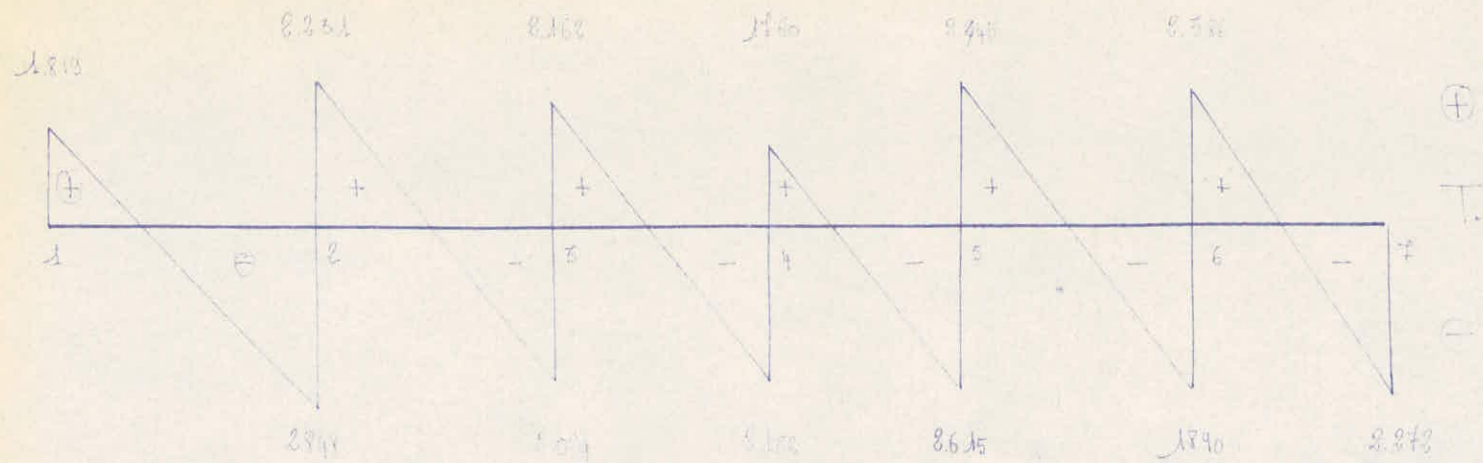
$\phi 6 T$

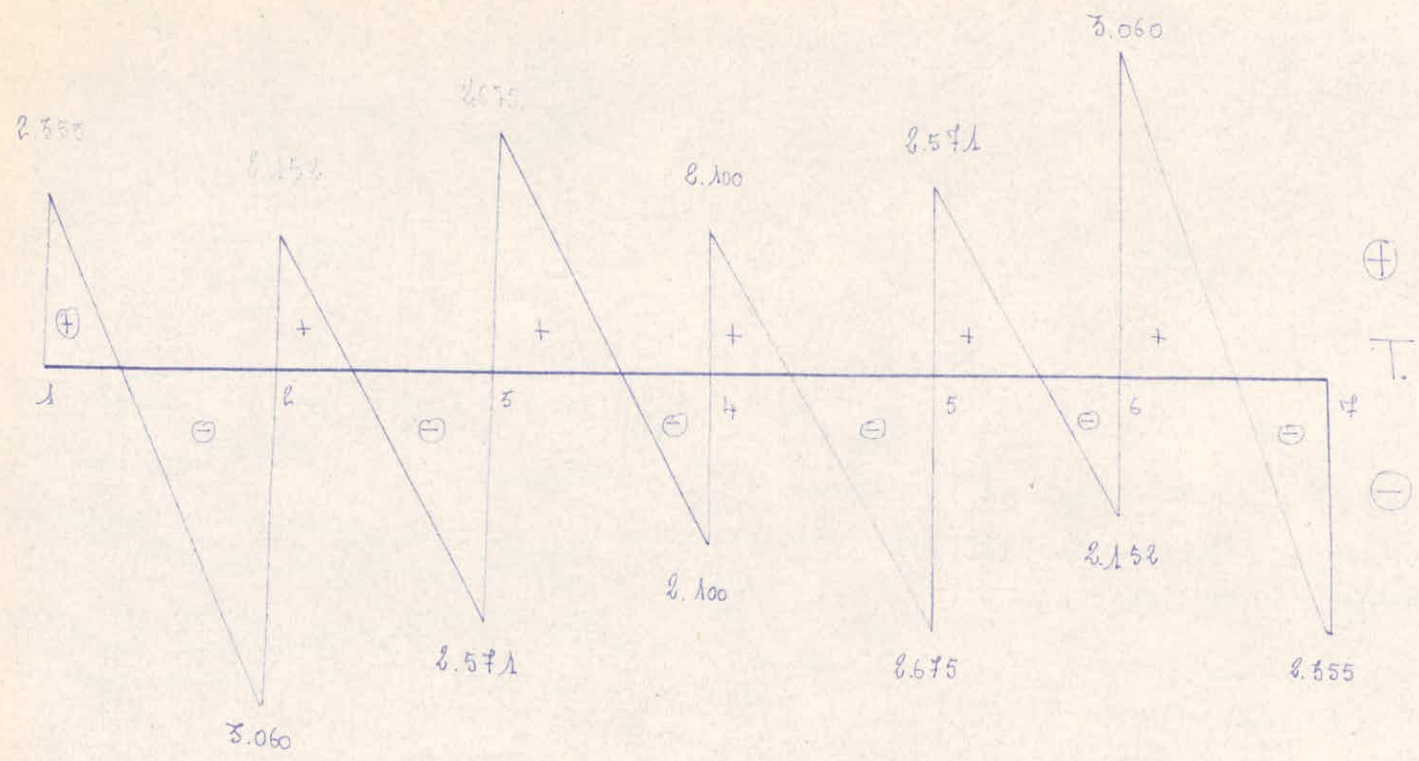
$\phi 6$ adx ou T

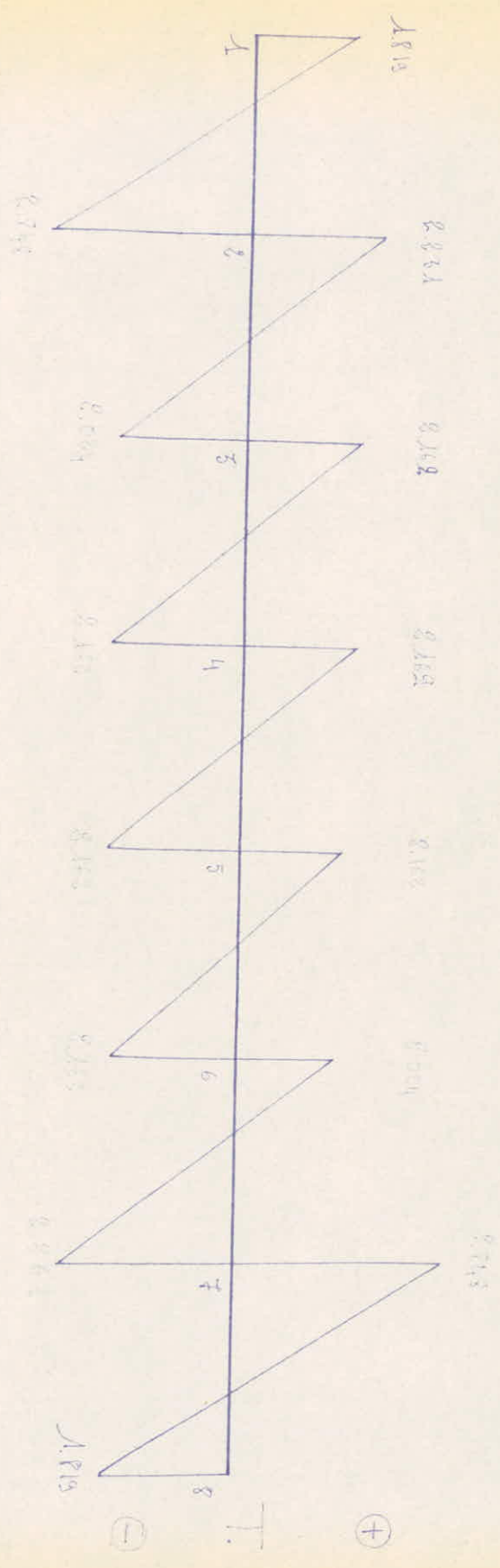
T8

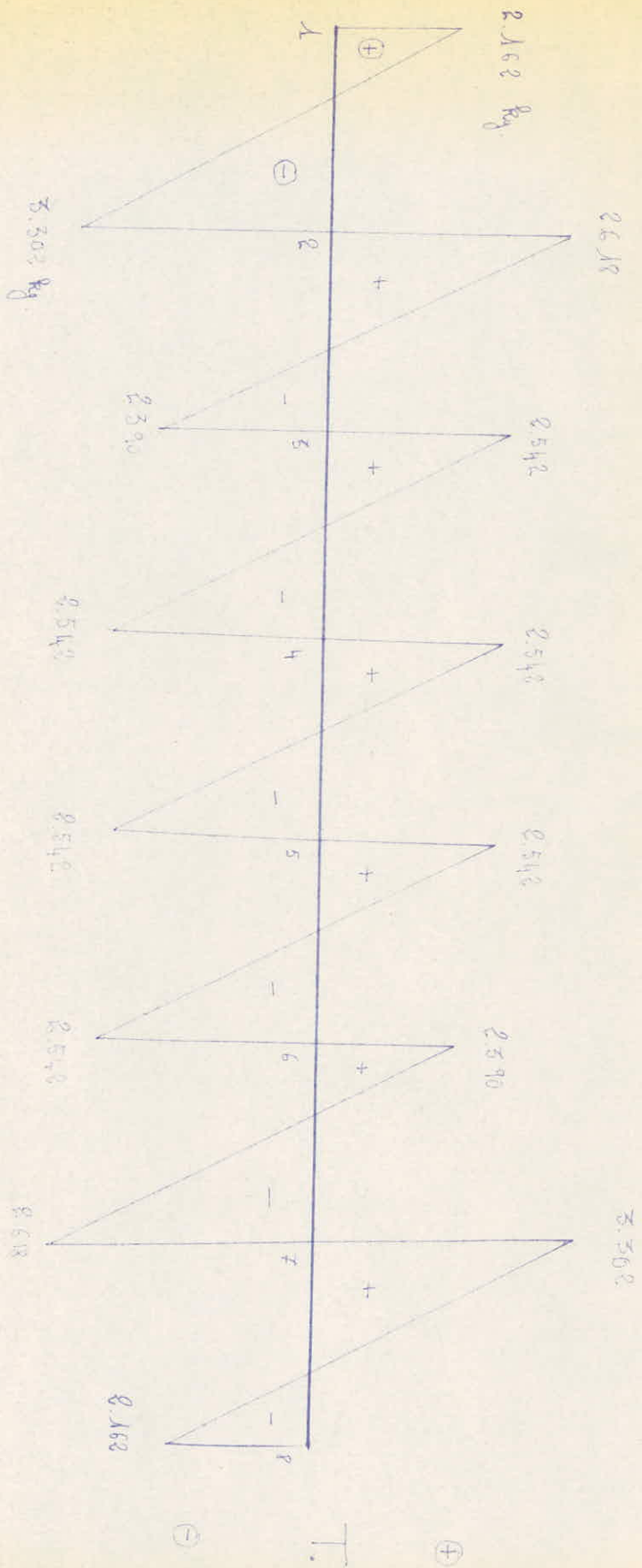
T10

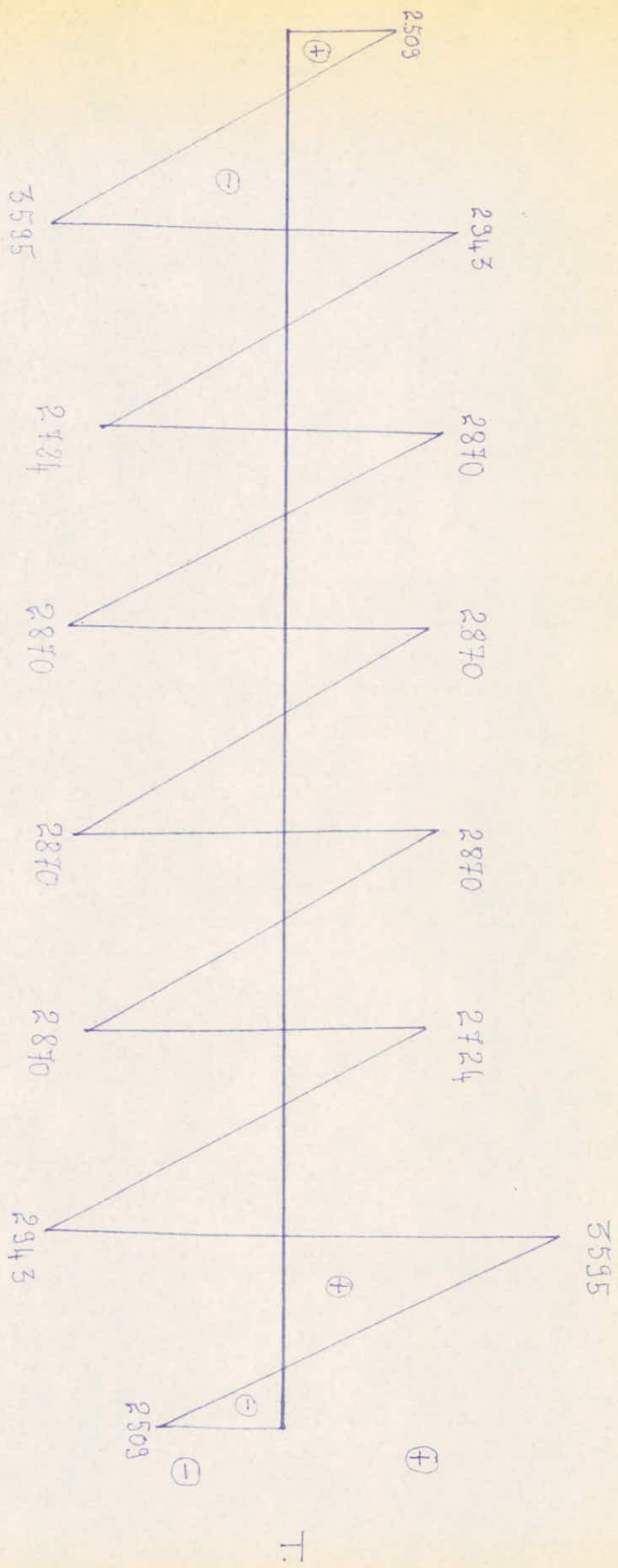




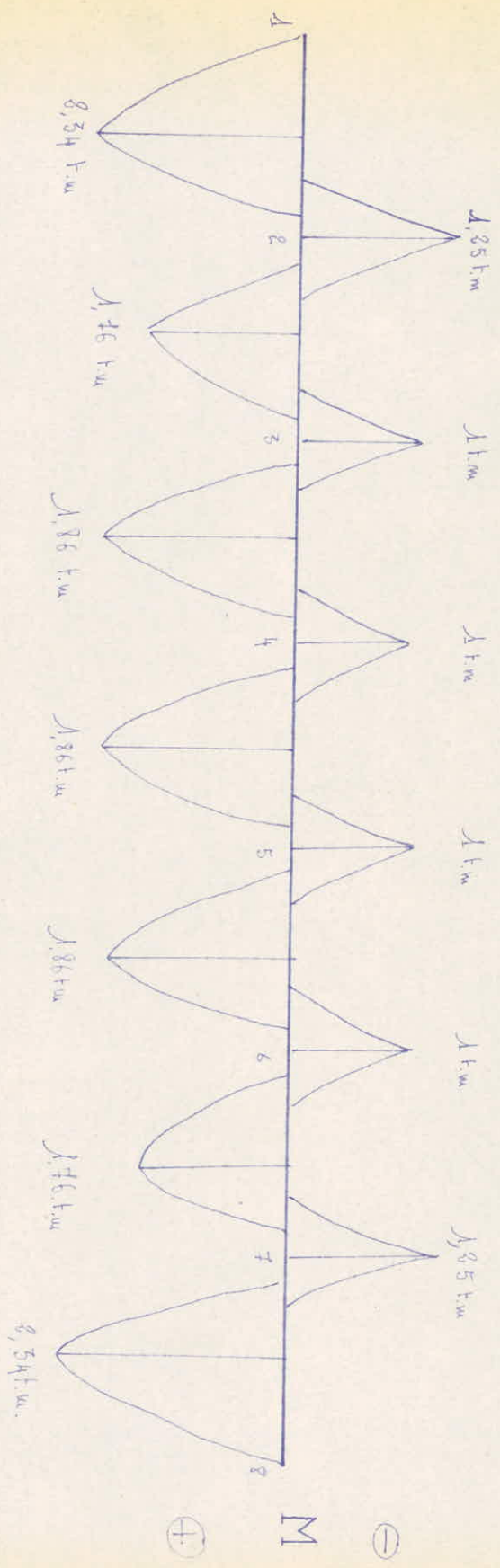




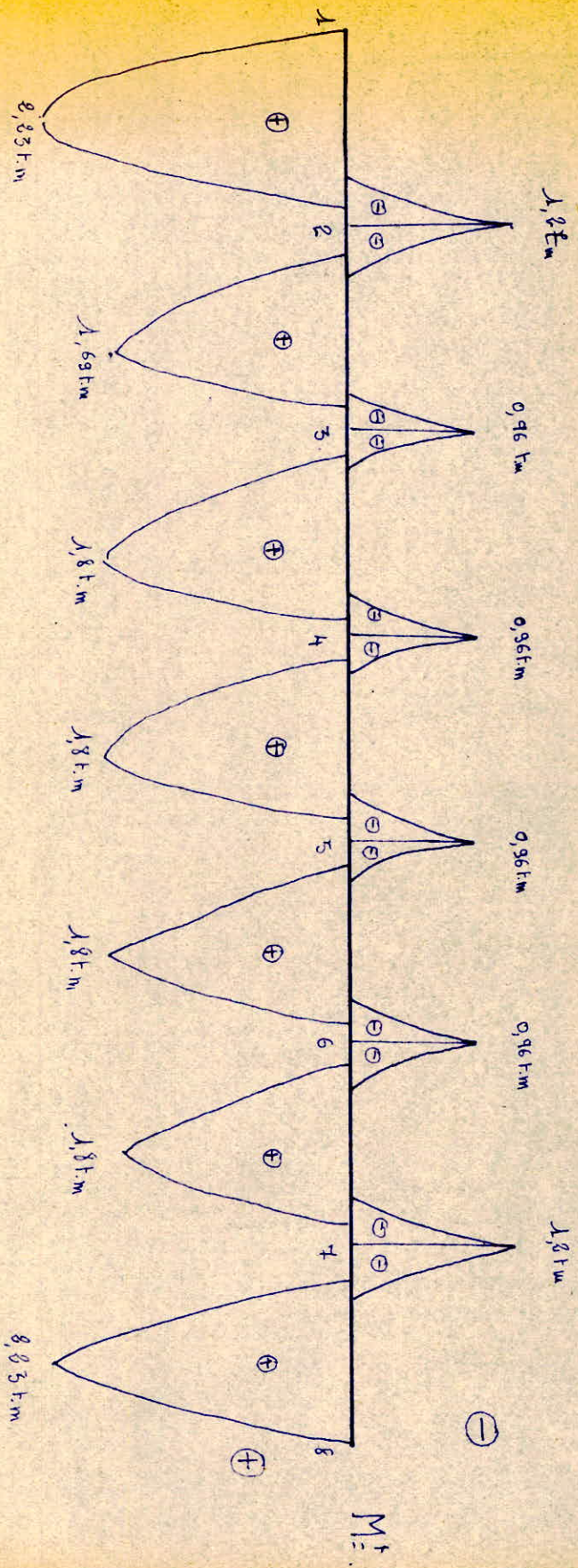




T:



⊖ M ⊕



ESCALIERS

ESCALIER

I- DEFINITION DES ELEMENTS

On appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et

contremarche la partie verticale de ces gradins.

h est la hauteur d'une marche et la largeur d'une marche

a la hauteur d'une contremarche et égale à 15,9 cm

b la largeur est égale à 32 cm

La poutre qui porte la volée vide s'appelle limon

La dalle située sous les escaliers s'appelle paillasse, ici elle vaut 8 cm

A chaque étage de l'escalier aboutit un palier. Ce palier est en même temps point

de départ et point d'arrivée d'un niveau supérieur.

REMARQUES

I- Afin de limiter la portée de l'escalier nous avons jugé utile de limiter une

poutre au point de départ de la volée ainsi nous aurons à calculer la paillasse

comme une dalle encastrée à ses 2 extrémités

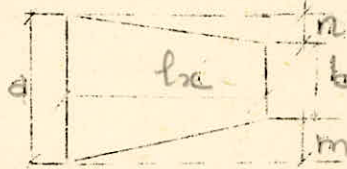
II- Avec la poutre placée aux extrémités de la volée la dalle obtenue est de forme

trapezoidale que nous pourrions assimiler à une dalle rectangulaire avec

$$L_y = b + 0,7 (m + n)$$

h = petite base du trapeze

x = hauteur du trapeze



III- Nous calculerons le ferrailage des escaliers et de la paillasse avec la valeur

maximums des moments

Aux encastres la valeur des moments est la plus grande le long de la portée; donc

les armatures tendues supérieures seront plus denses que les armatures inférieures

IV- Nous placerons des armatures de repartition dont la valeur est égale au 1/4 de

la section d'acier constituant les armatures tendues inférieures .

DETERMINATION DES CHARGES

I- VOILEE D'ESCALIERS

$$\text{Marche} \quad 2500 \cdot \frac{h}{2} = 2500 \cdot 0,159/2 = 199$$

$$\text{Paillasse} \quad 0,8 \cdot 2,9/1,1 \cdot 2500 = 530$$

$$\text{Garde corps (m\u00e9tal l\u00e9ger)} \quad = 15$$

$$\text{Carrelage en ciment} \quad 1,5 \cdot 25 = 38$$

$$\text{Mortier en ciment} \quad 1,5 \cdot 20 = 30$$

$$\text{Charges permanentes} \quad = 813 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Surcharges d'exploitation} \quad 400 \cdot 1,2 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$(G + 1,2P) = 1293 \cdot \text{Nous prendrons } 1,3 \text{ t/m}^2$$

II- Palier

$$0,0,8 \cdot 2500 = 200$$

$$\text{Dallage (carreau + ciment)} = 68$$

$$G + 1,2P \cdot \text{Nous prendrons } 750 \text{ Kg/m}^2$$

III- Calcul des armatures

$$\text{Paillasse} \quad D_I \quad L_y/L_x = 2,25/1,3 = 1,73 \cdot \text{Nous prendrons ce rapport \u00e9gal \u00e0 } 1,5$$

$$\text{Aux encastremets} \quad M_t = P L_y^2 / 26,96 = 253 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = 0,0472 \quad \bar{w} = 0,347 \quad A = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A \text{ adopt\u00e9e} \quad 5 \text{ } \emptyset 8 / \text{ml}$$

$$A \text{ ly}/2 \quad \text{le moment est \u00e9gal} \quad P L_y^2 / 55,91 = 118 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = 0,022 \quad \bar{w} = 0,157 \quad A = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{ML}$$

$$A \text{ adopt\u00e9e} \quad 3 \text{ } \emptyset 8 / \text{ml}$$

Palier

$$\text{Forme rectangulaire adopt\u00e9e} \quad L_x = 2,1 \text{ m}$$

$$L_y = 0,95 + 0,7 (0,95 + 0,8) = 2,13$$

$$L_y/L_x = 1$$

Nous adoptons le ferrailage suivant

Pour ce rapport, nous avons les valeurs suivantes des moments

Aux encastresments $M_{en} = P \cdot L \cdot y / 11,67 = 750 \cdot 2,13^2 / 11,67 = 294 \text{ Kgm}$

$$\bar{w} = 0,0563 \quad \bar{w} = 0,416 \quad A = 2,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A mi - portée ($L_y / 2$) $M = P \cdot L_y^2 / 28,42 = 120 \text{ Kgm}$

$$\bar{w} = 0,023 \quad \bar{w} = 0,164 \quad A = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage

Aux encastresments 6 Ø 8 / ml

A $L_y / 2$ 3 Ø 8 / ml

Armatres de repartition

Forfaiterement nous prenons $A_r = A / 4$

Paillasse $A_r = 2,44 / 4 = 0,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ 3 Ø 6 / ml

Palier $A_r = 2,92 / 4 = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ 3 Ø 6 / ml

Condition de non fragilite

$$A \cdot \frac{b \cdot h - \frac{h_t}{h}}{h} = 0,104 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Dans notre cas cette condition se trouve satisfaite

Ancrage des armature

$$L_d = 0,8 \cdot \frac{1600}{4 \cdot 16,4} = 19,6 \text{ cm}$$

$$\tau_d = 2 \cdot \frac{f_d^2}{f_b} = 16,4 \text{ cm}^2$$

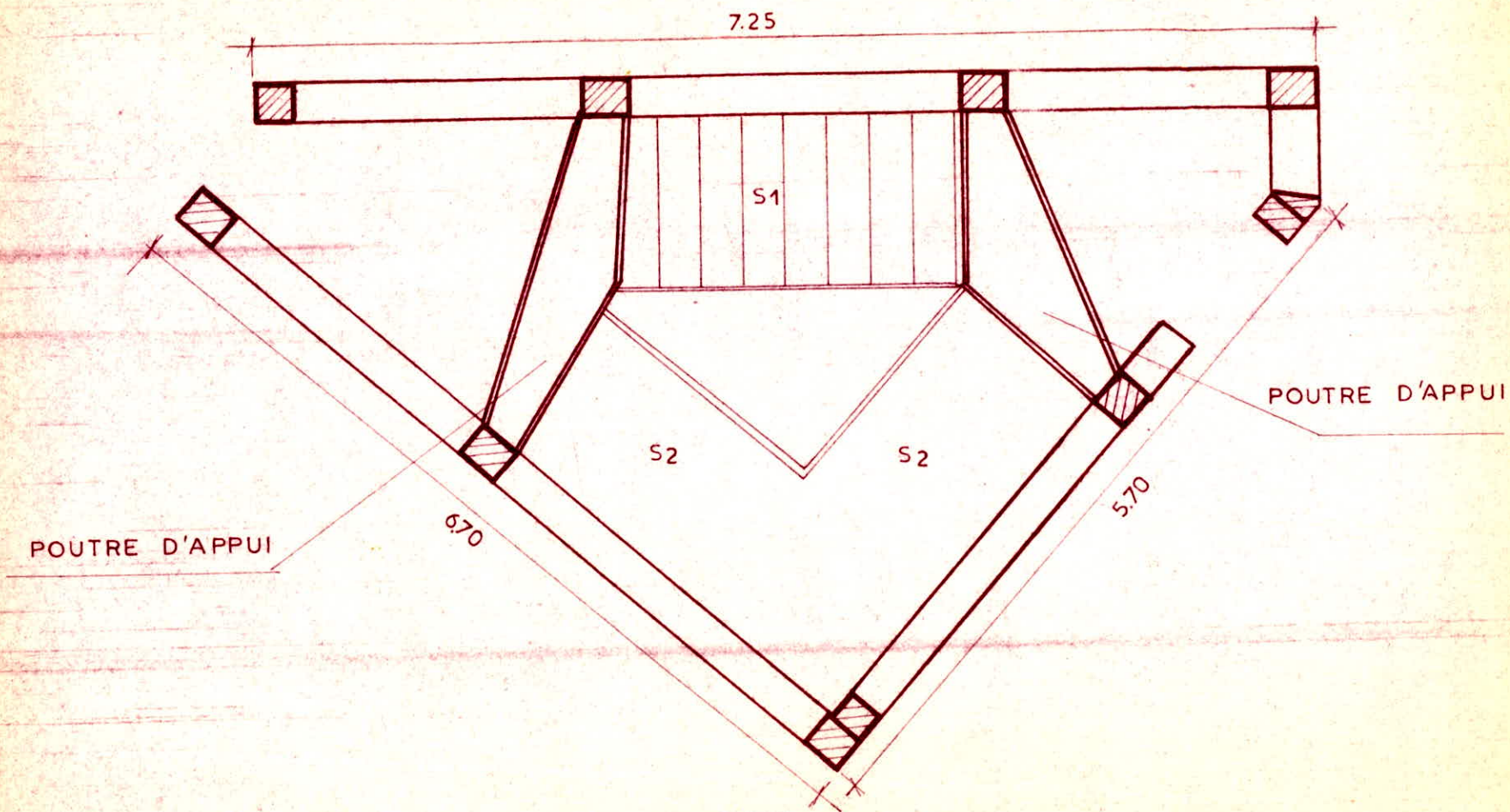
$$L_d = 0,8 \cdot \frac{1600}{4 \cdot 16,4} = 19,6 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Vefication des contraintes

Paillasse $\sigma_b = 1600 / 39,6 = 40,5 \text{ bars} < \bar{\sigma}_b$

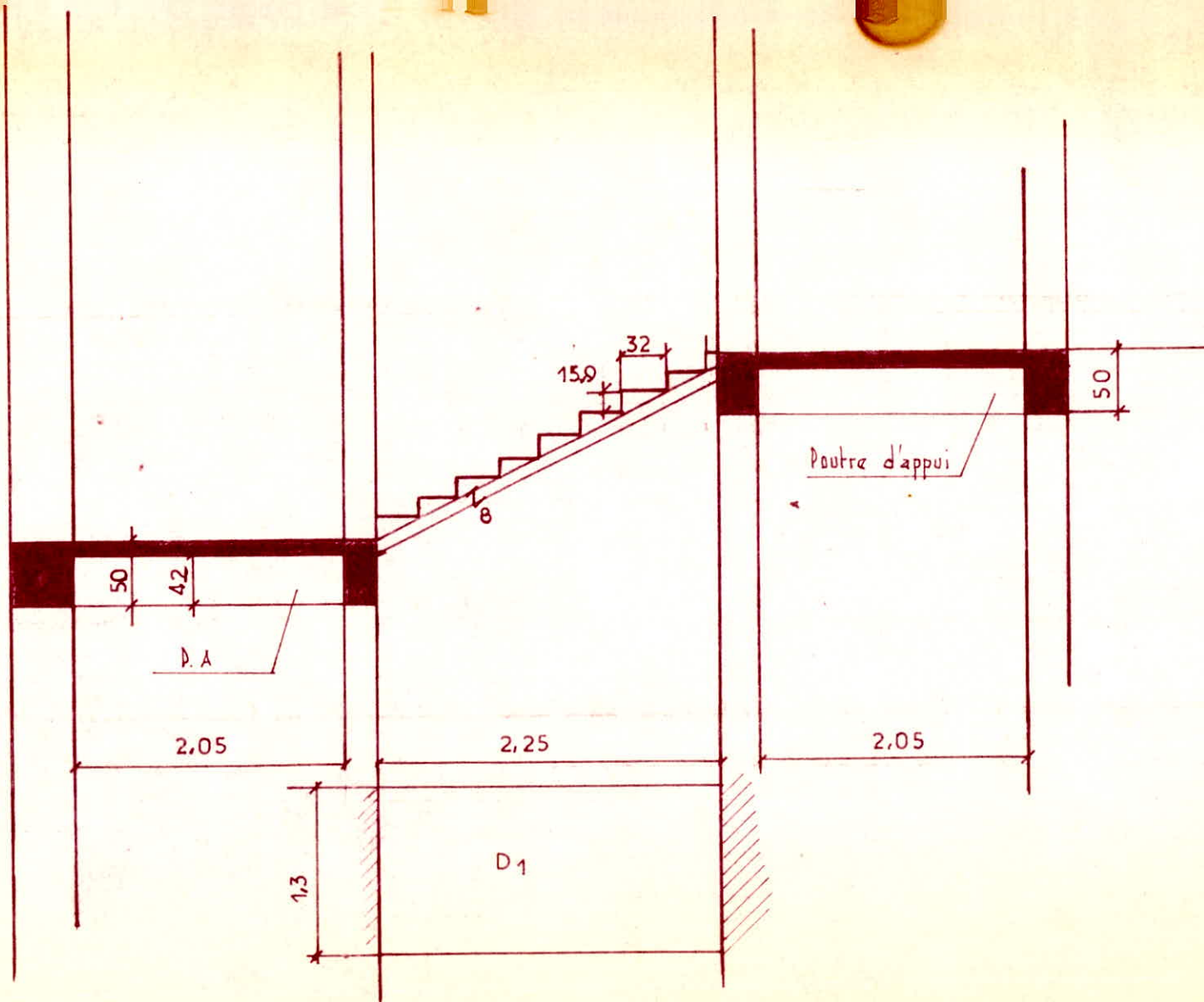
Palier $\sigma_b = 1600 / 35,6 = 45 \text{ bars} < \bar{\sigma}_b$

Plan de ferraillage

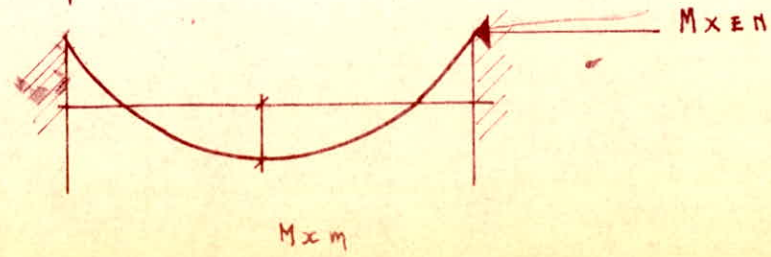


ESCALIERS $Q = 1.3t / m^2$

PALIER : 0.75t



$$\frac{e_y}{l_x} = \frac{2.28}{1.3} = 1.73 \approx 1.5$$



ESCALIER "S1"

Ech: 1/50



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

6/73

205

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

PROMOTION 1968-1973



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

PROMOTION 1968-1973

PORTIQUES

Pour nous faciliter, nous remplacerons les charges concentrées, transmises par les poutrelles de plancher en une charge uniformément répartie sur la travers.

Pour cela nous déterminons le M_t maximal en travée dû aux charges concentrées.

Connaissant ce moment, nous pouvons en déduire, la charge uniformément répartie sur la traverse, qui donnerait le même moment en travée.

Considérons une traverse quelconque. La disposition des charges est la suivante.

$$R_A - R_b = \frac{P_i}{2}$$

Nous avons un chargement presque symétrique.

* Mourent fléchissant dans la section (S)

$$M_f = M_a - R_a \cdot x - P_i \cdot x_i$$

Dans notre cas : $P_i = P$

$$M_{f_c} = -\frac{5 P l}{8} + 5P \cdot \frac{l}{2} - (P) \left(\frac{l}{2} - 0,49 \right) + \left(\frac{l}{2} - 1,14 \right) + \frac{l}{2} - 1,79 + \left(\frac{l}{2} - 2,44 \right) + \left(\frac{l}{2} - 3,09 \right) = > \underline{\underline{M_{f_c} = 4,83 \cdot P / \text{Moment maximal en travée}}}$$

* Pour une charge uniformément répartie Q . par m.l.

Le moment maximal en travée

$$M_{f_r} = M_a - R_a \cdot x - \frac{9 \cdot x^2}{2}$$

$$M_{f_r} = \frac{9l^2}{12} + \frac{9l^2}{4} - \frac{9l^2}{8}$$

$$\underline{\underline{M_{f_r} = 3,11 \cdot 9}}$$

$$M_{f_c} = M_{f_r} = D \quad \underline{\underline{9 = \frac{4,83}{3,12} \cdot P}}$$

Nous pouvons donc faire l'étude des traverses en remplaçant la charge concentrée P transmise par une poutrelle, par une charge répartie uniformément et d'intensité $q = (1,55 \cdot P) \text{ Kg / ml.}$

.../...

* PORTIQUE RIVE : TRAVERS DE 5,825 m.

* Dalles + étanchéité	: 242 + 66	= 308 Kg / ml -
* mur, acrotère, enduit, poutre de chainage.	:	796 Kg / ml -
* Surcharge exploitation terrasse supérieure.	:	146 Kg / ml -
* Charge due à 0,35cm de plancher:	:	130 Kg / ml -
* Poids traverse	:	394 Kg / ml -
* Charge transmise par une poutrelle	: 377 × 1,55	= 585 Kg / ml -
* Surcharge transmise par 1 poutrelle	: 133 × 1,55	= 206 Kg / ml -
* Charges permanentes	: G	= 2 213 Kg / ml -
* Surcharges	: P	= 352 Kg / ml -

* PORTIQUE INTERMEDIAIRE : TRAVERSE 5,825 m.

* charge due aux dalles, étanchéité	:	616 Kg / ml -
* Poids murette	:	294 Kg / ml -
* Charge due à 0,30 m de plancher:	:	110 Kg / ml -
* poids poutre	:	338 Kg / ml -
* surcharges exploit	:	292 Kg / ml -
* charge due à 1 poutrelle	: 828 × 1,55	= 1 285 Kg / ml -
* surcharge	: 266 × 1,55	= 412 Kg / ml -
	* G	= 2 600 Kg / ml -
	* P	= 710 Kg / ml -

* PORTIQUE DE JOINT : TRAVERSE 5,825 m.

* mur acrotère, poutre de chainage, enduit.	:	314 Kg / ml -
* mur supportant la poutre de chainage	:	487 Kg / ml -
* charges dues aux dalles	:	242 Kg / ml -
* surcharges exploit	:	146 Kg / ml -
* poids poutre	:	338 Kg / ml -
* Charge poutrelle + 0,30 m planch her	:	585 Kg / ml -
* Surcharges	:	206 Kg / ml -

* G * 2 066 KG / ml -

* P * 352 KG / ml -

PORTIQUE RIVE -- TRAVERSE 6,825 m.

* charges dues aux dalles étanchéité	:		= 358 Kg /ml -
		= *G	= 2 263 Kg /ml -
* surcharges exploitation	:		= 160 KG /ml -
		*P	= 366 Kg /ml -

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

* charges dues aux dalles, étanchéité	:		= 704 Kg /ml -
		= G	= 2 688 Kg /ml -
* surcharges exploitation	:		= 320 Kg /ml -
		P	= 738 Kg /ml -

PORTIQUE JOINT - TRAVERS 6,825m;

* ACROTÈRE ect.....	:		= 1 067 Kg /ml -
* surcharges exploitation	:		= 160 Kg /ml -

G	=	2 080	Kg /ml -
P	=	366	KG /ml -

II/ IVEAU PLANCHERS

PORTIQUE INTERMEDIAIRE.

* cloisons avec enduit	:		= 445 Kg /ml -
* charges dues au plancher	:	1 130 × 1,55	= 1 760 Kg /ml -
* surcharges	:	1 030 × 1,55	= 1 600 Kg /ml -
* poids poutre	:		= 488 Kg /ml -

G	=	2 693	Kg /ml
P	=	1 600	Kg /ml

Sur les deux (2) traverses

PORTIQUE DE RIVE

* mur avec enduit	:		= 2 393 Kg /ml -
* charge poutrelle	:	505 × 1,55	= 785 Kg /ml -
* surcharges	:	515 × 1,55	= 800 Kg /ml -
* poids poutre	:		= 394 Kg /ml -

* G	=	3 572	Kg /ml
* P	=	800	Kg /ml

.../...

PORTIQUE DE JOINT.

* Cloison avec enduit	:		=	445 Kg /ml -
* charge poutrelle	:	505 × 1,55	=	785 Kg /ml -
* surcharge	:	515 × 1,55	=	800 Kg /ml -
* poids poutre	:		=	488 Kg /ml -

$$* G = 1\ 718\ Kg /ml$$

$$* P = 800\ Kg /ml$$

MOURENT DE FLEXION INTRODUIT PAR LA CONSOLE.--

CONSOLE:

$$p = 1 \times 0,25 \times 0,25 \times 2500 = 157\ Kg/ml-$$

EAU

$$p = 1 \times 0,5 \times 1 \times 1000 = 500\ Kg/ml-$$

CANIVEAU

$$p = (0,5 + 1 + 0,5) \times 0,08 \times 2500 = 450\ Kg/ml$$

$$\Rightarrow P = 1\ 107\ Kg/ml \times 3,6\ m = 4\ 210\ Kg$$

cette charge P est uniformément répartie sur 1 m.

$$MA = \frac{P l^2}{2} = - \frac{4\ 210\ Kg \cdot 1^2}{2} = 2\ 105\ Kg\ m.$$

$$\boxed{Ma = 2,105 + m. /}$$

Portique de rive;

$$Ma = \frac{2,105}{2} T m = 1,053\ t\ m;$$

Portique intermédiaire

$$Ma = 2,105\ T. m.$$

II- ERAILLAGE DE LA CONSOLE

$$M = 2,105 \text{ t} \cdot \text{m}$$

SECTION : 25 x 30 flexion simple

$$u' = \frac{15 \cdot \text{m}}{6 \cdot a \cdot \text{bh}^2}$$

$$b = 30 ; a = 0,1 ; h = 22,5 \text{ cm}$$

$$* u' = 0,0755$$

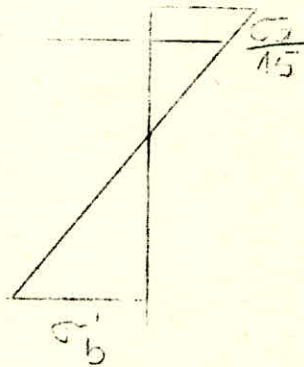
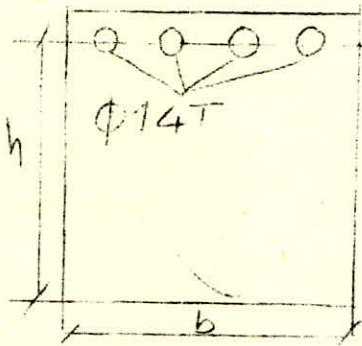
Tableau "CHARRON"

$$k = 29,6$$

$$* k = 0,568$$

$$\Lambda \text{ supérieur} : = 3,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 14 \text{ T}$$

$$6 \cdot b = 94,5 \text{ Kg / cm}^2$$



**

L'étude des diagrammes des moments fléchissants nous montre que le cas de charge le plus défavorable est obtenu par la combinaison :

* Charges Permanentes + surcharges sur les traverses gauches + vent soufflant de la droite vers la gauche - pour les montants : (1, ..., 7)

* Charges Perm + surcharge sur les traverses de droite + vent soufflant de la gauche vers la droite - charge due à l'eau des caniveaux pour les montants (15, ..., 21).

*Charges permanentes + surcharges sur toutes les traverses -, pour les montants (8, ... , 14).

La section transversale des montants sera partiellement ou complètement comprimée en flexion composée suivant que le rapport :

$$e_0 = \frac{M}{N} \text{ sera supérieur ou inférieur à } \frac{ht}{6}$$

1/ CALCUL DE e_0 POUR CHAQUE MONTANT :

15	!	eo =	!	$\frac{8,32}{19,85} \cdot 10^2$	=	42,1	cn	!	>	$\frac{lit}{6}$	6
16	!	eo =	!	$\frac{8,15}{20,54} \cdot 10^2$	=	39,7	cn	!	<	$\frac{lit}{6}$	6
17	!	eo =	!	$\frac{9,24}{24,51} \cdot 10^2$	=	37,7	cn	!	>	$\frac{lit}{6}$	6
18	!	eo =	!	$\frac{10,1}{31,2} \cdot 10^2$	=	32,4	cn	!	>	$\frac{lit}{6}$	6
19	!	eo =	!	$\frac{11,03}{110} \cdot 10^2$	=	10,0	cn	!	>	$\frac{lit}{6}$	6
20	!	eo =	!	$\frac{12,11}{133} \cdot 10^2$	=	9,1	cn	!	>	$\frac{lit}{6}$	6
21	!	eo =	!	$\frac{8,92}{154} \cdot 10^2$	=	5,8	cn	!	<	$\frac{lit}{6}$	6

Les montants 15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 20 - 21 seront calculés en flexion composée section partiellement comprimée.

Nous avons effectué les calculs pour ces montants avec les données suivantes :

Section constante : 30 x 35

$$6'b = 135 \text{ Kg /cm}^2$$

M et N

$$6a = 2000 \text{ Kg /cm}^2$$

$$5 = 0,1$$

$$n = 15$$

.../...

Nous avons obtenu une section d'armatures tendues trop importante, et une contrainte maximale dans le béton comprimé supérieure à $\bar{\sigma}_b$.

Ainsi nous avons décidé de changer la section des montants. Mais le fait d'augmenter la section revient à augmenter la raideur des montants et la valeur des mourents.

Les mourents déjà calculés seront sous-estimés aussi sommes nous obligés d'augmenter aussi les sections de tous les membres du portique.

* Montants : (1, ..., 7) et (15, ..., 21) :

Section constante : (30 × 45)

* Montants : (8, ..., 14)

Section constante : (40 × 60)

* Les valeurs des nourents aux noeuds ont été déterminé avec les sections suivant

$$\begin{aligned} \text{Traverses :} & \quad (30 \times 45) \\ I & = 30 \cdot \frac{45^3}{12} = 22,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Poteaux de rive

$$\begin{aligned} P1 = P3 & = 35 \times 35 \\ I & = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Poteaux centraux

$$\begin{aligned} P2 : & \quad (35 \times 50) \\ I & = 35 \cdot \frac{50^3}{12} = 36,6 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nous pouvons garder les valeurs trouvées pour les nourents d'extrémité des barres tout en changeant les sections de celle-ci à condition que les raideurs des barres ne changent pas beaucoup. Car si la raideur augmente, le nourent d'extrémité augmente.

De sorte que si nous gardons les anciennes valeurs des nourents, les nourents réels aux extrémités des barres seront sous-estimés.

NPUS ADOPTERONS POUR LE PORTIQUE INTERMÉDIAIRE LES NOUVELLES SECTIONS.-

$$\begin{aligned} - \text{Traverses} & = 30 \times 60 ; I = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \\ - \text{Poteaux rive} & = 30 \times 45 ; I = 22,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \\ - \text{Poteau central} & = 40 \times 60 ; I = 72 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

VERIFICATION DES RAIDEURS.-

POUR LES ANCIENNE SECTIONS

$$\begin{aligned} - \text{Traverse : } 30 : & \quad R = \frac{22,8}{6,825} \\ & \quad \frac{22,8 + \frac{2 \times 12,5}{3,47}}{6,825} = 0,316 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Montant } 20 & \quad R = \frac{12,5}{3,47} \\ & \quad \frac{22,8 + \frac{2 \times 12,5}{3,47}}{6,825} = 0,337 \end{aligned}$$

POUR LES NOUVELLES VALEURS DES SECTIONS

$$\begin{aligned} \text{TRAVERSE } 30 / & \quad R = \frac{\frac{54}{6,825}}{\frac{54}{6,825} + \frac{2 \times 22,8}{3,47}} = 0,337 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MONTANT } 20 / & \quad R = \frac{\frac{22,8}{3,47}}{\frac{54}{6,825} + \frac{2 \times 22,8}{3,47}} = 0,315 \end{aligned}$$

.../...
Nous remarquons que pour les traverses la raideur varie de 5,4 %

Pour les montants elle diffère que de 2,2 % .

Nous pouvons donc garder les nouvelles sections et les anciennes valeurs des nourents et lors du ferrailage ds sections nous adopterons une section d'acier en **excés**.

Nous changerons également les sections des benes des portiques de rive et de joi

* pour les traverses nous prenons une section (35 × 50)

* pour les poteaux rive (35 × 40)

* pour les poteaux centraux (35 × 60)

VERIFICATION DE LA RAIDEUR.-

TRAVERSE 30 - Avec les anciennes sections -

$$\text{section } 35 \times 45 \Rightarrow I = 26,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$\text{section } 35 \times 35 \Rightarrow I = 12,55 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Raideur } R = \frac{\frac{26,5}{6,825}}{\frac{26,5}{6,825} + \frac{2 \times 12,55}{3,47}} = 0,35$$

- Avec les nouvelles sections -

$$\text{section } 35 \times 50 \Rightarrow I = 36,6 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\text{section } 35 \times 40 \Rightarrow I = 18,7 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow R = \frac{\frac{36,6}{6,825}}{\frac{36,6}{6,825} + \frac{37,4}{3,47}} = 0,347$$

POTEAU 20 * Avec les anciennes sections

$$R = \frac{\frac{12,55}{3,47}}{\frac{26,5}{6,825} + \frac{2 \times 12,55}{3,47}} = 0,324$$

* Avec les nouvelles sections

$$R = \frac{\frac{18,7}{6,825}}{\frac{18,7}{6,825} + \frac{37,4}{3,47}} = 0,329$$

Nous remarquons que les raideurs ne diffèrent que de 3 % et 5 % pour la traverse 30 et le poteau 20. Nous pouvons donc adopter ces nouvelles sections et les anciennes valeurs des nourents d'extrémités trouvés.

Nous devons envisager le cas où nous devons tenir compte du flambement.
S'il y a flambement, il se fera suivant le plan dont l'inertie de la section transversale est minimum.

Pour les poteaux : 15 - 21

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\min} = 45 \cdot \frac{30^3}{12} = 1,02 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \\ \Lambda = 30 \times \frac{45}{45} = 1350 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Pour les traverses :

$$I_{\max} = 30 \cdot \frac{45^3}{12} = 2,28 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Pour les poutres longitudinales :

$$I_{\max} = 22 \cdot \frac{40^3}{12} = 1,17 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Poteaux : 15 - 21

$$i = \sqrt{\frac{I}{\Lambda}} = \sqrt{\frac{10,2 \cdot 10^4}{1,35 \cdot 10^3}} = \sqrt{74}$$

$$\underline{\underline{i = 8,60}}$$

Ces poteaux sont reliés à des poutres ayant sensiblement même inertie.

De plus ils sont chargés exclusivement.

Si $\lambda = \frac{l_c}{i} < 50$, les règlements BA 68 autorisent à ne pas tenir compte des déformations transversales.

BA 68 p 99

$$* l_c = 0,9 l_0 \quad \text{poteau 15}$$

$$* l_c = 0,7 l_0 \quad \text{pour les autres.}$$

$$\underline{\text{Poteau 15}} \quad \lambda = \frac{0,9 \times 347}{8,6} = 36,4$$

$$\underline{\text{Poteau 16 - 20}} \quad \lambda = \frac{0,7 \cdot 347}{8,6} = 28,1$$

$$\underline{\text{Poteau 21}} \quad \lambda = \frac{0,7 \cdot 233}{8,6} = 18,8$$

Pour les poteaux étudiés 50

Nous ne tenons pas compte de leurs déformations transversales.

3°) CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES.

Le moment fléchissant change de sens suivant que le vent souffle d'un côté ou de l'autre. Nous utilisons les Abaques de CHARRON établis pour les sections rectangulaires en flexion composée en fonction de $6a$, $6'b$ et λ .

Section partiellement comprimée

$$* Ma^t = M + N' \left(\frac{lit - d}{2} \right)$$

$$* Ma^c = M - N' \left(\frac{lit - d}{2} \right)$$

$$* u'1 = \frac{15}{\bar{6}a \cdot b \cdot h^2} \cdot Ma^t$$

$$* u'2 = \frac{15}{\bar{6}a \cdot b \cdot h^2} \cdot Ma^c$$

L'intersection des courbes u'1 et u'2 nous donne la valeur commune de Λ et Λ' et celle de k (Abaque (6a))

$$* \text{ si } k < k_0 \text{ alors } \Lambda = \Lambda' = \frac{bh}{100} \text{ et } \bar{6}'b = \frac{6a}{k}$$

$$* \text{ si } k > k_0 = \frac{\bar{6}a}{\bar{6}'b}$$

Les valeurs trouvées ne conviennent pas. Nous calculons alors :

$$* u1 = \frac{1}{\bar{6}b \cdot b \cdot h^2} \cdot Ma^t$$

$$* u2 = \frac{1}{\bar{6}b \cdot b \cdot h^2} \cdot Ma^c$$

ABAQUE EN (6b)

L'intersection de u1 et u2 nous donne la valeur connue de Λ et Λ' et celle de k

$$* \text{ si } k < k_0 = \frac{\bar{6}a}{\bar{6}b}$$

$$\text{alors } \Lambda = \Lambda' = \frac{bh}{100}$$

$$\text{et } \bar{6}a = \bar{6}'a = 15 \left(1 - \left(1 - \frac{k}{15} \right) \cdot \bar{6} \right) \cdot \bar{6}'b$$

$$\text{si } k > k_0$$

il faudra changer de section

B) SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE

.../...

Nous calculons $M_a^i = M + N \left(\frac{\text{lit} - d}{2} \right)$

$$M_a^s = M - N \left(\frac{\text{lit} - d}{2} \right)$$

$$u_1^t = \frac{1}{\overline{6^t b} \cdot b \cdot \text{lit}} M_a^e$$

$$u_2^t = \frac{1}{\overline{6^t b} \cdot b \cdot \text{lit}} M_a^s$$

ABAQUE / EN (6b)

Intersection de u_1^t et u_2^t nous donne la valeur de $\overline{6^t b} = \overline{6^t b_1}$ et de $\overline{6^t b_2}$

$$\Rightarrow \Delta^t_1 = \overline{6^t b_1} \cdot \frac{b h t}{100}$$

$$\Delta^t_2 = \overline{6^t b_2} \cdot \frac{b h t}{100}$$

$$\overline{6^t b_2} = \overline{6^t b} = \overline{6^t b_1}$$

$$\overline{6^t a_1} = 15 \cdot \overline{6^t b_1}$$

$$\overline{6^t a_2} = 15 \cdot \overline{6^t b_2}$$

POTEAU 15

Section (30 x 45) ; $\xi = 0,1$; d = 5 cm ;
partiellement comprimé -

Moment fictif par rapport aux aciers tendus
19,85

$$M_f = 8,32 + (19,85 \times 0,175) = 11,69 \text{ t.m}$$

$$u' = \frac{15 \cdot M}{6 \cdot b \cdot h^2} = 0,129 \quad \Rightarrow k = 20,9$$

$$k \neq k_0 = 20,6$$

Nous n'aurons pas besoin d'armatures comprimées.

Dans notre cas nous avons des poteaux où les moments peuvent changer de sens suivant les cas de charge envisagé.

Aussi nous prévoyons une même section A d'acier pour les deux catégories d'armatures longitudinales.

Les calculs des sections d'acier seront conduits à l'aide des abaques de CHARRON pour les flexion composée.

Poteau 15

$$* M_a^t = 8,32 + (19,85 \times 0,175) = 11,59 \text{ t.m}$$

$$* M_a^c = 8,32 - (19,85 \times 0,175) = 5,05 \text{ t.m}$$

$$B = \frac{15}{6 \cdot b \cdot h^2} = \frac{15}{2800 \cdot 30 \cdot 40} = 0,11 \cdot 10^{-6}$$

$$u'1 = B \cdot M_a^t = 0,127$$

$$u'2 = B \cdot M_a^c = 0,0555$$

LES ABAQUES EN (6a)

donnent en fonction de u'1 et u'2 les valeurs de ξ_0 et ξ_0' et k.

Dans notre cas, nous avons des moments qui changent de sens, aussi nous sommes tenus d'adopter une ferrailage symétrique :

$$\Rightarrow \xi_0 = \xi_0'$$

L'intersection des courbes u'1 et u'2 nous donne :

$$\xi_0 = \xi_0' = 0,43$$

$$k = 25$$

Les sections d'aciers dont:

$$A = A' = 0,43 \cdot \frac{30 \cdot 40}{100} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$k_0 = \frac{2800}{100} = 20,6$$

.../...

Nous avons obtenu : $k = 25$) k_0

$$6'b = \frac{2\ 800}{k} = \frac{2\ 800}{25} = 112 \text{ Kg / cm}^2 < 135 \text{ Kg / cm}^2$$

POTEAU 16

$$* M_a^t = 8,15 + (22,24 \times 0,175) = 15,25$$

$$* M_a^c = 8,15 - (15,25 \times 0,175) = 4,10$$

$$u'1 = B \cdot M_a^t = 0,15$$

$$u'2 = B \cdot M_a^c = 0,0276$$

Les abaques en (5a) nous donnent:

$$k = 20 \Rightarrow 6'b = \frac{2\ 800}{20} = 140 > 135 \text{ Kg / cm}^2$$

Nous ferons travailler le béton à sa contrainte admissible $\bar{6}'b = 135 \text{ Kg/cm}^2$

* M_a^t : moment par rapport aux aciers tendus

* M_a^c : moment par rapport aux aciers comprimés

* Nous prenons $d = d' = 5 \text{ cm}$

* $h = 40 \text{ cm}$ $\lambda = 0,1$

Nous utilisons les Abaques flexion composé en fonction de $(6'b) - \lambda = 0,1$

Poteau 16

$$M_a^t = 8,15 + (22,54 \times 0,175) = 15,25$$

$$M_a^c = 8,15 - (15,25 \times 0,175) = 4,10$$

$$* u1 = \frac{1}{135 \cdot 30 \cdot 40} \cdot M_a^t = \lambda; M_a^t =$$

$$* u2 = \frac{1}{135 \cdot 30 \cdot 40} \cdot M_a^c = \lambda \cdot M_a^c =$$

L'intersection des courbes $u1$ et $u2$ nous donne la valeur de λ en pourcentage commun des aciers tendus et comprimés et la valeur de k qui servira à la détermination des contraintes dans les aciers.

+++++

$$\Delta = 1,54 \cdot 10^{-7}$$

$$u_1 = \frac{M_a^t}{\Delta} = 0,212$$

$$u_2 = \frac{M_a^c}{\Delta} = 0,0386$$

ABAQUES EN (6b) donnent:

$$k \text{ min de } (\Delta + \Delta') = 13,5$$

$$= 0$$

$$k = 13,5$$

$$= 0,47$$

MONTANT (17)

$$u_1' = 0,19$$

$$u_2' = 0,009$$

ABAQUE (6a) $k = 10 \Rightarrow \bar{6}'b = 135 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Nous prenons l'abaque en (6b)

$$u_1 = 0,270$$

$$u_2 = 0,013$$

$$k \text{ min } (\Delta + \Delta') = 11,5$$

$$= 0,36$$

$$k = 11,5$$

$$= 0,35$$

MONTANT (18)

$$u_1' = 0,235$$

$$u_2' = 0,012$$

Abaque (6a) $= k \cdot f_0 = \bar{6}'b = 135 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

Nous prenons $\bar{6}'b = \overline{\bar{6}'b}$.

$$u_1 = 0,328$$

$$u_2 = 0,017$$

Abaque (6b) $k \text{ min } \Delta + \Delta' = 9$

$$= 0,69$$

$$k = 9$$

$$= 0,23$$

MONTANT (19)

$$u_1 = 0,39$$

$$u_2 = -0,0495$$

$$k \text{ min } \Delta + \Delta' = 6,5$$

$$k = 6,5$$

$$= 1,19$$

$$= 0$$

MONTANT (20)

$$u_1 = 0,45$$

$$u_2 = 0,08$$

$$K \text{ min } \Delta + \Delta' = 4$$

.../...

ABAQUE (6b)

$K = 4$

$CO = 1,35$

$CO' = 0$

MONANT (21)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8,82 \cdot 10^5}{115,36} = 7,6 \text{ cm} < \frac{\text{lit}}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

$CO = 1,35$

$CO' = 0$

Le ...

Nous adoptons le même ferailage que pour le montant (20)

CALCUL DES MONTANTS : (1, ..., 7)

N'est donné par le cas de charge défavorable auquel nous ajoutons les charges transmises par les poutres longitudinales.

MONTANTS	1	2	3	4	5	6	7
N _t	100,38	85,5	69,61	54,6	40,35	27,1	14,72
M _{t.m}	8,68	11,41	10,10	8,76	7,50	6,17	5,73
Bo	8,68	13,4	15,3	16,2	18,5	22,4	39

$$\frac{\text{lit}}{6} = \frac{45}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

Tous les montant seront calculés en flexion composé avec section partiellement comprimé.-

Nous utilisons les Abaques de CHARRON et nous devons travailler le béton à sa contrainte admissible : 135 Kg/cm²

$$\frac{1}{135 \cdot 30 \cdot 40} = 1,54 \cdot 10^{-7}$$

.../...

MONTANT(1)-

$$Ma^t = 8,68 + 144 \times 0,175 = 33,7 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 8,68 - 144 \times 0,175 = 16,53 \text{ t.m}$$

MONTANT(2)

$$Ma^t = 11,41 + 124 \times 0,175 = 32,2 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 11,41 - 124 \times 0,175 = 11,6 \text{ t.m}$$

MONTANT(3)

$$Ma^t = 10,10 + 99 \times 0,175 = 27,1 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 10,10 - 99 \times 0,175 = 7,5 \text{ t.m}$$

MONTANT(4)

$$Ma^t = 8,76 + 79 \times 0,175 = 22,5 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 8,76 - 79 \times 0,175 = 4,15 \text{ t.m}$$

MONTANT(5)

$$Ma^t = 7,50 + 55,7 \times 0,175 = 17,2 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 7,50 - 55,7 \times 0,175 = 4,15 \text{ t.m}$$

MONTANT(6)

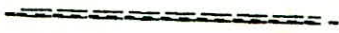
$$Ma^t = 6,17 + 35,3 \times 0,175 = 13,03 \text{ t.m}$$

$$Ma^c = 6,17 - 35,3 \times 0,175 = 1,22 \text{ t.m}$$

MONTANT(7)

$$Ma^t = 5,73 + 15,8 \times 0,175 = 8,5 \text{ t.m};$$

$$Ma^c = 5,73 - 15,8 \times 0,175 = 2,97 \text{ t.m}$$



MONTANT(7)

$$\begin{aligned} & (u_1 = 0,154 ; 0,85 = 0,13 \\ &) u_2 = 0,154 . 0,297 = 0,048 \\ & (\text{minimum de } (\check{w} + \check{w}') \\ &) k = 15. \\ = D k = 15 & \quad (\check{w} = 0 \\ & \quad) w' = 0,45 \end{aligned}$$

MONTANT(6)

$$\begin{aligned} &) u_1 = 0,200 \\ & (u_2 = 0,0188 \\ & k \text{ minimum } (w - w') = 13,2 \\ = k = 13,2 & \quad (w = 0 \\ & \quad) w' = 0,46 \end{aligned}$$

.../...

MONTANT (5)

$$\begin{aligned} u_1 &= 0,230 \\ u_2 &= 0,01 \\ k \text{ minimum} & \quad (\quad + \quad) = 10 \\ k = 10 & \quad = 0 \\ & \quad = 0,46 \end{aligned}$$

MONTANT (4)

$$\begin{aligned} u_1 &= 0,282 \\ u_2 &= 0,0124 \\ k \text{ (minimum)} & = 10 \\ k & = 10 \quad = 0,42 \\ & = 0,18 \end{aligned}$$

MONTANT (3)

$$\begin{aligned} u_1 &= 0,378 \\ u_2 &= 0,0354 \\ k \text{ minimum} & = 8 \\ k & = 8 \quad = 1,15 \\ & = 0,05 \end{aligned}$$

MONTANT (2)

$$\begin{aligned} u_1 &= 0,405 \\ u_2 &= 0,055 \\ k \text{ minimum} & = 6,5 \\ k & = 6,5 \quad = 1,18 \\ & = 0,03 \end{aligned}$$

.../...

ALCUL DES SECTIONS D' ARMATURES

Section tendue : A = $\frac{y \cdot h}{100}$

Section comprimée : A' = $\frac{b \cdot h}{100}$

Pour certains montants, nous avons obtenus.-

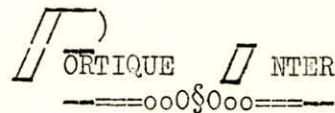
ou $A' = 0$.

Nous adoptons, cependant, un ferraillage symétrique pour que le montant puisse résister aux moments qui changent de sens.

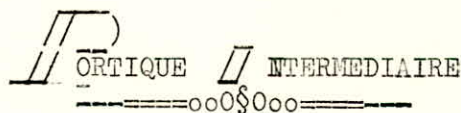
Pour cela nous prendrons le maximum entre A et A' trouvés.

Les contraintes dans les aciers seront inférieurs à la valeur donné par

$$6'a = 6a = 15 \left(1 - \left(1 - \frac{k}{16} \right) \cdot 0,1 \right) \cdot 135.$$



MONTANTS	15	16	17	18	19	20	21
A cm^2	5,17	5,65	4,72	2,76	0	0	0
A' cm^2	0	0	4,87	8,3	14,43	16,2	16,2
6'b Kg/cm^2	112	135	135	135	135	135	135
6'a Kg/cm^2	0	0	1 680	1 700	1 750	1 800	1 800
6a Kg/cm^2	2 800	1 640	1 680	1 700	0	0	0



MONTANTS	1	2	3	4	5	6	7
A	0,4	0,4	0,6	2,15	5,55	5,55	5,4
A'	14,2	14,2	13,8	5,05	0	0	0
6'b	135	135	135	135	135	135	135
6'a	1 690	1 690	1 720	1 740	0	0	0
6a	1 690	1 690	1 720	1 740	1 740	1 650	1 830

.../...
 D/ - FERAILLAGE DES MONTANTS : (1, ..., 7) et (15, ..., 21)

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

Nous remarquons que pour les montants d'un même étage nous avons sensiblement la même section d'armatures.-

Nous adoptons le même ferrailage pour les deux colonnes de montants.

MONTANTS	A	A'	n b	benes	et	∅	A adopté
15 ET 7	5,4		3 ∅	14	+	3 ∅ 10 T	6,97
16 ET 6	5,65		3 ∅	14	+	3 ∅ 10 T	6,97
17 ET 5	5,55		3 ∅	14	+	3 ∅ 10 T	6,97
18 ET 4	8,3		6 ∅	14			9,23
19 ET 3	14,43		(4 ∅	20T)	+	2 ∅ 16 T	16,58
20 ET 2	16,2		(4 ∅	20T)	+	2 ∅ 16 T	16,58
21 ET 1	16,2		(4 ∅	20T)	+	2 ∅ 16 T	16,58

E/- CALCUL DES FRETTES POUR LES MONTANTS :

15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 20 - 21
 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7

Les armatures transversales sont nécessaires d'une part pour éliminer le flambement et d'autre part pour créer à l'intérieur du montant un noyau de béton comprimé. La pièce résistera d'autant mieux.-

L'écartement des frettes T doit être tel que

$$t \leq t; \text{ limite } \left(\Rightarrow \right) \leq t > \leq 1$$

$$t \leq \frac{1,5}{100} \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot \frac{6' m}{6' bo}$$

t : Volume d'armatures transversales par mètre de poteau:

Dans notre cas :

$$\begin{aligned} \phi 1 &= 1 \\ \phi 2 &= 1 + \frac{1c}{4a - 2c} \end{aligned}$$

b = 2 cm

a = 30 cm

1c = 0,7 l o

0,7 × 348 = 244

0,7 × 233 = 162

Dans les montants : (15, ..., 20) et (2, ..., 7)

$$1 c = 244$$

Pour les montants : 1 ET 21

$$1 c = 1,62$$

$$6'bo = 67,5 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$6'n = \frac{N'}{\Delta}$$

Nous adoptons pour les montants : (15, ..., 20) et (2, ..., 7)

le même écartement t.

$$t = \frac{1,5}{1\,000} \cdot 1 \cdot \left(\frac{244}{56} + 1 \right) \cdot \frac{134}{67,5 \cdot 1350}$$

$$t = 8,5 \cdot 10^{-3}$$

$$t > 6 \cdot 10^{-3} \text{ nous gardons } t : \text{trouvé}$$

Pour les montants 1 ET 21

$$t = \frac{1,5}{1\,000} \cdot 5,35 \cdot \frac{154 \cdot 10^3}{67,5 \cdot 1350}$$

$$t = 1,02 \cdot 10^{-2} > 6 \cdot 10^{-3}$$

nous gardons t;

les armatures transversales sont constituées d'un cadre et d'une épingle en $\phi 6 \text{ Adx}$

VOLUME D'ARMATURES PAR m.l. DE MONTANT.

$$V_a = \frac{8,5}{1\,000} \cdot 30 \cdot 45 \times 100 = 1\,150 \text{ cm}^3$$

$$V_a = \frac{10,2}{1\,000} \cdot 30 \cdot 45 \cdot 100 = 1\,380 \text{ cm}^3$$

VOLUME D'UN CADRE ET D'UNE EPINGLE

$$V = (25,4 \times 4 + 40,4 \times 4) \times 0,28 = 74 \text{ cm}^3$$

Montants : 15 -o 20 et 7 -o 2

$$t = \frac{1\,150}{74} = 15,6 \text{ cm}$$

Montants 1 et 2

$$t = \frac{1\,380}{74} = 18,6 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour tous les montants un écartement t: constant = 15 cm.

Les armatures d'une section quelconque seront constituées par:

- * Les armatures longitudinales : A et A'
- * Les armatures transversales
- * Deux barres en $\phi 14 \text{ T}$ disposées à mi hauteur de la section.

8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 13 - 14 -

Tous ces montants ont une même section transversale 30 x 50

VERIFICATION EN FLÈBEMENT :

$$\begin{aligned}
 l_c &= 0,7 l_0 \\
 I_{min} &= 1,3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \\
 A &= 30 \times 50 = 1.500 \text{ cm}^2 \\
 i &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{87} = 9,3
 \end{aligned}$$

Montants : 8 - 13

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{0,7 \cdot 347}{9,3} = 26$$

Montants : 14

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{0,7 \cdot 233}{9,3} = 16,8$$

Dans tous les cas: $\lambda < 50$

Nous ne tiendrons pas compte pour le calcul des armatures des déformations transversales.-

CALCUL DES eo = $\frac{M_i}{N_i}$

<u>MONTANTS</u>	eo =	
8	=	$\frac{3,36 \cdot 10^2}{27,50} = 12$
9	=	$\frac{1,13 \cdot 10^2}{60,50} = 1,88$
10	=	$\frac{3,41 \cdot 10^2}{85} = 4$
11	=	$\frac{5,48 \cdot 10^2}{131,0} = 4,2$
12	=	$\frac{7,43 \cdot 10^2}{167,5} = 4,45$
13	=	$\frac{10,67 \cdot 10^2}{203,08} = 5,25$
14	=	$\frac{14,39 \cdot 10^2}{239,70} = 6$

$$\frac{lit}{6} = \frac{50}{6} = 8,3 \text{ cm}$$

Nous voyons donc que seuls les poteaux 8 et 14 seront calculés en flexion composée (Section partiellement comprimée).
 Les autres seront calculés en flexion composée avec (Section entièrement comprimée).

CALCUL DU MONTANT 8.

Nous adoptons les mêmes données que pour les montants 15 - 21

$$A = \frac{15}{2800 \cdot 30 \cdot 45} \cdot 2 = 0,091 \cdot 10^{-6}$$

$$B = \frac{1}{135 \cdot 30 \cdot 45} \cdot 2 = 0,122 \cdot 10^{-6}$$

$$d = \bar{u}' = 5 \text{ cm enrobage}$$

$$M_a^t = 3,36 + (27,5 \times 0,2) = 8,86 \text{ t. m.}$$

$$M_a^c = 3,36 - 5,5 = -2,14 \text{ t. m.}$$

$$\bar{u}'1 = \frac{M_a^t}{E I} = 0,0807$$

$$u'2 = \frac{M_a^c}{E I} = 0,0195$$

ABAQUE EN (6a)

$$\lambda = \lambda' = 0,15$$

$$k = 30 \Rightarrow k_0 = 20,6 \text{ il convient}$$

$$\Lambda = \Lambda' = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Montant 14

$$M_a^t = 14,39 + (239,7 \times 0,2) = 62,79$$

$$M_a^c = 14,39 - (169,7 \times 0,2) = 34,71$$

$$u'1 = 0,075$$

$$u'2 = -0,310$$

ABAQUE 6a

La courbe u'2 sort des limites de l'Abaque -

$$k < 10 \Rightarrow 6'b > 135 \text{ Kg / cm}^2$$

Aussi nous sommes tenus de passer à l'Abaque en 6'b

$$u_1 = 0,770$$

$$u_2 = -0,415$$

La courbe u2 sort des limites de l'abaque.-

Nous sommes donc réduit à changer la section du montant si non nous serons dans l'obligation d'adopter une section trop grande d'acier.

En effet:

u2 sort de l'épure - nous prendrons

$$\begin{aligned} \Lambda_2 &= 0 \\ \Lambda &= \dots \\ \Rightarrow \Lambda_1 &= \frac{bh}{100} \end{aligned}$$

et λ est donné par l'intersection de u1 avec

l'axe des λ

$$\begin{aligned} \lambda &= 1,78 \\ \Lambda &= 26,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Comme nous devons adopter un ferailage symétrique - Nous aurons :

$$A = A' = 26,8 \text{ cm}^2$$

soit une section totale de : $53,6 \text{ cm}^2$

Nous préférons changer de section.-

Nous adopterons pour les montants une section (40×60)

$$\frac{\text{lit}}{6} = 10$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 8,5$$

$$e_0 < \frac{h \cdot t}{6} \text{ la section sera entièrement comprimée}$$

CALCUL DES ARMATURES COMPRIMÉES POUR LE MONTANT 14

$$M_a^i = 14,39 + (239,7 \times 0,24) = 71,9 \text{ t. m.}$$

$$M_a^s = 14,39 - (239,7 \times 0,24) = 43,1 \text{ t. m.}$$

$$u_1^t = \frac{1}{135 \cdot 40 \cdot 60^{-2}} \cdot M_a^i = 0,00515 \cdot M_a^i \cdot 10^{-5}$$

$$u_2^t = \frac{1}{135 \cdot 40 \cdot 60^{-2}} \cdot M_a^s = 0,00515 \cdot M_a^s \cdot 10^{-5}$$

$$\left. \begin{array}{l} u_1^t = 0,0515 \cdot 7,19 = 0,370 \\ u_2^t = 0,0515 \cdot 4,31 = 0,222 \end{array} \right\}$$

ABAQUE 6b

\Rightarrow 1 et 2

Les deux courbes u_1^t et u_2^t sortent des limites de l'épure de l'abaque. La section considérée est assez suffisante pour résister aux efforts qui lui sont appliqués.

Nous adopterons le pourcentage minimal,-

CALCUL DES ARMATURES POUR LE MONTANT 9

$$M_a^i = 1,13 + (66,50 \times 0,2) = 13,238 \text{ t. m.}$$

$$M_a^s = 1,13 - (66,50 \times 0,2) = 10,070 \text{ t. m.}$$

$$\xi = \frac{1}{135 \cdot 30 \cdot 50^{-2}} = 0,099 \cdot 10^{-5}$$

$$\left. \begin{array}{l} u_1^t = 0,131 \\ u_2^t = 0,099 \end{array} \right\}$$

La aussi les deux courbes sortent des limites de l'épure de l'abaque.-

La section de béton suffit à absorber N ET M

Nous adopterons pour cette section le pourcentage minimal.-

CALCUL DES ARMATURES POUR LE MONTANT (10)

$$M_a^i = 3,41 + (85,0 \times 0,2) = 20,41 \text{ t. m.}$$

$$M_a^s = 3,41 - (85,0 \times 0,2) = 13,59 \text{ t. m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} u_1^t = 0,202 \\ u_2^t = 0,135 \end{array} \right\}$$

ABAQUE 6'b

u_1^{\dagger} et u_2^{\dagger} sortent des limites de l'épure de l'abaque-

La section de béton est suffisante -

Nous adopterons le pourcentage minimal -

CALCUL DES ARMATURES POUR LE MONTANT (11)

$$M_a^i = 5,48 + (131,0 \times 0,2) = 31,68 \text{ t. m.}$$

$$M_a^s = 5,48 - (131,0 \times 0,2) = 20,88 \text{ t. m.}$$

$$u_1^{\dagger} = 0,314$$

$$u_2^{\dagger} = 0,203$$

Les courbes u_1^{\dagger} et u_2^{\dagger} sortent de l'épure de l'abaque nous adopterons le pourcentage minimal.

Cependant l'emploi du pourcentage minimal nous limite à ne pas dépasser la contrainte admissible du béton en compression simple.

CALCUL DES ARMATURES -

Nous adopterons des armatures symétriques -

$$A = A'$$

Et nous sommes tenus d'envisager le cas le plus défavorable. Les moments étant petits durant les efforts normaux de compression, le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison des charges permanentes et des surcharges sur tous les étages. Nous ajoutons à cela les charges transmises par les poutres longitudinales et le poids des poteaux. (cas de charge pour pouvoir appliquer le % minimal).

MONTANTS	M t, m.	N' t
8	2,9	31,7
9	2,04	67,8
10	2,18	103
11	2,16	140,6
12	2,18	177,0
13	2,22	213,3
14	2,38	250,6

.../...

Pour les montants 12 - 11 - 10 - 9 - 8 nous adopterons la section minimale donnée par la B A 68

$$1 = \frac{1,25}{1000} \cdot \phi 1 \phi 2 \phi 3 \cdot \frac{6 \text{ m}}{6 \text{ bo}}$$

$$1 = 1 \cdot 6 \text{ m}$$

Poteau : (8)

$$1 = \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \cdot 3,1 \cdot 1,515 \cdot \frac{1}{67,5} = 0,088 \cdot 10^3$$

$$1 = 0,088 \cdot 10^3 \cdot \frac{31,76 \cdot 10^3}{2400} = 1,16 \cdot 10^3$$

Poteau : (9)

$$1 = 0,088 \cdot \frac{67,8}{2400} = 2,48 \cdot 10^{-3}$$

Poteau : (10)

$$1 = 0,088 \cdot \frac{103}{2400} = 3,76 \cdot 10^{-3}$$

Poteau : (11)

$$1 = 0,088 \cdot \frac{140}{2400} = 5,15 \cdot 10^{-3}$$

Poteau : (12)

$$1 = 0,088 \cdot \frac{177,0}{2400} = 6,05 \cdot 10^{-3}$$

Poteau : (13)

$$1 = 0,088 \cdot \frac{213}{2400} = 7,8 \cdot 10^{-3}$$

Nous adoptons pour les montants :

* 8 et 9

$$1 = 2,43 \cdot 10^{-3}$$

$$A + A' = 2,43 \times 4 \times 6 = 5,9 \text{ cm}^2$$

* 10 ET 11

$$1 = 5,15 \cdot 10^{-3}$$

$$A + A' = 5,15 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \times 60 = 12,25 \text{ cm}^2$$

* 12

$$1 = 6,05 \cdot 10^{-3}$$

$$A + A' = 6,05 \cdot 10^{-3} \times 60 \times 40 = 14,5 \text{ cm}^2$$

* 13

$$A + A' = 7,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\times 60 \times 40 = 18,7 \text{ cm}^2$$

* 14

$$A + A' = 9,2 \times 60 \times 40 \times 10^{-3}$$

$$= 22 \text{ cm}^2$$

..../....

MONTANTS	A = A' cm ²	A Adopté	nb. barres
8 - 9	2,85	3,92	(5 ∅ 10) T X 2 2 ∅ 14 (peau)
10 - 11	6,13	6,63	(2 ∅ 16 3 ∅ 10) T x 2 2 ∅ 14 (peau)
12	7,25	7,57	(3 ∅ 16 T + 2 ∅ 10) x 2 2 ∅ 14 T (peau)
13	9,35	12,06	(6 ∅ 16 T +) x 2 2 ∅ 14 T. (peau)
14	11,	15,14	(6 ∅ 16T) x 2 + (2 ∅ T) x 2 (1 ∅ 14T) $\frac{1}{2}$ 2 (peau)

ARMATURES TRANSVERSALES

$$t = 5,05 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1,5}{1,25 \cdot 1,515} = 4 \cdot 10^{-3}$$

$$t = 6 \cdot 10^{-3}$$

nous prenons : t = 6 · 10⁻³

VOLUMES D'ARMATURES PAR ml

1 cades + 2 épingles en ∅ 6

$$V_a = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \cdot 60 \cdot 10^2 = 1440 \text{ cm}^3$$

VOLUME D'1 CADRE + 2 EPINGLES

$$V = 0,28 \times 363,2 = 102 \text{ cm}^3$$

$$= t = \frac{1440}{102} = 14,15 \text{ cm}$$

nous prenons un écartement pour les montants: 8 14

$$\boxed{t = 14 \text{ cm}}$$

DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS MAXIMUM EN TRAVE DES TRAVERSES

29 _ à 35

L'étude des diagrammes des moments fléchissants établis pour le portique internédiaire nous montre le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison des charges permanentes, des surcharges sur ces traverses et le vent soufflant de la gauche vers la droite.

Nous considérons les moments donnés par ce cas de charge pour la détermination des armatures tendues des traverses (et éventuellement comprimées).

TRAVERSE 29

$$M_e = 8,69$$

$$M_{\Delta} = 22 \text{ t . n .}$$

$$M_o = 24,7 \text{ t . n .}$$

$$M_t = M_o \pm \left(\frac{M_{\Delta} - M_e}{8 M_o} \right)^2 - \frac{M_{\Delta} + M_e}{2}$$

$$\underline{\underline{/ M_t = 10,27 \text{ t . n . } /}}$$

TRAVERSE 30

$$M_e = 6,35 \text{ t . n .}$$

$$M_{\Delta} = 24 \text{ t . n .}$$

$$M_o = 24,7 \text{ t . n .}$$

$$\underline{\underline{/ M_t = 10,76 \text{ t . n . } /}}$$

TRAVERSE 31

$$M_e = 7,53 \text{ t . n .}$$

$$M_{\Delta} = 22,9 \text{ t . n .}$$

$$M_o = 24,7 \text{ t . n .}$$

$$\underline{\underline{/ M_t = 10,68 \text{ t . n . } /}}$$

TRAVERSE 32

$$M_e = 9,19 \text{ t . n .}$$

$$M_{\Delta} = 21,3 \text{ t . n .}$$

$$M_o = 24,7 \text{ t . n .}$$

$$\underline{\underline{/ M_t = 10,10 \text{ t . n . } /}}$$

TRAVERSE 33

$$M_e = 11,09 \text{ t . n .}$$

$$M_{\Delta} = 19,4 \text{ t . n .}$$

$$M_o = 24,7 \text{ t . n .}$$

$$\underline{\underline{/ M_t = 9,80 \text{ t . n . } /}}$$

TRAVERSE 34

$$\text{Me} = 13, \quad \text{t. n.}$$

$$\text{M} = 17,8 \quad \text{t. n.}$$

$$\text{Mo} = 24,7 \quad \text{t. n.}$$

$$\text{Mt} = 9,80 \text{ t. n.}$$

TRAVERSE 35

$$\text{Me} = 12,19 \quad \text{t. n.}$$

$$\text{M} = 11,08 \quad \text{t. n.}$$

$$\text{Mo} = 24,7 \quad \text{t. n.}$$

$$\text{Mt} = 8,50 \text{ t. n.}$$

*****:

Les traverses ont toutes une même section, et d'après les tableaux précédents, le plus fort mourent et de l'ordre de 24 TONNES . mètre.-

aussi nous abordons le calcul des armatures en prenant pour section transversale des traverse une section (30 x 60), -

Nous avons à faire l'étude d'une section rectangulaire en flexion simple - soumise à un Mourent M

$$\xi = 0,1$$

$$d = 0,1 \text{ lit} = 6 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2\,000 \text{ Kg / CM}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ Kg / CM}^2$$

$$n = 15$$

Nous utilisons lestableaux de CHARRON pour les flexion simple.-

CALCUL DES ARMATURES DE TRACTION DES TRAVERSESES : 29 ----- 35

$$u' = \frac{15 \cdot M}{2800 \cdot 30 \cdot 54} = \dots \text{ M.}$$

$$= 0,0615 \cdot 10^{-3}$$

TRAVERSESES	Mt	u'	xi	xi	xi	6' b Kg/cm2	A cm2	k
29	10,27	0,0637	0,3125	0,474	85	7,7	33	
30	10,76	0,066	0,3149	0,491	87	7,95	32,2	
31	10,68	0,0654	0,3165	0,488	86,5	7,85	32,4	
32	10,10	0,0620	0,3095	0,462	84	7,747	33,2	
33	9,80	0,060	0,3046	0,446	82	7,2	34,2	
34	9	0,0552	0,2941	0,408	78	6,65	36	
35	8,50	0,0520	0,2863	0,383	75	6,20	37,4	

.../...

Les contraintes dans le béton sont inférieures à $6\bar{b}$ Nous garderons les valeurs trouvées.

Pour le même cas de charges que précédemment les moments aux appuis 6,9,12,15,18,21,24 sont maximums.

Par contre la combinaison des charges permanentes et des surcharges sur toutes les traverses du bâtiment nous donne les moments maximums aux appuis ((5,8,11,14,17,20,23.

MA 6	:	21,95	t . n	:	MA 5	:	17,58	t . n
MA 9	:	23,99	t . n	:	MA 8	:	17,11	t . n
MA 12	:	22,87	t . n	:	MA 11	:	16,8	t . n
MA 15	:	21,24	t . n	:	MA 14	:	16,5	t . n
MA 18	:	19,4	t . n	:	MA 17	:	16,32	t . n
MA 21	:	17,8	t . n	:	MA 20	:	16,11	t . n
MA 24	:	14,1	t . n	:	MA 23	:	13,51	t . n

CALCUL DES ARMATURES POUR LES APPUIS : 6 - 9 - 12 à 24

$$M = 24 \text{ t . n} \quad \text{Noeud (9)}$$

$$u = 0,0615 \cdot 2,4 = 0,148$$

Les tableaux donnent : $k = 19,2$

$$\Rightarrow 6'b = \frac{2800}{19,2} = 147 \text{ Kg / cm}^2$$

$$6'b \geq 6\bar{b} = 135 \text{ Kg / cm}^2$$

aussi pour le calcul des armatures nous sommes tenus de faire travailler le béton à $6'b = 135 \text{ Kg / cm}^2$

Nous adoptons la méthode du DM

$$6'b = 135 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\Rightarrow k = k_0 = 20,6 = >$$

$$\left\{ \begin{array}{l} u = 0,1811 \\ \dots \\ \dots = 1,022 \end{array} \right.$$

La valeur de la droite doit être telle que $(\omega + \bar{\omega})$ soit minimale.-

Pour des moments variant entre 17 et 24 t . n $k > 20,6$

Donc nous prendrons : $\boxed{k = 20,6}$

..../....

.../...

$$\bar{\sigma} = \frac{15}{15} k 6'b = 20,6 \times 135 \quad 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \left(\frac{x-d}{x} \right) 6'b = 15 \left(\frac{0,4213 \times 54 - 6}{0,4213 \times 54} \right) 135 = 1500 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DE Mo

Mo est le même pour les noeuds : 6 - 9 - 12 - 15 - 18 - 20

$$Mo = \underbrace{u}_{\circlearrowleft} \cdot b h^2 ; 6'b^2$$

$$Mo = 0,1811 \cdot 30 \cdot 54^2 \cdot 135 = 20,14 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Appui 6

$$M = 21,95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$DM = M - Mo$$

$$DM = 21,95 - 20,14 = 1,81 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta' = \frac{DM}{(h-d) \cdot 6'a}$$

$$\Delta 1 = \frac{DM}{(h-d) \cdot 6a}$$

$$\Delta 2 = \underbrace{u}_{\circlearrowleft} \cdot \frac{b h}{100}$$

$$\Delta' = \frac{1,81 \cdot 10^2}{48 \cdot 1500} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\Delta 1 = \frac{1,81 \cdot 10^2}{48 \cdot 2800} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\Delta 2 = 1,022 \cdot \frac{40 \cdot 45}{100} = 16,5 \text{ cm}^2$$

>

Appui 6

$$\Delta' = 2,5$$

$$\Delta = \Delta 1 + \Delta 2 = 17,85 \text{ cm}^2$$

Appui 9

$$M = 23,99 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$DM = M - Mo$$

$$DM = 3,85$$

$$\Delta' = \frac{3,85 \cdot 10^2}{48 \cdot 1500} = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$\Delta 1 = \frac{3,85 \cdot 10^2}{48 \cdot 2800} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$\Delta 2 = 16,5 \text{ cm}^2$$

$$\Delta' = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 19,36 \text{ cm}^2$$

APPUI 9

..../....

.../...

A Appui 12

$$M = 2,87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$DM = M - M_0$$

$$DM = 2,73 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A' = \frac{2,73 \cdot 10^2}{48 \cdot 1500} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{2,73 \cdot 10^2}{48 \cdot 2800} = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 16,5 \text{ cm}^2$$

APPUI 12

$$A' = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A = 18,53 \text{ cm}^2$$

Appui 15

$$M = 21,24 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$DM = 1,10 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A' = \frac{1,10 \cdot 10^2}{48 \cdot 1500} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{1,10 \cdot 10^2}{48 \cdot 2800} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 16,5 \text{ cm}^2$$

APPUI 15

$$A' = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A = 17,32 \text{ cm}^2$$

Appui 18

$$M = 19,4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M - M_0$$

La section sera calculée sous l'effet de M

$$u' = \frac{15 M}{6a \cdot bh^2} = 0,0615 \cdot 1,94 = 0,118$$

.../...

APPUIS	μ'	k	α	ρ	$6'b$ Kg/cm2	Λ cm2	Λ'
18	0,118	22,2	0,4032	0,908	126	14,7	0
21	0,109	23,4	0,3906	0,835	120	13,5	0
24	0,068	31,8	0,3205	0,504	88	8,2	0
5	0,109	24,6	0,3788	0,770	114	12,5	0
8	0,105	24,7	0,3778	0,765	113	12,4	0
11	0,104	24,7	0,3778	0,765	113	12,4	0
14	0,105	24,7	0,3778	0,765	113	12,4	0
17	0,100	24,7	0,3778	0,765	113	12,4	0
20	0,09	26,5	0,3614	0,682	105	11,05	0
23	0,083	27,9	0,3497	0,627	100	10,03	0

.../.... II- EFFORTS TRANCHANTS

L'effort tranchant maximum à l'appui d'une traverse est obtenu en combinant, les charges permanentes, les surcharges sur la traverse considérée et le vent soufflant de la gauche pour les traverses (29 - 35) et de la droite pour les traverses (22- 28)

III- EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS

TRAVERSESES	TIMAX	t	TRAVERSESES	
29	16,64		22	14,98
30	17,27		23	15,82
31	16,93		24	15,13
32	16,449		25	14,22
33	15,895		26	13,25
34	15,37		27	12,37
35	11,73		28	10,28

<u>TRAVERS (30)</u>	Tinax	=	17,269 tonnes -
	Mt	=	7,95 tonnes -
	M	=	19,36 tonnes -
	Me	=	12,4 tonnes -
Travée	6'b	=	87 Kg / cm ²
Appui (5)	6'b	=	114 Kg / cm ²
Appui (6)	6'b	=	135 Kg / cm ²

Nous avons divisé des cadres et épingle en \emptyset 6 adx

Nous déterminons t b dans la section la plus sollicitée qu'est celle de l'appui (6)

$$t b = \frac{T_{inax}}{b \cdot o \cdot z} = \frac{17,269 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 8,17 \text{ Kg / cm}^2$$

$$6'b = 135 \text{ Kg / cm}^2$$

$$6'b \checkmark 6'b \emptyset = 67,5 \text{ Kg / cm}^2$$

Nous devons donc vérifier si :

$$\begin{aligned} \bar{t}_b &< (4,5 - \frac{6'b}{6}) \bar{6}b = (4,5 - 2) \cdot 5,8 = 14,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{t}_b &= 8,17 \text{ Kg/cm}^2 < 14,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La contrainte admissible des tractions des armatures

$$\bar{6}0t = p a \cdot 6 \text{ en}$$

$$p a = 1 - \frac{\bar{t}_b}{9 \bar{6} b}$$

$$p a = 1 - \frac{8,14}{9 \cdot 5,8} = 0,844$$

$$p a > 2/3$$

Nous gardons P

$$\Rightarrow \bar{6}at = 0,844 \cdot 2400 = 2012 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous avons pris : 1 cadre + 2 épingles pour les traverses 29 \longrightarrow 34
 $= At = 6 \times 3,14 \cdot \frac{0,8^2}{4} = 3 \text{ cm}^3$

et 1 cadre + 1 épingle pour la traverse (35)

$$At = 4 \times 3,14 \times \frac{0,8^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

TRAVERSES 29 - 34

$$t = \frac{3 \cdot 52,5 \cdot 2012}{17,269 \cdot 10^3} = 18,2 \text{ cm}$$

TRAVERSE (35)

$$t = \frac{2 \cdot 52,5 \cdot 2012}{11,722 \cdot 10^3} = 17,9 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour toutes les traverses un écartement $t = 17 \text{ cm}$ aux appuis -
 en travée nous adoptons la suite de Mr CAQUOT

$$16 - 20 - 25 - 35 - 50$$

$$\text{portée } l = 6,825 \text{ m} \Rightarrow \frac{l}{2} = 3,4$$

nous adoptons :

$$4 \times 16 ; 4 \times 20 ; 4 \times 25 ; 4 \times 35.$$

VERIFICATION DE t.

$$\begin{aligned} \bar{t}_{\text{max}} &= h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{t}_b}{\bar{6}b} \right) \\ &= 54 \left(1 - 0,3 \frac{8,14}{5,8} \right) = 32,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$0,2 h = 10,8 \text{ cm}$$

$$0,2 h < t < \bar{t}_{\text{max}}$$

Nous gardons t : trouvée

VERIFICATIONS A L'ENTRAINEMENT DES ARMATURES TENDUES

Nous le ferons uniquement pour les armatures inférieures. Pour les chapeaux, c'est inutile car pour le même effort tranchant, nous avons beaucoup plus de benes.-

$$T = 17,269 \text{ tonnes}$$

* CONTRAINTE D'ADHERENCE

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot Z}$$

$$p = \left(\phi 16 + \phi 14 + \phi 14 + \phi 16 \right)$$

$$p = 3,14 (6) = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{17,269 \cdot 10^3}{52,5 \cdot 18,84} = 17,5 \text{ kg/cm}^2$$

L'appui est une zone d'ancrage pleine de masse/

$$\tau_d = 2 \psi d^2 \cdot \bar{b}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,7^2 \cdot 5,8 = 19,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad (\text{VERIFIEE})$$

TRACTION DES ARMATURES AUX NIVEAU DES APPUIS :

Armatures supérieures

$$A = 20,56 \text{ cm}^2$$

$$A \bar{6a} = 2800 \cdot 20,56 = 52,5 \text{ tonnes}$$

$$T + \frac{M}{Z} < T = 17,269 + \dots \quad \text{car } \begin{matrix} T > 0 \\ M < 0 \end{matrix}$$

$$\boxed{A \bar{6a} > T + \frac{M}{Z}}$$

ARMATURES INFÉRIEURES

$$a : 2 \phi 16 + 2 \phi 14 = 7,1 \text{ CM}^2$$

$$A \cdot 6a = 2800 \times 7,1 \text{ cm}^2 = 19,8 \text{ tonnes}$$

$$\boxed{A \cdot 6a > T > T + \frac{M}{Z}}$$

$$\begin{matrix} T > 0 \\ M < 0 \end{matrix}$$

ANCRAGES DES ARMATURES

LONGUEUR DE SCHELLEMENT DROIT

Armatures inférieures-

$$A = 7,1 \text{ cm}^2$$

$$l_d = \phi \frac{T}{A} = \frac{1,6 \cdot \frac{17,269 \cdot 10^3}{7,1}}{4 \cdot 19,8} = 49 \text{ cm}$$

$$\boxed{l_d = 49 \text{ cm}}$$

.../...

ARMATURES SUPERIEURES DE TRACTIONS

$$A = 20,56 \text{ cm}^2$$
$$l_d = 2 \cdot \frac{17,269 \cdot 10^3}{20,56} = 17 \text{ cm}$$
$$4 \cdot 19,8$$

Nous adoptons pour les armatures inférieures et supérieures

$$l_d = 50 \text{ cm}$$

Afin de pouvoir les ancrer dans le poteau

Nous pouvons adopter l'ancrage suivant:

* Premier lit d'armatures supérieures

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

* Deuxième lit d'armatures supérieures

$$l_d = 30 \text{ cm}$$

* Armatures inférieures

$$l_d = 50 \text{ cm}$$

Pour toutes les traverses nous avons employé : soit : 14 barres

soit : 16 barres

Ces traverses ne seront pas sujettes en phénomène de concentration des contraintes

$$\text{si : } n \frac{M \cdot ht}{b} > 40 .$$

$$n = 1,6 \quad \text{ACIER TOR}$$

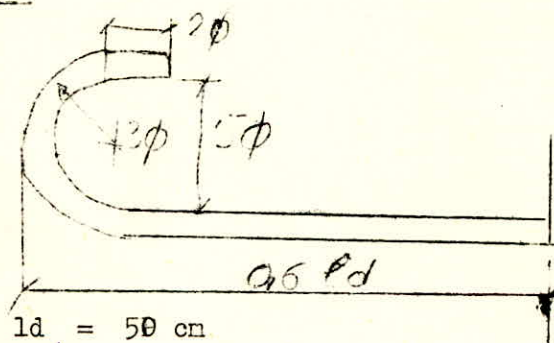
$$M = 14 \text{ lit} = 60 \text{ et } b = 30$$

$$1,6 \cdot \frac{14 \times 60}{30} = 48,8 > 40 .$$

\Rightarrow (Vérifiée)

ANCRAGE ADOPTE

CROCHET NORMAL



$$l_d = 50 \text{ cm}$$

$$0,6 l_d = 30 \text{ cm}$$

$$v = 3 \phi = 6 \text{ cm}$$

Nous adoptons le crochet suivant et pour toutes les barres

.../...

LONGUEUR DES CHAPEAUX/

Le points de moments ml se situent à environ : 0,2 l des appuis

$$l = 6,825 \text{ m}$$
$$= 0,2 \cdot l = 1,3650 \approx 1,4 \text{ m}$$

Les règlements B A 68 autorisent à prendre pour longueur de chapeaux:

$$l = 0,2 \cdot l + Z$$

Dans notre cas nous avons préféré relever les armatures inférieures à 45° afin de les utiliser comme (chapeaux) pour les autres armatures supérieures (chapeaux) nous adoptons

$$l' = 1,4 + 0,5 = 1,9 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$

Nous adoptons cette longueur de chapeaux pour les appuis 6 - 9 - 12 - 15 - 18 - 20 - 21 - 24

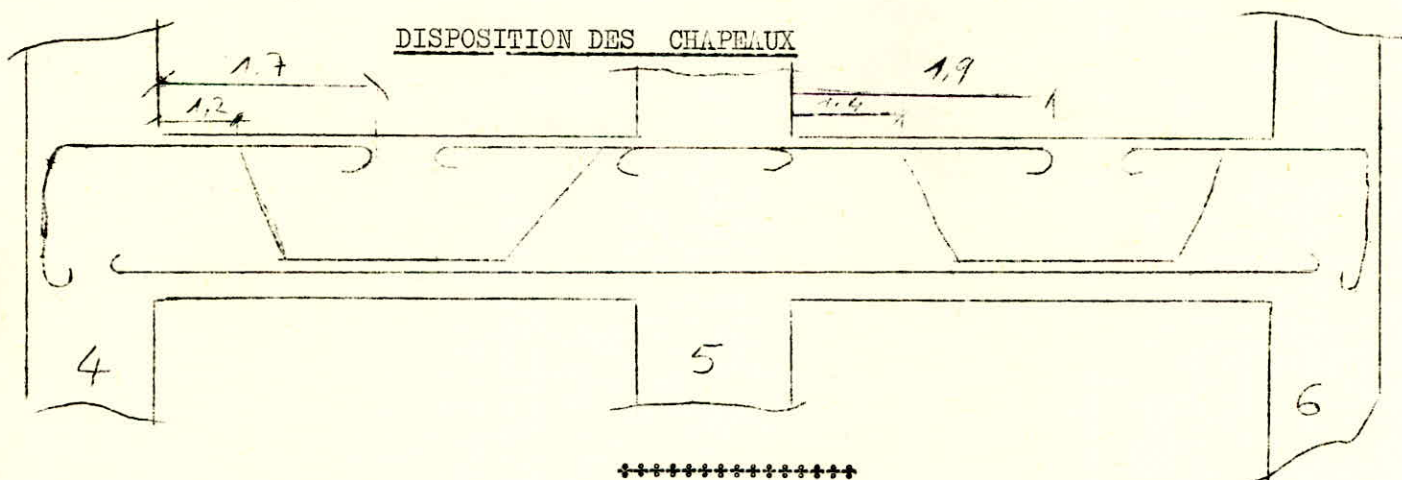
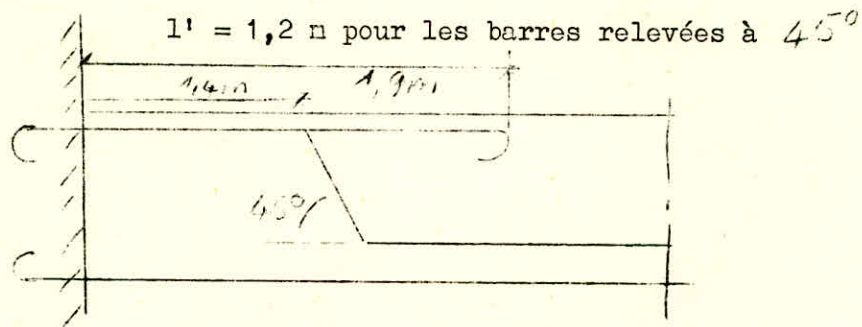
et de part et d'autre des appuis : 5 - 8 - 11 - 14 - 17 - 20 - 23

Pour les appuis : 4 - 7 - 10 - 13 - 16 - 19 - 22

Nous adopterons

$$l' = 0,2 \cdot 5,525 + 0,5 = 1,7 \text{ m. pour les}$$

chapeaux et



PORTIQUE INTERMÉDIAIRE

Détermination des armatures longitudinales -

TRAVERSES : 22,, 28

Moments fléchissants maximum en travée -

$$M_e = 18,29$$

Traverse (22) $M_w = 1,15$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$M_t = M_o + \frac{(M_w - M_e)^2}{8 M_o} - \frac{M_w + M_e}{2} = 8,92 \text{ t.m.}$$

Traverse (23)

$$M_e = 20,4$$

$$M_w = 1,36$$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$\boxed{M_t = 8,27 \text{ t.m.}}$$

Traverse (24)

$$M_e = 18,59 \text{ t.m.}$$

$$M_w = 0,67 \text{ t.m.}$$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$\boxed{M_t = 9,22 \text{ t.m.}}$$

Traverse (25)

$$M_e = 16,14 \text{ t.m.}$$

$$M_w = 3,26 \text{ t.m.}$$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 7,95 \text{ t.m.}$$

Traverse (26)

$$M_e = 13,58 \text{ t.m.}$$

$$M_w = 5,98 \text{ t.m.}$$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 7,07 \text{ t.m.}$$

Traverse (27)

$$M_e = 11,29 \text{ t.m.}$$

$$M_w = 8,54 \text{ t.m.}$$

$$M_o = 16,4 \text{ t.m.}$$

$$M_e = 6,47 \text{ t.m.}$$

.../...

Traverse (28)

Me = 5,09 t.m.
 Mw = 9,68 t.m.
 Mo = 13,15 t.m.

Mt = 5,82 t.m.

Section rectangulaire : 30 x 60 -

$$\left(\frac{f}{\sigma_s} = 0,1 \right)$$

$$\left(\frac{f}{\sigma_c} = 2\ 800 \right)$$

Traverses	μ'	k	6' b	α	w	A
22	0,0547	36,2	77,5	0,2930	0,405	6,55
23	0,0512	37,8	74	0,2841	0,376	6,1
24	0,0565	35,6	79	0,2953	0,42	6,
25	0,0487	38,8	72	0,2788	0,359	5,85
26	0,0434	41,6	67,5	0,2650	0,318	5,15
27	0,0398	44	63,5	0,2542	0,289	4,70
28	0,0356	46,8	60	0,2427	0,259	4,2

Nous adoptons :

Traverses	A cm2	nb barres ϕ	A adopté cm2
2 - 23 -	6,8	2 ϕ 16	7,16
4 - 25 -		4 ϕ 10	
6 - 27	5,15	3 ϕ 12	5,74 cm2
		2 ϕ 10	
3	5,15	2 ϕ 14	5,44 cm2
		3 ϕ 10	

.../...

Calcul des armatures pour les moments d'appuis :

Aux appuis de rive :

Noeuds (4)	M = 18,29 t.m.
(7)	M = 20,4 t.m.
(10)	M = 18,59 t.m.
(13)	M = 16,14 t.m.
(16)	M = 13,58 t.m.
(19)	M = 11,29 t.m.
(22)	M = 5,09 t.m.

Aux appuis intermédiaires :

Nous gardons le ferrailage déjà déterminé pour ces noeuds lors du calcul des traverses 29 - O 35.

is	μ	k	6' b	w	A
	0,112	23	122	0,858	13,8
	0,125	22,9	122,5	0,864	14
	0,114	23	122	0,858	13,8
	0,0995	25	112	7,56	12,25
	0,0835	27,8	100	0,630	10,02
	0,0695	31,2	90	0,520	8,35
	0,0387	35	80	0,430	6,2

Nous adoptons :

appuis	A	nb barres	A adopté
7 - 10	14	4 ∅ 16 4 ∅ 14	14,19 cm ²
- 16	12,25	4 ∅ 16 2 ∅ 14 2 ∅ 10	12,69
et 22	8,35	3 ∅ 16 2 ∅ 14	9,11

.../...

VERIFICATION DE LA FLECHE

Nous sommes tenus de vérifier la fleche en moins pour une traverse.

Nous considérerons la traverse (30)

$$M t = 7,95 t \cdot m$$

$$\text{inférieures : } A = 4 \phi 16 + 2 \phi 14 = 11,12 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{11,12}{54 \times 30} = 0,006$$

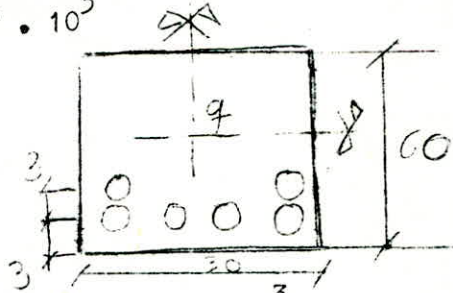
$$I_f = \frac{I t}{1 + \omega \cdot u}$$

Détermination du cube de gravité de la section totale rendue homogène.

$$Y = \frac{\sum \Delta_i \cdot y_i}{\sum \Delta_i}$$

$$y_{eo} = \frac{30 \times 60 \times 30 + 11,12 \times 54}{30 \times 60 + 15 \cdot 11,12} = \frac{54 \cdot 10^3 + 0,6 \cdot 10^3}{1800 + 167}$$

$$y_{eo} = \frac{54,6 \cdot 10^3}{1,967 \cdot 10^3} = 27,7 \text{ cm}$$



$$I t = \frac{30 \cdot 27,7^3}{12} = 30 \cdot \frac{32,3^3}{12} + (15 \cdot 11,12) \cdot 26,3^2$$

$$I t = 2,5 (27,3^3 + 32,3^3) + 11,6 \cdot 10^4$$

$$I t = 1,33 \cdot 10^5 + 1,16 \cdot 10^5 = 2,49 \cdot 10^5$$

(1) change de faible durée d'application

$$d = d_i = \frac{6 \bar{b}}{72 (2 + 3 \frac{b}{\bar{b}}) \omega}$$

$$d_i = \frac{5,8}{72 (5) \cdot 6 \cdot 10^3} = \frac{5,8 \cdot 10^3}{2,16 \cdot 10^3} = 2,68$$

$$d_o = d_i \cdot \frac{72}{180} = 1,07$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 11,16 \cdot 2 \cdot 6 \bar{b} - 5,8 \times 3}$$

...../.....

$$4 \cdot 6a + 3 \cdot 6b$$

$$6a = \frac{M}{3 \cdot \Delta} = \frac{7,95 \cdot 10^5}{54 \cdot \frac{7}{8} \cdot 11,16}$$

$$\mu = 1 - \frac{2,9}{2,3 \cdot 7,95 \cdot 10^3 - 17,4}$$

$$\mu = 1 - \frac{2,7}{0,366 \cdot 10^3} \approx 1$$

$$Ifi = \frac{2,49 \cdot 10^5}{1 + 2,68} = 0,68 \cdot 10^5$$

$$IFI = \frac{2,49 \cdot 10^5}{1 + 1,07} = 1,2 \cdot 10^5$$

CALCUL DE E_i et E_v .

$$E_i = 21.000 \sqrt{6'j}$$

$$E_v = 7.000 \sqrt{6'j}$$

classe 325 : $6'j = 1,20 \cdot 6'28$

$$6'j = 1,20 \cdot 270 = 325 \text{ Kg / cm}^2$$

$$* E_i = 21.000 \sqrt{325} = 3,79 \cdot 10^5$$

$$* E_v = 7.000 \sqrt{325} = 1,26 \cdot 10^5$$

CALCUL DE f et f_0

f_0 : supplément de fleche relative aux charges permanentes mises en place après décintrement

$70 f_0$ flèche due aux surcharges instantanées.

$$f_{\infty} = \frac{M l^2}{10 E_v I_f}$$

$$f_{\infty} = 7,95 \cdot 6,825^2 \left(\frac{10^9}{10 \cdot 1,26 \cdot 10^5 \cdot 1,2 \cdot 10^5} \right)$$

$$70 f_0 = 7,95 \cdot \frac{388}{6,825}^2 \left(\frac{10^9}{10 \cdot 3,79 \cdot 10^5 \cdot 0,68 \cdot 10^5} \right)$$

$$(f_{\infty} - 70 f_0) = 7,95 \cdot 6,825^2 \left(\frac{10^{10}}{15,12} - \frac{10^{10}}{25,8} \right) \cdot 10^9$$

$$(f_{\infty} - 70 f_0) = 7,95 \cdot 6,825^2 \cdot 10^1 \cdot (0,066 - 0,0388) = 7,95 \cdot 6,825^2 \cdot 2,7 \cdot 10^3 = 1 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} - f_0 = 1 \text{ cm}$$

La portée de la travée : $> 5n$.

$$\Rightarrow (f_{\infty} - f_0) = 1 \text{ cm} > 0,5 \text{ cm} + \frac{6,825 \cdot 10^2}{1.000} = 1,1825 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée -

ETUDE DU PORTIQUE DE RIVE

(1) Calcul des Montants: (15, ..., 21) et (1, ..., 7)

MONTANTS	15	16	17	18	19	20	21
N ^t	12,83	31,66	51,00	73,11	89,65	101,21	131
M T.m	6,94	7,51	7,95	8,33	8,71	9,16	6,96
Co = $\frac{M}{N}$	54	23,6	15,5	11,4	9,8	9,2	4,9

$$ht = 40 = 6,6 \text{ Cm}$$

$$\frac{6}{6}$$

Tous les Co) ht

$$\frac{6}{6}$$

SAUF POUR LE MONTANT 21. NOUS PRENDRONS A 21 + A 20

=) calcul en flexion composée avec section partiellement comprimée.

Etude de portique de Rive.

La section transversale des montants est prise égale à (35x40) pour les montants d'angle et (35x60) pour les montants intermédiaires.

Nous avons trouvé précédemment que les montants (1, ..., 7) et (15, ..., 21) nécessitent le même ferrailage aussi pour le portique de rive. Nous ne ferons les calculs que pour les montants (15, ..., 21). Nous adopterons pour les montants (1, ..., 7) la même section d'armatures.

$$* M^* = \frac{1}{135 \cdot 35 \cdot 35} \frac{M_t}{A}$$

$$* M_2 = \frac{1}{135 \cdot 35 \cdot 35} \frac{M_c}{A}$$

$$* d = 0,1 \cdot h ; d = 5 \text{ Cm} ; h = 35 \text{ Cm.}$$

Nous adoptons pour les montants d'angles une section constante sur toute leur hauteur.

(35 x 40)

Pour les montants du centre une section constante:

(35 x 60)

MONTANTS	15	16	17	18	19	20	21
M 1	0,152	0,199	0,244	0,297	0,328	0,385	-
M 2	0,0885	0,0517	0,031	0,0021	0,0011	0,068	-
Kmm	19	14,5	12,5	11,5	10	5,5	-
cδ	0	0	0,43	0,62	0,75	0,98	-
co'	0,55	0,62	0,23	0,26	0,31	0	-
6'a	0	0	1640	1660	1690	1750	-
6a	1580	1620	1640	1660	1690	1750	-
MONTANTS	15	16	17	18	19	20	-
A'	0	0	5,25	7,6	9,2	12	12
A	6,75	7,6	2,82	3,18	3,8	0	I2

Nous devons adopter $A = A'$ à cause du changement de sens du moment fléchissant. Les sections d'aciers pour les montants (1,2...,7) et (15,...,21)

Montants	7 15	6 16	5 17	4 18	3 19	2 20	1 21
A=A'	6,75	7,6	7,6	7,6	9,2	12	12
N ^{barres} et Ø	4 Ø14	4 Ø14	4 Ø14	4 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	4 Ø16
	4 Ø8	4 Ø8	4 Ø18	4 Ø8	4 Ø14	4 Ø14	4 Ø14
	8,16	8,16	8,16	8,16	14,19	14,19	14,19

(2) Calcul des montants 8-9-10-11-12-13.

L'action des moments fléchissants sur ces montants est négligeable devant les efforts de compression.

Pour le montant 14 nous avons: (N' = 214 t
(M = 2,1 t.m

aussi leur section transversale sera entièrement comprimée

Nous adoptons pour ces montants la section minimale.

$$\sigma'e = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \left(1 + \frac{244}{140+10} \right) 1,515 \cdot \frac{6'm}{6'bo.}$$

$$\delta e = \dots 6' m.$$

$$6' m = \frac{N'}{B}$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,4 \cdot 1,515 \cdot 2,6}{1000 \cdot 67,5} = 0,103 \cdot 10^3$$

$$\boxed{A + A' = \delta' e \cdot B}$$

Montants	8	9	10	11	12	13	14
A+A' Cm2	2,58	6,1	9,6	12,8	16,1	19,6	22,1
A=A'	1,3	3,05	4,8	6,4	8,05	9,8	11,6
N. bannes et \emptyset	5 \emptyset 10 T	5 \emptyset 10T	(3 \emptyset 16 2 \emptyset 10 T)	(3 \emptyset 16 2 \emptyset 10 T)	6 \emptyset 16	6 \emptyset 16	6 \emptyset 16
A adopté	3,92	3,92	7,6	7,6	12,06	12,06	12;06

FERRAILLAGE DES TRAVERSES 29 - 35

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

Traverses		A cm2	A adopté cm2	nb barres et
29	Travée	7,7	9,58	4T16 + 2T14
	Appui 6	17,85	18,36	2T20 + 6T16
	Appui 5	12,5	13,19	2T20 + 4T16
30	Travée	7,95	9,58	4T16 + 2T14
	Appui 9	19,36	20,56	4T20 + 4T16
	Appui 8	12,4	13,19	2T20 + 4T16
31	Travée	7,85	9,58	4T16 + 2T14
	Appui 12	18,53	20,56	4T20 + 4T16
	Appui 11	12,4	13,19	2T20 + 4T16
32	Travée	7,47	9,58	4T16 + 2T14
	Appui 15	17,32	18,36	2T20 + 6T16
	Appui 14	12,4	13,19	2T20 + 4T16
33	Travée	7,2	8,04	2T14 + 4T10
	Appui 18	14,7	15,14	6T16 + 2T14
	Appui 17	12,4	13,63	2T10 + 6T16
34	Travée	6,65	8,04	2T14 + 4T10
	Appui 21	13,5	15,14	6T16 + 2T14
	Appui 20	11,05	13,63	6T16 + 2T10
35	Travée	6,2	9,23	6T14
	Appui 24	8,2	10,15	2T14 + 6T16
	Appui 23	10,03	13,69	3T16 + 3T14

.../...

FERRAILLAGE DES TRAVERSEES 22 - 28

PORTIQUE INTERMEDI AIRE

TRAVERSEES		A CM2	A ADOPTE CM2	ET NB BARRES ϕ
22	Travée Appui 4 Appui 5	6,8 14	7,16 14,19	2T16 + 4T10 4T16 + 4T14
23	Travée Appui 7 Appui 8	6,8 14	7,16 14,19	2T16 + 4T10 4T16 + 4T14
24	Travée Appui 10 Appui 11	6,8 14	7,16 14,19	2T16 + 4T10 4T16 + 4T14
25	Travée Appui 13 Appui 14	6,8 12,69	7,16 12,69	2T16 + 4T10 4T16 + 2T10 + 2T14
26	Travée Appui 16 Appui 17	5,15 12,25	5,74 12,69	3T12 + 3T10 4T16 + 2T10 + 2T14
27	Travée Appui 16 Appui 14	5,15 8,35	5,74 9,11	3T12 + 3T10 3T16 + 2T14
28	Travée Appui 22 Appui 23	5,15 8,35	5,44 9,11	2T14 + 3T10 3T16 + 2T14

Calcul des armatures pour les traverses 29 à 35

Le cas défavorable est donné par la combinaison des charges permanentes et des surcharges sur les traverses considérées.

Nous avons trouvé pour le portique intermédiaire que les traverses 29 à 35 et 22 à 28 avaient sensiblement le même ferrailage en travée. Ainsi nous calculons les sections d'acier en travées uniquement pour les traverses 29 à 35 nous adopterons le ferrailage pour les traverses 22 à 28

Calcul des moments en travée pour les traverses 29 à 35

Traverse 29 à 34 : $M_0 = 25 \text{ t.m}$

traverse 35 : $M_0 = 24 \text{ t.m}$

traverse	29	30	31	32	33	34	35
M - tm	13,32	12,35	12,75	13,42	14,26	15,16	9,7
M - tm	17,16	18,33	17,93	17,24	16,43	15,47	8,2
M_t - tm	9,64	9,74	9,79	9,74	9,70	9,73	14,2

POUR LES TRAVERSES 29 à 34 NOUS ADOPTERONS LE FERRAILAGE QUE NOUS AVONS TROUVE POUR LES TRAVEES DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE

SUELE LA TRAVERSE 35 SERA CALCULEE : $ht = 50$ $b = 35$ $d = 5$

$\mu = 0,0745$

ABAQUES DE CHARON :

$\beta = 0,562$

$K = 29,8$

$6b' = 94 \text{ kg/cm}^2$

ARMATURES TENDUES

$A = 0,562 \cdot 35 \cdot 54^2 = 10,6 \text{ cm}^2$

Pour les armatures transversales ; nous adopterons la même disposition que pour les traverses du portique intermédiaire . les efforts tranchants au appuis des traverses des portiques de rive et de joint etant inferieurs à ceux des traverses du portique intermédiaire (voir tableaux - SHEAR FORCE).

LE PORTIQUE DE JOINT SERA FERRAILLE IDENTIQUEMENT AU PORTIQUE DE RIVE .DE PLUS NOUS ADOPTERONS POUR LES TRAVERSES 22 a 28 LES SECTIONS TROUVEES POUR LES TRAVERSES 29 A 35 .

AINSI NOUS AURONS UNE BONNE REPARTITION EN INERTIE POUR L ' ENSEMBLE DU BATIMENT .

FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS

Le L N T P B a procédé à l'étude des sols. Des essais de laboratoire effectués sur des échantillons extraits des puits de reconnaissance nous retenons :

• Densité sèche :

$$1,3 \frac{T}{m^3} ; 1,2 \frac{T}{m^3}$$

= faible compacité des sols

• Analyse chimique de l'eau :

Mise en évidence de sulfates et chlorures

= Nécessité d'employer un ciment sur sulfaté
H.T.S. classe 250 / 325

• Capacité portante :

- Sols superficiels : 0,2 kg / cm²

- Horizons durs : 40 kg / cm²

CONCLUSION :

Nous adoptons comme fondations, des semelles rectangulaires sous poteaux et sur puits. Ses puits atteindront la cote $z = - 7 \text{ m}$.

Portiques intermédiaires :

Les semelles homogénéiques des poteaux.

Portiques de rives :

Les semelles seront excentrées à cause de la présence de la cage d'escalier.

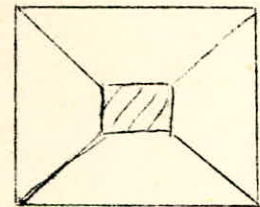
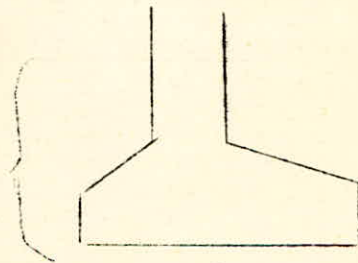
Le sol étant composé de sable de faible capacité, nous ne pouvons pas compter sur l'effet de butée passive.

Pour empêcher le puits de basculer sous l'effet des charges qui ne seront pas centrées en tête.

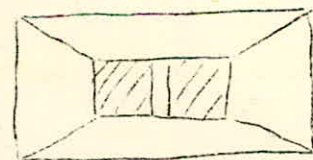
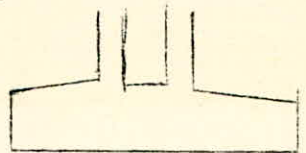
Portiques de joint :

Semelles communes pour les poteaux juxtaposés :

Portique inter.



Portique rive



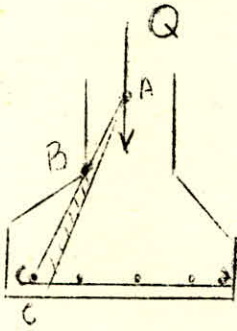
Portique joint

.../...

I - Portique intermédiaire :

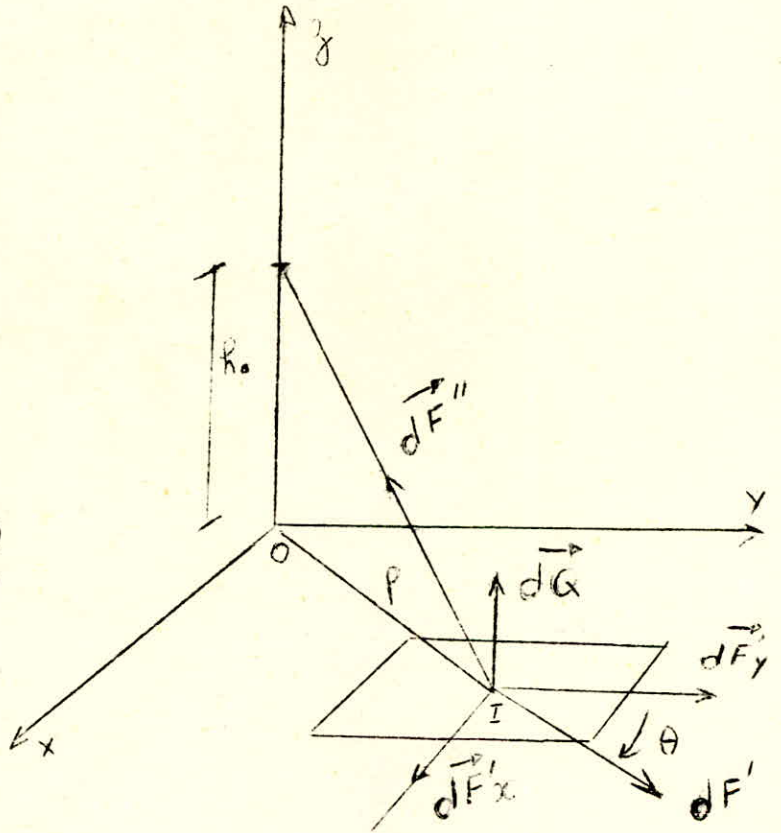
Calculs des semelles -

Une règle de bonne construction est de ne pas sacrifier la sécurité. Nous utiliserons la méthode des bielles. Cette méthode conduit à ferrailer largement, de plus elle est en concordance avec la réalité physique selon laquelle les efforts sont transmis par des bielles de béton comprimé. La semelle sera supposée rigide si :



$$h \quad \frac{ht}{2} \text{ à } \frac{ht}{3}$$

A B C : bielle oblique limite.



Elément de semelle : (dx, dy)

$$dq : q \cdot dx \cdot dy = \frac{Q}{L_1 L_2} dx \cdot dy$$

Q : Charge du poteau

$$\vec{dq} = \vec{df} + \vec{df}''$$

$$O I = p$$

$$d f' = d q \cdot \frac{L}{h_0} = \frac{P \cdot q}{h_0} dx dy \cdot \frac{1}{L_1 L_2}$$

$$\vec{d f'} = \vec{d f'x} + \vec{d f'y}$$

$$(\vec{d f'x}) = (\vec{d f'}) \cdot \cos. \theta$$

$$(\vec{d f'y}) = (\vec{d f'}) \cdot \sin \theta = \frac{(\vec{d f'}) \cdot x}{p}$$

$$\Rightarrow F' x = \left(\iint x \cdot dx \cdot dy \right) \cdot \frac{Q}{H_0 \cdot L_1 \cdot L_2}$$

.../...

Posons : $h_0 = \frac{L_1 \cdot h}{L_1 - a}$

$$\Rightarrow F' x = \frac{Q(L_2 - a)}{8 \cdot h}$$

$$F' y = \frac{q(L_1 - b)}{8 \cdot h}$$

$$A x = \frac{F' x}{6 a}$$

$$A y = \frac{F' y}{6 a}$$

1 - 1 SEMELLE S2

Nous devons retenir pour le calcul des semelles, les efforts qui donnent la contrainte maximum à la jonction semelle puits.

Poteau : 40 x 60

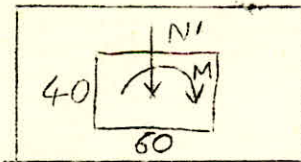
$$\begin{cases} N' = 239,36 \text{ t} \\ M = 14,39 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N' = 251,5 \text{ t} \\ M = 2,38 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M}{I}$$

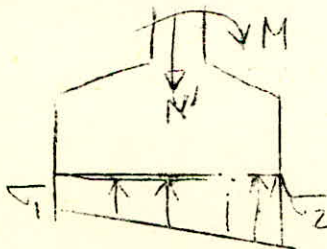
σ est maximum pour :

$$\begin{cases} N' = 239,36 \text{ t} \\ M = 14,39 \text{ t.m.} \end{cases}$$



M : peut changer de sens (vent).

Le diagramme des contraintes sous la semelle sera de forme trapézoïdale.



.../...

La semelle repose sur un puits en gros béton.
 Aussi max $(6_1, 6_2) \ll 6'b - \text{gros béton}$

$$6'b \text{ gros béton} = \frac{1}{6} \cdot 6' \cdot 28$$

$$\text{Ciment classe 250 / 325} \cdot 6' \cdot 28 = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$6'b \text{ gros béton} = 38,3 \text{ kg/cm}^2$$

Pour assurer une grande marge de sécurité nous limitons 6'b gros béton à 30 kg/cm² et nous supposons que la réaction du puits sur la semelle est uniforme sous réserve que cette dernière soit assez rigide.

$$6 \text{ max} \ll 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$6 \text{ max} = \frac{N'}{L_1 \cdot L_2} + \frac{M \cdot L_2 \cdot 12}{2 L_1 \cdot L_2^3} \ll 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{239,36 \cdot 3 \cdot 10^3}{2 \cdot L_2^2} + \frac{14,39 \cdot 9 \cdot 10^5}{L_2^3} \ll 30 \text{ kg/cm}^2$$

Nous obtenons une équation du 3^o degré en L₂.

$$\Rightarrow L_2 = 125 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{125 \cdot 40}{60} = 83,5 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = 85 \text{ cm.}$$

Nous adoptons une semelle rectangulaire :

$$(125 \times 85)$$

DETERMINATION DES DIMENSIONS DE LA SEMELLE S₃ :

Même cas de charge que pour la semelle S₂, sauf que la valeur des efforts est différente :

$$S_3 \quad \begin{cases} N' = 154,36 \text{ t.} \\ M = 8,82 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Semelle homothétique du poteau.

$$\text{Poteau : } 30 \times 45$$

$$\Rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{30}{45}$$

$$\frac{N'}{L_1 \cdot L_2} + \frac{M \cdot L_2 \cdot 12}{2 L_1 \cdot L_2^3} \ll 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{154,36 \cdot 45 \cdot 10^3}{30 \cdot L_2^2} + \frac{45 \cdot 8,82 \cdot 6 \cdot 10^5}{30 L_2^3} \ll 30$$

Equation du 3^o degré en L₂.

.../...

$$= L2 = 105 \text{ cm}$$

$$L1 = \frac{105 \times 30}{45} = 70 \text{ cm}$$

$$L1 = 70 \text{ cm}$$

$$S2 = \begin{cases} L2 = 125 \text{ cm} \\ L1 = 85 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S1 \text{ et } S3 = \begin{cases} L2 = 105 \text{ cm} \\ L1 = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Détermination de lit et h -

. Condition de non vérification à l'effort tranchant -

$$\text{Semelle } S2 : h \gg \frac{L2 - b}{4} = \frac{125 - 60}{4} = 16,25 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h = 25$$

$$h1 = 15 \text{ cm}$$

Semelle S_3 et S_1 -

$$h \gg \frac{105 - 45}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour les trois semelles du portique intermédiaire :

$$\boxed{h = 25 \text{ cm}}$$

CALCUL DES ARMATURES DES SEMELLES :

(A) SEMELLE S2

Dans le sens du moment fléchissant - (L2)

$$6 \text{ max.} = 30 \text{ kg / cm}^2$$

Nous supposons une réaction du puits uniforme.

$$Q = 30 \cdot 125 \cdot 85 = 3,2 \cdot 10^5 \text{ kg.}$$

$$Q = 320 \text{ T}$$

...+ / ...

$$F = Q \frac{L_2 - 60}{8. h} = 320 \cdot \frac{125 - 60}{8. 25} = 104 \text{ T}$$

$$A = \frac{F \cdot 5}{3. 6 \text{ cm} \cdot 3. 4, 2 \cdot 10^3} = \frac{104 \cdot 10^3 \cdot 5}{3. 4, 2 \cdot 10^3} = 41, 5 \text{ cm}^2$$

Dans l'autre sens (L 1)

$$M = 0$$

$$F = N' \cdot \frac{85 - 40}{8. 25} = 239, 36 \cdot \frac{45}{200} = 54 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{54 \cdot 10^3 \cdot 5}{3. 4 \cdot 200} = 21, 4 \text{ cm}^2$$

Semelles : S1 et S3 :

Q Réaction du gros béton sur la semelle -

$$Q = 30 \times 105 \times 70 = 220 \text{ tonnes}$$

$$F = 220 \cdot \frac{105 - 45}{200} = 66 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{66 \cdot 5 \cdot 10^3}{3. 4, 2 \cdot 10^3}$$

$$A = 26, 2 \text{ cm}^2$$

Dans l'autre sens (L1)

$$F = 154, 36 \cdot \frac{40}{200} = 31 \text{ T.}$$

$$A = \frac{31 \cdot 5 \cdot 10^3}{3. 4, 2 \cdot 10^3} = 12, 3 \text{ cm}^2$$

Nous obtenons pour le portique intermédiaire le ferrailage suivant :

$$S 1 \text{ et } S 3 \quad \left(\begin{array}{l} A = 26, 2 \text{ cm}^2 \text{ suivant } L 2 \\ A = 12, 3 \text{ cm}^2 \text{ suivant } L 1 \end{array} \right.$$

$$S 2 \quad \left(\begin{array}{l} A = 41, 5 \text{ cm}^2 \text{ suivant } L 2 \\ A = 21, 4 \text{ cm}^2 \text{ suivant } L 1 \end{array} \right.$$

Nous obtenons des sections d'aciers trop grands.

Nous changeons la hauteur de la semelle.

$$h \gg \frac{12 \dots b}{4}$$

$$h l \gg \frac{ht}{2} \quad \frac{ht}{3}$$

$$h l \gg (6\phi + 6)$$

Si nous employons du T. 16

$$h l \gg (9,6 + 6) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$ht \quad (31,2 \rightarrow 46,8 \text{ cm})$$

Nous prenons $ht = 46 \text{ cm}$, $h l = 20 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$

: Semelle S2 . :
: :

Dans le sens l2

$$F = \frac{320 \cdot 65}{8 \cdot 40} = 65 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{65 \cdot 5 \cdot 10^3}{3 \cdot 4 \cdot 20 \cdot 10^3} = 25,8 \text{ cm}^2$$

Dans le sens l1

$$F = 239 \frac{45}{8 \cdot 40} = 33,6 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{33 \cdot 6 \cdot 5 \cdot 10^3}{3 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 10^3} = 13,3 \text{ cm}^2$$

: Semelle S1 et S3 :
: :

Nous adoptons $h = 40 \text{ cm}$.

Dans le sens l1 $M = 0$

$$F = 154,36 \cdot \frac{40}{8 \cdot 40} = 19,6 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{19,6 \cdot 5 \cdot 10^3}{3 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 10^3} = 7,85 \text{ cm.}$$

Dans le sens l2

$$Q = 30 \cdot 105 \times 70 = 220 \text{ tonnes}$$

$$F = 220 \times \frac{60}{8 \cdot 40} = 41 \text{ tonnes}$$

$$A = \frac{41 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 40}{3 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 10^3} \rightarrow A = 16 \text{ cm}^2$$

SEMELLES SOUS PORTIQUE DE JOINT.

Nous avons deux portiques identiques qui sont séparés par un joint de 2cm d'épaisseur (vide d'air)
 Pour les poteaux inférieurs juxtaposés, nous avons un chargement identique. Nous sommes donc en droit d'envisager une semelle commune à 2 poteaux, puisque le chargement des poteaux étant identiques nous risquons plus des tassements différentiels.

L'espace entre les deux poteaux étant relativement faible vis-à-vis des dimensions de ceux-ci, nous assimilerons pour les calculs les deux, à une seule de dimensions double et dont le chargement est égal à la somme des charges sur chaque poteau.

Nous calculerons les semelles S2 et S3 comme si elles supportaient des poteaux de sections:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 70 \text{ pour S3} \\ b = 40 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 70 \text{ pour S2} \\ b = 60 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N' = 190 \text{ t} \\ M = 10,68 \text{ t m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N' = 256 \text{ t} \\ M = 17,4 \text{ t m} \end{array} \right.$$

La contrainte du gros béton étant toujours prise égale à 30 Kg/cm²
 Nous adoptons: h = 40 Cm

* Dimensions des semelles.

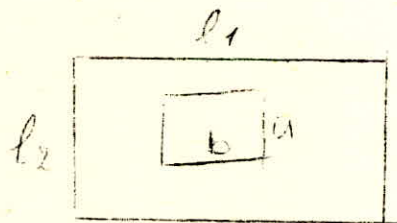
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{a}{b}$$

Semelle S2.

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{70}{60}$$

$$N' = 260 \text{ t}$$

$$M = 19,4 \text{ tm}$$



$$\frac{N' \cdot 60}{70 L_2^2} + \frac{M \cdot 60 \cdot 6 \cdot 10^5}{70 L_2^3} = 30$$

$$30 L_2^3 - 2,12 \cdot 10^5 L_2 - 0,875 \cdot 10^7 = 0$$

Nous prenons: L2 = 100 Cm

$$L1 = \frac{100 \times 70}{60} = 120 \text{ Cm}$$

$$S2 \quad \left\{ \begin{array}{l} L2 = 100 \text{ Cm} \\ L1 = 120 \text{ Cm} \end{array} \right.$$

Semelle S3

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 70 \\ b = 40 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{L1}{L2} = \frac{70}{40} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N' = 190 + \\ M = 10,68 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$N' = 40 + \frac{M \cdot 40 \cdot 6 \cdot 10^5}{70 L_2^2} = 30 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\Rightarrow L_2 = 75 \text{ Cm}$$

Nous prenons $L_2 = 75 \text{ Cm}$

$$L_1 = 75 \cdot \frac{70}{40} = 123 \text{ Cm}$$

$$\begin{cases} L_1 = 130 \text{ Cm} \\ L_2 = 75 \text{ Cm} \end{cases}$$

Armature pour la semelle S2. dans le sens L2.

$$Q = 30 \times 100 \times 120 = 360 \text{ tonnes.}$$

$$F = 360 \cdot \frac{30}{8,40} = 45 \text{ tonnes.}$$

$$A = \frac{45 \cdot 5 \cdot 10^3}{3,4,2 \cdot 10^3} = 14,7 \text{ Cm}^2$$

Dans le sens L1

$$\Rightarrow F = N' \cdot \frac{M=0}{L_1 - a} = 260 \cdot \frac{60}{8,40} = 49 \text{ T}$$

$$A = \frac{49 \cdot 5 \cdot 10^3}{3,4,2 \cdot 10^3} = 19,4 \text{ Cm}^2$$

Sens L2 :	A = 14,7 Cm ²
Sens L1 :	A = 19,7 Cm ²

Armatures pour la semelle S3.

Dans le sens L2.

$$Q = 30 \times 75 \times 130 = 290 \text{ tonnes.}$$

$$F = 290 \cdot \frac{35}{8,40} = 27,4 \text{ tonnes.}$$

$$A = \frac{27,4 \cdot 5 \cdot 10^3}{3,4,2 \cdot 10^3} = 11,8 \text{ Cm}$$

Dans le sens L1 $M = 0$

$$F = 190 \cdot \frac{60}{8,40} = 35,8 \text{ tonnes.}$$

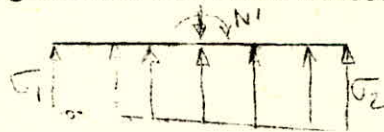
$$A = \frac{35,8 \cdot 5}{3,4,2} = 14,2 \text{ Cm}^2$$

$$\text{sens L1 : } A = 14,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens L2 : } A = 11,8 \text{ cm}^2$$

// Puits de // Fondations

Nous sommes autorisés à prendre pour taux de travail des horizons durs 40 Kg/cm².
 Pour une raison de sécurité, nous prendrons $9 = \frac{40}{3}$ Kg/cm² comme taux de travail admissible. Les semelles transmettent aux puits un effort de compression N' et un moment fléchissant M. Le diagramme des contraintes sous le puits sera de forme Trapézoïdale.



La plus grande des deux valeurs σ_1, σ_2 ne doit pas dépasser 9.

$$\sigma_{\max} = \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} / 9$$

Nous adoptons des puits de section circulaire. La base du puits sera à la cote Z = 7 M.

La hauteur du puits :

$$h = (7 - 2,33) = 4,67 \text{ m.}$$

Suivant le cas de charge envisagé, le taux de travail admissible à prendre en compte est différent :

Charges permanentes + Surcharges d'exploitation

nous devons vérifier.

$$\sigma_{\max} = \frac{N_1}{S} + \frac{M_1}{I} \cdot V < 9$$

Charges permanentes + Surcharges + Vent

$$\sigma_{\max} = \frac{N_2}{S} + \frac{M_2}{I} \cdot V < 7,33 \text{ G.}$$

Nous adopterons la solution qui nous donnera le plus de sécurité, c'est-à-dire DMA.

// Critique // Intermediaire

Charges permanentes : G

Surcharges expl. droites : Sd

Surcharges expl. droites et gauches : S

Vent

T: charges transmises par les poutres longitudinales + poids propre des poteaux.

1-1 Semelle S3

$$(1) \quad S + G + T = D \quad \left(\begin{array}{l} N' = 142 \text{ t} + \text{ poids puits} - \\ M = 5,84 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad Sd + V + G + T = \quad \left(\begin{array}{l} N' = 154 + \text{ poids puits} \\ M = 8,82 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

D le diamètre du puits.

$$\text{Poids du puits} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot 4,21 \cdot 2,2 \text{ t.}$$

Nous pouvons évaluer D à 1,5 m.

= poids du puits - 16 tonnes
 $V = R = D/2$
 $I = II D^4$

Cas de charges (1)

$$\frac{40}{3} \text{ kg cm}^2 = \frac{400}{3} \text{ t/m}^2$$

$$6 \text{ max} = \frac{158 \times 4}{3,14 D^2} + \frac{5,84 \times 32}{3,14 \times D^3} = \frac{400}{3}$$

Nous prenons $6_{\text{max}} = \frac{400}{3}$

$$a) \frac{638}{3,14 D^2} + \frac{5,84 \cdot 32}{3,14 D^3} = \frac{400}{3}$$

Equation de degré 3 en D.

D = est compris entre 1,25 m et 1,30 m

Nous prenons $D = 1,30 \text{ M}$

Cas de charge (2)

$$b) \frac{70 \times 4}{3,14 D^2} + \frac{8,82 \cdot 32}{3,14 D^3} = \frac{400 \times 1,33}{3}$$

$$216 \times D + 85 = 187 \times D^3$$

D est compris entre 1,20 m et 1,25 m

$$D_{\text{max}} = 1,25 \text{ M}$$

 :
 : Le diamètre que nous retenons est celui donné par :
 : la cas de charge (1) soit : :
 : :
 : D. = 1,30 M :
 : :
 :-----

1 - 2 Semelle S2.

(1) (N' = 257 T.
) M = 2,38 T.M.

(2) (N' = 233 T.
) M = 14,39 T.M.

Cas de charge (1)

$$\frac{257,4}{3,14 D^2} + \frac{2,38 \cdot 32}{3,14 D^3} = \frac{400}{3}$$

Nous obtenons :

D compris entre : 1,55 m et 1,60 m.

$$\begin{array}{c} \text{---} \\ : \text{ DMAX} = 1,6 \text{ M} : \\ \text{---} \end{array}$$

: Nous prenons $D = 1,6 \text{ m}$. Cas de charge :
 : ----- :
 : (1) donne DMAX. :
 : ----- :

II PORTIQUE DE JOINT

Les charges transmises en puits seront doubles. Deux poteaux ayant mêmes charges reposent sur une semelle commune.

2-1 -Semelle S3 - Diamètre du puits

Nous adopterons le même diamètre pour le puits sous la semelle S1 du même portique -

$$\begin{array}{l} (1) \quad S3 \quad \left(\begin{array}{l} N^0 = 252 \text{ T.} \\ M = 4,08 \times 2 = 8,16 \text{ T.M.} \end{array} \right. \end{array}$$

Nous ajoutons à N1 le poids du puits

$$\begin{array}{l} \overline{(S3)} \quad \left(\begin{array}{l} N^0 = 252 \text{ T} + 16,4 \text{ T} = 268 \text{ T.} \\ M = 9,6 \text{ T.M.} \end{array} \right. \end{array}$$

$$(268 \times 4 \times 3)D + (8,16 \times 32 \times 3) = 400 \times 3,14 \cdot D \cdot 3.$$

$$3220 D + 785 = 3260 D3$$

D est compris entre : 1,65 M ET 1,70 M.

: Nous prenons : $D = 1,70 \text{ M}$: pour les puits.
 : ----- :
 :

des semelles S1 et S3

2-2-Semelle S2 -

Nous pouvons nous attendre à avoir $D = 1,7 \text{ m}$

Aussi nous estimons le poids du puits à :

$$\frac{3,14 \cdot 2,9}{4} \cdot 4,21 \times 2200 = 20,2 \text{ tonnes.}$$

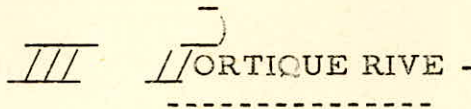
$$(1) \quad S2 \quad \left(\begin{array}{l} N' = 278 + 20 = 298 \text{ t.} \\ M = 6,64 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$(298 \times 12) \cdot D + (6,64 \times 96) = 1260 \cdot D3$$

$$3580 D + 637 = 1260 \cdot D3$$

= D est compris entre: 1,75 m et 1,8 m

: Nous prenons : D = 1,8 m pour la semelle :
: S. 2 - Portique joint :



3-1 Semelle S3 : Diamètre du puits.

Nous avons adopté des semelles excentrées, à cause de la proximité du portique de la cage d'escalier. Aussi nous calculerons comme précédemment les puits sous chaque semelle. Les charges seront centées à la tête du puits, puis que nous avons adopté des pontres de redressement.

Ultérieurement nous calculerons les puits sous les semelles du portique de la cage d'escalier.

Si nous obtenons pour les portiques rives et escalier des diamètres de puits tels que les puits contigus interfèrent l'un dans l'autre, nous adopterons un puits commun pour les semelles excentrées contigües.

$$(1) \quad G + S + T \quad (\overline{S3}) \quad \left\{ \begin{array}{l} N' = 128 \text{ t} + \\ M = 4,11 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

Nous évaluerons le diamètre à 1,3 m

Le poids du puits

$$\frac{3,14 \cdot 1,3}{4} \times 4,21 \times 22 = 12,4 \text{ T.}$$

$$N'1 = 128 + 12,4 = 140 \text{ t.}$$

$$(140 \times 12)D + (4,11 \times 96) = 400 \times 3,14 \times D3$$

$$1680 D + 394 = 1260 D3$$

D est compris entre : 1,2 m et 1,25 m

: Nous prenons D = 1,25 M :
: :

3-2 Semelle S2 - Diamètre du Puits

$$\begin{array}{l} (G + S + T) \quad S2 \quad \left(\begin{array}{l} N' = 247 \text{ t} \\ M = 2,1 \text{ t.m} \end{array} \right. \end{array}$$

Nous évaluons le poids du puits à 16,4 t qui correspond à un diamètre $D = 1,5 \text{ m}$.

$$N'1 = 247 + 16,4 = 264 \text{ tonnes}$$

$$5264 \times 12) \cdot D + (2,1 \times 96) = 1260 D3$$

$$3160 D + 202 = 1260 D3$$

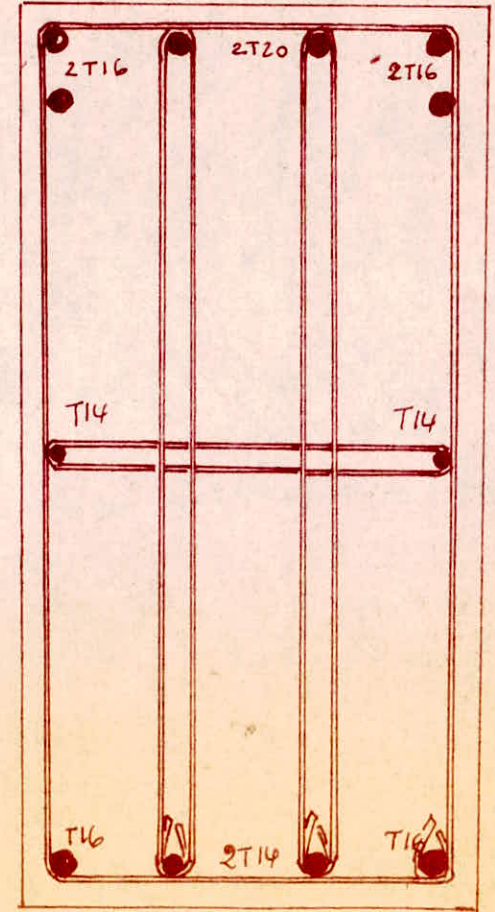
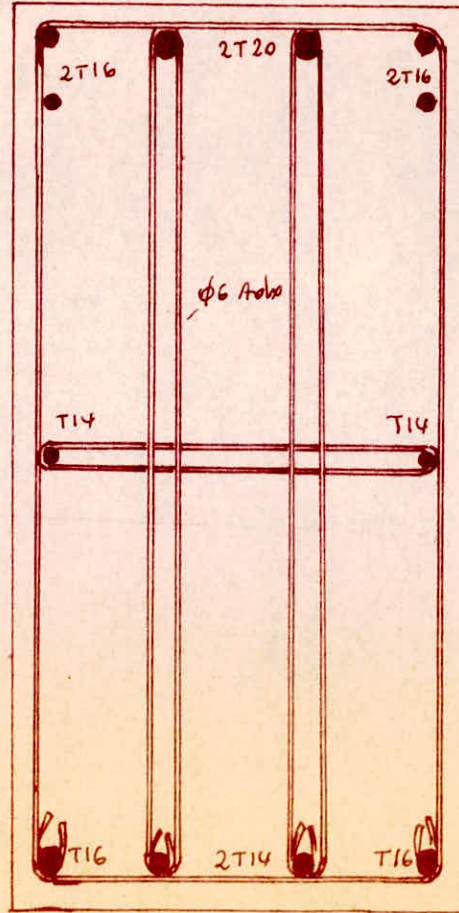
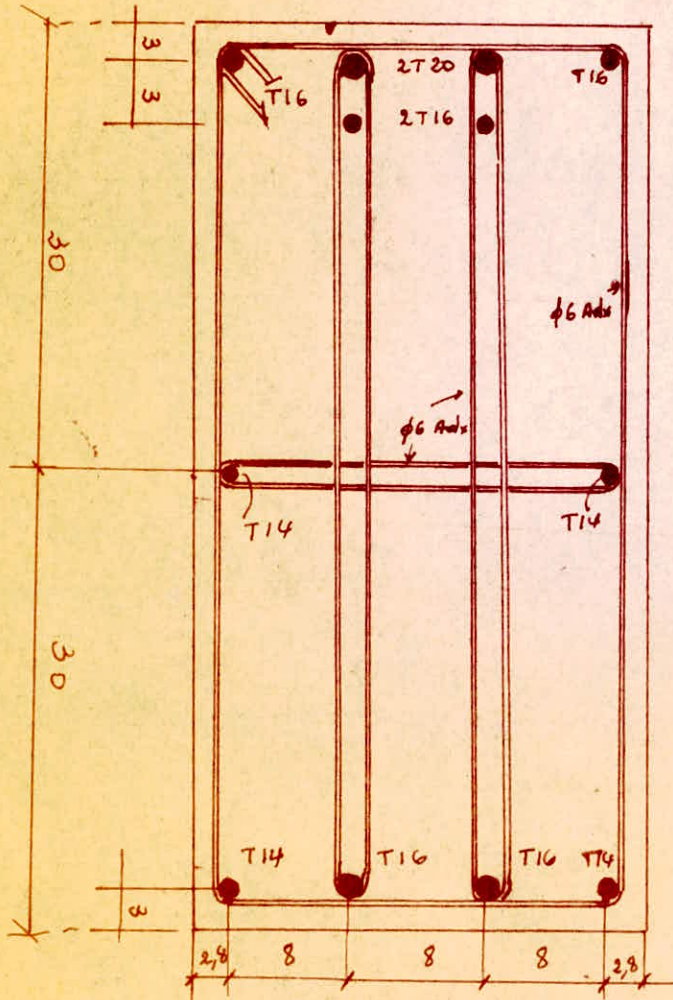
D est compris entre : 1,5 m et 1,55 m

: Nous prenons $D = 1,55 \text{ m}$:

Appui 4

Appui 7

Appui 10.

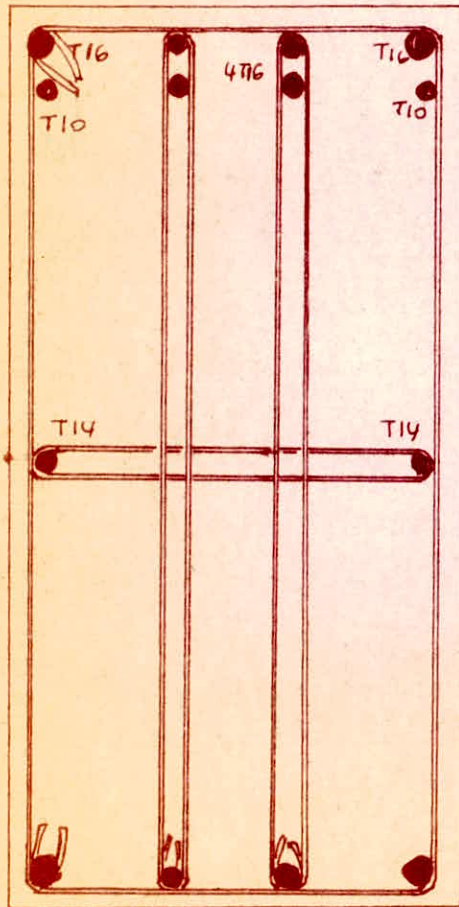


Pour les 3 coupes les Armatures sont disposées de la même manière.

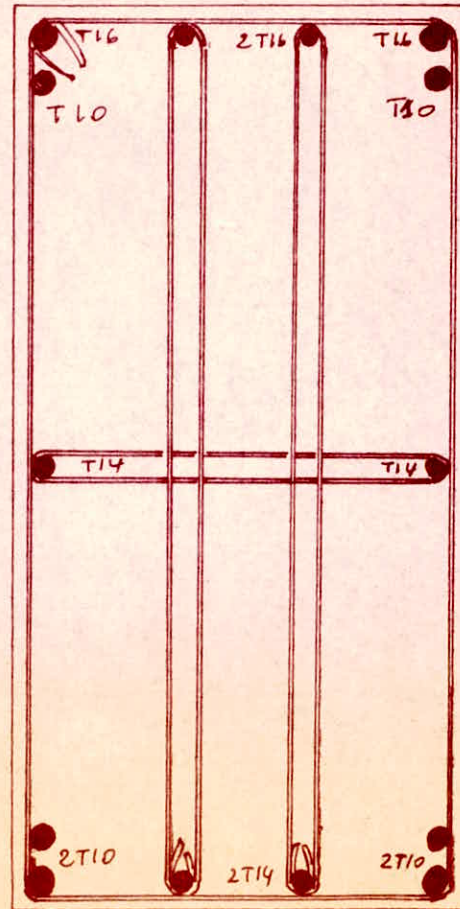
Coupes Transversales des Traverses 25-26-27

20x appuis . 13-16-19.

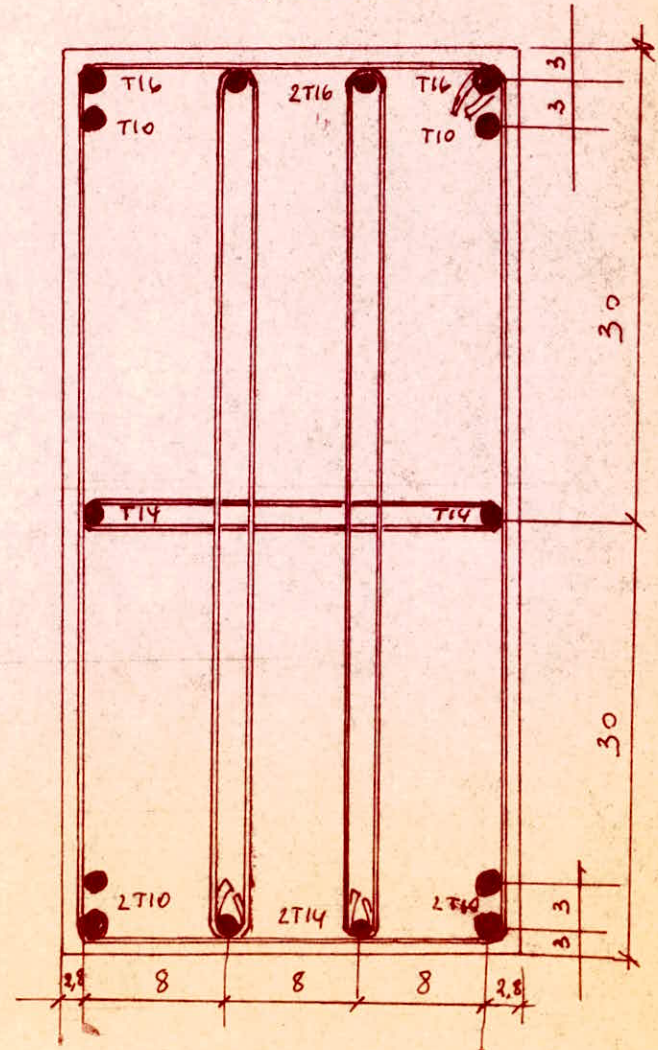
Appui 13



Appui 16



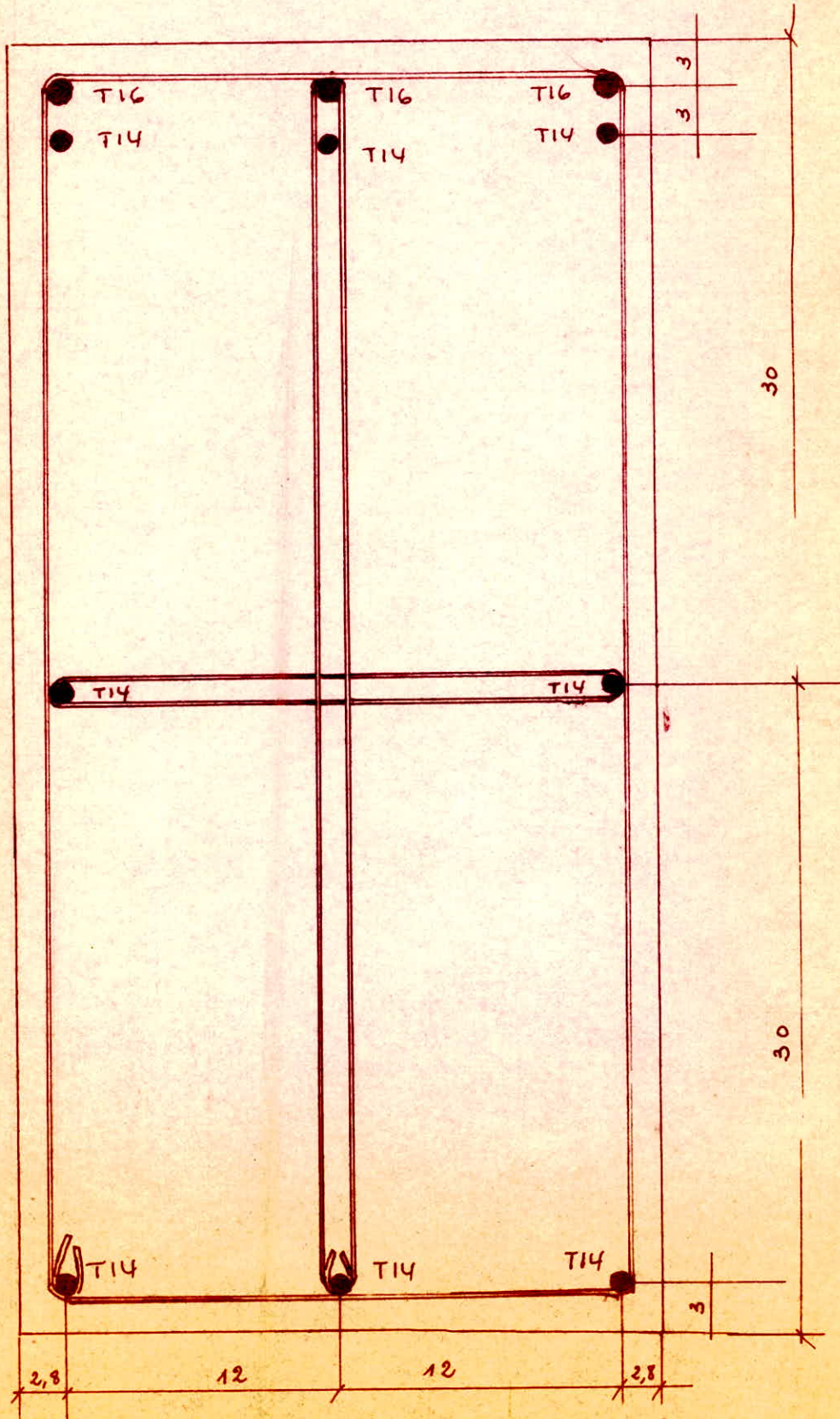
Appui 19.



même disposition des Armetures que pour l'appui 19.

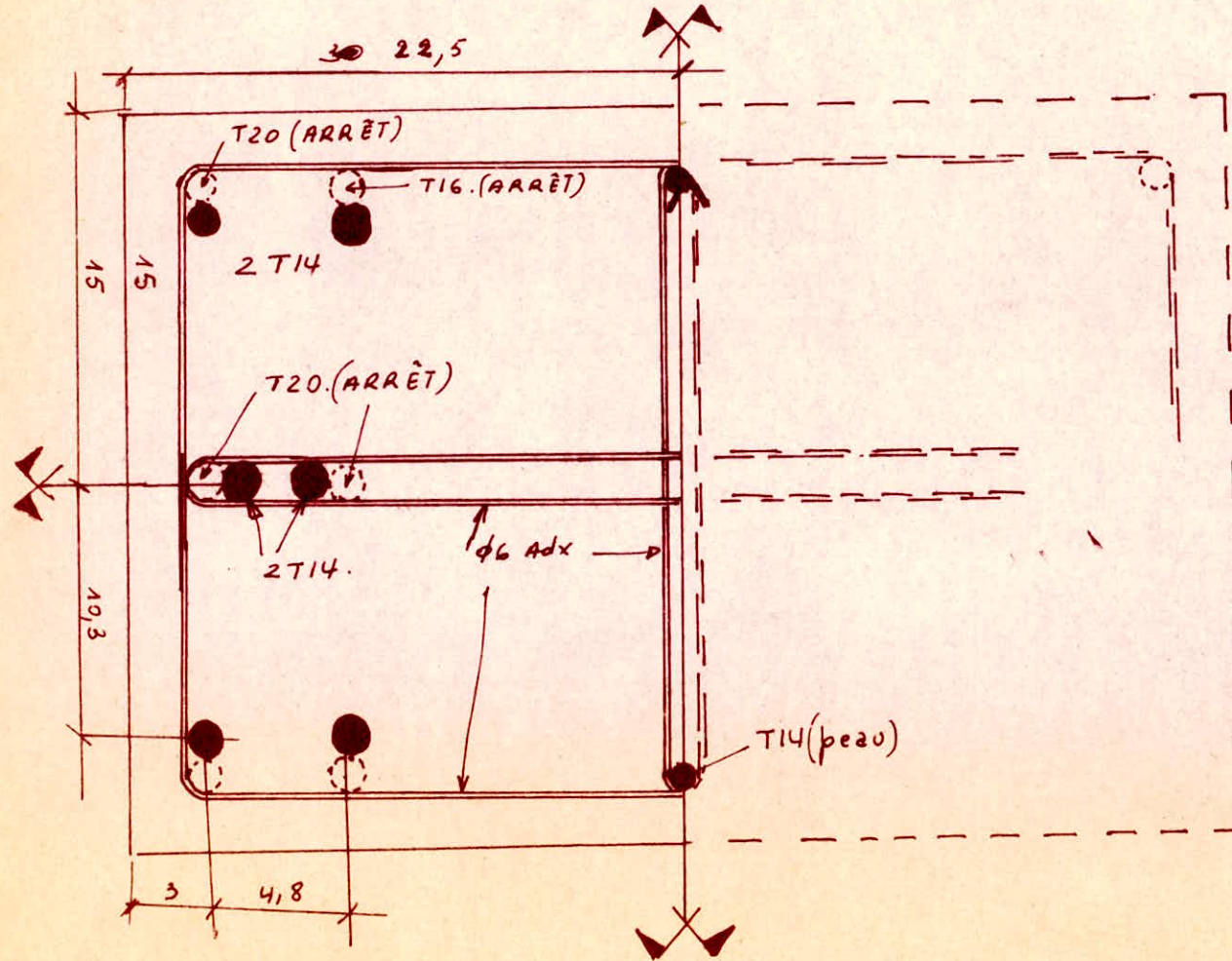
Portique Inter:

Coupe transversale de la traverse 28.
au droit de l'appui 22.



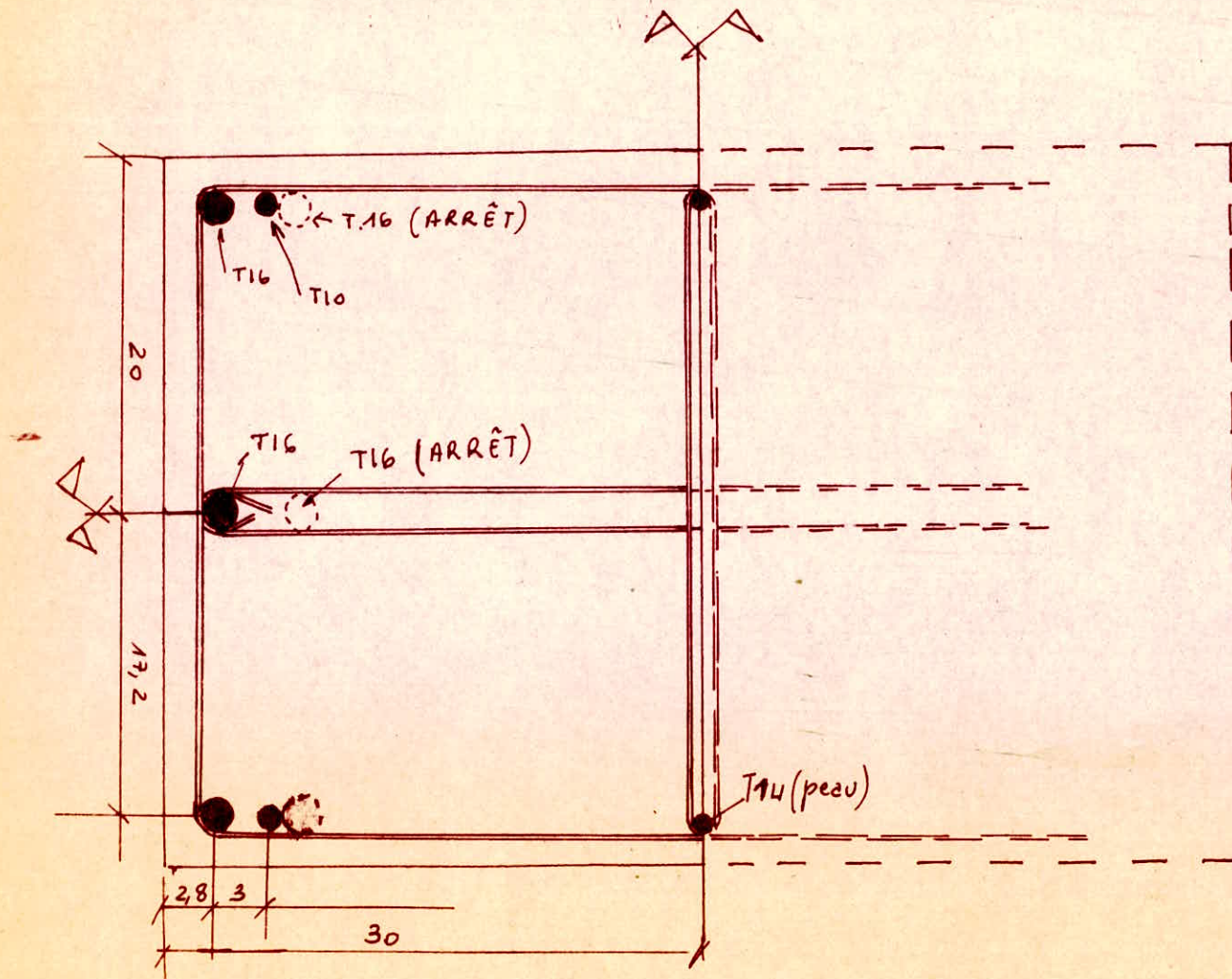
Portique Intermediaire.

Montants 4 et 18 . Coupe BB.



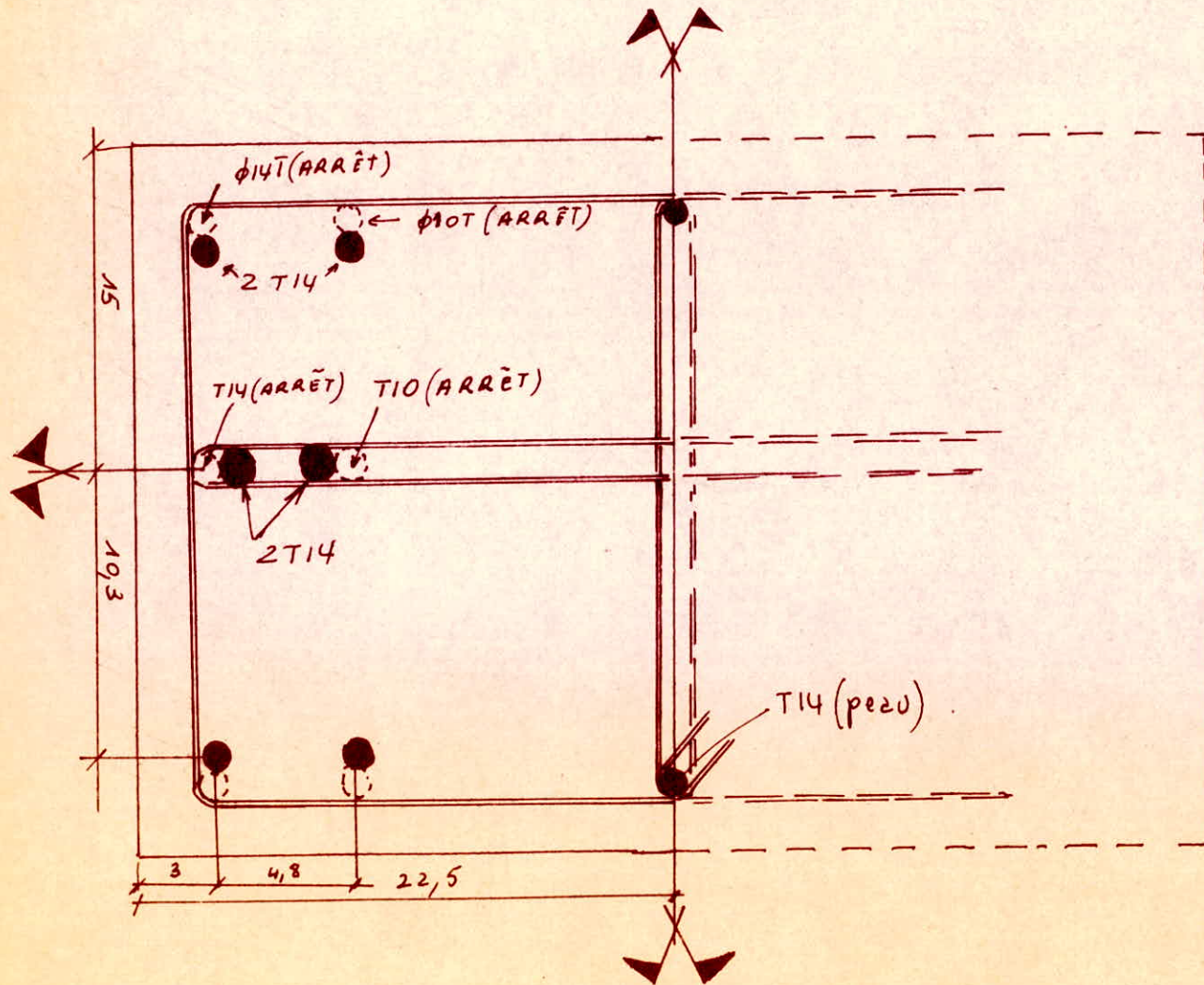
Portique Intermédiaire

Montant 12. Section E-E



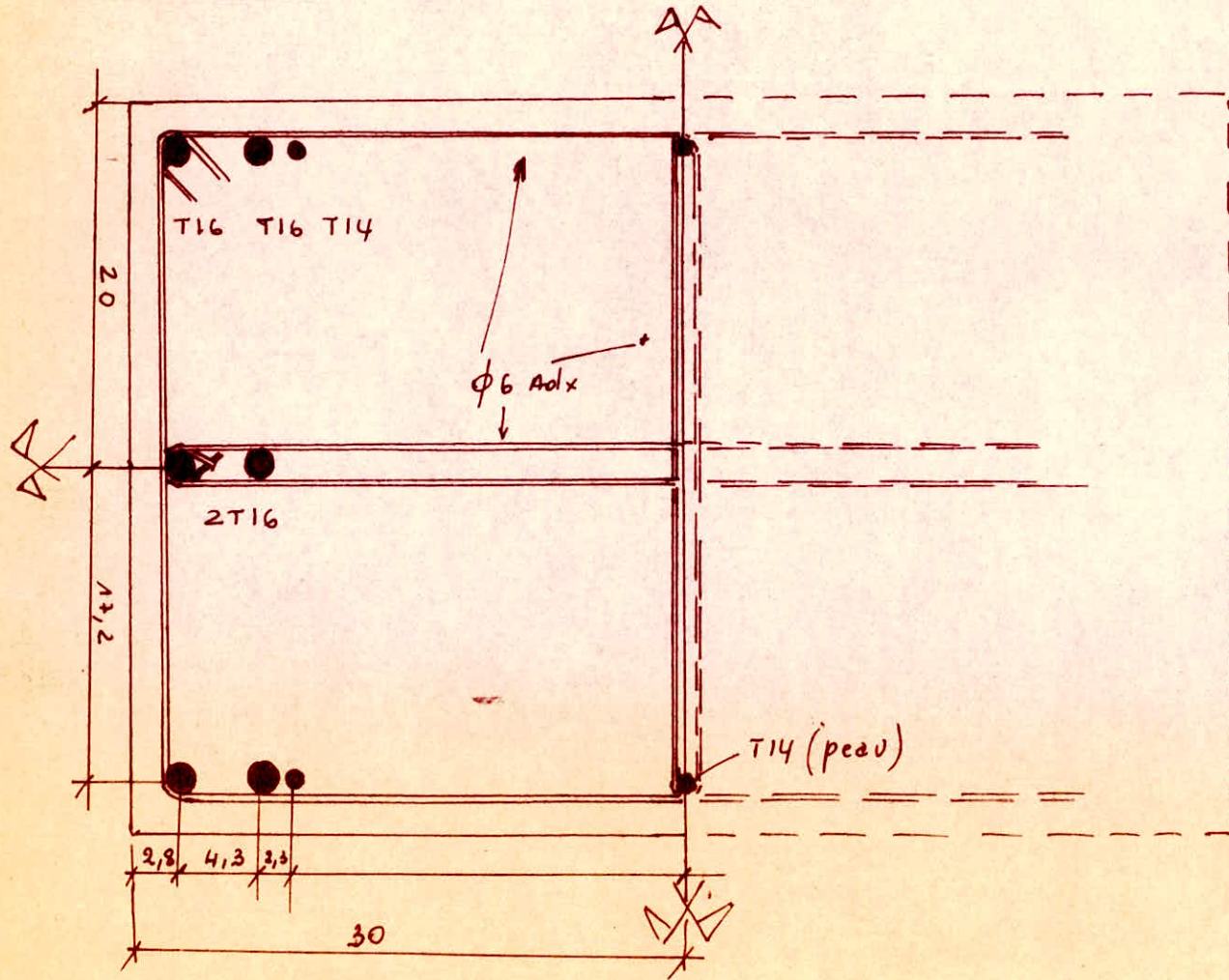
Portique Intermédiaire.

Montants 4. Coupe F'F'



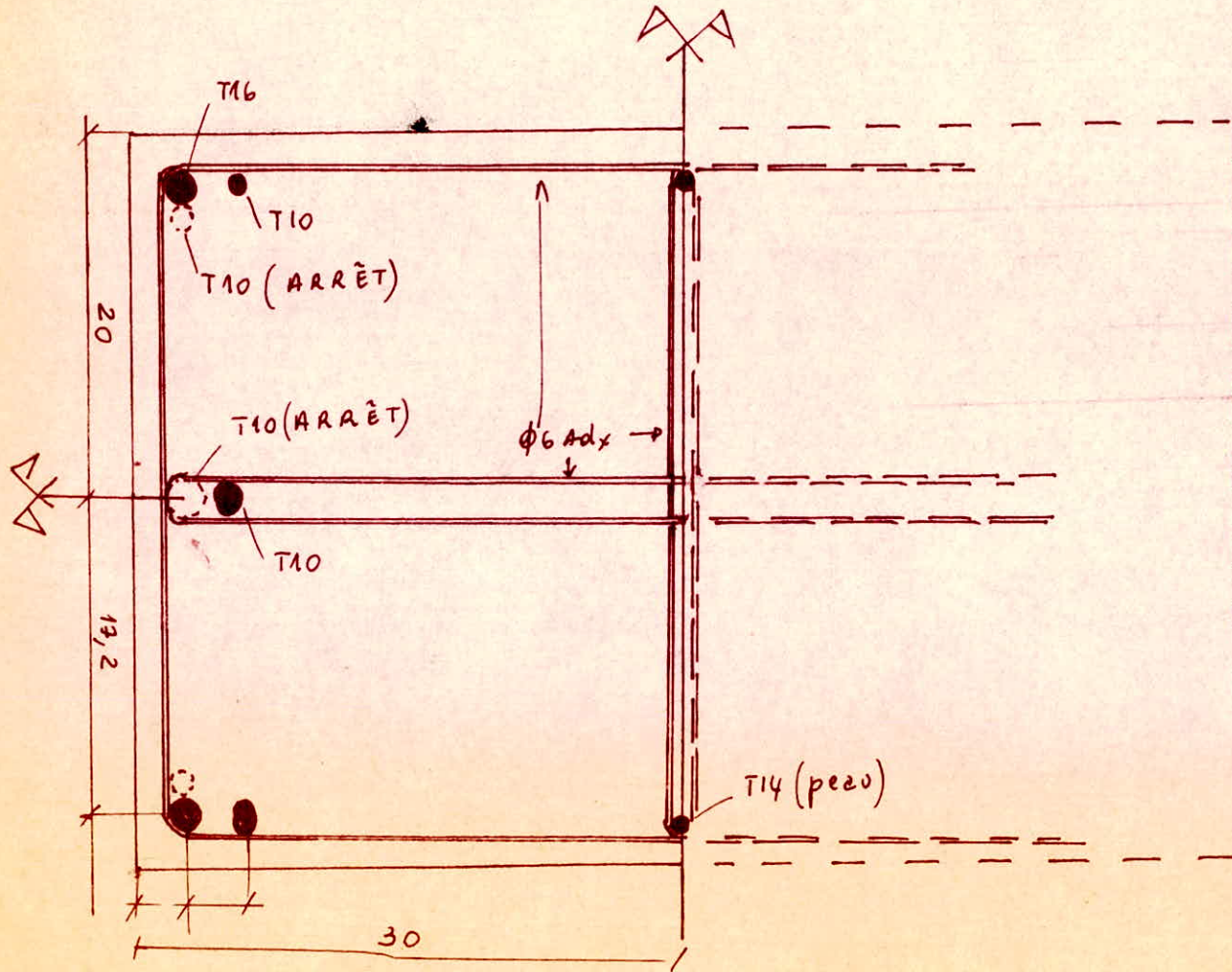
Portique Intermédiaire.

Montant 9. Section E'E'.



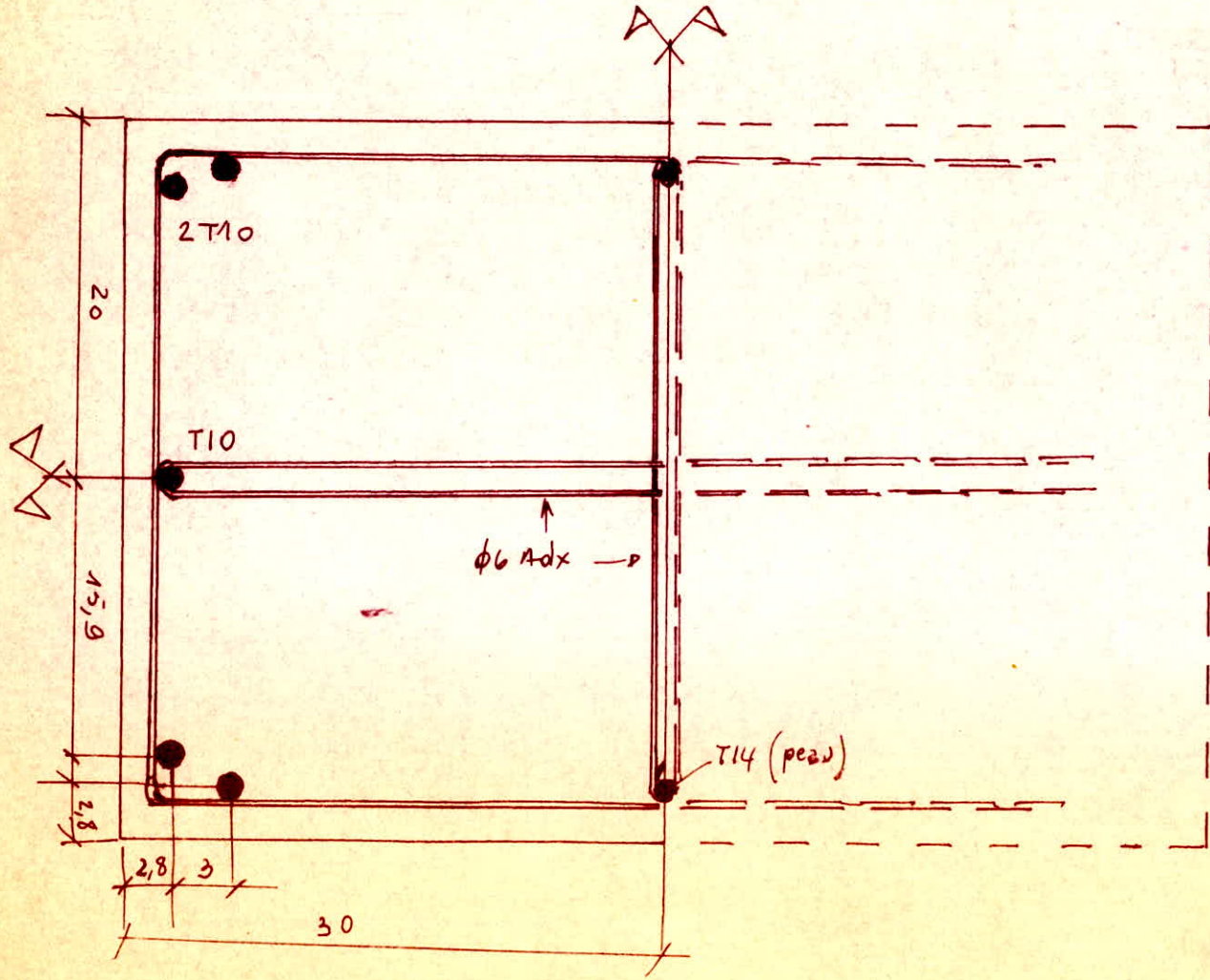
Portique Intermédiaire.

Montant 10 Section c'c'.



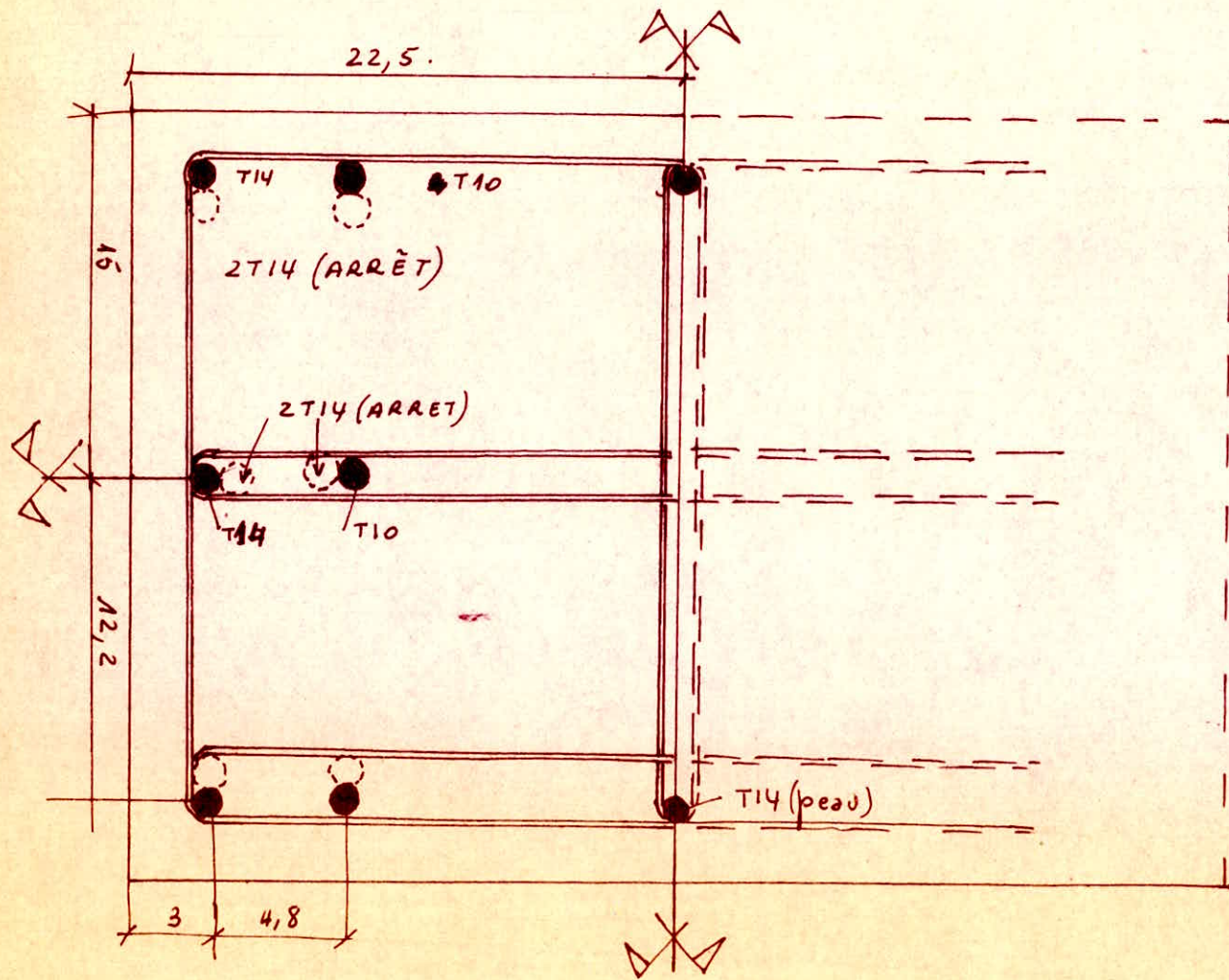
Portique Intermediaire.

Montant 9 Section C.C.



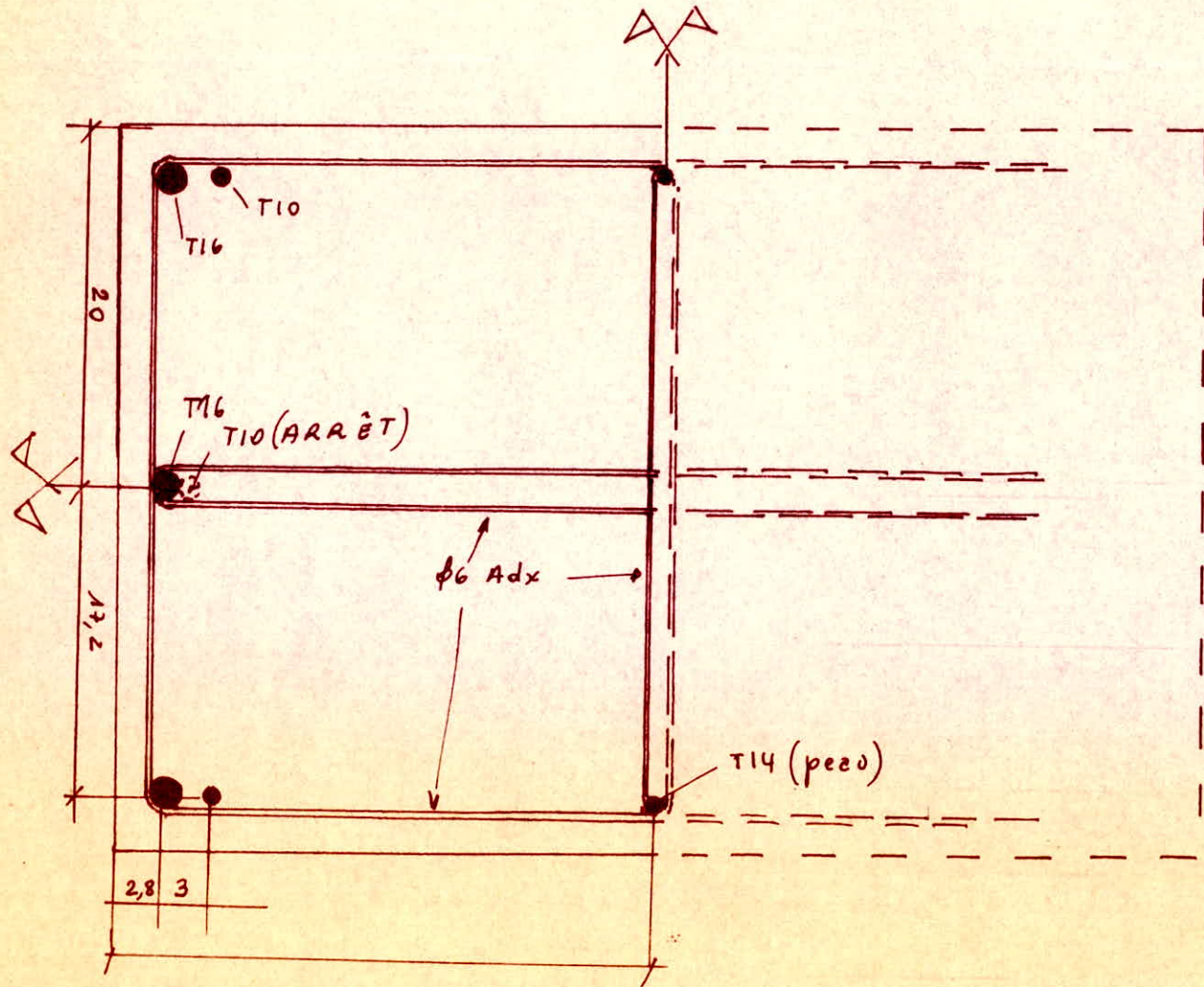
Portique Intermediaire.

Montant ⑤ Coupe FF



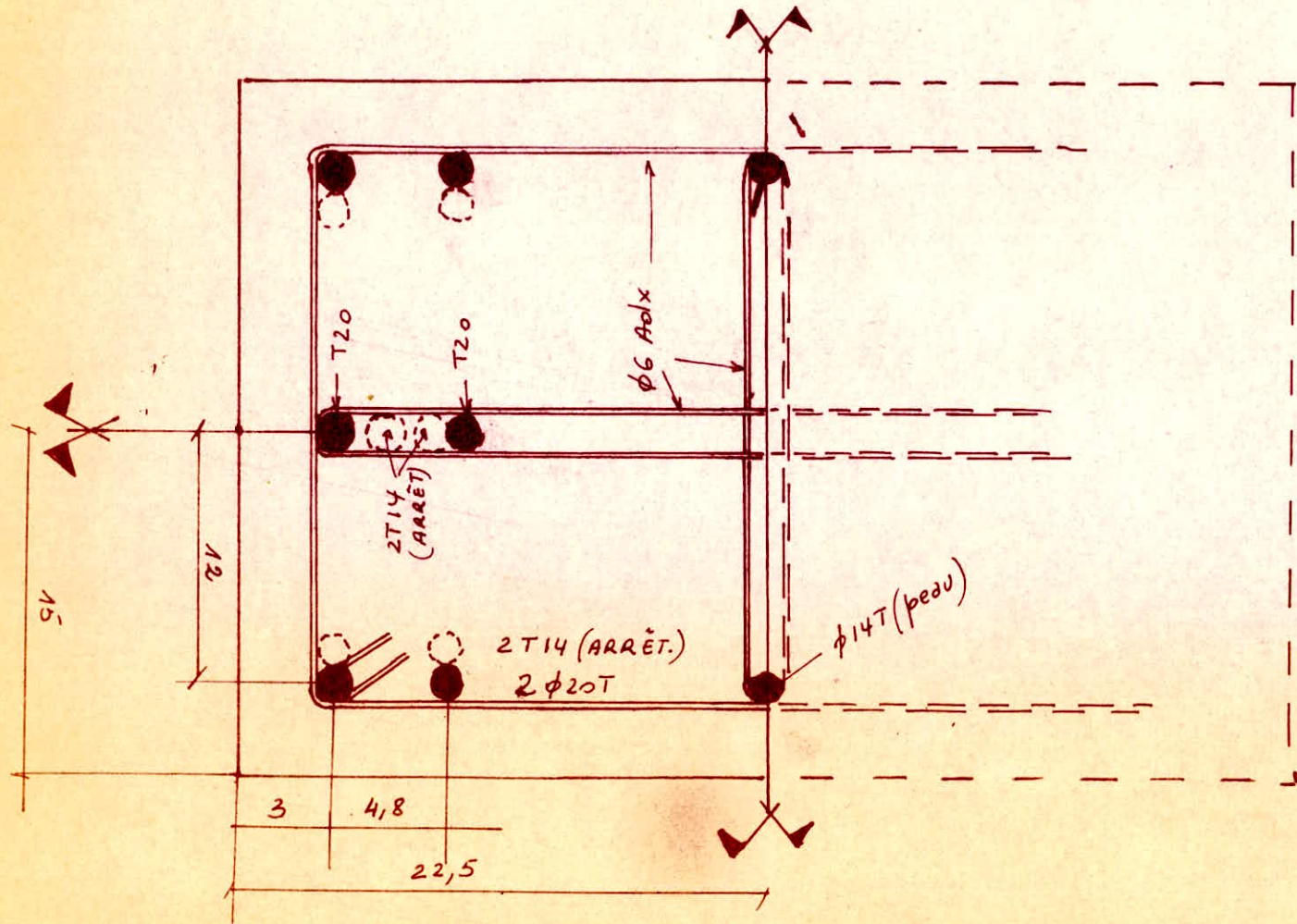
Portique Intermédiaire.

Montant 12. Section. D'D'.



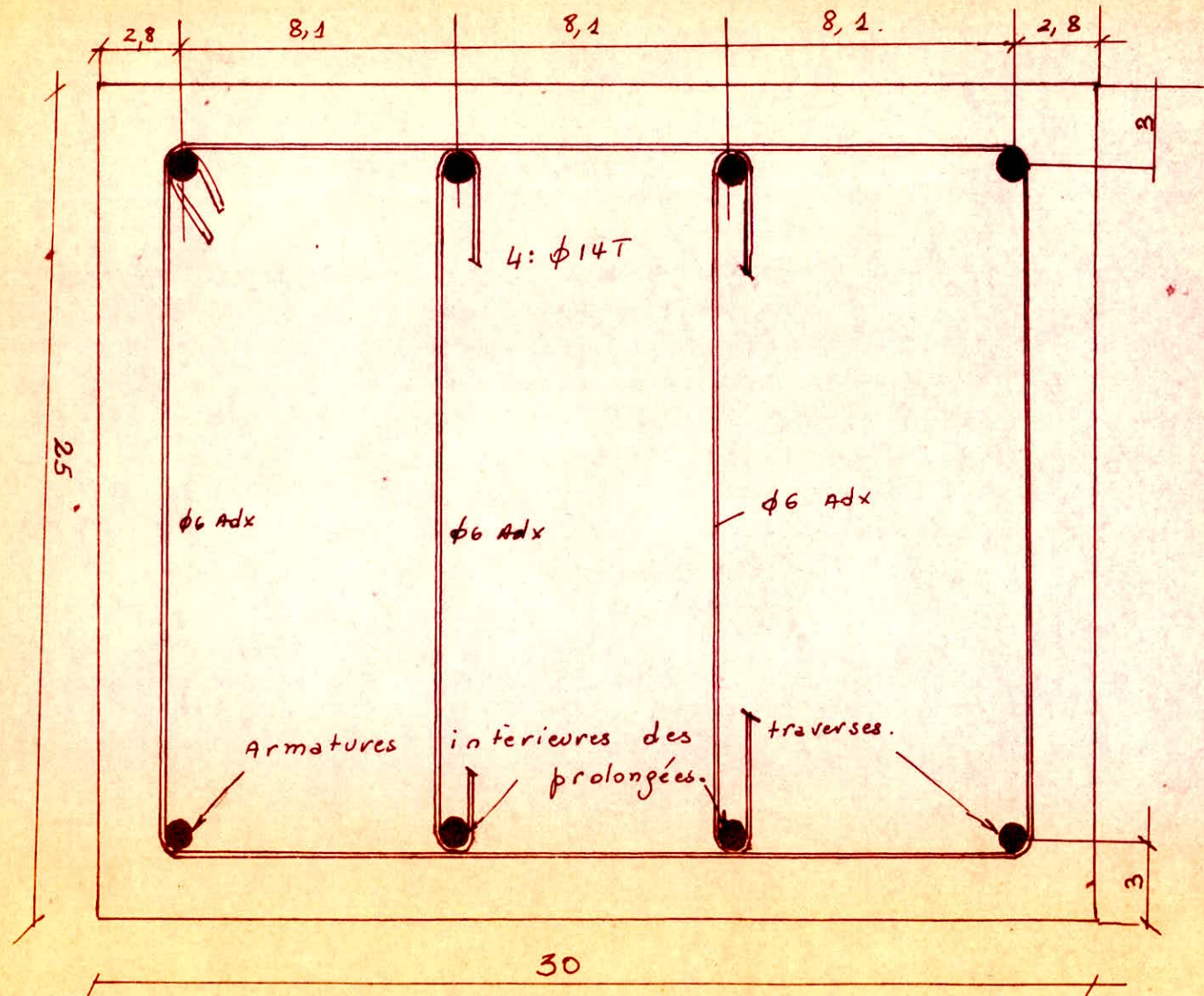
Portique Intermediaire.

Montants: 3 et 19 coupe B'B'



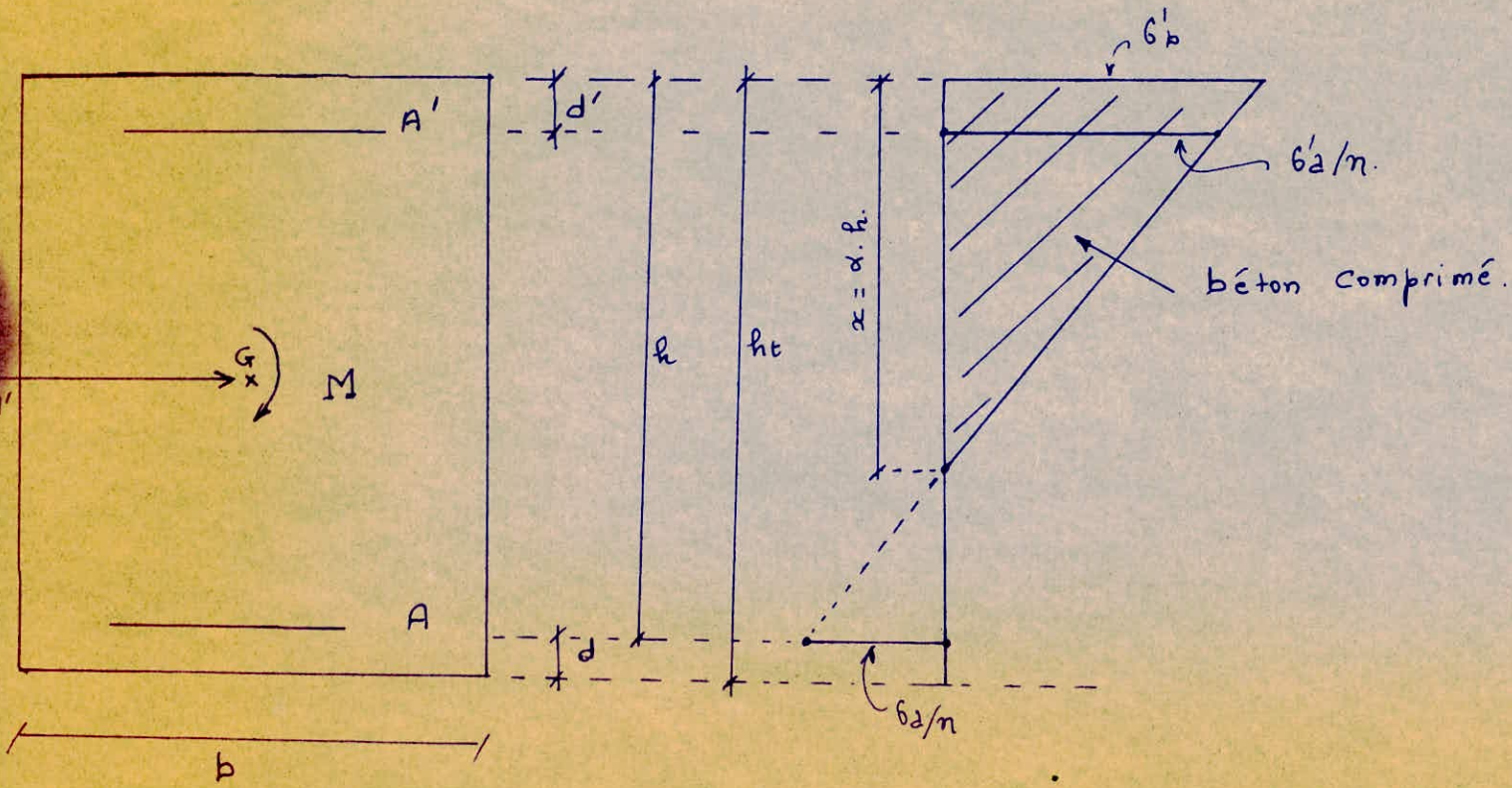
Portique Inter.

Console : Section W-W.

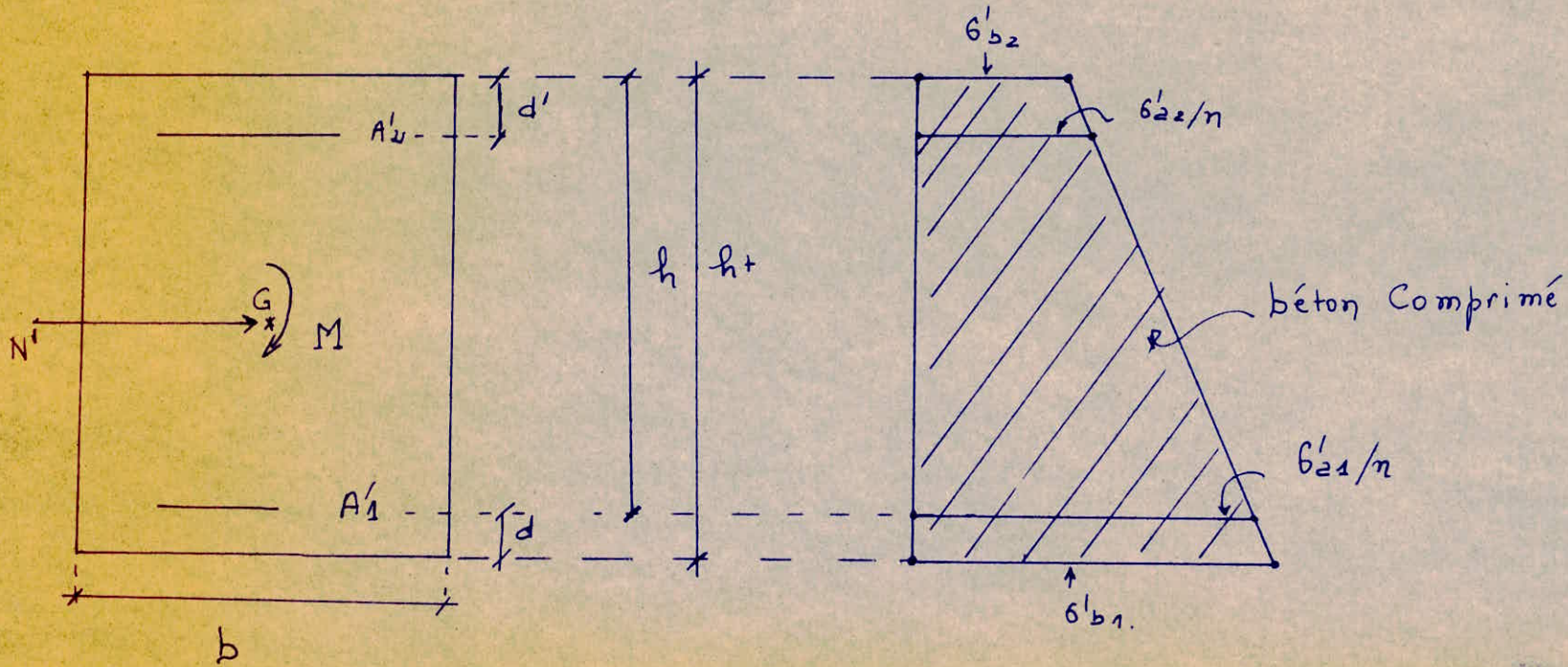


Section en Flexion Composée

Section Partiellement Comprimée



Section en Flexion Composée. entièrement Comprimée



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

6/73^D

102

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

PROMOTION 1968-1973

76p. Jean-Paul Bourdieu

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

Bâtiment Chirurgie Générale

Proposé par
Archi: SLAVKOV

Dirigé par
J.B BOURDÈS
Prof. de RDM.

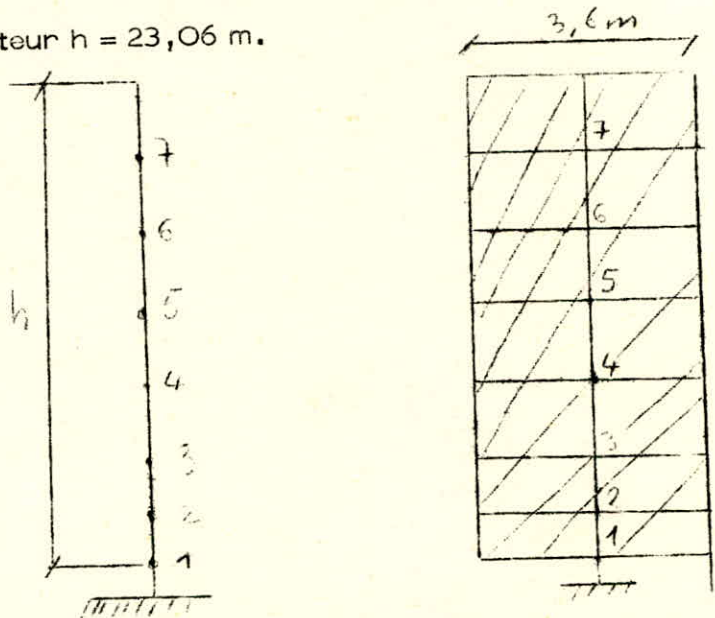
Etudié par
A. GHERNAOUT, NE LAKRIOUI

PROMOTION 1968-1973

PORTIQUES

Dans notre cas, nous avons des portiques espacés de 3,60 m. La surface d'attaque intéressant un portique intermédiaire à pour longueur :

$b = 3,60 \text{ m}$ et pour hauteur $h = 23,06 \text{ m}$.



Les charges dues au vent sont uniformément réparties sur les montants (1-2), (2-3), ... (6-7).
 Au noeud (7), nous remplacerons les charges uniformément réparties sur l'acrotère à un moment de torsion M_t -

$$M_t = \frac{q \cdot 1,93^2}{2}$$

METHODE SIMPLIFIEE -

Caractéristiques - La construction est constituée par des blocs accolés à la toiture unique.

La base au niveau du sol est un rectangle de longueur a et de largeur b .
 La hauteur h , différence entre le niveau de la base de la construction et le niveau de la crête de la toiture est inférieure ou égale à 30 m.

Les dimensions soient obligatoirement respectées les conditions suivantes :

$$\frac{h}{a} \geq 0,25$$

$$\frac{h}{a} \leq 2,5 \quad \text{) avec la condition supplémentaire } b \leq 0,4$$

$$\text{si } \frac{h}{b} > 2,5$$

Les parois verticales doivent :

- reposer directement sur le sol
- être placés sans décrochements
- présenter une perméabilité $M \leq 5$ ou pour une seule d'entre elles égales

Toiture:

Ce désignant le coefficient de pression moyen

(versants plans) est donné par le tableau NV page 129.

Dans notre cas

$$0^\circ < \alpha < 10^\circ \\ = 1,15^\circ$$

Au vent -

$$C_e = -2 \left(0,25 + \frac{1,15}{100} \right) = -0,523$$

Sous le vent -

$$C_e = 1,5 \left(0,333 - \frac{1,15}{100} \right) = 0,482$$

(6) Action extérieure

Constructions fermées

$$C_i = \pm 0,3$$

Actions résultantes unitaires sur les parois et la toitures :

A - Parois verticales -

(1) Cas où nous avons $C_i = \pm 0,3$

Au vent

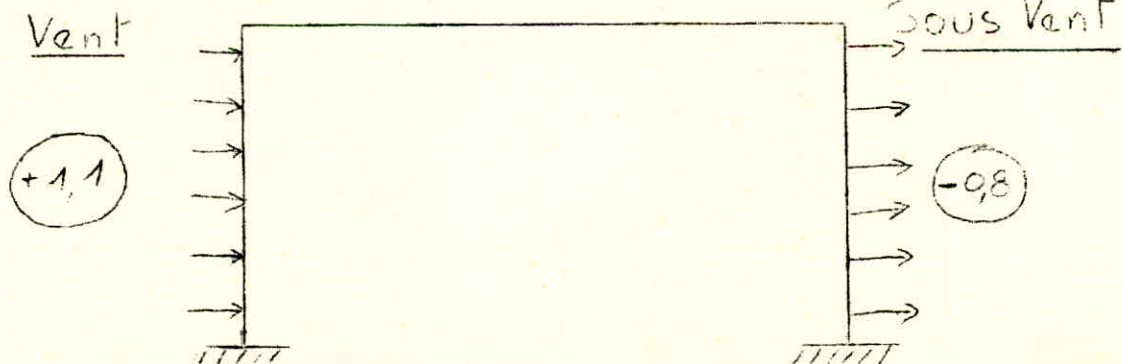
- $C_e - C_i = 0,8 + 0,3 = 1,1$
- $C_e - C_i = 0,8 - 0,3 = 0,5$

Sous le vent

- $C_e - C_i = -0,5 + 0,3 = -0,2$
- $C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$

Nous prenons :

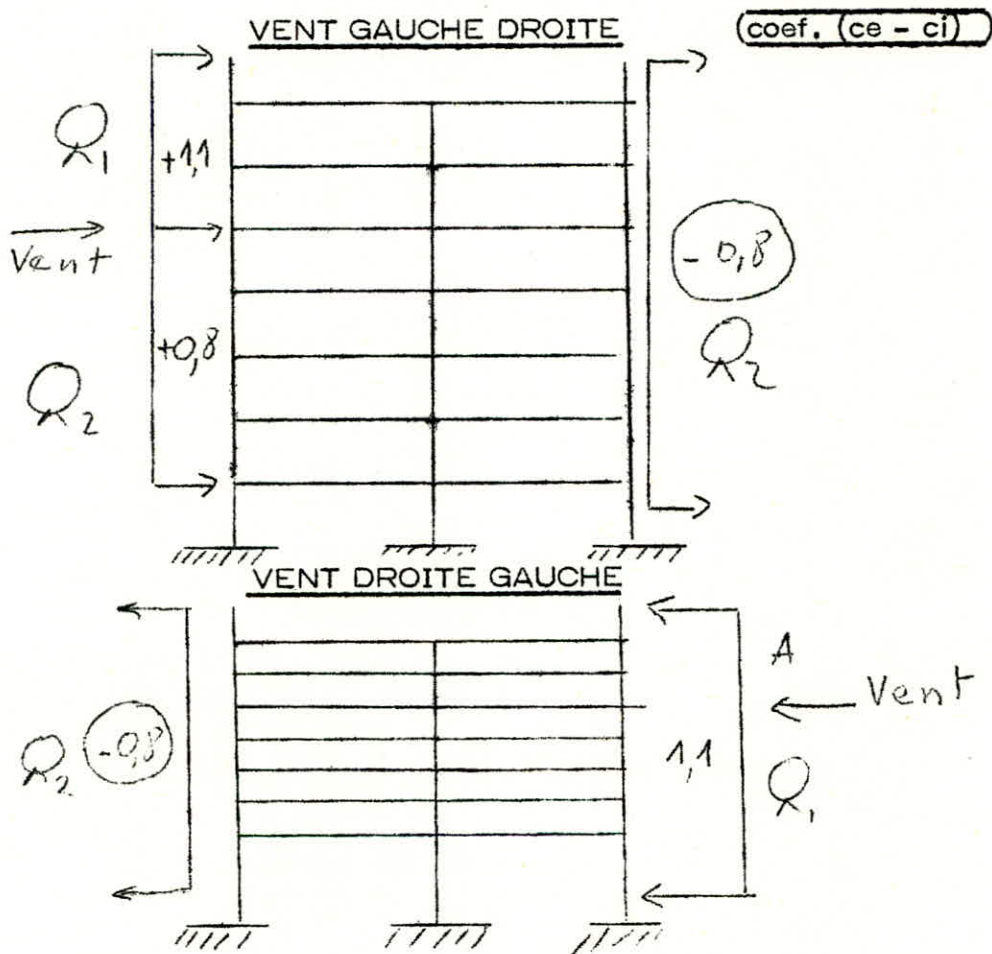
- $C_e - C_i = 1,1$ au vent
- $C_e - C_i = -0,8$ sous le vent



Dans notre cas, nous pouvons tenir compte de l'effet de masque dû à un bâtiment situé à 7 m.

Au vent, nous prenons $C_e - C_i = 0,8$

Sur les quatre premiers étage -
et $C_e - C_i = 1,1$ sur les deux derniers.



DETERMINATION DES CHARGES DUES AU VENT

Charges sur les montants de rive du portique intermédiaire -

Façade au vent

$$\begin{cases} Q1 \text{ N} = 136,4 \text{ kg/m}^2 \\ Q1 \text{ ex.} = 238,7 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Façade sous le vent

$$\begin{cases} Q2 \text{ N} = 98,5 \text{ kg/m}^2 \\ Q2 \text{ ex.} = 172,5 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Les règlements du C.T.C. limitent $q_{exp.}$ à 100 kg/m^2 pour la région de "OUARGLA" aussi, nous prendrons comme base de calcul :

$$q_n = 136,4 \text{ kg/m}^2 \text{ donné par les règles NV.}$$

... / ...

Les montants seront soumis à des charges uniformément réparties -

$$1,1 \cdot q \text{ ou } 0,8 q. / \text{ml}$$

$$= Q1 = Q1N. 3,6 = 490 \text{ kg/m}^2$$

$$Q2 = Q2N. 3,6 = 350 \text{ kg/m}^2$$

Les moments, efforts tranchants et réactions d'appuis dans les barres du portique seront déterminés à l'aide du programme STRESS.

M E T H O D E D E K A N I

Le calcul des moments d'extrémité d'une ~~prati~~^{pratique} multiple à étages, avec des noeuds pouvant se déplacer sera effectué suivant la méthode de G. Kani (le calcul des portiques étages multiples).

Nous avons jugé utile de donner le résumé de la méthode applicable dans le cas où les ~~moments~~^{montants} de l'étage r ont la même hauteur hr.

1 pour une charge donnée (qui peut aussi bien être horizontale) on calcule tous les moments d'encastrement parfait aux extrémités, Mik, et on les inscrit aux extrémité correspondantes des barres.

Pour obtenir les moments de fixation il faut faire, à chaque noeud i, la somme des moments d'encastrement parfait aux extrémités des barres concernant en ce noeud.

$$\bar{M}_i = \sum_{(i)} \bar{M}_{ik}$$

Ces moments seront ensuite inscrits dans les cercles intérieurs des noeuds. S'il y a également une charge horizontale, il faut déterminer aussi les forces horizontales de fixation \bar{H}_i , et avec celle-ci, pour chaque étage r, les efforts tranchants d'étage Q_r , c'est-à-dire la somme de toutes les forces de fixation \bar{H}_i agissant au dessus de cet étage:

$$Q_r = \sum_1^n \bar{H}_i$$

Les moments d'étages, déterminés d'après cette expression, $M_r = Q_r \cdot hr$, sont toujours portés sur le schéma à la hauteur de l'étage³ considéré (sur la fig. 8a A gauche des montants).

On obtient les facteurs de rotation U (exactement comme dans le cas des noeuds fixes) en répartissant dans chaque noeud la valeur $\frac{1}{2}$ entre les extrémités des barres assemblées au noeud proportionnellement à leur facteur de rigidité K ainsi, pour le noeud i d'une barre i -k :

$$u_{ik} = - \frac{1}{2} \cdot \frac{k_{ik}}{\sum_{(i)} k_{ik}} \dots \dots \dots 2$$

.../...

Après avoir porté les facteurs de rotation à leurs places respectives, il faut procéder au contrôle, en vérifiant, à tous les noeuds, la somme des facteurs de rotation qui doit toujours être égale à $-\frac{1}{2}$:

$$\sum_{(i)} \nu'_{ik} = -\frac{1}{2} \quad (\text{contrôle})$$

Pour obtenir les facteurs de déplacement ν on répartit à chaque étage entre les montants, proportionnellement à leur facteur K , la valeur $-\frac{3}{2}$.

Ces facteurs sont ensuite portés sur le schéma, à gauche des montants correspondants. Le facteur de déplacement ν d'un montant $i-k$ de l'étage r sera calculé grâce à l'équation :

$$\nu_{ik} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{\sum_{(r)} k_{ik}}{\sum_{(r)} k_{ik}} \dots \dots \dots (4a)$$

La somme des facteurs de déplacement des montants d'un étage doit être égale à $-\frac{3}{2}$:

$$\sum_{(r)} \nu_{ik} = -\frac{3}{2} \dots \dots \dots (\text{contrôle})$$

Le calcul des moments partiels dus à la rotation M'_{ik} , est effectué en répétant plusieurs fois l'opération fondamentale pour la détermination de ces moments :

$$M'_{ik} = \nu'_{ik} \left(\bar{M}_i + \sum_{(i)} (M'_{ki} + M''_{ik}) \right) (5A)$$

en passant d'un noeud à l'autre dans l'ordre voulu. Le calcul des moments partiels dus au déplacement, M''_{ik} , est effectué en répétant plusieurs fois l'opération fondamentale pour la détermination de ces moments :

$$M''_{ik} = \nu_{ik} \left(\bar{M}_r + \sum_{(r)} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right) (5A)$$

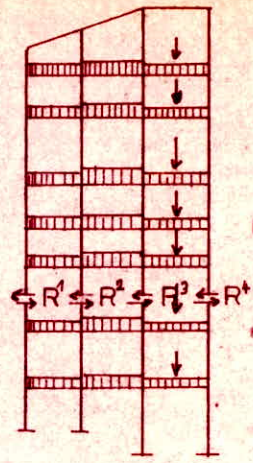
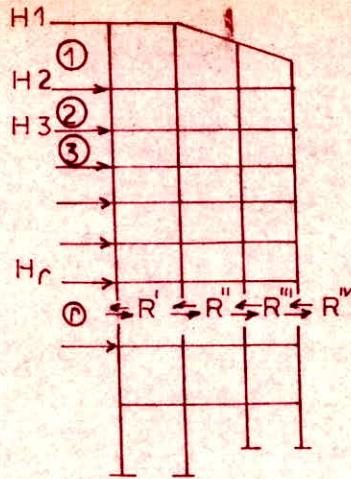
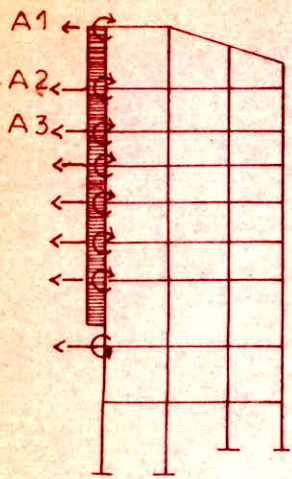
.../...

et en suivant l'ordre voulu en passant d'un étage à l'autre. Ces deux opérations fondamentales doivent être effectuées alternativement (une fois (3a) à chaque noeud ensuite (5a) à chaque étage, puis de nouveau (3a) et ainsi de suite) autant de fois qu'il est nécessaire pour que les valeurs de tous les moments partiels, dus à la rotation et au déplacement aient atteint le degré de précision voulu.

Les moments d'extrémité définitifs s'obtiennent par addition des moments d'encastrement parfait aux extrémités, \bar{M}_{ik} , des moments partiels dus à la rotation, M'_{ik} et M'_{ki} , et des moments partiels dus au déplacement M''_{ik} .

Pour l'extrémité i , d'une barre $i-k$, nous avons :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad (1A)$$



$$\sum_r R_{ik} = \sum_{i=1}^r H_i$$

$$R_r = \sum_{i=1}^r H_i$$

$$\sum R_{ik} = 0$$



PORTIQUES A ETAGES MULTIPLES PAR G. KANI

I - INTRODUCTION :

Nous utilisons pour le calcul des portiques, le programme "STRESS", qui permet de résoudre sur ordinateur (1130) divers problèmes de structure.

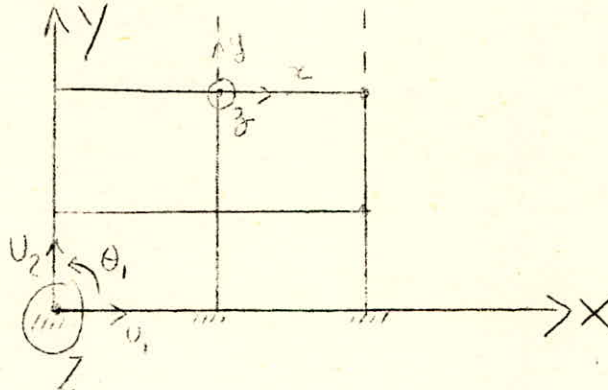
Le programme donne comme résultats les effets et moments en bout de barre, les déplacements et rotations des noeuds, les réactions et efforts tranchants aux appuis, et vérifie l'équilibre général de la structure.

II - DESCRIPTION GENERALE DU PROGRAMME :

Dans notre cas, nous avons une structure plane à sept niveaux, constituée de barres droites, de section constante sur toute leur longueur, et présentant deux axes de symétrie. Certaines sont en liaison avec le milieu extérieur (poteaux encastrés aux semelles de fondations).

La structure est référée dans un trièdre ortho-normé (X, Y, Z) : système global. Le plan de la structure est contenu dans le plan (X, Y) . Chaque barre de la structure est liée à un système local (x, y, z) .

L'axe X coïncide avec la ligne moyenne de la barre, et les axes Y, Z , avec les axes de symétrie d'une section normale quelconque de la barre.



Nous avons à étudier un portique plan chargé dans son plan (X,Y). Nous aurons donc trois degrés de liberté.

- Un déplacement suivant X
- Un déplacement suivant Y
- Une rotation θ_1

EXPOSE THEORIQUE DE LA METHODE UTILISEE PAR "STRESS" :

La méthode utilisée est celle des déplacements.

$$W = -\frac{1}{2} \delta^t \cdot K \cdot \delta$$

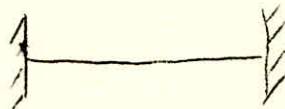
Théorème de COSTIGLIANO :

$$\frac{\partial W}{\partial S} = K \cdot \delta$$

K_{ij} effort en i lorsque en j on applique un déplacement unité.

3 degrés de liberté ----- 3 inconnus
Système hyperstatique de degré (1)

L'élément cinématiquement déterminé est la poutre biencastée.



La structure réelle sous l'action des forces appliquées est la superposition, de la structure cinématiquement déterminée avec les forces extérieures, et de la structure avec déplacements inconnus.

.../...

δ Struct. réelle = δ St cinématiquement déterminée + δ Struct. avec déplacements inconnus.

$$F = K \delta = K (\delta \text{ cinémat} + \delta \text{ inc. })$$

$$(F - F \text{ cin}) = K \delta \text{ incon.}$$

Proposons nous de déterminer cette matrice K , relative à deux travées de portique.

Sous l'action de forces s'appliquant à toute membrure, celle-ci subit certaines déformations. Ces déformations sont fonction de plusieurs facteurs, dont :

- Géométrie de la membrane
- Ses propriétés élastiques
- Genre de forces appliquées.
- etc.....

La relation force-déplacement nous amène à une définition très importante.

1°/ Facteur de rigidité :

Le facteur de rigidité est la force requise pour produire un déplacement unité.

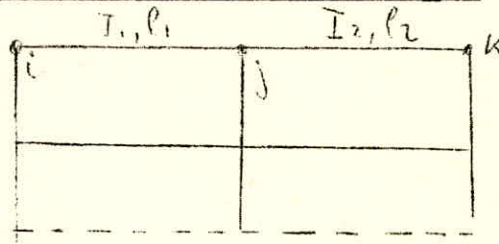
$$K = \frac{F}{u}$$

F = force appliquée

u = Déplacement obtenu sous l'action de cette force.

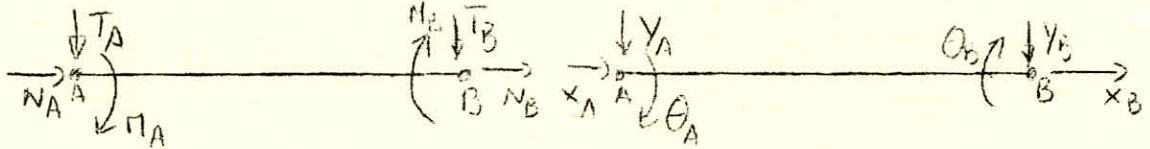
.../...

2°/ Analyse de la structure :



Nous avons une structure plane ----- 3 déplacements possibles : u_1, u_2, θ_1 , pour chaque membrure.

Le moment d'inertie est constant dans les membrures.

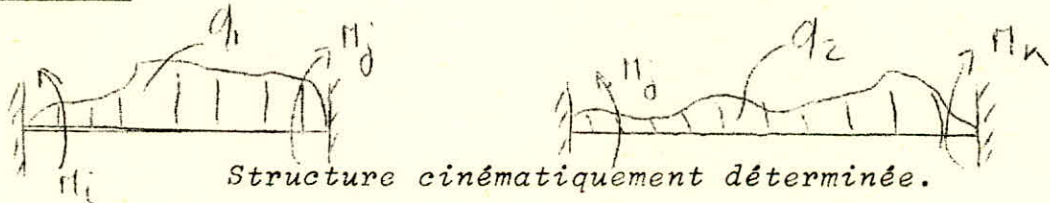


Forces positives

Déplacements positifs

Considérons les membrures i, j, k . La structure cinématiquement déterminée est formée de deux poutres biencastées.

Etat 1 :



Structure cinématiquement déterminée.

Etat 2 : Structure avec déplacements inconnus.

Nous bloquons tous les noeuds : i, j, k . Nous donnons un déplacement unitaire de X.A.



THEOREME DE COSTIGLIANO:

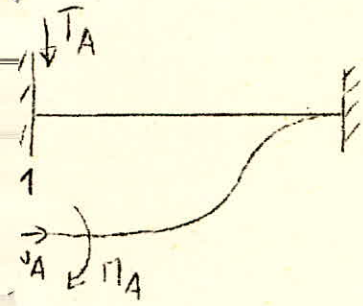
$$\frac{\partial W}{\partial N.A} \equiv \delta \quad \text{et} \quad \frac{\partial W}{\partial T.A} = -\frac{\partial W}{\partial M.A} = 0$$

$$\delta = 1$$

Au lieu de M.A Lire M_A
 T.A T_A
 N.A N_A

.../...

2°/ Imposons un déplacement unitaire de Y.A :



$$\frac{\partial W}{\partial TA} = 1 \quad \frac{\partial W}{\partial NA} = 0 = -\frac{\partial W}{\partial MA}$$

$$1) \quad \frac{\partial W}{\partial TA} = \frac{TA \cdot l^3}{3 EI} - \frac{MA \cdot l^2}{2 EI} = 1$$

$$2) \quad \frac{\partial W}{\partial MA} = \frac{TA \cdot l^2}{2 EI} + \frac{MA \cdot l}{EI} = 0$$

$$3) \quad \frac{\partial W}{\partial NA} = \frac{NA \cdot l}{E \cdot S} = 0$$

$$3) \quad \text{---} \rightarrow NA = 0$$

$$2) \quad \text{---} \rightarrow MA = -\frac{TA \cdot l}{2}$$

$$1) \quad \text{---} \rightarrow TA = -\frac{12 EI}{l^3}$$

$$\text{---} \rightarrow MA = -\frac{6 EI}{l^2}$$

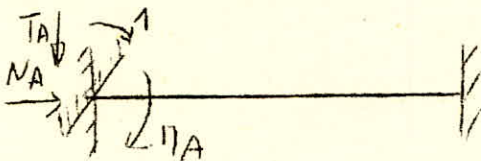
Les efforts au noeud j seront obtenus en écrivant les équations universelles de la statique.

$$\text{---} \rightarrow NA_j = 0$$

$$TA_j = -\frac{12 EI}{l^3}$$

$$MA_j = -\frac{6 EI}{l^2}$$

Appliquons une rotation unitaire de θ_A , au noeud i :



$$\frac{\partial W}{\partial NA} = 0, \quad \frac{\partial W}{\partial TA} = 0, \quad \frac{\partial W}{\partial MA} = 1$$

.../...

$$(1) \quad \frac{\partial W}{\partial NA} = \frac{NA \cdot L1}{E \cdot S1} \cdot 1 = 1 \quad \longrightarrow \quad NA = \frac{E \cdot S1}{L1}$$

$$(2) \quad \frac{\partial W}{\partial TA} = -\frac{NA}{EI1} \left[f(TA) \cdot y_{TA} + f(MA) \right]$$

$$(3) \quad \frac{\partial W}{\partial MA} = -\frac{NA}{EI1} \left[f(TA) \cdot y_{TA} + f(MA) \right]$$

Equation (2)

$$(f(TA) \cdot y_{TA} = -2/3 L1$$

$$(f(MA) = 1$$

$$(NA = \frac{TA \cdot L1}{2}$$

Equation(3):

$$(f(TA) \cdot y_{TA} = -1/2 L$$

$$(f(MA) = 1$$

$$(NA = C \cdot L$$

Nous obtenons :

$$\frac{\partial W}{\partial TA} = 0 = -\frac{TA \cdot L1}{3} - \frac{MA}{2} = 0$$

$$\frac{\partial W}{\partial MA} = 0 = -\frac{TA \cdot L1}{2} + MA = 0$$

$$\longrightarrow MA = \frac{TA \cdot L1}{2}$$

$$-\frac{TA \cdot L1}{3} - \frac{TA \cdot L1}{4} = 0 \longrightarrow TA = 0$$

$$TA = 0 \quad \longrightarrow \quad MA = 0$$

Nous obtenons :

	$(NA = \frac{E \cdot S1}{L1}$		$(NA = \frac{E \cdot S1}{L1}$
<u>noeud i</u>	$(TA = 0$	<u>noeud j</u>	$(TA = 0$
	$(MA = 0$		$(MA = 0$

De la relation précédente (1), nous tirons :

$$MA = -\frac{2}{3} \frac{TA \cdot l_1}{l_1}$$

L'équation (2) nous donne :

$$TA = -\frac{6}{l_1^2} \frac{EI l_1}{l_1}$$

et

$$MA = -\frac{4}{l_1} \frac{EI l_1}{l_1}$$

Les efforts :

$$\begin{array}{l} \text{en noeud } i \\ \left(\begin{array}{l} NA = 0 \\ TA = -\frac{6}{l_1^2} \frac{EI l_1}{l_1} \\ MA = -\frac{4}{l_1} \frac{EI l_1}{l_1} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{en noeud } j \\ \left(\begin{array}{l} NA = 0 \\ TA = -\frac{6}{l_1^2} \frac{EI l_1}{l_1} \\ MA = -\frac{2}{l_1} \frac{EI l_1}{l_1} \end{array} \right. \end{array}$$

Pour les déplacements dans la membrure j,k , il suffira de remplacer dans les expressions de TA, NA, MA , déjà obtenues I_1, l_1, S_1 , par I_2, l_2, S_2 .

Les forces produites sur les barres seront données par :

$$F = (K) \cdot (X)$$

Membreure : i-j

Matrice de Rigidité $[K_1]$, relative à cette membreure.

$$[K_1] = \begin{bmatrix} \frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 & -\frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_1}{l_1^3} & \frac{6EI_1}{l_1^2} & 0 & -\frac{12EI_1}{l_1^3} & \frac{6EI_1}{l_1^2} \\ 0 & \frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{4EI_1}{l_1} & 0 & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{2EI_1}{l_1} \\ -\frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 & \frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_1}{l_1^3} & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & 0 & \frac{12EI_1}{l_1^3} & -\frac{6EI_1}{l_1^2} \\ 0 & \frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{2EI_1}{l_1} & 0 & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{4EI_1}{l_1} \end{bmatrix}$$

Membrane j.k

Matrice de Rigidité $[K_2]$ relative à cette membrane.

$[K_2] =$

$$\begin{bmatrix} \frac{ES_2}{l_2} & 0 & 0 & -\frac{ES_2}{l_2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_2}{l_2^3} & \frac{6ES_2}{l_2^2} & 0 & -\frac{12EI_2}{l_2^3} & \frac{6EI_2}{l_2^2} \\ 0 & \frac{6EI_2}{l_2^2} & \frac{4EI_2}{l_2} & 0 & -\frac{6EI_2}{l_2^2} & \frac{2EI_2}{l_2} \\ -\frac{ES_2}{l_2} & 0 & 0 & \frac{ES_2}{l_2} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_2}{l_2^3} & -\frac{6EI_2}{l_2^2} & 0 & \frac{12EI_2}{l_2^3} & -\frac{6EI_2}{l_2^2} \\ 0 & \frac{6EI_2}{l_2^2} & \frac{2EI_2}{l_2} & 0 & -\frac{6EI_2}{l_2^2} & \frac{4EI_2}{l_2} \end{bmatrix}$$

M en

MATRICE DE RIGIDITE DES BARRES IJ ET JK

$$\begin{bmatrix}
 \frac{E S_1}{l_1} & 0 & 0 & -\frac{E S_1}{l_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12 E I_1}{l_1^3} & \frac{6 E I_1}{l_1^2} & 0 & -\frac{12 E I_1}{l_1^3} & \frac{6 E I_1}{l_1^2} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{6 E I_1}{l_1^2} & \frac{4 E I_1}{l_1} & 0 & -\frac{6 E I_1}{l_1^2} & \frac{2 E I_1}{l_1} & 0 & 0 & 0 \\
 -\frac{E S_1}{l_1} & 0 & 0 & E \left[\frac{S_1}{l_1} + \frac{S_2}{l_2} \right] & 0 & 0 & -\frac{E S_2}{l_2} & 0 & 0 \\
 0 & -\frac{12 E I_1}{l_1^3} & -\frac{6 E I_1}{l_1^2} & 0 & 12 E \left[\frac{I_1}{l_1^3} + \frac{I_2}{l_2^3} \right] & 6 E \left[\frac{S_2}{l_2^2} - \frac{S_1}{l_1^2} \right] & 0 & -\frac{12 E I_2}{l_2^3} & \frac{6 E I_2}{l_2^2} \\
 0 & \frac{6 E I_1}{l_1^2} & \frac{2 E I_1}{l_1} & 0 & 6 E \left[\frac{I_1}{l_1^2} + \frac{I_2}{l_2^2} \right] & 4 E \left[\frac{I_1}{l_1} + \frac{I_2}{l_2} \right] & 0 & -\frac{6 E I_2}{l_2^2} & \frac{2 E I_2}{l_2} \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{E S_2}{l_2} & 0 & 0 & \frac{E S_2}{l_2} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12 E I_2}{l_2^3} & -\frac{6 E I_2}{l_2^2} & 0 & \frac{12 E I_2}{l_2^3} & -\frac{6 E I_2}{l_2^2} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6 E I_2}{l_2^2} & \frac{2 E I_2}{l_2} & 0 & -\frac{6 E I_2}{l_2^2} & \frac{4 E I_2}{l_2}
 \end{bmatrix}$$

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX "INTER"
UNITES LONGUEURS CENTIMETRE FORCE KILOGRAMMES
DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE DE LA STRUCTURE
TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF SUPPORTS 3

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF LOADINGS 6

JOINT COORDINATES

1	X	0.	Y	0.	S
2	X	552.5	Y	0.	S
3	X	1235.5	Y	0.	S
4	X	0.	Y	233.	
5	X	552.5	Y	233.	
6	X	1235.5	Y	233.	
7	X	0.	Y	580.	
8	X	552.5	Y	580.	
9	X	1235.5	Y	580.	
10	X	0.	Y	927.	
11	X	552.5	Y	927.	
12	X	1235.5	Y	927.	
13	X	0.	Y	1274.	
14	X	552.5	Y	1274.	
15	X	1235.5	Y	1274.	
16	X	0.	Y	1621.	
17	X	552.5	Y	1621.	
18	X	1235.5	Y	1621.	
19	X	0.	Y	1968.	
20	X	552.5	Y	1968.	
21	X	1235.5	Y	1968.	
22	X	0.	Y	2315.	
23	X	552.5	Y	2315.	
24	X	1235.5	Y	2315.	

.../...

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC AX 1050. IZ 107000.

1 THRU 7

15 THRU 21

8 THRU 14 AX 1500. IZ 312200.

22 THRU 35 AX 1350. IZ 228000.

CONSTANTS E 200000. ALL

DESCRIPTION DES CAS DE CHARGE

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES

MEMBER LOADS

22 THRU 27 FORCE Y UNIFORM -27.0

28 FORCE Y UNIFORM -27.1

29 THRU 34 FORCE Y UNIFORM -27.0

35 FORCE Y UNIFORM -27.4

JOINT LOADS

6 MOMENT Z - 210500.

9 MOMENT Z - 210500.

12 MOMENT Z - 210500.

15 MOMENT Z - 210500.

18 MOMENT Z - 210500.

21 MOMENT Z - 210500.

24 MOMENT Z - 210500.

TABULATE ALL

LOADING 2 TRAVEES GAUCHES EN SURCHARGE

MEMBER LOADS

22 THRU 27 FORCE Y UNIFORM -16.0

28 FORCE Y UNIFORM -7.1

TABULATE FORCE

LOADING 3 TRAVEES DROITES EN SURCHARGE

MEMBER LOADS

29 THRU 34 FORCE Y UNIFORM -16.

35 FORCE Y UNIFORM -7.4

TABULATE FORCE

.../...

MEMBER INCIDENCES

1	1	4
2	4	7
3	7	10
4	10	13
5	13	16
6	16	19
7	19	22
8	23	20
9	20	17
10	17	14
11	14	11
12	11	8
13	8	5
14	5	2
15	24	21
16	21	18
17	18	15
18	15	12
19	12	9
20	9	6
21	6	3
22	4	5
23	7	8
24	10	11
25	13	14
26	16	17
27	19	20
28	22	23
29	5	6
30	8	9
31	11	12
32	14	15
33	17	18
34	20	21
35	23	24

...../.....

LOADING 4 COMBINAISON 1+2

COMBINE 1 1. 2 1.

TABULATE ALL

LOADING 5 COMBINAISON 1+3

COMBINE 1 1. 3 1.

TABULATE ALL

LOADING 6 COMBINAISON 1+2+3

COMBINE 4 1. 3 1.

TABULATE ALL

TRACE

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

IE PORTIQUE DEUX TRAVES SEPT NIVEAUX * INTER *

1 CHARGES PERMANENTES

①

MEMBER FORCES

JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	48090.461	-1419.071	-100105.95
4	-48090.461	1419.071	-230537.65
4	41324.421	-1318.121	-223962.31
7	-41324.421	1318.121	-233425.75
7	34499.007	-1373.829	-235108.93
10	-34499.007	1373.829	-241609.93
10	27604.277	-1421.149	-244086.71
13	-27604.277	1421.149	-249052.19
13	20649.183	-1462.818	-251534.56
16	-20649.183	1462.818	-256063.25
16	13661.357	-1440.491	-252441.68
19	-13661.357	1440.491	-247408.93
19	6555.431	-1881.042	-295026.12
22	-6555.431	1881.042	-357695.62
23	18221.863	-997.257	-204337.31
20	-18221.863	997.257	-141710.93
20	35233.203	-600.640	-99671.01
17	-35233.203	600.640	-108751.04
17	52459.882	-679.945	-122073.82
14	-52459.882	679.945	-113867.29
14	69745.062	-663.637	-118676.57
11	-69745.062	663.637	-111605.70
11	87139.718	-665.503	-120570.32
8	-87139.718	665.503	-110359.23
8	104665.187	-661.644	-123452.03
5	-104665.187	661.644	-106138.46
5	122340.015	-726.564	-141878.78
2	-122340.015	726.564	-27410.62
24	8909.921	2877.930	560418.00
21	-8909.921	-2877.930	438223.93

16	21	18151.164	1040.683	344252.56
16	18	-18151.164	-2040.683	363864.56
17	18	27295.589	2142.282	373205.87
17	15	-27295.589	-2142.282	370166.12
18	15	36414.312	2084.183	361306.00
18	12	-36414.312	-2084.183	361905.37
19	12	45483.461	2038.705	353622.56
19	9	-45483.461	-2038.705	353808.18
20	9	54490.945	1979.142	342493.81
20	6	-54490.945	-1979.142	344268.56
21	6	63408.515	2144.976	323571.06
21	3	-63408.515	-2144.976	176208.25
22	4	100.937	6766.078	454499.81
22	3	-100.937	8151.422	-837202.00
23	7	-55.732	6825.433	468535.00
23	8	55.732	8092.067	-818443.37
24	10	-47.347	6894.827	485696.56
24	11	47.347	8022.674	-797265.12
25	13	-41.740	6954.883	500586.43
25	14	41.740	7962.617	-778973.50
26	16	22.195	6987.706	508505.25
26	17	-22.195	7929.794	-768758.12
27	19	-440.707	7105.875	542425.00
27	20	440.707	7811.625	-737399.25
28	22	1880.740	6555.361	357695.43
28	23	-1880.740	8417.388	-872080.75
29	5	165.833	9523.400	1085219.00
29	6	-165.833	8917.601	-878340.00
30	8	-59.551	9433.464	1052254.75
30	9	59.551	9007.537	-906802.00
31	11	-45.475	9371.912	1029441.00
31	12	45.475	9069.089	-926027.75
32	14	-58.105	9322.330	1011521.00
32	15	58.105	9118.671	-941973.25
33	17	101.625	9296.660	999586.50
33	18	-101.625	9144.341	-947571.50
34	20	-837.296	9199.720	978782.12
34	21	837.296	9241.281	-992976.37
35	23	2877.912	9804.390	1076417.75
35	24	-2877.912	1909.806	-770917.75

APPLIED JOINT LOADS: FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	-0.012	0.038	-0.12
5	-0.024	-0.007	-0.25
6	-0.000	0.029	-210500.40

LOADING 2 TRAVEES GAUCHES EN SURCHARGE

③

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	27738.101	-1015.370	-84359.64
1	4	-27738.101	1015.370	-152221.75
2	4	23476.011	-925.270	-162445.21
2	7	-23476.011	925.270	-158623.78
3	7	19185.097	-935.383	-163548.50
3	10	-19185.097	935.383	-161029.43
4	10	14879.390	-944.871	-164837.25
4	13	-14879.390	944.871	-163033.31
5	13	10563.550	-946.705	-165229.34
5	16	-10563.550	946.705	-163277.59
6	16	6238.629	-976.183	-167923.84
6	19	-6238.629	976.183	-170811.71
7	19	1923.628	-833.618	-153923.09
7	22	-1923.628	833.618	-135342.59
8	23	2034.369	863.379	136732.46
8	20	-2034.369	-863.379	162860.09
9	20	6635.659	1019.904	180903.12
9	17	-6635.659	-1019.904	173003.81
10	17	11226.011	988.889	173448.59
10	14	-11226.011	-988.889	169696.21
11	14	15831.847	995.093	176127.62
11	11	-15831.847	-995.093	169169.87
12	11	20455.710	993.542	176913.21
12	8	-20455.710	-993.542	167845.90
13	8	25103.918	994.825	179164.71
13	5	-25103.918	-994.825	166039.84
14	5	29785.355	1100.572	187425.00
14	2	-29785.355	-1100.572	69008.40
15	24	-35.192	-29.691	-4560.92
15	21	35.192	29.691	-5742.15
16	21	-111.489	-43.577	-7369.65
16	18	111.489	43.577	-7751.64
16	21	-111.489	-43.577	-7369.65
16	18	111.489	43.577	-7751.64

--	--	---	---	---	---
17	18	-186.594	-42.023	-6212.48	(4)
17	15	186.594	42.023	-8369.66	
19	15	-268.156	-50.022	-7327.99	
18	12	268.156	50.022	-10029.96	
19	12	-357.742	-57.956	-8235.40	
19	9	357.742	57.956	-11875.43	
20	9	-456.893	-69.372	-9368.17	
20	6	456.893	69.372	-14704.17	
21	6	-560.447	-84.997	-7589.54	
21	3	560.447	84.997	-12214.84	
22	4	90.095	4262.117	314666.93	
22	5	-90.095	4577.883	-401898.25	
23	7	-10.092	4290.925	322172.25	
23	8	10.092	4549.075	-393486.93	
24	10	-9.459	4305.725	325866.75	
24	11	9.459	4534.275	-389004.81	
25	13	-1.791	4315.805	328262.81	
25	14	1.791	4524.195	-385831.62	
26	16	-29.390	4324.830	331201.50	
26	17	29.390	4515.170	-383784.00	
27	19	142.654	4314.973	324734.62	
27	20	-142.654	4525.027	-382762.75	
28	22	833.732	1923.611	135342.87	
28	23	-833.732	1999.138	-156207.53	
29	5	-15.623	103.553	48433.42	
29	6	15.623	-103.553	22293.72	
30	8	-11.421	99.150	46476.39	
30	9	11.421	-99.150	21248.56	
31	11	-7.934	89.585	42921.78	
31	12	7.934	-89.585	18265.31	
32	14	-7.993	81.561	40009.80	
32	15	7.993	-81.561	15696.91	
33	17	1.555	75.104	37333.12	
33	18	-1.555	-75.104	13963.29	
34	20	-13.901	76.296	38998.80	
34	21	13.901	-76.296	13111.61	
35	23	-29.665	35.191	19475.05	
35	24	29.665	-35.191	4560.79	

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX * INTER *

LOADING 3 TRAVEES DROITES EN SURCHARGE (5)

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-994.663	116.788	15338.48
1	4	994.663	-116.788	11873.27
2	4	-791.211	91.535	19758.17
2	7	791.211	-91.535	12004.67
3	7	-608.210	70.346	15029.49
3	10	608.210	-70.346	9380.91
4	10	-449.290	54.936	11664.47
4	13	449.290	-54.936	7398.46
5	13	-309.779	40.776	8742.18
5	16	309.779	-40.776	5407.33
6	16	-185.563	40.017	7378.67
6	19	185.563	-40.017	6507.27
7	19	-59.771	19.312	4760.33
7	22	59.771	-19.312	1941.16
8	23	2632.790	-1378.262	-223808.25
8	20	-2632.790	1378.262	-254448.93
9	20	8332.755	-1579.636	-279586.12
9	17	-8332.755	1579.636	-268547.75
10	17	14024.681	-1538.092	-269821.56
10	14	-14024.681	1538.092	-263896.43
11	14	19745.168	-1546.125	-272499.12
11	11	-19745.168	1546.125	-263006.50
12	11	25500.773	-1543.275	-274550.12
12	8	-25500.773	1543.275	-260966.31
13	8	31301.945	-1546.084	-277264.18
13	5	-31301.945	1546.084	-259227.28
14	5	37156.515	-1710.711	-284137.68
14	2	-37156.515	1710.711	-114458.14
15	24	2481.282	1358.775	223546.03
15	21	-2481.282	-1358.775	247948.90

16	21	7835.048	1539.366	269063.68
16	18	-7835.048	-1539.366	265096.31
17	18	13195.505	1497.048	258350.96
17	15	-13195.505	-1497.048	261124.90
18	15	18542.601	1490.853	257392.31
18	12	-18542.601	-1490.853	259933.87
19	12	23873.949	1472.589	253762.71
19	9	-23873.949	-1472.589	257225.65
20	9	29183.742	1454.238	249770.53
20	6	-29183.742	-1454.238	254850.15
21	6	34460.632	1593.569	241503.50
21	3	-34460.632	-1593.569	129798.03
22	4	-25.254	-203.452	-31631.44
22	5	25.254	203.452	-80775.85
23	7	-21.208	-183.002	-27034.11
23	8	21.208	183.002	-74075.01
24	10	-15.445	-158.919	-21045.39
24	11	15.445	158.919	-66757.48
25	13	-14.243	-139.542	-16140.73
25	14	14.243	139.542	-60956.32
26	16	-0.830	-124.239	-12785.98
26	17	0.830	124.239	-55856.20
27	19	-20.826	-125.796	-11267.72
27	20	20.826	125.796	-58224.77
28	22	-19.428	-59.770	-1941.53
28	23	19.428	59.770	-21081.85
29	5	139.332	5651.098	624140.87
29	6	-139.333	5276.902	-496353.81
30	8	-18.346	5618.188	612305.25
30	9	18.346	5309.812	-506996.12
31	11	-18.278	5596.677	604313.87
31	12	18.278	5331.323	-513696.37
32	14	-6.196	5580.890	598351.50
32	15	6.196	5347.110	-518517.00
33	17	-42.306	5567.630	594225.75
33	18	42.306	5360.370	-523447.31
34	20	180.607	3574.189	592270.00
34	21	-180.607	5353.812	-517012.43
35	23	1358.689	2572.991	254889.37
35	24	-1358.689	2481.208	-223545.81

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVES SEPT NIVEAUX * INTER * 7

LOADING 4 COMBINAISON 1+2

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	75828.562	-2434.442	-184465.59
1	4	-75828.562	2434.442	-382759.37
2	4	64800.429	-2243.392	-386407.50
2	7	-64800.429	2243.392	-392049.50
3	7	53684.101	-2309.212	-398657.43
3	10	-53684.101	2309.212	-402639.37
4	10	42483.664	-2366.021	-408923.93
4	13	-42483.664	2366.021	-412085.43
5	13	31212.730	-2409.523	-416763.87
5	16	-31212.730	2409.523	-419340.81
6	16	19899.988	-2416.675	-420365.50
6	19	-19899.988	2416.675	-418220.62
7	19	8479.060	-2714.661	-448949.18
7	22	-8479.060	2714.661	-493038.18
8	23	20256.230	-133.878	-67604.85
8	20	-20256.230	133.878	21149.16
9	20	41868.859	419.264	81232.10
9	17	-41868.859	-419.264	64252.75
10	17	63685.890	308.944	51374.75
10	14	-63685.890	-308.944	55828.91
11	14	85576.906	331.455	57451.03
11	11	-85576.906	-331.455	57564.16
12	11	107595.422	328.039	26342.88
12	8	-107595.422	-328.039	57486.66
13	8	129769.093	333.181	55712.67
13	5	-129769.093	-333.181	59901.36
14	5	152125.375	374.008	45546.22
14	2	-152125.375	-374.008	41597.77
15	24	8874.728	2848.238	555857.00
15	21	-8874.728	-2848.238	432481.75

16	21	18039.671	1997.106	336882.87
16	18	-18039.671	-1997.106	356112.87
17	18	27108.992	2100.258	366993.37
17	15	-27108.992	-2100.258	361796.43
18	15	36146.148	2034.159	353978.00
18	12	-36146.148	-2034.159	351875.37
19	12	45125.711	1980.749	345387.12
19	9	-45125.711	-1980.749	341932.75
20	9	54034.046	1909.769	333125.62
20	6	-54034.046	-1909.769	329564.37
21	6	62848.062	2059.978	315981.50
21	3	-62848.062	-2059.978	163993.40
22	4	191.033	11028.195	769166.75
22	5	-191.033	12729.306	-1239100.25
23	7	-65.825	11116.359	790707.25
23	8	65.825	12641.142	-1211930.25
24	10	-56.806	11200.552	811563.25
24	11	56.806	12556.949	-1186270.00
25	13	-43.531	11270.689	828849.25
25	14	43.531	12466.812	-1164805.00
26	16	-7.194	11312.535	839706.75
26	17	7.194	12444.964	-1152542.00
27	19	-298.052	11420.847	867169.50
27	20	298.052	12336.652	-1120162.00
28	22	2714.473	8478.972	493038.25
28	23	-2714.473	10416.525	-1028288.25
29	5	150.210	9626.953	1133692.25
29	6	-150.210	8814.046	-856046.25
30	8	-70.973	9532.615	1098731.00
30	9	70.973	8908.384	-885558.37
31	11	-53.410	9461.496	1072362.75
31	12	53.410	8979.503	-907762.37
32	14	-66.098	9403.890	1051530.75
32	15	66.098	9037.109	-926276.25
33	17	103.180	9371.763	1036919.50
33	18	-103.180	1069.236	-933608.12
34	20	-851.198	9276.015	1017780.87
34	21	851.198	9164.984	-979864.75
35	23	2848.246	9839.582	1095892.75
35	24	-2848.246	8874.613	-766356.87

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX * INTER *

10

LOADING 5 COMBINAISON 1+3

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	47095.796	-1202.282	-84767.46
1	4	-47095.796	1202.282	-218664.37
2	4	40533.203	-1226.585	-204204.12
2	7	-40533.203	1226.585	-221421.06
3	7	33890.796	-1303.482	-220079.50
3	10	-33890.796	1303.482	-232229.00
4	10	27154.984	-1366.213	-232422.25
4	13	-27154.984	1366.213	-241653.68
5	13	20339.402	-1422.041	-242792.37
5	16	-20339.402	1422.041	-250655.90
6	16	13475.792	-1400.474	-245063.00
6	19	-13475.792	1400.474	-240901.65
7	19	6495.660	-1861.729	-290265.75
7	22	-6495.660	1861.729	-355754.43
8	23	20854.652	-2375.520	-428145.56
8	20	-20854.652	2375.520	-396159.87
9	20	43565.953	-2180.276	-379257.12
9	17	-43565.953	2180.276	-377298.75
10	17	66484.562	-2218.038	-391895.37
10	14	-66484.562	2218.038	-377763.68
11	14	89490.218	-2209.763	-392175.68
11	11	-89490.218	2209.763	-374612.18
12	11	112640.484	-2208.778	-395120.43
12	8	-112640.484	2208.778	-371325.56
13	8	135967.125	-2207.729	-400716.18
13	5	-135967.125	2207.729	-365365.75
14	5	159496.531	-2437.275	-426016.43
14	2	-159496.531	2437.275	-141868.78
15	24	11391.203	4236.706	783964.00
15	21	-11391.203	-4236.706	686172.87

14	21	25986.210	3580.049	613316.25
15	18	-25986.210	-3580.049	628960.87
17	18	40491.093	3639.331	631556.87
17	15	-40491.093	-3639.331	631291.00
18	15	54956.906	3575.036	618698.25
18	12	-54956.906	-3575.036	621839.25
19	12	69357.406	3511.294	607385.25
19	9	-69357.406	-3511.294	611033.87
20	9	83674.687	3433.380	592264.37
20	6	-83674.687	-3433.380	599118.75
21	6	97869.140	3738.544	565074.50
21	3	-97869.140	-3738.544	306006.25
22	4	75.683	6562.625	422868.37
22	5	-75.683	8354.875	-917977.75
23	7	-76.941	6642.430	441500.87
23	8	76.941	8275.070	-892518.37
24	10	-62.792	6735.907	464651.12
24	11	62.792	8181.593	-864022.50
25	13	-55.984	6815.340	484445.68
25	14	55.984	8102.159	-839929.75
26	16	21.365	6863.465	495719.25
26	17	-21.365	8054.034	-824614.37
27	19	-461.534	6980.078	531167.25
27	20	461.534	7937.421	-795634.00
28	22	1861.312	6495.589	355753.87
28	23	-1861.312	8477.158	-903162.50
29	5	305.166	15174.498	1709359.75
29	6	-305.166	14194.501	-1274693.75
30	8	-77.897	15051.652	1664559.75
30	9	77.897	14317.347	-1413798.00
31	11	-63.754	14968.587	1633754.75
31	12	63.754	14400.412	-1439724.00
32	14	-64.302	14903.218	1609872.50
32	15	64.302	14465.781	-1460490.25
33	17	59.318	14864.289	1593812.25
33	18	-59.318	14504.710	-1471018.75
34	20	-656.689	14773.908	1571052.00
34	21	656.689	14595.091	-1509988.75
35	23	4236.601	12377.380	1331307.00
35	24	-4236.601	11391.013	-994463.50

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX * INTER *

LOADING 6 COMBINAISON 1+2+3

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	74833.890	-2317.653	-169127.09
1	4	-74833.890	2317.653	-370886.06
2	4	64009.211	-2151.856	-366649.31
2	7	-64009.211	2151.856	-380044.81
3	7	53075.890	-2238.865	-383628.00
3	10	-53075.890	2238.865	-393258.43
4	10	42034.367	-2311.084	-397259.43
4	13	-42034.367	2311.084	-404686.93
5	13	30902.949	-2368.747	-409021.68
5	16	-30902.949	2368.747	-413933.43
6	16	19714.421	-2376.657	-412986.81
6	19	-19714.421	2376.657	-411713.31
7	19	8419.289	-2695.348	-444188.81
7	22	-8419.289	2695.348	-491097.00
8	23	22889.019	-1512.140	-291413.12
8	20	-22889.019	1512.140	-233299.78
9	20	50201.609	-1160.371	-198354.00
9	17	-50201.609	1160.371	-204294.96
10	17	77710.578	-1229.147	-218446.78
10	14	-77710.578	1229.147	-208067.50
11	14	105322.062	-1214.669	-216048.06
11	11	-105322.062	1214.669	-205442.31
12	11	133096.187	-1215.236	-218207.21
12	8	-133096.187	1215.236	-203479.65
13	8	161071.031	-1212.903	-221551.46
13	5	-161071.031	1212.903	-199325.90
14	5	189281.875	-1336.703	-238591.43
14	2	-189281.875	1336.703	-72860.37
15	24	11356.009	4207.013	779403.00
15	21	-11356.009	-4207.013	680430.62

16	21	25874.718	3536.472	605946.50
16	18	-25874.718	-3536.472	621209.12
17	18	40304.500	3597.307	625344.37
17	15	-40304.500	-3597.307	622921.37
18	15	54688.742	3525.013	611370.25
18	12	-54688.742	-3525.013	611809.25
19	12	68999.656	3453.337	599149.87
19	9	-68999.656	-3453.337	599158.37
20	9	83217.781	3364.007	582896.12
20	6	-83217.781	-3364.007	584414.50
21	6	97308.687	3653.547	557485.00
21	3	-97308.687	-3653.547	293791.43
22	4	165.779	10824.742	737535.25
22	5	-165.779	12932.757	-1319876.00
23	7	-87.034	10933.255	763673.12
23	8	87.034	12824.144	-1286005.25
24	10	-72.252	11041.632	790517.75
24	11	72.252	12715.867	-1253027.25
25	13	-57.775	11131.146	812708.50
25	14	57.775	12626.353	-1225761.25
26	16	-8.024	11188.294	826920.75
26	17	8.024	12569.203	-1208398.25
27	19	-318.879	11295.050	855901.75
27	20	318.879	12462.447	-1178396.75
28	22	2695.044	8419.201	491096.68
28	23	-2695.044	10476.294	-1059370.00
29	5	289.543	15278.050	1757793.00
29	6	-289.543	14090.947	-1352400.00
30	8	-89.319	15150.802	1711036.00
30	9	89.319	14218.195	-1392554.50
31	11	-71.689	15058.171	1676676.50
31	12	71.689	14310.826	-1421458.75
32	14	-72.295	14984.779	1649882.00
32	15	72.295	14384.218	-1444793.25
33	17	60.873	14939.392	1631145.25
33	18	-60.873	14429.605	-1457055.50
34	20	-670.591	14850.203	1610050.75
34	21	670.591	14518.794	-1496877.25
35	23	4206.936	12412.572	1350782.00
35	24	-4206.936	11355.820	-989902.62

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	-0.017	0.063	-0.11
5	-0.036	-0.025	-0.14
6	-0.003	0.043	-210500.56

7	-0.025	0.028	0.30
8	0.047	0.097	0.07
9	-0.010	0.069	-210500.00
10	-0.033	0.119	-0.01
11	-0.003	-0.082	-0.22
12	0.013	-0.085	-210499.78
13	-0.113	-0.277	-0.15
14	-0.042	-0.358	5.48
15	0.001	-0.033	-210501.68
16	-0.114	-0.233	0.39
17	0.122	-0.359	5.36
18	-0.038	-0.171	-211502.03
19	-0.189	-0.082	-0.29
20	0.057	0.062	0.48
21	0.050	0.085	-210499.96
22	-0.303	-0.086	-0.27
23	-0.249	-0.151	-0.97
24	0.077	-0.188	-210499.68

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	2317.653	74833.890	-169127.09
2	1336.703	189281.875	-72860.37
3	-3653.547	97308.687	293791.43

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
4	0.0137	-0.0830	-0.0010
5	0.0134	-0.1470	-0.0003
6	0.0127	-0.1079	0.0014
7	0.0636	-0.1887	-0.0012
8	0.0638	-0.3233	-0.0003
9	0.0640	-0.2454	0.0014
10	0.1317	-0.2764	-0.0012
11	0.1319	-0.4872	-0.0004
12	0.1320	-0.3594	0.0014
13	0.2120	-0.3450	-0.0012

--	-----	-----	-----
14	0.2122	-0.6090	-0.0004
15	0.2123	-0.4498	0.0014
16	0.3018	-0.3970	-0.0013
17	0.3018	-0.6989	-0.0004
18	0.3016	-0.5164	0.0014

14

19	0.3967	-0.4295	-0.0013
20	0.3974	-0.7570	-0.0004
21	0.3991	-0.5592	0.0013
22	0.5040	-0.4435	-0.0017
23	0.4985	-0.7835	-0.0006
24	0.4879	-0.5779	0.0021

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	18950.535	-4245.364	-803474.87
1	4	-18950.535	4245.364	-305694.87
2	4	14596.523	-4635.564	-754594.37
2	7	-14596.523	3385.364	-537215.25
3	7	9690.658	-4060.464	-612213.62
3	10	-9690.658	2511.265	-550031.50
4	10	5974.930	-3272.766	-466639.93
4	13	-5974.930	2025.566	-452273.61
5	13	5034.717	-2509.994	-332783.55
5	16	-5034.717	1260.794	-221468.31
6	16	1093.801	-1707.594	-196147.54
6	19	-1093.801	458.394	-179651.15
7	19	137.957	-1089.282	-81315.57
7	22	-137.957	-159.917	-79929.32
8	22	-20.583	-402.298	-130459.45
8	20	20.583	402.298	-9138.23
9	20	-209.858	-2338.694	-220533.12
9	17	209.858	2538.594	-290299.87
10	17	-726.046	-3772.755	-782534.12
10	14	726.046	3772.755	-546612.37
11	14	-1561.799	-5312.437	-1026550.62
11	11	1561.799	5312.437	-316784.87
12	11	-2720.203	-6804.890	-1265723.00
12	8	2720.203	6804.890	-1095574.00
13	8	-4139.898	-8641.679	-1398613.75
13	5	4139.898	8641.679	-1502048.75
14	5	-5852.767	-9683.179	-470665.81
14	2	5852.767	9683.179	-1780834.50
15	2	-117.378	243.813	-103473.25
15	21	117.378	1456.466	-106925.43

16	21	-883.921	-151.155	-154099.09
16	18	883.921	1851.455	-193353.84
17	18	-2308.709	-861.201	-281725.81
17	15	2308.709	2561.501	-512113.18
18	15	-4413.586	-1506.145	-591937.12
18	12	4413.586	3206.445	-425697.37
19	12	-7176.924	-2174.580	-499239.93
19	9	7176.924	3874.880	-550341.50
20	9	-10457.111	-2711.805	-545102.12
20	6	10457.111	4412.105	-693896.50
21	6	-13198.271	-3780.722	-232889.40
21	3	13198.271	3780.722	-648018.87
22	3	-390.083	3954.025	1060289.00
22	5	390.083	-3954.025	1124310.50
23	7	-673.440	-4699.883	1249423.00
23	8	673.440	-4699.883	1347262.50
24	10	-459.990	-3921.732	1046671.62
24	11	459.990	-3921.732	1120085.25
25	13	-485.156	-2940.626	785036.87
25	14	485.156	-2940.626	839659.12
26	16	-444.144	-1940.971	517616.18
26	17	444.144	-1940.971	554770.25
27	19	-829.166	955.813	260963.26
27	20	829.166	-955.813	267123.81
28	22	-138.456	137.933	15432.34
28	23	138.456	-137.933	60776.14
29	5	831.889	-2741.160	948426.12
29	6	-831.889	-2741.160	923786.37
				1144925.35

23	18	-990.383
24	20	1303.556
24	21	-1303.556
25	23	245.050
25	24	-245.050

-1424.771
766.537
-766.537
117.353
-117.353

475071.55
262527.81
261017.59
69685.04
10469.58

(16)

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVES SEPT NIVEAUX * INTER *

LOADING 3 COMBINAISON 16ZVENT

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	94379.093	-5679.805	-867940.37
1	4	-94379.093	6679.805	-688454.25
2	4	79396.953	-6878.956	-1141001.75
2	7	-79396.953	5629.755	-1029259.62
3	7	63580.757	-6369.677	-1010871.00
3	10	-63580.757	5120.477	-982670.75
4	10	48458.593	-5638.788	-875563.87
4	13	-48458.593	4389.587	-864359.25
5	13	34247.445	-4919.518	-749527.37
5	16	-34247.445	3670.318	-740809.12
6	16	20993.789	-4124.269	-616513.37
6	19	-20993.789	2875.069	-597871.75
7	19	8617.017	-3803.943	-550264.75
7	22	-8617.017	2554.743	-572967.50
8	23	20235.644	-536.177	-198064.31
8	20	-20235.644	536.177	12010.92
9	20	41659.000	-1917.429	-439301.00
9	17	-41659.000	1917.429	-226047.09
10	17	62959.843	-3463.812	-711159.37
10	14	-62959.843	3463.812	-490763.37
11	14	84015.093	-4980.981	-969179.50
11	11	-84015.093	4980.981	-759220.62
12	11	104875.218	-6476.851	-1209380.00
12	8	-104875.218	6476.851	-1038067.12
13	8	125629.187	-8308.496	-1340901.00
13	5	-125629.187	8308.496	-1542147.25
14	5	146772.594	-9289.169	-425139.56
14	2	-146772.594	9289.169	-1720935.50

15 24 -8757.349
 15 21 -8757.349

5092.052
 -1391.752

452383.68
 525556.31

17

16 21 17155.750
 16 18 -17155.750
 17 18 24800.281
 17 15 -24800.281
 18 15 31732.558
 18 12 -31732.558
 19 12 37948.781
 19 9 -37948.781
 20 9 43578.937
 20 6 -43578.937
 21 6 49849.789
 21 3 -49849.789
 22 4 -199.049
 22 5 199.049
 23 7 -739.266
 23 6 739.266
 24 10 -516.797
 24 11 516.797
 25 13 -528.688
 25 14 528.688
 26 16 -451.339
 26 17 451.339
 27 19 -927.218
 27 20 927.218
 28 22 -2556.016
 28 23 2556.016
 29 5 781.899
 29 6 -781.899
 30 8 -1091.887
 30 9 1091.887
 31 11 -978.631
 31 12 978.631
 32 14 -989.505
 32 15 989.505
 33 17 -1093.563
 33 18 1093.563
 34 20 -454.357
 34 21 454.357
 35 23 -5093.297
 35 24 5093.297

1845.950
 -145.650
 1239.057
 461.242
 528.014
 1172.259
 -193.831
 1394.131
 -802.036
 2502.335
 -1720.743
 1720.743
 14982.220
 8773.281
 15816.242
 7941.238
 15122.283
 8623.216
 14211.314
 9546.183
 13253.303
 10503.792
 12376.660
 11360.637
 8618.906
 10278.589
 12368.113
 6072.883
 12812.800
 3628.197
 12224.828
 6216.170
 11508.753
 8932.243
 10796.533
 7644.462
 10042.552
 8398.445
 9956.933
 8757.257

162783.78
 162759.03
 85267.57
 49683.25
 -37959.13
 -73822.01
 -153852.84
 -208408.71
 -211976.46
 -501332.12
 83092.07
 -484025.43
 1629455.50
 -114789.75
 2040130.00
 135332.28
 1858234.75
 -68184.78
 1613886.00
 -325145.51
 1357323.00
 -597771.75
 1128132.73
 -853038.12
 308470.55
 -967512.00
 2082073.23
 67740.14
 2243656.00
 209883.78
 2034783.25
 17172.87
 1785108.25
 -222230.90
 1534967.00
 -428336.36
 1280308.75
 -718847.12
 1165575.75
 -755887.25

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	0.198	0.080	-0.37
5	0.276	-0.004	1.73
6	-0.307	0.029	-210499.67

7	0.654	0.046	-0.43
8	-0.491	0.078	0.57

9	0.207	0.050	-210501.31
10	1.512	0.124	0.25
11	-0.441	-0.069	-1.97
12	-0.176	-0.054	-210501.96
13	1.241	0.166	-0.56
14	1.525	-0.314	-0.51
15	-0.248	-0.037	-210506.75
16	2.511	-0.154	0.43
17	-1.479	-0.314	-11.00
18	-0.157	-0.068	-210510.03
19	1.655	-0.109	-3.62
20	0.323	0.040	-19.51
21	-0.158	0.044	-210507.00
22	1.272	-0.110	-64496.88
23	1.104	-0.119	-0.52
24	-1.245	-0.089	-303503.55

(18)

REACTIONS, APPLIED LOADS, SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	5679.805	94379.095	-857940.37
2	7259.169	146772.594	-1739236.50
3	1720.743	49649.789	-484025.43

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
4	-0.4428	-0.1047	0.0009
5	-0.4424	-0.1139	0.0024
6	-0.4444	-0.0550	0.0030
7	-1.8550	-0.2359	0.0012
8	-1.8553	-0.2593	0.0030
9	-1.8563	-0.1270	0.0035
10	-3.1760	-0.3409	0.0009
11	-3.1769	-0.3806	0.0025
12	-3.1794	-0.1897	0.0031
13	-4.2342	-0.4210	0.0004
14	-4.2331	-0.4777	0.0019
15	-4.2356	-0.2422	0.0026
16	-4.9982	-0.4776	-0.0000
17	-4.9975	-0.5506	0.0013
18	-5.0000	-0.2832	0.0021
19	-5.4680	-0.5123	-0.0005
20	-5.4661	-0.5987	0.0007
21	-5.4673	-0.3115	0.0014
22	-5.6486	-0.5265	-0.0014
23	-5.6538	-0.6222	0.0001
24	-5.6617	-0.3260	0.0017

LOADING 4 EFFET DU VENT GAUCHE DROITE

20

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-17385.230	3760.025	606828.37
1	4	17385.230	-3760.025	269257.68
2	4	-13859.710	4176.638	676454.25
2	7	13859.710	-2976.018	564531.62
3	7	-9635.103	3711.234	558601.87
3	10	9635.103	-2510.614	520888.93
4	10	-6046.456	3058.615	436998.93
4	13	6046.456	-1857.995	416032.93
5	13	-3279.411	2399.210	322223.68
5	16	3279.411	-1198.590	301994.81
6	16	-1366.839	1954.762	211091.06
6	19	1366.839	-254.462	172209.53
7	19	-385.492	1163.229	89032.12
7	22	385.492	537.070	19606.32
8	23	54.104	786.684	213485.46
8	20	-54.104	-786.684	59494.04
9	20	262.011	2270.187	492446.62
9	17	-262.011	-2270.187	295308.37
10	17	783.538	3675.455	733398.75
10	14	-783.538	-3675.455	541984.00
11	14	1567.494	+921.510	940348.75
11	11	-1567.494	-4921.510	767415.25
12	11	2625.297	6166.142	1138878.00
12	8	-2625.297	-6166.142	1000773.25
13	8	3898.191	7703.804	1240385.75
13	5	-3898.191	-7703.804	1432834.25
14	5	4986.461	8561.238	413295.31
14	2	-4986.461	-8561.238	1581473.00
15	24	331.384	-250.969	48706.76
15	21	-331.384	-998.230	80943.00
16	21	1104.812	421.750	176311.06
16	18	-1104.812	-1670.950	186772.59
17	18	2495.918	1020.963	278288.93
17	15	-2495.918	-2270.164	292721.62
18	15	4479.404	1563.476	370421.06
18	12	-4479.404	-2812.676	288941.25

--	--
19	12	7010.263	2115.237	458284.25
19	9	-7010.263	-3364.437	492439.18
20	9	9961.998	2561.625	493411.93
20	6	-9961.998	-3810.825	612208.25
21	6	12399.253	3369.935	208455.40
21	3	-12399.253	-3369.935	576739.50
22	4	416.502	-3525.528	-945711.87
22	5	-416.502	3525.528	-1002142.37
23	7	734.493	-4224.628	-1123133.00
23	8	-734.493	4224.628	-1210974.00
24	10	546.675	-3588.649	-957889.25
24	11	-546.675	3588.649	-1024839.75
25	13	539.684	-2767.444	-738257.50
25	14	-539.684	2767.444	-790755.25
26	16	754.067	-1912.629	-513086.81
26	17	-754.067	1912.629	-543641.12
27	19	906.931	-981.321	-261241.15
27	20	-906.931	981.321	-280938.81
28	22	535.024	-385.467	-112608.42
28	23	-535.024	385.467	-100362.29
29	5	-441.115	-2437.262	-843986.37
29	6	441.115	2437.262	-820663.87
30	8	-802.824	-2951.726	-1030180.12
30	9	802.824	2951.726	-985848.62
31	11	-697.452	-2530.853	-881449.25
31	12	697.452	2530.853	-847123.25
32	14	-706.689	-1983.477	-691573.75
32	15	706.689	1983.477	-663141.25
33	17	-649.573	-1391.093	-485057.50
33	18	649.573	1391.093	-465059.25
34	20	-576.435	-773.411	-270989.93
34	21	576.435	773.411	-257250.25
35	23	-251.460	-331.369	-113121.18
35	24	251.460	331.369	-113204.12

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX * INTER *

LOADING 5 COMBINAISON 1+3+VENT

22

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	29710.566	2457.743	522060.81
1	4	-29710.566	-2457.743	50593.28
2	4	26673.488	2950.052	472250.06
2	7	-26673.488	-1749.432	343110.50
3	7	24255.691	2407.751	336522.31
3	10	-24255.691	-1207.131	288659.93
4	10	21108.527	1692.402	204576.68
4	13	-21108.527	-491.782	174379.25
5	13	17059.988	977.169	79431.29
5	16	-17059.988	223.450	51338.88
6	16	12108.953	554.288	-33971.94
6	19	-12108.953	1146.011	-68692.14
7	19	6110.167	-698.500	-201233.59
7	22	-6110.167	2398.800	-336148.06
8	23	20908.753	-1588.835	-214660.09
8	20	-20908.753	1588.835	-336665.81
9	20	43827.961	89.911	113189.51
9	17	-43827.961	-89.911	-81990.39
10	17	67268.093	1457.417	341503.37
10	14	-67268.093	-1457.417	164220.28
11	14	91057.703	2711.747	548173.12
11	11	-91057.703	-2711.747	392803.06
12	11	115265.781	3957.364	743757.50
12	8	-115265.781	-3957.364	629447.75
13	8	139865.312	5496.076	839669.50
13	5	-139865.312	-5496.076	1067468.50
14	5	164482.969	6123.961	-12721.12
14	2	-164482.969	-6123.961	1439604.25
15	24	11722.585	3985.733	832670.75
15	21	-11722.585	-5234.935	767115.75

16	21	27091.019	4001.800	789627.25
16	18	-27091.019	-5251.000	815733.37
17	18	42987.007	4660.294	909845.75
17	15	-42987.007	-5909.495	924012.50
18	15	59436.304	5138.512	989119.25
18	12	-59436.304	-6367.712	1010680.37
19	12	76367.656	5626.531	1065669.50
19	9	-76367.656	-6875.731	1103473.00
20	9	93636.672	5995.005	1085676.25
20	6	-93636.672	-7244.206	1211327.00
21	6	110268.390	7108.479	773529.87
21	3	-110268.390	-7108.479	882745.62
22	4	492.185	3037.097	-522843.50
22	5	-492.185	11880.402	-1920120.00
23	7	657.551	2417.802	-681632.00
23	8	-657.551	12499.697	-2103492.50
24	10	483.882	3147.257	-493238.12
24	11	-483.882	11770.244	-1888862.25
25	13	483.700	4347.896	-253811.78
25	14	-483.700	11869.603	-1630685.00
26	16	775.432	4950.835	-17367.56
26	17	-775.432	9966.664	-1368255.50
27	19	445.397	5998.756	269926.06
27	20	-445.397	8918.742	-1076572.75
28	22	2396.336	6110.122	243145.43
28	23	-2396.336	8862.625	-1003524.75
29	5	-135.948	12737.234	865373.37
29	6	135.948	16631.765	-2195357.50
30	8	-880.722	12099.925	634379.62
30	9	880.722	17269.074	-2399646.50
31	11	-761.207	12437.734	752305.50
31	12	761.207	16931.265	-2286847.00
32	14	-770.991	12919.740	918298.75
32	15	770.991	16449.257	-2123631.50
33	17	-590.254	13473.195	1108754.75
33	18	590.254	15895.802	-1936077.75
34	20	-1233.125	14000.496	1300062.00
34	21	1233.125	15368.501	-1767238.75
35	23	3985.140	12046.009	1218185.75
35	24	-3985.140	11722.382	-1107667.50

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	-0.123	0.026	-0.11
5	-0.248	-0.028	0.62
6	0.222	0.050	-210500.84

6	0.222	0.050	-210500.84
7	-0.767	-0.003	0.80
8	0.437	0.086	4.75
9	-0.003	0.061	-210497.46
10	-1.387	0.096	-1.44
11	0.527	-0.086	3.75
12	0.026	-0.092	-210497.46
13	-1.686	-0.641	-1.21
14	-0.362	-0.268	7.25
15	0.009	-0.040	-210499.59
16	-2.306	-0.200	-0.66
17	1.818	-0.272	12.31
18	-0.450	-0.185	-210498.96
19	-2.114	-0.028	0.36
20	0.224	0.032	13.12
21	-0.010	0.068	-210496.00
22	-2.463	-0.045	-93002.64
23	-0.030	-0.119	1.01
24	0.594	-0.204	-274996.93

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-2457.743	29710.566	522060.81
2	-6123.961	164482.969	1439604.25
3	-7108.479	110268.390	882745.62

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
4	0.4200	-0.0329	-0.0025
5	0.4190	-0.1277	-0.0027
6	0.4194	-0.1223	-0.0005
7	1.7769	-0.0770	-0.0030
8	1.7756	-0.2895	-0.0033
9	1.7778	-0.2770	-0.0010
10	3.1021	-0.1171	-0.0028
11	3.1011	-0.4228	-0.0030
12	3.1030	-0.4032	-0.0007
13	4.2281	-0.1510	-0.0026

--	4.2271	-0.5281	-0.0025
14	4.2271	-0.5281	-0.0025
15	4.2290	-0.5014	-0.0003
16	5.1244	-0.1801	-0.0022
17	5.1228	-0.6059	-0.0021
18	5.1243	-0.5724	0.0001

19	5.7636	-0.2001	-0.0017
20	5.7627	-0.6566	-0.0015
21	5.7658	-0.6172	0.0005
22	6.1609	-0.2102	-0.0020
23	6.1560	-0.6808	-0.0012
24	6.1459	-0.6366	0.0016

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVÉES SEPT NIVEAUX * RIVE *

=====

①

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES

=====

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	59716.101	-1917.399	-142812.03
1	4	-59716.101	1917.399	-303942.00
2	4	50878.929	-1779.444	-303751.25
2	7	-50878.929	1779.444	-513715.87
3	7	41946.625	-1848.798	-317064.00
3	10	-41946.625	1848.798	-324469.12
4	10	32928.179	-1905.396	-327717.37
4	13	-32928.179	1905.396	-333455.12
5	13	23840.714	-1946.732	-335763.31
5	16	-23840.714	1946.732	-339752.93
6	16	14703.548	-1980.920	-342044.67
6	19	-14703.548	1980.920	-345334.87
7	19	5533.621	-1991.284	-343627.81
7	22	-5533.621	1991.284	-347347.81
8	23	14594.962	-1148.135	-207867.09
8	20	-14594.962	1148.135	-190536.03
9	20	36965.484	-1061.368	-184790.21
9	17	-36965.484	1061.368	-183504.59
10	17	59397.921	-1076.479	-190085.15
10	14	-59397.921	1076.479	-183453.09
11	14	81920.187	-1072.837	-190289.96
11	11	-81920.187	1072.837	-181984.46
12	11	104566.797	-1071.662	-191500.15
12	8	-104566.797	1071.662	-180366.71
13	8	127371.765	-1071.843	-193603.25
13	5	-127371.765	1071.843	-178326.50
14	5	150366.344	-1183.384	-201044.96
14	2	-150366.344	1183.384	-74683.62
15	24	7394.195	3139.238	552595.62
15	21	-7394.195	-3139.238	536720.12

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVEES SEPT NIVEAUX * RIVE *

=====

③

LOADING 2 TRAVEES DROITE EN SURCHARGE

=====

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	14554.039	-449.892	-34642.44
1	4	-14554.039	449.892	-70182.56
2	4	12523.818	-417.754	-71567.53
2	7	-12523.818	417.754	-73393.18
3	7	10468.039	-434.410	-74640.78
3	10	-10468.039	434.410	-76099.81
4	10	8391.890	-446.148	-76962.87
4	13	-8391.890	446.148	-77850.59
5	13	6299.412	-462.929	-79482.71
5	16	-6299.412	462.929	-81153.65
6	16	4196.644	-432.611	-77554.78
6	19	-4196.644	432.611	-72561.31
7	19	2074.634	-640.144	-97348.81
7	22	-2074.634	640.144	-124781.18
8	23	3706.801	11.426	32026.34
8	20	-3706.801	-11.426	-28001.34
9	20	8820.755	-332.271	-63208.53
9	17	-8820.755	332.271	-52089.78
10	17	13956.382	-264.615	-45141.54
10	14	-13956.382	264.615	-46680.07
11	14	19112.105	-277.584	-48973.22
11	11	-19112.105	277.584	-47348.55
12	11	24296.828	-274.608	-48473.57
12	8	-24296.828	274.608	-46815.39
13	8	29518.234	-275.807	-48827.66
13	5	-29518.234	275.807	-46877.35
14	5	34784.625	-305.137	-48122.18
14	2	-34784.625	305.137	-22974.89
15	24	1165.694	628.686	100711.79
15	21	-1165.694	-628.686	117442.45

16	21	3813.785	764.850	135052.78
16	18	-3813.785	-764.850	130350.26
17	18	6459.478	727.522	125919.34
17	15	-6459.478	-727.522	126530.78
18	15	9095.355	723.692	125776.98
18	12	-9095.355	-723.692	125344.29
19	12	11718.496	708.970	123148.75
17	9	-11718.496	-708.970	122864.00
20	9	14325.298	693.517	120506.53
20	6	-14325.298	-693.517	120143.87
21	6	16912.668	754.979	117148.84
21	3	-16912.668	-754.979	58761.32
24	4	32.132	2030.232	141750.09
22	5	-32.132	2389.767	-241071.93
23	7	-16.657	2055.785	148034.00
23	8	16.657	2364.215	-233238.40
24	10	-11.741	2076.147	153062.62
24	11	11.741	2343.853	-227016.65
25	13	-16.786	2092.412	157333.34
25	14	16.786	2327.567	-222301.06
26	16	30.309	2102.703	158708.46
26	17	-30.309	2317.297	-217990.53
27	19	-207.543	2121.986	169910.06
27	20	207.543	2298.013	-218537.90
28	22	640.100	2074.625	124781.14
28	23	-640.100	2345.375	-199576.25
29	5	61.457	2876.625	336071.43
29	6	-61.457	2587.374	-237292.81
30	8	-15.454	2857.200	328881.43
30	9	15.454	2606.800	-243370.59
31	11	-14.718	2840.852	322838.75
31	12	14.718	2623.147	-248493.09
32	14	-3.827	2828.117	317955.81
32	15	3.827	2635.882	-252308.34
33	17	-37.326	2818.315	315223.12
33	18	37.326	2645.684	-256270.12
34	20	136.166	2815.914	309808.25
34	21	-136.166	2648.085	-252495.43
35	23	628.680	1361.409	167549.75
35	24	-628.680	1165.690	-100711.82

LOADING 4 EFFET DU VENT GAUCHE DROITE

=====

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-8535.660	1842.846	297577.18
1	4	8535.660	-1842.846	131806.12
2	4	-6806.218	2053.935	332068.56
2	7	6806.218	-1453.625	276493.06
3	7	-4733.212	1826.981	274511.18
3	10	4733.212	-1226.672	255297.81
4	10	-2971.314	1507.244	214904.09
4	13	2971.314	-906.934	203955.87
5	13	-1612.065	1183.956	158634.28
5	16	1612.065	-583.646	148044.87
6	16	-672.109	968.031	104172.79
6	19	672.109	-117.881	84233.01
7	19	-189.246	580.079	44316.61
7	22	189.246	270.070	9469.96
8	23	24.998	387.615	105310.53
8	20	-24.998	-387.615	29191.92
9	20	127.675	1116.639	242388.93
9	17	-127.675	-1116.639	145084.93
10	17	384.230	1806.795	360680.31
10	14	-384.230	-1806.795	266277.81
11	14	769.393	2417.448	462013.62
11	11	-769.393	-2417.448	376841.00
12	11	1288.797	3027.379	559220.75
12	8	-1288.797	-3027.379	491279.87
13	8	1913.403	3782.389	608659.62
13	5	-1913.403	-3782.389	703829.62
14	5	2447.828	4203.639	201734.90
14	2	-2447.828	-4203.639	777713.00
15	24	164.290	-117.701	23997.80
15	21	-164.290	-482.608	39313.63
16	24	544.579	214.513	87136.04
16	18	-544.579	-814.823	91453.84
16	21	544.579	214.513	87136.04
16	18	-544.579	-814.823	91453.84

17	18	1228.336	508.336	137099.25
17	15	-1228.336	-1108.646	143447.37
18	15	2202.635	774.194	182236.28
18	12	-2202.635	-1374.504	190563.03
19	12	3445.126	1044.427	225245.75
19	9	-3445.126	-1644.737	241324.43
20	9	4893.542	1242.888	242338.84
20	6	-4893.542	-1863.198	300037.06
21	6	6088.557	1653.013	102239.51
21	3	-6088.557	-1653.013	282912.68
22	4	210.998	-1729.444	-463874.50
22	3	-210.998	1729.444	-491643.25
23	7	373.062	-2073.014	-551003.62
23	8	-373.062	2073.014	-594336.87
24	10	279.881	-1761.894	-470201.75
24	11	-279.881	1761.894	-503244.87
25	13	276.211	-1359.480	-362589.50
25	14	-276.211	1359.480	-388523.25
26	16	383.325	-940.318	-252217.65
26	17	-383.325	940.318	-267308.50
27	19	461.077	-482.967	-128550.73
27	20	-461.077	482.967	-138288.87
28	22	269.415	-189.277	-55221.57
28	23	-269.415	189.277	-49354.03
29	5	-210.254	-1195.019	-413921.18
29	6	210.254	1195.019	-402276.68
30	8	-381.886	-1448.410	-505602.50
30	9	381.886	1448.410	-483662.00
31	11	-330.426	-1242.490	-432813.12
31	12	330.426	1242.490	-415807.62
32	14	-334.604	-974.305	-339769.68
32	15	334.604	974.305	-325580.93
33	17	-306.345	-683.754	-238453.56
33	18	306.345	683.754	-228550.37
34	20	-267.859	-380.286	-133288.56
34	21	267.859	380.286	-126447.23
35	23	-118.095	-164.281	-55957.77
35	24	118.095	164.281	-56246.22

STRUCTURE PORTIQUE DEUX TRAVÉES SEPT NIVEAUX * RIVE *

(7)

LOADING 5 COMBINAISON 1+2+VENT

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	65734.468	-524.444	120122.70
1	4	-65734.468	524.444	-242318.37
2	4	56596.523	-143.263	-43250.19
7	7	-56596.523	743.573	-110615.95
3	7	47681.437	-456.227	-117193.57
3	10	-47681.437	1056.537	-145271.06
4	10	38348.742	-844.300	-189776.09
4	13	-38348.742	1444.609	-207349.81
5	13	28528.058	-1225.705	-256611.71
5	16	-28528.058	1826.015	-272861.68
6	16	18228.078	-1445.500	-315426.56
6	19	-18228.078	2295.649	-333663.12
7	19	7419.007	-2051.348	-396659.93
7	22	-7419.007	2901.498	-462658.93
8	22	18326.761	-749.093	-70530.21
8	20	-18326.761	749.093	-189405.40
9	20	45913.906	-277.000	-5609.78
9	17	-45913.906	277.000	-90509.42
10	17	73738.515	465.700	125453.60
10	14	-73738.515	-465.700	36144.63
11	14	101801.672	1067.027	222750.43
11	11	-101801.672	-1067.027	147508.00
12	11	130152.406	1681.109	319247.00
12	8	-130152.406	-1681.109	264097.81
13	8	158803.375	2434.739	366228.68
13	5	-158803.375	-2434.739	478625.75
14	5	187598.750	2715.116	-47432.22
14	2	-187598.750	-2715.116	680054.50
15	24	8724.177	3650.223	677305.12
15	21	-8724.177	-4250.534	693476.12

16	21	23454.722	4021.386	749182.37
16	18	-23454.722	-4621.696	750391.37
17	18	38457.382	4258.807	787655.25
17	19	-38457.382	-4859.117	794304.37
18	15	53700.804	4475.748	824657.37
18	12	-53700.804	-5076.058	832580.87
19	12	69143.750	4673.427	855083.50
19	9	-69143.750	-5273.737	870749.12
20	9	84704.281	4807.272	887190.00
20	6	-84704.281	-5407.582	915087.12
21	6	99897.312	5508.324	695588.12
21	3	-99897.312	-5508.324	587351.50
22	4	381.058	9138.033	285568.62
22	5	-381.058	14619.464	-1799815.50
23	7	287.033	8915.068	227810.15
23	8	-287.033	14842.429	-1865244.50
24	10	211.508	9332.757	335047.12
24	11	-211.508	14424.740	-1741709.50
25	13	218.042	9820.109	463962.50
25	14	-218.042	13937.388	-1601362.25
26	16	379.363	10299.265	588288.50
26	17	-379.363	13458.232	-1460953.50
27	19	243.101	10808.734	730321.37
27	20	-243.101	12948.765	-1321506.25
28	22	2900.632	7418.962	416907.12
28	23	-2900.632	9156.035	-896774.87
29	5	100.647	14175.931	1368622.00
29	6	-100.647	15193.066	-1715979.75
30	8	466.512	13808.484	1234918.00
30	9	-466.512	15560.513	-1833238.25
31	11	402.961	13926.076	1274957.75
31	12	-402.961	15442.921	-1792963.25
32	14	383.507	14125.513	1342473.25
32	15	-383.507	15243.484	-1724262.00
33	17	362.749	14366.308	1426019.00
33	18	-362.749	15002.691	-1643346.25
34	20	228.891	14638.484	1516527.25
34	21	-228.891	14730.513	-1547957.50
35	23	3649.797	9170.507	967302.50
35	24	-3649.797	8724.091	-814853.50

APPLIED JOINT LOADS: FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	-0.123	0.084	0.00
5	-0.033	0.021	0.06
6	0.095	0.036	-105300.60
7	-0.312	-0.008	0.65
8	-0.083	-0.067	0.06
9	-0.047	-0.025	-105300.60

10	-0.728	0.060	-0.06
11	-0.388	0.079	3.62
12	0.331	-0.021	-105298.82
13	-0.862	-0.581	1.03
14	-0.224	-0.239	5.87
15	0.138	0.059	-105300.42
16	-1.151	-0.708	0.28
17	0.588	-0.081	9.90
18	-0.139	0.023	-105299.60
19	-1.199	-0.338	-1.67
20	0.095	0.101	6.18
21	-0.250	-0.025	-105298.29
22	-0.866	-0.045	-45751.89
23	0.072	-0.217	-2.43
24	0.425	-0.086	-137548.46

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	524.444	65734.468	120122.70
2	-2715.116	187598.750	680054.50
3	-5508.324	99897.312	587851.50

FREE JOINT DISPLACEMENTS

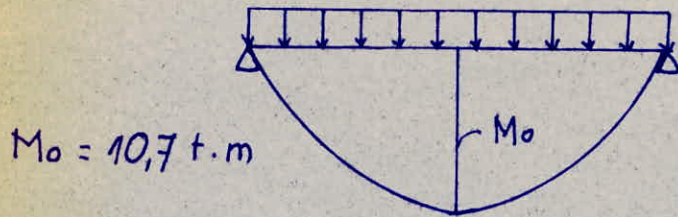
JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
4	0.1746	-0.0625	-0.0016
5	0.1739	-0.1248	-0.0011
6	0.1737	-0.0950	0.0005
7	0.7382	-0.1426	-0.0019
8	0.7377	-0.2823	-0.0014
9	0.7387	-0.2149	0.0003
10	1.2896	-0.2102	-0.0018
11	1.2892	-0.4113	-0.0012
12	1.2901	-0.3129	0.0004
13	1.7583	-0.2645	-0.0017
14	1.7579	-0.5122	-0.0011
15	1.7587	-0.3889	0.0006
16	2.1309	-0.3049	-0.0016
17	2.1303	-0.5854	-0.0009
18	2.1311	-0.4434	0.0008
19	2.3961	-0.3307	-0.0014
20	2.3957	-0.6309	-0.0007
21	2.3962	-0.4766	0.0010
22	2.5599	-0.3412	-0.0015
23	2.5548	-0.6490	-0.0004
24	2.5469	-0.4890	-0.0012

Portique Intermediaire

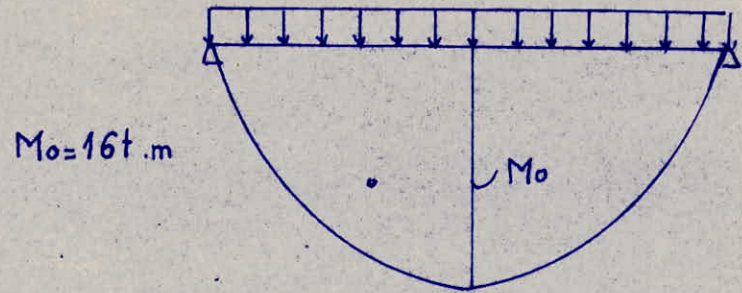
Poutres de Reference

Charges Permanentes: G

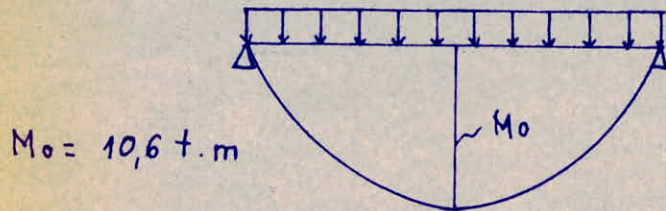
Traverse: 28 G = 2,710 t



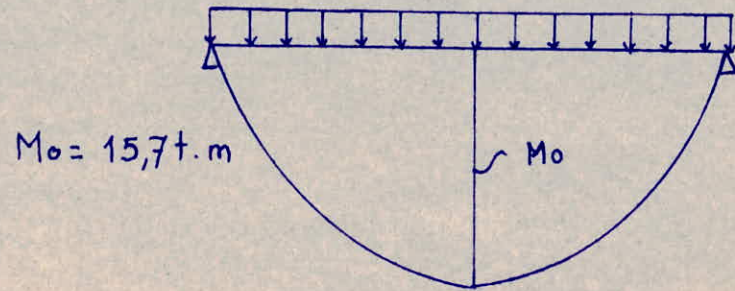
Traverse: 35 G = 2,740 t



Traverses: 22 a 27 ; G = 2,7 t



Traverses: 29 à 34 ; G = 2,7 t

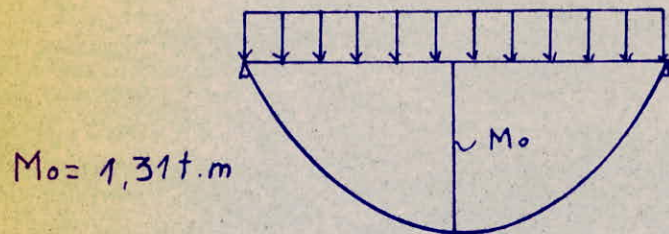


Portique Intermediaire

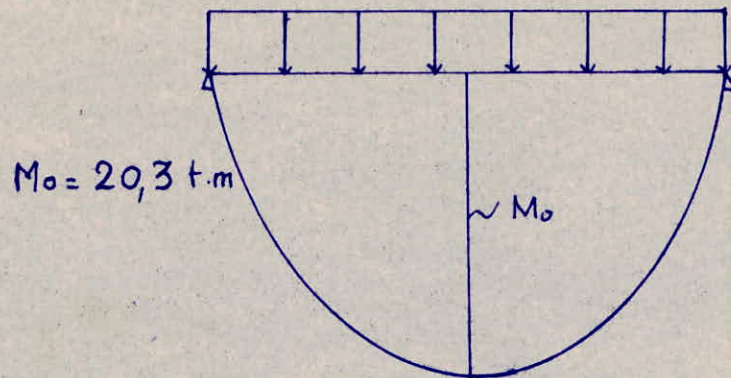
Poutres de Reference

Charges Permanentes + Surcharges : G + P

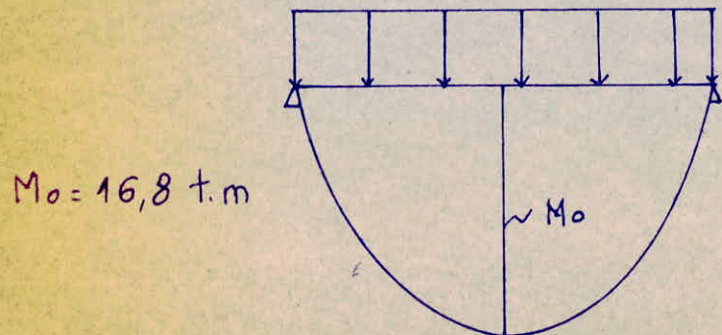
Traverse : 28 $G = 2,710 t$
 $P = 0,710 t$



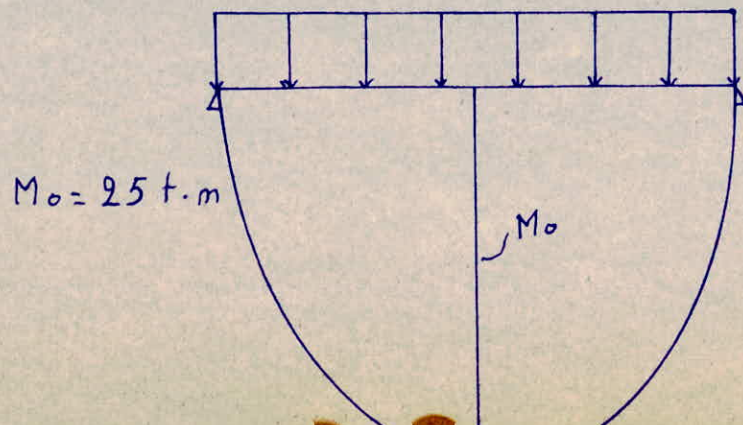
Traverse : 35 $G = 2,740 t$
 $P = 0,740 t$



Traverses : 22 a 27 ; $G = 2,7 t$
 $P = 1,6 t$



Traverses : 29 a 34 ; $G : 2,7 t$
 $P : 1,6 t$



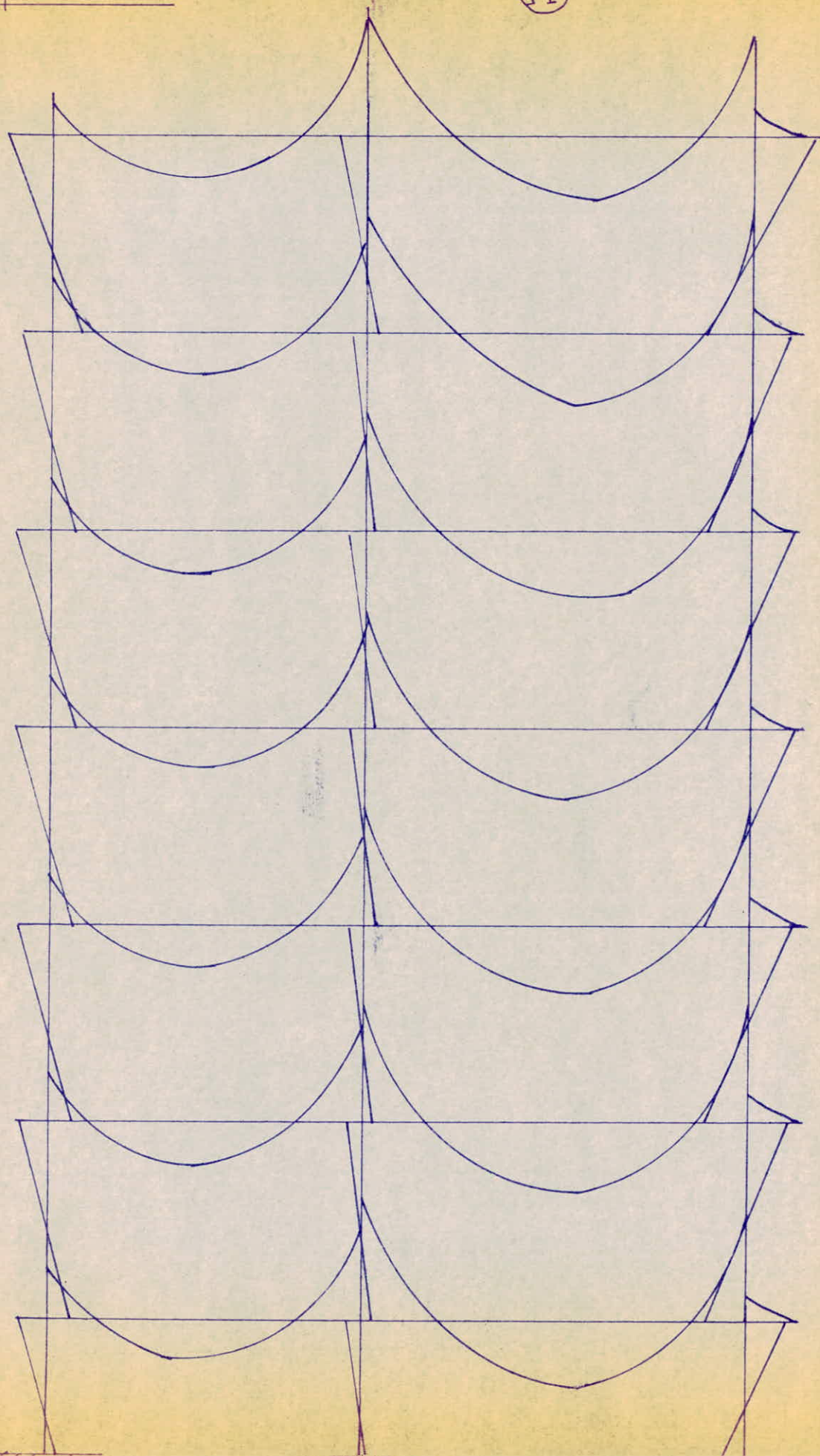
Portique Inter.

(M)

G.

I

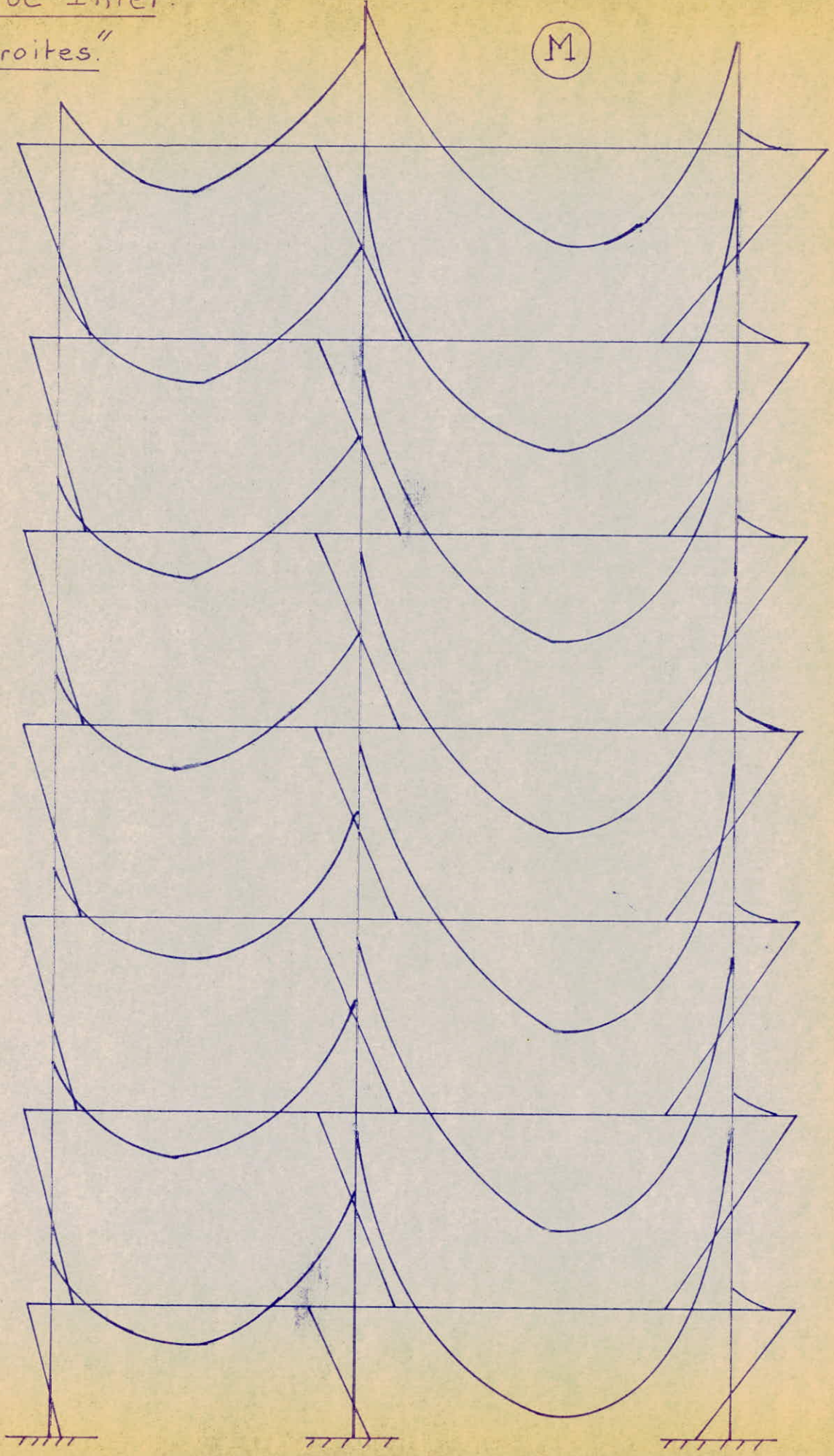
elle:
5 t.m.
Am.



Portique Inter:

G + S. "droites"

(M)

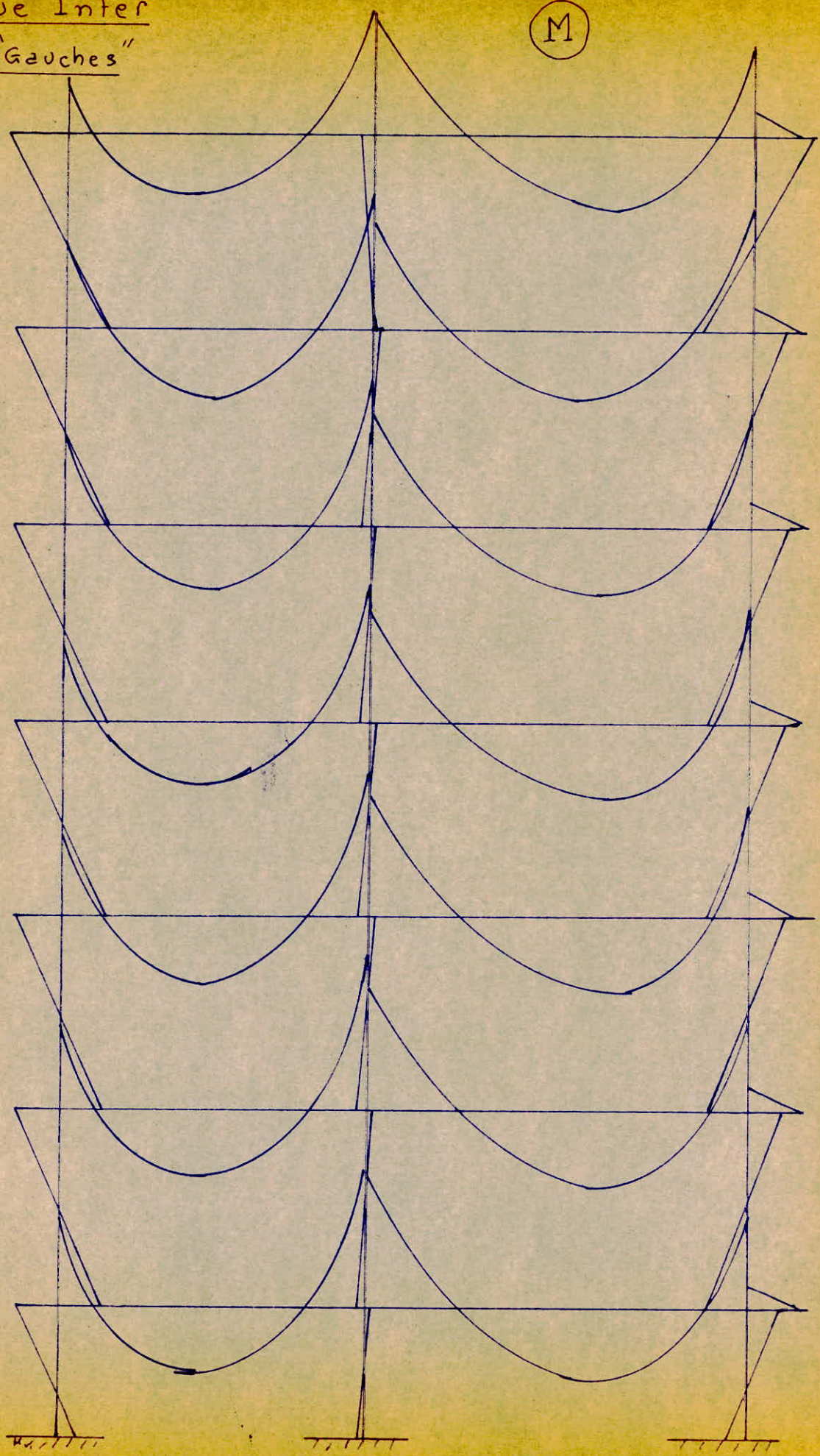


Portique Inter

G + S. "Gauches"

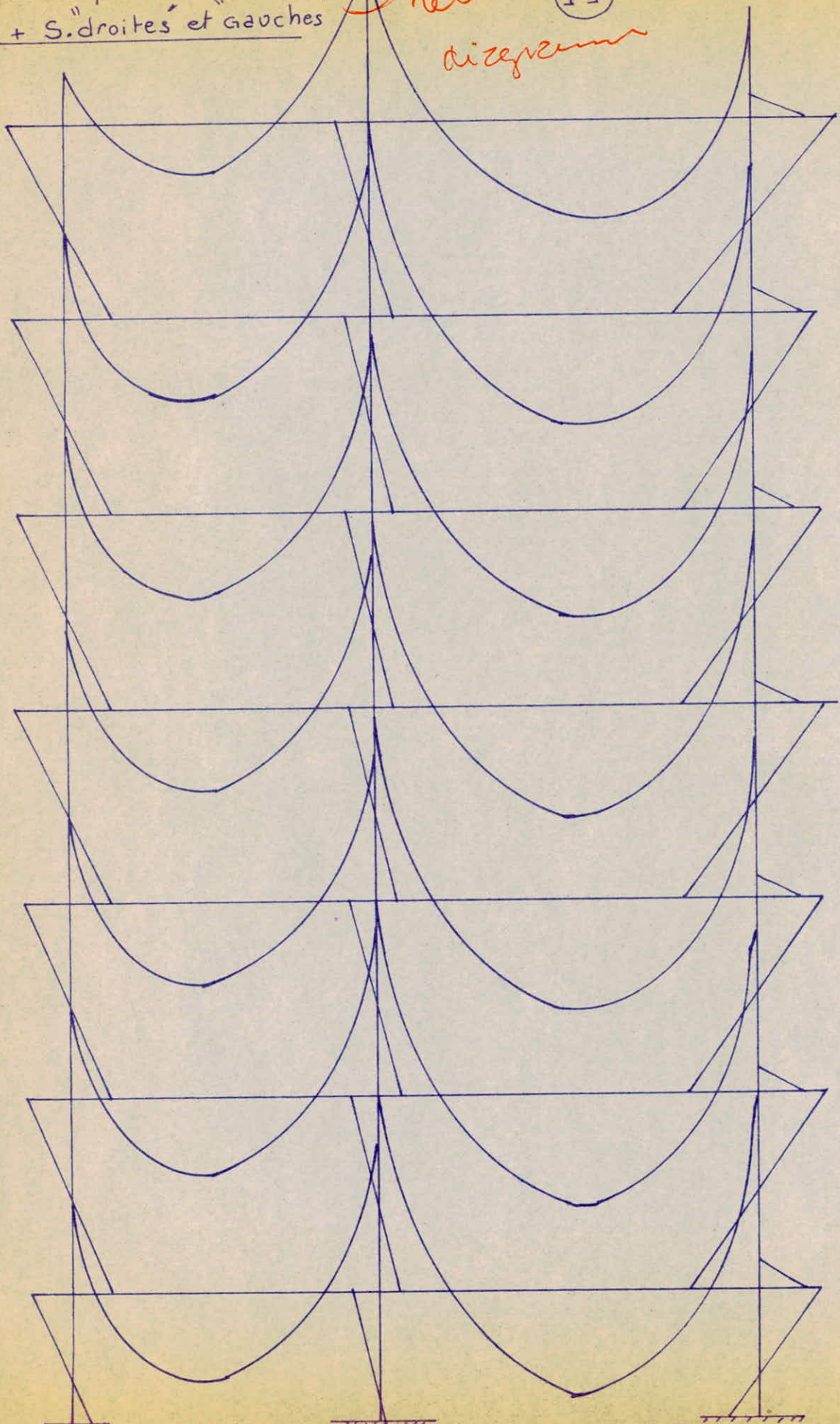
(M)

III



ortique Inter
+ S. "droites" et "gauches"

revis (M)
différent

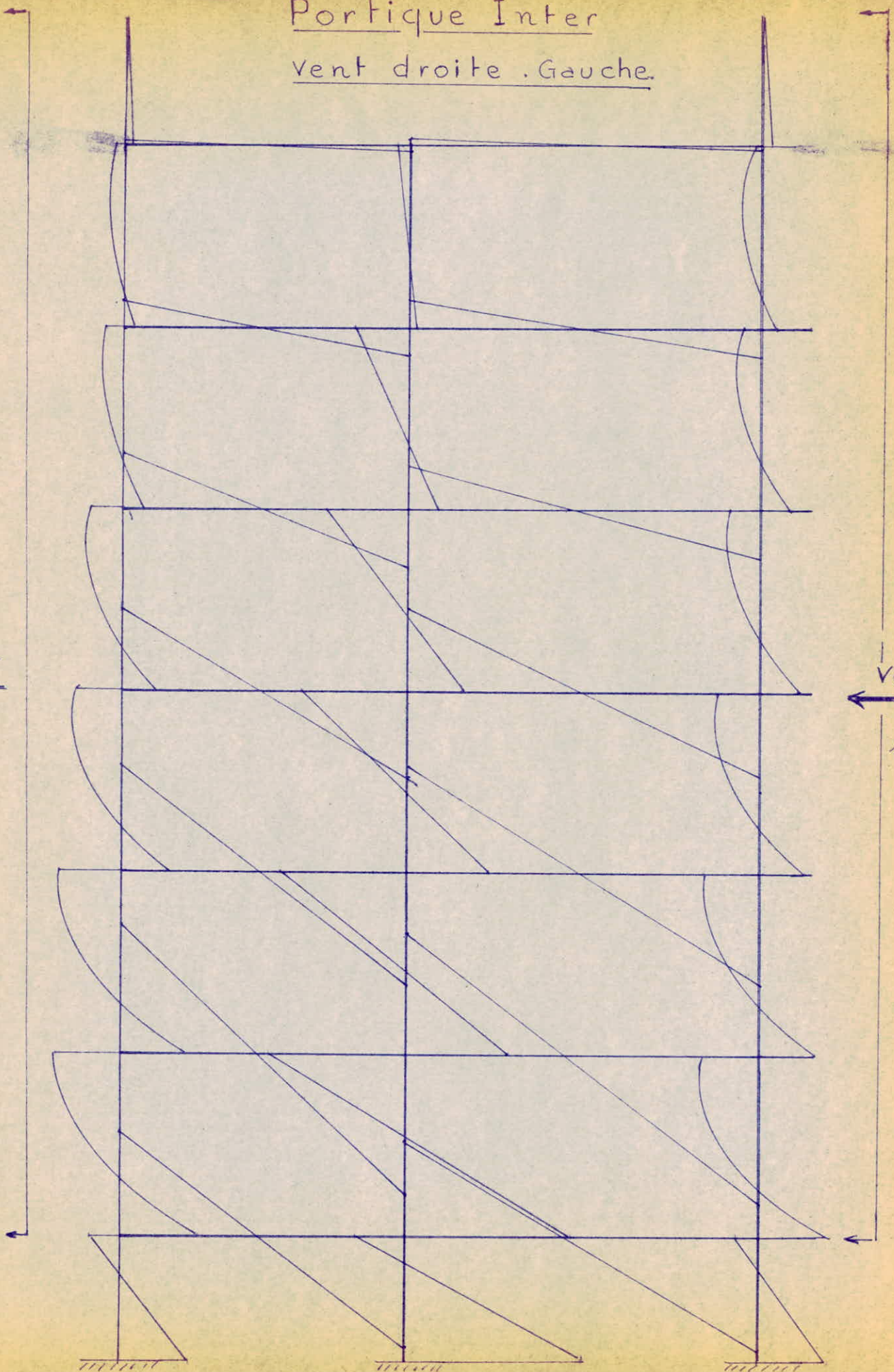


Portique Inter
vent droite . Gauche.

VI

Vent
←
0,8.9

Vent
←
1,19



ortique. Inter

+ Sd + i Vent G.D.

travées en surch.

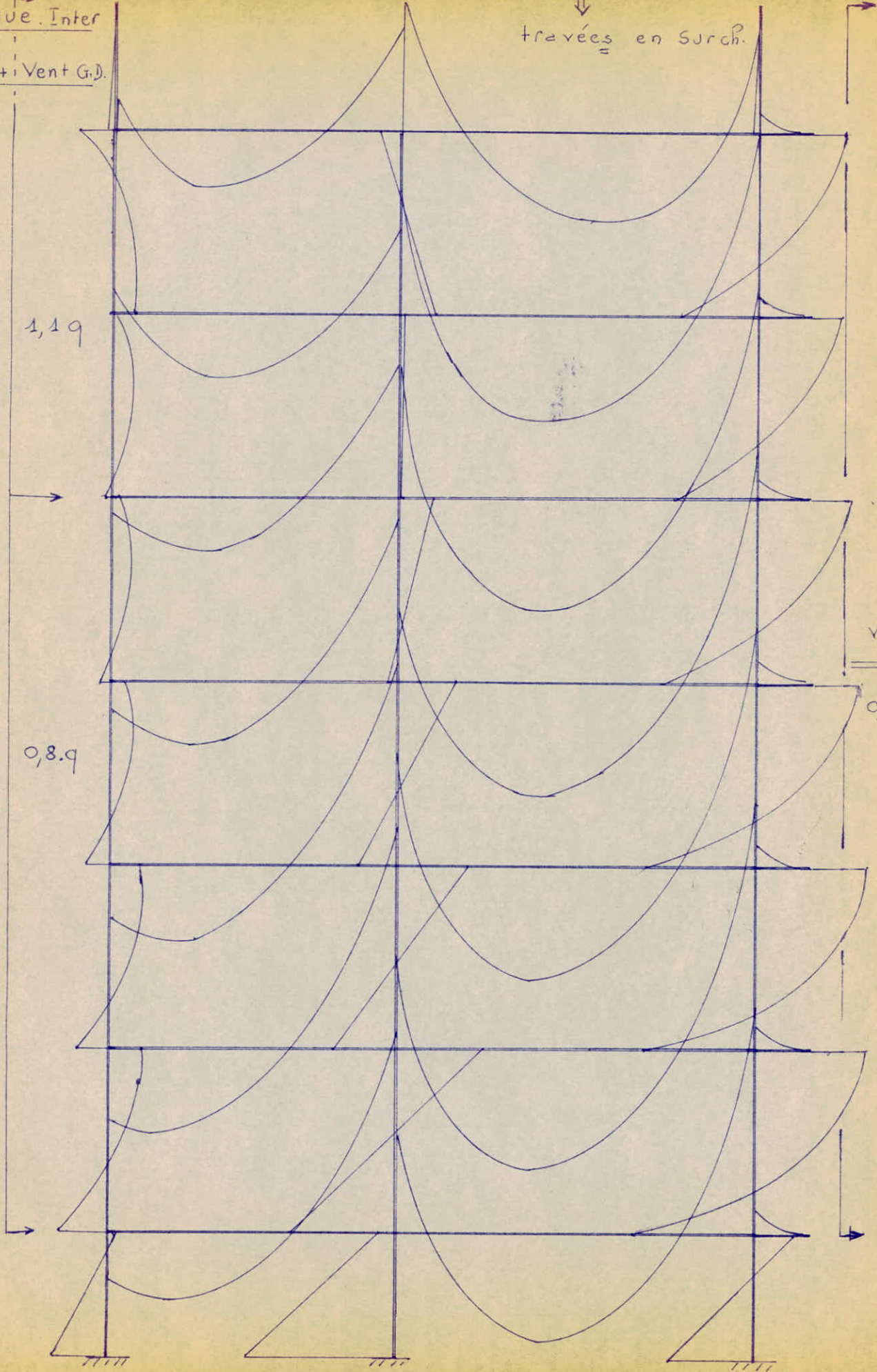
ent

Vent

1,19

0,89

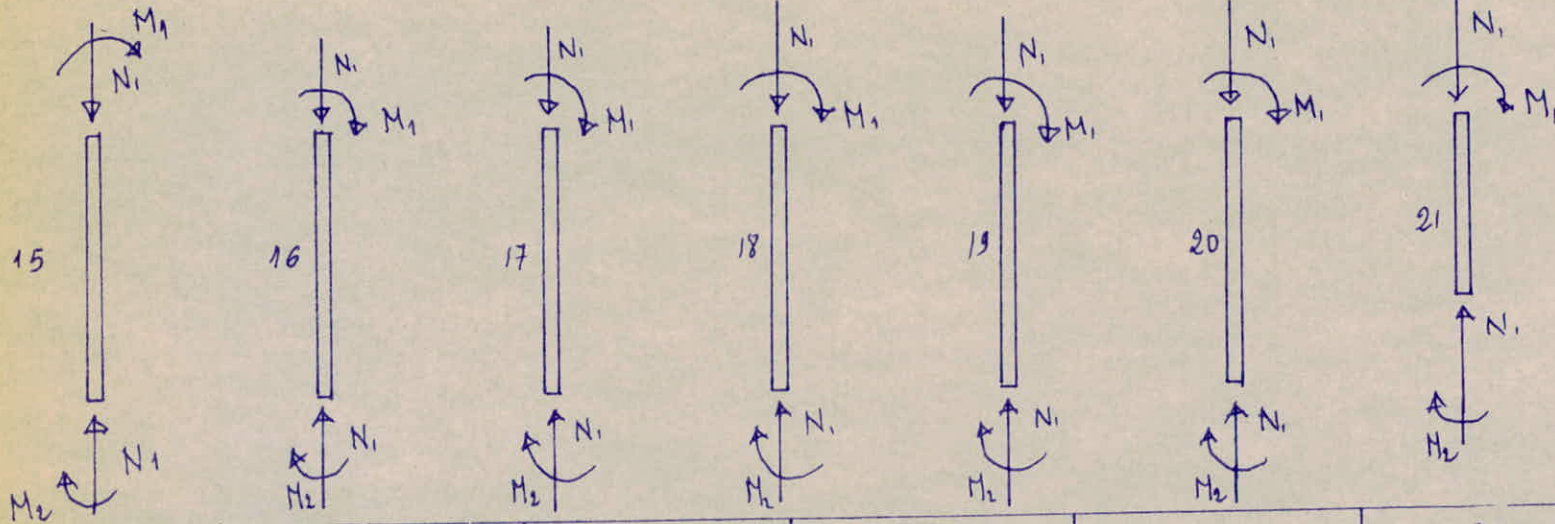
0,89



Portique Intermédiaire

Efforts dans les Montants

Charges Permanentes G

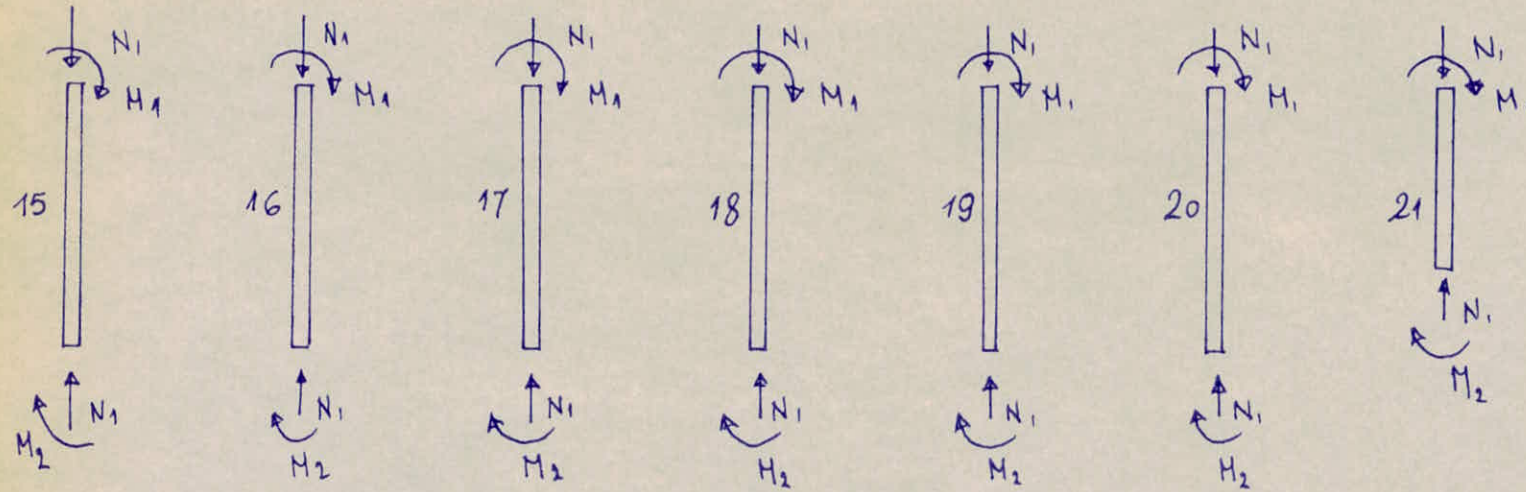


15	16	17	18	19	20	21
$N_1 = 8,9 \text{ t}$	$N_1 = 18,51 \text{ t}$	$N_1 = 27,3 \text{ t}$	$N_1 = 36,4 \text{ t}$	$N_1 = 45,5 \text{ t}$	$N_1 = 54,5 \text{ t}$	$N_1 = 63,40 \text{ t}$
$M_1 = 5,6 \text{ t.m}$	$M_1 = 3,44 \text{ t.m}$	$M_1 = 3,73 \text{ t.m}$	$M_1 = 36,13 \text{ t.m}$	$M_1 = 3,54 \text{ t.m}$	$M_1 = 34,25 \text{ t.m}$	$M_1 = 3,24 \text{ t.m}$
$M_2 = 4,38 \text{ t.m}$	$M_2 = 3,64 \text{ t.m}$	$M_2 = 3,76 \text{ t.m}$	$M_2 = 36,2 \text{ t.m}$	$M_2 = 3,54 \text{ t.m}$	$M_2 = 34,42 \text{ t.m}$	$M_2 = 1,76 \text{ t.m}$

Portique Inter.

Efforts dans les Montants

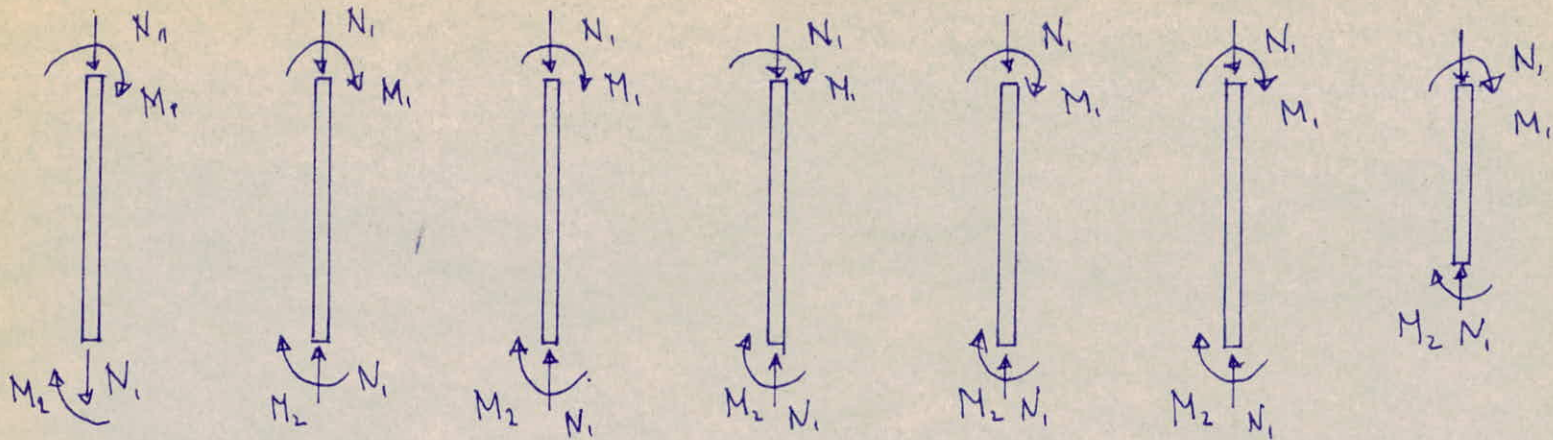
Charges Permanentes + Surcharges "droites"



15	16	17	18	19	20	21
$N_1 = 11,40 \text{ t}$	$N_1 = 25,98 \text{ t}$	$N_1 = 40,49 \text{ t}$	$N_1 = 54,95 \text{ t}$	$N_1 = 69,35 \text{ t}$	$N_1 = 83,67 \text{ t}$	$N_1 = 97,87 \text{ t}$
$M_1 = 7,84 \text{ t.m}$	$M_1 = 6,13 \text{ t.m}$	$M_1 = 6,31 \text{ t.m}$	$M_1 = 6,18 \text{ t.m}$	$M_1 = 6,07 \text{ t.m}$	$M_1 = 5,92 \text{ t.m}$	$M_1 = 5,65 \text{ t.m}$
$M_2 = 6,87 \text{ t.m}$	$M_2 = 6,29 \text{ t.m}$	$M_2 = 6,31 \text{ t.m}$	$M_2 = 6,21 \text{ t.m}$	$M_2 = 6,11 \text{ t.m}$	$M_2 = 5,99 \text{ t.m}$	$M_2 = 3,06 \text{ t.m}$

Portique Inter

Charges Permanentes + Surcharges + Vent.



15	16	17	18	19	20	21
$N_1 = 11,87 t$	$N_1 = 26,98 t$	$N_1 = 42,8 t$	$N_1 = 59,16 t$	$N_1 = 76,09 t$	$N_1 = 93,18 t$	$N_1 = 109,70 t$
$M_1 = 8,28 t.m$	$M_1 = 7,82 t.m$	$M_1 = 9,03 t.m$	$M_1 = 9,81 t.m$	$M_1 = 10,67 t.m$	$M_1 = 10,76 t.m$	$M_1 = 7,65 t.m$
$M_2 = 7,61 t.m$	$M_2 = 8,08 t.m$	$M_2 = 9,16 t.m$	$M_2 = 9,88 t.m$	$M_2 = 10,91 t.m$	$M_2 = 11,96 t.m$	$M_2 = 80,70 t.m$

Diagramme des N' Portique intermediaire:

Charges Permanentes + surcharges droites + Vent

Poteaux : 15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 20 - 21

N' echelle: 1 cm : 10 tonnes

1 cm : 1 m

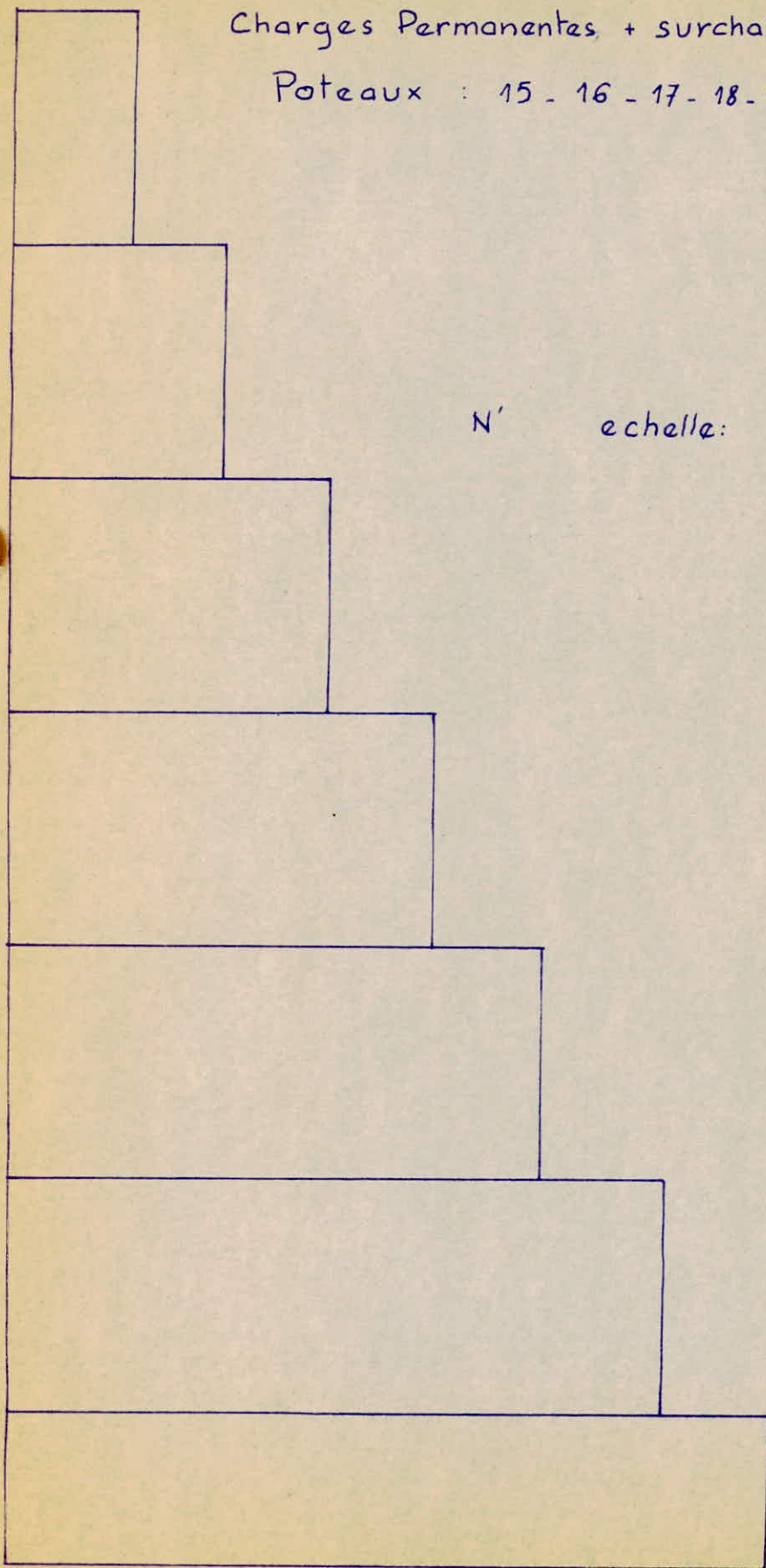


Diagramme des N' Portique intermédiaire:

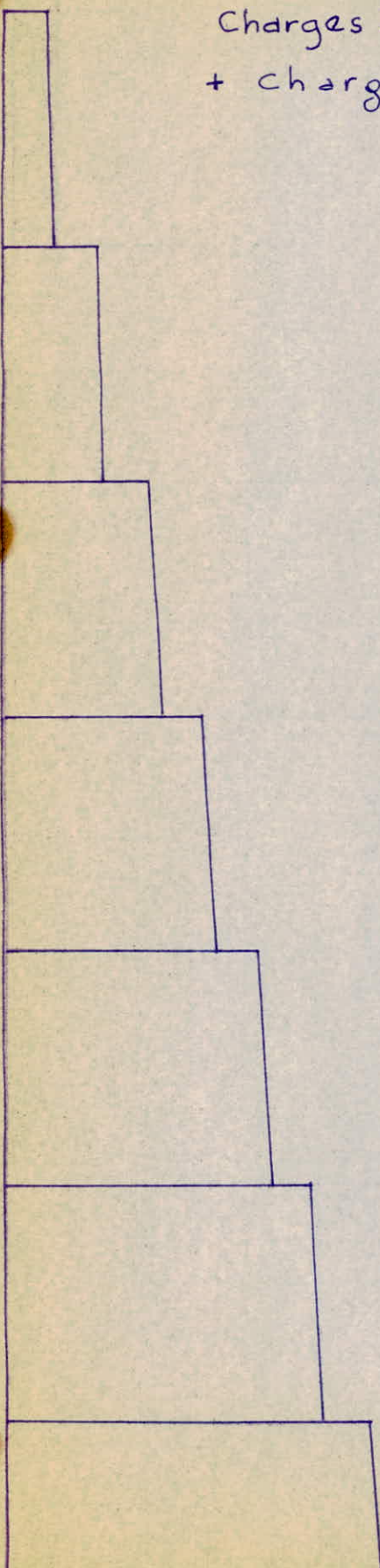
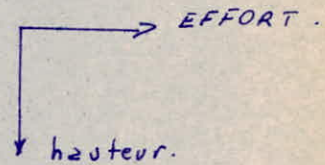
Charges permanentes dues aux poids propres des poteaux
+ charges transmises par les poutres longitudinales.

Poteaux . 15-16 - ... - 21.

(N')

échelle: 1 cm : 10 tonnes : EFFORTS.

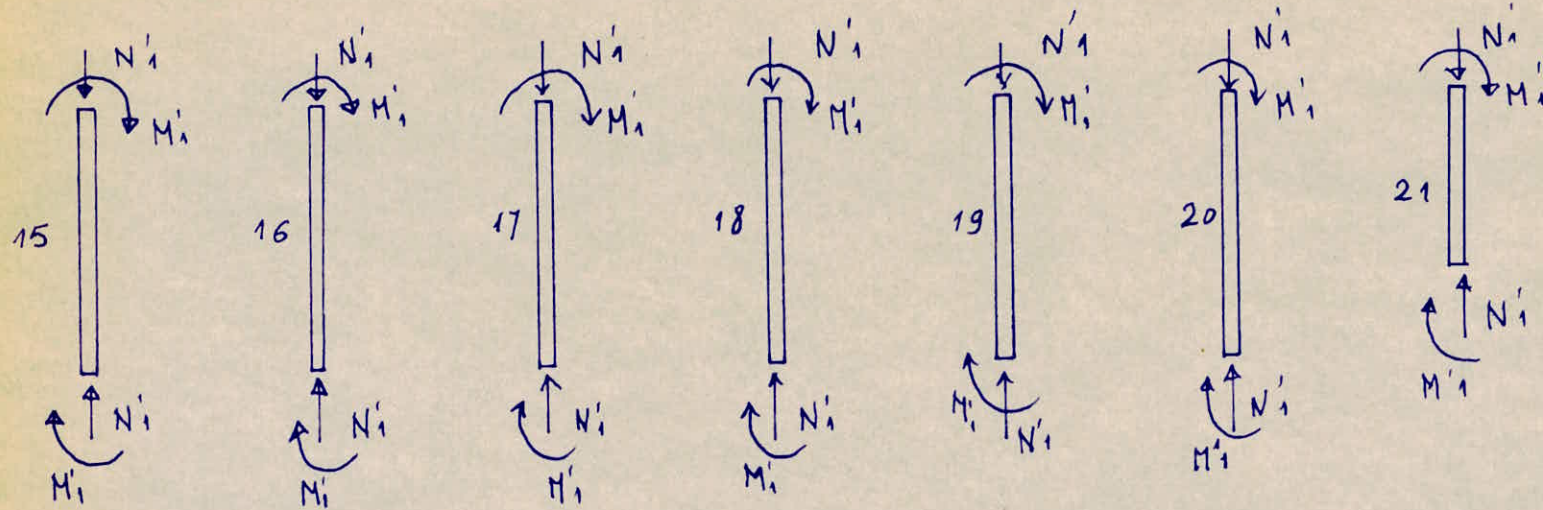
1 cm : 1 m : hauteur des poteaux.



Efforts dans les Montants

Portique Inter

Cas défavorable : G + Sd + Vent + Charges Poutres + Poutre Longe



15	16	17	18	19	20	21
$N_1 = 19,85 t$	$N_1 = 40,54 t$	$N_1 = 64,51 t$	$N_1 = 88,2 t$	$N_1 = 110 t$	$N_1 = 133,1 t$	$N_1 = 154,2 t$
$M_1 = 8,32 t.m$	$M_1 = 8,15 t.m$	$M_1 = 9,24 t.m$	$M_1 = 10,1 t.m$	$M_1 = 11,03 t.m$	$M_1 = 12,11 t.m$	$M_1 = 8,82 t.m$

Pontique Inter

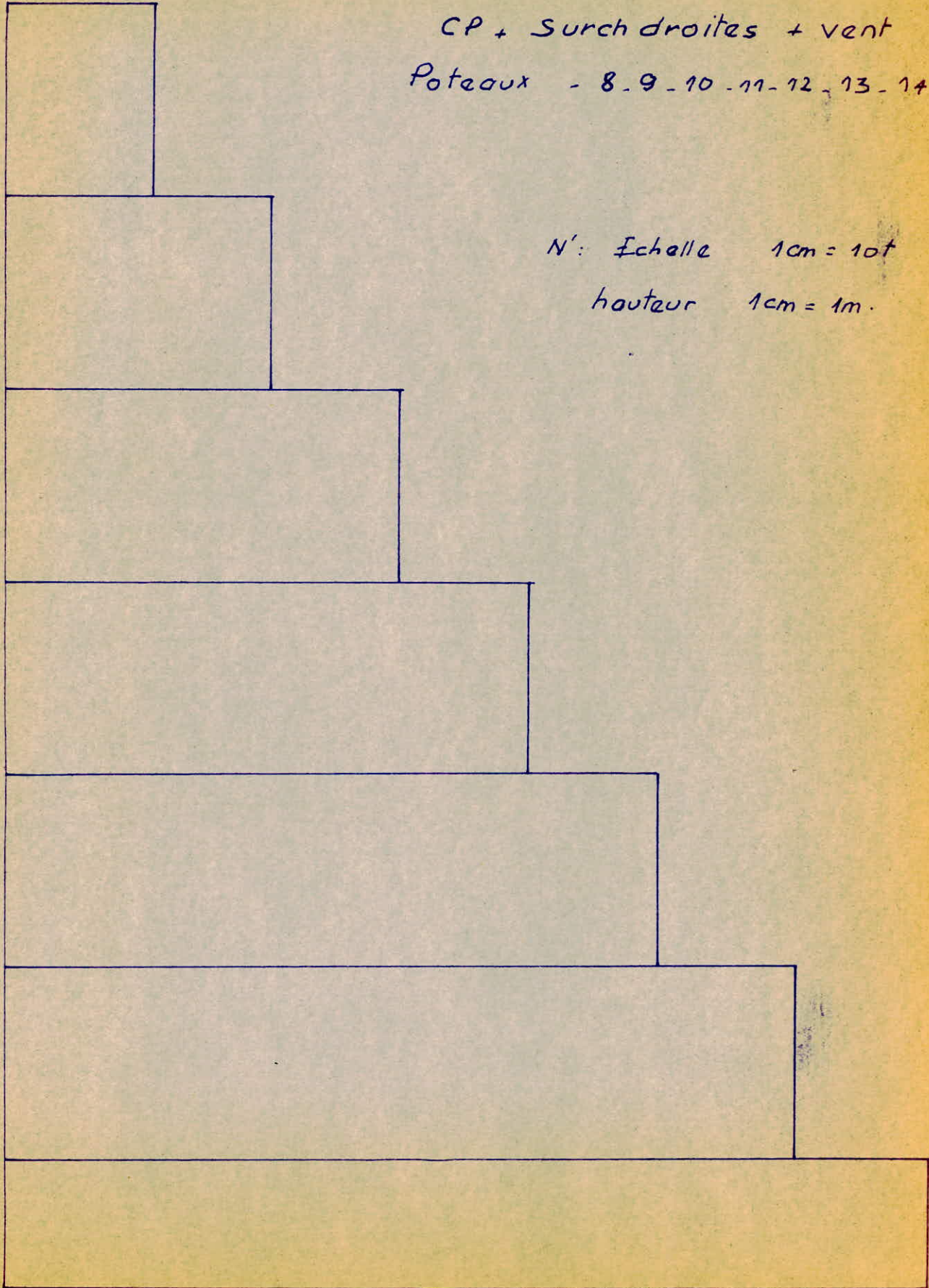
Diagramme des N'

CP + Surcharge droites + vent

Poteaux - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 13 - 14.

N' : Echelle 1cm = 10t

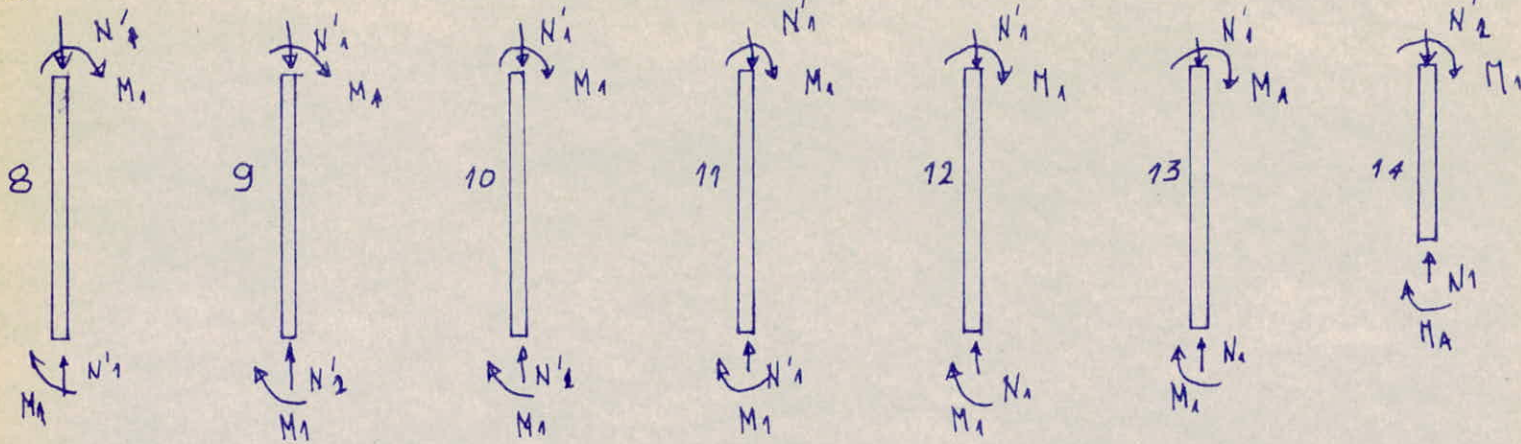
hauteur 1cm = 1m.



Efforts dans les Montants Port. inter

8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 13 - 14

Cas defavorable



8	9	10	11	12	13	14
$N_A = 27,50 t$	$N_A = 49,04 t$	$N_A = 72,50 t$	$N_A = 96,30 t$	$N_A = 120,5 t$	$N_A = 145,08 t$	$N_A = 169,70 t$
$M_A = 3,36 t.m$	$M_A = 1,13 t.m$	$M_A = 3,41 t.m$	$M_A = 5,48 t.m$	$M_A = 7,43 t.m$	$M_A = 10,67 t.m$	$M_A = 14,38 t.m$

Portique. Rive

travées en.
Surcharges

G + Sd. + Vent

1,1.9

Vent
⇒

0,89.

VEN
⇒
0,89

