

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

3/76

ABX

**PARC SOUTERRAIN EN
BETON ARME**

Proposé par :
Madame **CABRIE**

Etudié par :
Mr. **CHADDA S.**

Amicalement
à Mostefa Djallouf
en souvenir des années
d'études passées ensemble
et de la lutte anti-Boniste.

Daid

Alger le 2 juillet 1976.

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

*PARC SOUTERRAIN EN
BETON ARME*

Proposé par :
Madame **CABRIE**

Etudié par :
Mr. **CHADDA S.**

— UNIVERSITE D'ALGER —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

département génie-civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

PARC SOUTERRAIN

proposé par:

étudié par:

M^{me} CABRIE

M^c CHADDA S.

promotion 1971-1976

Table de matières

matériaux constituant le béton armé	2
Prédimensionnement	10
méthode de calcul des efforts dans l'ossature sous l'action des charges verticales (méthode du C.C.B.A 68).	18
Calcul des hourdis des planchers	24
Calcul des efforts dans la structure	34
- poutre secondaires	50
- poutre secondaires solidaires des poteaux, poteaux principaux - poteaux	50
Calcul des armatures	
* poutres	92
* poteaux	105
Calcul du mur	115
Calcul des fondations	131

- Remerciements -

Je remercie les professeurs de l'École nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation.

SUJET PROPOSÉ

Etude d'un parc souterrain à trois niveaux pour voitures de tourisme

- zone d'implantation "une" - Altitude 430,3 m.

Dimensions en plan 86,80 m x 96,40 m.

8 m

Distance entre - axes des poteaux	}	7,20 m sens longitudinal
		8,00 m sens transversal.

Hauteur sous - poutre d'un niveau : 2,10 m.

Terrasse non accessible au public, aménagée en espace vert.

Epaisseur de la couche de terre sur la terrasse \approx 30 cm.

Données relatives au sol :

Taux de travail du sol 2,5 bars.

Angle de talus naturel des terres 45°

Densité des terres 1600 Kg/m^3

Pas de Problème d'eau.

Choix des éléments de l'assature

Vu la distance entre - axes des poteaux ($8,00 \times 7,20 \text{ m}$) la structure sera complètement isolée des poussées des terres.

Planchers : On prendra un plancher avec poutres principales poutres secondaires.

Les planchers de ce type sont constitués par une dalle générale (hourdis) reposant sur un réseau de poutres secondaires parallèles et de poutres principales perpendiculaires aux précédentes.

Ces planchers présentent une résistance et une raideur appréciables et permettent des portées assez grandes. Ils ont l'inconvénient d'être difficilement mis en oeuvre.

Dans notre cas les poutres secondaires porteront dans le sens des $8,00 \text{ m}$, les poutres principales dans le sens des $7,20 \text{ m}$.

Murs : Les murs auront pour fonction essentielle de soutenir les terres. On prendra des murs avec contreforts.

Joint de dilatation } 1 joint tout les 24 m dans le sens transversal
1 joint tout les 24 m dans le sens longitudinal.

Caractères mécaniques et contraintes admissibles
des matériaux constituant le béton armé

I Béton : On prend un béton dosé à 350 Kg/m^3 de C.P.A 325 avec un contrôle strict.

La résistance nominale du béton et sa contrainte de référence sont données a priori

Dosage 350 Kg/m^3 $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$ $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$.

a) Contrainte admissible de compression :

Elle a pour expression $\sigma'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$

- * α : fonction de la classe du ciment
Dans notre cas : classe 325 $\rightarrow \alpha = 1$.
- * β : fonction de l'efficacité du contrôle
Dans notre cas : contrôle strict $\rightarrow \beta = 1$
- * γ : fonction du rapport de l'épaisseur minimale e_m de la pièce à exécuter / à la grosseur du plus gros granulat D .

$$\gamma = \min \left(1 + \frac{e_m}{4D} \right) \quad \text{Dans notre cas } \gamma = 1$$

- * δ : fonction de la nature de la sollicitation :
Pour les sollicitations totales du 1^{er} genre on a :
 - compression simple $\delta = 0,3$
 - flexion simple $\delta = 0,6$
 - flexion composée * effort normal de traction $\delta = 0,60$
 - * effort normal de compression

$$\delta = \min \left(0,6, 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$$

* e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieurs par rapport au centre de gravité du béton seul.

e_1 : Distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul (dans le plan radial passant par le centre de pression).

Pour une section rectangulaire on a : $e_1 = h_t/6$
 h_t : hauteur totale de la section.

Pour les sollicitations totales pondérées du 2^{em} genre :
on multiplie les valeurs ci-dessus par 1,5

- ϵ fonction de la forme des sections et du % d'armatures
selon la sollicitation

. compression simple : $\epsilon = 1$

. flexion simple : $\epsilon = \min \left(1, \frac{1}{2} \frac{y}{y'_{G_c}} \right)$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

y'_{G_c} : distance de l'axe neutre au centre de gravité de la
zone comprimée rendue homogène.

Par ce coefficient ϵ on impose que la contrainte moyenne de
la zone comprimée rendue homogène ne dépasse pas la con-
-trainte admissible de compression en compression simple.

b - Contrainte de traction de référence du béton $\bar{\sigma}_b$

Elle a pour expression $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$
Les coefficients α, β, γ sont les mêmes que pour la
contrainte admissible de compression ci dessus.

θ : dépend de la résistance nominale du béton en com-
-pression et de la nature de la sollicitation.

- Sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre :

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

- Sollicitation totale pondérée du 2^{em} genre :

$$\theta = 1,5 \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \right)$$

Pour notre cas on aura avec $\sigma'_{28} = 270$ bars :

— contrainte admissible de compression :

$$* \text{ compression simple : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}'_b = 81 \text{ bars} = 82,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2^{\text{e}} \text{ genre : } \bar{\sigma}'_b = 121,5 \text{ bars} = 123,75 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$* \text{ flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ E bars} = 164 \text{ E Kg/cm}^2 \\ 2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 243 \text{ E bars} = 246 \text{ E Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$* \text{ flexion composé avec effort normal de compression } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ E bars} = \\ 2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 405 \text{ E bars} \end{cases}$$

— contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ genre } & 7 \text{ bars} = 7,15 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2^{\text{e}} \text{ genre } & 10,5 \text{ bars} = 10,725 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

II Acier :

Les aciers qu'on utilise pour le béton armé sont classés en 2 catégories (abstraction faite des treillis soudés).

1°) Les barres lisses de nuance Fe E 24

La contrainte limite d'élasticité nominale de ces barres a pour valeur $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte admissible à ne pas dépasser en Béton-Armé a pour expression : $\sigma_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ avec

$$\rho_a = \begin{cases} 2/3 & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ 1 & \text{pour le 2}^{\text{e}} \text{ genre.} \end{cases}$$

C'est cet acier que nous prendrons dans notre cas.

2°) L'acier à haute adhérence de nuance FeE40 :

La contrainte limite d'élasticité nominale de ces barres a pour valeur:

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ bars pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ bars pour } \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

ϕ étant le diamètre nominal de la barre

La contrainte admissible à ne pas dépasser en Béton - Armé pour ces acier a pour expression

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en} \text{ avec toujours.}$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2/3 \text{ pour le 1^{er} genre} \\ 1 \text{ pour le 2^e genre.} \end{cases}$$

III. Contraintes de traction des armatures imposées par les conditions de fissuration du béton.

Pour limiter l'ouverture des fissures donc le risque de corrosion, on est amené à limiter la contrainte de traction des armatures aux valeurs suivantes :

a. Contrainte imposée par la fissuration systématique :

Lors de la mise en traction des armatures, l'effort transmis par adhérence au béton doit être inférieur à l'effort de rupture de ce dernier. ce qui conduit à limiter la contrainte de traction des armatures à la valeur donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_s = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}f}{1 + 10\bar{w}f}$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 \text{ pour les barres à Haute adhérence.} \\ 1 \text{ pour les ronds - lisses.} \end{cases}$$

ϕ diamètre nominal des armatures.

$\bar{w}f$ pourcentage d'armatures de fissuration.

$$\frac{w_f}{100} = \frac{A}{B_f}$$

A : section totale des armatures tendues

B_f : section de Béton tendue ayant le même centre de gravité que les armatures tendues

b) Contrainte imposée par la fissuration accidentelle :

La fissuration due aux effets du retrait, de la variation de température, de la reprise de bétonnage etc... a conduit à limiter la contrainte de traction des armatures à la valeur donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec.}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les barres à haute adhérence} \end{cases}$$

$$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b$ - contrainte de traction de référence du Béton exprimée en bars.

ϕ diamètre nominal des armatures.

La valeur de la contrainte admissible de traction des armatures à prendre pour les calculs est telle que :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

IV Résistance minimale du Béton :

La résistance nominale du béton doit être telle que sa contrainte admissible en compression simple, exprimée en bars, satisfasse à la condition suivante :

$$\sigma'_{b_0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d)$$

ψ_d : coefficient de scellement = 1 pour les ronds lisses.

$$\sigma'_{b_0} > 20 (1 + 1,25) = 40 \text{ bars.}$$

$$\sigma'_{b_0} = 81 \text{ bars} > 57,5 \text{ bars}$$

Sollicitations à prendre en compte

sollicitations totales pondérées du premier genre:

$$(S_1) = (G) + 1,2(P) + (T)$$

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

Sollicitation totales pondérées du deuxième genre:

$$(S_2) = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T)$$

$$(S'_2) = (G) + \gamma_w (W) + (P) + (T)$$

$$(S''_2) = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

Sollicitation de service :

$$(S) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

$$\gamma_w = \max \left(1, 1,10 - 0,5 \frac{(P_{g \max})}{(G)} \right)$$

Dans notre cas on a $(T) = 0$, $(SI) = 0$

$(V) \rightarrow$ sollicitation due à la neige.

Valeurs des surcharges climatiques

Dans notre cas on n'a pas à considérer la surcharge du vent puisque l'ouvrage est complètement enterré.

En ce qui concerne la surcharge de la neige on doit envisager conformément aux règles :

- Une surcharge normale P_n ,
- Une surcharge extrême P'_n

Ces surcharges sont fonction : de la région
de l'altitude
des caractéristiques de la toiture

Pour une altitude inférieure à 200 m, les valeurs données par les règles "neige et vent 65" se résument grossièrement par les expressions par les expressions suivantes :

$$P_n = (P_{n_0} + E(A)) \beta \text{ daN/m}^2 \quad P'_n = (P'_{n_0} + E'(A)) \beta \text{ daN/m}^2$$

P_{n_0} et P'_{n_0} \longrightarrow surcharges (normale et extrême) de base données par un tableau en fonction de la région.

$E(A)$ et $E'(A)$ \longrightarrow Expressions dont les valeurs dépendent de l'altitude A . Elles sont données par un tableau. En particulier on a

Pour $A \leq 200 \text{ m}$: $E(A) = E'(A) = 0$

Pour $200 < A \leq 500 \text{ m}$

$$E(A) = \frac{A - 200}{10} ; E'(A) = \frac{A - 200}{6}$$

β \longrightarrow coefficient dont la valeur dépend de la pente des versants de la toiture. Par ce coefficient on réduit la surcharge des toitures dont l'angle des versants avec l'horizontal

- si α est l'angle de la pente des versants on aura :

* $\beta = 1$ si $\alpha \leq 25^\circ$

* $\beta = \frac{75 - \alpha}{50} = 2(75 - \alpha) \%$ pour $\alpha > 25^\circ$

Au-delà de 2000 m, le cahier des charges doit obligatoirement prescrire les charges à prendre en compte.

Dans notre cas la construction se trouve en zone "1" à une altitude de 430,3 m. On aura donc :

- Surcharge normale :

$$P_n = P_{n0} + \frac{A - 200}{30} = \frac{430,3 - 200}{10} + 35 = 58,3 \text{ daN/m}^2$$

- Surcharge extrême :

$$P'_n = P'_{n0} + \frac{A - 200}{6} = 60 + \frac{430,3 - 200}{6} = 98,38 \text{ daN/m}^2$$

En Kgp on aura :

$$P_n = 58,3 \text{ daN/m}^2 \times 1,02 = 59,47 \text{ Kg/m}^2 \approx 60 \text{ Kg/m}^2$$

$$P'_n = 98,38 \text{ daN/m}^2 \times 1,02 = 100,39 \text{ Kg/m}^2 \approx 100 \text{ Kg/m}^2$$

Valeurs des surcharges d'exploitation

- Surcharge de la terrasse :

- . terrasse non accessible au public : 100 Kg/m²
- . majoration du C.C.B.A 68 : 100 x 1,2 = 120 Kg/m²

- Surcharge des planchers :

- . Parc pour voitures de tourisme : 250 Kg/m²
- . majoration pour effet dynamique : 250 x 1,15 = 287,5 Kg/m²
- . majoration du C.C.B.A 68 : 287,5 x 1,2 = 345 Kg/m²

Prédimensionnement

A - poutres:

On gardera la même section pour chaque type de poutre. On prendra pour hauteur le dixième de la portée pour les poutres principales, le troisième de la portée pour les poutres secondaires. Dans les deux cas la largeur sera prise égale à peu près au tiers de la hauteur.

a-) Poutres principales:

$$h_t = \frac{l}{10} = \frac{720}{10} = 72 \text{ cm.}$$

$$b = \frac{h_t}{3} = \frac{72}{3} = 24 \text{ cm.}$$

b) Poutres secondaires:

$$h_t = \frac{l}{16} = \frac{800}{16} = 50 \text{ cm.}$$

$$b = \frac{h_t}{3} = \frac{50}{3} = 16,6 \text{ cm.}$$

On adoptera les valeurs suivantes:

	Portée cm	hauteur cm	largeur cm
Poutres principales	720	70	25
Poutres secondaires	800	55	22

B - Hourdis:

on prendra pour hauteur du hourdis:

$$h_t = \frac{l}{20} = \frac{240}{20} = 12 \text{ cm.}$$

Une fois l'épaisseur de la dalle fixée, on devra la vérifier au poinçonnement pour une charge concentrée égale à la masse de l'essieu le plus lourd, appliquée sur une surface de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ (essieu sur cric), sans majoration pour effet dynamique.

La condition de non-poinçonnement du C.C.B. A 68 a pour expression :

$$\sigma_b = 1,5 \frac{Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

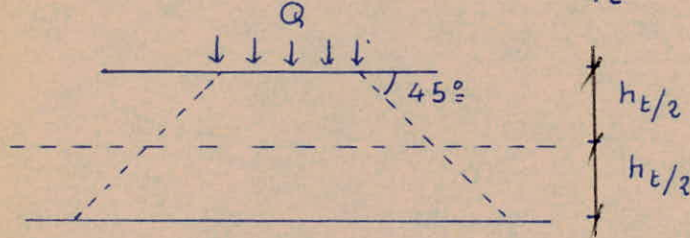
Q représente la valeur de la charge concentrée soit $Q \approx 3t$

h_t représente la hauteur totale de l'élément sollicité, ici on

a $h_t = 12 \text{ cm}$

P_c représente le périmètre du contour à considérer situé à une distance $h_t/2$

Dans notre cas on a : $P_c = 4(10 + h_t) = 4 \cdot 22 = 88 \text{ cm}$



$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton

$$\bar{\sigma}_b = 7,15 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification :

$$\sigma_b = 1,5 \frac{3000}{88 \times 12} = 4,26 \text{ Kg/cm}^2 \leq 8,58 \text{ Kg/cm}^2$$

remarque : On n'a pas tenu compte de la diffusion de la charge dans le revêtement du béton, mais on sait que cette considération va dans le sens de la sécurité.

C - Poteaux :

Pour passer au prédimensionnement des poteaux on devra d'abord déterminer les charges et les poids propres des éléments prédimensionnés déjà :

Poutres principales : poids propre : $0,70 \times 0,25 \times 2500 = 437,5 \text{ Kg/ml}$

poids propre sans la partie commune à l'hourdis

$$0,58 \times 0,25 \times 2500 = 362,5 \text{ Kg/ml}$$

Poutres secondaires :

Poids propre avec hourdis $0,55 \times 0,22 \times 2500 = 302,5 \text{ Kg/m}$

Poids propre sans hourdis $0,43 \times 0,22 \times 2500 = 236,5 \text{ Kg/m}$

Terrasse :

- * étanchéité asphaltée sablée 50 Kg/m^2
- * Béton maigre pour pente $(2 + \frac{20}{2}) \times 20 = 240 \text{ Kg/m}^2$
- * poids propre de la dalle $0,12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
- * poids de la terre végétale $0,30 \times 1600 = 480 \text{ Kg/m}^2$

Total : 1070 Kg/m^2

* Surcharge d'exploitation $100 \times 1,2 = 120 \text{ Kg/m}^2$

* Surcharges climatiques : normale 60 Kg/m^2
extrême 100 Kg/m^2

Planchers :

- Enduit ciment $3 \times 20 = 60 \text{ Kg/m}^2$

- poids propre $0,12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$

Total 360 Kg/m^2

On gardera la section de chaque poteau constante dans les trois niveaux. On prendra des sections carrés.

Pour déterminer les sections, on évaluera la charge qui revient à chaque poteau, on divisera ensuite cette charge par la contrainte de compression du béton qui est de $82,5 \text{ Kg/cm}^2$.

On devra tenir compte de la continuité des poutres et poteaux de la manière suivante :

- On majorera la charge des poteaux centraux de 15%
- Par contre on minorera la charge des poteaux de rive de 5%

On devra vérifier le flambement pour chaque poteau, dans le cas défavorable, si c'est possible on augmentera la section de manière à ~~diminuer~~ diminuer ce dernier.

On considèrera qu'un poteau n'est pas assujéti au flambement si son élancement est inférieur à cinquante (C.C.B.A 68 art 33.11)

Pour les sections rectangulaires cette condition s'écrit :

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4$$

a \rightarrow plus petite dimension de la section (largeur du poteau).

l_c \rightarrow longueur de flambement du poteau qui est prise égale à

$0,7l_0$ pour les tringons du niveau inférieur

$0,9l_0$ pour les autres tringons

l_0 étant la hauteur entre niveaux supérieurs des planchers pour les niveaux 1 et 2 ; la hauteur entre niveaux supérieurs du plancher et de la fondation pour le niveau 3.

On a :

niveau 1 et 2 $l_0 = 2,10 + 0,70 = 2,80 \text{ m}$

niveau 3 $l_0 = 2,10 + 0,70 + 0,80 = 3,60 \text{ m}$.

Dans la descente de charge on ne fera pas la dégression des surcharges.

Pour la détermination des charges des poteaux, on calculera la charge par mètre carré provenant des poids propres et des surcharges des trois planchers, la charge par mètre linéaire des poutres principales pour les 3 planchers ainsi que celle des poutres secondaires.

On déterminera ensuite la surface, la longueur des poutres principales et la longueur des poutres secondaires revenant à chaque poteau. En multipliant ces dernières par les charges unitaires calculées, on aura l'effort total que reprend chaque poteau.

Charge par mètre carré des 3 niveaux :

(charges permanentes + surcharges d'exploitations:)

* Terrasse :	charge permanente	1070
	surcharge d'exploitation	120
		...
* Planchers niveaux 1 et 2 :		...
	charge permanente $360 \times 2 =$	720
	surcharge d'exploitation $345 \times 2 =$	690
	Total	<u>2600 Kg/m²</u>

* Charge par mètre linéaire des poutres principales :

$$362,5 \times 3 = 1087,5 \text{ Kg/m.}$$

* charge par mètre linéaire des poutres secondaires :

$$236,5 \times 3 = 709,5.$$

Surfaces revenants aux poteaux :

* poteau central : $8 \times 7,2 = 57,6 \text{ m}^2$

* poteau d'angle: $(8 \times 7,2) \times \frac{1}{4} = 14,4 \text{ m}^2$

* poteau de rive : $(8 \times 7,2) \times \frac{1}{2} = 28,8 \text{ m}^2$

* Longueur de poutres principales revenant à chaque poteau

* poteau central : 7,2 m.

* poteau de rive xx : 7,2 m.

* poteau de rive yy : 3,6 m.

* poteau d'angle : 3,6 m.

* Longueur de poutres secondaires revenant à chaque poteau :

* poteau centrale : $8 \times 3 = 24 \text{ m}$

* poteau de rive xx : $4 \times 3 = 12 \text{ m}$

* poteau de rive yy : $2 \times 8 = 16 \text{ m}$

* poteau d'angle : $2 \times 4 = 8 \text{ m}$

Une fois les éléments ci dessus déterminés. on peut calculer les section des poteaux.

Exemple poteau central :

- Poids des planchers	$57,6 \times 2600$	= 149760
- Poids des poutres principales :	$7,2 \times 1087,5$	= 7830
- Poids des poutres secondaires :	$24 \times 709,5$	= 17028
	Total	<u>174618 Kg.</u>

- majoration pour effet de continuité :

$$174618 \times 1,15 = 200810,7 \text{ Kg}$$

section de Béton nécessaire :

$$B = \frac{200810,7}{82,5} = 2434 \text{ cm}^2 = (49,3)^2$$

on adopte la section suivante 50 x 50.

- Vérification au flambement :

longueur de flambement : * niveaux 1 et 2 :

$$2,80 \times 0,9 = 2,52 \text{ m}$$

$$* \text{ niveau } 3,60 \times 0,7 = 2,52 \text{ m.}$$

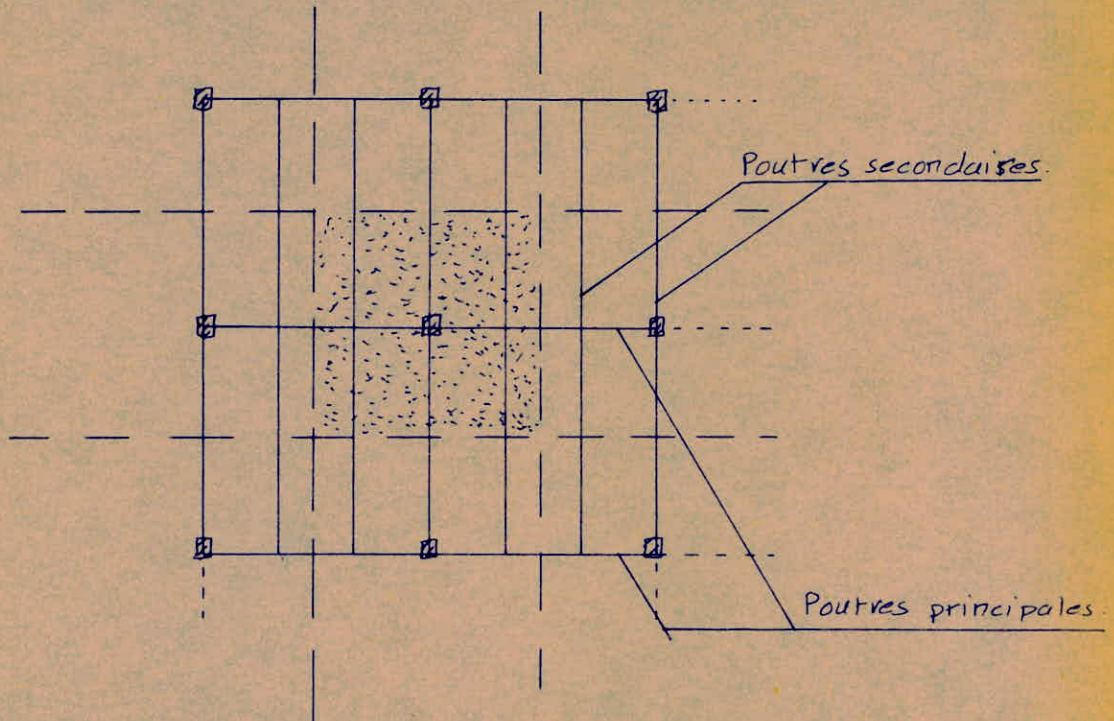
Donc on a :

$$\frac{l_c}{a} = \frac{2,52}{0,50} = 5,04 < 14,4$$

SECTIONS DES POTEAUX

Désignation des poteaux				
surface revenant au poteau (m ²)	14,4	28,8	28,8	57,6
longueur des poutres principales (m)	3,6	7,2	3,6	7,2
longueur des poutres secondaires (m)	8	12	16	24
poids des planchers et surcharges (Kg)	374880	74880	74880	149760
poids des poutres principales (Kg)	3915	7830	3915	7830
poids des poutres secondaires (Kg)	5676	8514	11352	17028
Poids total repris par le poteau (Kg)	47031	91224	90147	174618
coefficient de majoration ou minoration.	0,95	0,95	0,95	1,15
Poids total majoré ou minoré (Kg)	44680	86663	85640	200811
contrainte admissible du béton Kg/cm ²	82,5	82,5	82,5	82,5
sections nécessaires (cm ²)	541,6	1050,5	1038,1	2434,1
sections nécessaires (cm x cm).	24 x 24	33 x 33	33 x 33	50 x 50
sections adoptées. (cm ²)	25 x 25	35 x 35	35 x 35	50 x 50

Schéma de calcul utilisé pour le prédimensionnement des poteaux :



Vérification de la condition de non Flambement
pour les poteaux

Désignation des poteaux					
sections des poteaux		25x25	35x35	35x35	50x50
longueurs libres des poteaux	niveaux t et 2	$2,10 + 0,70 = 2,80 \text{ m}$			
	niveau 3	$2,10 + 0,80 + 0,70 = 3,60 \text{ m}$			
longueurs de Flam- bement des poteaux	niveaux t et 2	$2,80 \times 0,9 = 2,52 \text{ m}$			
	niveau 3	$3,60 \times 0,7 = 2,52 \text{ m}$			
l_c/a	niveaux t et 2	10,08	7,20	7,20	5,04
	niveau 3	10,08	7,20	7,20	5,04

on a bien dans tous les cas $l_c/a \leq 14,4$

Méthode utilisée pour le calcul des efforts dans l'assature sous l'action des charges verticales
Méthode de Mr. CAQUOT. (C.C.B.A. 68)

Cette méthode approximative due à Mr Caquot tient compte de la solidarité des poutres et des poteaux. Elle fait intervenir implicitement les variations des moments d'inertie résultant de la présence des tables de compression en réduisant les moments sur appuis.

Cette méthode générale convient surtout au planchers à forte surcharge susceptible de variations rapides dans le temps et en position. Elle convient aussi aux planchers à fissuration préjudiciable. Elle ne s'applique pas, en principe à des poutres isolées comme les poutres supportant les chemins de roulement des ponts roulants.

Moments d'appui :

Principes de la méthode :

Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections dangereuses, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré et de la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré.

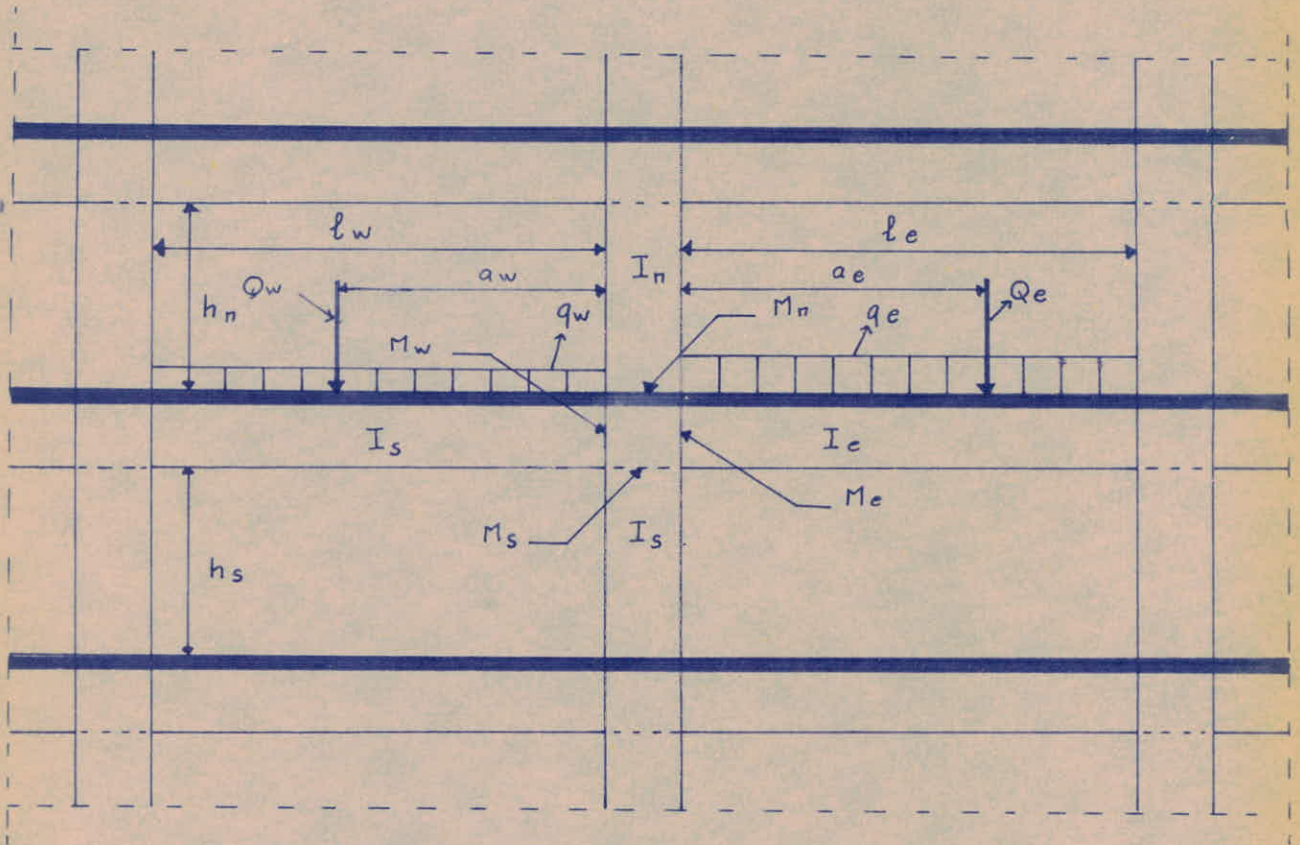
notations :

- * l → longueur de travée entre nu d'appui
- * h → hauteur libre entre plancher
- * I → moment d'inertie de l'élément formant le nœud.
- * M → moment au nu d'appui

- * q → charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée.

- * Q → charge concentrée appliquée sur la travée. à la distance a du nu de l'appui

On affecte les éléments ci dessus relatifs à la travée à gauche de l'appui considéré de l'indice w ; ceux de la travée à droite de l'indice e ; ceux du tronçon supérieur du poteau de l'indice n et ceux du tronçon inférieur du poteau de l'indice n



Travées intermédiaires :

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante on pose :

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l_w' \sum k_w Q_w.$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} + l_e' \sum k_e Q_e$$

avec $l_w' = 0,8 l_w$ $l_e' = 0,8 l_e$.

k_w (resp k_e) est un coefficient donné par une échelle fonctionnelle (C.C.B.A. 68 page 141) en fonction du rapport a_w/l_w' (resp a_e/l_e')

On pose encore

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad K_e = \frac{I_w}{l'_e} \quad K_s = \frac{I_s}{l'_s} \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

avec $l'_e = 0,8 l_e$ $l'_w = 0,8 l_w$.

$$h'_n = \begin{cases} 0,9 h_n & \text{si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier} \\ & \text{plancher} \\ 0,8 h_n & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

$$h'_s = \begin{cases} h_s & \text{si les poteaux sont articulés sur leurs fondations} \\ 0,8 h_s & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

Les moments dans les nus des appuis sont, en valeur absolue.

$$* \quad M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \quad \text{travée de gauche}$$

$$* \quad M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) \quad \text{travée de droite.}$$

$$* \quad M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) \quad \text{poteau inférieur.}$$

$$* \quad M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w) \quad \text{poteau supérieur.}$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e ou M'_w . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

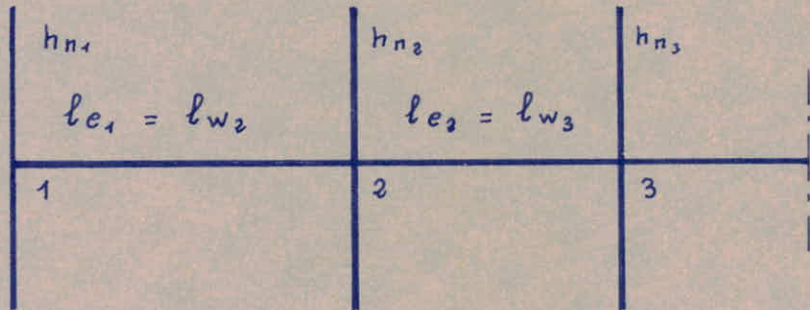
si l'on néglige la solidarité avec les poteaux intérieurs, on a $K_s = K_n = 0$ et les formules deviennent :

Lorsque les deux poutres aboutissant au noeud considéré ont le même moment d'inertie :

$$M_w = M_e = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_e + l'_w)} + \frac{l'_w{}^2 \sum K_w Q_w + l'_e{}^2 \sum K_e Q_e}{l'_e + l'_w}$$

Travée de rive sans console :

Notations:



Noeud de rive (noeud 1) : le noeud de rive sans console est étudié en faisant $K_w = 0$ et $M'_w = 0$ dans les formules ci dessus. On obtient :

$$M_{w1} = 0 \quad M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1} \right)$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1} \quad M'_{n1} = M'_{e1} \frac{K_{n1}}{D_1}$$

$$\text{avec } M'_{e1} = \frac{q_{e1} l'_{e1}{}^3}{8,5} + l'_{e1} \sum K_{e1} Q_{e1}$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

les valeurs l'_{e1} , h'_{s1} , h'_{n1} gardent les mêmes valeurs que dans le cas de la travée intermédiaire.

Noeud voisin du noeud de rive (noeud 2).

Dans ce cas * la longueur l'_{w_2} est prise égale à : $\chi_1 l_{w_2}$ avec :

$$\chi_1 = \begin{cases} 0,80 & \text{pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1} \\ 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} & \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1} \end{cases}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au noeud de rive 1.

* la longueur l'_{e_2} est prise égale à :

$l'_{e_2} = 0,8 l_{e_2}$ si la travée 2-3 n'est pas une travée de rive.
Dans le cas contraire le noeud 3 est un noeud de rive et on prend $l'_{e_2} = \chi_3 l_{e_2}$ avec

$$\chi_3 = \begin{cases} 0,80 & \text{pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3} \\ 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} & \text{pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3} \end{cases}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au noeud de rive 3

Ensuite on a les mêmes formules que pour le cas d'une travée intermédiaire.

si l'on néglige la solidarité avec les poteaux, les K_s et K_n sont nul (et $\chi_1 = \chi_3 = 1$).

si de plus les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au noeud 2 sont égaux on aura :

$$M_{w_2} = M_{e_2} = M'_{e_2} \frac{l'_{e_2}}{l_{w_2} + l'_{e_2}} + M'_{w_2} \frac{l_{w_2}}{l_{w_2} + l'_{e_2}}$$

avec :

$$l'_{e_2} = \begin{cases} l_{e_2} & \text{si la poutre est limitée à l'appui 3.} \\ 0,8 l_{e_2} & \text{si la poutre comporte au moins une travée au delà de l'appui 3.} \end{cases}$$

Moments en travée des poutres :

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture.

- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue;
- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue;

dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Efforts tranchants dans les poutres :

Les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité. A partir des efforts tranchants d'appui, on trace le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Moments dans les poteaux :

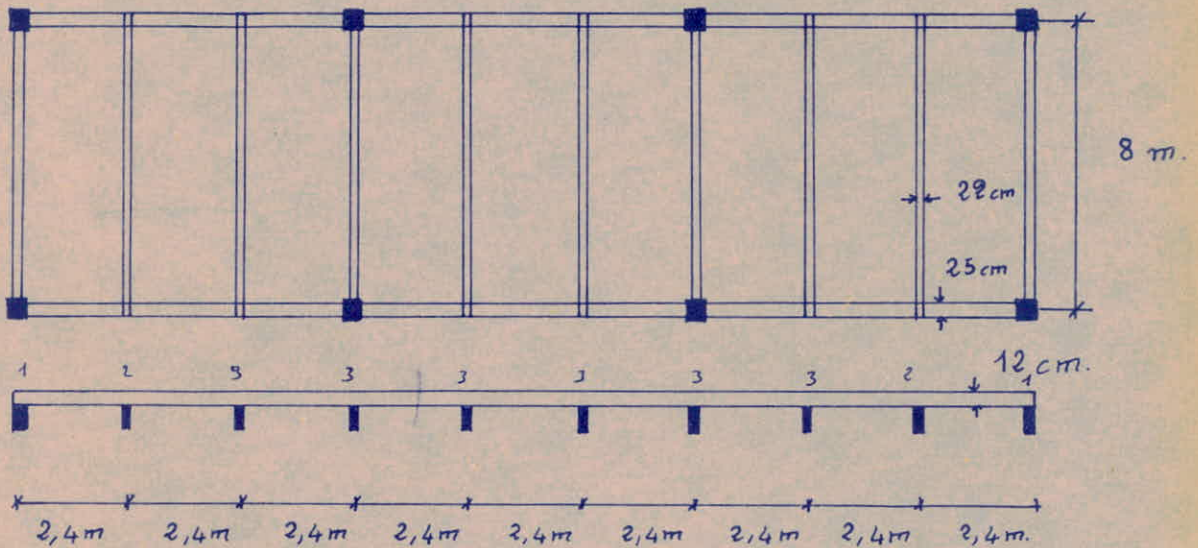
On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h/n au dessus du plancher et à h/s au dessous du nu inférieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres :

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

CACUL DES HOURDIS

On a des panneaux appuyés sur leur contour, le rapport de la petit portée à la grande portée est inférieur à 0,4 : le calcul se fait en poutre dans le sens de la petite portée.



$$l_n = 2,4\text{m} - 0,22 = 2,18\text{m} \quad l_y = 8 - 0,25 = 7,75\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_n}{l_y} = \frac{2,18}{7,75} = 0,28 < 0,4$$

* Charges à prendre pour le calcul des efforts :

On considère les sollicitations les plus défavorables soient :

<p>Pour la terrasse :</p> <p>1^{er} genre : G + P + V 1230 Kg/m</p> <p>2^e genre : G + 1,5P + 1,5V 1310 Kg/m</p>	}	<p>Pour les planchers :</p> <p>1^{er} genre G + 1,2P : { 360 Kg/m 705 Kg/m</p> <p>2^{em} genre G + 1,5P : { 792 Kg/m. 360 Kg/m.</p>
--	---	---

Pour les planchers la surcharge est évaluée avec majoration pour effets dynamiques (1,15 coefficient de majoration).

Calcul des efforts :

on utilise la méthode de Caquot :

* Calcul préliminaire :

- appui 1 : $M_{e1} = 0$

- appui 2 :

$$M_{w2} = M_{e2} = \frac{l'e_2}{l'w_2 + l'e_2} \frac{l_e^2}{8,5} q_e + \frac{l'w_2}{l'w_2 + l'e_2} \frac{l_w^2}{8,5} q_w$$

-

$$M_{w2} = M_{e2} = \frac{(0,8 \times 2,18)^3}{2,07 + 0,8 \times 2,18} \frac{1}{8,5} q_e + \frac{2,07^3}{2,07 + 0,8 \times 2,18} \frac{1}{8,5} q_w$$

$$M_{w2} = M_{e2} = (0,164 q_e + 0,274 q_w) \text{ Kg.m } q \text{ en Kg/m.}$$

- appui 3 :

$$M_{w3} = M_{e3} = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{(0,8 \times 2,18)^3 (q_e + q_w)}{2 \times 8,5 \times 0,8 \times 2,18}$$

$$M_{w3} = M_{e3} = 0,179 (q_e + q_w) \text{ Kg.m.}$$

* Pour les niveaux 2 et 3 les moments fléchissants sont calculés suivant les dispositions défavorables de la surcharge.

Pour le niveau 1 : la surcharge étant très faible : le calcul a été fait pour le cas où tous les panneaux sont chargés.

Moments fléchissants		niveau 1							
	q Kg/m	M_{e1}	$M_{e2} = M_{w2}$	$M_{e3} = M_{w3}$	M_{oq} Kg m	M_{t1} Kg m	M_{t2} Kg m	M_{t3} Kg m	
G + P + V	1230	0	538,74	454,66	658,80	730,68	389,43	226,82	276,02
G + 1,5P + 1,5V	1310	0	573,48	468,98	701,65	778,21	414,76	256,83	309,23

* Calcul des moments fléchissants pour les niveaux 1 et 2 :

G + 1,2 P					M ₀₀ , M _{0q} Kg.m.		niveaux 2 et 3		
q _w Kg/m	q _e Kg/m	M _{e1}	M _{e2} =M _{w2} Kg.m	M _{e3} =M _{w3} Kg.m	192,82	377,61	M _{t1} Kg.m	M _{t2} Kg.m	M _{t3} Kg.m
360	705	0	214,26	190,64					251,51
705	360	0	252,21	190,64	213,86	418,81	85,69	-7,57	23,29
705	705	0	308,78	252,39			223,22	138,23	166,42

G + 1,5 P					M ₀₀ , M _{0q}		niveaux 2 et 3		
q _w Kg/m	q _e Kg/m	M _{e1}	M _{e2} =M _{w2} Kg.m	M _{e3} =M _{w3} Kg.m	192,82	424,21	M _{t1} Kg.m	M _{t2} Kg.m	M _{t3} Kg.m
360	792	0	228,53	196,54					286,19
792	360	0	276,05	196,54	213,86	470,48	78,56	22,44	17,32
792	792	0	346,90	283,54			250,76	155,26	186,94

* Calcul des armatures du niveau 1 :

Armatures en travée :

On calcul avec le moment maximum : soit celui de la travée de rive.

Le moment est maximum pour $x = 0,82$ m soit : $M_{max} = 416,97$ Kg.m

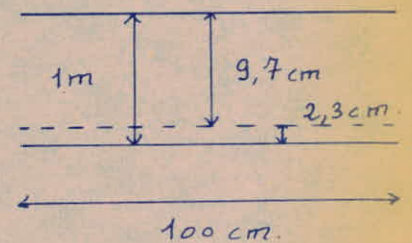
Le calcul donne $\mu_a = 4,1546$ d'où on tire des tableaux :

$\alpha_n = 4,5482$, $\eta = 0,3501$. On déduit

$A_a = 2,94$ cm² $\sigma'_b \leq \sigma'_{i_a} = 37,34$ Kg/cm²

on a bien $\sigma'_b \leq 165$ Kg/cm².

On adopte 11 $\phi 6$ soit $A = 3,01$ cm². L'espacement des armatures sera donc de 10cm.



Pour armatures de répartition on prend $6 \phi 6$ soit $A = 1,70 \text{ cm}^2$
L'espacement sera de 20 cm.

On a bien :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } e = 10 \text{ cm} \leq \begin{cases} - 2h_0 = 24 \text{ cm} \\ \text{et} \\ - 22 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } e = 20 \text{ cm} \leq \begin{cases} - 3h_0 = 36 \text{ cm} \\ \text{et} \\ - 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

Vérification au 2^{em} genre :

Le moment est maximum pour $x = 0,823 \text{ m}$ soit :

$$\text{On calcul } a_n \text{ soit } a_n = 4,6546 \text{ d'où on tire des tableaux } M_{\text{max}}^p = 444,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_a = 4,2479 \quad \eta = 0,3551 \quad \text{d'où on a :}$$

$$\sigma_a = 1667 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2 - \sigma_b = 39,46 \text{ Kg/cm}^2 \leq 247,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

On doit avoir : (C.G.B.A 68 article 52,2) :

- Dans le sens de la petite portée :

$$\omega_n \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_n} \right)^2$$

- Dans le sens de la grande portée (pour $\rho \leq 0,4$) :

$$\omega_y \geq 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_n} \right)^2$$

$$\psi_4 = 0,36 \text{ pour les ronds lisses :}$$

le calcul donne :

$$\tilde{\omega}_n = 31,03 \cdot 10^{-4} \geq 21,19 \cdot 10^{-4}$$

$$\omega_y = 18,09 \cdot 10^{-4} \geq 9,15 \cdot 10^{-4}$$

Calcul des armatures en chapeau

On calcul avec le moment maximum sur appui soit :

$$M_{max} = 538,74 \text{ Kg m}$$

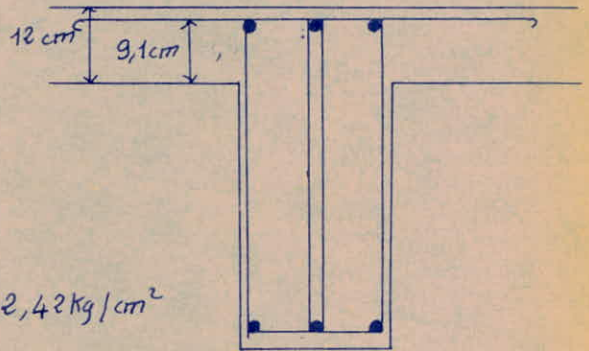
le calcul donne $\mu_u = 6,099$

$$\text{on tire : } \left\{ \begin{array}{l} a_r = 6,794 \\ \eta = 0,443 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } A = 4,13 \text{ cm}^2 - \sigma_b \leq 42,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{on prend } 9 \phi 8 \text{ p.m} - A = 4,52 \text{ cm}^2$$

L'espacement sera de 12,5 cm.



Vérification au deuxième genre :

$$M_{max} = 573,78 \text{ Kg m.} \quad \sigma_b = 45,18 \text{ Kg/cm}^2 - \sigma_a = 1530 \text{ Kg/cm}^2$$

Le long des petits côtés, on prendra pour armature en chapeau :

5 $\phi 8$ par mètre. L'espacement sera de 20 cm.

- * Condition de non fragilité : il est évident que la condition de non fragilité est largement satisfaite.

Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum à l'appui 2w. il a pour valeur :

$$T = \frac{1230 \times 2,07}{2} + \frac{538,74 - 0}{2,07} = 1533,31 \text{ Kg}$$

la contrainte de cisaillement avec $z = \frac{7}{8} h$ est de

$$\tau_b = \frac{1533,31}{100 \times 8,5} = 1,80 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,17 \text{ Kg/cm}^2$$

Sur l'appui de rive on a :

$$A\bar{\sigma}_a = 1600 \times 4,52 = 7232 \text{ Kg.}$$

$$M_0 = 0 \quad T = \frac{1230 \times 2,07}{2} - \frac{538,74}{2,07} = 2986 \text{ Kg}$$

on a bien $A\bar{\sigma}_a > T$.

Calcul des armatures des niveaux 2 et 3

Armatures en travée :

Le moment maximum est obtenu pour $\pi = 0,86 \text{ m}$. soit

$$M_{\max} = 262,08 \text{ Kg m. d'ou avec } h = 9,75 \text{ cm } b = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{on a } \mu_a = 2,5846 \Rightarrow a_{\pi} = 2,7784 \quad \eta = 0,2653$$

$$A_a = 1,81 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 11 \phi 5 \text{ soit } A = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{ba} = 28,30 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} \leq 165 \text{ Kg/cm}^2.$$

L'espacement sera donc de 10 cm.

Pour armatures de répartition on prend 6 $\phi 5$ soit $A = 1,17 \text{ cm}^2$
l'espacement est alors de 20 cm.

Les espacement qu'on a, respectent bien les espacements maximums imposés par le c.c.B.A 68.

Dans le sens de la petite portée : $e = 10 \text{ cm} \leq (24 \text{ et } 22) \text{ cm}$.

Dans le sens de la grande portée : $e = 20 \text{ cm} \leq (36 \text{ et } 33) \text{ cm}$.

Vérification au 2^em genre :

le moment est maximum pour $\pi = 0,87 \text{ cm}$.

$$M = 297,41 \text{ Kg m}$$

$$\text{d'ou } \bar{\sigma}_a \leq 1876 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b \leq 33,18 \text{ Kg/cm}^2 < 247,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

- sens de la petite portée :

$$\omega_n \geq \frac{0,36}{2} \left(2 - \frac{2,07}{7,75} \right) \frac{7,1}{1600} \times \frac{1,2^2}{9,75^2} = 20,97 \cdot 10^{-4}$$

$$\omega_n = \frac{2,15}{9,75 \times 100} = 22,05 \cdot 10^{-4} < 20,97 \cdot 10^{-4}$$

- sens de la petite portée :

$$\omega_y \geq 0,35 \times 0,36 \frac{7,1}{1600} \times \frac{12^2}{9,75^2} = 8,47 \cdot 10^{-4}$$

- Calcul des armatures en chapeau :

Le moment maximum sur appui est de $M_{\max} = 308,78$

d'où avec $b = 100$ $h = 9$ cm.

$$\mu_a = 3,5738 \quad \alpha_n = 3,888 \quad \eta = 0,3208$$

$$A_a = 2,34 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 9 \phi 6 \text{ p.m. soit } A = 2,54 \text{ cm}^2$$

l'espacement sera de 12,5 cm.

$$\sigma'_{ba} = 34,22 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

Le long des petits côtés. on prend $5 \phi 6$ p.m. espacés de 25 cm.

Vérification au deuxième genre :

Le moment est maximum à l'appui $2w$: $M_{\max} = 346,90$.

$$\sigma'_a \leq 1692 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_b \leq 35,33 \text{ Kg/cm}^2 < 247,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité : On a plus d'acier que dans la travée, la hauteur utile n'a pas variée de grand chose donc puisque la condition est satisfaite en travée, elle le sera aussi aux appuis.

Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum à l'appui 2w :

$$T_{\max} = \frac{705 \times 2,07}{2} + \frac{308,48 - 0}{2,07} = 878,85 \text{ Kg.}$$

la contrainte de cisaillement avec $\xi = \frac{7}{8} h$ est de :

$$\tau_b = \frac{878,85}{100 \times 7,9} = 1,12 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,17 \text{ Kg/cm}^2.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

sur l'appui de rive on a :

$$A \bar{\sigma}_a = 1600 \times 2,15 = 3440 \text{ Kg.}$$

$$M=0 \quad T = \frac{705 \times 2,07}{2} - \frac{308,48}{2,07} = 580,51 \text{ Kg.}$$

On a bien $A \bar{\sigma}_a > T$.

Différentes charges à envisager pour le calcul
des efforts dans les poutres secondaires.

On suppose que chaque poutre secondaire supporte les charges et surcharges de deux bandes de hourdis situées de part et d'autre d'elle même et ayant chacune pour largeur la moitié de la distance de la poutre considérée aux deux poutres voisines.

Exemple :

Pour une poutre secondaire des niveaux 1 et 2 on doit envisager pour le calcul des efforts sous la sollicitation du 4^e genre $G + 1,2 P$ deux charges réparties :

Si on prend le cas d'une poutre centrale on aura :

largeur de la bande revenant à la poutre : 2,4 m.

charge répartie à vide :

pois du hourdis et de la couche de ciment :

$$\begin{array}{l} \text{pois propre de la poutre} \quad 360 \times 2,4 = 864 \text{ Kg/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 0,22 \times (0,55 - 12) 2500 = 237 \text{ Kg/m.} \end{array}$$

$$\text{soit } q_v = 1101 \text{ Kg/m.}$$


Charge répartie lorsque la poutre est chargée :

$$q_c = 1101 + 345 \times 2,4 = 1929 \text{ Kg/m.}$$


Pour les poutres secondaires de la terrasse, on ne considère pas que certaines travées sont chargées par la neige alors que d'autres ne le sont pas. On considère que la toiture est entièrement couverte soit par la surcharge de neige normale, soit extrême.

Les différentes charges uniformément réparties à envisager sont données dans le tableau de la page suivante.

Différents cas de chargement à prévoir pour le calcul des efforts dans
Les planchers.

	à vide	1 ^{er} genre		2 ^e genre	
Unité Kg/m	G	$G+1,2P$	$G+P$	$G+1,5P$	$G+P$
Poutre centrale	1101	1929	1721	2136	1721
Poutre de rive	6,69	1083	1014	1187	1014

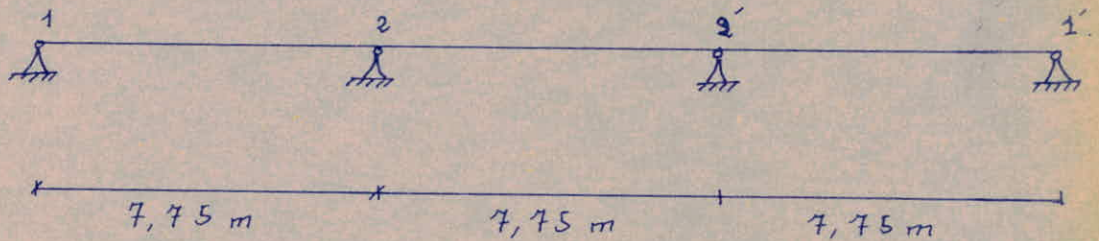
Différents cas de chargement à prévoir pour le calcul des efforts dans la terrasse.

	à vide	1 ^{er} genre			2 ^e genre			
Unité Kg/m	G	$G+1,2P$	$G+P$	$G+P+V$	$G+1,5P$	$G+P+W$	$G+1,5P+1,5V$	$G+P$
Poutre centrale	2805	3093	3045	3189	3165	3285	3381	3045
Poutre de rive	1521	1665	1641	1713	1701	1761	1809	16,41

Unité Kg/m	$G+V$	$G+W$	$G+1,5V$	G
poutre centrale	2949	3045	3021	2808
poutre de rive	1593	1641	1629	1521

Calcul des moments fléchissants des poutres secondaires pour les différents cas de chargement

Schéma de calcul :



Calcul préliminaire : On admet que les poutres secondaires sont simplement appuyées sur les poutres principales.

* appui 1 : $M_{e1} = 0$

* appui 2 : $M_{w2} = M_{e2} = M'_{e2} \frac{l'_{e2}}{lw_2 + l'_{e2}} + M'_{w2} \frac{lw_2}{lw_2 + l'_{e2}}$

avec :

$$l'_{e2} = 0,8l \quad l'_{w2} = l$$

$$M'_{e2} = \frac{q_e l'^2_{e2}}{8,5} = q_e \frac{0,8^2 l^2}{8,5}$$

$$M'_{w2} = \frac{q_w l'^2_{w2}}{8,5} = \frac{q_w l^2}{8,5}$$

avec $l = 7,75 \text{ m}$ on obtient :

$$M_{w2} = M_{e2} = 2,010 q_e + 3,926 q_w \quad \text{les charges}$$

q_e et q_w doivent être pris en unité de Force par m.

Exemple de calcul

On prend le cas de la poutre secondaire des planchers 2 et 3.
solicitation $G + 1,2P$

Pour ce cas on a :

* Charge par mètre ligniaire des travées à vide $G = 1101 \text{ Kg/m}$

* Charge par mètre ligniaire des travées chargées $G + 1,2P = 1929 \text{ Kg/m}$.

Moments sur appuis :

* Travée de gauche chargée - travée de droite chargée

$$M_{w_1} = M_{e_2} = 1929 \times 3,926 + 1929 \times 2,010 = 11,45 \text{ tm}$$

* travée de gauche chargée - travée de droite vide

$$M_{w_1} = M_{e_2} = 1929 \times 3,926 + 1101 \times 2,010 = 9,79 \text{ t.m.}$$

* travée de gauche vide - travée de droite chargée

$$M_{w_1} = M_{e_2} = 1101 \times 3,926 + 1929 \times 2,010 = 8,20 \text{ t.m.}$$

* travée de droite vide - travée de gauche vide

$$M_{w_1} = M_{e_2} = 1101 \times 3,926 + 1101 \times 2,010 = 6,54 \text{ t.m.}$$

Moments en travées :

Dans le cas d'une poutre à 3 travées on obtient le diagramme enveloppe des moments en traçant sur un même graphe les courbes des moments correspondant aux trois cas de charge ci-dessous

* surcharge appliquée à toutes les travées :

ce cas donne les moments maximaux en valeur absolue sur appuis.

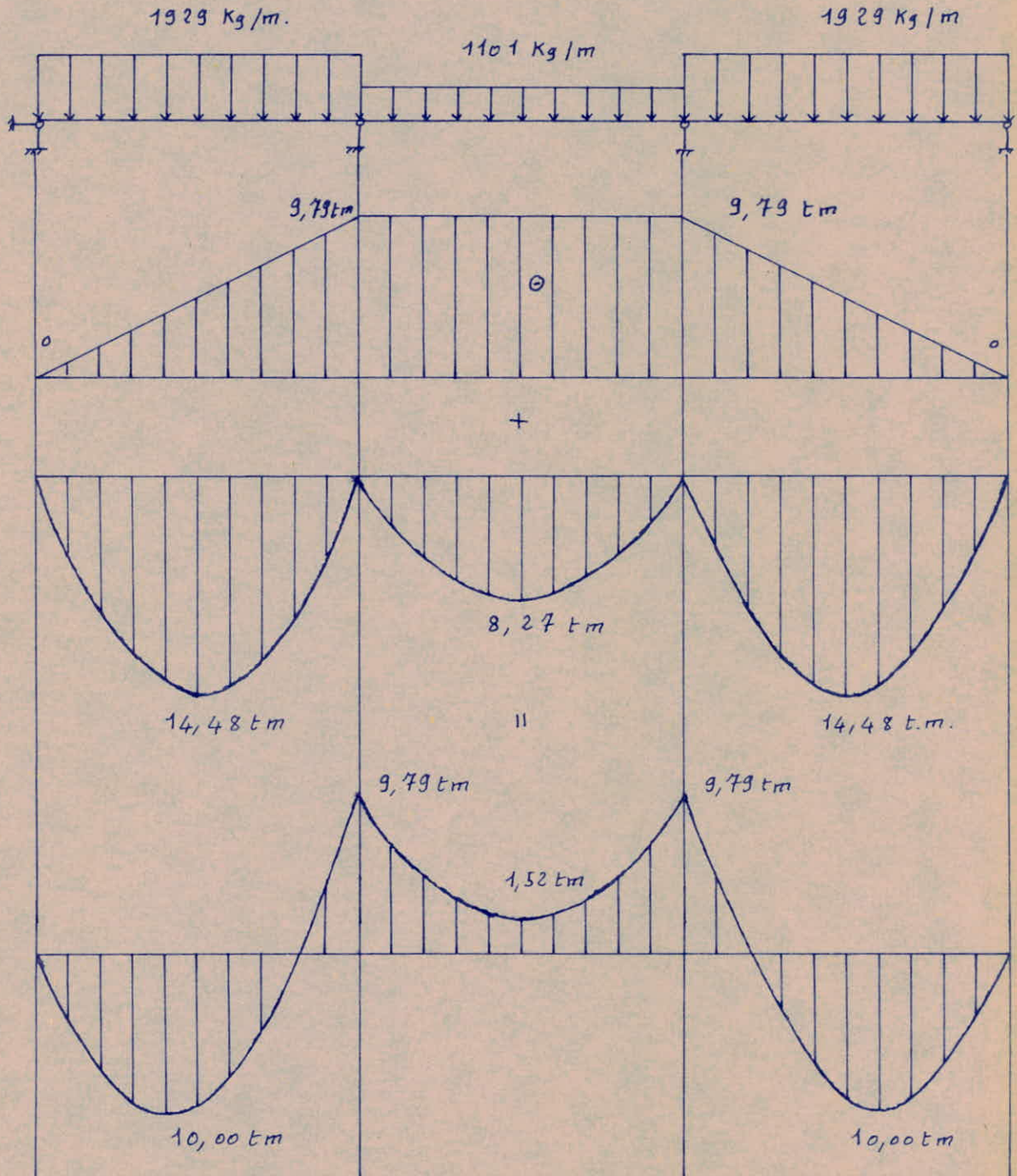
* surcharge appliquée à la travée du milieu seule :

ce cas donne la valeur maximale des moments positifs de la travée du milieu et les valeurs minimales des moments négatifs (en valeur absolue) des travées extrêmes

* surcharge appliquée aux travées extrêmes :

Ce cas donne la valeur minimale (en valeur absolue) des moments négatifs de la travée du milieu et les valeurs maximales des moments positifs des travées extrêmes.

si on prend le cas où la surcharge est appliquée aux travées extrêmes on aura :



Moments fléchissants en travées et sur appuis des poutres
 Secondaires. pour les différents cas de chargements.

G + 1,2 P						M_{00}, M_{0q} t.m	Planchers	
M_{e1}	q_w Kg/m	q_e Kg/m	$3,926q_w$ Kg.m	$2,010q_e$ t.m	$M_{e2} = M_{w2}$ t.m	8,27	M_{t1}	M_{t2}
o	1101	1929	4322,5	3877,3	8,20			9,59
o	1929	1101	7573,3	2213,0	9,79	14,48	4,17	-1,52
o	1929	1929	7573,3	3877,3	11,45		8,76	3,03

G + 1,5 P						M_{00}, M_{0q}	Planchers	
M_{e1}	q_w Kg/m	q_e Kg/m	$3,926q_w$ Kg.m	$2,010q_e$ Kg.m	$M_{e2} = M_{w2}$ t.m	8,27	M_{t1}	M_{t2}
o	1101	2136	4322,5	4293,4	8,62			10,74
o	2136	1101	8385,9	2213,0	10,60	16,04	3,96	-2,33
o	2136	2136	8385,9	4293,4	12,68		9,70	3,36

Moments fléchissants en travées et sur appuis des poutres secondaires. pour les différents cas de chargements.

G + P						M_{00}, M_{0q} t.m	Planchers	
M_{e1}	q_w Kg/m	q_e Kg/m	$3,926 q_w$ Kg.m	$2,010 q_e$ Kg.m	$M_{e2} = M_{w2}$ t.m	8,27	M_{t1}	M_{t2}
0	1101	1721	4322,5	3459,2	7,78			8,44
0	1721	1101	6756,6	2213,0	8,97	12,92	4,38	-0,70
0	1721	1721	6756,6	3459,2	10,22		7,81	2,70

G + P						M_{00}, M_{0q}	Terrasse	
M_{e1}	q_w Kg/m	q_e Kg/m	$3,926 q_w$ Kg.m	$2,010 q_e$ Kg.m	$M_{e2} = M_{w2}$ t.m	21,08	M_{t1}	M_{t2}
0	2805	3045	11012,4	6120,5	17,13			14,07
0	3045	2805	11954,7	5638,1	17,59	22,86	12,52	3,49
0	3045	3045	11954,7	6120,5	18,08		13,82	4,78

Moments fléchissants en travées et sur appuis des poutres secondaires du Bloc 2 pour les différents cas de chargement.

G + 1,2 P						M ₀₀ , M _{0q} t.m	Terrasse	
M _{e1}	q _w Kg/m	q _e Kg/m	3,926 q _w kg.m	2,010 q _e kg.m	M _{e2} = M _{w2}		M _{t1} t.m	M _{t2} t.m
0	2805	3093	11012,4	6216,9	17,23	21,08	14,33	5,99
0	3093	2805	12143,1	5638,1	17,78		23,22	12,46
0	3093	3093	12143,1	6216,9	18,36			14,04

G + P + V						M ₀₀ , M _{0q}	Terrasse	
M _{e1}	q _w Kg/m	q _e Kg/m	3,926 q _w kg.m	2,010 q _e kg.m	M _{e2} = M _{w2} t.m		M _{t1} t.m	M _{t2} t.m
0	2949	3189	11577,8	6409,9	17,99	22,14	14,72	5,95
0	3189	2949	12520,0	5927,5	18,45		23,94	13,15
0	3189	3189	12520,0	6409,9	18,93			14,48

Moments fléchissants en travées et sur appuis des poutres secondaires pour les différents cas de chargements.

G + 1,5 P						M ₀₀ , M _{0q} t.m	Terrasse	
M _{e1}	q _w Kg/m	q _e Kg/m	3,926q _w	2,010 q _e	M _{w2} = M _{e2}		M _{t1} t.m	M _{t2} t.m
0	2805	3165	10743,4	6361,6	17,37	21,08	14,73	6,66
0	3165	2805	12425,8	5644,1	18,05		12,53	3,01
0	3165	3165	12425,8	6361,6	18,79	23,76	14,37	4,97

G + 1,5 P + 1,5 V						M ₀₀ , M _{0q} t.m	Terrasse	
M _{e1}	q _w Kg/m	q _e Kg/m	3,926q _w Kg.m	2,010 q _e Kg.m	M _{w2} = M _{e2} t.m		M _{t1} t.m	M _{t2} t.m
0	3021	3381	11869,4	6795,8	18,66	22,68	15,71	6,72
0	3381	3021	13273,8	6072,2	19,35		13,35	3,33
0	3381	3381	13273,8	6795,8	20,07	25,38	15,35	5,31

Moments fléchissants en travées et sur appuis pour les différents cas de chargement : Poutres secondaires

G + P + W						M ₀₀ , M _{0q} t.m	Terrasse	
M _{e1}	q _w Kg/m	q ₀ Kg/m	3,926 q _w Kg.m	2,010 q ₀ Kg.m	M _{0q} = M _{w2} t.m	22,86	M _{t1} t.m	M _{t2} t.m
0	3045	3285	11954,7	6602,9	18,56		24,66	15,15
0	3285	3045	12896,9	6120,5	19,02	13,58		3,84
0	3285	3285	12896,9	6602,9	19,50	14,91		5,16

Moments fléchissants en travées et sur appuis des poutres secondaires du Bloc 2 sous l'action des charges permanentes et des surcharges climatiques.

		q Kg/m	M _{e1} t.m	M ₀₂₀ = M _{w2} t.m	M _{0,0}	M _{t1}	M _{t2}
Planchers	G	1101	0	6,34	8,27	5,10	1,93
Terrasse	G	2805	0	16,65	21,08	12,76	4,43
	G + W	3045	0	18,08	22,86	13,82	4,78
	G + V	2949	0	17,51	22,14	14,11	5,35
	G + 1,5V	3021	0	17,93	22,68	13,72	4,75

Calcul des efforts tranchants des poutres secondaires et de leurs réactions sur les poutres principales.

Les efforts tranchants aux appuis d'une travée sont donnés par les expressions suivantes :

* appui de gauche $T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

* appui de droite $T_e = +q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

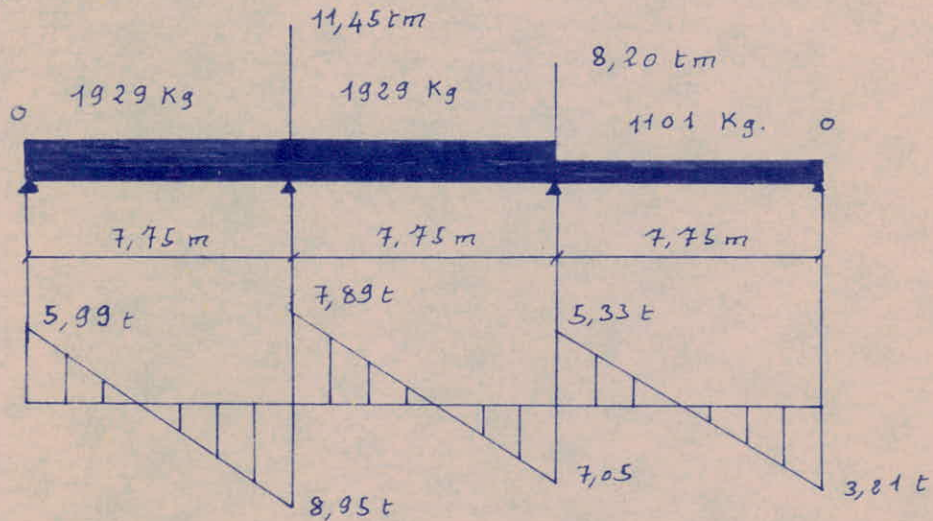
les moments $M_w - M_e$ aux appuis de la poutre sont à prendre en valeur absolue.

Les efforts tranchants à droite et à gauche d'un appui sont maximums lorsque les travées encadrant cet appui sont chargées, et les travées voisines à ces dernières vides. Ils sont minimums dans le cas contraire.

Exemple de calcul :

on prend le cas des niveaux 2 et 3, sollicitation $G + 1,2 P$.

cas de charge donnant l'effort maximum sur l'appui 2, minimum sur l'appui 1 :



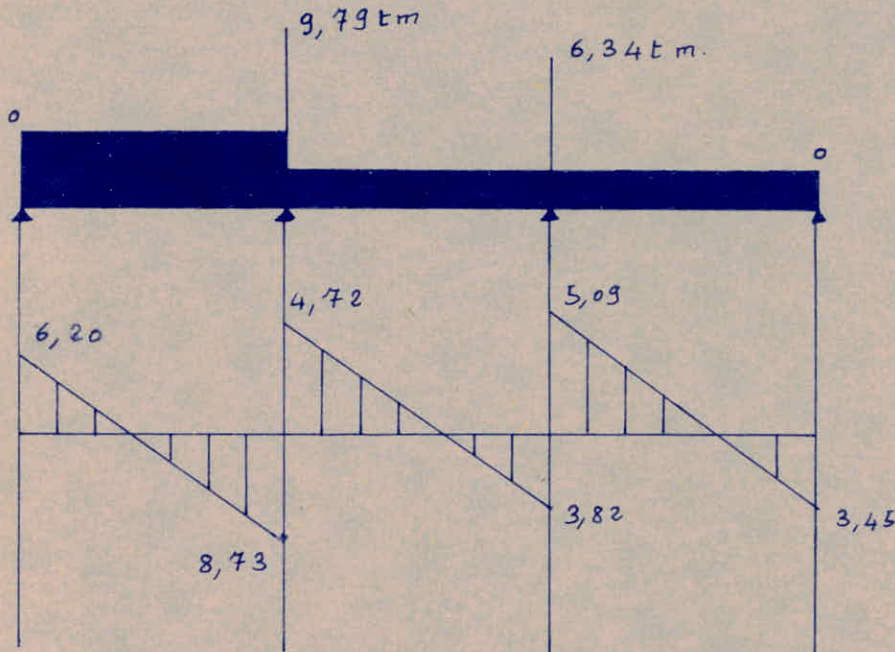
Pour la travée 1-2 on a :

$$T_w = 1929 \times \frac{7,75}{2} + \frac{0 - 11,45}{7,75} = 7,47 - 1,48 = 5,99 \text{ t}$$

$$T_e = -1,929 \times \frac{7,75}{2} - \frac{0 - 11,45}{7,75} = -7,47 - 1,48 = 8,95 \text{ t}$$

En procédant de la même manière on trouve les autres valeurs.

Cas de charge donnant l'effort tranchant maximum sur l'appui 1, minimum sur l'appui 2'



Le calcul des différentes valeurs se fait de la même manière que cidessus.

On obtient les réactions sur les poutres principales en considérant les mêmes cas de charge et en faisant la somme des efforts tranchants à droite et à gauche de l'appui considéré.

Dans le cas cidessus on aura.

- * Réaction maximale sur la poutre intermédiaire :
 $7,89 + 8,95 = 16,84 \text{ t}$
- * Réaction minimale sur la poutre intermédiaire :
 $3,82 + 5,09 = 8,91 \text{ t}$
- * Réaction maximale sur la poutre extrême : $6,20 \text{ t}$
- * Réaction minimale sur la poutre extrême : $3,45 \text{ t}$

Efforts tranchants maximums et minimums des poutres secondaires prenant appui sur les poutres P.

niveau 1		T ₀₀	travée 1			travée 2			travée 3		
			T _{0q}	$\Delta n/l$	T _w	T _c	$\Delta M/l$	T _w	T _c	$\Delta M/l$	T _w
G + 1,2P		8,7	2,37	9,62	14,36	0,15	12,14	11,84	2,22	13,09	8,65
		10,8	2,29	9,70	14,28	0,15	11,02	10,72	2,15	13,02	8,72
		11,99	2,22	8,65	13,09	0	11,99	11,99	2,22	13,09	8,65
G + P + V		11,43	2,44	9,92	14,80	0,12	12,48	12,24	2,32	13,75	9,11
		11,43	2,38	9,98	14,74	0,12	11,55	11,31	2,26	13,69	9,17
		12,36	2,32	9,11	13,75	0	12,36	12,36	2,32	13,75	9,11
G + 1,5P		10,87	2,42	9,84	14,68	0,18	12,44	12,08	2,24	13,11	8,63
		10,87	2,33	9,93	14,59	0,18	11,05	10,69	2,15	13,02	8,72
		12,26	2,24	8,63	13,11	0	12,26	12,26	2,24	13,11	8,63
G + 1,5V + 1,5P		11,71	2,59	10,51	15,69	0,18	13,28	12,92	2,41	14,12	9,30
		11,71	2,50	10,60	15,60	0,18	11,89	11,53	2,31	14,02	9,40
		13,10	2,41	9,30	14,12	0	13,10	13,10	2,41	14,12	9,30
G + P + W		11,80	2,52	10,21	15,25	0,12	12,85	12,61	2,39	14,19	9,41
		11,80	2,46	10,27	15,19	0,18	11,98	11,62	2,33	14,13	9,47
		12,73	2,39	9,41	14,19	0	12,73	12,73	2,39	14,19	9,41

Efforts tranchants maximums et minimums des poutres secondaires prenant appui sur les poutres principales.

		niveau 1	T_{00}	travée "1"			travée "2"			travée 3		
			T_{0q} t	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.
G + P			10,87	2,33	9,47	14,13	0,12	11,92	11,68	2,21	13,08	8,66
			10,87	2,27	9,53	14,07	0,12	10,99	10,75	2,15	13,02	8,72
			11,80	2,21	8,66	13,08	0	11,80	11,80	2,21	13,08	8,66

		niveaux 2 et 3	T_{00} t	travée "1"			travée "2"			travée "3"		
		"Bloc 2"	T_{0q} t	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.	$\frac{\Delta M}{\ell}$ t.	T_w t.	T_e t.
G + 1,2 P			4,27	1,48	5,99	8,95	0,42	7,89	7,05	1,06	5,33	3,21
			4,27	1,26	6,20	8,73	0,45	4,72	3,82	0,82	5,09	3,45
			7,47	1,06	3,21	5,33	0	7,47	7,47	1,06	5,33	3,21
G + P			4,27	1,32	5,35	7,99	0,31	6,98	6,36	1,00	5,44	3,10
			4,27	1,16	5,51	7,83	0,34	4,61	3,93	0,82	5,09	3,45
			6,67	1,17	3,10	5,44	0	6,67	6,67	1,00	5,44	3,10
G + 1,5 P.			4,27	1,64	6,64	9,92	0,52	8,80	7,76	1,11	5,38	3,16
			4,27	1,37	6,91	9,65	0,55	4,82	3,72	0,82	5,09	3,45
			8,28	1,11	3,16	5,38	0	8,28	8,28	1,11	5,38	3,16

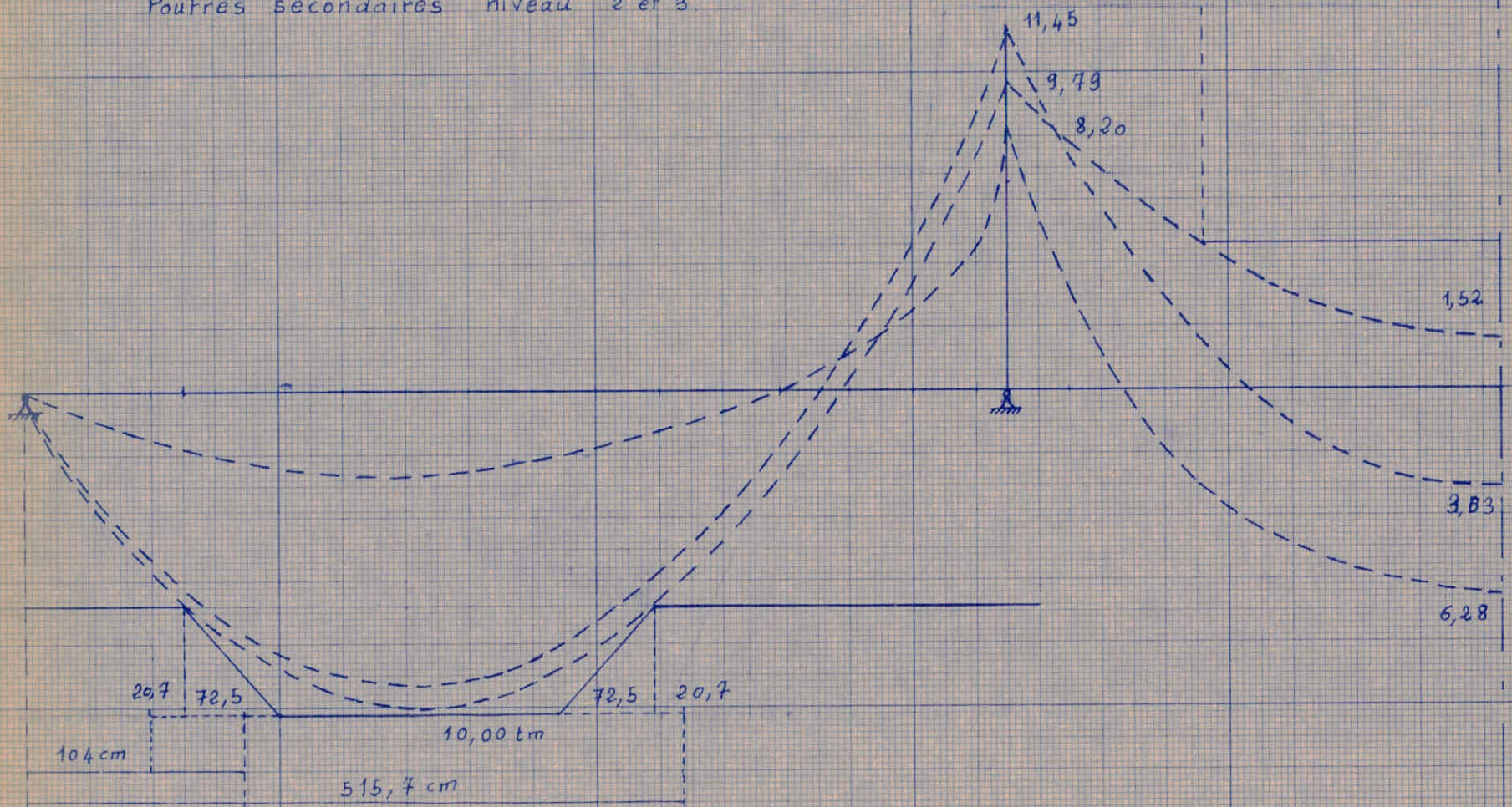
Charges maximales et minimales à considérer dans le calcul des portiques "sens xx"

niveau 1	Portiques centraux		portiques de rive	
	Q max	Q min	Q max	Q min
" Bloc 2 "				
G + 1,2 P	26,50	23,74	9,70	8,65
G + P + V	27,28	25,00	9,98	9,11
G + 1,5 P	27,12	23,71	9,93	8,63
G + 1,5V + 1,5P	28,97	25,55	10,60	9,30
G + W + P	28,10	25,75	10,27	9,41
G + P	26,05	23,77	9,53	8,66

niveaux 2 et 3	portiques centraux		portiques de rive	
	Q max t	Q min t	Q max t.	Q min t.
Sollicitations:				
G + 1,2 P	16,84	8,91	6,21	3,21
G + P	14,97	9,02	5,51	3,10
G + 1,5 P	18,72	8,81	6,91	3,16

DIAGRAMME ENVELOPPE DES MOMENTS FLECHISSANTS.

Poutres secondaires niveau 2 et 3.



MOMENT FLÉCHISSANTS

Poutres secondaires du niveau 1

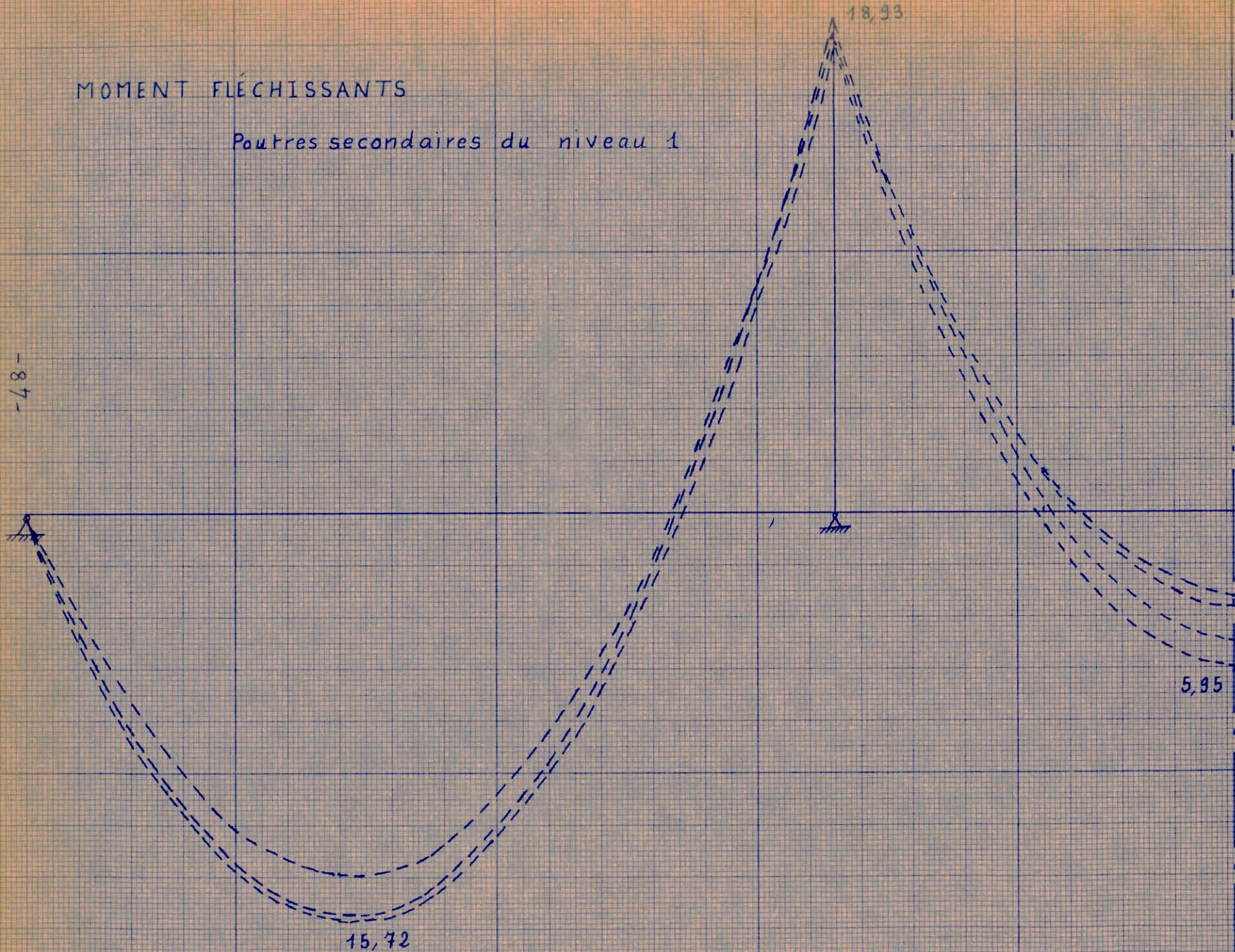
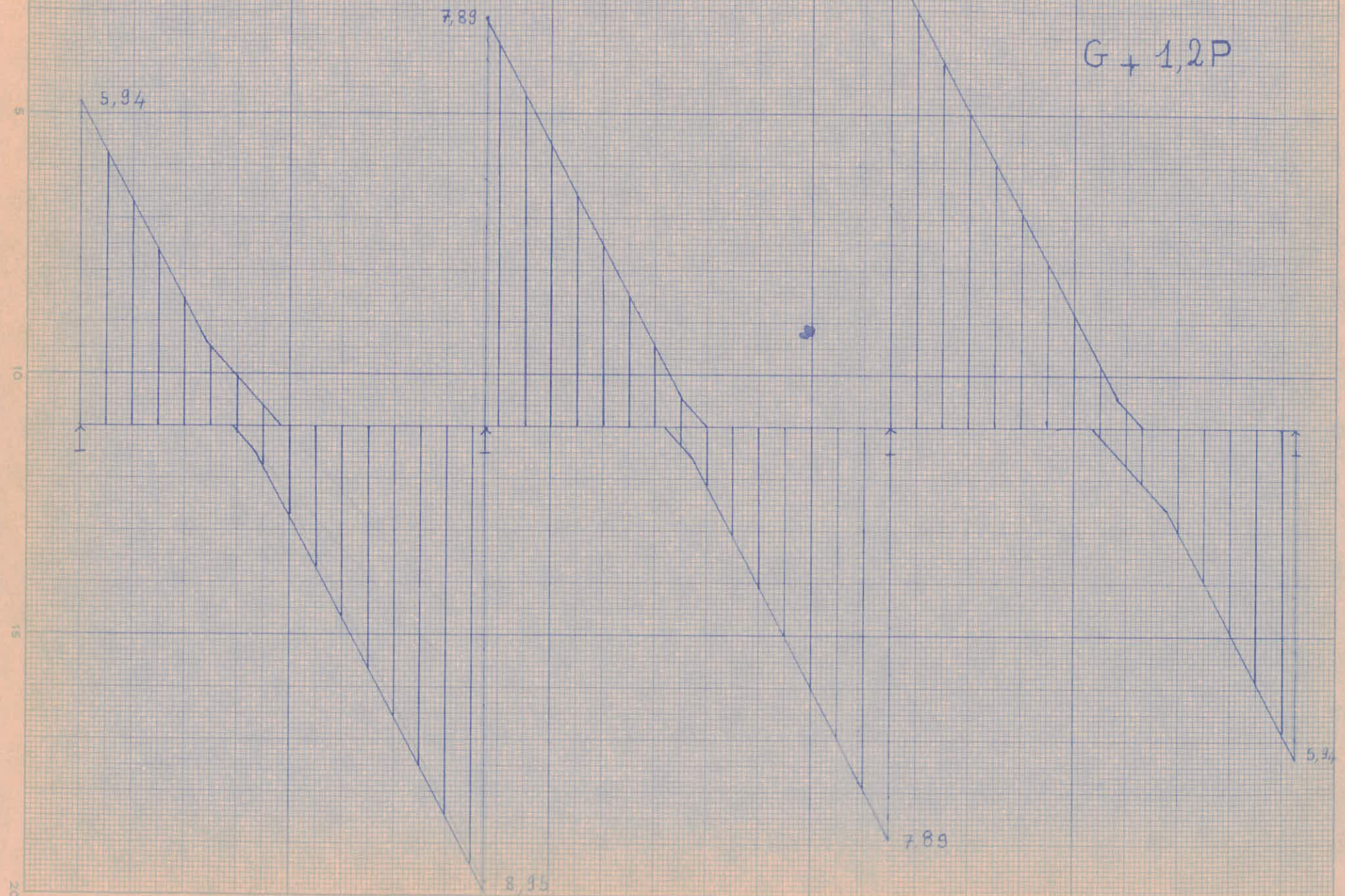


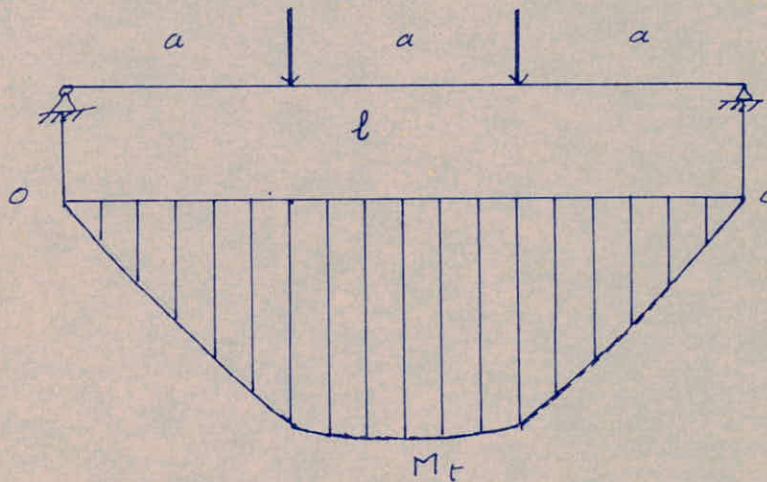
DIAGRAMME ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS
poutres secondaires : "niveaux 3 et 2"



Calcul des moments fléchissants
des portiques.

Le principe de calcul est le même que pour les poutres secondaires sauf qu'ici on tient compte de la solidarité avec les poteaux.

Pour les poutres principales les charges à considérer sont les réactions des poutres secondaires, et leur poids propre, le diagramme des moments de la travée libre est de la forme suivante :



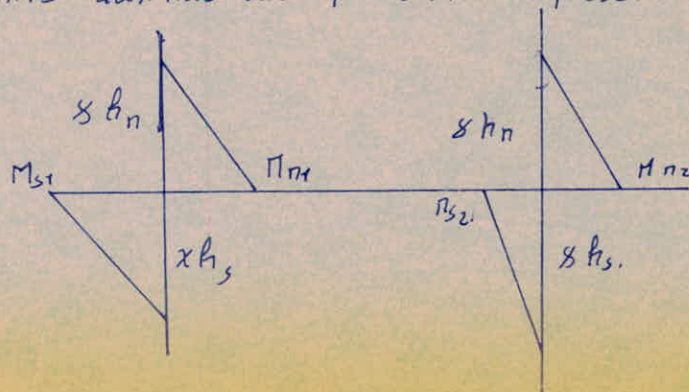
$$M_t = Qa + \frac{ql^2}{8}$$

M_t moment en travée

Q → réaction de la poutre secondaire

q → poids propre de la poutre considérée.

Les moments aux nœuds des poteaux se présentent ainsi :



Calcul préliminaire : Portiques centraux

"sens n°1"

noeuds tet2		noeuds "1"					noeuds "2"					
$I_p = 71,46 \cdot 10^{-4} m^4$		$I_{p1} = 12,50 \cdot 10^{-4} m^4$					$I_{p2} = 52,04 \cdot 10^{-4} m^4$					
	l m	χ	l'_m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ $1-\mu$	χ	l'_m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ $1-\mu$	
niveau 1	w	6,63	/	/	/	/	0,93	6,17	11,58	20,90	0,21	
	e	6,63	0,8	5,31	13,46	0,64 0,36	0,8	5,31	13,46		56,02	0,79
	n	2,10	0,8	1,68	7,44	0,36	0,8	1,68	30,98			0,24
										0,76		
niveau 2	w	6,63	/	/	/	/	0,86	5,70	12,54	27,51	0,15	
	e	6,63	0,8	5,31	13,46	0,49 0,51	0,8	5,31	13,46		84,51	0,85
	n	2,10	0,9	1,89	6,61	0,24	0,9	1,89	27,53			0,16
	s	2,10	0,8	1,68	7,44	0,24	0,8	1,68	30,98			0,84
niveau 3	w	6,63	/	/	/	/	0,87	5,77	12,38	26,29		0,33
	e	6,63	0,8	5,31	13,46	0,51 0,49	0,8	5,31	13,46		79,25	0,37
	n	2,10	0,8	1,68	7,44	0,28	0,8	1,68	30,98			0,16
	s	2,90	0,8	2,32	5,39	0,21	0,8	2,32	22,43			0,84
niveau 1	$M'_{w11} = 0 \quad M'_{e1} = 1,45 + 1,412 Q_{e11}$					$M'_{w21} = 1,96 + 1,851 Q_{w11} ; M_{e21} = M_{e11}$						
niveau 2 et 3	$M'_{w12} = 0 \quad M'_{e1} = 1,45 + 1,412 Q_{e12}$					$M'_{w22} = 1,66 + 1,628 Q_{w12} ; M_{e22} = M_{e12}$						
niveau 3	$M'_{w13} = 0 \quad M'_{e1} = 1,45 + 1,412 Q_{e13}$					$M'_{w23} = 1,71 + 1,647 Q_{w13} ; M_{e23} = M_{e13}$						

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens xx"

G + 1,2P		nœuds "1"						nœuds "2"							
	Q_w t	Q_e t	M'_{e1} tm	M_{n1} tm	M_{s1} tm	M_{e1} tm	M_{t1} tm	M'_{e2} tm	M'_{w2} tm	M_{n2} tm	M_{s2} tm	M_{w2} tm	M_{e2} tm	M_{t2} tm	
niveau 1	23,74	23,74	34,97	0	12,59	12,59	26,81	34,97	45,90	0	6,01	43,60	37,80	17,10	
	23,74	26,50	38,87	0	13,99	13,99	30,19	38,87	45,90	0	3,87	44,42	40,56	20,44	
	26,50	23,74	34,97	0	12,59	12,59	26,40	34,97	51,01	0	8,82	47,64	38,82	16,08	
	26,50	26,50	38,87	0	13,99	13,99	29,78	38,87	51,01	0	6,68	48,46	41,78	19,22	
niveau 2	8,91	8,91	14,03	3,37	2,95	7,16	10,61	14,03	16,17	0,71	0,79	15,85	14,37	7,74	
	8,91	16,84	25,23	6,06	6,81	12,87	19,80	25,23	16,17	2,99	3,35	17,53	23,78	15,86	
	16,84	8,91	14,03	3,37	2,95	7,16	9,77	14,03	29,08	4,97	5,57	26,82	16,44	5,67	
	16,84	16,84	25,23	6,06	6,81	12,87	18,96	25,23	29,08	1,27	1,42	28,50	25,85	13,79	
niveau 3	8,91	8,91	14,03	3,93	2,95	6,87	10,68	14,03	16,38	0,91	0,66	16,00	14,43	7,68	
	8,91	16,84	25,23	7,06	5,30	12,36	19,97	25,23	16,38	3,45	2,48	17,80	23,76	15,88	
	16,84	8,91	14,03	3,93	2,95	6,87	9,78	14,03	29,45	6,01	4,32	26,98	16,66	5,45	
	16,84	16,84	25,23	7,06	5,30	12,36	18,78	25,23	29,45	1,65	1,18	29,36	25,95	13,69	
niveau 1		$M_{00} = 54,90 \text{ t.m.}$ $M_{0q} = 61,00 \text{ t.m.}$						niveau 1 et 2		$M_{00} = 22,11 \text{ t.m.}$ $M_{0q} = 39,64 \text{ t.m.}$					

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens m"

G + 1,5 P		nœuds "1"						nœuds "2"							
	Q_w	Q_c	M'_{e1}	M_{n1}	M_{s1}	M_{e1}	M_{E1}	M'_{w2}	M'_{c2}	M_{n2}	M_{s2}	M_{w2}	M_{e2}	M_{E2}	
niveau 1	23,71	23,71	34,93	0	12,57	12,57	26,77	45,84	34,93	0	6,00	43,55	37,55	17,28	
	23,71	27,12	39,74	0	14,31	14,31	30,94	45,84	39,74	0	3,35	44,56	41,20	21,17	
	27,12	23,71	34,93	0	12,57	12,57	26,27	52,16	34,93	0	9,47	48,54	39,07	15,76	
	27,12	27,12	39,74	0	14,31	14,31	30,44	52,16	39,74	0	6,83	49,55	42,72	19,65	
niveau 2	8,81	8,81	13,89	3,33	3,75	7,08	11,66	16,30	13,89	0,80	0,89	13,39	14,11	7,78	
	8,81	18,72	27,88	6,69	7,53	14,22	21,99	16,30	27,88	3,82	4,28	15,49	26,03	17,77	
	18,72	8,81	13,89	3,33	3,75	7,08	10,61	32,14	13,89	6,02	6,75	29,40	16,81	5,08	
	18,72	18,72	27,88	6,69	7,53	14,22	20,94	32,14	27,88	1,41	1,58	31,50	28,56	15,24	
niveau 3	8,81	8,81	13,89	3,89	2,92	6,81	10,57	16,22	13,89	0,91	0,65	15,84	14,29	7,60	
	8,81	18,71	27,88	7,81	5,85	13,66	22,19	16,22	27,88	4,55	3,26	18,09	25,90	17,90	
	18,72	8,81	13,89	3,89	2,92	6,81	9,44	32,54	13,89	7,27	5,22	29,56	17,06	4,83	
	18,72	18,71	27,88	7,81	5,85	13,66	21,08	32,54	27,88	1,82	1,30	31,79	28,67	15,13	
niveau 1		$M_{00} = 54,83 \text{ tm}$ $M_{0q} = 62,37 \text{ tm}$						niveaux 1 et 2		$M_{00} = 21,89 \text{ tm}$ $M_{0q} = 43,80 \text{ t.m.}$					

Moment fléchissants des portiques centraux "sens n°"

G + P		nœuds "1"						nœuds "2"						
	Q_w t	Q_c t	M_{ex} tm	M_{ny} tm	M_{sz} tm	M_{ex} tm	M_{Fz} tm	M'_{wz} tm	M'_{ez} tm	M_{ny} tm	M_{sz} tm	M_{wz} tm	M_{ez} tm	M_{Fz} tm
niveau 1	23,77	23,77	35,01	0	12,60	12,60	26,83	45,96	35,01	0	6,02	43,66	37,64	17,32
	23,77	26,05	38,23	0	13,76	13,76	29,64	45,96	38,23	0	4,25	44,34	40,09	19,92
	26,05	23,77	35,01	0	12,60	12,60	26,49	50,18	35,01	0	8,34	46,99	38,65	16,31
	26,05	26,05	38,23	0	13,76	13,76	29,30	50,18	38,23	0	6,57	47,67	41,10	18,91
niveau 2	9,02	9,02	14,19	3,41	3,83	7,24	10,72	16,34	14,19	0,71	0,80	16,02	14,53	7,82
	9,02	14,97	22,59	5,42	6,10	11,52	17,63	16,34	22,59	2,06	2,31	17,28	21,59	13,92
	14,97	9,02	14,19	3,41	3,83	7,24	10,09	26,03	14,19	3,91	4,38	24,25	16,08	6,27
	14,97	14,97	22,59	5,42	6,10	11,52	17,00	26,03	22,59	1,14	1,27	25,51	23,14	12,37
niveau 3	9,02	9,02	14,19	2,98	3,97	6,95	10,78	16,57	14,19	0,93	0,57	16,19	14,59	7,73
	9,02	14,97	22,59	6,33	4,74	11,07	17,77	16,57	22,59	2,35	1,69	17,53	21,57	13,94
	14,97	9,02	14,19	2,98	3,97	6,95	10,11	26,37	14,19	4,75	3,41	24,42	16,26	6,09
	14,97	14,97	22,59	6,33	4,74	11,07	17,09	26,37	22,59	1,47	1,06	25,77	23,23	12,28
niveau 1		$M_{00} = 54,96 \text{ tm}$ $M_{0q} = 60,01 \text{ tm}$						niveaux 3 et 2		$M_{00} = 22,35 \text{ tm}$ $M_{0q} = 35,51 \text{ tm}$				

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens n°1"

niveau 1		nœuds "1"						nœud "2"							
	Q_w t.	Q_e t.	M_{e1} t.m	M_{n1} t.m	M_{s1} t.m	M_{c1} t.m	M_{t1} t.m	M_{w2} t.m.	M_{e2} t.m	M_{n2} t.m	M_{s2} t.m	M_{w2} t.m	M_{c2} t.m	M_{t2} t.m	M_{oq} t.m
G + P + V	25,00	25,00	36,75	0	13,23	13,23	28,15	48,24	36,75	0	6,32	45,83	39,51	18,17	57,68
	25,00	27,28	39,97	0	14,39	14,39	30,96	48,24	39,97	0	4,55	46,50	41,95	20,78	
	27,28	25,00	36,75	0	13,23	13,23	27,82	52,46	36,75	0	8,64	49,16	40,52	17,16	
	27,28	27,28	39,97	0	14,39	14,39	30,62	52,46	39,97	0	6,87	49,84	42,97	19,76	
G + 1,5P + 1,5V	25,55	25,55	37,53	0	13,51	13,51	28,75	49,25	37,53	0	6,45	46,79	40,34	18,56	58,90
	25,55	28,97	42,36	0	15,25	15,25	32,94	49,25	42,36	0	3,79	47,80	44,01	22,45	
	28,97	25,55	37,53	0	13,51	13,51	28,25	55,58	37,53	0	9,93	51,79	41,86	17,04	
	28,97	28,97	42,36	0	15,25	15,25	32,44	55,58	42,36	0	7,27	52,80	45,53	20,93	
G + P + W	25,75	25,75	37,81	0	13,61	13,61	28,97	49,62	37,81	0	6,50	47,14	40,64	18,70	59,34
	25,75	28,10	41,13	0	14,81	14,81	31,85	49,62	41,13	0	4,67	47,84	43,17	21,37	
	28,10	25,75	37,81	0	13,61	13,61	28,62	53,97	37,81	0	8,89	50,58	41,69	17,65	
	28,10	28,10	41,13	0	14,81	14,81	31,50	53,97	41,13	0	7,06	51,27	44,21	20,31	

Calcul préliminaire: portiques de rive

"sens nn"

nœuds 1 et 2		nœuds 1					nœud 2					
$I_p = 71,46 \cdot 10^{-4} m^4$		$I_{p_1} = 3,26 \cdot 10^{-4} m^4$					$I_{p_2} = 12,51 \cdot 10^{-4} m^4$					
	l (m)	α	l' m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ $1-\mu$	α	l' m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ $1-\mu$	
niveau 1	6,80	/	/	/	15,08	/	0,98	6,66	10,73	31,32	0,34	
	6,80	0,8	5,44	13,14		0,87	0,8	5,44	13,14		0,42	
	2,10	0,8	1,68	1,94		0,13	0,8	1,68	7,45		0,58	
niveau 2	6,80	/	/	/	16,80	/	0,96	6,53	10,94	38,15	0,29	
	6,80	0,8	5,44	13,14		0,78	0,8	5,44	13,14		0,71	
	2,10	0,9	1,89	1,72		0,22	0,9	1,89	6,62		0,34	
	2,10	0,8	1,68	1,94		0,10	0,8	1,68	7,45		0,66	
niveau 3	6,80	/	/	/	16,49	/	0,97	6,60	10,83	36,81	0,29	
	6,80	0,8	5,44	13,14		0,80	0,8	5,44	13,14		0,71	
	2,10	0,8	1,68	1,94		0,20	0,8	1,68	7,45		0,36	
	2,90	0,8	2,32	1,41		0,12	0,8	2,32	5,39		0,64	
niveau 1			$M'_{w11} = 0 \quad M'_{e11} = 1,403 Q_c + 1,52$					$M'_{w21} = 2,073 Q_w + 2,28; M'_{e21} = M'_{e11}$				
niveau 2			$M'_{w22} = 0 \quad M'_{e22} = 1,403 Q_c + 1,52$					$M'_{w12} = 2,011 Q_w + 2,19; M'_{e22} = M'_{e12}$				
niveau 3			$M'_{w33} = 0 \quad M'_{e33} = 1,403 Q_c + 1,52$					$M'_{w13} = 2,051 Q_w + 2,24; M'_{e33} = M'_{e13}$				

Moments fléchissant des portiques de rive

"sens x"

G + 1,2 P		nœuds "1"						nœuds "2"						
	q_w Kg/m	q_o Kg/m	M'_{e1}	M_{n1}	M_{s1}	M_{c1}	M_{t1}	M_{w2}	M'_{e2}	M_{n2}	M_{s2}	M_{w2}	M_{e2}	M_{t2}
niveau 1	8,65	8,65	13,66	0	1,78	1,78	12,26	20,21	13,66	0	1,57	17,98	16,41	5,73
	8,65	9,70	15,13	0	1,97	1,97	13,83	20,21	15,13	0	1,22	18,48	17,26	7,26
	9,70	8,65	13,66	0	1,78	1,78	12,01	22,39	13,66	0	2,10	19,42	17,33	4,81
	9,70	9,70	15,13	0	1,97	1,97	13,58	22,39	15,13	0	1,74	19,92	18,18	6,34
niveau 2	3,21	3,21	6,03	0,60	0,72	1,32	5,20	8,65	6,03	0,44	0,52	7,89	6,92	2,88
	3,21	6,21	10,24	1,02	1,23	2,25	9,39	8,65	10,24	0,27	0,32	9,11	9,70	6,90
	8,21	3,21	6,03	0,60	0,72	1,32	4,59	14,68	6,03	1,47	1,73	12,17	8,97	0,83
	6,21	6,21	10,24	1,02	1,23	2,25	8,78	14,68	10,24	0,75	0,89	13,39	11,75	4,85
niveau 3	3,21	3,21	6,03	0,72	0,54	1,21	5,73	8,83	6,03	0,56	0,42	8,02	7,04	2,76
	3,21	6,21	10,24	1,23	0,92	2,05	9,39	8,83	10,24	0,28	0,21	9,24	9,73	6,87
	6,21	3,21	6,03	0,72	0,54	1,21	5,12	14,98	6,03	1,79	1,34	12,38	9,25	0,55
	6,21	6,21	10,24	1,23	0,92	2,05	8,77	14,98	10,24	0,95	0,71	13,61	11,95	4,65
niveau 1			$M_{00} = 22,14 \text{ tm}$			$M_{0q} = 24,52$		niveau 2 et 3		$M_{00} = 9,80$		$M_{0q} = 16,60$		

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens \rightarrow "

G + 1,5 P		nœuds "1"						nœuds "2"							
	Q_w t.	Q_o t.	M'_{e1} tm	M'_{n1} tm	M'_{s1} tm	M'_o tm	M'_{t1} tm	M'_{w2} tm	M'_{e2} tm	M'_{n2} tm	M'_{s2} tm	M'_{w2} tm	M'_{e2} tm	M'_{t2} tm	
niveau 1	8,63	8,63	13,63	0	1,77	1,77	12,23	20,17	13,63	0	1,57	17,95	16,38	5,71	
	8,63	9,93	15,46	0	2,01	2,01	14,18	20,17	15,46	0	1,13	18,57	17,44	8,67	
	9,93	8,63	13,63	0	1,77	1,77	11,92	22,87	13,63	0	2,22	19,73	17,51	4,58	
	9,93	9,93	15,46	0	2,01	2,01	13,87	22,87	15,46	0	1,78	20,35	18,57	6,49	
niveau 2	3,16	3,16	5,95	0,60	0,71	1,31	5,14	8,54	5,95	0,44	0,52	7,79	6,83	2,86	
	3,16	6,91	11,22	1,12	1,35	2,47	10,38	8,54	11,22	0,46	0,54	9,32	10,31	7,88	
	6,91	3,16	5,95	0,60	0,71	1,31	4,38	16,09	5,95	1,72	2,03	13,15	9,40	0,29	
	6,91	6,91	11,22	1,12	1,35	2,47	9,67	16,09	11,22	0,83	0,97	14,57	12,88	5,31	
niveau 3	3,16	3,16	5,95	0,71	0,54	1,19	5,14	8,72	5,95	0,55	0,42	7,92	6,89	2,80	
	3,16	6,91	11,22	1,35	1,01	2,24	10,38	8,72	11,22	0,50	0,38	9,45	10,37	7,82	
	6,91	3,16	5,95	0,71	0,54	1,19	4,37	16,41	5,95	2,09	1,57	13,38	9,51	0,18	
	6,91	6,91	11,22	1,35	1,01	2,24	9,62	16,41	11,22	1,04	0,78	14,90	13,09	5,10	
niveau 1		$M_{oo} = 22,09 \text{ tm}$ $M_{oq} = 25,05 \text{ tm}$						niveau 2 et 3		$M_{oo} = 9,69$ $M_{oq} = 18,19 \text{ tm}$					

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens ca"

G + P		nœuds "1"						nœuds "2"							
	Q_w t.	Q_c t.	M'_{e1}	M_{n1}	M_{s1}	M_{e1}	M_{t1}	M'_{w2} tm	M'_{e2} tm	M_{s2} tm	M_{s2} tm	M_{w2} tm	M_{e2} tm	M_{t2} tm	
niveau 1	8,66	8,66	13,67	0	1,78	1,78	12,28	20,23	13,67	0	1,57	17,99	16,43	5,73	
	8,66	9,53	14,89	0	1,94	1,94	13,57	20,23	14,89	0	1,28	18,41	17,13	7,00	
	9,53	8,66	13,67	0	1,78	1,78	12,07	22,04	13,67	0	2,01	19,19	17,19	4,97	
	9,53	9,53	14,89	0	1,94	1,94	13,36	22,04	14,89	0	1,72	19,61	17,89	6,24	
niveau 2	3,10	3,10	5,87	0,59	0,70	1,29	5,07	8,42	5,87	0,43	0,51	7,68	6,74	2,81	
	3,10	5,51	9,25	0,93	1,11	2,04	8,30	8,42	9,25	0,14	0,17	8,66	8,97	6,05	
	5,51	3,10	5,87	0,59	0,70	1,29	4,58	13,27	5,87	1,26	1,48	11,41	8,39	1,16	
	5,51	5,51	9,25	0,93	1,11	2,04	7,95	13,27	9,25	0,68	0,80	12,10	10,62	4,40	
niveau 3	3,10	3,10	5,87	0,70	0,53	1,17	5,06	8,60	5,87	0,55	0,41	7,81	6,85	2,70	
	3,10	5,51	9,25	1,11	0,83	1,85	8,44	8,60	9,25	0,13	0,10	8,79	9,02	6,00	
	5,51	3,10	5,87	0,70	0,53	1,17	4,57	13,54	5,87	1,53	1,15	11,32	8,63	0,92	
	5,51	5,51	9,25	1,11	0,83	1,85	7,95	13,54	9,25	0,86	0,64	12,30	10,79	4,23	
niveau 1			$M_{00} = 22,16 \text{ t.m}$				$M_{0q} = 24,13 \text{ t.m}$		niveaux 2, 3			$M_{00} = 9,55 \text{ t.m}$		$M_{0q} = 15,02 \text{ t.m}$	

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens xx"

	niveau 1		nœuds "1"					nœuds "2"							M ₀₀ t.m
	Q _e t.	Q _w t.	M _{e1} t.m	M _{n1}	M _{s1} t.m	M _{c1} t.m	M _{t1} t.m	M _{w2} t.m	M _{e2} t.m	M _{B2} t.m	M _{S2} t.m	M _{w2} t.m	M _{c2} t.m	M _{t2} t.m	
G + P + V	9,11	9,11	14,31	0	1,86	1,86	12,91	20,95	14,31	0	1,59	18,69	17,10	6,08	23,18
	9,11	9,98	15,53	0	2,00	2,00	14,14	20,95	15,53	0	1,30	19,11	17,80	7,35	
	9,98	9,11	14,31	0	1,86	1,86	12,69	22,97	14,31	0	2,08	20,03	17,95	5,23	25,15
	9,98	9,98	15,53	0	2,00	2,00	13,99	22,97	15,53	0	1,79	20,44	18,65	6,50	
G + 1,5P + 1,5V	9,30	9,30	14,57	0	1,89	1,89	13,29	20,90	14,57	0	1,42	18,75	17,26	6,35	23,61
	9,30	10,60	16,40	0	2,13	2,13	15,25	20,90	16,40	0	1,08	19,37	17,99	8,57	
	10,60	9,30	14,57	0	1,89	1,89	12,98	23,60	14,57	0	2,19	20,53	18,07	5,54	26,56
	10,60	10,60	16,40	0	2,13	2,13	14,92	23,60	16,40	0	1,73	21,15	19,10	7,46	
G + W + P	9,41	9,41	14,73	0	1,91	1,91	13,30	21,54	14,73	0	1,63	19,22	17,30	6,56	23,86
	9,41	10,27	15,93	0	2,07	2,07	14,58	21,54	15,93	0	1,35	19,63	17,97	7,84	
	10,27	9,41	14,73	0	1,91	1,91	13,09	23,31	14,73	0	2,06	20,39	18,04	5,82	25,81
	10,27	9,41	15,93	0	2,07	2,07	14,38	23,31	15,93	0	1,77	20,80	18,71	7,10	

Calcul Préliminaire : Portiques centraux "sens 93"

nœud 1 et 2		nœuds "1"					nœuds "2"				
$I_p = 30,50 \cdot 10^{-4} m^4$		$I_{p1} = 12,50 \cdot 10^{-4} m^4$					$I_{p2} = 52,04 \cdot 10^{-4} m^4$				
	l	χ	l' m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ $1-K$	χ	l' $10^{-4} m^3$	K $10^{-4} m^3$	D	K $1-K$
niveau 1	w	7,43					0,81	6,02	5,07	41,16	0,12
	e	7,43	0,8	5,95	5,13	0,41	0,8	5,95	5,13		0,88
	s	2,25	0,8	1,80	7,44	0,59					0,12
					12,57	0,59	0,8	1,680	30,98		0,88
niveau 2	w	7,43					0,8	5,95	5,13	68,77	0,07
	e	7,43	0,8	5,95	5,13	0,27	0,8	5,95	5,13		0,93
	n	2,25	0,9	2,02	6,61	0,73					0,07
	s	2,25	0,8	1,80	7,44	0,34	0,9	2,02	27,53		0,93
					19,18	0,39	0,8	1,80	30,98		0,40
niveau 3	w	7,43					0,8	5,95	5,13	63,67	0,08
	e	7,43	0,8	5,95	5,13	0,29	0,8	5,95	5,13		0,92
	n	2,25	0,8	2,02	7,44	0,71					0,08
	s	3,05	0,8	2,44	5,39	0,41	0,8	2,02	30,98		0,92
					17,96	0,30	0,8	2,44	22,43		0,49
niveau 1		$M'_{w1} = 0 \quad M'_{e1} = 4,160 qe_1$					$M'_{w2} = 4,265 qw \quad M'_{e2} = 4,160 qe$				
niveaux 2 et 3		$M'_{w1} = 0 \quad M'_{e1} = 4,160 qe_1$					$M'_{w2} = 4,160 qw \quad M'_{e2} = 4,160 qe$				

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens yy"

G + 1, 2 P		nœuds "1"					nœuds "2"							
	q_w Kg/m	q_c Kg/m	M'_{e1} t.m	M_{n1} t.m	M_{s1} t.m	M_{e1} t.m	M_{t1} t.m	M'_{w2} t.m	M'_{e2} t.m	M_{n2} t.m	M_{s2} t.m	M_{w2} t.m	M_{e2} t.m	M_{t2} t.m
niveau 1	2805	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,95	11,96	11,67	0	0,22	11,93	11,70	7,66
	2805	3093	12,87	0	7,59	7,59	11,04	11,96	12,87	0	0,68	12,07	12,76	8,58
	3093	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,88	13,19	11,67	0	1,14	13,01	11,85	7,51
	3093	3093	12,87	0	7,59	7,59	10,97	13,19	12,87	0	0,24	13,15	12,91	8,43
niveau 2	1101	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,64	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	1929	8,02	2,73	3,13	5,85	6,50	4,58	8,02	1,38	1,58	4,82	7,78	5,53
	1929	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,52	8,02	4,58	1,38	1,58	7,78	4,82	2,78
	1929	1929	8,02	2,73	3,13	5,85	6,38	8,02	8,02	0	0	8,02	8,02	5,29
niveau 3	1101	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,69	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	1929	8,02	3,29	2,41	5,69	6,60	4,58	8,02	1,69	1,20	4,86	7,74	5,57
	1909	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,55	8,02	4,58	1,69	1,20	7,74	4,86	2,74
	1929	1929	8,02	3,29	2,41	5,69	6,46	8,02	8,02	0	0	8,02	8,02	5,29
Terrasse	$M_{00} = 19,36$ t.m				$M_{0q} = 21,34$ t.m			Planchers		$M_{00} = 7,60$		$M_{0q} = 13,31$		

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens yy"

G + 1, 5 P		nœuds "1"						nœuds "2"						
	q _w kg/m	q _e kg/m	M'et t.m	M _{nx} t.m	M _{sy} t.m	M _{ex} t.m	M _{ty} t.m	M'wz t.m	M'ez t.m	M _{nz} t.m	M _{sz} t.m	M _{wz}	M _{ez}	M _{tz}
niveau 1	2805	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,95	11,96	11,67	0	0,22	11,93	11,70	7,66
	2805	3165	13,17	0	7,77	7,77	11,31	11,96	13,17	0	0,91	12,11	13,01	8,83
	3165	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,86	13,51	11,67	0	1,37	13,29	11,89	7,47
	3165	3165	13,17	0	7,77	7,77	11,22	13,51	13,17	0	0,26	13,47	13,21	8,63
niveau 2	1101	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,64	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	2136	8,89	3,02	3,47	6,49	7,20	4,58	8,89	1,56	1,80	4,88	8,59	6,15
	2136	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,49	8,89	4,58	1,56	1,80	8,59	4,88	2,72
	2136	2136	8,89	3,02	3,47	6,49	7,05	8,89	8,89	0	0	8,89	8,89	5,85
niveau 3	1101	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,69	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	2136	8,89	3,64	2,67	6,31	7,31	4,58	8,89	2,11	1,51	4,92	8,55	6,19
	2136	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,52	8,89	4,58	2,11	1,51	8,55	4,92	2,68
	2136	2136	8,89	3,64	2,67	6,31	7,14	8,89	8,89	0	0	8,89	8,89	5,85
terrasse		M _{oo} = 19,36 t.m			M _{oq} = 21,84			Planchers		M _{oo} = 7,60		M _{oq} = 14,74		

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens y4"

-64-

G + P		nœuds "1"					nœuds 2							
	q _w Kg.	q _e Kg.	M _{ex} t.m.	M _{ny} t.m.	M _{sz} t.m.	M _{cy} t.m.	M _{tz} t.m.	M _{wz} t.m.	M _{oz} t.m.	M _{nz}	M _{sz}	M _{wz}	M _{cy}	M _{tz}
niveau 1	2805	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,95	11,96	11,67	0	0,22	11,93	11,70	7,66
	2805	3045	12,67	0	7,47	7,47	10,86	11,96	12,67	0	0,53	12,05	12,58	8,43
	3045	2805	11,67	0	6,89	6,89	9,89	12,99	11,67	0	0,99	12,83	11,83	7,53
	3045	3045	12,67	0	7,47	7,47	10,80	12,99	12,67	0	0,24	12,95	12,71	8,30
niveau 2	1101	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,64	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	1721	7,16	2,43	2,79	5,23	5,78	4,58	7,16	1,03	1,19	4,76	6,98	4,90
	1721	1101	4,58	1,56	1,74	3,34	3,55	7,16	4,58	1,03	1,19	6,98	4,76	2,84
	1721	1721	7,16	2,43	2,79	5,23	5,69	7,16	7,16	0	0	7,16	7,16	4,72
niveau 3	1101	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,69	4,58	4,58	0	0	4,58	4,58	3,02
	1101	1721	7,16	2,94	2,15	5,08	5,87	4,58	7,16	1,26	0,90	4,79	6,95	4,93
	1721	1101	4,58	1,88	1,37	3,25	3,58	7,16	4,58	1,26	0,90	6,95	4,79	2,81
	1721	1721	7,16	2,94	2,15	5,08	5,76	7,16	7,16	0	0	7,16	7,16	4,72
niveau 1		M ₀₀ = 19,36 tm M _{0y} = 21,01					niveaux 2 et 3		M ₀₀ = 7,60 M _{0y} = 11,88					

Moments fléchissants des portiques centraux

"sens 44"

Terrasse		nœuds "1"						nœuds "2"						M_{00} t.m	
	q_w Kg/m	q_e Kg/m	M'_{e1} t.m	M_{n1} t.m	M_{s1} t.m	M_{e1} t.m	M_{t1} t.m	M'_{w2} t.m	M'_{e2} t.m	M_{n2} t.m	M_{s2} t.m	M_{w2} t.m	M_{e2} t.m	M_{t2} t.m	M_{0q} t.m
G + P + V	2949	2949	12,27	0	7,24	7,24	10,46	12,58	12,27	0	0,23	12,54	12,31	8,04	20,35
	2949	3189	13,27	0	7,83	7,83	11,38	12,58	13,27	0	0,52	12,66	13,19	8,82	
	3189	2949	12,27	0	7,24	7,24	10,40	13,60	12,27	0	1,00	13,44	12,43	7,92	22,01
	3189	3189	13,27	0	7,83	7,83	11,32	13,60	13,27	0	0,25	13,56	13,31	8,70	
G + P + W	3045	3045	12,67	0	7,48	7,48	10,81	12,97	12,67	0	0,23	12,93	12,71	8,30	21,01
	3045	3285	13,67	0	8,07	8,07	11,71	12,97	13,67	0	0,53	13,05	13,59	9,08	
	3285	3045	12,67	0	7,48	7,48	10,74	14,01	12,67	0	1,01	13,85	12,83	8,18	22,67
	3285	3285	13,67	0	8,07	8,07	11,65	14,01	13,67	0	0,26	13,97	13,71	8,96	
G + 1,5V + 1,5P	3021	3021	12,57	0	7,42	7,42	10,45	12,88	12,57	0	0,13	12,84	12,61	7,97	20,85
	3021	3381	14,06	0	8,30	8,30	12,08	12,88	14,06	0	0,89	13,02	13,92	9,41	
	3381	3021	12,57	0	7,42	7,42	10,36	14,42	12,57	0	1,39	14,20	12,79	7,79	23,33
	3381	3381	14,06	0	8,30	8,30	11,99	14,42	14,06	0	0,27	14,38	14,10	9,23	
$M'_{w1} = 0$		$M'_{e1} = 4,160 q_e$						$M'_{w2} = 4,265 q_w$						$M'_{e2} = 4,160 q_e$	

Calcul préliminaire portique de rive "sans yz"

noeud 1 et		noeud 1						noeud 2					
$I_p = 30,50 \cdot 10^{-4} m^4$		$I_{p1} = 3,26 \cdot 10^{-4} m^4$						$I_{p2} = 12,50 \cdot 10^{-4} m^4$					
w	l m	α	l' m	K $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$	μ 1- μ	α	l' m	K	D	μ 1- μ		
e	7,60	/	/	/	6,96	/	0,95	6,46	4,72	17,18	0,27		
n	7,60	0,8	6,08	5,02		0,72	0,8	6,08	5,02		0,73		
s	2,25	0,8	1,80	1,94		0,28	0,8	1,80	7,44		0,29		
w	7,60	/	/	/	8,68	/	0,80	6,12	4,98	24,05	0,21		
e	7,60	0,8	6,08	5,02		0,58	0,8	6,08	5,02		0,79		
n	2,25	0,9	2,02	1,72		0,42	0,9	2,25	6,61		0,21		
s	2,25	0,8	1,80	1,94		0,20	0,8	1,80	7,44		0,79		
w	7,60	/	/	/	8,37	/	0,91	6,19	4,93	22,78	0,22		
e	7,60	0,8	6,08	5,02		0,60	0,8	6,08	5,02		0,78		
n	2,25	0,8	2,02	1,94		0,40	0,8	2,02	7,44		0,22		
s	3,05	0,8	2,44	1,41		0,23	0,8	2,44	5,39		0,78		
niveau 1		$M'_{ex} = 4,349 q_{ex}$						$M'_{wz} = 4,91 q_w \quad \Pi'_{ex} = 4,349 q_{ex}$					
niveau 2		$M'_{ex} = 4,349 q_{ex}$						$\Pi'_{wz} = 4,406 q_w \quad \Pi'_{ex} = 4,349 q_{ex}$					
niveau 3		$\Pi'_{ex} = 4,349 q_{ex}$						$\Pi'_{wz} = 4,508 q_w \quad \Pi'_{ex} = 4,349 q_{ex}$					

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens y4"

Terrasse		nœuds "1"						nœuds "2"						M_{00} tm		
	q_w Kg/m	q_e Kg/m	M'_{e1} tm	M_{n1} tm	M_{s1} tm	M_{e1} tm	M_{e1} tm	M'_{w2} tm	M'_{e2} tm	M_{n2} tm	M_{s2} tm	M_{w2} tm	M_{e2} tm	M_{e2} tm	M_{09} tm	
G + P + V	1593	1593	6,93	0	1,94	1,94	6,74	7,82	6,93	0	0,38	7,58	7,19	4,31	11,50	
	1593	1713	7,45	0	2,09	2,09	7,32	7,82	7,45	0	0,16	7,72	7,56	4,81		
	1713	1593	6,93	0	1,94	1,94	6,67	8,41	6,93	0	0,64	8,01	7,36	4,14		12,37
	1713	1713	7,45	0	2,09	2,09	7,25	8,41	7,45	0	0,41	8,15	7,73	4,64		
G + P + W	1641	1641	7,14	0	2,00	2,00	6,68	8,06	7,14	0	0,40	7,81	7,41	4,44	11,85	
	1641	1761	7,66	0	2,14	2,14	7,52	8,06	7,66	0	0,17	7,95	7,78	4,93		
	1761	1641	7,14	0	2,00	2,00	6,60	8,65	7,14	0	0,65	8,24	7,58	4,24	12,71	
	1761	1761	7,66	0	2,14	2,14	7,45	8,65	7,66	0	0,43	8,38	7,95	4,76		
G + 1,5V + 1,5P	1629	1629	7,08	0	1,98	1,98	6,90	8,00	7,08	0	0,40	7,75	7,34	4,42	11,76	
	1629	1809	7,88	0	2,21	2,21	7,76	8,00	7,88	0	0,05	7,97	7,91	5,15		
	1809	1629	7,08	0	1,98	1,98	6,78	8,88	7,08	0	0,77	8,39	7,60	4,16		13,06
	1809	1809	7,88	0	2,21	2,21	7,65	8,88	7,88	0	0,43	8,61	8,17	4,89		
		$M'_{e1} = 4,349 q_{e1}$						$M'_{w2} = 4,910 q_w$						$M'_{e2} = 4,349 q_e$		

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens y#"

G + 1, 5 P		nœuds "1"						nœuds "2"							
	qw Kg/m	qo Kg/m	M _{ex} tm	M _{nx} tm	M _{bx} tm	M _{ex} tm	M _{tx} tm	M _{wz} tm	M _{ez} tm	M _{nz} tm	M _{sz} tm	M _{wz} tm	M _{ez} tm	M _{tz} tm	
niveau 1	15,21	1521	6,61	0	1,85	1,85	6,43	7,47	6,61	0	0,37	7,24	6,86	4,11	
	1521	1701	7,40	0	2,07	2,07	7,31	7,47	7,40	0	0,03	7,45	7,42	4,86	
	1701	1521	6,61	0	1,85	1,85	6,32	8,35	6,61	0	0,75	7,88	7,11	3,86	
	1701	1701	7,40	0	2,07	2,07	7,20	8,35	7,40	0	0,41	8,09	7,68	4,60	
niveau 2	669	669	2,91	0,58	0,64	1,22	2,75	2,95	2,91	0,01	0,01	2,94	2,92	1,91	
	669	1187	5,16	1,03	1,14	2,17	5,12	2,95	5,16	0,60	0,69	3,41	4,70	3,40	
	1187	669	2,91	0,58	0,64	1,22	1,61	5,23	2,91	0,63	0,72	4,74	3,40	1,44	
	1187	1187	5,16	1,03	1,14	2,17	4,88	5,23	5,16	0,02	0,02	5,22	5,17	3,40	
niveau 3	669	669	2,91	0,67	0,49	1,16	2,76	3,02	2,91	0,04	0,03	2,99	2,93	1,90	
	669	1187	5,16	1,19	0,88	2,06	5,14	3,02	5,16	0,71	0,51	3,49	4,69	3,88	
	1187	669	2,91	0,67	0,49	1,16	2,48	5,35	2,91	0,81	0,59	4,81	3,44	1,39	
	1187	1187	5,16	1,19	0,88	2,06	4,89	5,35	5,16	0,06	0,05	5,31	5,20	3,37	
niveau 1		M _{oo} = 10,98 tm, M _{oq} = 12,28 tm						niveaux 2, 3		M _{oo} = 4,83 tm		M _{oq} = 8,57			

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens y4"

G + P		nœuds 1					nœuds 2							
	q _w Kg	q _c Kg	M'c ₁ t.m.	M'n ₁ t.m.	M's ₁ t.m.	M'e ₁ t.m.	M'e ₂ t.m.	M'w ₂ t.m.	M'c ₂ t.m.	M'n ₂ t.m.	M's ₂ t.m.	M'w ₂ t.m.	M'e ₂ t.m.	M't ₂ t.m.
niveau 1	1521	1521	6,58	0	1,84	1,84	6,45	7,47	6,58	0	0,38	7,23	6,84	4,14
	1521	1641	7,14	0	2,00	2,00	7,02	7,47	7,14	0	0,14	7,38	7,24	4,61
	1641	1521	6,58	0	1,84	1,84	6,37	8,06	6,58	0	0,64	7,66	7,01	3,97
	1641	1641	7,14	0	2,00	2,00	6,95	8,06	7,14	0	0,40	7,81	7,41	4,44
niveau 2	669	669	2,90	0,58	0,64	1,22	2,75	2,95	2,90	0,01	0,02	2,94	2,91	1,92
	669	1014	4,41	0,88	0,97	1,85	4,33	2,95	4,41	0,39	0,45	3,26	4,10	3,22
	1014	669	2,90	0,58	0,64	1,22	2,59	4,47	2,90	0,42	0,49	4,14	3,23	1,60
	1014	1014	4,41	0,88	0,97	1,85	4,17	4,47	4,41	0,02	0,02	4,46	4,42	2,90
niveau 3	669	669	2,90	0,67	0,49	1,16	2,76	3,02	2,90	0,04	0,03	2,99	2,93	1,90
	669	1014	4,41	1,01	0,75	1,76	4,34	3,02	4,41	0,46	0,33	3,33	4,10	3,22
	1014	669	2,90	0,67	0,49	1,16	2,59	4,57	2,90	0,55	0,40	4,20	3,27	1,56
	1014	1014	4,41	1,01	0,75	1,76	4,18	4,57	4,41	0,05	0,04	4,53	4,45	2,87
niveau 1		M ₀₀ = 10,98 t.m. Moq = 11,85 t.m.					niveaux 1 et 2		M ₀₀ = 4,83 t.m. Moq = 7,32 t.m.					

Moments fléchissants des portiques de rive

"sens yy"

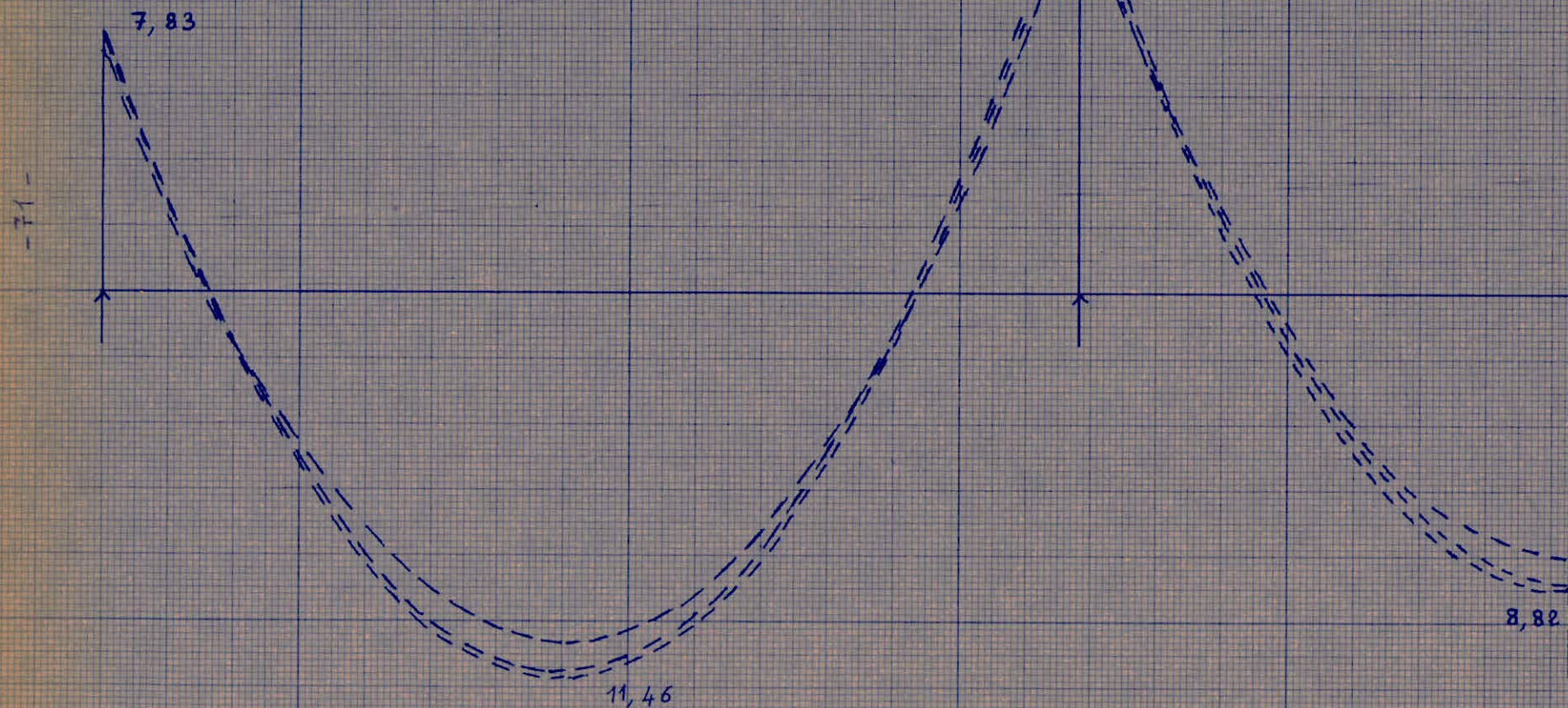
G + 1, 2 P		nœuds "1"					nœuds "2"							
	q_w Kg/m	q_c Kg/m	M_{e1} t.m	M_{n1} t.m	M_{s1} tm	M_{e2} tm	M_{n2} tm	M_{w2} tm	M_{e2} tm	M_{n2} tm	M_{s2} tm	M_{w2} tm	M_{e2} tm	M_{n2} tm
niveau 1	1521	1521	6,58	0	1,84	1,84	6,45	7,47	6,58	0	0,38	7,23	6,84	4,14
	1521	1665	7,21	0	2,02	2,02	7,14	7,47	7,21	0	0,11	7,40	7,29	4,73
	1665	1521	6,58	0	1,84	1,84	6,36	8,18	6,58	0	0,69	7,75	7,04	3,94
	1665	1665	7,21	0	2,02	2,02	7,05	8,18	7,21	0	0,42	7,92	7,49	4,53
niveau 2	669	669	2,90	0,58	0,64	1,22	2,75	2,95	2,90	0,01	0,02	2,94	2,91	1,92
	669	1083	4,69	0,94	1,03	1,97	4,65	2,95	4,69	0,47	0,54	3,32	4,32	3,50
	1083	669	2,90	0,58	0,64	1,22	2,56	4,77	2,90	0,50	0,58	4,38	3,29	1,54
	1083	1083	4,69	0,94	1,03	1,97	4,46	4,77	4,69	0,02	0,02	4,75	4,71	3,11
niveau 3	669	669	2,90	0,67	0,49	1,16	2,76	3,02	2,90	0,04	0,03	2,99	2,93	1,90
	669	1083	4,69	1,08	0,80	1,88	4,66	3,02	4,69	0,55	0,40	3,39	4,32	3,50
	1083	669	2,90	0,67	0,49	1,16	2,06	4,88	2,90	0,65	0,48	4,44	3,34	1,49
	1083	1083	4,69	1,08	0,80	1,88	4,46	4,88	4,69	0,06	0,05	4,84	4,73	3,09
terrasse		$M_{00} = 10,98 \text{ t.m}$ $M_{0q} = 12,02 \text{ t.m}$					Planchers		$M_{00} = 4,83 \text{ t.m}$ $M_{0q} = 7,82 \text{ t.m}$					

140-

Moment fléchissants Poutres
secondaires solidaires des poteaux.

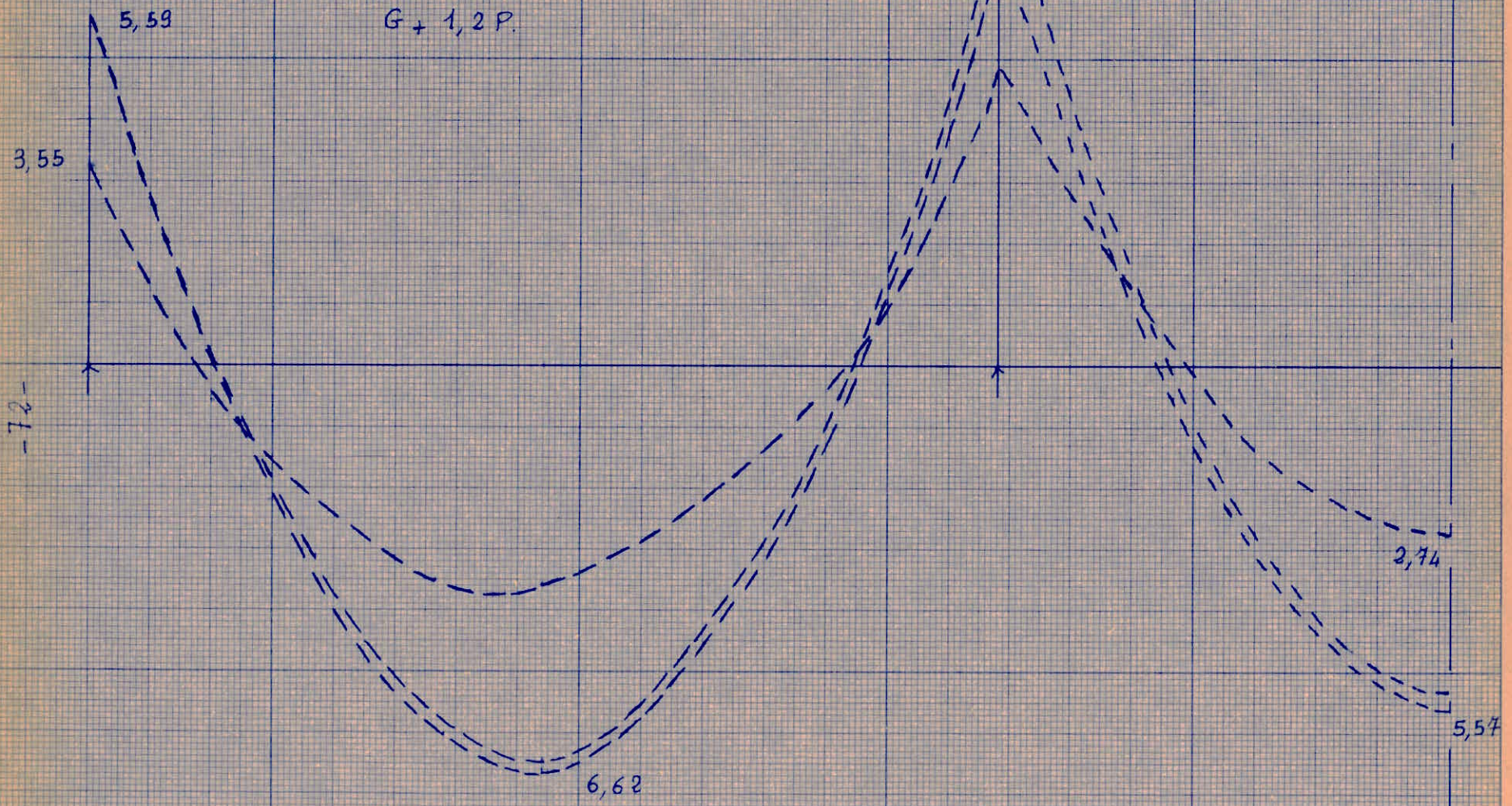
niveau 1

$$(S) = (G) + (P) + (V)$$



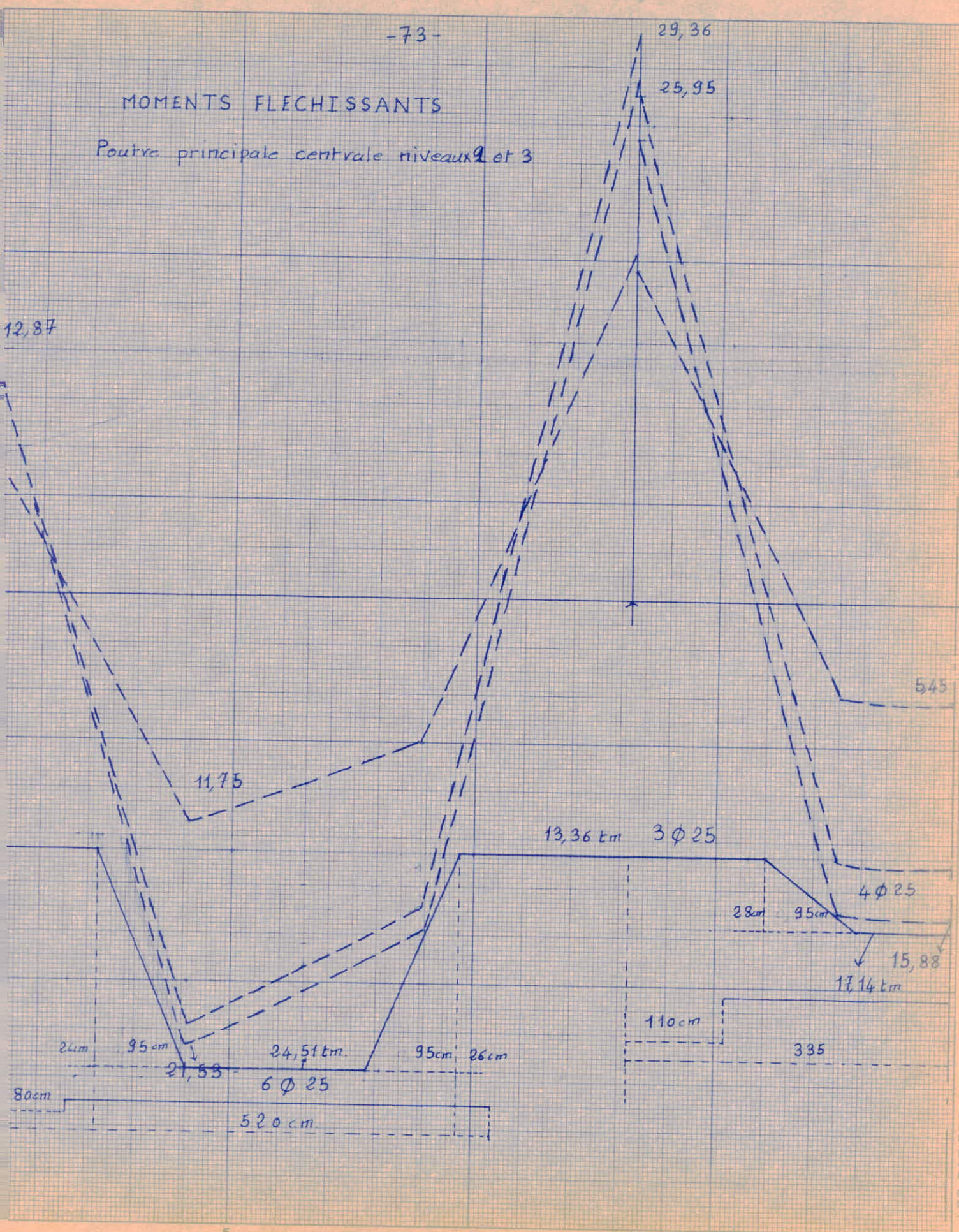
Moments fléchissants des poutres
secondaires solidaire des poteaux
niveaux 2 et 3.

$G + 1,2 P.$



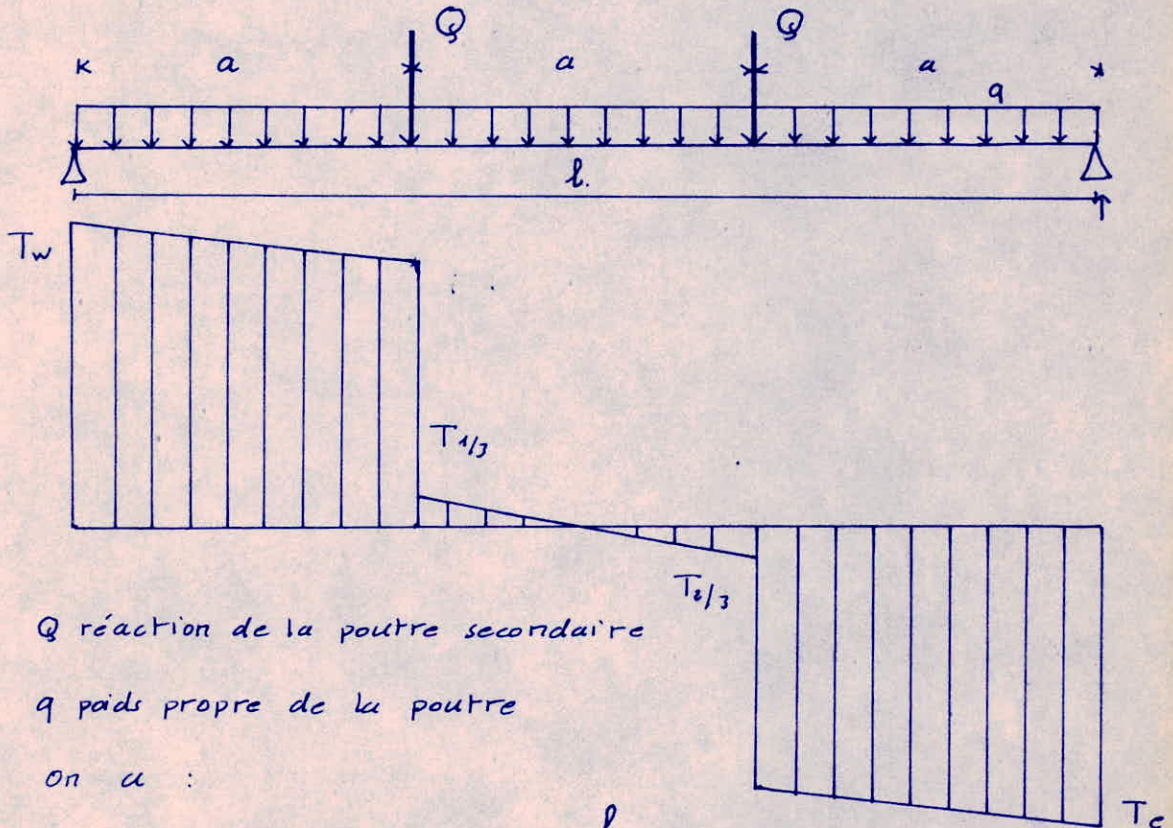
MOMENTS FLECHISSANTS

Poutre principale centrale niveaux 2 et 3



Calcul des efforts tranchants des poutres principales et des poutres secondaires prenant appui sur les poteaux

Le calcul est identique à celui des poutres secondaires s'appuyant sur les poutres principales, sauf que pour les poutres principales le diagramme des efforts tranchants de la travée libre est de la forme suivante:

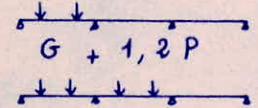
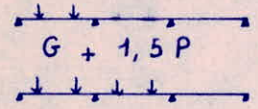
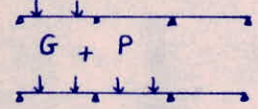
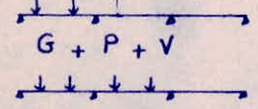
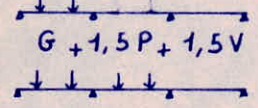
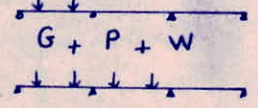


Q réaction de la poutre secondaire
 q poids propre de la poutre
on a :

$$T_w = T_c = Q + q \frac{l}{2}$$

$$T_{1/3} = T_{2/3} = q \frac{l}{2} - qa = ql \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) = q \frac{l}{6}$$

Calcul des efforts tranchants Portique centraux "sens nn"

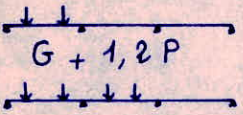
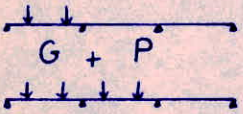
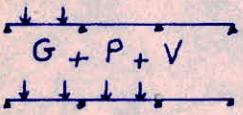
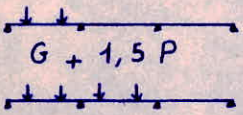
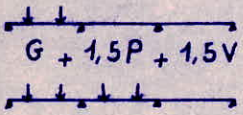
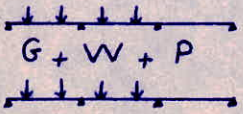
Portiques centraux "niveau 1"	T ₀₀ t.	travée "1"							travée "2"						
		M _w t.m.	M _e t.m.	$\frac{\Delta H}{l}$ t.	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _e t.	M _w t.m.	M _e t.m.	$\frac{\Delta H}{l}$ t.m.	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _e t.
 G + 1,2P	25,19	12,59	47,64	5,29	22,66	4,81	5,77	33,24	38,82	37,80	0,15	25,34	0,63	0,33	25,04
	27,95	12,59	48,46	5,41	22,54	4,93	5,89	33,36	41,78	40,56	0,18	28,13	0,66	0,30	27,77
 G + 1,5P	25,16	12,57	48,54	5,43	23,14	4,95	5,91	32,00	39,07	37,55	0,23	25,39	0,71	0,25	24,93
	28,57	12,57	49,55	5,58	22,99	5,10	6,06	34,15	42,72	41,20	0,23	28,80	0,71	0,25	28,34
 G + P	25,22	12,60	46,99	5,19	22,31	4,71	5,67	32,69	38,65	37,64	0,15	25,37	0,63	0,33	25,07
	27,50	12,60	47,67	5,29	22,21	4,81	5,77	32,79	41,10	40,09	0,15	27,65	0,63	0,33	25,35
 G + P + V	26,45	14,39	49,16	5,24	23,50	4,76	5,72	33,98	40,52	39,51	0,15	26,56	0,63	0,33	26,30
	28,74	14,39	49,84	5,35	23,39	4,87	5,83	34,09	42,97	41,95	0,15	28,89	0,63	0,33	28,59
 G + 1,5P + 1,5V	27,00	15,25	51,79	5,51	24,91	5,03	5,99	35,93	41,86	40,34	0,23	27,23	0,71	0,25	26,77
	30,42	15,25	52,80	5,66	24,76	5,18	6,14	36,08	45,53	44,01	0,23	30,62	0,71	0,25	30,19
 G + P + W	27,20	14,81	50,58	5,40	24,15	4,92	5,88	34,95	41,69	40,64	0,16	27,36	0,64	0,32	27,04
	29,55	14,81	51,27	5,50	24,05	5,02	5,98	35,05	44,21	43,17	0,16	29,81	0,64	0,32	29,39

-75-

Calcul des efforts tranchants portiques centraux "sens nri"

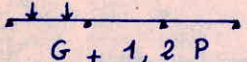
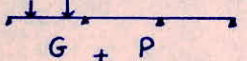
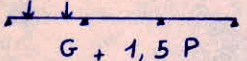
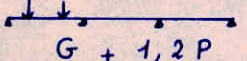
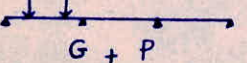
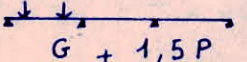
	Portiques centraux "bloc 2"	T ₀₀	travée "1"							travée "2"						
			T _{0q}	M _w	M _e	$\frac{\Delta H}{l}$	T _w	T _{1/3}	T _{2/3}	T _c	M _w t.m	M _e t.m	$\frac{\Delta H}{l}$ t.	T _w t.	T _{1/3}}	T _{2/3}
niveau 2		10,36	12,87	26,82	2,10	16,19	1,62	2,58	20,39	16,44	14,37	0,31	10,67	0,17	0,79	10,05
		18,29	12,87	28,50	2,36	15,93	1,88	2,84	20,65	25,85	23,78	0,31	18,60	0,17	0,79	17,98
		10,47	11,52	24,25	1,92	14,50	1,44	2,40	18,34	16,08	14,53	0,23	10,70	0,25	0,71	10,24
		16,42	11,52	25,51	2,11	14,31	1,63	2,59	18,53	23,14	21,59	0,23	16,65	0,25	0,71	16,19
		10,26	14,22	29,40	2,29	17,88	1,81	2,77	22,46	16,81	14,11	0,41	10,67	0,07	0,89	9,85
		20,17	14,22	31,50	2,61	17,56	2,13	3,09	22,78	28,56	25,86	0,41	20,58	0,07	0,89	19,76
niveau 3		10,36	12,36	26,98	2,21	16,08	1,73	2,69	20,50	16,66	14,43	0,34	10,70	0,14	0,82	10,02
		18,29	12,36	29,36	2,56	15,73	2,08	3,04	20,85	25,95	23,76	0,33	18,62	0,15	0,81	17,96
		10,47	11,07	24,42	2,01	14,41	1,53	2,49	18,43	16,26	14,59	0,25	10,72	0,23	0,73	10,22
		16,42	11,07	25,77	2,22	14,20	1,74	2,70	18,64	23,23	21,57	0,25	16,67	0,23	0,73	16,17
		10,26	13,66	29,56	2,40	17,77	1,92	2,88	22,57	17,06	14,29	0,42	10,68	0,06	0,90	9,84
		20,17	13,66	31,79	2,73	17,44	4,17	3,21	22,90	28,67	25,90	0,42	20,59	0,06	0,90	19,75

Calcul des Efforts tranchants Portiques de rive "sens nn"

niveau 1 portique de rive bloc "2"	T ₀₀ t. T _{0q} t.	travée "1"							travée "2"						
		M _w t.m	M _e t.m	$\frac{\Delta M}{l}$ t.	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _e t.	M _w t.m	M _e t.m	$\frac{\Delta M}{l}$ t.	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _e t.
 G + 1,2 P	10,14	1,97	19,42	2,57	8,62	2,07	3,07	13,76	17,33	16,41	0,14	10,28	0,64	0,36	10,00
	11,19	1,97	19,92	2,64	8,55	2,14	3,14	13,83	18,18	17,26	0,14	11,33	0,64	0,36	11,05
 G + P	9,15	1,94	19,19	2,54	8,48	2,04	3,04	13,56	17,19	16,43	0,11	9,26	0,61	0,39	9,04
	11,02	1,94	19,61	2,60	8,42	2,10	3,10	13,62	17,89	17,13	0,11	11,13	0,61	0,39	10,91
 G + P + V	10,60	2,00	20,03	2,65	8,82	2,15	3,15	14,12	17,95	17,10	0,13	10,73	0,63	0,37	10,47
	11,47	2,00	20,44	2,71	8,76	2,21	3,21	14,18	18,65	18,80	0,02	11,49	0,52	0,48	11,45
 G + 1,5 P	10,12	2,01	19,73	2,61	8,81	2,11	3,11	14,03	17,51	16,38	0,17	10,29	0,67	0,33	9,95
	11,42	2,01	20,35	2,70	8,72	2,20	3,20	14,12	18,57	17,44	0,17	11,59	0,67	0,33	11,25
 G + 1,5 P + 1,5 V	10,79	2,13	20,53	2,71	9,38	2,21	3,21	14,80	18,07	17,26	0,12	10,91	0,62	0,48	10,67
	12,09	2,13	21,15	2,80	9,29	2,30	3,30	14,89	19,10	17,99	0,16	12,25	0,66	0,34	11,93
 G + VV + P	10,90	2,07	20,39	2,69	9,07	2,19	3,19	14,45	18,04	17,30	0,11	11,01	0,61	0,39	10,79
	11,76	2,07	20,80	2,75	9,01	2,25	3,25	14,51	18,71	17,97	0,11	11,87	0,61	0,39	11,65

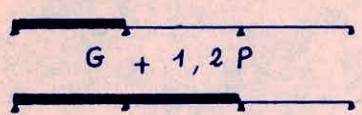
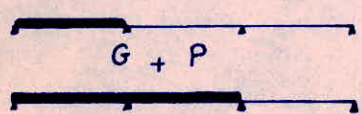
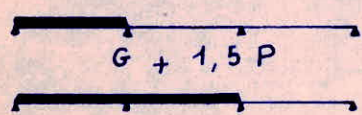
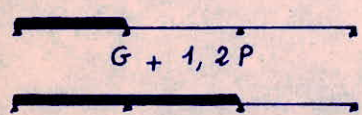
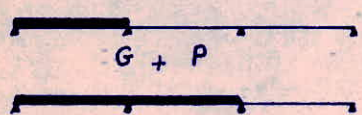
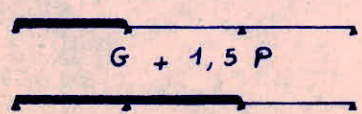
- 77 -

Calcul des efforts tranchants portiques de rive sous nn.

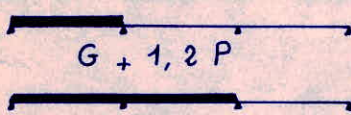
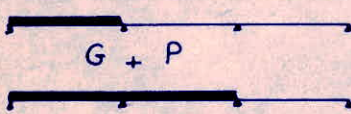
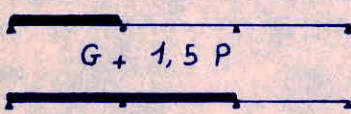
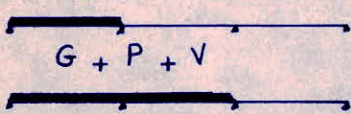
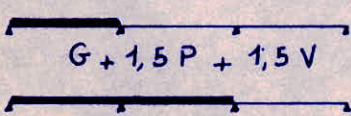
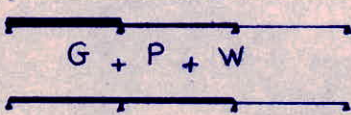
	Portiques de rive	T ₀₀ t.	travée "1"							travée "2"							
			T ₀₉ t.	M _w tm	M _e tm	$\frac{\Delta M}{l_t}$	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _c t.	M _w tm	M _e tm	$\frac{\Delta M}{l_t}$	T _w t.	T _{1/3} t.	T _{2/3} t.	T _c t.
niveau 2	 G + 1,2 P	4,70	2,25	12,17	1,46	6,24	0,96	1,96	9,16	8,97	6,92	0,30	5,00	0,80	0,20	4,40	
		7,70	2,25	13,39	1,64	6,06	1,14	2,14	9,34	11,75	9,70	0,30	8,00	0,80	0,20	7,40	
	 G + P	4,59	2,04	11,41	1,38	5,62	0,88	1,88	8,38	8,39	6,74	0,24	4,83	0,74	0,26	4,35	
		7,00	2,04	12,10	1,48	5,52	0,98	1,98	8,48	10,62	8,97	0,24	7,24	0,74	0,26	6,76	
	 G + 1,5 P	4,65	2,47	13,15	1,57	6,83	1,07	2,07	9,97	9,40	6,83	0,38	5,03	0,88	0,22	4,27	
		8,40	2,47	14,57	1,78	6,62	1,28	2,28	10,18	12,88	10,31	0,38	8,78	0,88	0,22	8,02	
	niveau 3	 G + 1,2 P	4,70	2,05	12,38	1,52	6,18	1,02	2,02	9,22	9,25	7,04	0,33	5,03	0,83	0,17	4,37
			7,70	2,05	13,61	1,70	6,00	1,20	2,20	9,40	11,95	9,73	0,33	8,03	0,83	0,17	7,37
 G + P		4,59	1,85	11,32	1,39	5,61	0,89	1,89	8,39	8,63	6,85	0,26	4,85	0,76	0,24	4,33	
		7,00	1,85	12,30	1,54	5,46	1,04	2,04	8,54	10,79	9,02	0,26	7,26	0,76	0,24	6,74	
 G + 1,5 P		4,65	2,24	13,38	1,64	6,76	1,14	2,14	10,04	9,51	6,89	0,39	5,04	0,89	0,11	4,26	
		8,40	2,24	14,90	1,86	6,54	1,36	2,36	10,26	13,09	10,37	0,39	8,79	0,89	0,11	8,01	

- 87 -

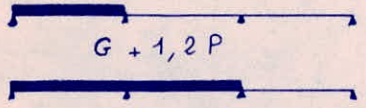
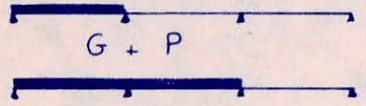
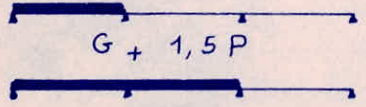
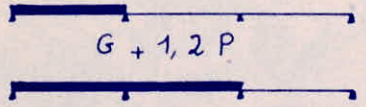
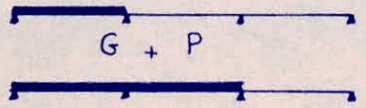
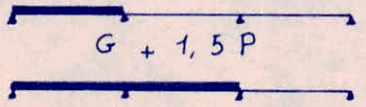
Calcul des Efforts tranchants Portiques centraux "sens yy"

	Portiques centraux niveaux : 2 et 3 "sens yy"	T ₀₀ T _{0q}	travée "1"					travée "2"				
			M _w	M _e	$\Delta M/l$	T _w	T _e	M _w	M _e	$\Delta M/l$	T _w	T _e
niveau 2	 G + 1,2P	4,09	5,85	7,78	0,26	6,91	7,43	4,82	4,58	0,03	4,12	4,06
		7,17	5,85	8,02	0,29	6,88	7,46	8,02	7,78	0,03	7,20	7,14
	 G + P	4,09	5,23	6,98	0,24	6,15	6,63	4,76	4,58	0,02	4,11	4,07
		6,39	5,23	7,16	0,26	6,13	6,65	7,16	6,98	0,02	6,41	6,37
	 G + 1,5P	4,09	6,49	8,59	0,28	7,66	8,22	4,88	4,58	0,04	4,13	4,05
		7,94	6,49	8,89	0,32	7,62	8,26	8,89	8,59	0,04	7,98	7,90
niveau 3	 G + 1,2P	4,09	5,69	7,74	0,28	6,89	7,45	4,86	4,58	0,04	4,13	4,05
		7,17	5,69	8,02	0,31	6,86	7,48	8,02	7,74	0,04	7,21	7,13
	 G + P	4,09	5,08	6,95	0,25	6,14	6,64	4,79	4,58	0,03	4,12	4,06
		6,39	5,08	7,16	0,28	6,11	6,67	7,16	6,95	0,03	6,42	6,36
	 G + 1,5P	4,09	6,31	8,55	0,30	7,64	8,24	4,92	4,58	0,05	4,14	4,04
		7,94	6,31	8,89	0,35	7,59	8,29	8,89	8,55	0,05	7,99	7,89

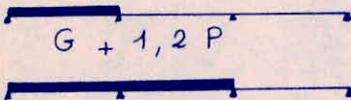
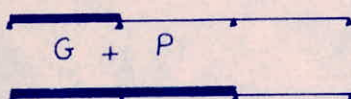
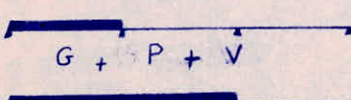
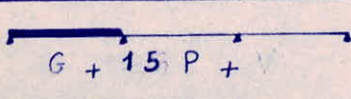
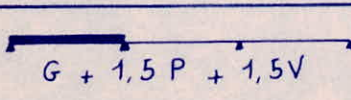
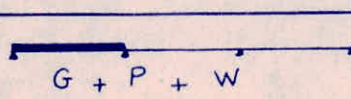
Calcul des Efforts tranchants Portiques centraux sens nn.

portiques centraux niveau "1" sens "nn"	T ₀₀ t.	travée "1"					travée "2"				
		M _w t.m.	M _e t.m.	$\Delta M/\ell$ t.	T _w t.	T _e t.	M _w t.m.	M _e t.m.	$\Delta M/\ell$ t.	T _w t.	T _e t.
 G + 1,2 P	10,42	7,59	13,01	0,73	10,76	12,22	11,85	11,70	0,02	10,44	10,40
	11,49	7,59	13,15	0,75	10,74	12,24	12,91	12,76	0,02	11,51	11,47
 G + P	10,42	7,47	12,83	0,72	10,59	12,03	11,83	11,70	0,02	10,44	10,40
	11,31	7,47	12,95	0,74	10,57	12,05	12,71	12,58	0,02	11,33	11,29
 G + 1,5 P	10,42	7,77	13,29	0,74	11,02	12,50	11,89	11,70	0,03	10,43	10,39
	11,76	7,77	13,47	0,77	10,99	12,53	13,21	13,01	0,03	11,79	11,73
 G + P + V	10,96	7,83	13,44	0,76	11,09	12,61	12,43	12,31	0,02	10,98	10,94
	11,85	7,83	13,56	0,77	11,08	12,62	13,31	13,19	0,02	11,87	11,83
 G + 1,5 P + 1,5 V	11,22	8,30	14,20	0,79	11,77	13,35	12,79	12,61	0,02	11,24	11,20
	12,56	8,30	14,38	0,82	11,74	13,38	14,10	13,92	0,02	12,58	12,54
 G + P + W	11,31	8,07	13,85	0,78	11,42	12,98	12,89	12,71	0,02	11,33	11,29
	12,20	8,07	13,97	0,79	11,41	12,99	13,71	13,59	0,02	12,22	12,18

Calcul des Efforts tranchants Portiques de rive "sens yg"

niveaux 2 et 3	T ₀₀	travée "1"					travée "2"				
		T _{0q}	M _w	M _e	$\Delta M/l$	T _w	T _e	M _w	M _e	$\Delta M/l$	T _w
	2,54	1,97	4,38	0,32	3,80	4,44	3,29	2,91	0,05	2,59	2,49
	4,12	1,97	4,75	0,37	3,75	4,49	4,71	4,32	0,05	4,17	4,07
	2,54	1,85	4,14	0,30	3,55	4,15	3,23	2,91	0,04	2,58	2,50
	3,85	1,85	4,46	0,34	3,51	4,19	4,42	4,10	0,04	3,89	3,81
	2,54	2,17	4,74	0,34	4,17	4,85	3,40	2,92	0,06	2,60	2,48
	4,51	2,17	5,22	0,40	4,11	4,90	5,17	4,70	0,06	4,57	4,45
	2,54	1,88	4,44	0,34	3,68	4,46	3,34	2,93	0,05	2,59	2,49
	4,12	1,88	4,84	0,39	3,63	4,51	4,73	4,32	0,05	4,17	4,07
	2,54	1,76	4,20	0,32	3,53	4,17	3,27	2,93	0,04	2,58	2,50
	3,85	1,76	4,53	0,36	3,49	4,21	4,45	4,10	0,04	3,93	3,77
	2,54	2,06	4,81	0,36	4,15	4,87	3,44	2,93	0,07	2,61	2,47
	4,51	2,06	5,31	0,43	4,08	4,94	5,20	4,69	0,07	4,58	4,44

Calcul des Efforts tranchants Portique de rive "sens 93"

niveau 1	T ₀₀	travée "1"					travée "2"				
		T _{0q}	M _w t.m.	M _e t.m.	$\frac{\Delta H}{\ell}$ t.	T _w t.	T _e t.	M _w t.m.	M _e t.m.	$\frac{\Delta H}{\ell}$ t.	T _w t.
 G + 1,2 P	5,78	2,02	7,75	0,75	5,58	7,08	7,04	6,84	0,03	5,81	5,75
	6,33	2,02	7,92	0,78	5,55	7,11	7,49	7,29	0,03	6,36	6,30
 G + P	5,78	2,00	7,66	0,74	5,50	6,98	7,01	6,84	0,02	5,80	5,76
	6,24	2,00	7,81	0,76	5,48	7,00	7,41	7,24	0,02	6,26	6,22
 G + P + V	6,05	2,09	8,01	0,78	5,73	7,29	7,36	7,19	0,02	6,07	6,03
	6,51	2,09	8,15	0,80	5,71	7,31	7,73	7,56	0,02	6,53	6,49
 G + 1,5 P + V	5,78	2,07	7,88	0,76	5,70	7,22	7,11	6,86	0,03	5,81	5,75
	6,46	2,07	8,09	0,79	5,67	7,23	7,68	7,42	0,03	6,49	6,43
 G + 1,5 P + 1,5 V	6,19	2,21	8,39	0,81	6,06	7,68	7,60	7,34	0,03	6,22	6,16
	6,87	2,21	8,61	0,84	6,03	7,72	8,17	7,91	0,03	6,90	6,84
 G + P + W	6,24	2,14	8,24	0,80	5,89	7,49	7,58	7,41	0,02	6,26	6,22
	6,69	2,14	8,38	0,82	5,84	7,51	7,95	7,78	0,02	6,71	6,67

Efforts tranchants donnant les efforts normaux minimaux
des poteaux "portiques centraux sens n-n"

	niveau 1					
	T_e	M_w	M_e	$\Delta\pi/\ell$	T_w	T_e
G+1,2P	25,04	43,60	12,59	4,68	29,87	20,51
	27,77	44,42	12,59	4,80	29,99	20,39
G+1,5P	24,93	43,55	12,57	4,67	29,83	20,49
	28,34	44,46	12,57	4,83	29,99	20,33
G+P	25,07	43,66	12,60	4,68	29,90	20,54
	25,35	44,34	12,60	4,79	30,01	20,43
G+P+V	28,59	45,83	13,23	4,92	31,37	21,53
	28,59	46,50	13,23	5,02	31,47	21,43
G+1,5P+15V	26,77	46,79	13,51	5,02	32,02	21,98
	30,19	47,80	13,51	5,17	32,17	21,83
G+P+W	27,04	47,14	13,61	5,06	32,26	22,14
	29,39	47,84	13,61	5,18	32,38	22,02

	niveaux 2 et 3					
	T_e	M_w	M_e	$\Delta\pi/\ell$	T_w	T_e
G+1,2P	10,05	15,85	7,16	1,31	11,67	9,05
	17,98	17,53	7,16	1,56	11,92	8,80
G+P	10,24	16,02	7,24	1,32	11,79	9,15
	16,19	17,28	7,24	1,51	11,98	8,96
G+1,5P	9,85	13,39	7,08	0,95	11,21	9,31
	19,76	15,49	7,08	1,27	11,53	8,99
G+1,2P	10,02	16,00	6,87	1,38	11,74	8,98
	17,96	17,80	6,87	1,65	12,01	8,71
G+P	10,22	16,19	6,35	1,39	11,86	9,09
	16,17	17,53	6,95	1,60	11,96	8,76
G+1,5P	9,84	15,84	6,81	1,36	11,62	8,90
	19,75	18,09	6,81	1,70	11,96	8,56

Efforts tranchants donnant les efforts normaux minimaux
des poteaux "portiques de rive sens nn"

	niveau 1					
	T_e	M_w	M_c	$\Delta\pi/l$	T_w	T_c
G+1,2P	10,00	17,98	1,78	2,38	12,52	7,76
	11,05	18,48	1,78	2,46	12,60	7,68
G+P	9,04	17,99	1,78	2,38	11,53	6,77
	10,91	18,41	1,78	2,46	11,61	6,69
G+1,5P	9,95	17,95	1,77	2,38	12,50	7,74
	11,25	18,57	1,77	2,47	12,59	7,65
G+P+V	10,47	18,69	1,86	2,48	13,08	8,12
	11,45	19,11	1,86	2,54	13,14	8,06
G+1,5P+1,5V	10,67	18,75	1,89	2,48	13,27	8,31
	11,93	19,37	1,89	2,57	13,36	8,22
G+P+W	10,79	19,22	1,91	2,56	13,46	8,34
	11,65	19,63	1,91	2,61	13,51	8,29

	niveau 2 et 3					
	T_e	M_w	M_c	$\Delta\pi/l$	T_w	T_c
G+1,2P	4,40	7,89	1,32	0,96	5,66	3,74
	7,40	9,11	1,32	1,15	5,85	3,55
G+P	4,35	7,68	1,29	0,94	5,53	3,76
	6,76	8,66	1,29	1,08	5,78	3,62
G+1,5P	4,27	7,79	1,31	0,95	5,60	3,70
	8,02	9,32	1,31	1,18	5,83	3,47
G+1,2P	4,37	8,02	1,21	1,00	5,70	3,70
	7,37	9,24	1,21	1,18	5,88	3,52
G+P	4,33	7,81	1,17	0,98	5,59	3,72
	6,74	8,79	1,17	1,12	5,82	3,58
G+1,5P	4,26	7,92	1,19	0,99	5,64	3,66
	8,01	9,45	1,19	1,21	5,83	3,44

Efforts tranchants donnant les efforts normaux minimaux des poteaux "portiques centraux sens y4"

	niveau 1					
	T_{1e} t	M_{tm}	M_e tm	$\frac{\Delta\pi}{l}$ t	T_{2w}	T_{2e}
G+1,2P	10,40	11,93	6,89	0,68	11,16	9,74
	11,47	12,07	6,89	0,70	11,18	9,72
G+P	10,40	11,93	6,89	0,68	11,16	9,74
	11,29	12,05	6,89	0,69	11,17	9,73
G+1,5P	10,39	11,93	6,89	0,68	11,16	9,74
	11,73	12,11	6,89	0,70	11,16	9,74
G+P+V	10,94	12,54	7,24	0,71	11,67	10,25
	11,83	12,66	7,24	0,73	11,69	10,23
G+1,5P+15V	11,20	12,93	7,48	0,73	11,95	10,49
	12,54	13,05	7,48	0,75	11,97	10,47
G+P+W	11,29	12,84	7,42	0,73	12,04	10,58
	12,18	13,02	7,42	0,75	12,06	10,56

	niveaux 2 et 3					
	T_{1e} t	M_{tm}	M_e tm	$\frac{\Delta\pi}{l}$ t	T_{2w} t	T_{2e} t
G+1,2P	4,06	4,58	1,74	0,38	4,47	3,71
	7,14	4,82	1,74	0,41	4,50	3,68
G+P	4,07	4,58	1,74	0,38	4,47	3,71
	6,37	4,76	1,74	0,41	4,50	3,68
G+1,5P	4,05	4,58	1,74	0,38	4,47	3,71
	7,90	4,88	1,74	0,42	4,51	3,69
G+1,2P	4,05	4,58	1,37	0,43	4,52	3,66
	7,13	4,86	1,37	0,47	4,56	3,62
G+P	4,06	4,58	1,37	0,43	4,52	3,66
	6,36	4,79	1,37	0,46	4,55	3,63
G+1,5P	4,04	4,58	1,37	0,43	4,52	3,66
	7,89	4,92	1,37	0,48	4,57	3,61

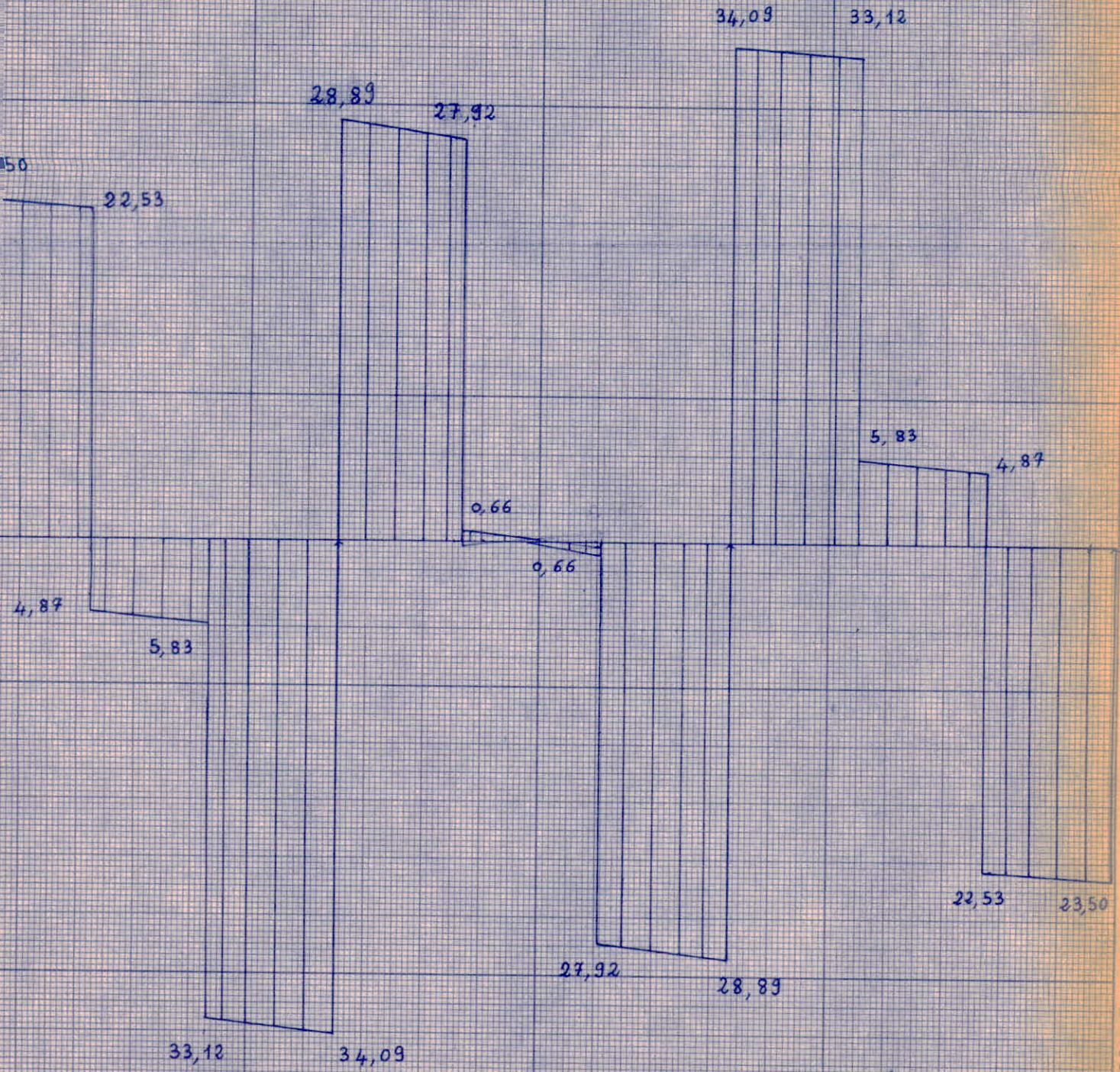
Efforts tranchants donnant les efforts normaux minimaux
des poteaux "portiques de rive sens y"

niveaux 2 et 3						
	Tc	Mw	Mc	$\Delta\pi/e$	Tw	Tc
G+1,2P	2,49	2,94	1,22	0,23	2,77	2,31
	4,07	3,32	1,22	0,28	2,82	2,26
G+P	2,50	2,94	1,22	0,23	2,77	2,31
	3,81	3,26	1,22	0,27	2,81	2,27
G+1,5P	2,48	2,94	1,22	0,23	2,77	2,31
	4,45	3,41	1,22	0,29	2,83	2,25
G+1,2P	2,49	2,99	1,16	0,24	2,78	2,30
	4,07	3,39	1,16	0,29	2,83	2,25
G+P	2,50	2,99	1,16	0,24	2,78	2,30
	3,77	3,33	1,16	0,29	2,83	2,25
G+1,5P	2,47	2,99	1,16	0,24	2,78	2,30
	4,44	3,49	1,16	0,31	2,85	2,23

niveau 1						
G+1,2P	5,75	7,23	1,84	0,71	6,49	5,07
	6,30	7,40	1,84	0,73	6,52	5,05
G+P	5,76	7,23	1,84	0,71	6,49	5,07
	6,22	7,38	1,84	0,73	6,52	5,05
G+P+V	6,03	7,58	1,94	0,74	6,79	5,31
	6,49	7,72	1,94	0,76	6,55	5,02
G+1,5P	5,75	7,24	1,84	0,71	6,49	5,07
	6,43	7,45	1,84	0,74	6,52	5,04
G+1,5P+1,5V	6,16	7,81	-2,00	0,76	6,95	5,43
	6,84	7,95	2,00	0,78	6,97	5,42
G+P+W	6,22	7,75	1,98	0,76	7,00	5,48
	6,67	7,97	1,98	0,79	7,03	5,45

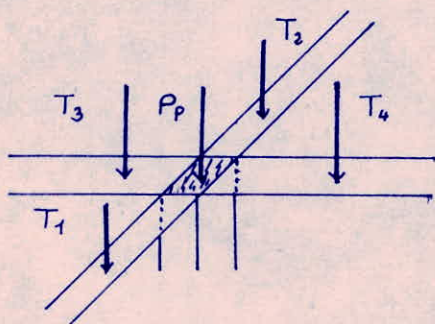
DIAGRAMME ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS poutre principale centrale "niveau 1"

Sollicitation : $G + P + V$



Calcul des efforts normaux
des poteaux

L'effort normal d'un poteau est obtenu en faisant la somme des efforts tranchants des poutres prenant appui sur celui-ci et de son poids propre

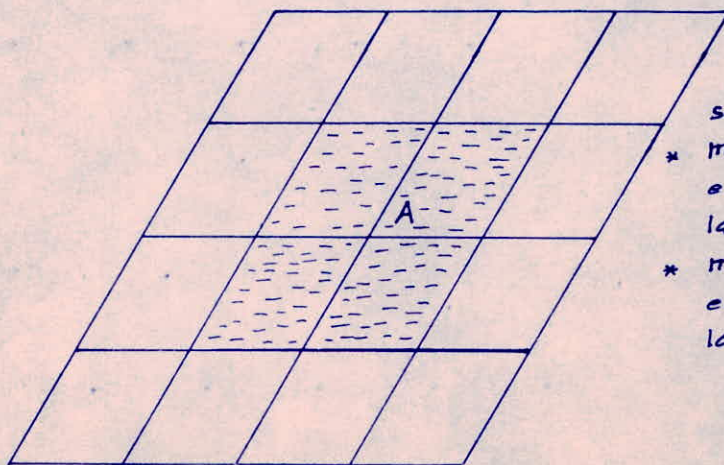


$$N = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + P_p$$

On doit calculer l'effort normal maximum et l'effort normal minimum agissant sur chaque poteau

L'effort normal maximum est obtenu lorsque les travées encadrant le poteau sont chargées, et les travées voisines à ces dernières sont vides

L'effort normal minimum est obtenu lorsque les travées encadrant le poteau sont vides, et les travées voisines à ces dernières sont chargées



- L'effort normal agissant sur le poteau A est :
- * maximum lorsque la partie en pointillés est chargée et la partie en blanc vide.
 - * minimum lorsque la partie en pointillés est vide et la partie en blanc chargée.

L'effet des autres travées n'intervient pas dans le cas de la méthode de Caquot.

Exemple de calcul :

On prend le cas du poteau central, tronçon du niveau 3, sollicitation $G + 1,2P$

Pour l'effort normal maximum on a :

- * Efforts tranchants de la poutre secondaire : $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 7,48 \text{ t} \\ T_2 = 7,21 \text{ t} \end{array} \right.$
- * Efforts tranchants de la poutre principale $\left\{ \begin{array}{l} T_3 = 20,85 \text{ t} \\ T_4 = 18,62 \text{ t} \end{array} \right.$

* Venant du niveau 2 : 142,65 t

* poids propre du tronçon : $3,6 \times 0,5 \times 0,5 \times 2500 = 2,25 \text{ t}$

D'où on a $N_{\max} = 7,48 + 7,21 + 20,85 + 18,62 + 142,65 + 2,25$

$$N_{\max} = 199,06 \text{ t}$$

Pour l'effort normal minimum on a :

- * Efforts tranchants de la poutre secondaire : $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 4,05 \text{ t} \\ T_2 = 4,52 \text{ t} \end{array} \right.$
- * Efforts tranchants de la poutre principale $\left\{ \begin{array}{l} T_3 = 10,02 \text{ t} \\ T_4 = 11,74 \text{ t} \end{array} \right.$

* Venant du niveau 2 = 118,52 t

* poids propre du poteau : 2,25 t

D'où $N_{\min} = 4,05 + 4,52 + 10,02 + 11,74 + 118,52 = 150,60 \text{ t}$

L'effort normal maximum est calculé au nu inférieur du poteau, l'effort normal minimum est calculé au nu supérieur du poteau.

Calcul des efforts normaux maximaux dans les poteaux.

SOLLICITATION	NIVEAU	Poteau d'angle				Poteau de rive yy					Poteau de rive xx					Poteau central					
		T ₁ _t	T _t	P _P _t	N _t	T ₁ _t	T ₂ _t	T ₃ _t	P _P _t	N _t	T ₁ _t	T ₂ _t	T ₃ _t	P _P _t	N _t	T ₁ _t	T ₂ _t	T ₃ _t	T ₄ _t	P _P _t	N _t
G + 1,2P	1	5,58	8,62	0,44	14,74	7,11	6,36	22,66	0,86	36,99	10,76	13,83	11,33	0,86	36,78	12,24	11,51	33,36	28,13	1,75	86,99
	2	3,80	6,24	0,44	25,22	4,49	4,17	16,19	0,86	62,70	6,91	8,34	8,00	0,86	61,89	7,46	7,20	20,65	18,60	1,75	142,65
	3	3,68	6,18	0,56	35,64	4,51	4,17	16,08	1,10	88,56	6,89	9,40	8,03	1,10	87,31	7,48	7,21	20,85	18,62	2,25	199,06
G + P + V	1	5,73	8,82	0,44	14,99	7,31	6,53	23,50	0,86	38,20	11,09	14,18	11,49	0,86	37,62	12,62	11,87	34,09	28,89	1,75	89,22
	2	3,55	5,62	0,44	24,60	4,19	3,89	14,50	0,86	61,64	6,15	8,48	7,24	0,86	60,35	6,65	6,41	18,53	16,65	1,75	139,21
	3	3,53	5,61	0,56	34,30	4,21	3,93	14,41	1,10	85,29	6,14	8,54	7,26	1,10	83,39	6,67	6,42	18,64	16,67	2,25	189,86
G + P	1	5,50	8,48	0,44	14,42	7,00	6,26	22,31	0,86	36,43	10,59	13,62	11,13	0,86	36,20	12,05	11,33	32,79	27,65	1,75	85,57
	2	3,55	5,62	0,44	24,03	4,19	3,89	14,50	0,86	59,87	6,15	8,48	7,24	0,86	58,93	6,65	6,41	18,53	16,65	1,75	135,56
	3	3,53	5,61	0,56	33,73	4,21	3,93	14,41	1,10	83,52	6,14	8,54	7,26	1,10	81,97	6,67	6,42	18,64	16,67	2,25	186,21
G + 1,5P + 1,5V	1	6,06	9,38	0,44	15,88	7,71	6,90	24,91	0,86	40,38	11,77	14,89	12,25	0,86	39,77	13,38	12,58	36,08	30,62	1,75	94,41
	2	4,17	6,83	0,44	27,32	4,90	4,57	17,88	0,86	68,59	7,66	10,18	8,78	0,86	67,25	8,26	7,98	22,78	20,58	1,75	155,76
	3	4,15	6,76	0,56	38,79	4,94	4,58	17,77	1,10	96,98	7,64	10,26	8,99	1,10	95,04	8,29	7,99	22,90	20,59	2,25	217,78
G + P + W	1	5,89	9,07	0,44	15,40	7,51	6,91	24,15	0,86	39,23	11,42	14,51	11,87	0,86	38,66	12,99	12,22	35,05	29,81	1,75	91,82
	2	3,55	5,62	0,44	25,01	4,19	3,89	14,50	0,86	62,67	6,15	8,48	7,24	0,86	61,39	6,65	6,41	18,53	16,65	1,75	141,81
	3	3,53	5,61	0,56	34,71	4,21	3,93	14,41	1,10	86,32	6,14	8,54	7,26	1,10	84,43	6,67	6,42	18,64	16,67	2,25	192,46

Calcul des efforts normaux minimums des poteaux

	Poteau d'angle				Poteau de rive an.					Poteau de rive yz					Poteau central					
	T_{1t}	T_{2t}	$P.P.t$	N_t	T_1	T_2	T_3	$P.P.$	N	T_1	T_2	T_3	$P.P.$	N	T_1	T_2	T_3	T_4	$P.P$	N
G + 1,2P	5,05	7,68	0,44	12,72	5,75	6,49	20,39	0,86	32,63	9,72	10,00	12,52	0,86	32,24	10,40	11,16	25,04	29,87	1,75	76,47
	2,26	3,55	0,44	18,97	2,49	2,77	8,80	0,86	47,55	3,68	4,40	5,66	0,86	46,84	4,06	4,47	10,05	11,67	1,75	118,52
	2,25	3,52	0,56	25,17	2,49	2,78	8,71	1,10	62,39	3,62	4,37	5,70	1,10	61,39	4,05	4,52	10,02	11,74	2,25	150,60
G + P + V	5,02	8,06	0,44	13,08	6,03	6,79	21,43	0,86	34,25	10,23	10,47	13,03	0,86	33,73	10,94	11,67	28,59	31,34	1,75	82,57
	2,27	3,62	0,44	19,41	2,50	2,77	8,96	0,86	49,34	3,68	4,35	5,53	0,86	48,15	4,07	4,47	10,24	11,79	1,75	114,89
	2,25	3,58	0,56	25,68	2,50	2,78	8,76	1,10	64,24	3,63	4,33	5,59	1,10	62,56	4,06	4,52	10,02	11,86	2,25	147,10
G + P	5,05	6,69	0,44	11,74	5,76	6,49	20,43	0,86	32,68	9,73	9,04	11,53	0,86	30,30	10,40	11,16	25,07	29,90	1,75	76,53
	2,27	3,62	0,44	18,07	2,50	2,77	8,96	0,86	47,77	3,68	4,35	5,53	0,86	44,72	4,07	4,47	10,24	11,79	1,75	108,85
	2,25	3,58	0,56	24,34	2,50	2,78	8,76	1,10	62,67	3,63	4,33	5,59	1,10	59,13	4,06	4,52	10,02	11,86	2,25	141,06
G + 1,5P + 1,5V	5,42	8,22	0,44	13,64	6,16	6,95	21,83	0,86	34,94	10,47	10,67	13,27	0,86	34,41	11,20	11,95	26,77	32,02	1,75	81,94
	2,25	3,47	0,44	19,80	2,48	2,77	8,99	0,86	50,04	3,68	4,27	5,60	0,86	48,82	4,05	4,47	9,85	11,21	1,75	113,27
	2,23	3,44	0,56	25,91	2,47	2,78	8,56	1,10	63,85	3,61	4,26	5,64	1,10	63,19	4,05	4,52	9,84	11,62	2,25	145,05
G + P + W	5,45	8,29	0,44	13,74	6,22	7,00	22,02	0,86	35,24	10,56	10,79	13,46	0,86	34,81	11,29	12,04	27,04	32,26	1,75	82,63
	2,27	3,62	0,44	20,07	2,50	2,77	8,96	0,86	50,33	3,68	4,35	5,53	0,86	49,23	4,07	4,47	10,24	11,79	1,75	114,95
	2,25	3,58	0,56	26,34	2,50	2,78	8,76	1,10	65,23	3,63	4,33	5,59	1,10	63,64	4,06	4,52	10,02	11,86	2,25	149,41

Calcul des armatures longitudinales des poutres en flexion simple

Exemple de calcul :

On prend le cas de la poutre secondaire des niveaux 2 et 3.

contraintes admissibles de l'acier : acier de nuance Fe24 :

1^{er} genre $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

2^e genre $\bar{\sigma}_a = \sigma_{an} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

contraintes admissibles du béton en flexion simple :

béton dosé à 350 Kg/m^3 C.P.A 325 contrôle strict

1^{er} genre = $\bar{\sigma}_b = 2 \times 82,5 = 165 \text{ Kg/cm}^2$

2^e genre = $\bar{\sigma}_b = 246 \text{ Kg/cm}^2$

- pour une section rectangulaire $\epsilon = 1$

On prend le cas de la section du nu d'appui (appui 2)

Moments fléchissants de la section $\left\{ \begin{array}{l} M_f = 11,45 \text{ t.m.} \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ M_f = 12,68 \text{ t.m.} \rightarrow 2^{\text{e}} \text{ genre.} \end{array} \right.$

- Caractéristiques de la section :

$h_f = 55 \text{ cm} - b = 22 \text{ cm} -$

On fixe approximativement la hauteur de la section soit $h_m = 49 \text{ cm}$.

on calcul
$$\mu_a = \frac{100nM}{b_0 h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 100 \times 11,45 \cdot 10^5}{22 \times 49^2 \times 1600} = 20,322$$

pour $\mu_a = 20,322$ on tire des tableaux de la flexion simple $a_n = 24,340$

a_n étant le pourcentage acier-béton, en valeurs homogénéisées, nécessaire à l'équilibre des efforts de traction dans la section. D'où on tire

$$A \geq A_a = \frac{a_n b_0 h}{100n} = \frac{20,322 \times 22 \times 49}{1500} = 17,49 \text{ cm}^2$$

On prend 6 $\phi 20$ soit $A = 18,84 \text{ cm}^2$

On fait la vérification avec les valeurs exactes :

On laisse 2,5 cm pour l'enrobage et 0,8 cm pour les armatures transversales. On disposera les barres en deux lits de 3 ϕ 20 chacun on prendra 5 cm entre axes des deux lits.

D'où on a à vérifier la section suivante: $\left\{ \begin{array}{l} h = 48,7 \text{ cm} \quad b = 22 \text{ cm} \\ A = 18,84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

On calcul

$$a_n = \frac{100 n A}{b_0 h} = \frac{1500 \times 18,84}{22 \times 48,7} = 26,377$$

avec $a_n = 26,377$ on tire des tableaux :

$$\mu_a = 21,902 ; \alpha_1 = 0,5090 , \eta = 1,0366 \quad \mu'_{b,pl} = 37,948.$$

- Position de l'axe neutre : $y_1 = \alpha h = 1,0366 \times 48,7 \text{ cm} = 24,79 \text{ cm}$

- Moment plafond :

$$M'_{b,pl} = \mu'_{b,pl} \frac{b_0 h^2}{100} \left(1,1 - \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{1000} \right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$M'_{b,pl} = 37,948 \frac{22 \times 48,7^2}{100} \left(1,1 - 0,0825 \right) 82,5 = 16,63 \text{ tm.}$$

on a bien $M = 11,45 \text{ t} < 16,63 \text{ tm.}$

- contraintes maximales sous les sollicitations du 1^{er} genre :

$$\sigma_a = \frac{100 n M}{\mu_a b_0 h^2} = \frac{1500 \times 11,45 \times 10^5}{21,902 \times 22 \times 48,7^2} = 1503 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\eta \sigma_a}{15} = \frac{1503 \times 1,0366}{15} = 103,87 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

- contraintes maximales sous les sollicitations du 2^e genre.

$$\sigma_a = \frac{12,68 \times 1500 \times 10^5}{21,902 \times 22 \times 48,7^2} = 1664 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 1664 \times \frac{1,0366}{15} = 115,02 \text{ Kg/cm}^2 < 246 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul des aciers longitudinaux poutres secondaires niveau 1.

	M_f t.m	h_m cm	$\frac{b-b_0}{cm^2}$	b cm	μ_a	a_n	A_a	nombre de barres.	A cm ²	d cm	h cm
appui 1	7,83	50	0	22	13,347	15,544	11,40	3 \emptyset 25	14,73	4,55	50,45
travée 1	15,61	48	0	22	28,871	35,494	24,99	5 \emptyset 25 + 1 \emptyset 20	27,68	6,89	48,11
appui 2	18,93	47	0	22	36,518	45,696	31,50	6 \emptyset 25 + 2 \emptyset 16	33,47	7,95	47,05
travée 2	8,82	50	0	22	15,034	17,645	12,94	3 \emptyset 25	14,73	4,55	50,45

	x_{an}	μ_a	d_r	η	$\mu_{b,pl}$	y_1 cm	$M'_{b,pl}$ t.m	1 ^{er} genre			2 ^{em} genre.		
								M_f t.m	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²	M_f t.m	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
appui 1	19,9072	16,8407	0,4635	0,8637	35,606	23,38	16,75	7,83	1246	71,72	8,30	1320	76,02
travée 1	39,2283	31,6884	0,5764	1,3610	41,030	27,73	17,55	15,61	1451	131,66	16,64	1547	140,35
appui 2	48,5026	—	—	—	—	—	17,39	18,93	—	—	20,07	—	—
travée 2	19,9072	16,8407	0,4635	0,8637	35,606	23,38	16,75	8,82	1403	80,78	9,41	1497	86,19

Calcul des aciers longitudinaux poutres secondaires niveaux 2 et 3.

	M_f tm		$\frac{b-b_0}{2}$	b	μ_a	a_n	A_a	nombre de barres	A cm ²	d cm	h cm
appui 1	2,09	50	0	22	2,467	2,649	1,98	3 \emptyset 14	4,62	4	51
travée 1	10,00	49	0	22	17,748	21,062	15,14	3 \emptyset 20 + 3 \emptyset 16	15,45	5,86	49,14
appui 2	11,45	49	0	22	20,322	24,340	17,49	6 \emptyset 20	18,84	6,3	48,7
travée 2	6,28	50	0	22	10,705	12,298	9,02	3 \emptyset 20	9,42	4,3	51,7

								1 ^{er} genre			2 ^{em} genre		
	a_n	μ_a	α_1	η	$\mu_{b,pl}$	γ_x cm	$M'_{b,pl}$	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ'_i Kg/cm ²
appui 1	6,1765	5,5689	0,2951	0,4182	25,156	15,05	12,08	2,09	984	27,43	2,21	1040	29,00
travée 1	21,4646	18,070	0,4748	0,9043	36,210	23,33	16,16	10,00	1563	94,23	11,18	1747	105,32
appui 2	26,377	21,902	0,5090	1,0366	37,948	24,79	16,63	11,45	1503	103,87	12,68	1664	115,02
travée 2	12,423	10,722	0,3894	0,6375	31,365	20,13	15,49	6,28	1494	63,50	7,42	1765	75,02

Calcul des aciers longitudinaux poutre principale centrale du niveau 1

	M_f tm	h cm	b cm	$\frac{b-b_0}{2}$ cm	μ_a	a_n	A_a cm ²	nombre de barres.	A cm ²	d cm	h cm
appui 1	14,19	65	35	0	8,996	10,16	15,41	5 ϕ 20	15,70	4,75	65,5
travée 1	36,45		35	0	26,238	32,648	46,64	9 ϕ 25	44,18	6,97	63,03
appui 2	59,84		35	0	39,685	50,20	67,94	15 ϕ 25	73,63	9,75	60,25
travée 2	20,70		35	0	13,123	15,71	23,84	5 ϕ 25	24,54	4,75	65,25

La largeur de la poutre a été portée à 35cm parce qu'on a pas passer à l'effort tranchant.

	a_n	μ_a	α_r	$\mu_{i,pl}$	y cm	$M_{i,pl}$ tm	η	1 ^{er} genre			2 ^{em} genre		
								M_f	σ_a Kg/cm ²	σ_b Kg/cm ²	M_f	σ_a Kg/cm ²	σ_b Kg/cm ²
appui 1	10,273	9,031	0,357	29,65	23,38	37,39	0,568	14,19	1570	59,43	15,25	1687	63,88
travée 1	30,040	24,723	0,536	39,00	33,78	45,55	1,132	36,45	1590	120,00	38,40	1676	126,45
appui 2w	52,375	41,446	0,639	42,006	38,01	45,90	1,6738	59,84	1420	158,42	52,80	—	—
appui 2e								42,97	—	—	45,53	—	—
travée 2	16,118	13,808	0,429	33,70	27,99	42,14	0,751	20,78	1515	75,84	22,45	16,37	81,94

Calcul des aciers longitudinaux poutre principale de rive niveau 1

	M_f tm	h_m	$\frac{b-b_0}{2}$ cm	b	a_a	μ_a	E_n	nombre de barres	A	d	h
appui 1	2,00	65	0	25	/	/	/	3 ϕ 14	4,62	4	66
travée 1	16,86	63	0	25	16,024	18,881	19,83	6 ϕ 20 + 2 ϕ 14	21,92	6,88	63,22
appui 2	20,44	62	0	25	19,942	23,858	24,65	5 ϕ 25	24,54	7,05	62,95
travée 2	7,35	65	0	25	6,524	7,293	7,58	3 ϕ 20	9,42	4,3	65,70

								1 ^{er} genre			2 ^e genre		
	a_n	μ_a	λ_1	η	μ_{pbf}	γ_x	$M'_{b,pl}$	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
appui 1	4,200	3,8481	0,2508	0,3345	21,942	16,55	15,13	2,00	716	15,96	2,13	762	17,00
travée 1	20,8035	17,5416	0,4697	0,8860	35,944	29,70	31,96	16,86	1443	85,23	18,01	1541	91,04
appui 2w	23,3937	19,5771	0,4889	0,9568	36,927	30,78	32,56	20,44	1581	100,85	20,80	1609	102,63
appui 2e								18,65	1442	91,98	18,71	1447	92,30
travée 2	13,5034	11,6923	0,4019	0,6723	32,113	26,30	28,87	7,35	874	39,17	7,84	932	41,78

Calcul des aciers longitudinaux poutres centrales principales niveaux 2 et 3

	M_f	h_m	$\frac{b-b_0}{2}$	b	μ_a	a_n	A_a	nombre de barres	A	d	h
appui 1	12,87	65	0	25	11,43	13,163	14,26	3 ϕ 25	14,73	4,55	65,45
travée 1	21,53	62,5	0	25	20,67	24,69	25,71	6 ϕ 25	29,45	7,05	62,95
appui 2	29,36	61	0	25	29,59	36,69	37,30	6 ϕ 25 + 3 ϕ 20	38,87	8,25	61,74
travée 2	15,88	63	0	25	15,00	17,60	18,48	4 ϕ 25	19,63	5,80	64,20

								1 ^{er} genre			2 ^{em} genre		
	a_n	μ_a	α_1	η	$\mu_{b,pl}$	γ_1 cm	$M_{b,pl}$ tm	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ_b Kg/cm ²	M_f tm	σ_a Kg/cm ²	σ_b Kg/cm ²
appui 1	13,503	11,696	0,402	0,672	32,11	26,30	28,89	12,87	1541	69,04	14,22	1703	76,29
travée	28,295	23,378	0,521	1,086	38,516	32,80	32,05	21,53	1394	100,96	23,53	1524	110,33
appui 2w	37,776	30,597	0,570	1,326	40,759	35,19	32,63	29,36	1510	133,52	31,79	1635	144,27
appui 2e								25,95	1335	118,01	28,87	1485	131,29
travée 2	18,346	15,622	0,450	0,817	34,863	28,87	30,17	15,88	1480	80,60	17,90	1668	90,85

Calcul des ~~acier~~ longitudinaux poutre de rive niveaux 2 et 3

	Mf	h _m	$\frac{b-b_0}{2}$	b	μ_a	a_n	A _a	Nombre de barres	A	d	h
appui 1	2,25	65	0	25	1,997	2,130	2,31	3 ϕ 14	4,62	4,00	66
travée 1	10,84	65	0	25	9,621	10,984	11,90	3 ϕ 20 + 2 ϕ 14	12,50	5,53	64,47
appui 2	13,61	63	0	25	12,859	14,939	16,18	6 ϕ 20	15,70	6,80	63,20
travée 2	6,90	65	0	25	6,125	6,825	7,40	3 ϕ 20	9,42	4,3	65,70

								1 ^{er} genre.			2 ^{em} genre		
	a_n	μ_a	d_1	η	$\mu_{b,pl}$	γ_1	$M_{b,pl}$	Mf _{Em}	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²	Mf _{Em}	σ_a Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
appui 1	4,200	3,8481	0,2508	0,3845	21,942	16,55	15,13	12,8	805	17,96	2,47	884	19,72
travée 1	11,6333	10,1564	0,3798	0,6125	30,767	24,49	28,42	10,84	1541	62,93	11,89	1690	69,01
appui 2w	14,9051	12,8311	0,4169	0,7147	33,000	26,35	29,33	13,61	1593	75,92	14,90	1744	83,11
appui 2e								11,95	1399	66,66	13,09	1592	73,00
travée 2	13,5034	11,6923	0,4019	0,6723	32,113	26,30	28,87	6,90	820	36,76	7,88	937	41,99

Complément pour le calcul des acier longitudinaux.

Pour les sections dont le moment plafond n'est pas vérifié, on prend en compte la résistance des armatures se trouvant dans la partie comprimée et on fait la vérification.

On aura à vérifier les section rectangulaires avec armatures comprimées suivantes :

Appui 2 - poutre secondaire du niveau 1 :

$h = 47,95 \text{ cm}$, $b_0 = 25 \text{ cm}$, $d' = 4,55 \text{ cm}$, $A = 29,45 \text{ cm}^2$, $A' = 14,73 \text{ cm}^2$
 (on prend pour armatures tendues $5 \phi 25$ au lieu de $5 \phi 25 + 2 \phi 16$)

Appui 2 - poutre principale du niveau 1

$h = 60,25$ - $b_0 = 35 \text{ cm}$ - $d' = 4,75 \text{ cm}$, $A = 73,63 \text{ cm}^2$ - $A' = 24,54 \text{ cm}^2$

caractéristiques des sections									
	h cm	b ₀ cm	d' cm	A' cm ²	A cm ²	y cm	I 10 ⁴ cm ⁴	Ω _b cm ²	S _n 10 ³ cm ³
appui 2. P.S	47,95	25	4,55	14,73	29,45	23,95	43,835	747,85	18,455
appui 2 P.P.	60,25	35	4,75	24,54	73,63	33,24	153,300	1531,61	50,932

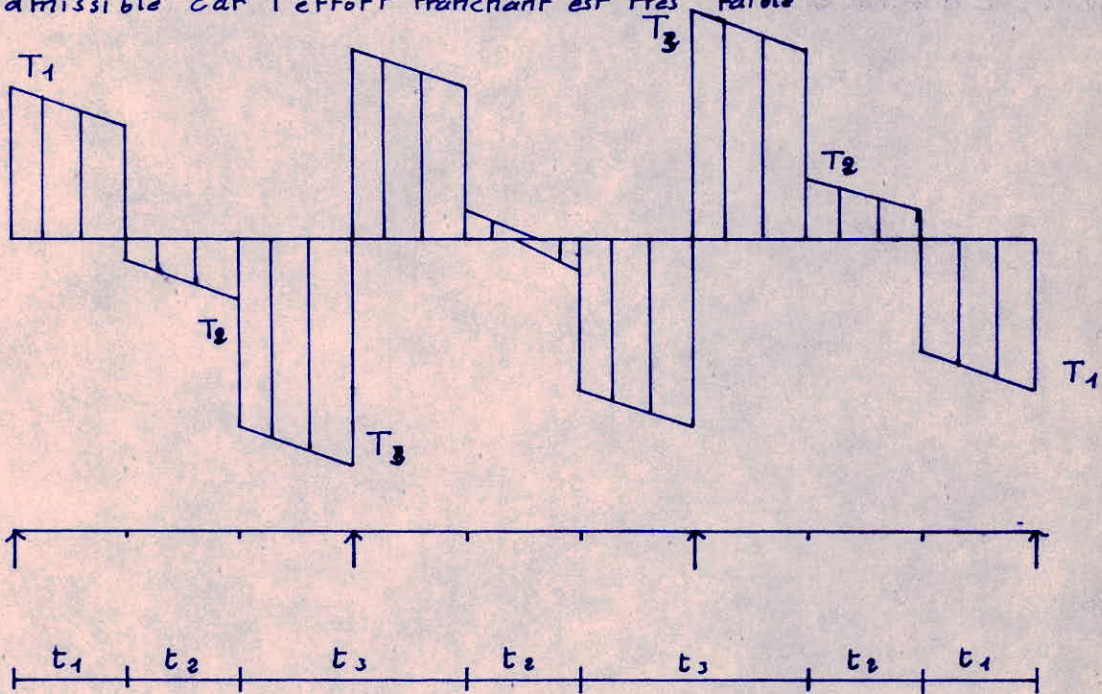
vérification 1 ^{er} genre									
	M _f tm	M _{b/ga} tm	M _{b,pl} tm	σ _a Kg/cm ²	σ _{a'} Kg/cm ²	σ _b Kg/cm ²	σ _m Kg/cm ²	ε	σ _b
appui 2. P.S	18,93	10,89	15,91	1554	1257	103,42	61,20	0,845	139,42
appui 2. P.P.	49,84	30,92	42,75	1314	1390	108,08	63,32	0,853	140,82

Vérification 2 ^{em} genre							
	M _f	σ _a Kg/cm ²	σ _{a'} Kg/cm ²	σ _b Kg/cm ²	σ _m Kg/cm ²	ε	σ _b Kg/cm ²
appui 2 P.S	20,07	1648	1332	109,64	64,90	0,845	209,14
appui 2 P.P.	52,80	1395	1472	114,49	70,76	0,809	133,47

Calcul des espacements des aciers transversaux des poutres

Poutres Principales: le diagramme enveloppe des efforts tranchants étant de la forme ci-dessous ; on calcul deux espacements le premier t_1 avec l'effort tranchant T_1 au nu de l'appui "1", le deuxième t_2 avec l'effort tranchant T_2 au nu gauche de l'appui "2".

La poutre étant divisée par les poutres secondaires en 9 intervalles on maintient t_1 sur le premier intervalle, t_2 sur le 3^{em} et 4^{em}. Pour les intervalles se trouvant à mi-travée on prend l'espacement admissible car l'effort tranchant est très faible

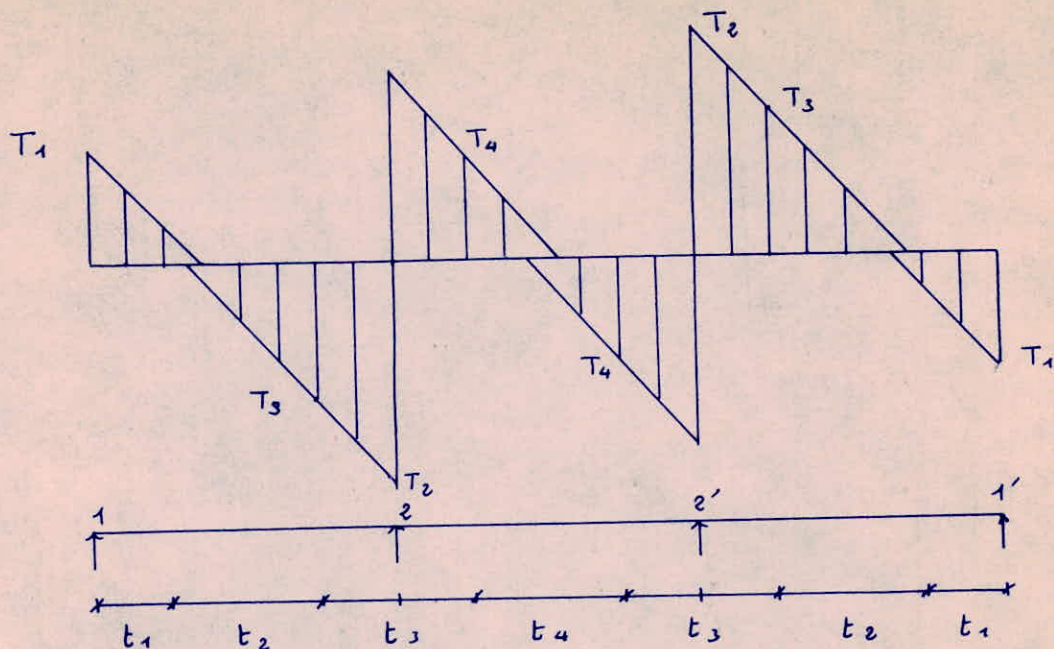


Poutres secondaires :

Pour les poutres secondaires on calcul :

- * un espacement t_1 avec l'effort tranchant T_1 au nu de l'appui "1"
- * " " t_2 " " " " T_2 au $3/4$ de la travée "1"
- * " " t_3 " " " " T_3 au nu gauche de l'appui "2"
- * " " t_4 " " " " T_4 au $1/4$ de la travée "2"

on maintient t_1 sur le premier quart de la portée de la 1^{re} travée, t_2 sur les deux quarts suivants, t_3 sur le dernier quart de la 1^{re} travée et le premier de la 2^{de} travée, et t_4 sur les deux quarts suivants de la 2^{em} travée



Exemple de calcul:

Poutre secondaire niveaux 2 et 3 cas de l'espacement t_2 :
 L'effort tranchant est maximum au voisinage de l'appui 2 lorsque les travées qui encadrent cet appui sont chargées, les autres vides.
 On doit donc calculer avec les efforts tranchants sur appuis correspondant à ce cas de charge :

$$T_w = 5,99 \text{ t} \quad T_e = 8,95 \text{ t}$$

Au $3/4$ de la portée à partir de l'appui "1" on aura :

$$T = \frac{T_e + T_w}{4} \times 3 - T_w = \frac{8,95 + 5,99}{4} \times 3 - 5,99 = 5,23 \text{ t}$$

avec $\bar{z} = \frac{7}{8} h$ la contrainte de cisaillement sera de :

$$\bar{\tau} = \frac{7}{8} 49,14 = 43 \text{ cm} \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \bar{z}} = \frac{5,23 \cdot 10^3}{22 \times 43} = 5,53 \text{ Kg/cm}^2$$

contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 2,5 \bar{\sigma}_{b_0} & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

Dans notre cas on se place dans la mesure, du possible dans le cas le plus défavorable : $\sigma'_b \leq 2,5 \bar{\sigma}'_{b_0}$

$$\sigma_b = 5,53 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2,5 \times 7,1 = 17,75 \text{ Kg/cm}^2$$

* Contrainte de traction admissible :

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\rho_a = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{5,53}{9 \times 7,1}\right) = 0,913$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,913 \times 2400 = 2192 \text{ Kg/cm}^2$$

* Ecartement t des armatures :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{3 \bar{\sigma}_{at}} = \frac{5,23 \cdot 10^3}{43 \times 2192} = 0,1085 \text{ cm.}$$

On prend 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{d'où : } t = \frac{2,01}{0,1085} = 18 \text{ cm}$$

* espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ t_2 = 0,2 h. \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } t_1 = 49,14 \times \left(1 - 0,3 \frac{5,53}{7,1}\right) = 49,14 \times 0,77$$

$$\text{Donc } \bar{t} = t_1 = 37,6 \text{ cm}$$

$$\text{on a bien } t = 18 \text{ cm} < \bar{t} = 37,6 \text{ cm.}$$

Calcul des espacements des aciers transversaux des poutres secondaires.

		T t.	z cm	Z _b Kg/cm ³	Z _t Kg/cm ³	σ _{at} Kg/cm ²	A _t /t cm	A _t cm ²	E cm	E cm
Poutres secondaires niveau 1 1 cadre + 1 étrier φ 10	1	9,98	44,14	10,28	17,75	2014	0,2253	3,14	14	28
	2	8,62	42,10	9,31	17,75	2050	0,1911	3,14	16	19
	3	14,80	41,96	16,03	17,75	1798	0,3742	3,14	8	15
	4	6,30	44,14	6,49	17,75	2156	0,1328	3,14	23	36
Poutres secondaires niveaux : 2 et 3 1 cadre + 1 étrier φ 8.	1	6,20	44,62	6,32	17,75	2163	0,1303	2,01	15	37
	2	5,23	43,00	5,53	17,75	2192	0,1085	2,01	18	37,6
	3	8,95	42,61	9,55	17,75	2041	0,1993	2,01	10	29
	4	3,32	45,24	3,34	17,75	2275	0,0663	2,01	30	44

Calcul des espacements des aciers transversaux
des poutres principales.

		T	\bar{z}	z_b	\bar{z}_0	σ_{ab}	A_t/t	A_t	t	\bar{t}
Poutres centrales niveau 1 1 cadre + 3 étriers $\phi 10$	1	23,50	57,31	11,72	17,75	1960	0,3426	6,28	18	33
	2	4,87	55,15	2,52	17,75	—	—	—	—	56
	3	34,09	52,72	18,47	22,65	1706	0,5709	6,28	11	13
Poutres centrales niveaux 2 et 3 1 cadre + 1 étrier $\phi 10$.	1	16,19	57,27	11,87	17,75	1954	0,1447	3,14	21	32
	2	3,04	56,33	2,16	17,75	—	—	—	—	57
	3	20,85	53,64	15,62	21,60	1813	0,2154	3,14	14	20
Poutres de rive niveau 1 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$	1	8,76	57,75	6,07	17,75	2172	0,0698	2,01	28	57
	2	3,21	55,32	2,32	17,75	—	—	2,01	—	57
	3	14,18	55,08	9,01	17,75	2062	0,1249	2,01	16	24
Poutres de rive. niveaux 2 et 3. 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$.	1	6,24	57,75	4,32	17,75	2238	0,0483	2,01	41	47
	2	2,20	56,41	1,36	17,75	—	—	2,01	—	60
	3	9,40	57,49	6,54	17,75	2154	0,0664	2,01	30	47

Calcul des poteaux en flexion composée

Hypothèses de calcul, Efforts pris en considération.

Pour chaque tronçon de poteau et sous chaque sollicitation on se place en sécurité de la manière suivante.

On prend :

- * L'effort normal maximum (N_{max}) agissant au nu inférieur du tronçon
- * L'effort normal minimum (N_{min}) agissant au nu supérieur du tronçon.
- * Le moment maximum sollicitant le poteau suivant le sens xx (M_{xx}).
- * Le moment maximum sollicitant le poteau suivant le sens yy (M_{yy}).

On suppose que :

- * Dans certains cas c'est N_{max} , $M_{xx max}$, $M_{yy max}$ qui agissent simultanément sur le tronçon (Hypothèse qui permet de se placer en sécurité vis à vis des contraintes de compression).
- * Dans d'autres cas c'est N_{min} , $M_{xx max}$, $M_{yy max}$ qui agissent simultanément sur le tronçon (Hypothèse qui permet de se placer en sécurité vis à vis de la contrainte de traction des armatures)
- * On arme symétriquement la section.

Les tableaux des pages suivantes donnent les efforts obtenus avec les hypothèses ci-dessus.

On remarque que :

Pour le poteau de rive et le poteau central le moment est prépondérant dans un sens faible dans l'autre : on calcul en flexion composée dans le sens du plus grand moment

Pour le poteau d'angle les moments sont à peu près du même ordre de grandeur mais faibles : on calcul avec le moment $M_{max}(M_{xx}, M_{yy})$.
On arme symétriquement dans les deux sens.

D'autre part puisque les efforts sous les différentes sollicitations ne présentent pas de grandes différences, on calcul avec les efforts normaux extrêmes et le moment maximum des sollicitations du 1^{er} genre, on fait la même chose pour les sollicitations du deuxième genre.

Moments fléchissants maximums - efforts normaux maximums et minimums des poteaux

Poteau de rive sens xx.					
Sollicitations		M _{xx}	M _{yy}	N _{max}	N _{min}
niveau 1	G + 1,2 P	1,38	7,59	36,48	32,24
	G + P + V	1,03	7,83	37,62	33,43
	G + P	1,03	7,47	36,20	30,30
	G + P + W	1,39	8,08	38,66	34,81
	G + 1,5P + 1,5V	1,56	8,30	39,47	34,41
niveau 2	G + 1,2 P	1,69	3,29	61,89	46,84
	G + P + V	1,26	2,94	60,35	48,15
	G + P	1,26	2,94	58,93	44,72
	G + P + W	1,26	2,94	61,39	49,23
	G + 1,5P + 1,5V	2,11	3,64	67,25	48,82
niveau 3	G + 1,2 P	1,20	2,41	87,31	61,39
	G + P + V	0,90	2,15	83,39	59,13
	G + P	0,90	2,15	81,97	63,19
	G + P + W	0,90	2,15	84,43	63,64
	G + 1,5P + 1,5V	1,51	2,67	95,04	63,19

Poteau de rive sens yy.					
Sollicitations		M _{xx}	M _{yy}	N _{max}	N _{min}
niveau 1	G + 1,2 P	13,99	0,69	36,99	32,63
	G + P + V	14,39	0,64	38,28	34,25
	G + P	13,76	0,64	36,43	32,68
	G + P + W	14,81	0,65	39,23	35,24
	G + 1,5P + 1,5V	15,25	0,77	40,38	34,94
niveau 2	G + 1,2 P	7,06	0,65	62,70	47,55
	G + P + V	6,33	0,55	62,70	49,34
	G + P	6,33	0,55	59,67	47,77
	G + P + W	6,33	0,55	62,67	50,53
	G + 1,5P + 1,5V	7,81	0,81	68,59	50,04
niveau 3	G + 1,2 P	5,30	0,48	88,29	62,39
	G + P + V	4,74	0,40	85,29	64,24
	G + P	4,74	0,40	83,52	62,67
	G + P + W	4,74	0,40	86,32	65,23
	G + 1,5P + 1,5V	5,85	0,59	96,98	63,85

Moments Fléchissants maximums - Efforts normaux maximums et minimums des poteaux.

		Poteau d'angle 25x25				
		Sollicitations	M _{nn}	M _{yy}	N _{max}	N _{min}
niveau 1		G + 1,2P	1,97	2,02	14,74	12,72
		G + P + V	2,00	2,09	14,99	13,01
		G + P	1,94	2,00	14,42	11,74
		G + P + W	2,07	2,14	15,40	13,74
		G + 1,5P + 1,5V	2,13	2,21	15,88	13,64
niveau 2		G + 1,2P	1,23	1,08	25,22	18,97
		G + P + V	1,11	1,01	24,60	19,41
		G + P	1,11	1,01	24,03	18,07
		G + P + W	1,11	1,01	25,01	20,07
		G + 1,5P + 1,5V	1,35	1,19	27,32	19,90
niveau 3		G + 1,2P	0,92	0,80	35,64	25,17
		G + P + V	0,83	0,75	34,30	25,68
		G + P	0,83	0,75	33,73	24,34
		G + P + W	0,83	0,75	34,71	26,34
		G + 1,5P + 1,5V	1,01	0,88	38,79	25,91

		poteau central 50x50				
		Sollicitations	M _{nn} tm	M _{yy} tm	N _{max} t.	N _{min} t.
niveau 1		G + 1,2P	8,82	1,28	86,99	76,47
		G + P + V	8,64	1,03	89,22	82,57
		G + P	8,34	1,03	85,57	76,53
		G + P + W	8,89	1,03	91,92	82,63
		G + 1,5P + 1,5V	9,93	1,39	94,41	81,94
niveau 2		G + 1,2P	6,01	1,69	142,65	118,52
		G + P + V	4,75	1,26	139,21	114,89
		G + P	4,75	1,26	135,56	108,85
		G + P + W	4,75	1,26	141,81	114,95
		G + 1,5P + 1,5V	7,27	2,11	155,76	113,27
niveau 3		G + 1,2P	4,32	1,20	199,06	150,60
		G + P + V	3,41	0,90	189,86	147,10
		G + P	3,41	0,90	186,21	141,06
		G + P + W	3,41	0,90	192,46	149,41
		G + 1,5V + 1,5P	5,22	1,51	217,78	145,05

- 107 -

Calcul des armatures :

Dans notre cas on a soit des sections entièrement comprimées, soit des sections partiellement tendues.

On dimensionne la section avec les efforts du niveau 1 qui sont les plus défavorables pour les armatures tendues. on fait le calcul avec le 1^{er} genre et le 2^{em}, on maintient la plus grande section d'acier obtenue (avec N_{min}, M_{max}).

On vérifie la section de béton aux niveaux 1. 2. 3 avec M_{max} N_{max}.

méthodes utilisées :

section complètement comprimée : méthode analytique

section partiellement comprimée : méthode des tableaux de l'aide mémoire Dunod " Béton armé". avec d/h_t = 0,10.

Exemple de calcul : On prend le cas du poteau de rive n°.

on dimensionne avec les efforts du niveau 1.

section du poteau : 35 x 35.

Effort à prendre pour le dimensionnement (trousson du niveau 1).	} 1 ^{er} genre	N _{min} = 30,30 t
		M _{max} = 7,83 t.m
	} 2 ^{em} genre	N _{min} = 30,30 t
		M _{max} = 8,130 t.

1^{er} genre :

excentrement de l'effort :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7,83 \cdot 10^2}{30,3} = 25,84 \text{ cm} > \frac{35}{6} \cdot \frac{h_t}{6} = 5,83 \text{ cm.}$$

donc la section est partiellement comprimée.

On calcul

$$* K_e = \frac{N}{M} h_t = \frac{30,30 \times 0,35}{7,83} = 1,35$$

$$* K_a = \frac{M}{b h_t^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{783}{35 \times 35^2 \times 1600} = 0,011$$

avec les deux valeurs ci dessus on tire des tableaux :

$$\tilde{\omega} = 0,71 \quad K = 15,50 \quad \text{d'où on a :}$$

section d'acier :

$$A = \frac{\bar{\omega}_b h t}{100} = 0,71 \times \frac{35 \times 35^2}{100} = 8,70 \text{ cm}^2$$

contrainte du béton comprimé :

$$\sigma'_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_a = \frac{1600}{15,5} = 103,23 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte admissible du béton:

Pour une section rectangulaire, effort normal de compression on a

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \sigma'_b = \begin{cases} \sigma'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{ht} \right) & \text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \\ 2\sigma'_{b0} & \text{si } e_0 > \frac{ht}{2} \end{cases}$$

pour le 2^{em} genre on multiplie par 1,5.

Dans notre cas $e_0 = 25,84 > \frac{35}{2} = 17,5$ donc $\bar{\sigma}'_b = 165 \text{ Kg/cm}^2$

on a bien $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

2^e genre : On procède de la même manière, on trouve :

$$A = 6,86 \quad \& \quad \sigma'_b = 137,61 < 247,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

On prend pour armature max de (8,70 , 6,86) sur chaque coté soit

6 ϕ 20 disposés symétriquement

Vérification des armatures comprimées :

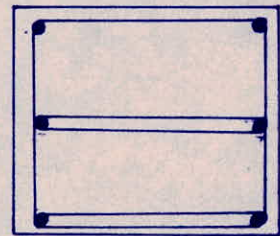
1^{er} genre
avec $K = 15,5$ on tire $K' = 11,2$ d'où
on calcul

$$\sigma'_a = K \sigma'_b = 103,23 \times 11,2$$

$$\sigma'_a = 103,23 \times 11,2 = 1156 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

2^e genre $K = 17,44$. σ $K' = 11,2$

$$\sigma'_a = 137,61 \times 11,2 = 1541 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$



Vérification de la section pour les M_{max} et N_{max} :

On donne les cas des niveaux 1 et 3 pour les sollicitations du 1^{er} genre.

niveau 1 : 1^{er} genre $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 37,62 \text{ t} \\ M_{max} = 7,83 \text{ tm} \end{array} \right.$

excentrement de l'effort : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7,83 \cdot 10^2}{37,62} = 20,81 \text{ cm} > \frac{h_t}{6}$

la section est entièrement tendue on utilise l'aide mémoire.
on calcul :

$$K_e = \frac{N}{\pi} h_t = \frac{37,62}{7,83} \times 0,35 = 1,68$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h_t} = \frac{100 \times 9,42}{35 \times 35} = 0,77$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} K_b = 0,15 \\ K_a = 10,91 \end{array} \right\}$$

d'où :

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \frac{M}{b h_t^2} = \frac{1}{35 \times 35^2} \frac{7,83 \cdot 10^5}{1} = 122,75 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

($e_0 > h_t/2$)

$$\sigma_a = 122,75 \times 10,91 = 1339 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 122,75 \times 12,3 = 15010 \text{ Kg/cm}^2$$

niveau 3 : 1^{er} genre $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 87,31 \text{ t} \\ M_{max} = 2,41 \text{ tm} \end{array} \right.$

excentrement de l'effort : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{241}{87,31} = 2,76 \text{ cm}$ la section est entièrement tendue puisque $e_0 < h_t/6$.

contrainte admissible du béton comprimée :

$$\bar{\sigma}'_b = \sigma'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) = 82,5 \left(1 + \frac{2 \times 2,76}{35} \right) = 95,51 \text{ Kg/cm}^2$$

moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = b \frac{h^3}{12} + 2nA \left(\frac{h_t}{2} - d \right)^2 = 35 \times \frac{35^3}{12} + 30 \times 9,42 (17,5 - 3,5)$$

$$I = 180441,68 \text{ cm}^4$$

Section totale homogène :

$$B_0 = bh_t + 2nA = 2 \times 15 \times 9,42 + 35 \times 35 = 1507,60 \text{ cm}^2$$

contrainte maximale du béton :

$$\sigma'_b = \frac{N}{B_0} + \frac{M_v}{I} = \frac{87,31 \cdot 10^3}{1507,60} + \frac{2,41 \cdot 10^5 \times 17,5}{180441,68} = 81,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 81,29 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 95,51 \text{ Kg/cm}^2.$$

contrainte maximale des armatures comprimées :

$$\sigma'_a \leq 81,29 \times 15 = 1219 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

Calcul des armatures des poteaux en flexion composée (armatures symétriques)

		M_{max} tm	N_{min} t.	e_0 cm	K_e	K_a	$\tilde{\omega}$	A cm ²	K	σ_b Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²
Poteau central 50x50 6 ϕ 20	1 ^{er} genre	8,82	76,47	11,53	4,34	0,004	$\leq 0,12$	8,04	$\rightarrow 22,42$	$\leq 41,36$	120,56
	2 ^{em} genre	9,93	76,53	12,97	3,85	0,003	$< 0,12$	8,04	$\rightarrow 22,42$	$\leq 40,05$	187,95
Poteau d'angle 25x25 4 ϕ 16	1 ^{er} genre	2,09	11,74	17,80	1,404	0,008	0,50	3,13	18,55	86,25	165
	2 ^{em} genre	2,21	11,74	18,82	1,33	0,006	0,37	2,31	21,66	110,80	247,5
Poteau de rive $y \neq z$ 4 ϕ 25	1 ^{er} genre	14,81	32,63	45,39	0,77	0,022	1,98	24,26	13,31	120,21	165
	2 ^{em} genre	15,25	32,68	46,66	0,75	0,015	1,37	16,78	14,98	160,21	247,5
Poteau de rive $z \neq y$ 6 ϕ 20	1 ^{er} genre	7,83	30,30	25,84	1,35	0,011	0,71	8,70	15,50	103,23	165
	2 ^{em} genre	8,30	30,30	27,39	1,28	0,008	0,56	6,86	17,44	137,61	247,5

Le poteau central est armé au pourcentage minimum : 0,006

Vérification de la contrainte du béton comprimé

Poteau de rive n° 35 x 35						
		M_{max} t.m	N_{max} t.	e_0 cm	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
niveau 1	1 ^{er} genre	7,83	37,62	20,81	165	122,75
	2 ^{es} genre	8,30	39,77	21,10	247,5	129,06
niveau 2	1 ^{er} genre	3,29	61,89	5,32	107,56	72,96
	2 ^{es} genre	3,64	67,25	5,41	150,54	79,80
niveau 3	1 ^{er} genre	2,41	87,31	2,76	95,51	81,29
	2 ^{es} genre	2,67	95,04	2,81	143,62	88,94

Poteau de rive n° 35 x 35						
		M_{max} t.m	N_{max} t.	e_0	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
niveau 1	1 ^{er} genre	14,39	38,28	37,59	165	124,30
	2 ^{es} genre	15,25	40,38	37,77	247,5	131,74
niveau 2	1 ^{er} genre	7,06	62,70	11,26	135,58	78,41
	2 ^{es} genre	7,81	68,59	11,39	204,27	86,74
niveau 3	1 ^{er} genre	5,30	88,29	6,00	110,80	80,45
	2 ^{es} genre	5,85	96,98	6,03	166,41	87,45

Vérification de la contrainte du béton comprimé.

Poteau central : 6 Ø 20 - 50 x 50						
		M _{max} t.m	N _{max} t	e _o cm	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
niveau 1	1 ^{er} genre	8,82	89,29	9,89	115,12	66,85
	2 ^e genre	9,93	94,41	10,52	175,81	73,09
niveau 2	1 ^{er} genre	6,01	142,65	4,21	96,40	65,49
	2 ^e genre	7,27	155,76	4,67	146,85	84,64
niveau 3	1 ^{er} genre	4,32	199,06	2,17	89,66	88,58
	2 ^e genre	5,29	217,78	2,40	135,61	98,85

Poteau d'angle 25 x 25 4 Ø 16						
		M _{max} t.m	N _{max} t.	e _o cm	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	σ'_b Kg/cm ²
niveau 1	1 ^{er} genre	2,09	14,99	13,94	165	89,17
	2 ^e genre	2,21	15,88	13,92	247,5	94,29
niveau 2	1 ^{er} genre	1,23	25,22	4,88	114,69	68,29
	2 ^e genre	1,35	27,32	4,94	172,77	74,47
niveau 3	1 ^{er} genre	0,92	35,64	2,58	99,54	73,59
	2 ^e genre	1,01	38,79	2,60	149,53	80,32

Calcul du mur

* Méthode utilisée pour l'évaluation de la poussée des terres.

On évaluera la valeur de la poussée des terres par les formules de Rankine.

D'après Rankine les pressions des terres sur un mur à terre-plein horizontal se répartissent de manière triangulaire et ont pour expression

$$p = A \Delta z.$$

z → niveau auquel on considère la pression (à partir du terre-plein)
 Δ → densité des terres soutenues par le mur.

A → coefficient fonction de l'angle du talus naturel ϕ

$$A = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

La valeur Q de la poussée pour un mur de hauteur h sera de :

$$Q = A \Delta \frac{h^2}{2} \quad \text{elle est appliquée à } \frac{2h}{3} \text{ à partir du terre-plein horizontal.}$$

Par contre la valeur de la pression sur un mur due à une surcharge q sur le terre-plein est constante et est égale à Aq . (q surcharge répartie).

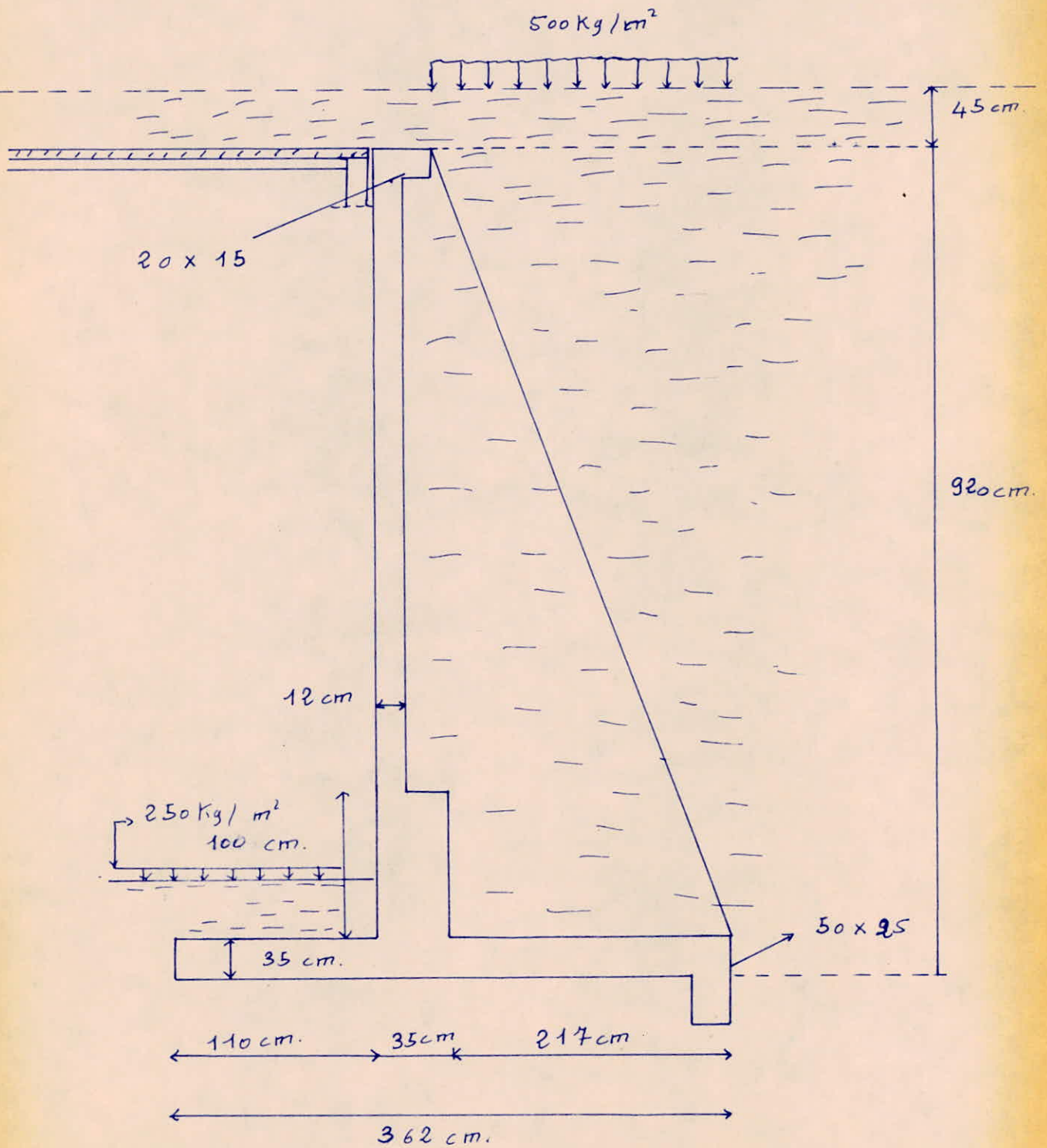
La valeur Q' de la poussée due à la surcharge q pour un mur de hauteur h sera de :

$$Q' = Aqh. \quad \text{elle est appliquée à } \frac{h}{2}$$

Caractéristiques des terres soutenues par le mur :

- * Densité : $\Delta = 1600 \text{ Kg/m}^3$
- * angle du talus naturel 45°
- * contrainte admissible du sol $2,5 \text{ bars}$.

Schéma et dimensions du mur :



épaisseur du contrefort 25 cm.

espacement des contreforts 200 cm.

Etude de la stabilité du mur :

On fait le calcul pour une tranche de 1m de longueur.

Poussée des terres :

$$Q_1 = 0,171 \times 1600 \times 9,20^2 = 115\,78,75 \text{ Kg.}$$

$$Q_1 \text{ appliquée à } \frac{9,20}{3} = 3,067 \text{ cm du point A}$$

$$Q_2 = 0,171 \times 1600 \times 0,45 \times 9,20 = 1132,70 \text{ Kg.}$$

$$Q_2 \text{ appliquée à } \frac{9,20}{2} = 460 \text{ cm du point A}$$

Poussée due à la surcharge (500 Kg/cm^2).

$$Q_s = Aqh = 500 \times 0,171 \times 9,20 \times 1,2 = 943,92 \text{ Kg.}$$

$$Q_s \text{ appliquée à } 460 \text{ cm du point A}$$

Charges verticales :

$$\text{Poids du rideau : } 0,12 \times 8,85 \times 2500 = 2655 \text{ Kg.}$$

$$\text{Poids de la semelle } 0,35 \times 3,62 \times 2500 = 3167,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Poids des terres sur la semelle avant } 1,1 \times 1600 \times 0,45 = 792 \text{ Kg.}$$

$$\text{Poids des terres sur la semelle arrière } 2,40 \times 1600 \times 9,30 = 35712 \text{ Kg.}$$

$$\text{Poids des surcharges sur la semelle avant } 250 \times 1,1 \times 1,2 = 330 \text{ Kg.}$$

$$\text{Poids des surcharges sur la semelle arrière } 500 \times 2,4 \times 1,2 = 1440 \text{ Kg.}$$

les poids de la nervure de raidissement et de la bêche sont négligés

On étudie le cas où les 2 surcharges sont présentes et le cas où elle ne le sont pas. Le poids de la surcharge sur la semelle avant étant relativement petit : on ne fera pas les autres combinaisons.

* Sans surcharges on aura :
moment de renversement dû aux poussées par rapport au point A

$$11578,75 \times 3,067 = 35512,03$$

$$1132,70 \times 4,60 = 5210,42$$

$$40722,45 \text{ Kgm.}$$

résultante des poussées : $N_H = 12711,45 \text{ Kg.}$

moment stabilisateur dû aux charges verticales :

$$2655 \times 1,16 = 3079,8$$

$$3167,5 \times 1,81 = 5733,175$$

$$792 \times 0,55 = 435,6$$

$$35712 \times 2,42 = 86423,04$$

$$95671,615$$

résultante des charges verticales : $42326,5 \text{ Kg}$

$$\text{sécurité au renversement : } \frac{M_s}{M_r} = 2,35.$$

$$\text{sécurité au glissement : } \frac{N_H}{N_V} = 0,30$$

Position de la résultante des charges verticales :

par rapport au point A : $2,260 \text{ m}$

par rapport au centre de gravité de la semelle : $0,450 \text{ m}$

moment par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M_G = 40722,45 - 42326,5 \times 0,45 = 21675,53 \text{ Kgm.}$$

* contraintes sur le sol :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{42326,5}{100 \times 362} \pm \frac{6 \times 21675,53 \cdot 10^2}{100 \times 362 \times 362} =$$

$$\sigma_1 = 2,162 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2,55 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 0,177 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

Avec les surcharges on aura :

- moment de renversement par rapport au point A :

$$M_r = 40722,45 + 4,60 \times 943,92 = 45064,48 \text{ Kg m.}$$

- résultante des charges horizontales : $N_H = 13655,37 \text{ Kg.}$

- moment stabilisateur par rapport au point A :

$$M_s = 95671,615 + 2,42 \times 1440 + 330 \times 1,15 \times 0,55 =$$

$$M_s = 99365,14 \text{ Kg m.}$$

- résultante des charges verticales : $N_v = 44146,00 \text{ m.}$

$$\text{sécurité au renversement : } \frac{M_s}{M_r} = 2,21.$$

$$\text{sécurité au glissement : } \frac{N_H}{N_v} = 0,31$$

- position de la résultante des charges verticales :

$$\text{par rapport au point A : } 2,251$$

$$\text{par rapport au centre de gravité de la semelle : } 0,441 \text{ m.}$$

- moment par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M_G = 45064,48 - 0,441 \times 44146,00 = 25596,09 \text{ Kg m.}$$

- contraintes sur le sol :

$$\sigma_1 = 2,391 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2,55 \text{ Kg} \quad \sigma_2 = 0,048 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

Calcul du rideau :

On divise la hauteur du rideau en 9 tranches de 1 m
La première tranche a une épaisseur de 25 cm les autres une épaisseur de 12 cm

On considère que la 1^{re} tranche est encadrée sur la fondation et les autres sur les contreforts.

Exemple de calcul :

1^{re} tranche : $h_t = 25 \text{ cm}$, $h = 22 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $l = 100 \text{ cm}$.

* pression moyenne sur la tranche

$$P_m = A \Delta h_m + \Delta q = 0,171 (1600 \times 8,95 + 660) = 2551 \text{ Kg/cm}^2$$

* moment sollicitant la section d'encastrement

$$M = P_m \frac{l^2}{12} = \frac{2551 \times 1}{2} = 1275,5 \text{ Kg m.}$$

* armatures nécessaires :

$$\mu_a = 2,472 \Rightarrow a_n = 2,654 \quad \eta = 0,259$$

$$A_a = 3,89 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} = 27,58 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend : 4 ϕ 16 (provenant de la semelle avant)

* Effort tranchant :

$$T = p_m l = 2551 \times 1 = 2551 \text{ Kg}$$

$$\xi = \frac{7}{8} \cdot 22 = 19,25 \text{ cm} \quad z_b = \frac{2551}{22 \times 100} = 1,16 < 1,5 \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

Pour armatures de répartition on prend : 4 ϕ 10

2^e tranche (travée de rive) :

$$h_t = 12 \text{ cm}, h = 9,5 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm} \quad \ell = 2 \text{ m.}$$

* pression moyenne sur la tranche :

$$P_m = 0,171 (1600 \times 7,95 + 600) = 2278 \text{ Kg/m}^2$$

* moment sollicitant la tranche en travée :

$$M = P_m \frac{\ell^2}{12} = 2278 \times \frac{2^2}{12} = 7759,34 \text{ Kg.m.}$$

* armatures nécessaires :

$$\mu_a = 7,888 \quad a_n = 8,904 \quad \eta = 0,520 \quad \text{d'ou}$$

$$A_a = 5,64 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} = 55,47 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend $8\phi 10$
armature de répartition $4\phi 10$

* moment sollicitant la tranche à l'appui (2^em à partir du joint) :

$$M_a = -P_m \frac{\ell^2}{8} = 2278 \times \frac{4}{8} = 1139 \text{ Kg.m.}$$

* armatures nécessaires :

$$\mu_a = 12,832 \Rightarrow a_n = 14,906 \quad \eta = 0,715$$

$$A_a = 9,44 \quad \sigma'_b < \sigma'_{ba} = 76,23 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend $13\phi 10$.

* Effort tranchant :

$$T = P_m \left(\frac{\ell}{2} + \frac{\ell}{12} - \frac{\ell}{8} \right) = 2278 \times \frac{4 \times 11}{24 \times 2} = 2088,17 \text{ Kg}$$

$$z = 8,31 \text{ cm} \quad z_b = \frac{2088,17}{100 \times 8,31} = 2,51 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Donc pas besoin d'armatures transversales.

Calcul des moments fléchissants du rideau.

	h m	P _m Kg/m	travée centrale		travée de rive	
			M _a Kg.m.	M _t Kg.m	M _{a2} Kg.m	M _{t1} Kg.m
1 ^{re} tranche	8,95	2551	-	1275,5	-	1275,5
2 ^e tranche	7,95	2278	759,34	379,67	1139	759,34
3 ^e tranche	6,95	2004	668,00	334,00	1002	668,00
4 ^e tranche	5,95	1731	577,00	288,50	865,5	577,00
6 ^e tranche	4,95	1457	485,67	242,83	728,5	485,67
7 ^e tranche	3,95	1183	394,33	197,17	591,5	394,33
8 ^e tranche	2,95	910	303,33	151,67	455	303,33
9 ^e tranche	1,95	636	212,00	106,00	318	212,00
10 ^e tranche.	0,95	260	86,67	43,33	130.	86,67

Calcul des armatures du rideau

	travée de rive et appui 2 à partir de la rive.					2 ^{em} appui (à partir de la rive du joint).				
	M Kg m	μa	a_m	A_a cm ²	N ^{br} de ϕ	M Kg m	μa	a_m	A_a cm ²	N ^{br} de ϕ
1 ^{re} tranche	1275,5	2,472	2,654	3,89	4 ϕ 16.	-	-	-	-	7 ϕ 10
2 ^{em} tranche	759,34	7,888	8,904	5,64	8 ϕ 10	1139,00	12,832	14,906	9,44	13 ϕ 10
3 ^{em} tranche	668,00	6,939	7,780	4,93	6 ϕ 10	1002,00	10,409	11,940	7,56	10 ϕ 10
4 ^{em} tranche	577,00	5,994	6,671	4,23	6 ϕ 10	865,50	8,991	10,226	6,48	9 ϕ 10
5 ^{em} tranche	485,67	5,045	5,570	3,53	5 ϕ 10	728,50	7,568	8,524	5,40	8 ϕ 10
6 ^{em} tranche	394,33	4,096	4,482	2,84	4 ϕ 10	591,50	6,144	6,847	4,34	7 ϕ 10
7 ^{em} tranche	303,33	3,151	/	/	4 ϕ 10	455,00	4,726	5,203	3,30	5 ϕ 10
8 ^{em} tranche	212,00	/	/	/	4 ϕ 10	318,00	3,303	3,852	2,27	4 ϕ 10
9 ^{em} tranche	86,67	/	/	/	4 ϕ 10.	130,00	-	-	-	-

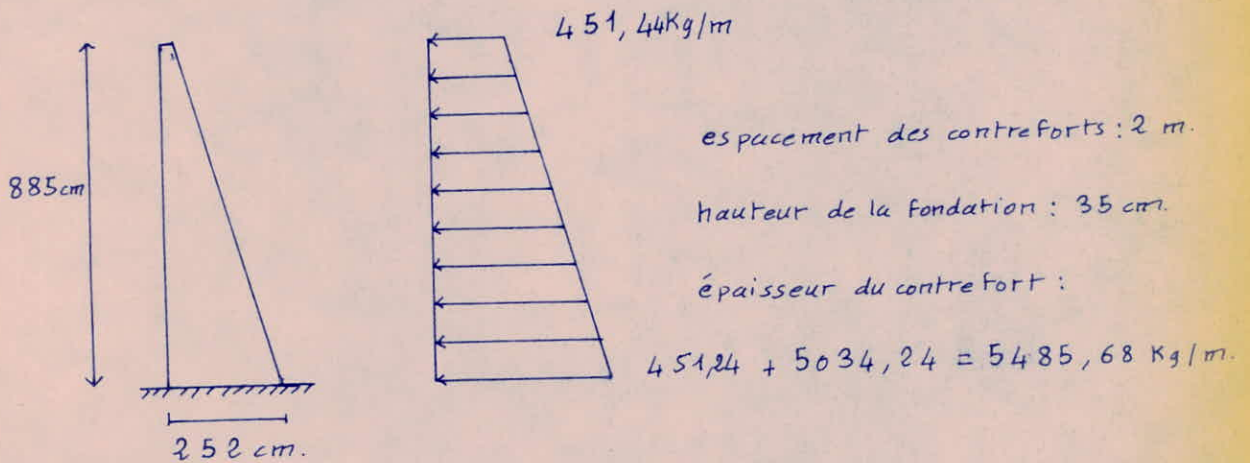
Pour la travée centrale on prend 4 ϕ 10 car les moments sont faibles.

Calcul du contrefort :

Le contrefort travaille en console trapézoïdale encastrée sur la semelle de fondation. Il reprend les efforts de la poussée sur une largeur l du rideau (l étant la distance entre-axes de deux contreforts.)

En principe du point de vu résistance on a une poutre en T, l'hourdis étant constitué par le rideau; mais pratiquement il est suffisant de calculer en poutre rectangulaire.

Schéma de calcul :



Pression au sommet du contrefort :

Pression due au terre : $0,171 \times 0,45 \times 1600 = 123,12 \text{ Kg/m}^2$

Pression due aux surcharges : $0,171 \times 600 = 102,60 \text{ Kg/m}^2$

Charge par mètre linéaire au sommet $q_1 =$

$q_1 = (102,6 + 123,12) \times 2 = 451,44 \text{ Kg/m}$

Pression à la base du contrefort : $0,171 \times 1600 \times 9,20 = 2517,12$

$102,6 + 123,12 = 225,72$

$2742,84 \text{ Kg/m}^2$

Charge par mètre linéaire à la base q_2

$q_2 = 2742,84 \text{ Kg/m}^2 \times 2 = 5485,68 \text{ Kg/m}$

Moment à la base :

$$M = \frac{451,44 \times 8,85^2}{2} + \frac{5034,24 \times 8,85^2}{3 \times 2} = 83394,66 \text{ Kg m.}$$

Armatures nécessaires : avec $h = 244,5$ $b = 25 \text{ cm.}$

$$\mu_a = 5,231 \Rightarrow \alpha_m = 5,785 \quad \eta = 0,403$$

$$A_a = 23,57 \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} = 42,99 \text{ Kg/cm}^2 \leq 165 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend 8 ϕ 20

Effort tranchant maximum :

$$T = \frac{451,44 + 5485,68}{2} \times 8,85 = 26271,75 \text{ Kg}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\zeta = \frac{7}{8} 244,5 = 213,94 \quad \tau_b = \frac{26271,75}{213,94 \times 25} = 4,91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 4,91 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 7,1 = 17,75 \text{ Kg/cm}^2.$$

Armatures de l'effort tranchant :

$$\sigma_{at} = 2400 \times \left(1 - \frac{4,91}{9 \times 7,1}\right) = 2216 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{26271,75}{2216 \times 213,94} = 0,0554$$

On prend 1 cadre + 1 étrier ϕ 8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

d'où $t = 36 \text{ cm.}$

Calcul de la semelle du mur:

La semelle est soumise à la réaction du sol, à son poids propre, aux poids du rideau des terres et des surcharges.

On suppose que le poids du rideau est uniformément réparti sur la semelle arrière.

* réaction du sol avec les surcharges	}	$\sigma_1 = 2,391 \text{ Kg/cm}^2$
		$\sigma_2 = 0,048 \text{ Kg/cm}^2$
sans les surcharges	}	$\sigma_1 = 2,162 \text{ Kg/cm}^2$
		$\sigma_2 = 0,144 \text{ Kg/cm}^2$

Poids de la semelle :	:	0,0875	Kg/cm ²
Poids des terres sur la semelle avant	:	0,0720	Kg/cm ²
Poids des terres sur la semelle arrière.	:	1,4880	Kg/cm ²
Surcharges sur la semelle avant	:	0,0345	Kg/cm ²
Surcharges sur la semelle arrière	:	0,0600	Kg/cm ²
Poids du rideau :	:	0,0116	Kg/cm ²

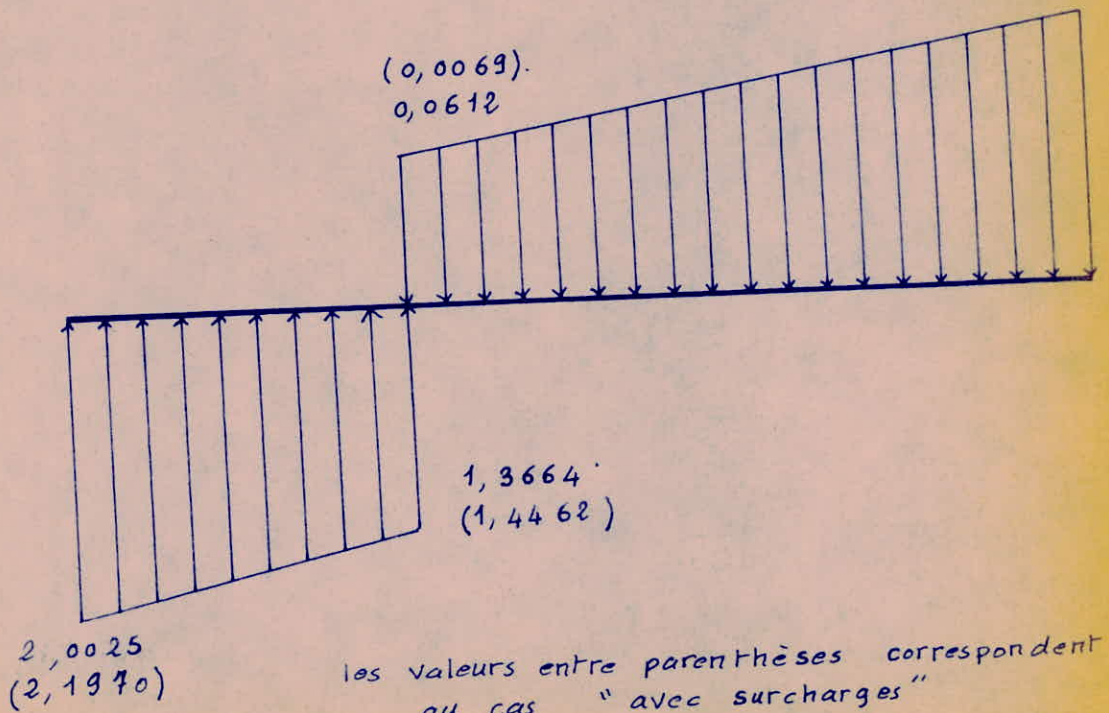
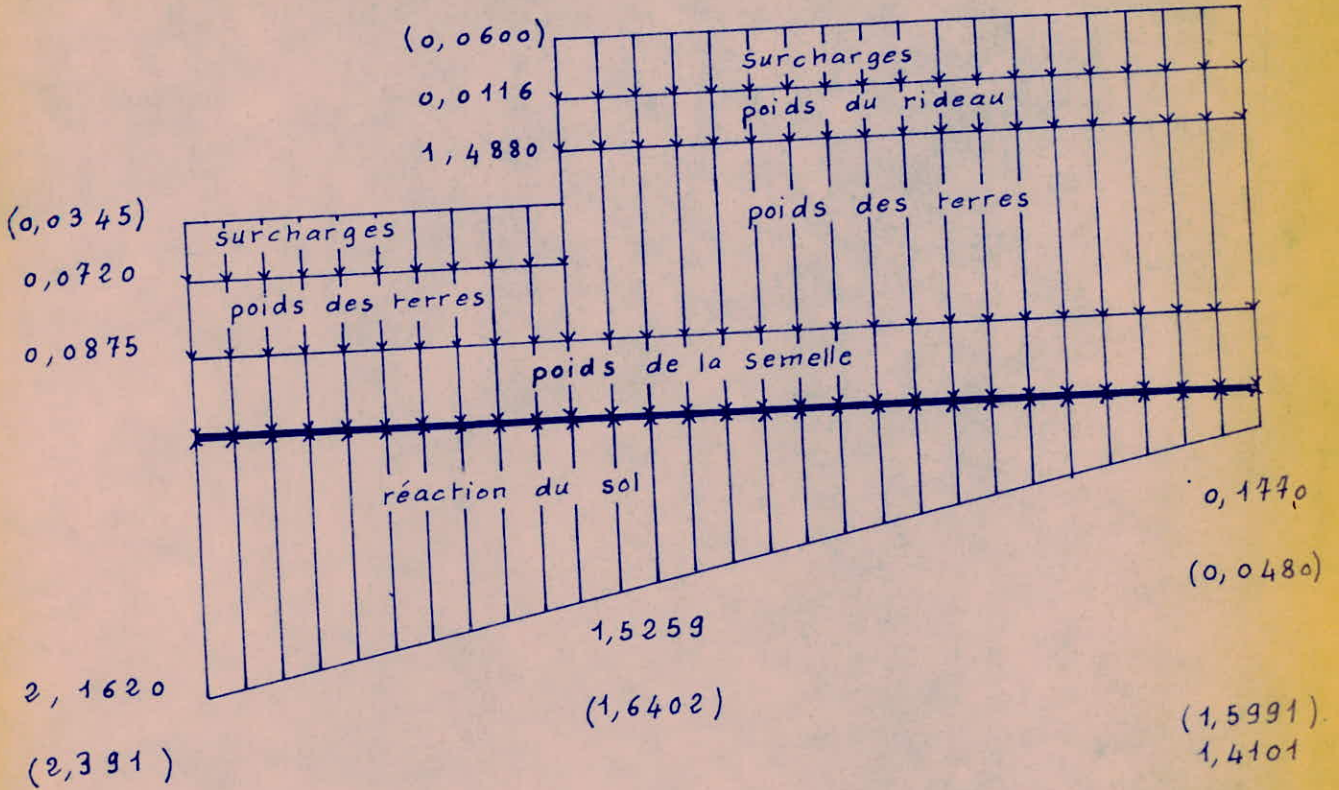
Les diagrammes résultants correspondant aux cas "avec surcharges" "sans surcharges" sont donnés à la page suivante.

Pour le calcul des efforts internes on a :

semelle avant : travaille en console encadrée sur le rideau.

semelle arrière : travaille en dalle sur quatre appuis : le rideau, la bêche, et les contreforts.

Diagramme des contraintes sur le semelle :



les valeurs entre parenthèses correspondent au cas "avec surcharges"

Calcul des armatures de la semelle:

semelle avale: travaille en console encastrée sur le mur

Moment sollicitant la section d'encastrement:

$$M = (21970 - 14462) \times \frac{1,1}{2} \times \frac{1,1 \times 3}{3} + 1,4462 \times \frac{1,1^2}{2}$$

$$M = 11777,74 \text{ Kg m.}$$

avec $h = 32 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ on a :

$$\mu_a = 10,783 \Rightarrow a_n = 12,39. \quad \eta = 0,637$$

$A_a = 26,43 \text{ cm}^2$ on prend 14 $\phi 16$ par mètre.

$$\sigma'_b < \sigma_{ba} = 67,95 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2.$$

Effort tranchant :

$$T = (21970 + 14462) \times \frac{1,1}{2} = 20037,6 \text{ Kg.}$$

$$z = \frac{7}{8} \times 32 = 28 \text{ cm}$$

$$z_b = \frac{20037,6}{100 \times 28} = 7,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_b = 7,16 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,1 \times 1,15 = 8,17 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

semelle avant : travaille en dalle épaisse encastrée sur le rideau, les contreforts et la bêche :

Dimensions 2,00 m x 2,25 m épaisseur 35 cm.

On détermine les efforts intérieurs avec la charge moyenne :

$$p = \frac{15991 + 69}{2} = 8030 \text{ Kg/m}^2$$

On prend pour moments :

* aux appuis : $M = - p_m \frac{l^2}{8}$

* en travée : $M = p_m \frac{l^2}{12}$

$h = 32 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$	l	M	μ_a	a_n	A_a	Nbr de ϕ
sens de la petite portée						
appuis	2,00	4012	3,673	4,000	8,53	8 ϕ 12
travée	2,00	2676,67	2,451	2,631	5,62	6 ϕ 12
sens de la grande portée						
appuis	2,25	5081,48	4,653	5,119	10,920	9 ϕ 12
travée	2,25	3387,66	3,102	3,357	6,62	4 ϕ 16

* contrainte du béton : on fait la vérification avec le moment maximum soit $M = 5081,48 \text{ Kg m}$.

$$\eta = 0,351 \Rightarrow \sigma'_b \leq \sigma'_{ba} = 37,44 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

* Effort tranchant : on fait la vérification avec l'effort tranchant maximum :

$$T = p_m \frac{l}{2} = 9033,75 \text{ Kg} \quad \bar{z} = \frac{7}{8} 32 = 28 \text{ cm}$$

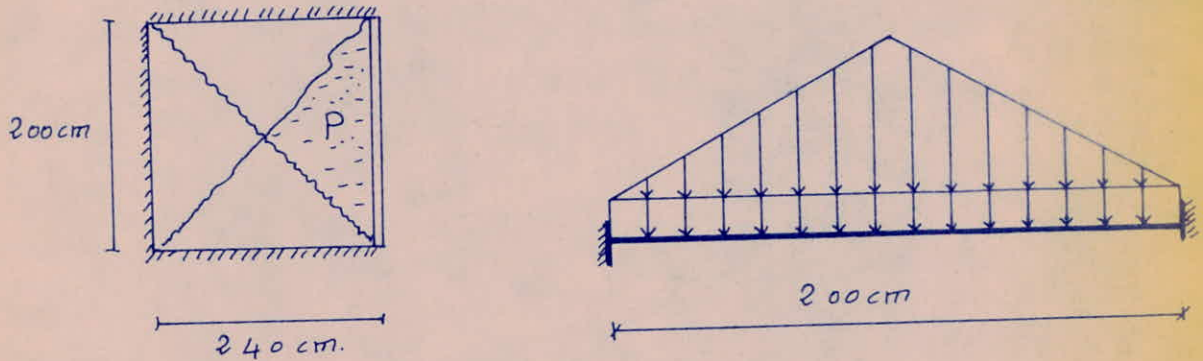
$$\tau_b = \frac{9033,75}{100 \times 28} = 3,226 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires:

Calcul de la poutre bêche :

Elle est encastrée sur la semelle et équilibre à peu près un quart des efforts sur la semelle répartis suivant un triangle isocèle

schéma de calcul :



$P \approx \frac{1}{4}$ des efforts sur la semelle.

Charge triangulaire = $P = \frac{1}{4} 8030 \times 2 \times 2,4 \approx 9636 \text{ Kg}$.

Charge uniforme (poids propre de la poutre) :

$q = 0,25 \times 0,50 \times 2500 = 312,5 \text{ Kg/m}$.

Moment aux appuis :

$$M = \frac{9636 \times 2,00}{8} + \frac{312,5 \times 2^2}{12} = 2513,17 \text{ Kg m}$$

armatures nécessaires : avec $h = 46,3 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$ $\sigma_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_a = 4,321 \Rightarrow a_n = 4,738 \quad \eta = 0,359$

$A_a = 3,36 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b < \sigma'_{ba} = 30,31 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$

On prend $3 \phi 16$

Moment en travée :

$$M = \frac{312,5 \times 2^2}{8} + \frac{9636 \times 2}{4} - 2513,17 = 2461,08 \text{ Kg m}$$

armatures nécessaires : $h = 46,7 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$

$$\mu_a = 4,232 \Rightarrow a_n = 4,637 \quad \eta = 0,354$$

$$A_a = 3,61 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_{ba} < \sigma'_{ba} = 37,76 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend : $3 \phi 14$

Effort tranchant

$$T = \frac{9636}{2} + \frac{312,5 \times 2}{2} = 5130,5 \text{ Kg}$$

$$\xi = \frac{7}{8} \cdot 46,7 = 40,86 \quad Z_b = \frac{5130,5}{40,86 \times 25} = 5,02 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{at} = 2190 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{5130,5}{2190 \times 40,86} = 0,0573 \text{ cm}$$

On prend 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

L'espacement sera de : $35 \text{ cm} < \bar{t} = 36,8 \text{ cm}$

Poutre de rigidité : $4 \phi 16$ 1 cadre $\phi 8$ 40 cm .

Calcul des fondations

On calcul les fondations les plus sollicitées :

Fondations à section carrée : les plus sollicitées sont celles qui reprennent les efforts des poteaux de 50x50

* Dimensionnement de la semelle :

Le dimensionnement se fait avec :

- * L'effort normal sous la sollicitation G+P soit $N = 186,21 \text{ t}$
- * la contrainte du sol $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars} = 2,55 \text{ Kg/cm}^2$.
- * La contrainte d'homéostasie.

$$\frac{N}{k B^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{k \sigma_s} \quad \text{avec } k = \frac{50}{50} = 1$$

$$B^2 \geq \frac{186210}{2,55} = 73024 \text{ cm}^2 \Rightarrow B = 2,75 \text{ m.}$$

on adopte $B = 3 \text{ m.}$

* hauteur de la fondation : la hauteur se détermine avec la condition de rigidité

$$h_f - d = 3 \geq \frac{B - b}{4} = \frac{300 - 50}{4} = 62,5 \text{ cm.}$$

On adopte $h = 120 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm.}$

On prendra pour épaisseur de la semelle : 20 cm.
épaisseur de la couche de béton de propreté 10 cm.

* effort normal total :

Poids de la fondation : $\approx 18,000 \text{ t}$

Poids du béton de propreté : $0,1 \times 3^2 \times 2200 = 1,98 \text{ t}$

D'où $N \leq 186,21 + 18 + 1,98 \text{ t} = 206,19 \text{ t.}$

* vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_s = \frac{2061900}{300 \times 300} = 2,298 \text{ Kg/cm}^2 < 2,55 \text{ Kg/cm}^2$$

* calcul des armatures :

La détermination des armatures se fait en faisant intervenir la majoration des 20% des surcharges et en tenant compte du poids propre de la semelle.

Pour $G+1,2P$: on a : $N = 199,06 + 18 = 217,06 \text{ t.}$

Section d'armatures nécessaire :

$$A \geq \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{217,06 \times 250 \cdot 10^3}{8 \times 120 \times 1600} = 35,33 \text{ cm}^2$$

On prend : 18 $\phi 16$ espacés de 17cm soit $A = 37,32 \text{ cm}^2$

* vérification à l'égard des sollicitations extrêmes :

On fait la vérification pour la couche supérieure puisque c'est la plus sollicitée :

L'effort normal maximum est donné par la sollicitation

$(S_1) = G + 1,5P + 1,5V$ soit $N = 217,78 + 18 = 235,78 \text{ t.}$

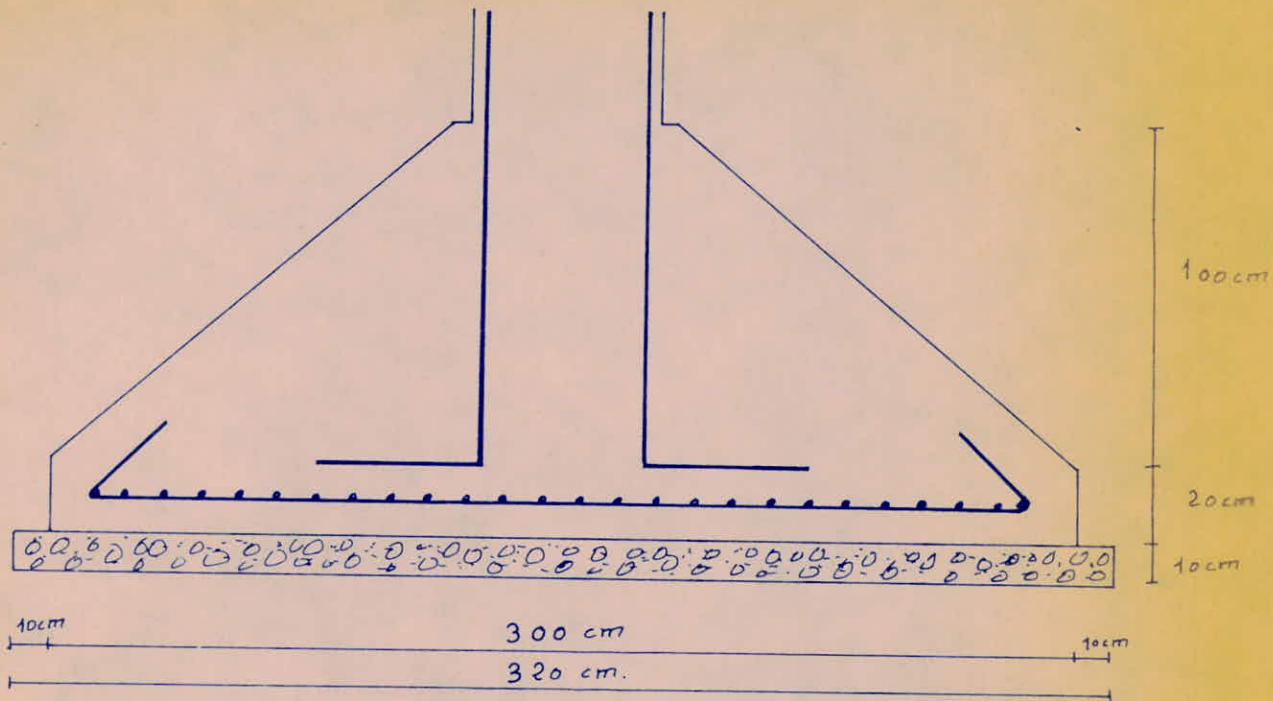
$$\sigma_a = \frac{235,78 \times 250 \cdot 10^3}{8 \times 118,2 \times 37,32} = 1670 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

contraintes du sol : pour les sollicitations du deuxième genre, on majore la contrainte du sol de 125%

$$\sigma_s = \frac{(235,78 + 1,98)}{300 \times 300} = 2,64 \text{ Kg/cm}^2 < 5,74 \text{ Kg/cm}^2$$

vérification au poinçonnement :

$$1,2\bar{\sigma}_b \geq \frac{1,5P}{p_c \times h_t} \Rightarrow 7,1 \times 1,2 \geq \frac{1,5 \times 186210}{700 \times 125} = 3,19 \text{ Kg/cm}^2$$



Fondation à section rectangulaire :

On procède de la même manière dans les deux sens.

Pour $G + P$ on a $N = 2 \times 83,52 \text{ t} = 167,04 \text{ t}$

soit A la petite dimension, B la grande :

$$k = \frac{B}{A} = \frac{35 \times 2}{35} = 2$$

$$A^2 \geq \frac{167,04 \times 10^3}{2 \times 2,55} = 32753 \text{ cm}^2 \leq 1,9^2 \text{ m}^2$$

On adopte $A = 200 \text{ cm}$ $B = 400 \text{ cm}$.

* hauteur de la fondation :

$$h = h_f - d \geq \max \left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right) = 2 \frac{200 - 35}{4} = 82,5 \text{ cm}$$

On adopte $h = 120 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$.

épaisseur de la semelle 20 cm

épaisseur de la couche du béton de propreté 10 cm .

* effort normal total :

$$\text{Poids du béton de propreté} : 0,1 \times 4 \times 2 \times 2200 = 1,76 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la semelle} \leq \begin{cases} 0,20 \times 4 \times 2 \times 2500 & = 4,00 \text{ t} \\ 1,23 \times 4 \times 1 \times 2500 & = 12,00 \text{ t} \end{cases}$$

$$16 \text{ t}$$

$$N \leq 167,04 + 1,76 + 16 = 184,80 \text{ t}$$

* vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma = \frac{184800}{400 \times 200} = 2,31 \text{ Kg/cm}^2$$

* Calcul des armatures

Pour $G + 1,2 P$ l'effort normal est de $177,12 + 16 = 193,12 \text{ t}$

$$A_b = \frac{193,12 \times 330 \cdot 10^3}{8 \times 1600 \times 120} = 41,49 \text{ cm}^2$$

On prend $40 \phi 12$ espacés de 10 cm soit $A_b = 45,2 \text{ cm}^2$

$$A_a = \frac{193,12 \cdot 10^3 \times 165}{8 \times 1600 \times 118,8} = 20,95 \text{ cm}^2$$

On prend $20 \phi 12$ espacés de 10 cm soit $A_a = 22,6 \text{ cm}^2$

* vérification à l'égard des sollicitations extrêmes :

$$\text{Pour } G + 1,5 P + 1,5 V \text{ on a } N = 193,96 + 16 = 209,96 \text{ t}$$

* couche supérieure :

$$\sigma_a = \frac{209,96 \times 165 \cdot 10^3}{8 \times 118,8 \times 22,6} = 1613 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

* couche inférieure

$$\sigma_a = \frac{209,96 \times 330 \cdot 10^3}{8 \times 120 \times 45,2} = 1597 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

* vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_s = \frac{210,92 \cdot 10^3}{400 \times 200} = 2,64 \text{ Kg/cm}^2 < 5,74 \text{ Kg/cm}^2$$

* vérification au poinçonnement :

$$1,5 \bar{\sigma}_b \geq \frac{1,5 P}{P_c h_t} \Rightarrow 7,1 \times 1,2 \geq \frac{1,5 \times 177,12 \cdot 10^3}{125 \times 710} = 2,99 \text{ Kg/cm}^2$$

Ancrage des barres : crochet à 45°

D'après l'aide mémoire Dunod on a :

- rayon de courbure $r = 3\phi = 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ cm}$.

- longueur du crochet au delà de la courbure :

$$l \geq 16\phi = 16 \times 1,2 = 19,2 \text{ cm}$$

On prend $l = 20 \text{ cm}$.

