



37/81

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

20x

PROJET DE FIN D'ETUDE

genre
EX Manque les
planches

BATIMENT D'HABITATION

Proposé par B.E.T. SONATRACH



1981

Dirigé Par :
T. EL - BOUCHI

Etudié Par :
H. ZOUGGARI
S. BOUHABILA

- DEDICACES -

Je dedis ce modeste travail :

- A mon père

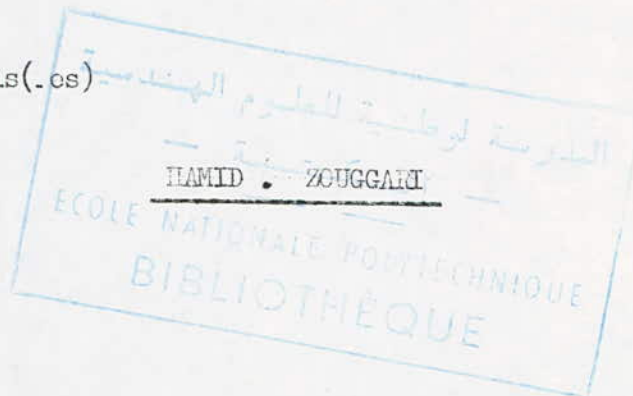
- A ma mère

Pour leurs sacrifices consentis à mon égard

- A mes frères et soeurs en leurs souhaitant une vie pleine de bonheur

- A toute ma famille

- A tous mes amis(.,es)



REMERCIEMENTS

Qu'il nous soit permis de remercier notre promoteur
M^r T. EL BOUCHI pour son aide dans l'établissement
de ce projet, ainsi qu'au personnel du département
Genie civil.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous
ont guide au cours de nos études .

Toute notre sympathie et notre profonde reconnaissance
à M^{elle} MADJI pour son aide efficace et spontanée.

Nos remerciements à tous les membres du jury qui nous font
l'honneur de juger notre modeste travail .

H. ZOUGGARI & S. BOUHABILA

SOMMAIRE

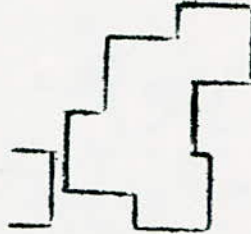
<u>INTRODUCTION</u>		
Présentation	3	
Caracteristiques mécanique, contraintes admissibles des matériaux constituant le béton armé	5	
<u>CALCUL DES ELEMENTS</u>		
Acrotère	12	
Escaliers	15	
Planchers	29	
<u>ETUDE SISMIQUE</u>		
Effets du seisme	42	
Calcul sismique	42	
Masses soumises aux effets du seisme.....	46	
Forces sismiques horizontales.....	47	
Forces sismiques verticales.....	48	
<u>EXPOSE DE LA METHODE DE BOWMAN</u>		
Hypothèse de calcul.....	49	
<u>ETUDE A LA TORSION</u>		51
<u>DETERMINATION DES EFFORTS</u>		
Charges verticales	69	
<u>SUPERPOSITION DES EFFORTS</u>		
Poutres	81	
Poteaux	99	
<u>FERRAILLAGE DES PORTIQUES</u>		
Poutres	110	
Poteaux	122	
<u>FONDATION ET LONGRINES</u>		162

- INTRODUCTION -

- PRESENTATION -

L'objet de notre étude consiste à calculer des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation implanté à El-Asnam, zone de forte intensité sismique .

Ce bâtiment sera séparé par un joint de dilatation de 2 Cm d'épaisseur, d'un autre qui lui est similaire



CARACTERISTIQUES DU BLOC

Notre Ouvrage comporte un rez-de-chaussée, 3 Etages et une buanderie, est à ossature porteuse .

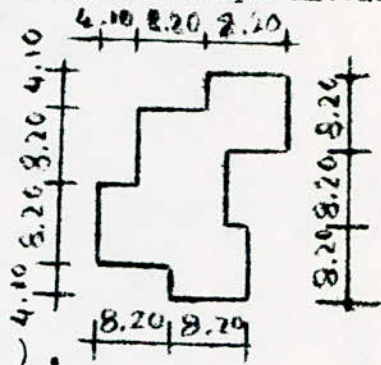
La hauteur de plancher à plancher est de 3,06 m. Le plancher Rez-de-chaussée est surélevé de 0,10 m par rapport au sol. Chaque niveau comprend 3 Appartements .

-- Dimensions en plan sont
donnés sur le schéma ci-contre :

-- Hauteur du Bâtiment :
la hauteur totale du bâtiment à
partir du sol

$$R + 3 \quad h = 13,33 \text{ m} .$$

(acrotère de 1,00 m de hauteur, comprise) .



TAUX DE TRAVAIL DU SOL :

La contrainte admissible du sol

$$\bar{T}_s = 2,5 \text{ Kg/ Cm}^2 \text{ à une profondeur}$$

d'ancrage de 1,50 m .

BETON ARME :

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A. 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie .

En principe, la composition du béton sera pour 1m³ .

- 800 Litres de gravillons
- 400 litres de sable
- 350 Kg de ciment C.P.A 325
- 175 Litres d'eau .

ACTIERS

Nous utiliserons de l'acier doux (ronds lisses), des aciers à haute adhérence et des treillis soudés conformes aux normes .
L'Acier sera propre et débarrassé de toutes traces de rouille non adhérente, de peinture et de graisse .

Planchers :

Les planchers, (sauf rez de chaussée constitué d'une dalle pleine de 15 Cm reposant à même le sol) seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (20 + 6) reposants sur des poutrelles coulées sur place .

Le plancher terrasse aura une isolation thermique, hydrofuge et des formes de pente pour l'écoulement des eaux pluviales .

MACONNERIE : (~~à ériger après exaliens~~) .

Murs intérieurs : cloison en brique creux (15 Cm) .

Murs intérieur : cloison de séparation en brique creux (10 Cm)

ESCALIERS :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escaliers il seront construit étage par étage, en même temps que l'ossature, de façon à limiter l'emploi des échelles au minimum .

Ils seront munis de garde-corps protégés .

Ils seront en béton-armé avec paillasse à double palier porteuse .

Revêtement :

Ceramique dans les salles d'eau .

Carrelage dans les autres pièces .

BETON :

- Le béton est dosé à 350 Kg / m³ de ciment C.P.A 325 à contrôle atténué .

- Présidence nominale de compression à 28 jours :

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

- Présidence nominale de traction à 28 jours :

$$\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ Kg} / \text{Cm}^2 .$$

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression est la traction à 28 jours d'âge .

Contrainte de compression admissible : (C.C.B.A. 68 Art. 9.4)

$$\sigma'_b = \beta'_b \sigma'_n \text{ avec } \beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

α : fonction de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ classe 250/325

β : fonction de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre : $\beta = 5/6$ (contrôle atténué) .

γ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (c_g) .

$\gamma = 1$ pour $h_m > 4 c_g$ h_m : épaisseur minimale de la pièce

c_g = la grosseur d'un granulats et le diamètre minimal des trous

d'une paroi susceptible de livrer passage à 90% de ce granulats .

δ . dépend de la nature des sollicitations .

$$\delta = \begin{cases} 0,30 & \text{en compression simple .} \\ 0,60 & \text{en flexion simple .} \end{cases}$$

En flexion composée :

$\delta = \begin{cases} 0,60 & \text{si } \sigma \leq e_0/3e_A \\ 0,30 & \text{si } \sigma > e_0/3e_A \end{cases}$, 0,30 (1 + $e_0/3e_A$) quand l'effort normal est une traction
 sion, où :

.../...

e_0 = désigne l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section de béton seul .

e_1 = désigne le rayon secteur de même signe que e_0 du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression .

NOTA : Les valeurs ci-dessus de δ sont multipliées par 1,5 pour le cas des sollicitations pondérées du 2e genre (C.C.B.A. 68 Art. 9.47 .) .

ξ = dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre .

$\xi = 1$ en compression simple .

$0,5 < \xi \leq 1$ dans les autres cas .

Résumé :

- Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_n = 1.5/6 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 69 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ bars} = 103,3 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ sup, SP}_2$$

- Contrainte admissible en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_n = 1.5/6 \cdot 1 \cdot 0.60 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ Sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

- Contrainte de référence en traction : (C.C.B.A.68 Art. 9.5) .

La contrainte de référence en traction $\bar{\sigma}'_b$ est une fonction de la résistance à l'âge de 28 Jours .

$\bar{\sigma}'_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$ où $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ sont des facteurs sans dimension qui ont la même signification et valeur que pour la contrainte de compression admissible .

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

$$\sigma'_n = \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5/6 \cdot 1 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ Sous SP}_1$$

- Modules de déformation du béton :

- Module de déformation longitudinale :

Dans le cas des charges instantanées, le module de déformation instantanée (lorsque le temps d'application de la charge est inférieur à 24 Heures) .

$$E_i = 21000 \sqrt{f_j'} \quad (\text{bars}) \quad (\text{C.C.B.A. 68 Article 9.61.}) .$$

f_j' : résistance du béton à l'âge de j jours exprimée en bars

. sous l'action des charges de longue durée d'application (effet de fluage) .

Les valeurs des modules de déformation croissent avec la résistance à la compression du béton qui augmente avec l'âge .

$$f_j' = 1,20 \cdot f_{28}' \quad \text{pour béton à base de ciment de classe 325 .}$$

$$f_j' = 1,10 \cdot f_{28}' \quad \text{pour béton à base de ciment de classe supérieure}$$

Module de déformation transversale : G

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu = 0,15 \quad \text{Coefficient de poisson .}$$

ACIERS :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en 3 Catégories :

1 - Aciers doux (Ronds lisses) .

Ronds lisses de nuance F_C E 22 $f_{en} = 2200 \text{ Kg/ Cm}^2$

Contrainte admissible en compression et en traction :

$$\bar{f}_a = \frac{2 \cdot f_{en}}{3} = \frac{2 \cdot 2200}{3} = 1467 \text{ Kg/ Cm}^2 \quad \text{SP}_1$$

$$\bar{f}_a = f_{en} = 2200 \text{ Kg/ Cm}^2 \quad \text{Sous SP}_2$$

2- ACIERS A HAUTE ADHERENCE :

La haute adhérence est généralement obtenue par des normes en saillie sur le corps de l'armature. L'acier utilisé dans la fabrication des armatures à haute adhérence est de l'acier naturellement dur ou de l'acier ~~dur~~ écroui par torsion, et éventuellement par traction (F2 E 40 $\phi \leq 20$ mm) .

$$\begin{aligned} \sigma_{en} &= 4200 \text{ Kg / Cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg / Cm}^2 \text{ sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a &= \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg / Cm}^2 \text{ sous SP}_2 \end{aligned}$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$;
Coefficient de scellement $\chi_s = 1,5$.

3- Treillis :

Les treillis soudés sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement .

Diamètre ϕ (mm)	σ_{en} ou σ'_{en}	
	bars	Kg/cm ²
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	4500

Coefficient de fissuration : $\nu = 1$

Condition de fissuration du béton et contrainte de traction :

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouverture des fissures en flexion et en traction, supposée normale à la direction de l'Armature, on définit le pourcentage de fissuration :

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{f(\%) B_f}$$

avec

A : section d'acier

B : section de béton tendu .

Suivant les valeurs de $\bar{\omega}_f$, 2 types de fissuration sont susceptibles de se produire :

Fissuration systématique : Lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture .

Les contraintes de traction admissibles sont données par :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{h}{\phi} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

Fissuration non systématique : (fissuration accidentelle .)

Elle est due aux efforts de retrait, de variation de température....

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

ϕ : diamètre nominal en mm de la plus grosse barre tendue

η : coefficient de fissuration .

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

La contrainte de traction des aciers à considérer sera :

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max (\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

Coefficient d'équivalence :

Les C.C.B.A. 68 fixent pour un béton moyen :

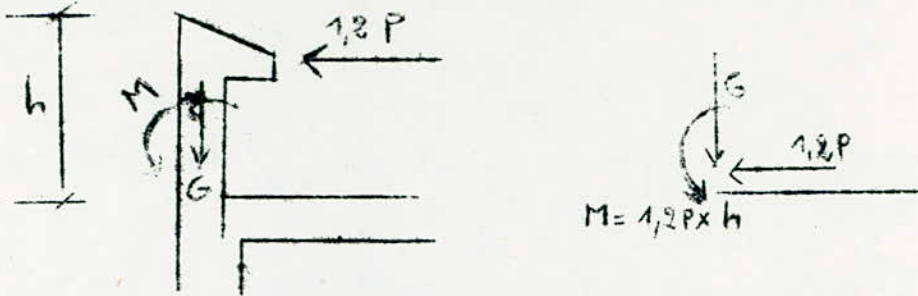
$$n = 15 .$$

longrin e

jj JJ

- CALCUL DES ELEMENTS -

II- TUDE DE L'ACROTERE .



L'acrotère sera calculé comme une section rectangulaire de largeur 10 Cm. et de hauteur 100 Cm.

Ce calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire d'acrotère

I- évaluation des charges et surcharges .

a) Charges permanentes

- Poids propre : $2500 \times 0,10 \times 1 = 250 \text{ Kg / Ml .}$

b) Surcharges

- $S = 100 \text{ Kg / Ml}$: Surcharge due à la main courante qui est appliquée horizontalement .

II- Calcul des efforts

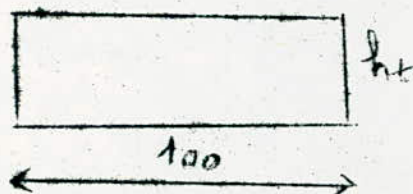
- La surcharge pondérée 1,25 engendre un moment M dans la section " 1. 1" :

$$M = 1,2 P. h = 1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ Kg. m.}$$

- Le poids propre engendre un effort de compression N :

$$N = G = 250 \times 1 = 250 \text{ Kg}$$

$$\text{- Excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120. 10^2}{250} = 48 \text{ Cm} \quad \frac{ht}{16} = 1,67 \text{ Cm}$$



$$e = \frac{M}{N} \quad \frac{ht}{6}$$

La section est donc partiellement comprimée .

↑

.../...

- DEDICACES -

Je dédis ce modeste travail

- A mon père

- A ma mère

Pour leurs sacrifices consentis à mon egard

A mes soeurs

- A mon cousin ABDELWAHAD , en lui souhaitant succès et bonheur

- Ainsi qu'à toute ma famille .

- A Tous mes amis (ies)

SAID BOUHABILA .

Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi (1 + k \eta)} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$K = 10^6$: fissuration préjudiciable .

$$\omega_s = \frac{A}{B_s} = \frac{1,13}{2 \times 100 \times 2} = 0,0028 .$$

$$\sigma_1 = 10^6 \times \frac{1,6 \times 0,0028}{6 (1 + 0,028)} = 726 \text{ bars} = 740 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,6 \times 5,8}{6}} = 2984 \text{ bars} = 3044 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de non fissuration est vérifiée .

Verification au seisme (P.S 69 art. 3.33)

Quelles que soient les valeurs trouvées pour le coefficient sismique ds le calcul de la stabilité d'ensemble on doit vérifier que les petits éléments verticaux (acrotère dans notre cas) sont capables de résister à une sollicitation horizontale de direction quelconque agissant seule et correspondant à un coefficient sismique local uniforme égal à :

$$0,20 + 0,10 \alpha$$

α : Coefficient d'intensité

$$\sigma = 0,20 + 0,10 \alpha = 0,20 + 0,10 \times 1,8 = 0,38$$

$$W = G + P \quad . G: \text{ poids propre de l'acrotère (bande de 1 m)}$$

P: surcharge d'exploitation verticale (dans notre cas

$$P = 0)$$

$$W = G + P = 250 \text{ kg}$$

$$F_H = \sigma \cdot W = 0,38 \cdot 250 = 95 < 100$$

Le calcul sous P (surcharge d'exploitation horizontale)

est plus défavorable que sous F_H .

Le calcul des armatures se fera par la méthode du moment fictif

Calcul en flexion simple .

Le calcul de la section se fera en flexion simple
sans un moment fictif $M = M + N \cdot f$.

$$M = 120 \text{ Kg. m} ; N = 250 \text{ Kg} ; f = \frac{h_0}{2} - \frac{10}{2} = 1,67 = 3,33 \text{ Cm} .$$

$$M = 120 + 250 \times 0,033 = 128,25 \text{ Kg. m} .$$

On calculera la section d'acier par la méthode de P. CHARON

$$M = \frac{nM}{k a b h^2} = \frac{15 \cdot 128,25}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0107 \quad \begin{cases} k = 93 \\ \epsilon = 0,9539 \end{cases}$$

$$b' = \frac{a}{k} = \frac{2800}{93} = 30 \text{ Kg / Cm}^2 \quad b'' = 137,7 \text{ Kg / Cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

$$A_1 = \frac{M}{a h} = \frac{128,25}{2800 \times 0,9539 \times 8} = 0,60 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'acier sera de :

$$A = A_1 - \frac{N}{a} = 0,60 - \frac{250}{2800} = 0,51 \text{ Cm}^2$$

La section d'armature calculée étant faible on adaptera celle donnée par la condition de non fragilité (CCBA 68 art. 52) :

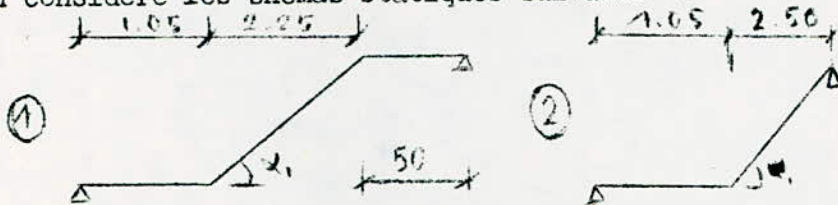
$$A \geq 0,69 b h \quad \frac{b}{h}$$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera } \underline{4 \text{ T } 6 / \text{ml}} = 1,13 \text{ Cm}^2$$

ESCALIERS .

On considère les schémas statiques suivants :



Marche :
 $h = 17 \text{ cm}$
 $L = 25 \text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{1.53}{2.25} = 0,680 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ \quad \cos \alpha_1 = 0,827$$

$$\text{tg } \alpha_2 = 1.87 = 0,748 \Rightarrow \alpha = 36,79^\circ \quad \cos \alpha_2 = 0,801$$

épaisseur de la paillasse = épaisseur du palier = $e = 12 \text{ cm}$

Etude du Schéma statique ①

- Charge et surcharge : par mètre de projection horizontale et pour un mètre d'embranchement .
- charge permanentes
 - paillasse

pooids propre de la paillage d'épaisseur e $\frac{2500e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,827} = 363 \text{ Kg/}$

" des marches de hauteur h $\frac{2200 \cdot h}{2} = \frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ "}$

Mortier (2 cm) 44 "

Carrelage (4 cm) 88 "

surcharges : $S = 400 \text{ Kg / m}^2$ $1,25 = 1,2 \times 400 = 480 \text{ "}$
 $q_1 = 1162 \text{ Kg}$

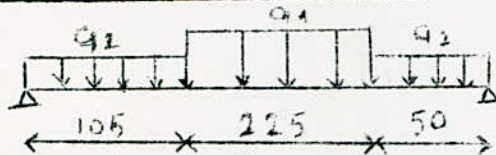
Par mètre de longueur de paillasse on a $q_1 = 1162 \text{ Kg / ml}$.

Palier .

- Poids propre du palier 2500 X 0, 12..	=	300 Kg / m ²
- Revêtement :	{ mortier	=	88 "
	{ carrelage	=	88 "
- surcharge :	1,2 X 400	=	<u>480 "</u>
		$q_2 =$	956 Kg / m ² .

pour un mètre de largeur du palier on a : q_2 956 Kg / ml .

determination des efforts .



$R_a = 2014,61 \text{ Kg}$ $R_b = 2081,69 \text{ Kg}$.

Effort tranchant .

$x < 1,05$

$T(x) = R_a - q_2 x$ $\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T_a = 2014,61 \text{ Kg} \\ x = 1,05, \quad T_c = 1010,81 \text{ Kg} \end{array} \right.$

$x = 3.30 \quad T_d = - 1603,7 \text{ kg}$
 $x = 3.80 \quad t_b = - 2081,69 \text{ kg}$

Don le moment est maximum entre C et D

$T(x) = R_a - q_2 \times 1,05 - q_1 x = 0$

$T(x) = 2014,61 - 956 \times 1,05 - 1162 \times x = 0$ $x = 0,87 \text{ m}$.

d'où le moment maximum :

$M_0 = 2014,61 (1,05 + 0,87) - 956 \times 1,05 \frac{(1,05 + 0,87)}{2} - 1162 \times \frac{0,87^2}{2} = 2028 \text{ kg}$

En tenant compte d'un semi encastrement aux extrémités on aura :

en travée : $M_t = 0,85 \cdot 2028 = 1724 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

aux appuis : $M_a = 0,30 \cdot 2028 = 608,4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Ferraillage .

. en travée

$$M = 1724 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1724 \cdot 00}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0923$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 26,1 \\ \xi = 0,8783 \end{array} \right.$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{172400}{2800 \times 0,8783 \times 10} = 7,01 \text{ cm}^2$$

on adoptera 8T12/ ml (A =)
armatures de repartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T8 / ml (} A_r = 2,02 \text{ (14))}$$

. Sur appui

$$M = 608,4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 608,40}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0326$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 49,4 \\ \xi = 0,9224 \end{array} \right.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire .

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{608,40}{2800 \times 0,9224 \times 10} = 2,35 \text{ Cm}^2$$

on adaptera 5 T10 / ml (A = 3,92 Cm²)

N.B : on disposera également des armatures supérieures
au niveau des jonctions paliers paillasse :

Ces armatures reprendront les moments d'encastrement éventuels .

Verifications .

Verifications des contraintes .

en travée

$$M = 1724 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; A = 7,69 \text{ cm}^2 ; \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,769 .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 24,6 \\ \xi = 0,8737 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{172400}{7,69 \cdot 0,8737 \cdot 10} = 2566 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2566}{24,6} = 104,3 \text{ Kg / Cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Sur Appui .

$$M = 608,4 \text{ Kg.m} ; A = 3,92 \text{ Cm}^2 ; \tilde{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,392$$

$$k = 37$$

$$\epsilon = 0,9038$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A h} = \frac{60840}{3,92 \times 0,9038 \times 10} = 1717,24 \text{ Kg / Cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1717,24}{37} = 46,4 \text{ Kg / Cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ Cm}^2 ; \text{verifiée .}$$

Condition de flèche .

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{7,69}{100 \times 10} = 0,00769 \quad \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,0102 \text{ vérifiée}$$

Verification à l'effort tranchant . (aux appuis) .

$$T + \frac{M}{z} = 2081,69 - \frac{60840}{\frac{7}{8} \cdot 10} < 0$$

donc les armatures inferieures ne sont pas necessaires .

aciens transversaux .

- Contrainte de cisaillement max .

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2081,69}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,38 \text{ Kg/Cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg / Cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas necessaires .

étude du schéma statique (2)

- Charge et Surcharge

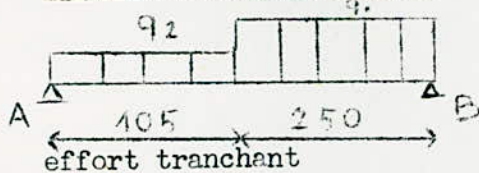
. Paillasse

- poids propre de la paillasse :	$\frac{2500e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,801} =$	374,53 Kg/m	
- " des marches de hauteur h	$\frac{2200 \times h}{2} =$	44	"
- mortier (2 Cm)		88	"
- carrelage (4 Cm)		480	"
Surcharges $S = 400 \text{ Kg / m}^2$	1,25 =		$q_1 = 1173,53 \text{ Kg/m}^2$

. palier

- Poids propre du palier		300 Kg / m
- revêtement - carrelage		88
- mortier		88
		480
Surcharge $S = 400 \text{ Kg / m}^2$		$q_2 = 956 \text{ Kg/m}^2$

determination des efforts



$R_A = 1888,4 \text{ Kg}$; $R_B = 2049,24 \text{ Kg}$

$0 < x < 105$

$T(x) = R_A - q_2 x$. $\begin{cases} x = 0 \\ x = 1,05 \end{cases}$ $\begin{matrix} T_A = 1888,4 \text{ Kg} \\ T_C = 884,6 \text{ Kg} \end{matrix}$

$x = 3,55$ $T_B = 2049,24 \text{ Kg}$

donc le moment est maximum entre C et B .

$T(x) = R_A - q_2 \times 1,06 - q_1 \times x = 0$

$T(x) = 1888,4 - 956 - 1173,53 \times x = 0$ $x = 0,754 \text{ m}$

d'où le moment maximum

$M_0 = 1888,4 \times (1,05 + 0,754) - 956 \times 1,05 - \frac{1173,53 \times (1,05 + 0,754)^2}{2}$

$= 1789 \text{ Kg / m}^2$

en tenant compte d'un semi-encastrement aux extrémités .

on aura :

en travée : $M_t = 0,85 M_o = 1520,65 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
 aux appuis : $M_a = 0,30 M_o = 536,7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

ferraillage

- en travée : $M = 1520,65 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \times 152065}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,08146$ $k = 28,2 ; \xi = 0,8843$

$K > \bar{K}$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

$A = \frac{M}{\sigma_{ag} h} = \frac{15 \times 152065}{2800 \times 0,8843 \times 10} = 6,14 \text{ Cm}^2$

on adoptera 8 T 12/ml ($A = 7,69 \text{ cm}^2$);
 armatures de repartition

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ Cm}^2$ soit 6T 8 / ml ($A_r =$)

sur appui : $M = 53670$

$\mu = \frac{15 M}{a b h^2} = \frac{15 \cdot 53670}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,02875$ $k = 53 \quad \xi = 0,9265$

$K > \bar{K}$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$A = \frac{M}{\sigma_{ag} h} = \frac{53670}{2800 \times 0,9265 \times 10} = 2,07 \text{ Cm}^2$

on adaptera : 5 T 10 / ml ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

N.B : on disposera également des armatures superieures au niveau des jonctions paliers - paillasses

Ces armatures reprendront les moments d'encastrement éventuels .

verifications

verification des contraintes .

en travée .

$M = 1520,65 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; A = 7,69 \text{ cm}^2$ $\mu = \frac{100 A}{b h} = 0,769$ $\xi = 0,8737$

$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{152065}{7,69 \cdot 0,8737 \cdot 10} = 2275,13 \text{ Kg} / \text{m}^2 < \sigma_a$ $\xi = 0,8737$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2275,13}{24,6} = 92,48 \text{ Kg} / \text{Cm}^2 < \sigma_b'$

Sur appui

$$M = 536,70 \text{ Kg. m} ; A = 3,92 \text{ Cm}^2 ; \alpha = \frac{100 A}{b.K} = 0,392 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 37 \\ \xi = 0,5038 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{53670}{3,92 \times 0,9038 \times 10} = 1514,86 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_h' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1514,86}{37} = 40,94 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_h'$$

condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ Cm}^2 : \text{Vérifiée}$$

Condition de flèche

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{en} \rightarrow \frac{7,69}{100 \times 10} = 0,00769 \quad \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102 \text{ vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant (aux appuis) .

$$T + \frac{M}{z} = \frac{2049,24}{\frac{7}{8} \cdot 10} - \frac{53670}{\frac{7}{8} \cdot 10} < 0$$

Aciers transversaux .

- Contraintes de cisaillement max .

$$\tau_b = \frac{T \text{ max}}{b \cdot z} = \frac{2049,24}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,34 \text{ Kg / cm}^2 ;$$

Poutre palière

section (30 X 50)

portée : 2,70 m .

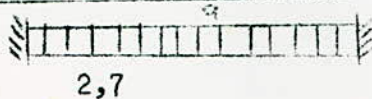
Charge permanentes :

- poids propre	0,30 x 0,50 x 2500 =	375 Kg / ml
- cloisons (mur)	240 x 1,10 =	264 "
- effort tranchant palier		<u>2014, 61 "</u>

Surcharges : 1,25 = 1,2.400 = 480 Kg / m² , 480 X 0,3 = q = 2797,61 "

Cette poutre sera considérée comme semi encastrée dans les poteaux

determination des efforts



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 2797,61 \times \frac{2,7^2}{8} = 2549,3 ;$$

moments :

en travée : $M_t = 0,85 \quad M_0 = 2166,91 \text{ Kg} \cdot \text{m} ;$

aux appuis : $M_a = 0,30 \quad M_0 = 764,80 \text{ Kg} \cdot \text{m} ;$

effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 3776,77 \text{ Kg}$$

determination des armatures .

en travée

$M_t = 2166,91 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad b = 30 \quad h = 45$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 216691}{2800 \times 20 \times 45^2} = 0,0191$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 67,5 \\ \xi = 0,9394 \end{array} \right.$$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés .

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{216691}{2800 \times 0,9394 \times 45^2} = 1,83 \text{ cm}^2 ; \text{ on adaptera } : 2 \text{ T } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

sur appuis :

$M_a = 764,80 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; \mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 76480}{2800 \cdot 30 \cdot 52} = 0,0067 ;$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = \dots \\ \xi = \dots \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi \cdot h} = \frac{76480}{2800 \times 0,9394 \times 45} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ T } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

verification des contraintes
en travée

$$M_t = 2166,91 \text{ Kg. m} ; A = 3,08 \text{ cm}^2 ; \tilde{W} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,228 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 50,5 \\ \epsilon = 0,9237 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{216691}{3,08 \times 0,9237 \times 45} = 1693 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_{ca}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1693}{50,5} = 33,52 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

sur appui

$$M_a = 764,80 \text{ Kg. m} ; A = 3,08 \text{ cm}^2 ; \tilde{W} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,228 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 50,5 \\ \epsilon = 0,9237 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{76480}{3,08 \times 0,9237 \times 45} = 598 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_{ca} \quad a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{598}{50,5} = 11,83 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \quad b'$$

armatures transversales

- Contrainte de cisaillement max

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3776,77}{30 \times 7,45} = 3,20 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

donc les armatures verticales suffisent

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (Fe E 24)}$$

$$\rho_a = \text{Max} \left[\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right] \text{ (pas de reprise de bétonnage)}$$

On utilisera un cadre $\varnothing 8$ $A_t = 1 \text{ cm}^2$
espacement

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 7,45 \times 2255}{3776,77} = 23 \text{ cm}$$

l'espacement admissible est $\bar{t} = \text{max} \left\{ \begin{array}{l} E_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 37,6 \text{ cm} \\ E_2 = 0,2 \cdot h = 9 \text{ cm} \end{array} \right.$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \times 45 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,31 \text{ cm}^2 \quad : \text{verifié}$$

Verification à l'effort tranchant (aux appuis) .

$$T + \frac{M}{z} = 3777,76 - \frac{76480}{7,45} = 1835 \text{ Kg} \Rightarrow A \geq \frac{1835}{2800} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Largeur minimale d'appui

$$c) \frac{2 T}{h \bar{\sigma}_b'} = \frac{2 \times 3777,76}{45 \cdot 68,85} = 2,44 \text{ cm}$$

Poutre palière
 Section 50 X 30 .
 portée : 2,7 m .

Charges permanentes

- Poids propre	0,50 X 0,30 X 2500 =	375 Kg/ml
- $\frac{1}{2}$ palier	$\frac{1,20}{2} X 2500 X 0,12 =$	180 "
- revêtement		172 "
- effort tranchant paillasse		2049,24 "
- surcharge : S = 400 Kg / M ²		1,2 X 400 (1,2 + 0,5) =	816 "
			<hr/>
			q = 3592,24 Kg/ml.

Efforts

moments

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{3592,24 X 2,7^2}{8} = 3273,43 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{en travée : } M_t = 0,85 M_0 = 2782,4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{sur appui : } M_a = 0,30 M_0 = 982 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

efforts tranchants.

$$T = \frac{q l}{2} = 4849,5 \text{ Kg}$$

determination des armatures

en travée :

$$M_t = 2782,4 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; b = 50 \text{ Cm} ; h = 25$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 X 2782,4}{2800 X 50 X 25^2} = 0,04769$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 39,4 \\ \xi = 9,9081 \end{array} \right.$$

$$\sqrt{k} = \frac{\sqrt{\sigma_a \cdot 2800}}{k} = 7,1 \text{ pas d'aciers comprimés } \sigma_b < \sqrt{k}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{2782,4}{2800 X 9,9081 X 25} = 4,38 \text{ cm}^2$$

sur appui

$$M_a = 982 ; \mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 X 982}{2800 X 50 X 25^2} = 0,0168$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 72 \\ \xi = 9,9425 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{982}{2800 X 9,9425 X 25} = 1,48 \text{ cm}^2$$

armatures transversales

Contraintes de cisaillement max

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{4849,5}{50 \times \frac{7}{8} \cdot 25} = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{at} = \rho_a \cdot \tau_{en} \quad \text{avec} \quad \tau_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$
$$\rho_a = \max \left(\frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\tau_b}{9\tau_b} \right) \right)$$

on utilisera un cadre $\emptyset 8$
espacement

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \tau_{at}}{T} = 9,92 \text{ cm}$$

l'espacement admissible est $\bar{t} = \max \begin{cases} E_1 = h(1 - 0,3 \cdot b) = 21,37 \text{ cm} \\ E_2 = 0,2 \cdot h = 5,4 \end{cases}$

verification des contraintes .
en travée

$$M_t = 2782,4 \text{ Kg. m} ; A = 4,38 ; \tilde{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 9,350 \quad \begin{cases} k = 3,34 \\ \xi = 0,3081 \end{cases}$$

$$\tau_a = \frac{M}{A \cdot h} = \frac{278240}{4,35 \times 30,39 \times 2,5} = 2790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b'} = \frac{\tau_a}{k} = \frac{2790}{30,4} = 70,8$$

toutes les autres vérifications ont été faites .

Calcul du palier d'étage

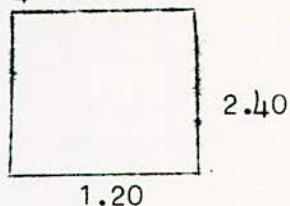
c'est une dalle supposée semi-encastree sur ses 4 cotés

dimensions :

$$l_x = 1,20 \text{ m}$$

$$l_y = 2,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{2,40} = 0,5 > 0,4 \quad :$$



la dalle travaille suivant les 2 sens

les moments developpés au Centre de la dalle ont pour expression : (cc BA 68)

pour une bande de 1m

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l^2_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Charges et surcharges

- poids propre0,12 X 2500 =	300 Kg / m ²
- revetement mortier	88 "
carrelage	88 "
- surcharges : S = 400 Kg / m ²1,2 X 400 =	480 "
		<hr/>
		q = 956 Kg / m ²

determination des efforts :

$$- \rho = 0,5 \rightarrow \mu_x = 0,0973 ; \mu_y = 0,328 ;$$

$$M_x = 0,0973 \cdot 956 \cdot 1,2^2 = 134 \text{ Kg. m / ml}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,328 \cdot 134 = 44 \text{ Kg. m / ml}$$

moment flechissant en travée et aux appuis .

suivant x :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 134 = 114 \text{ Kg. m}$$

$$M_{ax} = 0,30 M_x = 0,30 \cdot 134 = 40,2 \text{ Kg. m}$$

suivant y :

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 44 = 37,4 \text{ Kg. m}$$

$$M_{ay} = 0,30 M_y = 0,30 \cdot 44 = 13,2 \text{ Kg. m}$$

efforts. tranchant

au milieu de l_y :

$$T = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_x + l_y} = \frac{956 \cdot 1,2 \cdot 2,40}{2 \cdot 1,2 + 2,4} = 765 \text{ Kg}$$

au milieu de l_x :

$$T = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{3 \cdot l_y} = \frac{956 \cdot 1,2 \cdot 2,4}{3 \cdot 2,4} = 382,4 \text{ Kg}$$

calcul du ferrailage .

. suivant x :

- en travée : M = 114 Kg. m ; b = 100 ; h = 10 ;

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 11400}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0061$$

$$\begin{cases} k = 126 \\ \xi = 0,9645 \end{cases}$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{126} = 22,22 < \sigma_{b'}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi b} = \frac{11400}{2800 \times 0,9645 \times 10} = 0,42 \text{ Cm}^2$$

. Sur appui M = 40,2 Kg. m

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 4020}{2800 \times 100 \times 10} = 0,0021$$

$$\begin{cases} k = 220 \\ \xi = 9787 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{4020}{2800 \times 0,9787 \times 10} = 0,14 \text{ Cm}^2$$

suitant y .

- travée : M = 37,4 Kg. m

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 3740}{2800 \times 0,9796 \times 10^2} = 0,0020$$

$$\begin{cases} k = 230 \\ \xi = 0,9797 \end{cases}$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{230} = 12,17$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{3740}{2800 \times 0,9796 \times 10} = 0,14 \text{ Cm}^2$$

sur appui : M = 13,2 Kg. m

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1320}{2700 \times 100 \times 10^2} = 0,007$$

$$\begin{cases} k = 400 \\ \xi = 0,9880 \end{cases}$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{400} = 7$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{1320}{2800 \times 0,988 \times 10} = 0,05 \text{ Cm}^2$$

Les sections d'armatures trouvées étant faibles, on prendra la section imposée par la condition de non fragilité .

condition de non fragilité .

suitant l_x :

$$A \geq 0,69. b. h \sqrt{\sigma_b} \quad (1 - f/2)$$

$$A \geq 0,69. 100 \times 10 \cdot \frac{5,9}{4200} \quad (1 - \frac{0,5}{2}) = 0,73 \text{ cm}^2$$

suivant l_y :

$$A \geq 0,69 \times b \cdot h \frac{\sqrt{f_{en}}}{b} \left(1 + \frac{0,5}{4} \right) =$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{0,5}{4} \right) = 1,04 \text{ cm}^2$$

verification de fleche (cc BA 68. Art. 61.22)

$$\cdot \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_x} \Rightarrow h_0 > \frac{1,2 \cdot 0,85}{20} = 0,051 \quad \text{verifiée}$$

$$\cdot \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sqrt{f_{en}}} \Rightarrow \frac{20}{4200} = 0,00476 \quad : \text{verifiée}$$

verification à l'effort tranchant .

$$-\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{8 T_{max}}{76 h}$$

$$\tau_b = \frac{8 \times 765}{100 \times 7 \times 10} = 0,874 < \bar{\tau}_b = 1,15 \sqrt{f_{en}} = 6,78 \text{ Kg / Cm}^2 .$$

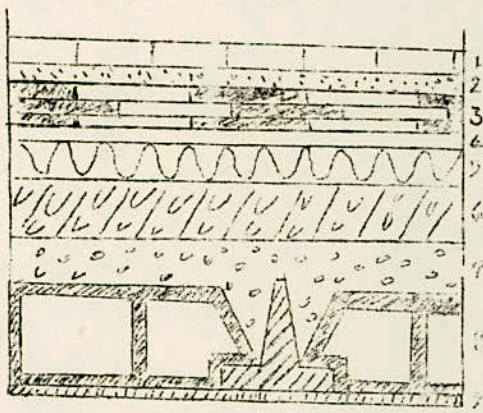
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

Prédimensionnement du hourdis :

La hauteur du hourdis est déterminée suivant une des trois conditions de la limitation des flèches : $h_t \geq l/22,5 = (410+40)/22,5 = 16,44\text{cm}$ (l: la longueur entre mu d'appuis)
 les règlements CTC préconisent une table de compression supérieure ou égale à 6cm
 soit un hourdis de $(20+6) = h_t = 26\text{ cm}$

1) Charges et surcharges

Plancher terrasse



<u>Isolation</u>	<u>Kg/n²</u>
- revêtement granito (2cm)	60
- enduit de ciment	30
- multicouche	10
- chape de protection (2 cm)	40
- isolation phonique et thermique (3 cm) ..	12
- forme de pente (pouzzolane) (5cm)	12
	<hr/>
	= 207 Kg/n ²

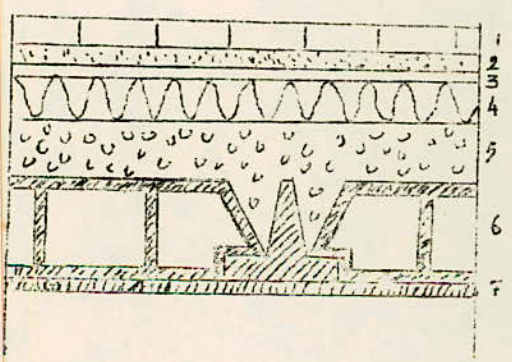
Dalle plancher

- Hourdis + table de compression (20+6) ..	323
- enduit de plâtre	21
	<hr/>
	= 344

Surcharges d'exploitation

Terrasse accessible P = 175
 soit G = 207 + 344 = 551 Kg/n²
 d'où la sollicitation totale pondérée du 1^{er}
 genre S = G + 1,2P = 761 kg/n²

Plancher courant



	<u>Kg/n²</u>
- revêtement granito (2cm)	60
- enduit de ciment (1cm)	20
- chape de mortier (1cm)	20
- isolation phonique et thermique (.2.cm) ..	8
- hourdis + table de compression (20+6) ..	277
- enduit de plâtre (1,5cm)	21
- cloisons	75
	<hr/>
	= 481 Kg/n ²

Surcharges d'exploitation P = 175
 d'où la sollicitation totale pondérée du 1^{er}
 genre S = G + 1,2p = 481 + 1,2.175 = 691Kg/n²

La charge par (ml) revenant à chaque poutrelle :

$q = 761 \cdot 0,65 \text{ Kg/n}^2 \cdot$

POUTRELLES

Des poutrelles sont préfabriquées sur chantier
elles seront calculées sous les sollicitations du 1er genre :
 $G + 1,2 P$.

Schema de Calcul

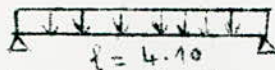
le calcul des poutrelles se fera en 2 étapes
1er étape : avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée elle supportera son poids propre, l'hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le hourdis

2ème étape: Calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre reposant sur plusieurs appuis.

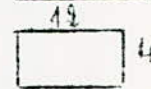
Les charges et surcharges supportées étant définies précédemment.

1er etape

. Schema statique



Section



Poids propre de la poutrelle :	$0,12 \times 0,04 \times 2500$	12
Corps creux	$0,65 \times 130$	84,5
Surcharge	$1,2 \times 100$	120
		<hr/>
		216,5 kg/ml.

. Moment max en travée : $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 216,5 \times \frac{4,1^2}{8} = 454,92 \text{ kg m}$

. Effort tranchant max $T = \frac{q \cdot l}{2} = 216,5 \times \frac{4,1}{2} = 443,82 \text{ kg}$

Determination des armatures

On utilisera la methode de P CHARON .
enrobage $d = 2 \text{ cm}$

$$K = \frac{14 M_0}{\sigma_a h^2} = \frac{15 \times 45492}{2800 \times 12 \times 2^2} = 5,07 \rightarrow K = 1$$

$K = 5,07 > 20,4$: donc les armatures comprimées sont nécessaires.

Vu que la section est trop petite, il est impossible de placer en même temps des armatures comprimées et tendues pour cela on prévoit un échaffaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant coulage de la table de compression.

.../...

2^{ème} Etape

Schema Statique

Poutrelle à 2 travées :



Poutrelle à 4 travées :



Section



Calcul de la largeur de la table de compression (CCBA 68 art 233)

L : distance entre nus interieur des poutrelles = $65 - 12 = 53$ cm

l : portée de la poutrelle = 410 cm

L_0 : distance entre points de moments nuls

$$M_t = q l_0^2 / 8 \rightarrow l_0 = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}}$$

La plus petite valeur de M_t dans les différentes travées

est : $M_t = 0,705 M_0 = 0,705 \times 494,65 \times 4,1^2$

$$l_0 = \sqrt{\frac{8 \times 733,78}{494,65}} = 3,44 \rightarrow l_0 = 344 \text{ cm}$$

$$b - \frac{b_0}{2} \leq L/2 = 53/2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$'' \leq 2/4l = \frac{410}{4} = 102,5 \text{ cm}$$

$$'' \leq 2/3 l_0 = \frac{2}{3} \cdot 344 = 229,3 \text{ cm}$$

donc on prendra : $10 + 51 h_c = (36 \pm 48) \text{ cm}$

$$b - b_0/2 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants .

- La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable
- La somme des surcharges pesantes variables (sans pondération) est inférieure à 2 fois la somme des charges permanentes .

.../...

- Les éléments solidaires ont une même section constante dans leurs différentes travées
- Les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contigües sont compris entre 0,8 et 1,25

Les conditions précédentes étant réunies, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire applicable aux planchers à surcharge modérée (CCBA 68 art. 55).

moment isostatique (de la travée indépendante)

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{494,65 \times 4,1^2}{8} = 1039,4 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

évaluation des moments dans les poutrelles.

poutrelle à 2 travées :

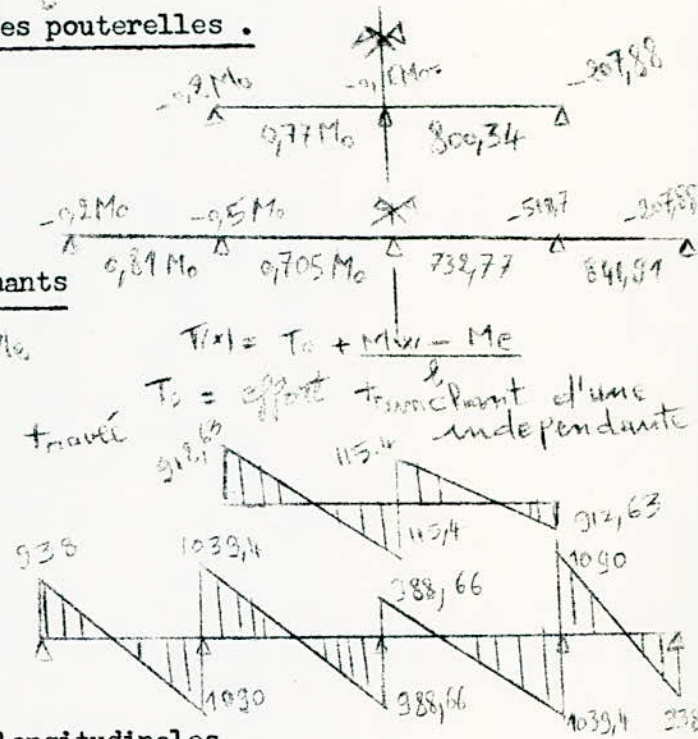
Poutrelle à 4 travées :

évaluation des efforts tranchants



Poutrelle à 2 travées :

poutrelle à 4 travées :



détermination des armatures longitudinales

- (méthode de B. CHARON)

armature en travée.

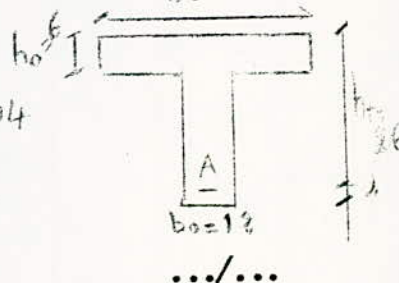
On considère la travée dont le moment est le plus grand : $b =$

$$M_t = 0,81 M_0 = 841,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{m M}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \cdot 841,91}{2800 \cdot 65 \cdot 24^2} = 0,01204$$

$$\mu = 87 ; \epsilon = 0,9510 ; \alpha = 0,1471$$

32



$$\sigma'_b = \frac{\bar{F}_a}{F} = \frac{2800}{87} = 32,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$y = \alpha h = 0,1471 \cdot 24 = 3,5 < h_{02} = 6 \text{ cm}$$

donc l'axe neutre tombe dans la table de compression

l'Etude sera faite pour une section rectangulaire

$$b \times h_t = 65 \times 26.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{F}_a E h} = \frac{841,91}{2800 \times 0,9510 \times 24} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

On adoptera : 2 T12 = 2,26 cm².

armatures aux appuis

on fera le calcul en considérant le moment sur appui le plus défavorable

soit $M_a = 0,6 M_0 = 623,64 \text{ kg.m}$; section rectangulaire $b_0 \times h_t = 12 \times 26$

avec $d = 2 \text{ cm}$

$$M = \frac{15 M}{\bar{F}_a b h^2} = \frac{15 \times 62364}{2800 \times 12 \times 24^2} = 0,1483 \quad \begin{matrix} k = 39 \\ \varepsilon = 0,9074 \end{matrix}$$

$$\sigma'_a = \frac{\bar{F}_a}{k} = \frac{2800}{39} = 71,8 < \bar{\sigma}'_a$$

$$A = \frac{M}{\bar{F}_a \varepsilon h} = \frac{62364}{2800 \times 0,9074 \times 24} = 1,102 \text{ cm}^2$$

on adoptera donc 1 T12 = (1,13 cm²)

verification des contraintes en travée :

$$A = 2,20 \text{ cm}^2 \quad \omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{220}{12 \times 24} = 0,783 \quad \begin{matrix} k = 24,30 \\ \varepsilon = 0,5728 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{841,91}{2,20 \times 0,5728 \times 24} = 1775,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a;$$

$$\sigma'_a = \sigma_a / k = 73,2 \text{ kg/cm}^2.$$

sur appui

$$A = 1,13 ; \quad \omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{113}{12 \times 24} = 0,393 \rightarrow \begin{matrix} k = 37 \\ \varepsilon = 0,9038 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{62364}{1,13 \times 0,9038 \times 24} = 2544,3$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 68,76 < \bar{\sigma}'_b$$

condition de non fragilité (CCBA 68 art. 52) .

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_s}{\sigma_b}$$

• en travée :

$$A \geq \frac{0,69 \times 65 \times 11 \times 5,9}{4300} = 1,51 \text{ : vérifié}$$

• sur appui :

$$A \geq \frac{0,69 \times 12 \times 14 \times 5,9}{4300} = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ : vérifié}$$

vérification de la fleche (CCBA 68 art. 58.4)

dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées la justification des fleches est inutile .

$$h_f \geq \frac{M_k}{15 M_0} \quad h_f \geq \frac{1}{20 E} \cdot \frac{A}{b_0 h} \quad \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{cm}}$$

On étudiera le cas de la travée la plus défavorable .

$$h_f \geq \frac{2 M_k}{15 M_0} = \frac{2 \times 10 \times 0,81}{15} = 23,11 \text{ cm : vérifié}$$

$$h_f \geq \frac{2}{20 E} = \frac{170}{245} = 13,22 \quad //$$

$$A \leq \frac{36 \cdot b_0 \cdot h}{\sigma_{cm}} = 3,47 \text{ cm}^2 \text{ : vérifié}$$

Conclusion : pas de justification de flèche .

verification à la fissuration

σ_1, σ_2 sont déterminés à partir des tableaux de P. CHARON

connaissant les données ci-dessous :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{F_f} = \frac{2,26}{12 \times 4} = 0,047$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad ; \quad \eta = 1,6 \quad ; \quad \bar{\sigma}_b$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible .}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \times 1,6 \times 2703 = 6487 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,265 \times 2043 = 2584,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 6487 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{01} = 2000$$

Condition de non entrainement (aux appuis) (CCBA 68 art 29)

Contrainte d'adhérence admissible :

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

On calculera $\bar{\tau}_d$ pour l'effort tranchant maximum

$$T_{max} = 1115,4 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{u p Z}$$

avec $\rho = \text{perimetre d'une barre}$
 $Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 24 = 21 \text{ cm}$

$$\text{d'où } \bar{\tau}_d = \frac{1115,4}{\pi \times 1,2 \times 21} = 14,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- armatures inférieures : $A \bar{V}_d \geq T + \frac{M}{Z}$

	$-0,2 M_0$	$-0,4 M_0$	$-0,5 M_0$	$-0,6 M_0$
M (kg m)	-207,88	-415,76	-519,7	-623,64
T _{max} (kg)	938,6	988,6	1039,4	1115,4
A	< 0	< 0	< 0	< 0

Longueur d'Appui

$$c \geq \frac{2 T_{max}}{b_0 \bar{\tau}_d} \Rightarrow c \geq \frac{2 \times 1115,4}{12 \times 68,5} = 2,7 \text{ cm}$$

On prendra $c = 3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ (Largeur de la poutre).

Ancrage des armatures (appuis de rive) (CCBA 68 art. 30).

Contrainte d'adhérence admissible :

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{V}_b \quad (\text{zone d'ancrage normale}).$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit .:

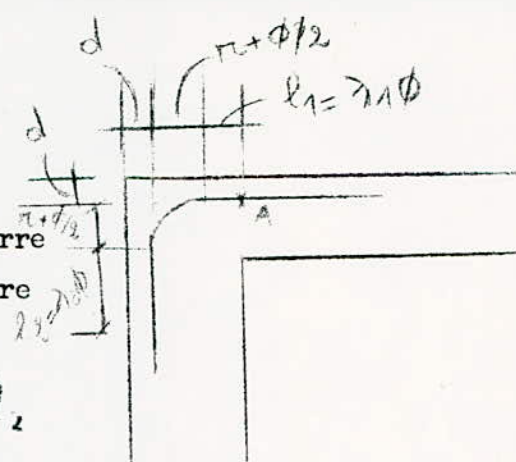
$$l_d = \frac{\bar{V}_d}{4 \bar{\tau}_d} \cdot \phi = \frac{2500}{4 \times 16,6} \cdot \phi = 42,10 \phi$$

soit $l_d = 43 \phi$

pour les appuis de rive on a : $AT12 \Rightarrow l_d = 51,6 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

le scellement ne pouvant donc pas être réalisé en barres droites, on réalisera un ancrage par retour d'équerre .

la relation qui existe entre l_1 et l_2 pour que l'ancrage a retour d'equerre puisse assurer le scelement d'une barre de diametre ϕ au point A est :



$$\frac{\sigma_0}{4 \tau_{ad}} = l_1 + 2,21 \frac{l_2}{\phi} + 1,89 l_2$$

avec $l_d = \frac{\sigma_0}{4 \tau_{ad}} \cdot \phi$ on aura :

avec $l_d = l_1 \phi + 2,21 l_2 + 1,89 l_2 \phi$

$$l_1 = \lambda \cdot \phi = 30 - \frac{l_2}{\phi} - d$$

$$\lambda = 5,5 \phi$$

$$l_d = 43 \phi$$

la Condition sera alors :

$$\lambda_2 \phi = l_2 \geq \frac{36 \phi - 28}{1,85} \quad \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_2 > 8,04 \text{ cm}$$

en pratique on aura : $l_2 = 7 \phi = 8,4 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales .

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum .

Contrainte de cisaillement max .

$$\tau_{tb} = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{1115,4}{12 \times \frac{3}{8} \times 24} = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

on verifie que : $\tau_{tb} \leq 3,5 \bar{\tau}_b$ $\bar{\tau}_b' = 68,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b' < \bar{\tau}_b$

on choisit des cadres verticaux de $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$) $\bar{\tau}_b \leq 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\tau}_{at} = f_{at} \tau_{en} \text{ ; } f_{at} = \max \left[\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_{tb}}{9 \bar{\tau}_b} \right]$$

car la section ne comporte pas de reprise de betonage .

$$\left(1 - \frac{\tau_{tb}}{9 \bar{\tau}_b} \right) = 0,92 \rightarrow \bar{\tau}_{at} = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

.../...

écartement admissible .

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 4,8 \text{ cm} \\ t_2 = h (1 - 0,3 \frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{f_t}}) = 18,60 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $\bar{E} = 18,60 \text{ cm}$

Espacement des armatures transversales

le 1er espacement à l'appui sera calculé avec T_{\max}

$$T = \frac{A_t \cdot z \cdot \sqrt{f_c}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \times 21 \times 2208}{1115,4} = 23,3 \text{ cm}$$

On prendra $T = 16 \text{ cm}$

le 1er cours d'armature est à une distance $\frac{T}{2}$ de l'appui on conserve l'espacement $T = 16 \text{ cm}$ constant tout le long des poutrelles .

ferraillage de la dalle de compression (CCBA 68 art 58,2)

armatures perpendiculaires aux nervures

$$50 \text{ cm} < l_n = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 7,002 l_n \cdot \frac{2160}{\sqrt{f_c}} = \frac{43 l_n}{\sqrt{f_c}}$$

l_n en : écartement entre axes des nervures

$\sqrt{f_c}$ en = 5200 barres (treillis soudés avec $\phi \leq 6 \text{ mm}$) .

$$\text{d'où : } A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot 65}{5200} = 0,53 \text{ cm}^2$$

avec un écartement limite = 20 cm (5 P. m)

armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ cm}^2$$

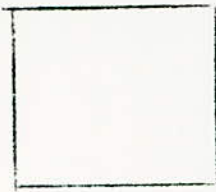
avec un écartement limite = 33 cm (3 P. m) .

ferraillage adapté pour la table de compression

- treillis soudés : T.S 5/5 200 X 200 = 0,98 cm² /ml

ce treillis est utile pour :

- Limiter les risques de fissuration par retrait
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- réaliser un effet de repartition entre nervures voisines .



$$3.80 = l_y$$

1.20 = l_x
niveau V ; IV



$$3.80 = l_y$$

0.80 = l_x
niveau III , II ;

panneau 1) = $\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{3.80} = 0,32 < 0,4$

panneau 2) = $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0,80}{3.80} = 0,21 < 0,4$

Les 2 panneaux seront considérés comme portant dans un seul sens c'est à dire suivant l_x

évaluation des charges et surcharges .

pois propre de la dalle : 2500 X 0,12 = 300 Kg / m² .
 revêtement : 183 "

G=483 Kg / m² ;

Surcharge : P=175 Kg / m² ;

d'où $q = G + 1,2 P = 483 + 1,2 X 175 = 693 \text{ Kg / m}^2$.

pour 1 bande de largeur 1m : $q = 693 \text{ Kg / ml}$

determination des efforts .

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 693 X 1,2^2 = 125 \text{ Kg m .}$

en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 X 125 = 100 \text{ Kg. m ;}$

sur appui : $M_a = 0,30 M_0 = 0,30 X 125 = 50 \text{ Kg. m ;}$

determination des armatures .

- en travée :

$$\mu = \frac{n M_t}{\sqrt{ab} h^2} = \frac{15 X 100 X 10^2}{2800 X 100 X 10^2} = 0,0053 \quad \begin{matrix} k = 136 \\ \epsilon = 0,9669 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M_t}{\sqrt{a} \epsilon h} = \frac{100 X 10^2}{2800 X 0,9669 X 10} = 0,37 \text{ Cm}^2 / \text{ml} .$$

- Sur appui .

$$M = \frac{n M_a}{\sqrt{a b h^2}} = \frac{15 \times 50 \times 10}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0026$$

$$\begin{cases} k = 109 \\ \epsilon = 0,0765 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\sqrt{a b h}} = \frac{50 \times 10}{2800 \times 0,9765 \times 10} = 0,18 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

Suivant ly : on disposera des armatures de repartition avec $A_y = \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1} \right) A_x$

Pourcentage minimal des armatures dans les pièces flechies

(cc BA 68 Art . 52) .

$$A_x \gg b \cdot h x \cdot \frac{\sqrt{1}}{2} (2 - p) \cdot \frac{\sqrt{1}}{\sqrt{a}} \left(\frac{h_0}{h x} \right)^2$$
$$A_x \gg 100 \times 10 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,32) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{12}{10} \right)^2 = 2,75 \text{ Cm}^2$$

$$A_y \gg b \cdot x h y \times 0,35 \times \sqrt{4} \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left(\frac{h_0}{h y} \right)^2$$
$$A_y \gg 100 \times 9,3 \times 0,35 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{12}{9,3} \right)^2 = 0,61 \text{ Cm}^2$$

Ferrailage adapté :

suivant lx : 6 T8 / ml ;

suivant ly : 4 T6 / ml ;

chapeaux : 6 T6 / ml ;

verification à l'effort tranchant .

$$T = q \frac{l_x}{2} = 693 \times \frac{1,2}{2} = 415,8 \text{ Kg / ml}$$

$$M = 50 \text{ Kg / ml}$$

$$T + \frac{M}{z} = 415,8 - \frac{5000}{\frac{7}{8} \times 10}$$

Conditions de fleches

$$1^a) \frac{h_0}{l_x} \gg \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t \times}{M_x} \quad h_0 \gg 1,2 \times \frac{0,85}{30} = 0,05 \quad (\text{verifiée})$$

$$2^a) \frac{A}{b \cdot h} \left\langle \frac{20}{\text{en}} \rightarrow \frac{3,01}{100 \times 10} = 3,01 \cdot 10^3 \left\langle \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^3$$

DAILLES REZ DE CHAUSSEE

Les panneaux de dalles du plancher rez de chaussée
reposeront directement sur le sol, ils ne seront
pas liés à la structure.

Ils ne seront armés forfaitièrement d'un treillis soudé
5T 8200x200 et reposeront sur une couche de béton de
propreté.

- ETUDE AU SEISME -

Effets du Seisme .

Le seisme de par ses secousses, engendre dans les constructions des actions atteignant parfois l'ordre de la gravité .

Les efforts qui en resultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale . On peut donc concevoir 2 composantes l'une verticale, l'autre horizontale caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique .

Pour le calcul des coefficient sismiques et de stabilité d'ensemble, il est permis de considérer que les charges soient ramenées au niveau des planchers .

Recommandations de conception générale des batiments (P.S 69) .

on essayera toujours pour des zones sujettes aux actions sismique de :

- . reduire autant que possible la hauteur des batiments ainsi que le rapport de cette hauteur à la largeur.
- . éviter les ensembles mal équilibrées en hauteur ou en inertie
- . " " elements mal liés à l'ossature .
- . prévoir, si possible, un sous sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol .
- . établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer au soulèvement dus au seisme .
- . Dans les poteaux, les recouvrement des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diametre de ces barres et réalisés sans crochets .

Calcul Sismique .

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques resultant de la consideration de systemes de forces fictifs, dont les effets sont ceusés équivaloir à ceux de l'action sismique .

systemes equivalents :

les systemes équivalents resultent de la combinaison

- . d'un système de forces élémentaires horizontales : (S_H)
- . " " " " Verticales : (S_v)
- . d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_t)

Calcul des sollicitations Sismiques

On determine tout d'abord les masses soumises à l'action Sismique pour chaque portique

Ces masses sont considérées concentrées au niveau des planchers .
determination des Coefficients sismiques .

l'intensité de la force horizontale agissant sur un éléments de construction donné dans la direction horizontale ox est :

W : poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action Sismique

Δ_x : est un Coefficient defini comme le produit de 4 facteurs

α : Coefficient d'intensité $(\Delta_x)_i = \alpha \cdot P \cdot \delta \cdot \bar{\delta}$

il dépend de l'intensité nominale i_n , pour laquelle est demandée la protection de la construction .

notre bâtiment est situé à : EL ASNAM (zone de forte sismité) on prend $\alpha = 1,8$

P_x : Coefficient de reponse .

il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de reference .

. il dépend de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la directions étudiée .

pour notre cas le contre ventement est assuré par une ossature en béton armé donc

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \quad \text{avec } \begin{cases} H : \text{Hauteur du bâtiment } H = 12,33 \\ L : \text{Longueur : (sens longitudinal) } L = 24,90 \text{ m} \\ l : \text{Largeur : (sens transversal) } l = 20,80 \text{ m} \end{cases}$$

. du degré d'amortissement de l'ouvrage

. accessoirement, de la nature du sol de fondation

le degré d'amortissement est pris comme étant moyen

$$B = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$$

avec $\begin{cases} \text{un minimum de } 0,065 \\ \text{un maximum de } 0,110 \end{cases}$

pour les ouvrages fondés sur une importante formation de sols meubles et 0,130 dans les autres cas .

$$0,065 \leq B \leq 0,130$$

α : Coefficient de distribution

il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte .
 pour les bâtiments d'habitations composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, peut s'exprimer en fonction du rang n du plancher compté à partir de base

Si l'on désigne par : n : nbre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang n est :

δ : Coefficient de fondation

$$\delta_n = \frac{3n}{2n+1}$$

le coefficient δ , indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage .

pour notre cas on a : terrain de consistance moyenne } $\delta = 1,15$
 mode de fondation : semelles superficielles }

valeurs des coefficients .

. $\alpha = 1,8$

. $\beta_x = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$

sens longitudinal : $T_L = \frac{0,09 \times 12,33}{24,90} = 0,222 \text{ s}$

Sens transversal : $T_T = \frac{0,09 \times 12,33}{20,80} = 0,243 \text{ s}$

$T_L = 0,222$

$\beta_L = 0,140$

on prendra $\beta = 0,130$

$T_T = 0,243$

$\beta_T = 0,136$

. $\delta_n = \frac{3}{2n+1}$

n	1	2	3	4
δ_n	0,33	0,66	1	1,33

. $\delta = 1,15$

valeur de α_x ; $\alpha_x = 1,8 \cdot 0,13 \cdot \delta_n \cdot 1,15 = 0,2691$

n	1	2	3	4
α_x	0,088	0,177	0,269	0,358

valeur de ∇_v : coefficient Sismique dans la direction verticale pour un élément donné de construction, le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égal :

$$\nabla = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \nabla_H$$

∇_H : le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les diverses directions horizontales et α : le coefficient d'intensité pour $\alpha < 1$; on peut prendre $\nabla_v = \pm \sqrt{\nabla_H}$

$$\nabla_v = \pm \frac{1}{\sqrt{1,8}} \cdot \nabla_H = \pm 0,745 \sqrt{\nabla_H}$$

n	1	2	3	4
∇_v	0,066	0,132	0,200	0,266

MASSES SOUMISES AUX EFFETS

DU SEISME

portique: 6-6

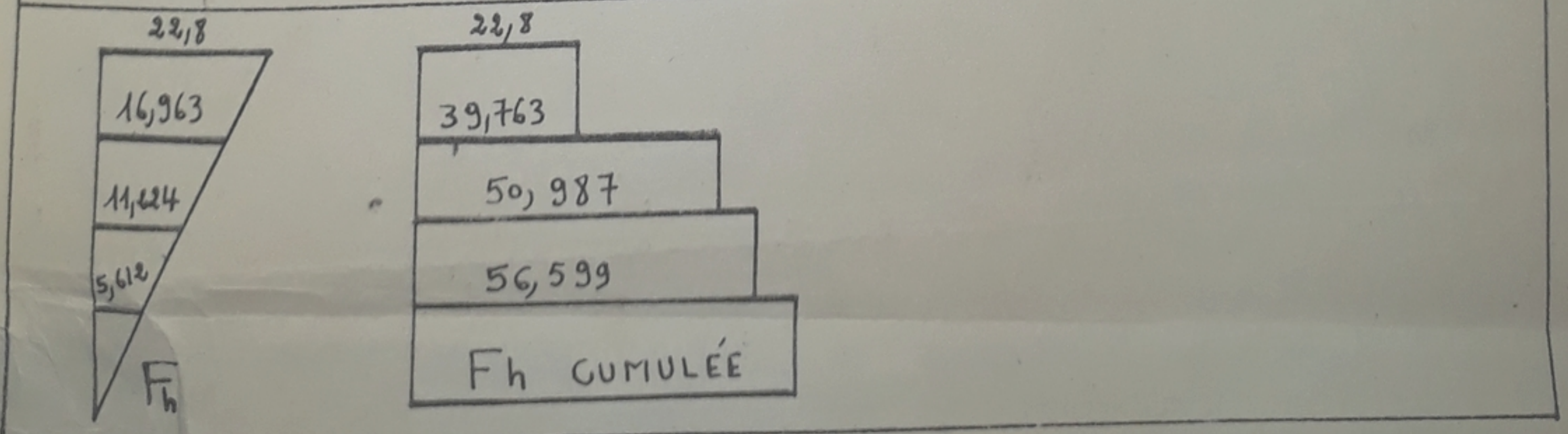
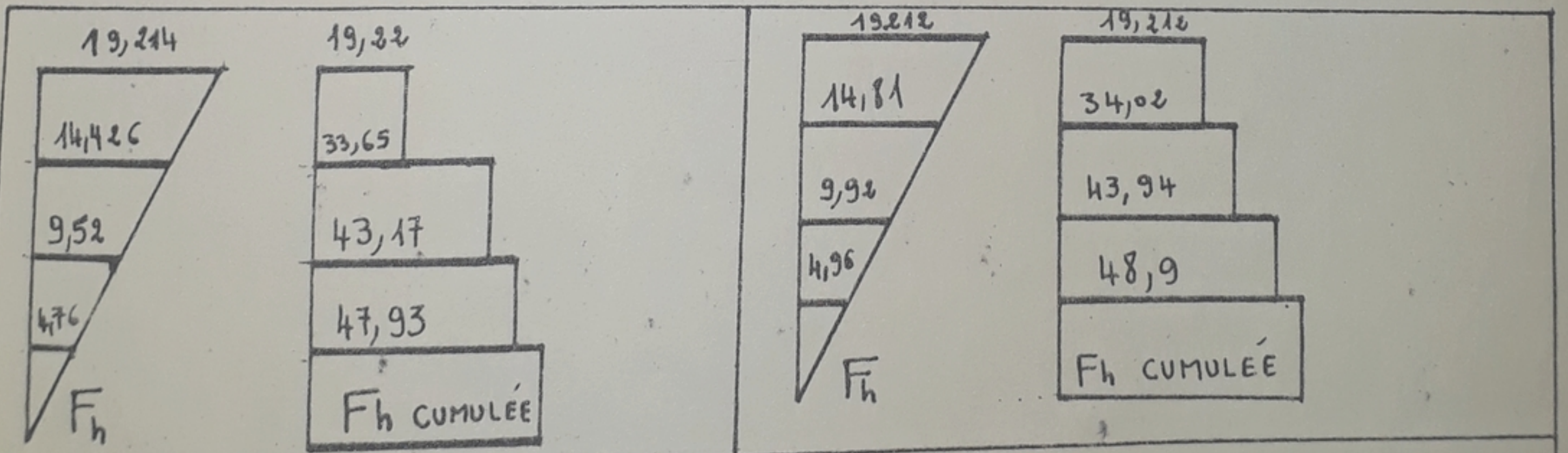
Niv ↓	Designation	Charge unité de de mesure	Charge totale	Surcharges (kg/m ²)	Surcharges totales (kg)
I	a Grotère	250	4100	175	9112
	Plancher terrasse	551	28690		
	Poutres long.	375	5700		
	Poutres transvers.	375	5700		
	1/2 poteaux	400	3000		
	1/2 Mur	240	4669		
	Σ		51861		
II-III-IV-V	Plancher courant	481	25045	175	9112
	Poutres long.	375	5700		
	Poutres transvers.	375	5700		
	2x 1/2 poteaux	400	6000		
	2x 1/2 mur	240	9339		
		Σ			

portique: C-C

	Designation	Charge unité de mesure	Charge totale	Surcharges	Surcharges totales
	A Grotère	250	3075	175	13510
	plancher terrasse	551	35803		
	Poutres long.	375	6787		
	Poutres transvers.	375	8325		
	1/2 poteaux	400	3584		
	1/2 murs	240	3409		
	Σ		60985		13510
	plancher courant	481	31225	175	13510
	poutres long.	375	6787		
	Poutres transvers.	375	8325		
	2x 1/2 poteaux	400	7168		
	2x 1/2 murs.	240	6819		
	Σ		60356		

FORCES SISMQUES HORIZONTALES

	NIVEAU	G (t)	P (t)	P/5 (t)	W = G + P/5 (t)	F _H = √x · W
PORTIQUE 6-6 ou B-B	V	51,861	9,115	1,823	53,684	19,214
	IV	51,785	9,115	1,823	53,608	14,426
	III	51,785	9,115	1,823	53,608	9,52
	II	51,785	9,115	1,823	53,608	4,76
PORTIQUE 3-3	V	51,861	9,115	1,823	53,682	19,212
	IV	53,113	9,595	1,919	55,032	14,81
	III	53,901	9,885	1,977	55,878	9,92
	II	53,901	9,885	1,977	55,878	4,96
PORTIQUE G-C	V	60,985	13,51	2,702	63,687	22,8
	IV	60,356	13,51	2,702	63,058	16,963
	III	60,356	13,51	2,702	63,058	11,224
	II	60,356	13,51	2,702	63,058	5,612



FORCES SISMQUES VERTICALES

	LONGUEUR	NIV.	\sqrt{v}	$W(t)$	$S_{iv} (t)$	$S_{iv} (t/ml)$
PORTIQUE 6-6 ou B.B	L = 16.8	V	0,2667	53,684	14,32	0,85
		IV	0,2006	53,608	10,75	0,64
		III	0,1324	53,608	7,08	0,42
		II	0,0662	53,608	3,55	0,21
PORTIQUE 3-3	L = 16.8	I	0,2667	53,682	14,32	0,85
		II	0,2006	55,032	11,04	0,66
		III	0,1324	55,878	7,40	0,44
		IV	0,0662	55,878	3,70	0,22
PORTIQUE C-C	L = 20.9	V	0,2667	63,687	16,985	0,813
		IV	0,2006	63,058	12,649	0,605
		III	0,1324	63,058	8,348	0,399
		II	0,0662	63,058	4,174	0,200

SOUS LES CHARGES HORIZONTALES
METHODE DE BOWMAN.

Hypotheses de calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des frottes porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au 1/5 de la raideur du poteau le plus raide on admet :

Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux ^{se répartissent entre les poteaux de} cette file proportionnellement aux moments d'inertie de ces poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 .

Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux points d'inflexion de ces poteaux .

Les points d'inflexions dans les poteaux, de hauteur h, se situent :

- au dernier niveau : à 0,65h de la partie supérieure du poteau .
- à l'avant dernier niveau à 0,60 h
- au niveau immédiatement au dessous à 0,55h
- à tous les niveaux suivant sauf au premier à 0,50 h
- au premier niveau à 0,60 h à partir de la base du poteaux .

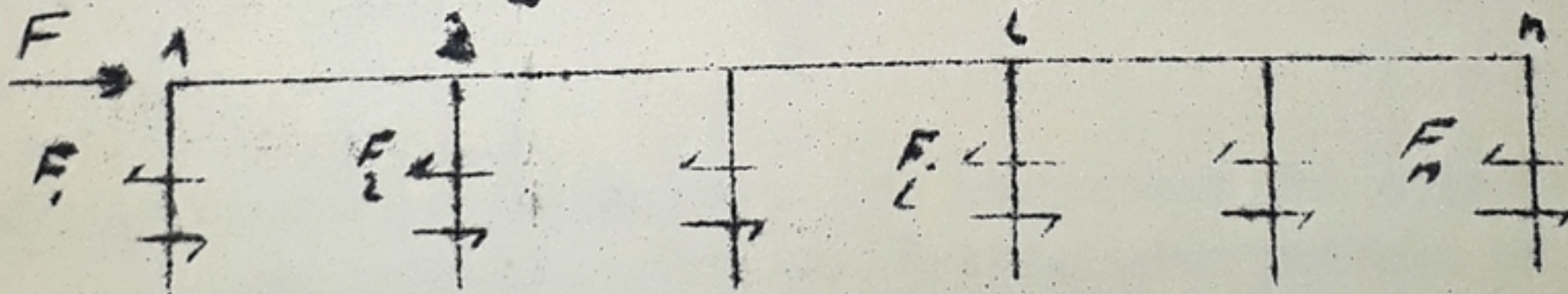
Répartition des forces horizontales par poteaux

. Poteaux intermediaires

. Poteaux de rive (i = 1 ou n)

$$F_i = \frac{I_i F}{(I_1 + I_n) 0,8 + \sum_2^{n-1} I_j}$$

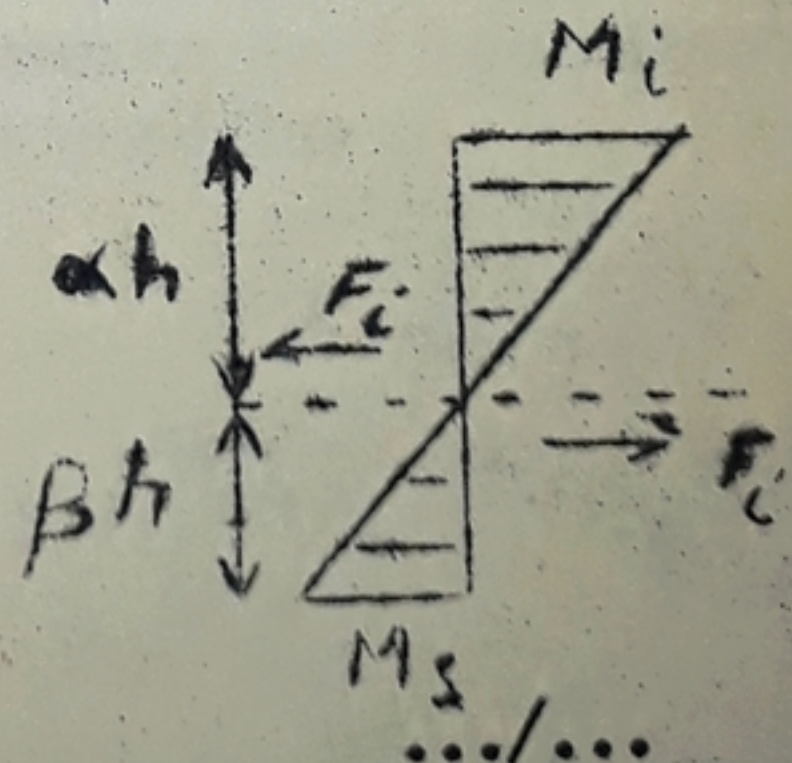
$$F_i = \frac{0,8 I_i F}{(I_1 + I_n) 0,8 + \sum_2^{n-1} I_j}$$



Moments dans les poteaux .

- . Moment en tête du poteau : $M_i = \alpha h F_i$
- . Moment à la base du poteau : $M_s = \beta h F_i$

α et β étant les Coefficients de BOWMAN définis précédemment et liés entre eux par la relation $\beta = 1 - \alpha$;



SOUS LES CHARGES HORIZONTALES
METHODE DE BOWMAN.

Hypotheses de calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des foutes porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au 1/5 de la raideur du poteau le plus raide on admet :

Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux ^{se répartissent entre les poteaux de} cette file proportionnellement aux moments d'inertie de ces poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 .

Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux points d'inflexion de ces poteaux .

Les points d'inflexions dans les poteaux, de hauteur h, se situent :

- au dernier niveau : à 0,65h de la partie supérieure du poteau .
- a l'avant dernier niveau à 0,60 h
- au niveau immédiatement au dessous à 0,55h
- à tous les niveaux suivant sauf au premier à 0,50 h
- au premier niveau à 0,60 h à partir de la base du poteaux .

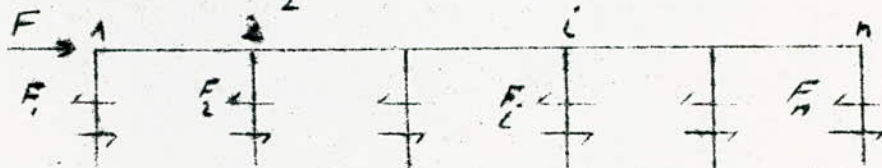
Répartition des forces horizontales par poteaux

. Poteaux intermediaires

$$F_i = \frac{I_i F}{(I_1 + I_n) 0,8 + \sum_2^{n-1} I_j}$$

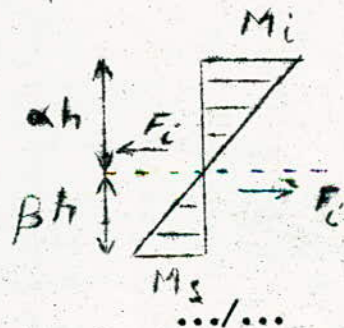
. Poteaux de rive (i = 1 ou n)

$$F_i = \frac{0,8 I_i F}{(I_1 + I_n) 0,8 + \sum_2^{n-1} I_j}$$



Moments dans les poteaux .

- . Moment en tête du poteau : $M_i = \alpha h F_i$
 - . Moment à la base du poteau : $M_s = \beta h F_i$
- α et β étant les Coefficients de BOWMAN définis précédemment et liés entre eux par la relation $\beta = 1 - \alpha$;



Moments dans les poutres .

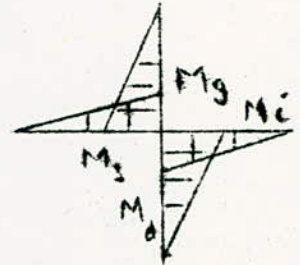
si au niveau (i) on prend noeud (j)

Mi : moment en tête du poteau inférieur

Ms : " à la base du poteau supérieur

Mg : " de la travée de gauche .

Md : " " " " " droite .



travée de gauche et de droite

Ig et Id : sont respectivement les moments d'inertie de la l_g et l_d leurs longueurs libres .

On peut calculer les moments dans les travées aboutissant à un noeud en fonction des moments des poteaux supérieurs et inférieurs correspondant à ce noeud .

. Pour un noeud intermédiaire .

$$- M_g = (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$- M_d = (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

. Pour un noeud de rive

Mg ou Md = (Ms + Mi) car Kd ou Kd est nul .

$$\text{avec } K_g = \frac{I_g}{l_g} \text{ et } K_d = \frac{I_d}{l_d}$$

Remarque : dans le cas de portiques comportant des consoles, l'effet de ces consoles n'est pas à considérer puisque on calcule ces portiques sous les charges horizontales donc les moments Mg ou Md seront nuls au niveau des consoles .

Efforts tranchants dans les poutres .

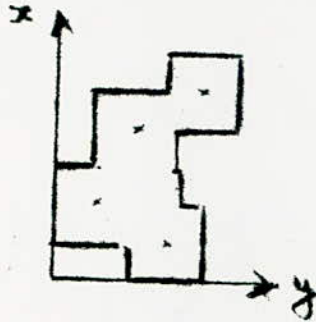
moments sous Sih .



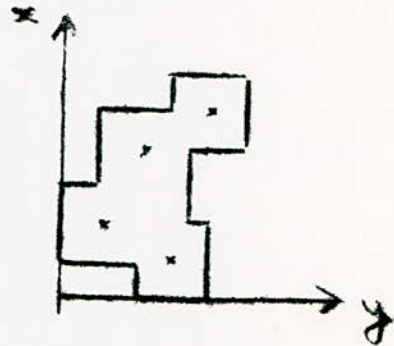
$$\text{Sous } (S_{IH}) \quad T = \pm \frac{M_g + M_d}{l}$$

ETUDE A LA TORSION

DESCRIPTION DU BATIMENT :



Terrasse et 3^{em} Etage



2^e , 1^{er} et R.D.C

CHARGES ET SURCHARGES

S_1 : Surface de plancher (i)

S_1 : Plancher terrasse et 3^{eme} Etage :

$$S_1 = 4 \times (8,2)^2 + 1,55 \times 4,10 + 4,10 \times 6,25 = 300,94 \text{ m}^2$$

S_2 : Plancher 2^{er}, 1^{er} et R.D.C

$$S_2 = 4 \times (8,2)^2 + 2,15 \times 4,10 + 6,25 \times 4,10 = 303,40 \text{ m}^2$$

Plancher Terrasse :

. Charges permanentes :

$$551 \times 300,94 = 165,812 \text{ t}$$

. Surcharges :

$$175 \times 300,94 = 52,664 \text{ t}$$

Plancher 3^{eme} Etage :

. Charges permanentes :

$$481 \times 300,94 = 144,752 \text{ t}$$

. Surcharges :

$$175 \times 300,94 = 52,664 \text{ t}$$

Plancher 2eme et 1er Etage :

.Charges permanentes :

$$481 \times 303,40 = 145,935 \text{ t}$$

. Surcharges :

$$175 \times 303,40 = 53,095 \text{ t}$$

DETERMINATION DU CENTRE DE GRAVITE DES PLANCHERS .

a) Niveaux I, II, III

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{8,2 \times 8,2 \times (8,2 \times 2 + 8,2 + 4,1 + 8,2 + 4,1) + 4,1 \times 2,15 \times (8,2 + 4,1 + \frac{2,15}{2}) + 6,25 \times 4,1 \times (8,2 + \frac{6,25}{2})}{(8,2 + 8,2) \times 4 + 6,25 \times 4,1 + 2,15 \times 4,1} =$$

$$x_G = 10,43 \text{ m .}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{8,2 \times 8,2 \times (8,2 \times 2 + 4,1 + 8,2 \times 2 + 18,2 + 4,1) + 4,1 \times 2,15 \times (8,2 + 4,1 + \frac{4,1}{2}) + 6,25 \times 4,1 \times (8,2 + \frac{4,1}{2})}{303,4} =$$

$$Y_G = 12,186 \text{ m}$$

Niveau IV , V

$$X_G = \frac{[8,2 \times 8,2 \times (8,2 \times 2 + 18,2 + 4,1 + 8,2 + 4,1) + 4,1 \times 1,55 \times (8,2 + 4,1 + \frac{1,55}{2}) + 6,25 \times 4,1 \times (8,2 + \frac{6,25}{2})] + [8,2 \times 8,2 \times 4 + 6,25 \times 4,1 + 1,55 \times 4,1]}{2} =$$

$$X_G = \frac{3130,134}{300,94} = 10,401 \text{ m .}$$

$$Y_G = \frac{[8,2 \times 8,2 \times (8,2 \times 2 + 4,1 + 8,2 \times 2 + 8,2 + 4,1) + 4,1 \times 1,55 \times (8,2 + 4,1 + \frac{4,1}{2}) + 6,25 \times 4,1 \times (8,2 + \frac{4,1}{2})]}{2} = 300,94 =$$

$$Y_G = 12,168 \text{ m .}$$

CENTRE DE TORSION

Inertie des poteaux par rapport aux axes passant par leur c.d.g.

Remarque : Dans notre cas il est question de poteaux carrés.

donc les moments d'inertie à calculer par rapport aux deux Directions doivent être égaux .

$$\overset{xx}{I} (40 \times 40) = \overset{yy}{I} (40 \times 40) = \frac{0,4 \times 0,4^3}{12} = 2,134 \times 10^3 \text{ m}^4 = I$$

$$\overset{xx}{I} (30 \times 30) = \overset{yy}{I} (30 \times 30) = \frac{0,3 \times 0,3^3}{12} = 6,75 \times 10^4 \text{ m}^4 = 0,316 I$$

Suivant O_x :

$$x_T = \frac{\sum I x_i \cdot x_i}{\sum I x_i} = \left[\frac{(0,44)}{12} (5 \times 4,1 + 7 \times 8,2 + 7 \times 3 \times 4,1 + 6 \times 2 \times 8,2 + 3 \times (2 \times 8,2 + 4,1) + 2 \times 0,3 \times (1,50 + 3 \times 4,1)) + \frac{0,4^4 \times 31}{12} + \frac{0,3^4 \times 2}{12} \right] =$$

$$x_T = \frac{0,7096}{0,06748} = \underline{\underline{10,515 \text{ m}}}$$

$$y_T = \frac{\sum I y_i \cdot y_i}{\sum I y_i} = \left[\frac{(0,44)}{12} (3 \times 8,2 \times 3 + 5 \times (2 \times 8,2 + 4,1) + 5 \times (8,2 \times 2) + 4 \times (8,2 + 4,1) + (8,2 + 1,40) + 5 \times 8,2 + 5 \times 4,1) + \frac{(0,3^4)}{12} (8,2 + 4,00) + \frac{(8,2 + 1,40)}{12} \right] = \frac{0,822}{0,06748} = \underline{\underline{12,186 \text{ m}}}$$

$$\left[\frac{0,4^4 \times 31}{12} + \frac{0,3^4 \times 2}{12} \right]$$

Effet d'un couple de torsion unité d'une vertical par ant par T :

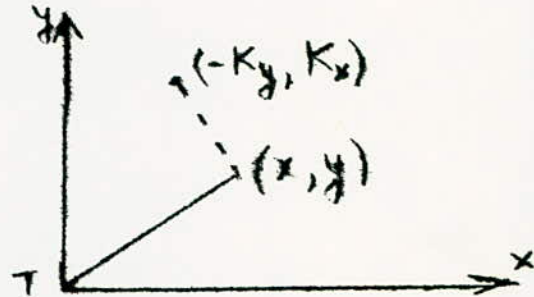
l'effet en question se traduit par une rotation du plancher autour de T.
Les poteaux sont alors sollicités à la flexion déviée .

Considérons la figure suivante ramenée aux axes $T_x // ox$ et $T_y // oy$

Le déplacement subit par la tête de poteau de coordonnées (x, y)

pour composantes $-Ky, Kx$

K : C_{te} de proportionnalité .



Si l'on désigne par :

I : Moment d'inertie du poteau de coordonnées $(x, y) / T_x$

i : Mom² " " " " $(x, y) / T_y$

Les actions horizontales correspondantes sont :

$-Kiy$ action suivant x

$+Kix$: action suivant y

Les moments par rapport au point T de ces actions sont : Kiy^2 et Kix^2

Moment total = 1 ;
$$K = \frac{1}{\sum Ix^2 + \sum i y^2}$$

SOLLICITATIONS DE TORSION :

$\eta = \frac{lx}{ly}$ si : $\eta = \frac{lx}{ly} > 2,5$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} lx : \text{Longueur du bâtiment .} \\ ly : \text{Largeur du bâtiment .} \end{array} \right.$
ou

Si dans le plan de contreventement le plus sollicité se trouve équilibrée une fraction θ des efforts horizontaux supérieurs à $2/3$.

Il convient de vérifier la stabilité de la structure en supposant que la résultante des forces horizontales agissant en chaque niveau dans la direction considérée se trouve écartée de sa position théorique d'une distance égale à :

$$e = \pm \frac{1}{20} (\lambda + \mu) (L + d) .$$

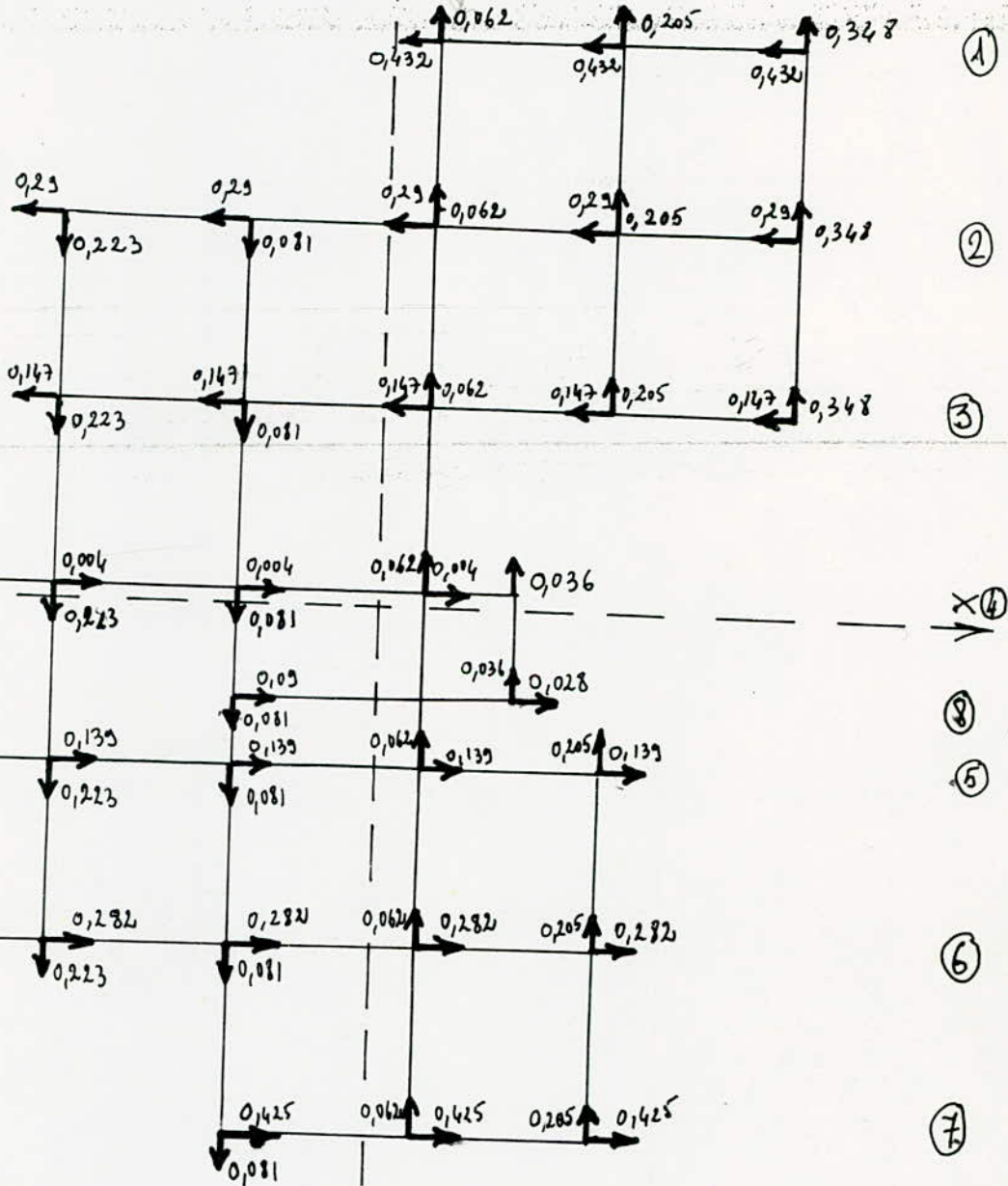
Poteaux	I_{x_i}	X_i	$I_{x_i} \cdot X_i$	$I_{x_i} \cdot X_i^2$
A-4	I	-10,515	-10,515I	110,565I
A-5	//	//	//	//
A-6	//	//	//	//
B-2	//	-6,415	-6,415I	41,582I
B-3	//	//	//	//
B-4	//	//	//	//
B-5	//	//	//	//
B-6	//	//	//	//
C-2	//	-2,315	-2,315I	5,359I
C-3	//	//	//	//
C-4	//	//	//	//
C-8	//	//	//	//
C-5	//	//	//	//
C-6	//	//	//	//
C-7	//	//	//	//
D-A	//	1,785	1,785I	3,186I
D-2	//	//	//	//
D-3	//	//	//	//
D-4	//	//	//	//
D-5	//	//	//	//
D-6	//	//	//	//
D-7	//	//	//	//
G-4	0,316I	3,285	1,038I	3,41I
G-8	//	//	//	//
E-1	I	5,885	5,885I	34,633I
E-2	//	//	//	//
E-3	//	//	//	//
E-5	//	//	//	//
E-6	//	//	//	//
E-7	//	//	//	//
F-1	//	9,985	9,985I	99,7I
F-2	//	//	//	//
F-3	//	//	//	//

Poutaux	I_y	y_c	$I_y y_c$	$I_y y_c^2$
1-F	I	12,414	12,414 I	154,107 I
1-E	"	"	"	"
1-D	"	"	"	"
2-F	"	8,314	8,314 I	69,182 I
2-E	"	"	"	"
2-D	"	"	"	"
2-C	"	"	"	"
2-B	"	"	"	"
3-F	"	4,214	4,214 I	17,757 I
3-E	"	"	"	"
3-D	"	"	"	"
3-C	"	"	"	"
3-B	"	"	"	"
4-G	0,316 I	0,014	0,04 I	619216 ³ I
4-B	I	0,114	0,114 I	1,299,15 ⁴ I
4-C	"	"	"	"
4-B	"	"	"	"
4-A	"	"	"	"
5-G	0,316 I	-2,536	-0,817 I	2,113 I
5-C	I	-2,536	-2,536 I	5,687 I
5-E	"	-2,986	-2,986 I	13,888 I
5-D	"	"	"	"
5-C	"	"	"	"
5-B	"	"	"	"
5-A	"	"	"	"
6-E	"	-8,086	-8,086 I	65,383 I
6-D	"	"	"	"
6-C	"	"	"	"
6-B	"	"	"	"
6-A	"	"	"	"
7-E	"	-12,186	-12,186 I	148,498 I
7-D	"	"	"	"
7-C	"	"	"	"

Poteaux	A-4	A-5	A-6	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	C-2	C-3	C-4	C-8	C-5
F _x	0,004	0,139	0,282	-0,29	-0,147	0,004	0,139	0,282	-0,29	-0,147	0,004	0,09	0,139
F _y	-0,366	0,139	0,282	-0,223	-0,147	0,004	0,139	0,282	-0,081	-0,147	0,004	0,09	0,139
Poteaux	C-6	C-7	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	G-4	G-8	E-1	E-2
F _x	0,282	0,425	-0,132	-0,29	-0,147	-0,132	-0,29	-0,147	0,004	0,139	0,282	0,425	0
F _y	0,282	0,425	0,348	-0,29	-0,147	0,062	0,062	-0,147	0,004	0,139	0,282	0,425	0,036
Poteaux	E-3	E-5	E-6	E-7	F-1	F-2	F-3						
F _x	0,028	-0,132	-0,29	-0,147	0,139	0,282	0,425						
F _y	0,036	0,205	-0,29	-0,147	0,139	0,282	0,425						

(A) (B) (C) (D) (E) (F)

y ↑



Résultats de l'étude sismique: F_H [en t]

NIV ↓	Pontiques							
	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	E-E	C-C	D-D
V	9,132	19,214	19,212	17,803	17,256	12,183	22,80	30,81
IV	7,46	14,426	14,81	12,911	12,658	9,04	16,96	22,30
III	4,92	9,52	9,92	7,840	8,376	5,97	11,22	14,757
II	2,46	4,76	4,96	3,92	4,188	2,98	5,61	7,378

niveau	F_H suivant ox	F_H suivant oy
V	112,352	110,96
IV	85,11	84,15
III	56,23	55,02
II	28,11	27,51

NIV ↓	Couples de forces dues à la torsion	
	suivant ox	suivant oy
V	$112,352 \times 0,012 = 1,348$	$110,96 \times 0,114 = 12,65$
IV	$85,11 \times 0,012 = 1,02$	$84,15 \times 0,114 = 9,60$
III	0	$55,02 \times 0,085 = 4,67$
II	0	$27,51 \times 0,085 = 2,34$

d : l de levier de la résultante théorique / Centre de torsion de la Structure .

L : Dimension du bâtiment en plan h à la direction étudiée.

$$\lambda = 0 \text{ si : } \eta \leq 2,5 \text{ et } \lambda = \eta - 2,5 \text{ avec } \lambda_{\max} = 1 \text{ dans les autres cas}$$

$$\mu = 0 \text{ si : } \theta \leq \frac{2}{3} \text{ et } \mu = 6 \left(\frac{\theta - 2}{3} \right) \text{ Si } \theta > \frac{2}{3}$$

Sens de x :

$$\eta = \frac{I_x}{I_y} = \frac{24,9}{20,8} = 1,197 < 2,5 \text{ pas de torsion accidentelle ; } \lambda = 0$$

Dans notre cas le contreventement est assuré par une ossature en R.A.

$$\theta < \frac{2}{3} ; \mu = 0 \quad (\text{P. 569. P. 104}) .$$

Par conséquent : $e = 0$

On considère l'excentricité :

. Niveau I, II, III

$$e_y = Y_t - Y_G = 12,186 - 12,186 = \underline{\underline{0m}}$$

. Niveau IV, V

$$e_y = Y_t - Y_G = 12,86 - 12,168 = \underline{\underline{0,012 m}}$$

Sens de Y :

$\eta < 2,5$ pas de torsion accidentelle $\lambda = \mu = 0$.

l'excentricité à considérer est :

. Niveau I, II, III

$$e_x = x_t - x_g = 10,515 - 10,43 = \underline{\underline{0,085 m}}$$

. Niveau IV, V

$$e_x = x_t - x_g = 10,515 - 10,401 = \underline{\underline{0,114 m}}$$

Portique	Niveau	Forces additives liées à la torsion (suivant x)	Portique	Niveau	Forces additives liées à la torsion (suivant y)
portique A-1	V	$1,348 \times (3 \times 0,432) = 1,747$	portique A-A	V	$12,65 \times (3 \times 0,366) = 13,890$
	IV	$1,02 \times (3 \times 0,432) = 1,322$		IV	$9,60 \times (3 \times 0,366) = 10,541$
	III, II	0		III	$4,67 \times (3 \times 0,366) = 5,122$
portique 2-2	V	$1,348 \times (5 \times 0,29) = 1,955$	portique A-B	II	$2,34 \times (3 \times 0,366) = 2,569$
	IV	$1,02 \times (5 \times 0,29) = 1,479$		V	$12,65 \times (5 \times 0,223) = 14,105$
	III, II	0		IV	$9,60 \times (5 \times 0,223) = 10,704$
portique 3-3	V	$1,348 \times (5 \times 0,147) = 0,991$	portique B-B	III	$4,67 \times (5 \times 0,223) = 5,207$
	IV	$1,02 \times (5 \times 0,147) = 0,749$		II	$2,34 \times (5 \times 0,223) = 2,609$
	III, II	0		V	$12,65 \times (7 \times 0,081) = 7,172$
portique 4-4	V	$1,348 \times (4 \times 0,004) = 0,0215$	portique C-C	IV	$9,60 \times (7 \times 0,081) = 5,443$
	IV	$1,02 \times (4 \times 0,004) = 0,0163$		III	$4,67 \times (7 \times 0,081) = 2,648$
	III, II	0		II	$2,34 \times (7 \times 0,081) = 1,327$
portique 5-5	V	$1,348 \times (5 \times 0,139) = 0,937$	portique D-D	V	$12,65 \times (7 \times 0,062) = 5,490$
	IV	$1,02 \times (5 \times 0,139) = 0,709$		II	$9,60 \times (7 \times 0,062) = 4,166$
	III, II	0		III	$4,67 \times (7 \times 0,062) = 2,028$
portique 6-6	V	$1,348 \times (5 \times 0,282) = 1,901$	portique E-E	II	$2,34 \times (7 \times 0,062) = 1,015$
	IV	$1,02 \times (5 \times 0,282) = 1,438$		V	$12,65 \times (3 \times 0,205) = 7,780$
	III, II	0		IV	$9,60 \times (3 \times 0,205) = 5,904$
			portique F-F	III	$4,67 \times (3 \times 0,205) = 2,872$
				II	$2,34 \times (3 \times 0,205) = 1,439$
				V	$12,65 \times (3 \times 0,348) = 13,206$
				IV	$9,60 \times (3 \times 0,348) = 10,022$
				III	$4,67 \times (3 \times 0,348) = 4,875$
				II	$2,34 \times (3 \times 0,348) = 2,443$

- DETERMINATION DES EFFORTS -

SOUS LES CHARGES VERTICALES
METHODE DE CAQUOT.

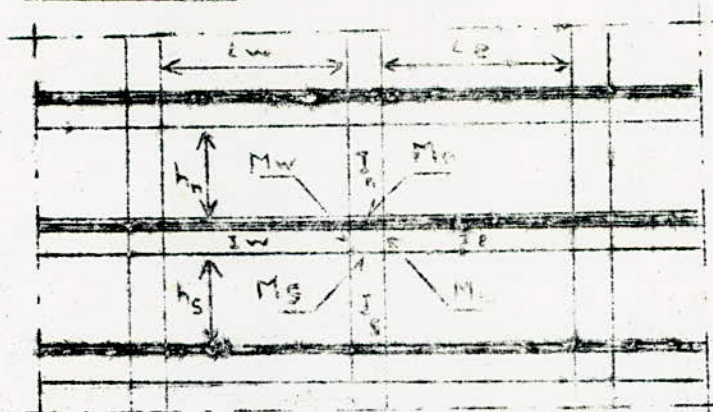
Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la methode de CAQUOT exposée en Annexe A du CCBA 68 .
Des portiques constituant l'ossature sont soumis :

- à leur poids propre
- au poids propre des planchers qu'ils supportent
- aux surcharges transmises par les planchers
- aux surcharges sismiques .

La methode de Caquot est parfaitement applicable dans notre cas puisqu'elle s'utilise pour des élément de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis .

EXPOSE DE LA METHODE DE CAQUOT .

NOTATIONS .



q_w = La charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche . (et q_e sur celle de droite) .

l'_w : La longueur de la travée fictive à gauche de l'appui considéré (et l'_e à droite de cet appui) :

l'_n : La hauteur fictive du poteau supérieur

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

h'_s : la hauteur fictive du poteau inférieur

h'_s : dans le cas exceptionnel où le poteau serait articulé à sa fondation

$0,8h_s$: dans les autres cas .

I_w, I_e, I_n, I_s designant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur, du poteau inférieur .

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

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

moments d'appui

Travées intermédiaires (art. A. 11.2.2. CCBA 68)

pour un noeud (i) d'une travée intermédiaire, les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont en valeur absolue :

$$l'_w = 0,8 l_w$$

$$l'_e = 0,8 l_e$$

Q_w = ~~une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche~~
à la distance a_w du nu de l'appui :

(Q_e, a_e pour la travée de droite) on pose :

$$M'_w = a_w \frac{l'_w}{8,5} Q_w$$

l'_w, k_w, Q_w et k_e sont donnés par l'échelle fonctionnelle (poutres à section constante) en fonction de $\frac{a_w}{l'_w}$ et $\frac{a_e}{l'_e}$

$$M'_e = a_e \frac{l'_e + l'_e k_e Q_e}{8,5}$$



$$M_{wi} = M'_{ei} \frac{K_{wi}}{D_i} + M'_{wi} \left(1 - \frac{K_{wi}}{D_i} \right)$$

$$M_{ei} = M'_{ei} \left(1 - \frac{K_{ej}}{D_i} \right) + M'_{wi} \frac{K_{wi}}{D_i}$$

$$M_{ai} = \frac{K_{ni}}{D_i} (M'_{ei} - M'_{wi})$$

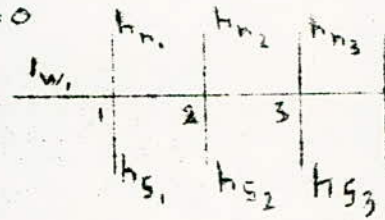
$$M_{si} = \frac{K_{si}}{D_i} (M'_{ei} - M'_{wi})$$

.../...

Travée de rive avec console (A.11.3.2 CCBA. 68)

(i) noeud de rive (1)

Le noeud de rive est étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules données en A.11.2.2 et en y substituant M_{w1} à M'_{w1} designant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui. 1



(ii) noeud voisin de rive (noeud. 2)

$$l'_{w2} = X_1 l_{w2} \quad X_1 = 0,8 \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

ensuite, dans les formules données en A 11.2.2 on remplace M'_{w1} par =

$$M'_{w2} = \frac{-1}{2,125} \frac{K_{e1}}{D_1} M_{w1} \text{ avec}$$

$$M'_{w2} = \left(\frac{q_w l'_{w2}}{8,5} \right) \text{noeud 2} + (l'_{w1} \cdot K_w Q_w) \text{noeud.2 et}$$

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

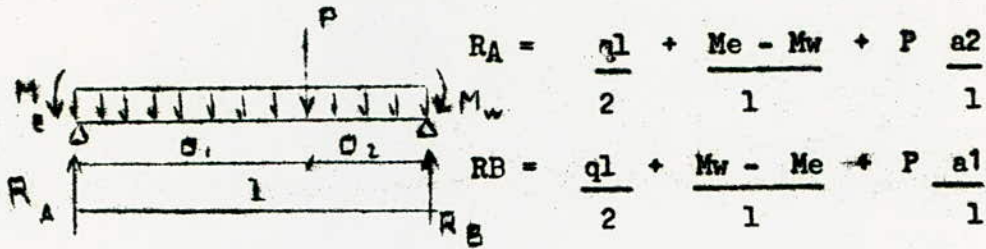
Remarques :

- Pour les noeuds des rives sans console on fait $M_{w1} = 0$ dans les formules precedentes
- Pour les traverses, les moments M_e et M_w , sont negatifs pour les poteaux la face tendue du tronçon superieur est du côté correspondant à plus grande des 2 valeurs absolues M'_e ou M'_w .

La face tendue du tronçon inferieur est du côté apposé efforts tranchants dans les poteaux efforts normaux dans les poutres .

.../...

Efforts tranchant dans les poutres



$$R_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} + P \frac{a}{l}$$

$$R_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} + P \frac{a}{l}$$

$$\cdot T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} + P \frac{a}{l}$$

$$\cdot T_d = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - P \frac{a}{l}$$

rq1 : dans le cas d'une console on calculera l'effort tranchant isostatique



$$T(n=1) = -P - ql$$

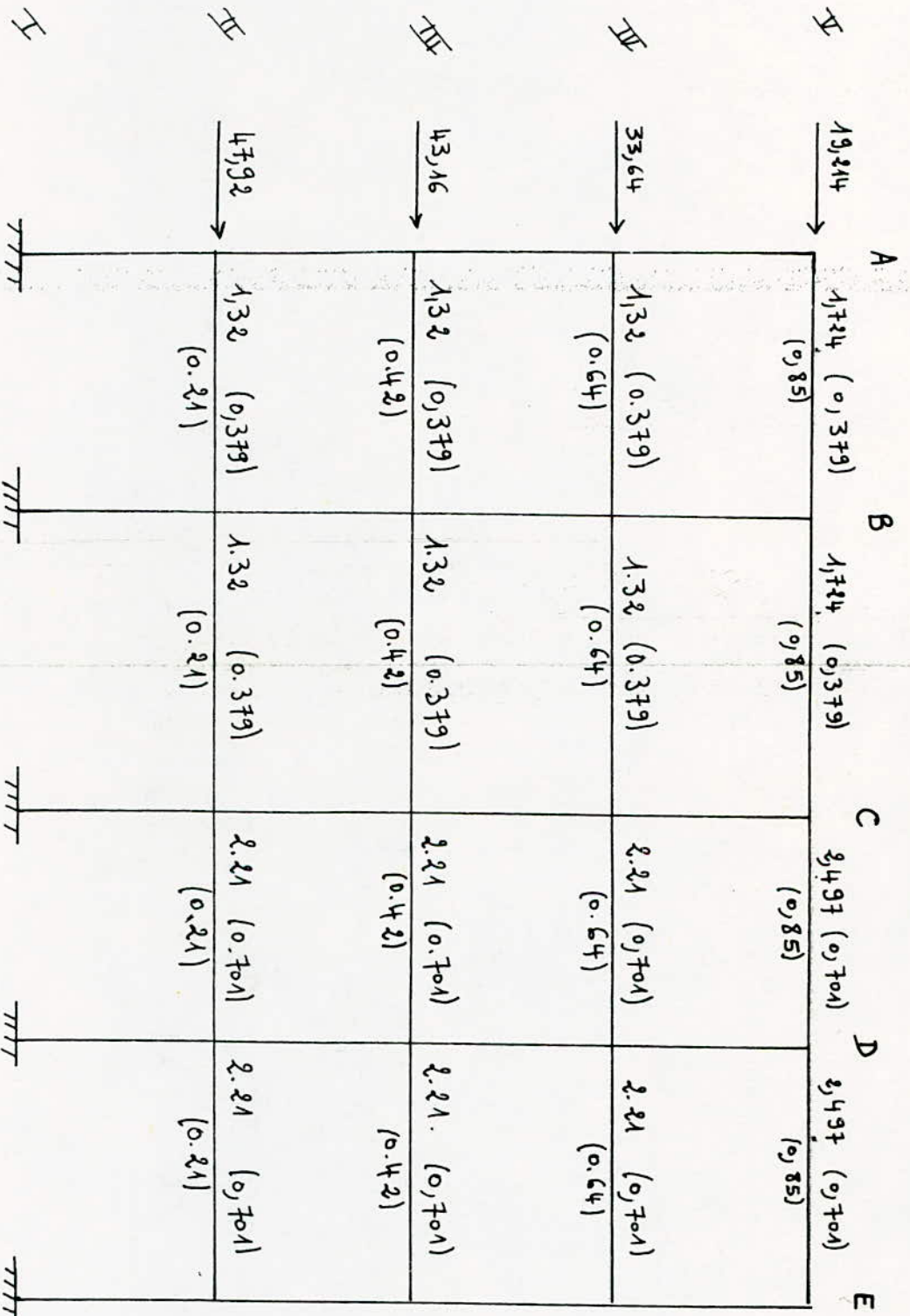
rq2 : Si on n'a pas de charges concentrées on fait $P = 0$ dans les formules précédentes .

rq3 : Efforts normaux dans les poteaux .

pour calculer l'effort normal en chaque noeud on additionne les valeur absolues de l'effort tranchant situé à gauche et à droite de ce noeud

$$N_1 = (|T_{g1}| + |T_{d1}|) \cdot$$

PORTIQUE 6-6



$$\frac{S_{IH}}{[t]} \rightarrow \frac{G (P)}{(S_{I,1})} [t/m^2]$$

moments pléochromants sous les charges verticales

	Niv	I						II						III						IV																					
		Neud																																							
G	Mw	1,98	2,04	2,78	1,30		1,36	1,58	2,28	1,50		1,36	1,60	2,28	1,52		1,36	1,60	2,28	1,52		1,36	1,60	2,28	1,52		1,36	1,60	2,28	1,52		1,36	1,60	2,28	1,52		1,36	1,60	2,28	1,52	
	Mc	0,893	1,88	2,31	2,87		0,89	1,36	2,04	2,28		0	0,22	0	0,71	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46
	Mm						0,42	0	0,22	0		0,71	0,46	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46	0	0,23	0	0,76	0,46
	Ms	0,893	0,103	0,268	0,15	0,13		0,47	0,34	0	0,79	0,46	0,33	0	0,76	0,46	0	0,33	0	0,76	0,46	0	0,33	0	0,76	0,46	0	0,33	0	0,76	0,46	0	0,33	0	0,76	0,46	0	0,33	0	0,76	0,46
P	Mw	0,44	0,50	0,77	0,36		0,40	0,48	0,72	0,47		0,40	0,47	0,72	0,48		0,40	0,47	0,72	0,48		0,40	0,47	0,72	0,48		0,40	0,47	0,72	0,48		0,40	0,47	0,72	0,48		0,40	0,47	0,72	0,48	
	Mc	0,20	0,42	0,62	0,81		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72		0,26	0,40	0,64	0,72	
	Mm						0,12	0	0,07	0		0,12	0,13	0	0,24	0,13	0	0,083	0	0,24	0,13	0	0,083	0	0,24	0,13	0	0,083	0	0,24	0,13	0	0,083	0	0,24	0,13	0	0,083	0	0,24	0,13
	Ms	0,20	0,02	0,12	0,04	0,36		0,14	0	0,08	0	0,25	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13	0,083	0	0,24	0,13
Stw	Mw	0,98	0,88	0,98	0,44		0,66	0,66	0,66	0,43		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	
	Mc	0,44	0,93	0,88	0,98		0,43	0,66	0,66	0,66		0,28	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	0,28		0,43	0,43	0,43	
	Mm						0,21	0	0	0		0,21	0,14	0	0,14	0	0	0	0,14	0,14	0	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14		
	Ms	0,44	0,05	0	0,05	0,44		0,23	0	0	0,23		0,14	0	0,14	0	0	0	0,14	0,14	0	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14	0	0,14	0,14		

Niveaux	Inertie totale des poteaux
I, IV, III, II, I.	$I = 0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5 = 981333,33 \text{ cm}^4$

Répartition des forces par poteau : [en t]

Poteaux	Files	A	B	C	D	E	α_h (m)	β_h (m)
I - IV		3,34	4,17	4,17	4,17	3,34	1,625	0,875
IV - III		5,85	7,3	7,3	7,3	5,85	1,5	1
III - II		7,51	9,36	9,36	9,36	7,51	1,375	1,125
II - I		8,34	10,40	10,40	10,40	8,34	1	1,5

Files	A	B	C	D	E	
l_g (cm)	/	370	370	370	370	
l_d (cm)	370	370	370	370	/	
K_g (cm ³)	/	844,6	844,6	844,6	844,6	
K_d (cm ³)	844,6	844,6	844,6	844,6	/	
I, IV;	α_g	0	0,5	0,5	0,5	1
III, II	α_d	1	0,5	0,5	0,5	0

$$K_g = \frac{I_g}{l_g} ; K_d = \frac{I_d}{l_d}$$

$$\alpha_g = \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$\alpha_d = \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

moments dans les poteaux sous ($\vec{S_{IH}}$) [en t.m]

↓ NIV	File →	A	B	C	D	E
V - IV	M _i	5,43	6,77	6,77	6,77	5,43
	M _s	2,92	3,65	3,65	3,65	2,92
IV - III	M _i	8,78	10,95	10,95	10,95	8,78
	M _s	5,85	7,3	7,3	7,3	5,85
III - II	M _i	10,34	12,87	12,87	12,87	10,34
	M _s	8,45	10,53	10,53	10,53	8,45
II - I	M _i	8,34	10,4	10,4	10,4	8,34
	M _s	12,51	15,6	15,6	15,6	12,51

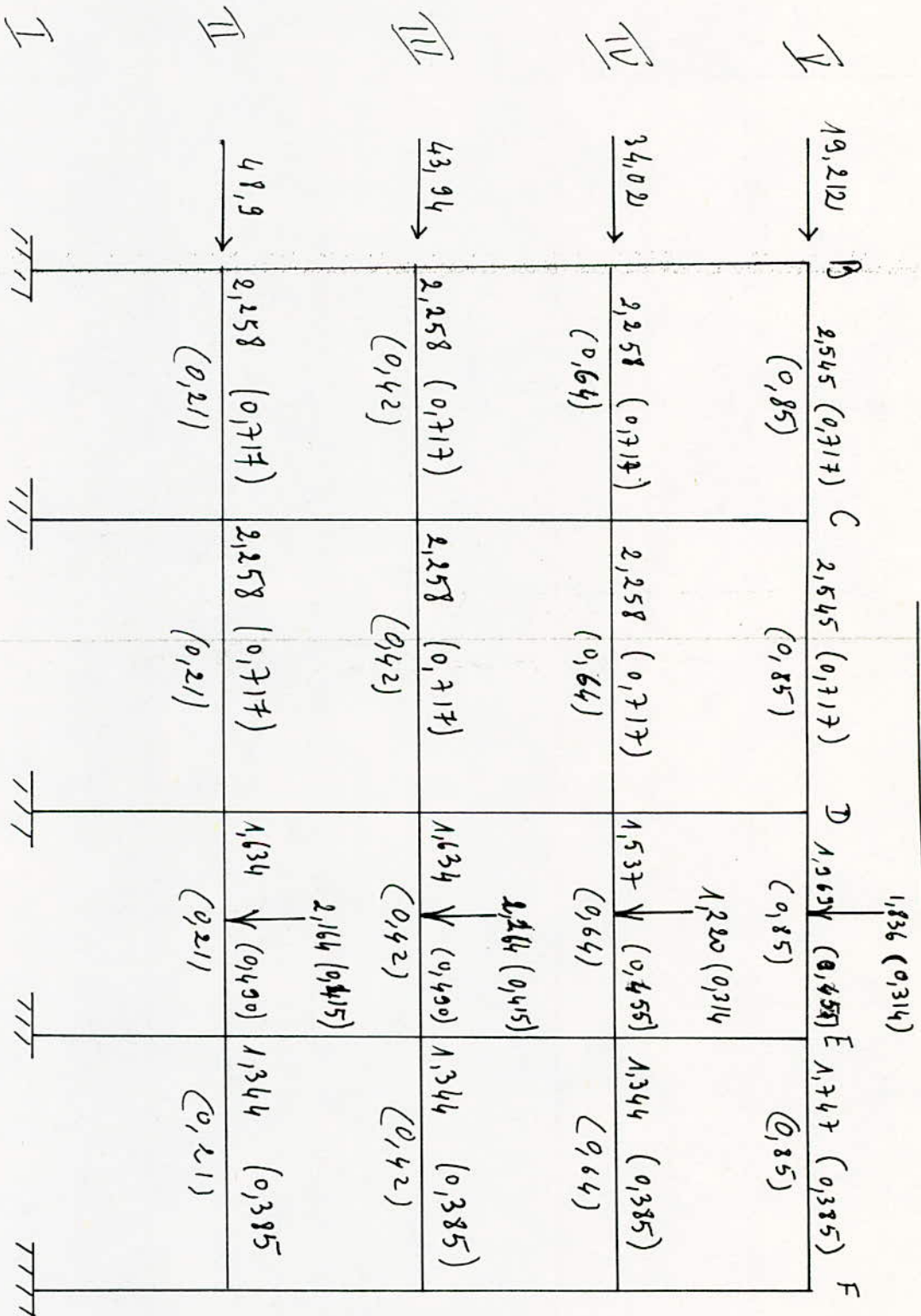
moments dans les poutres sous ($\vec{S_{IH}}$) [en t.m]

travée	A - B			B - C			C - D			D - E		
	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d
V	5,43	1,015	-3,4	3,4	0	-3,4	3,4	0	-3,4	3,4	-1,015	5,43
IV	11,7	2,2	-7,3	7,3	0	-7,3	7,3	0	-7,3	7,3	-2,2	11,7
III	16,17	3,04	-10,1	10,1	0	-10,1	10,1	0	-10,1	10,1	-3,04	16,17
II	16,8	3,15	-10,5	10,5	0	-10,5	10,5	0	-10,5	10,5	-3,15	16,8

Tableau récapitulatif des moments dans les poutres (en t.m)

Travée		A-B		B-C		C-D		D-E	
NIV.		Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md
V	G	0,89	-1,98	-1,88	-2,04	-2,31	-2,71	-2,87	-1,30
	P	-0,20	-0,44	0,48	-0,50	-0,66	-0,77	-0,81	0,36
	SI _v	0,44	0,98	0,93	0,88	0,88	0,93	0,98	-0,44
	SI _H	5,43	-3,4	3,4	-3,4	3,4	-3,4	3,4	-5,43
IV	G	0,89	-1,36	1,36	-1,58	-2,04	2,28	2,28	-1,50
	P	-0,26	-0,40	-0,40	0,48	0,64	0,78	0,78	0,47
	SI _v	-0,43	0,66	0,66	-0,66	0,66	0,66	0,66	-0,43
	SI _H	11,7	-7,3	7,3	-7,3	7,3	-7,3	7,3	-11,7
III	G	-0,91	-1,36	1,36	-1,60	-2,05	-2,28	-2,28	-1,52
	P	-0,26	0,40	0,40	-0,48	-0,64	-0,78	-0,78	0,43
	SI _v	0,28	0,43	-0,43	-0,43	-0,43	-0,43	-0,43	-0,28
	SI _H	16,17	-10,1	10,1	-10,1	10,1	-10,1	10,1	-16,17
II	G	-0,91	-1,36	-1,36	-1,60	-2,05	-2,28	-2,28	-1,52
	P	-0,26	-0,40	-0,40	-0,48	-0,64	-0,78	-0,78	-0,43
	SI _v	-0,14	-0,22	-0,22	-0,22	-0,22	-0,22	-0,22	-0,14
	SI _H	16,8	-10,05	10,05	-10,05	10,05	-10,05	10,05	-16,8
I	SI _H	12,51	-12,51	3,01	-3,01	12,51	-12,51	3,01	-12,51

PORTIQUE: 3-3



$$\begin{array}{c}
 \text{SI} \\
 \text{H} \\
 \leftarrow \\
 \hline
 \text{G} \quad \text{(P)} \\
 \text{(SIV)} \\
 \hline
 \text{[t/m}^2\text{]}
 \end{array}$$

Moments Flexionants pour les charges verticales.

NIV.	B	I						II						III						IV					
		C	D	E	F	B	C	D	E	F	B	C	D	E	F	B	C	D	E	F					
G	Normal	0	2,266	2,151	2,260	0,906	0	2,327	2,305	1,687	0,905	0	2,327	2,440	2,222	0,926	0	2,327	2,440	2,222	0,926				
	Me	1,319	2,774	2,880	2,179	0	1,528	2,327	2,458	1,485	0	1,556	2,327	2,668	1,662	0	1,556	2,327	2,668	1,662	0				
	Mw	0	0	0	0	0	0	0	-0,021	-0,095	-0,428	0,778	0	0,114	-0,280	-0,465	0,778	0	0,114	-0,280	-0,465				
	M5	1,319	-0,152	0,125	-0,084	-0,306	0,809	0	-0,024	-0,105	-0,481	0,778	0	0,114	-0,280	-0,465	0,778	0	0,114	-0,280	-0,465				
	Mw	0	0,825	0,306	0,502	0,200	0	0,740	0,714	0,490	0,264	0	0,740	0,734	0,595	0,266	0	0,740	0,734	0,595	0,266				
P	Me	0,372	0,782	0,671	0,482	0	0,485	0,740	0,663	0,429	0	0,494	0,740	0,722	0,463	0	0,494	0,740	0,722	0,463	0				
	Mw	0	0	0	0	0	0	-0,024	-0,025	-0,123	0,247	0	-0,086	-0,066	-0,133	0,247	0	-0,086	-0,066	-0,133					
	M5	0,372	-0,043	-0,035	-0,020	-0,200	0,257	0	-0,027	-0,032	-0,138	0,247	0	-0,086	-0,066	-0,133	0,247	0	-0,086	-0,066	-0,133				
	Mw	0	0,98	0,88	0,93	0,44	0	0,66	0,66	0,66	0,43	0	0,45	0,45	0,43	0,28	0	0,45	0,45	0,43	0,28				
	Me	0,440	0,93	0,88	0,98	0	0,43	0,66	0,66	0,66	0	0,28	0,43	0,43	0,43	0	0,44	0,22	0,22	0,22	0,14				
SIU	Mw	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,24	0	0	0	0,14	0,07	0	0	0	0,07					
	M5	0,440	0,05	0	0,05	0,44	0,23	0	0	0,23	0,14	0	0	0,14	0,07	0	0	0	0,07						

Moments dans les poteaux sous (\vec{S}_{IH}): [en t.m]

Niv _i	File _j	B	C	D	E	F
I-IV	M _i	5,43	6,77	6,77	6,77	5,43
	M _s	2,92	3,65	3,65	3,65	2,92
IV-III	M _i	8,78	10,95	10,95	10,95	8,78
	M _s	5,85	7,3	7,3	7,3	5,85
III-II	M _i	10,32	12,87	12,87	12,87	10,32
	M _s	8,45	10,53	10,53	10,53	8,45
II-I	M _i	8,34	10,4	10,4	10,4	8,34
	M _s	12,51	15,61	15,61	15,61	12,51

Moments dans les poutres sous (\vec{S}_{IH}): [en t.m]

Niv _i	B-C			C-D			D-E			E-F		
	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d
I	5,43	1,015	-3,4	3,4	0	-3,4	3,4	0	-3,4	3,4	-1,015	5,43
IV	11,7	2,2	-7,3	7,3	0	-7,3	7,3	0	-7,3	7,3	-2,2	11,7
III	16,17	3,04	-10,1	10,1	0	-10,1	10,1	0	-10,1	10,1	-3,04	16,17
II	16,8	3,15	-10,5	10,5	0	-10,5	10,5	0	-10,5	10,5	-3,15	16,8

Tableau récapitulatif des moments dans les poteaux : [en t.m]

Niv			B	C	D	E	F
II-IV	G	M _i	1,319	-0,152	0,129	-0,081	-0,306
		M _s	-0,719	0	0,021	0,093	0,428
	P	M _i	+0,372	-0,043	0,035	-0,020	-0,200
		M _s	-0,228	0	0,024	0,029	0,123
	S _{IV} ↓	M _i	+0,440	-0,05	0	-0,05	-0,44
		M _s	-0,210	0	0	0	0,21
S _{IH} →	M _i	5,43	6,77	6,77	6,77	5,43	
	M _s	2,92	3,65	3,65	3,65	2,92	
IV-III	G	M _i	0,809	0	-0,024	-0,105	-0,481
		M _s	-0,778	0	-0,114	0,280	0,463
	P	M _i	0,257	0	-0,027	-0,032	-0,138
		M _s	-0,247	0	-0,006	0,066	0,133
	S _{IV} ↓	M _i	0,23	0	0	0	-0,23
		M _s	-0,14	0	0	0	0,14
S _{IH} →	M _i	8,78	10,95	10,95	10,95	8,78	
	M _s	5,85	7,3	7,3	7,3	5,85	
III-II	G	M _i	0,778	0	0,114	-0,28	-0,463
		M _s	-0,778	0	-0,114	0,28	0,463
	P	M _i	0,247	0	0,006	-0,066	-0,133
		M _s	-0,247	0	-0,006	0,066	0,133
	S _{IV} ↓	M _i	0,14	0	0	0	-0,14
		M _s	-0,07	0	0	0	0,07
S _{IH} →	M _i	10,32	12,87	12,87	12,87	10,32	
	M _s	8,45	10,53	10,53	10,53	8,45	
II-I	G	M _i	0,778	0	0,114	-0,280	-0,463
		M _s					
	P	M _i	0,247	0	0,006	-0,066	-0,133
		M _s					
	S _{IV} ↓	M _i	0,07	0	0	0	-0,07
		M _s					
S _{IH} →	M _i	8,34	10,4	10,4	10,4	8,34	
	M _s	12,51	15,61	15,61	15,61	12,51	

Tableau récapitulatif des moments dans les poutres: en [t.m]

Travées →		B-C		C-D		D-E		E-F	
Niv ↓		Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md
I	G	-1,319	-2,926	-2,774	-2,754	-2,880	-2,260	-2,179	-0,906
	P	-0,372	-0,825	-0,782	-0,706	-0,671	-0,502	-0,482	-0,200
	S _{IV} ↓	-0,440	-0,980	-0,930	-0,880	-0,880	-0,930	-0,880	-0,440
	S _{III} →	5,430	-3,400	3,400	-3,400	3,400	-3,400	3,400	-5,430
II	G	-1,528	-2,327	-2,327	-2,303	-2,258	-1,687	-1,489	-0,909
	P	-0,486	-0,740	-0,740	-0,714	-0,663	-0,490	-0,429	-0,261
	S _{IV} ↓	-0,430	-0,660	-0,660	-0,660	-0,660	-0,660	-0,660	-0,430
	S _{III} →	11,700	-7,300	7,300	-7,300	7,300	-7,300	7,300	-11,700
III	G	-1,556	-2,327	-2,327	-2,440	-2,668	-2,222	-1,662	-0,926
	P	-0,494	-0,740	-0,740	-0,734	-0,722	-0,595	-0,463	-0,266
	S _{IV} ↓	-0,280	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,280
	S _{III} →	16,170	-10,100	10,100	-10,100	10,100	-10,100	10,100	-16,170
IV	G	-1,556	-2,327	-2,327	-2,440	-2,668	-2,222	-1,662	-0,926
	P	-0,494	-0,740	-0,740	-0,736	-0,722	-0,595	-0,463	-0,266
	S _{IV} ↓	-0,140	-0,220	-0,220	-0,220	-0,220	-0,220	-0,220	-0,140
	S _{III} →	16,800	-10,500	10,500	-10,500	10,500	-10,500	10,500	-16,800
V	S _{III} →	12,510	-12,510	3,010	-3,010	12,510	-12,510	3,010	-12,510

Tableau récapitulatif des efforts tranchants dans les poutres [en t]

Travée		B-C		C-D		D-E		E-F	
NIV		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G	4,274	-5,142	4,714	-4,702	5,101	-4,020	3,577	-2,889
	P	1,205	-1,443	1,347	-1,306	1,108	-0,889	0,788	-0,636
	SIv	1,420	-1,720	1,580	-1,55	1,55	-1,58	1,72	-1,42
	SIH	-2,380	-2,380	-1,84	-1,84	-1,84	-1,84	-2,38	-2,38
IV	G	3,961	-4,393	4,183	-4,171	3,855	-3,052	2,643	-2,329
	P	1,258	-1,396	1,334	-1,320	1,109	-0,888	0,757	-0,667
	SIv	1,12	-1,24	1,18	-1,18	1,18	-1,18	1,24	-1,12
	SIH	-5,14	-5,14	-3,95	-3,95	-3,95	-3,95	-5,14	-5,14
III	G	3,968	-4,385	4,146	-4,207	4,371	-3,837	2,685	-2,287
	P	1,261	-1,393	1,329	-1,325	1,176	-1,052	0,745	-0,659
	SIv	0,74	-0,82	0,78	-0,78	0,78	-0,78	0,82	-0,74
	SIH	-7,1	-7,1	-5,46	-5,46	-5,46	-5,46	-7,1	-7,1
II	G	3,968	-4,385	4,146	-4,207	4,371	-3,837	2,685	-2,287
	P	1,261	-1,393	1,329	-1,325	1,176	-1,052	0,745	-0,659
	SIv	0,37	-0,41	0,38	-0,38	0,38	-0,38	0,41	-0,37
	SIH	-7,38	-7,38	-5,67	-5,67	-5,67	-5,67	-7,38	-7,38
I	SIH	-6,76	-6,76	-1,63	-1,63	-6,76	-6,76	-4,2	-4,2

efforts tranchants sous SP1 : (G+1,2P) : [en t]

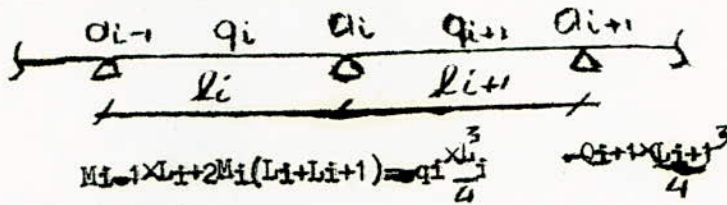
Travée →		B-C		C-D		D-E		E-F	
NIV	Comb.	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G+1,2P	5,72	-6,881	6,330	-6,263	6,431	-5,087	4,523	-3,652
IV	G+1,2P	5,471	-6,068	5,794	-5,755	5,186	-4,118	3,551	-3,129
III	G+1,2P	5,481	-6,057	5,741	-5,797	5,782	-5,099	3,603	-3,078
II	G+1,2P	5,481	-6,057	5,741	-5,797	5,782	-5,099	3,603	-3,078

POUTRES LONGITUDINALES

- sous les charges horizontales (Sh) : voir portiques transversaux.

- sous les verticales , les poutres longitudinales seront calculees comme des poutres continues simplement appuyees sur les poteaux , car les charges par unite de longueur des poutres sont tres faibles.

Pour le calcul des moments dans ces poutres on utilisera la methode des 3 moments.

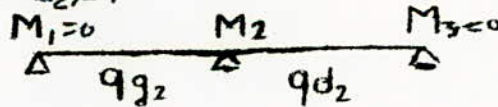


pour $L_i = L_{i+1}$

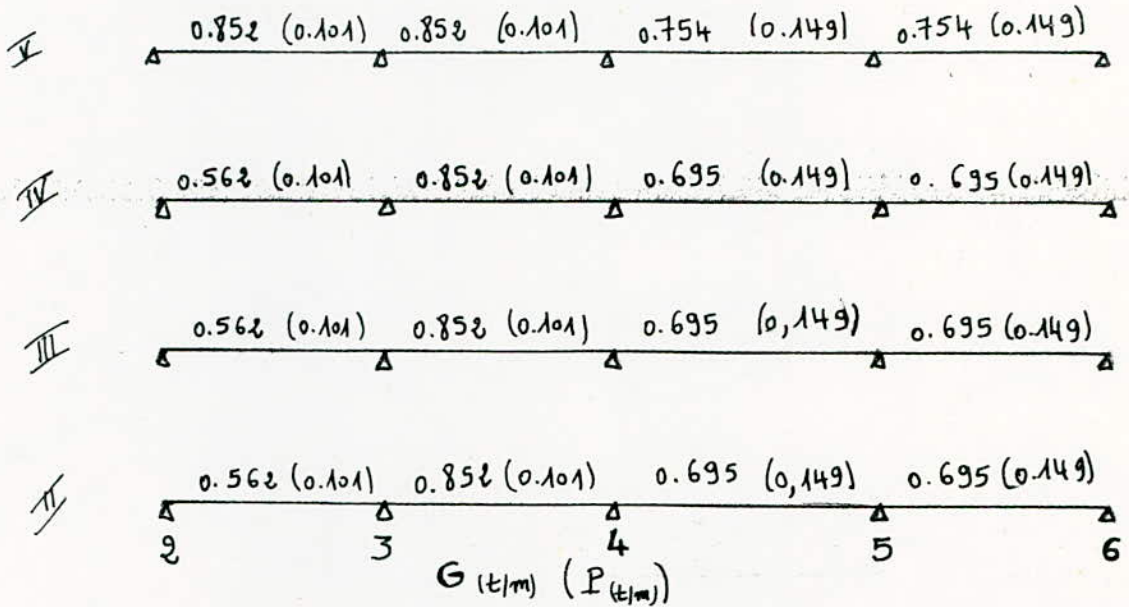
$$M_{i+1} + 4M_i + M_{i+1} = (q_i + q_{i+1})L^2/4.$$

POUTRE A 2 TRAVES: (avec $L_1 = L_2$)

$$M_2 = (q_{d2} + q_{g2})L^2/16$$



PORTIQUE B.B



Moments aux appuis des poutres sous G et P. [en t.m]

Travées		2-3		3-4		4-5		5-6	
NIV. ↓		Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md
I	G	0	-1,55	-1,55	-0,964	-0,964	-1,343	-1,343	0
	P	0	-0,175	-0,175	-0,149	-0,149	-0,275	-0,275	0
II	G	0	-0,992	-0,992	-0,755	-0,755	-1,271	-1,271	0
	P	0	-0,175	-0,175	-0,149	-0,149	-0,275	-0,275	0
III	G	0	-0,992	-0,992	-0,755	-0,755	-1,271	-1,271	0
	P	0	-0,175	-0,175	-0,149	-0,149	-0,275	-0,275	0
IV	G	0	-0,992	-0,992	-0,755	-0,755	-1,271	-1,271	0
	P	0	-0,175	-0,175	-0,149	-0,149	-0,275	-0,275	0

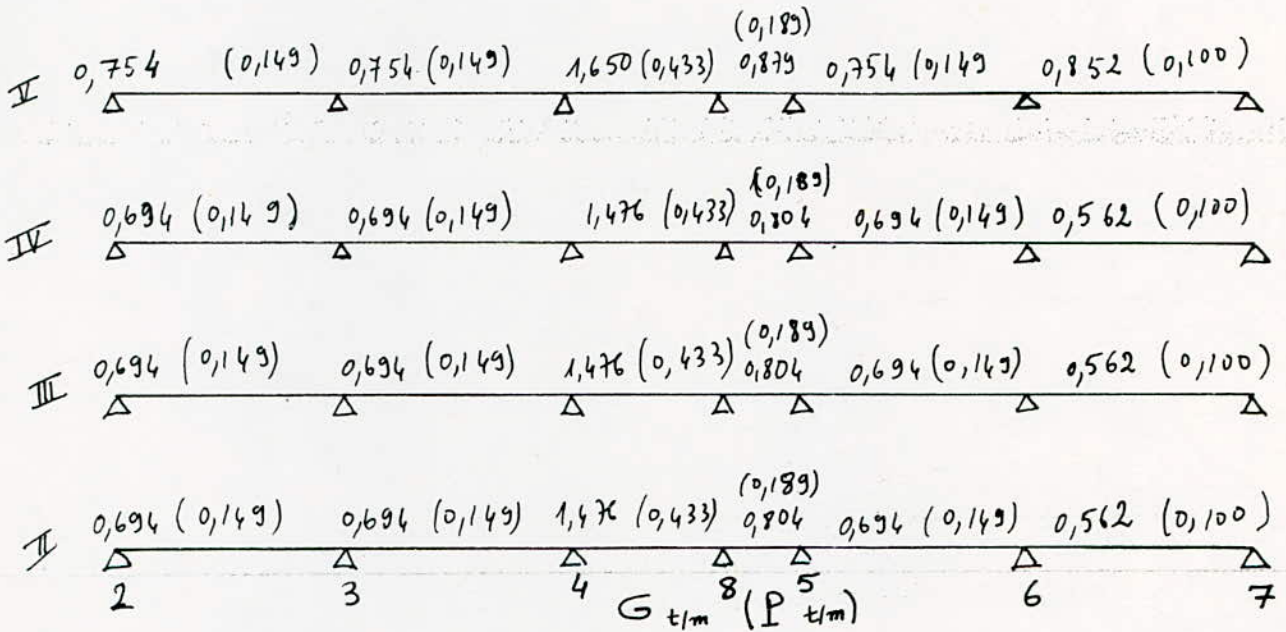
effort tranchant dans les poutres. [en t]

travées		2-3		3-4		4-5		5-6	
Niveau		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G	1,37	-2,12	1,89	-1,61	1,45	-1,65	1,87	-1,82
	P	0,16	-0,25	0,21	-0,20	0,27	-0,33	0,37	-0,24
	\vec{S}_{IH}	-2,38	-2,38	-1,84	-1,84	-1,84	-1,84	-2,38	-2,38
IV	G	0,91	-1,39	1,21	-1,09	0,29	-1,55	1,50	-1,35
	P	0,16	-0,25	0,21	-0,20	0,27	-0,33	0,37	-0,24
	\vec{S}_{IH}	-5,14	-5,14	-3,95	-3,95	-3,95	-3,95	-5,14	-5,14
III	G	0,91	-1,39	1,21	-1,09	0,29	-1,55	1,50	-1,35
	P	0,16	-0,25	0,21	-0,20	0,27	-0,33	0,37	-0,24
	\vec{S}_{IH}	7,10	7,10	-5,46	-5,46	-5,46	-5,46	-7,10	-7,10
II	G	0,91	-1,39	1,21	-1,09	0,29	-1,55	1,50	-1,35
	P	0,16	-0,25	0,21	-0,20	0,27	-0,33	0,37	-0,24
	\vec{S}_{IH}	-7,38	-7,38	-5,67	-5,67	-5,67	-5,67	-7,38	-7,38

effort tranchant sous (G + 1,2P) : [en t]

travées		2-3		3-4		4-5		5-6	
Niveau		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G+1,2P	1,56	2,42	2,14	1,85	1,77	2,04	2,31	1,51
IV	G+1,2P	1,10	1,69	1,46	1,33	1,61	1,95	1,94	1,64
III	G+1,2P	1,10	1,69	1,46	1,33	1,61	1,95	1,94	1,64
II	G+1,2P	1,10	1,69	1,46	1,33	1,61	1,95	1,94	1,64

PORTIQUE: C-C



moments aux appuis des poutres sous G et P en [t.m]

Travees		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7			
NIV		Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md		
V	G	0	-1,327	-1,327	-1,028	-1,028	-0,625	-0,625	-0,582	-0,512	-1,541	-1,541	0
	P	0	-0,256	-0,256	-0,225	-0,225	-0,217	-0,217	+0,091	+0,091	-0,827	-0,827	0
IV	G	0	-1,225	-1,225	-0,938	-0,938	-0,535	-0,535	-0,636	-0,636	-1,166	-1,166	0
	P	0	-0,256	-0,256	-0,225	-0,225	-0,217	-0,217	+0,091	+0,091	-0,827	-0,827	0
III	G	0	-1,225	-1,225	-0,938	-0,938	-0,535	-0,535	-0,636	-0,636	-1,166	-1,166	0
	P	0	-0,256	-0,256	-0,225	-0,225	-0,217	-0,217	+0,091	+0,091	-0,827	-0,827	0
II	G	0	-1,225	-1,225	-0,938	-0,938	-0,535	-0,535	-0,636	-0,636	-1,166	-1,166	0
	P	0	-0,256	-0,256	-0,225	-0,225	-0,217	-0,217	+0,091	+0,091	-0,827	-0,827	0

Repartition des forces sous S¹H par poteau [en t]

Files Poteaux	2	3	4	8	5	6	7	α_R	β_R
V - IV	2,759	3,466	3,466	3,466	3,466	3,466	2,759	1,625	0,875
IV - III	4,811	6,044	6,044	6,044	6,044	6,044	4,811	1,5	1
III - II	6,169	7,750	7,750	7,750	7,750	7,750	6,169	1,375	1,125
II - I	6,848	8,603	8,603	8,603	8,603	8,603	6,848	1	1,5

moments dans les poteaux : [en t.m]

Files Poteaux		2	3	4	8	5	6	7
V - IV	M _s	4,483	5,632	5,632	5,632	5,632	5,632	4,483
	M _i	2,416	3,033	3,033	3,033	3,033	3,033	2,416
IV - III	M _s	7,216	9,066	9,066	9,066	9,066	9,066	7,216
	M _i	4,811	6,044	6,044	6,044	6,044	6,044	4,811
III - II	M _s	8,482	10,656	10,656	10,656	10,656	10,656	8,482
	M _i	6,940	8,718	8,718	8,718	8,718	8,718	6,940
II - I	M _s	6,848	8,603	8,603	8,603	8,603	8,603	6,848
	M _i	10,272	12,904	12,904	12,904	12,904	12,904	10,272

Files	2	3	4	8	5	6	7
l _g (cm)	/	370	370	230	100	370	370
l _d (cm)	370	370	230	100	370	370	/
K _g (cm ³)	/	844,6	844,6	1358,7	3126	844,6	844,6
K _d (cm ³)	844,6	844,6	3126	1358,7	844,6	844,6	/
α_g	0	0,5	0,383	0,303	0,797	0,5	1
α_d	1	0,5	0,617	0,697	0,213	0,5	0

$$K_g = \frac{I_g}{l_g}$$

$$K_d = \frac{I_d}{l_d}$$

$$\alpha_g = \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$\alpha_d = \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

moments dans les poutres sous $\vec{S}IH$ [en t.m]

travées	2-3			3-4			4-5			5-6		
NIVEAU ↓	Mg	Me	Ma	Mg	Me	Ma	Mg	Me	Ma	Mg	Me	Ma
V	4,483	0,834	-2,916	2,916	0,330	-2,157	3,475	0,885	1,706	-3,225	0,254	4,432
IV	9,63	1,791	-6,049	6,049	0,708	-4,634	7,465	1,900	3,661	-8,433	-0,545	9,522
III	13,293	2,472	-8,35	8,35	0,977	-6,396	10,304	2,622	5,060	-11,639	-0,752	13,143
II	13,788	2,564	-8,661	8,661	1,04	-6,634	10,687	2,720	5,248	-12,073	-0,780	13,632
I	10,272	0	10,272	2,632	0	2,632	10,272	0	10,272	2,632	0	2,632

travées	5-6			6-7		
NIVEAU ↓	Mg	Me	Ma	Mg	Me	Ma
V	-1,199	-0,809	2,916	-2,916	-0,834	4,483
IV	-2,577	-1,736	6,049	-6,049	-1,791	9,63
III	-3,857	-2,787	8,35	-8,35	-2,472	13,293
II	-3,689	-2,486	8,661	-8,661	-2,564	13,788
I	10,272	0	10,272	2,632	-2,065	10,272

effort tranchant dans les poutres : [en t]

travées		2-3		3-4		4-8		8-5		5-6		6-7	
Niveau		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G	1,222	-1,870	1,619	-1,473	2,326	-2,130	0,625	-0,604	1,312	-1,780	2,123	-1,371
	P	0,243	-0,367	0,313	-0,297	0,588	-0,582	0,222	-0,042	0,125	-0,484	0,408	-0,004
	\vec{S}_{IH}	-1,780	-1,780	-1,213	-1,213	-1,315	-1,319	-5,949	-5,969	-0,979	-0,979	-1,780	-1,780
IV	G	1,125	-1,723	1,494	-1,354	2,142	-1,844	0,491	-0,635	1,295	-1,553	1,436	-0,868
	P	0,243	-0,367	0,313	-0,297	0,588	-0,582	0,222	-0,042	0,125	-0,484	0,408	-0,004
	\vec{S}_{IH}	-3,824	-3,824	-2,606	-2,606	-4,122	-4,122	-12,825	-12,825	-2,104	-2,104	-3,824	-3,824
III	G	1,125	-1,723	1,494	-1,354	2,142	-1,844	0,491	-0,635	1,395	-1,553	1,436	-0,868
	P	0,243	-0,367	0,313	-0,297	0,588	-0,582	0,222	-0,042	0,125	-0,484	0,408	-0,004
	\vec{S}_{IH}	-5,279	-5,279	-3,597	-3,597	-5,690	-5,690	-17,701	-17,701	-2,904	-2,904	-5,279	-5,279
II	G	1,125	-1,723	1,494	-1,354	2,142	-1,844	0,491	-0,635	1,295	-1,553	1,436	-0,868
	P	0,243	-0,367	0,313	-0,297	0,588	-0,582	0,222	-0,042	0,125	-0,484	0,408	-0,004
	\vec{S}_{IH}	-5,475	-5,475	-3,730	-3,730	-5,902	-5,902	-18,361	-18,361	-3,012	-3,012	-5,475	-5,475
I	\vec{S}_{IH}	-5,011	-5,011	-1,284	-1,284	-7,609	-7,609	-3,76	-3,76	-5,011	-5,011	-3,147	-3,147

effort tranchant sous (G + 1/2 P) : [en t]

travées		2-3		3-4		4-8		8-5		5-6		6-7	
NIVEAU		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
V	G + 1/2 P	1,514	-2,311	1,995	-1,829	3,032	-2,828	0,891	-0,654	1,450	-2,361	2,613	-1,376
IV	G + 1/2 P	1,477	-2,163	1,870	-1,710	2,848	-2,542	0,757	-0,685	1,445	-2,134	1,926	-0,873
III	G + 1/2 P	1,477	-2,163	1,870	-1,710	2,848	-2,542	0,757	-0,685	1,445	-2,134	1,926	-0,873
II	G + 1/2 P	1,477	-2,163	1,870	-1,710	2,848	-2,542	0,757	-0,685	1,445	-2,134	1,926	-0,873

- SUPERPOSITION DES EFFORTS -

Les sollicitations totales pondérées prises en compte dans nos calculs :

- 1er Genre : $(G) + 1,2 (P) \dots\dots\dots (S P_1)$
- 2ém Genre : $(G) + (P) + (SI) \dots\dots\dots (SP_2)$

Les forces sismiques peuvent avoir en tous points de la Construction une direction quelconque, mais pour simplifier on peut se contenter d'envisager simultanément les effets d'une composante horizontale (SI_h) et ceux d'une composante verticale (SI_v).

- SI_h peut agir de gauche à droite ($\overrightarrow{SI_h}$) ou de droite à gauche ($\overleftarrow{SI_h}$)
- SI_v peut être ascendante ($SI_v \downarrow$) ou descendante ($SI_v \uparrow$)

Donc les sollicitations les plus defavorables du second genre .

$$\begin{aligned}
 & (G) + (P) + (SI_v \downarrow) + (\overrightarrow{SI_h}) \\
 & (G) + (P) + (SI_v \downarrow) + (\overleftarrow{SI_h}) \\
 & (G) + \frac{(P)}{5} + (SI_v \uparrow) + (\overrightarrow{SI_h}) \\
 & (G) + \frac{(P)}{5} + (SI_v \uparrow) + (\overleftarrow{SI_h})
 \end{aligned}$$

Si on considère les valeurs absolues des effets dûs aux charges et surcharges d'exploitation et du seisme, les combinaisons les plus défavorables à prendre en compte dans les calculs seront :

$$\begin{aligned}
 (SP_1) & : \quad \cdot G + 1,2 P \\
 (SP_2) & | \quad \cdot G + P + SI_v + SI_h \\
 & \quad \cdot G + \frac{P}{5} - SI_v - SI_h
 \end{aligned}$$

POULIÈRES

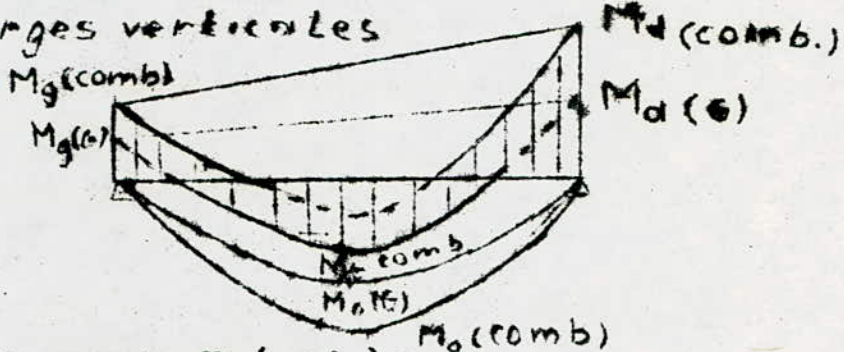
$M_{ap} (G) =$ moment à l'appui du à (G)

$M_{ap} (P) =$ " " " (P)

$M_{ap} (SI_v) =$ " " " (SI_v)

$M_{ap} (SI_h) =$ " " " (SI_h)

• charges verticales



Calcul des moments $M_0 (comb)$:

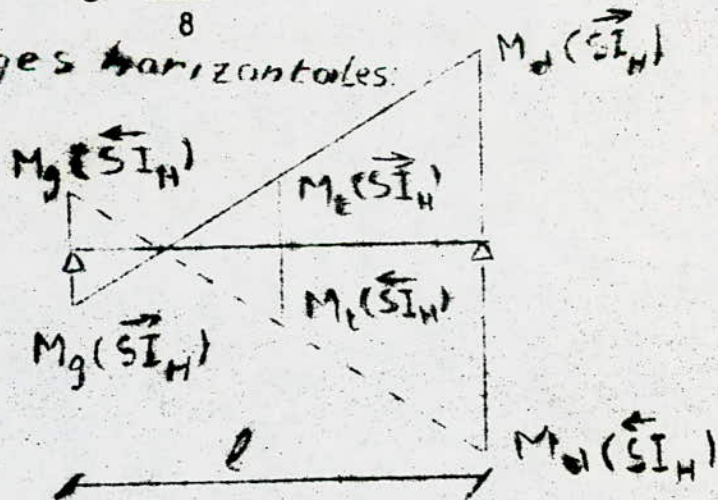
• $M_0 (G_h, 2 P) = (q_g + 1,2 q_p) \frac{l^2}{8}$

• $M_0 (G + P + SI_v) = (q_g + q_p + q_{siv}) \frac{l^2}{8}$

• $M_0 (G + \frac{P}{5} - SI_v) = (q_g + \frac{1}{5} q_p - q_{siv}) \frac{l^2}{8}$

• $M_0 (G) = (q_g) \frac{l^2}{8}$

• charges horizontales: (SI_h)



Moment aux appuis : M_{ap} (Comb.) :

(Pour l'appui de gauche , $ap = g$)

(" " " droite , $ap = d$)

$$\cdot M_{ap} (G + 1,2 P) = M_{ap} (G) + 1,2 M_{ap} (P)$$

$$\cdot M_{ap} (G + P + SI_v + SI_h) = M_{ap} (G) + M_{ap} (P) + M_{ap} (SI_v) + M_{ap} (SI_h)$$

$$\cdot M_{ap} (G + \frac{P}{5} - SI_v - SI_h) = M_{ap} (G) + \frac{1}{5} M_{ap} (P) - M_{ap} (SI_v) - M_{ap} (SI_h)$$

Moment en travée : M_t (Comb.) :

$$\cdot M_t (G + 1,2 P) = M_o (G + 1,2 P) \cdot \frac{M_g (G) + M_d (G)}{2}$$

$$\cdot M_t (G + \frac{P}{5} + SI_v + SI_h) = M_o (G + \frac{P}{5} + SI_v) \cdot \frac{M_g (G) + M_d (G)}{2} + M_t (SI_h)$$

$$\cdot M_t (G + \frac{P}{5} - SI_v - SI_h) = M_o (G + \frac{P}{5} - SI_v) \cdot \frac{M_g (G) + M_d (G)}{2} - M_t (SI_h)$$

Efforts tranchants aux appuis : T_{ap} (Comb.) :

$$\cdot T_{ap} (G + 1,2 P) = T_{ap} (G) + 1,2 T_{ap} (P)$$

$$\cdot T_{ap} (G + P + SI_v) = T_{ap} (G) + T_{ap} (P) + T_{ap} (SI_v) + T_{ap} (SI_h)$$

$$\cdot T_{ap} (G + \frac{P}{5} - SI_v - SI_h) = T_{ap} (G) + \frac{T_{ap} (P)}{5} - T_{ap} (SI_v) - T_{ap} (SI_h)$$

PORTIQUE 6-6

Calcul de M_0 : [en t.m]

travées →		A-B	B-C	C-D	D-E
NIV ↓	Comb. ↓	l	3.70		
I	G+1,2P	q	2,178		3,338
		M_0	3,73		5,71
	G+P+5IV	q	2,953		4,05
		M_0	5,05		6,93
	G+ $\frac{P}{5}$ -5IV	q	0,949		1,787
		M_0	1,62		3,06
IV	G+1,2P	q	1,775		3,05
		M_0	3,04		5,22
	G+P+5IV	q	2,339		3,551
		M_0	4		6,08
	G+ $\frac{P}{5}$ -5IV	q	0,756		1,71
		M_0	1,29		2,93
III	G+1,2P	q	1,775		3,05
		M_0	3,04		5,22
	G+P+5IV	q	2,119		3,331
		M_0	3,63		5,70
	G+ $\frac{P}{5}$ -5IV	q	0,976		1,93
		M_0	1,67		3,30
II	G+1,2P	q	1,775		3,05
		M_0	3,04		5,22
	G+P+5IV	q	1,909		3,121
		M_0	3,26		5,34
	G+ $\frac{P}{5}$ -5IV	q	1,186		2,14
		M_0	2,03		3,66

Superposition des moments dans les poutres [en t.m]

NIV	travees	A - B			B - C			C - D			D - E			
	Comb.	Mg	Mt	nd	Mg	Mt	nd	Mg	Mt	nd	Mg	Mt	nd	
I	G + 1,2P	-1,13	2,29	-2,51	-2,38	1,77	-2,64	-3,05	3,2	-3,63	-3,84	3,62	-1,73	
	G + P + 5Iv + 5Ih	→	3,9	4,63	-6,8	0,17	3,09	-6,88	-0,44	4,42	7,81	-1,26	5,83	-7,54
		←	-6,96		0	-6,63		-0,02	-7,21		-1,01	-8,06		3,33
G + $\frac{P}{5}$ - 5Iv - 5Ih	→	-5,92	-0,84	2,31	-4,73	-0,34	2,14	-4,95	0,55	1,47	-5,45	-0,05	4,5	
	←	4,94		-4,50	2,37		-4,66	1,85		-5,53	1,35		-6,36	
II	G + 1,2P	-1,20	1,91	-1,84	-1,84	1,57	-2,16	-2,81	3,06	-3,14	-3,14	3,33	-2,09	
	G + P + 5Iv + 5Ih	→	10,12	0,67	-9,72	4,88	2,53	-10,02	3,96	3,92	-10,96	3,64	2	-14,1
		←	-13,28		4,88	-9,72		4,60	-10,64		3,64	-10,96		9,3
G + $\frac{P}{5}$ - 5Iv - 5Ih	→	-12,21	-2,04	6,52	-8,08	-0,18	5,62	-8,81	0,77	5,54	-9,06	-1,16	10,54	
	←	11,20		-8,08	6,52		-8,98	5,80		-9,06	5,54		-12,86	
III	G + 1,2P	1,20	1,91	-1,84	-1,84	1,57	-2,16	-2,81	3,06	-3,14	-3,14	3,33	-2,09	
	G + P + 5Iv + 5Ih	→	14,72	5,54	-12,30	7,91	2,15	-12,61	6,98	3,53	-13,35	6,67	6,84	-18,45
		←	-17,68		7,91	-12,30		7,60	-13,22		6,67	-13,35		13,89
G + $\frac{P}{5}$ - 5Iv - 5Ih	→	-16,87	-2,51	9,10	-11,11	0,20	8,83	-11,22	1,13	8,11	-12,10	-1,64	14,83	
	←	15,5		-11,11	9,1		-11,37	8,35		-12,10	8,11		-17,51	
IV	G + 1,2P	1,20	1,91	-1,84	-1,84	1,57	-2,16	-2,81	3,06	-3,14	-3,14	3,33	-2,09	
	G + P + 5Iv + 5Ih	→	15,50	5,27	-12,50	8,52	1,78	-12,80	7,60	3,17	-13,72	7,28	6,60	-18,94
		←	-18,11		8,52	-12,50		8,20	-13,41		7,28	-13,72		14,66
G + $\frac{P}{5}$ - 5Iv - 5Ih	→	-17,62	-2,26	9,23	-11,72	0,55	9,03	-12,46	1,49	8,3	-12,7	-1,40	15,32	
	←	16		-11,72	9,23		-12	8,54		-12,7	8,30		-18,22	

PORTIQUE 3-B

Calcul de π_0

traversee		B - C	C - D	D - E	E - F
NIV	Combr.	l	3,7	3,7	3,7
I	G+1,2P	q	3,406	q 2,515	2,210
		P	5,828	P 2,218	3,782
	G+P+SIv	q	4,112	q 3,276	2,983
		P	7,037	P 2,150	5,105
	G+ $\frac{P}{5}$ -SIv	q	1,858	q 1,21	0,975
		P	3,145	P 1,899	1,668
II	G+1,2P	q	3,119	q 2,083	1,806
		P	5,337	P 1,597	3,091
	G+P+SIv	q	3,615	q 3,632	2,369
		P	6,186	P 1,534	4,054
	G+ $\frac{P}{5}$ -SIv	q	1,761	q 1,388	0,781
		P	3,014	P 1,233	1,336
III	G+1,2P	q	3,119	q 2,220	1,806
		P	5,337	P 2,662	3,091
	G+P+SIv	q	3,395	q 2,544	2,149
		P	5,810	P 2,573	3,677
	G+ $\frac{P}{5}$ -SIv	q	1,981	q 1,312	1,001
		P	3,390	P 2,247	1,713
IV	G+1,2P	q	3,119	q 2,222	1,806
		P	5,337	P 2,552	3,091
	G+P+SIv	q	3,185	q 2,334	1,939
		P	5,450	P 2,573	3,318
	G+ $\frac{P}{5}$ -SIv	q	2,191	q 1,522	1,211
		P	3,749	P 2,267	2,072
			5,526		

Superposition des moments dans les poutres : [en t.m]

Travées →		B - C			C - D			D - E			E - F		
NIV	Combr.	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d
I	G + 1,2 P	-1,765	3,706	-3,916	-3,712	3,066	-3,598	-3,685	4,611	-2,862	-2,757	2,240	-1,246
	G + P + S _{IV} + S _{IIH}	→ 3,299 ← -7,561	5,930	-8,131	-1,082	4,275	-7,737	-1,031	5,828	-7,092	-0,141	4,578	-6,976
	G + P/5 - S _{IV} - S _{IIH}	→ -6,383 ← 4,477	0,008	1,289	-5,400	0,383	1,388	-5,534	1,969	1,970	-4,795	-0,990	4,924
II	G + 1,2 P	-2,11	3,410	-3,215	-3,215	3,022	-3,160	-3,054	3,469	-2,275	-2,008	1,892	-1,222
	G + P + S _{IV} + S _{IIH}	→ 9,257 ← -14,143	6,459	-11,027	3,573	7,871	-10,977	3,719	4,526	-10,137	4,722	5,055	-13,3
	G + P/5 - S _{IV} - S _{IIH}	→ -14,895 ← 10,505	-1,114	5,485	-9,115	0,699	5,514	-9,031	1,387	6,175	-8,215	-2,063	14,119
III	G + 1,2 P	-2,143	3,396	-3,215	-3,215	2,954	-3,321	-3,534	5,321	-2,936	-2,218	1,797	-1,245
	G + P + S _{IV} + S _{IIH}	→ 13,84 ← -18,5	6,909	-13,597	6,603	3,427	-13,904	6,28	5,764	-13,347	7,548	5,423	-17,642
	G + P/5 - S _{IV} - S _{IIH}	→ -17,547 ← 14,795	-1,592	8,055	-12,145	1,007	7,943	-12,482	3,224	8,189	-11,425	-2,621	15,671
IV	G + 1,2 P	-2,143	3,396	-3,215	-3,215	2,954	-3,321	-3,534	5,321	-2,936	-2,218	1,797	-1,245
	G + P + S _{IV} + S _{IIH}	→ 14,161 ← -19,99	6,659	-13,787	7,213	7,067	-13,896	6,89	5,405	-13,577	8,155	5,174	-18,132
	G + P/5 - S _{IV} - S _{IIH}	→ -18,315 ← 15,295	-1,343	8,245	-12,755	1,366	8,135	-13,096	3,584	8,379	-12,035	-2,374	15,961

PORTIQUE B-B.

Calcul de Mo en [t.m]

Travees			2-3	3-4	4-5	5-6
N°	Comb.	l	3.70			
I	G+1,2P	9	0,973		0,933	
		10	1,66		1,59	
	G+P	9	0,953		0,903	
		10	1,63		1,55	
	G + $\frac{P}{5}$	9	0,872		0,784	
		10	1,49		1,34	
II	G+1,2P	9	0,683		0,874	
		10	1,17		1,49	
	G+P	9	0,663		0,874	
		10	1,13		1,44	
	G + $\frac{P}{5}$	9	0,582		0,725	
		10	0,99		1,24	

Com binaison des moments dans les poutres: [en t.m]

Travees			2-3			3-4			4-5			5-6		
N°	Comb.	l	M ₉	M ₁₀	M _d	M ₉	M ₁₀	M _d	M ₉	M ₁₀	M _d	M ₉	M ₁₀	M _d
I	G+1,2P	0	0,88	-1,76	-1,76	0,40	-1,14	-1,14	0,46	-1,67	-1,67	0,92	0	
		→ 5,43	1,87	-5,43	1,67	0,37	-5,51	1,29	0,40	-5,02	1,78	1,90	-5,43	
	← -5,43		1,67	-5,43		1,29	-5,51		1,78	-5,02		5,43		
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{CH}	→ -5,43	-0,31	1,81	-5	0,23	2,41	-4,4	0,19	2,10	-4,80	-0,35	5,43	
		← -5,43		-5	1,81		-4,4	2,41		-4,80	2,10		-5,43	
	II	G+1,2P	0	0,67	-1,20	-1,20	0,30	-0,93	-0,93	0,48	-1,60	-1,60	0,85	0
→ 11,7			2,83	-8,47	6,13	0,26	-8,20	6,40	0,43	-8,85	5,75	3	-11,7	
← -11,7			6,13	-8,47		6,40	-8,20		5,75	-8,85		11,7		
G + $\frac{P}{5}$ - S _{CH}		→ -11,7	-1,71	-12,73	10,67	0,12	6,52	-8,10	0,23	5,97	-8,63	-1,6	11,7	
		← 11,7		10,67	-12,73		-8,10	-6,52		-8,63	5,97		-11,7	
III		G+1,2P	0	0,67	-1,20	-1,20	0,30	-0,93	-0,93	0,48	-1,60	-1,60	0,85	0
	→ 16,17		3,67	-11,27	8,93	0,26	-11	9,20	0,43	-11,65	8,55	3,84	-16,17	
	← -16,17		8,93	-11,27		9,20	-11		8,55	-11,65		16,17		
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{CH}	→ -16,17	-2,55	-17,20	15,14	0,12	9,32	-10,88	0,23	8,77	-11,43	-2,44	16,17	
		← 16,17		15,14	-17,20		-10,88	9,32		-11,43	8,77		-16,17	
	IV	G+1,2P	0	0,67	-1,20	-1,20	0,30	-0,93	-0,93	0,48	-1,60	-1,60	0,85	0
→ 16,8			3,78	-11,67	9,33	0,26	-11,40	9,60	0,43	-12	8,95	3,95	-16,8	
← -16,8			9,33	-11,67		9,60	-11,40		8,95	-12		16,8		
G + $\frac{P}{5}$ - S _{CH}		→ -16,8	-2,16	-17,83	15,77	0,12	9,72	-11,30	0,23	9,17	-11,83	-2,55	16,8	
		← 16,8		15,77	-17,83		-11,30	9,72		-11,83	9,17		-16,8	

PORTIQUE G-C.

calcul de M_0 : [en t.m]

travées			2-3	3-4	4-8	8-5	5-6	6-7
NIV	Comb	l	3,7		2,3	1,0	3,7	3,7
V	G+1,2P	q	0,932		2,170	1,106	0,932	0,973
		M ₀	1,595		1,435	0,271	1,595	1,665
	G+P+	q	0,903		2,085	1,068	0,903	0,953
		M ₀	1,545		1,377	0,262	1,545	1,631
	G + $\frac{P}{5}$	q	0,724		1,737	0,917	0,724	0,873
		M ₀	1,342		1,148	0,225	1,342	1,404
IV III II	G+1,2P	q	0,873		1,996	1,031	0,873	0,683
		M ₀	1,494		1,320	0,252	1,494	1,169
	G+P	q	0,843		1,909	0,993	0,843	0,669
M ₀		1,442		1,262	0,243	1,442	1,134	
G + $\frac{P}{5}$	q	0,724		1,563	0,842	0,724	0,588	
	M ₀	1,239		1,033	0,206	1,239	0,986	

Efforts normaux dans les poteaux .

Il convient de rechercher l'effort normal minimal (pour le calcul des armatures tendues), et l'effort normal maximal (pour le calcul du béton comprimé et éventuellement les armatures comprimées) .

. L'effort normal minimal (N_{\min}) correspond au cas ci-dessous :

- charge permanent (G)
- 1/5 des surcharges d'exploitation (1/5 P) .
- Composante verticale ascendante (SI_V)
- Moment de renversement déchargeant le poteau
(mt dû à SI_H) .

. L'effort normal maximal (N_{\max}) correspond au cas ci-dessous :

- Charge permanente (G)
- Totalité des surcharges d'exploitation (P)
- Composante verticale descendante (SI_V)
- Moment de renversement surchargeant le poteau

Les efforts normaux étaient calculés à partir des efforts tranchants des poutres à gauche et à droite du poteau considéré, et ceci dans les deux sens (longitudinal et transversal) :

- L'effort normal dû aux charges verticales (G,P, SI_V) est le même dans les deux sens (longitudinal et transversal), il est égal à la somme des efforts normaux des deux sens déjà calculés à partir des efforts tranchants des poutres aboutissants à ce poteau, à cet effort normal on ajoute le poids du poteau (P.P) .
- Les forces sismiques horizontales (longitudinale SI_H et transversale SI_H^t), n'agissent pas simultanément, il en est de même des efforts normaux produits par ces forces donc $N_{SI_H}^t$ et $N_{SI_H}^l$ n'agissent pas simultanément .

.../...

- Les efforts normaux produits par la composante verticale du seisme est négligeable dans le sens longitudinal $N_{SI_V}^1 \approx 0$

Les combinaisons des efforts normaux prises en compte sont :

. Sens transversal : (T)

. SP 1 $N = N_T (G + 1,2 P) + N_L (G + 1,2 P) + P.P$

. SP 2 $\begin{cases} N_T^{min} = N_T (G + \frac{1}{5} P - SI_V - SI_H) + N_L (G + \frac{1}{5} P) + P.P \\ N_T^{max} = N_T (G + P + SI_V + SI_H) + N_L (G + P) + P.P \end{cases}$

. Sens longitudinal : (L)

. SP 1 $N = N_T (G + 1,2 P) + N_L (G + 1,2 P) + P.P$
idem que dans sens trans.

. SP 2 $\begin{cases} N_L^{min} = N_L (G + \frac{1}{5} P - SI_H) + N_T (G + \frac{1}{5} P) + P.P \\ N_L^{max} = N_L (G + P + SI_H) + N_T (G + P) + P.P \end{cases}$

Les efforts normaux des différentes sollicitations sont pris en valeur absolue .

Moments dans les poteaux

Les moments dans les poteaux dus aux charges verticales sont négligeables dans le sens longitudinal . (car dans ce sens les charges verticales par unité de longueur sont très faibles) .

Donc dans le sens longitudinal, seule la composante horizontale du seisme pourrait produire des moments dans ce sens .

Combinaisons des moments fléchissants :

SENS TRANS. SP 1 $M_T = M_T (G) + 1,2 M_T (P)$

. SP 2 $\begin{cases} M_T^{(1)} = M_T (G) + \frac{1}{5} M_T (P) - M_T (SI_V) - M_T (SI_H) \\ M_T^{(2)} = M_T (G) + M_T (P) + M_T (SI_V) + M_T (SI_H) \end{cases}$

. Sens longi ...

.../...

. 1

. 2

. Sens longitudinal : (L)

. SP₁ M_L = 0

. SP₂ { M_L⁽¹⁾ = M_L (SI_H)
 } M_L⁽²⁾ = M_L (SI_H)

M_L⁽¹⁾ = Moment correspondant à l'effort normal N₁ min

M_L⁽²⁾ = " " " " N₁ max

M_t⁽¹⁾ = " " " " N_t min

M_t⁽²⁾ = " " " " N_t max

Les valeurs des moments des differentes sollicitations sont prises en valeurs absolues .

PORTIQUE. G-6.

efforts maximaux dans les poteaux : ont

File	A					B					C					D					E					
	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	
IV-1	4,024	4,26	0,80	4,148	2,38	4,024	4,185	0,80	4,188	2,38	4,024	4,161	2,55	4,127	2,38	4,024	4,170	2,58	4,136	2,42	4,024	4,175	2,58	4,142	2,38	
II-2	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	
	4,148	4,188	3,30	4,178	4,22	3,1	3,55	3,30	4,27	4,22	3,1	3,55	3,30	4,27	4,22	3,1	3,55	3,30	4,27	4,22	3,1	3,55	3,30	4,27	4,22	
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW
	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW
III-3	3,23	0,82	4,12	5,14	5,14	3,23	0,82	4,12	5,14	5,14	3,23	0,82	4,12	5,14	5,14	3,23	0,82	4,12	5,14	5,14	3,23	0,82	4,12	5,14	5,14	
II-4	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	
	0,82	4,12	5,14	5,14	5,14	0,82	4,12	5,14	5,14	5,14	0,82	4,12	5,14	5,14	5,14	0,82	4,12	5,14	5,14	5,14	0,82	4,12	5,14	5,14		
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	
	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	
V-5	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	
II-6	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	NP	NC	NSW	NSW	NSW	
	0,74	4,60	5,28	5,28	5,28	0,74	4,60	5,28	5,28	5,28	0,74	4,60	5,28	5,28	5,28	0,74	4,60	5,28	5,28	5,28	0,74	4,60	5,28	5,28		
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	
	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	
	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	NSW	
VI-7	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	

Com binaisons des efforts maximaux : (cumulés) (en

File	A					B					C					D					E					
	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
I Niveau	5,93	7,95	9,37	2,55	4,13	10,96	18,16	20,90	1,83	-0,74	1,52	3,03	33,61	-0,85	-4,13	2,14	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47	4,47
	10,54	14,96	17,70	5,94	1,20	19,68	24,59	3,8	10,55	-2,87	28,80	38,65	60,94	-9,61	-9,61	3,79	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17
	15,19	18,95	21,46	8,13	5,85	28,84	40,93	44,82	10,52	6,63	42,42	66,91	70,40	8,67	4,89	5,60	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17
	14,13	18,47	21,17	6,02	3,32	28,84	45,83	49,41	10,52	6,63	42,42	66,91	70,40	8,67	4,89	5,60	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17
	14,1	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13
II Niveau	4,93	5,37	5,37	5,37	5,37	4,93	5,37	5,37	5,37	5,37	4,93	5,37	5,37	5,37	5,37	4,93	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	
	10,54	14,96	17,70	5,94	1,20	19,68	24,59	3,8	10,55	-2,87	28,80	38,65	60,94	-9,61	-9,61	3,79	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	
	15,19	18,95	21,46	8,13	5,85	28,84	40,93	44,82	10,52	6,63	42,42	66,91	70,40	8,67	4,89	5,60	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	
	14,13	18,47	21,17	6,02	3,32	28,84	45,83	49,41	10,52	6,63	42,42	66,91	70,40	8,67	4,89	5,60	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	8,17	
	14,1	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	14,13	

Superposition des moments dans les poteaux : [en t.m]

NIV	Comb	Fibre	A	B	C	D	E
V-IV	G + 1,8P	M ₂	1,13	-0,187	0,416	0,198	-0,562
		M ₅	-0,564	0	-0,304	0	0,794
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M ₂	6,963	6,943	7,16	7,01	-6,36
		M ₅	-3,67	-3,65	-3,94	-3,65	3,91
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{II}	M ₂	-4,94	6,71	-6,48	6,71	5,20
		M ₅	2,67	-3,59	3,54	-3,59	-2,41
IV-III	G + 1,8P	M ₂	0,638	0	0,576	0	-1,09
		M ₅	-0,62	0	-0,329	0	1,05
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M ₂	9,62	10,95	11,47	10,95	-10,05
		M ₅	-6,58	-7,30	7,62	-7,3	6,99
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{II}	M ₂	-8,51	10,95	-10,65	10,95	8,17
		M ₅	5,50	-7,30	7,05	-7,30	-5,18
III-II	G + 1,8P	M ₂	0,62	0	0,329	0	-1,05
		M ₅	-0,62	0	-0,329	0	1,05
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M ₂	-9,97	1,287	13,18	12,87	-11,48
		M ₅	8,03	-10,53	10,84	-10,53	9,52
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{II}	M ₂	-9,97	1,287	-12,68	12,87	9,65
		M ₅	8,03	-10,53	10,30	-10,53	-7,71
II-I	G + 1,8P	M ₂	0,62	0	0,329	0	-1,05
		M ₅					
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M ₂	9	10,4	10,72	10,4	-9,38
		M ₅	12,51	15,6	15,6	15,6	12,51
	G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{II}	M ₂	-7,85	10,40	-10,15	10,40	+7,61
		M ₅	-12,51	-15,6	-15,6	-15,6	-15,6

PORTIQUE 3-3

efforts normaux dans les poteaux : [en t]

NIVEAU	FILE ->					
	A	C	D	E	F	
IV	NG	1,024	1,024	1,024	1,024	1,024
	NP	1,214	9,256	2,948	1,835	0,827
	NSW	1,182	2,42	2,36	2,42	1,12
	NSW	9,03	6,43	7,10	5,20	4,01
	NSW	5,14	9,09	7,90	9,03	5,14
	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
III	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
II	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
I	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1
	NG	6,568	11,748	11,188	7,592	3,147
	NP	1,781	3,402	3,071	2,047	0,819
	NSW	0,74	1,60	1,56	1,10	0,74
	NSW	12,56	9,926	11,42	7,34	6,12
	NSW	7,1	18,56	10,92	12,56	7,1

Cumulés des efforts Normaux Cumulés [en t]

NIVEAU	FILE ->						
	B	C	D	E	F		
IV	N	10,794	18,028	16,340	11,557	5,166	
	N _{max}	14,161	20,326	19,508	13,586	7,517	
	N _{min}	14,261	24,183	22,569	18,692	9,507	
	N _{max}	4,909	11,559	9,722	7,24	3,06	
	N _{min}	5,329	7,082	6,562	2,15	1,07	
	N	20,441	41,952	31,385	21,596	10,971	
	N _{max}	33,074	48,829	41,828	28,445	16,967	
	N _{min}	29,824	58,436	47,248	39,47	20,607	
	N _{max}	3,748	19,797	13,182	10,204	3,428	
	N _{min}	6,998	10,19	8,462	-1,216	-9,882	
III	N	30,098	58,807	47,282	32,668	16,025	
	N _{max}	54,947	73,879	68,531	46,453	27,027	
	N _{min}	46,977	88,77	76,101	64,63	33,437	
	N _{max}	-9,876	24,538	15,288	11,828	2,093	
	N _{min}	7,094	9,482	8,108	-6,351	-4,919	
	N	39,755	75,661	63,174	43,741	21,179	
	N _{max}	92,131	94,258	95,104	64,556	37,937	
	N _{min}	64,04	119,784	102,394	83,486	46,137	
	N _{max}	-5,99	28,62	16,874	13,474	0,508	
	N _{min}	7,128	9,034	9,534	-11,166	-7,732	
II	N	40,257	76,173	63,691	46,253	21,691	
	N _{max}	85,392	106,065	103,136	69,718	41,849	
	N _{min}	71,322	127,186	111,296	100,668	59,883	
	N _{max}	-13,018	22,837	9,516	9,336	-2,338	
	N _{min}	1,032	12,16	1,686	-21,614	-11,42	
	I	N	40,257	76,173	63,691	46,253	21,691
		N _{max}	85,392	106,065	103,136	69,718	41,849
		N _{min}	71,322	127,186	111,296	100,668	59,883
		N _{max}	-13,018	22,837	9,516	9,336	-2,338
		N _{min}	1,032	12,16	1,686	-21,614	-11,42

Superposition des moments dans les poteaux : [en t.m]

Niv	Etat		B	C	D	E	F
I	G + 1,2P	M _i	1,765	-0,204	0,171	-0,105	-1,166
		M _s	-0,193	0	0,050	0,128	0,576
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M _i	7,561	-7,015	6,934	-6,921	-6,976
		M _s	-4,077	3,65	3,695	3,772	3,681
	G + P - S _{IV} - S _{II}	M _i	-4,477	4,659	-4,634	4,735	4,524
		M _s	2,365	3,65	-3,624	-3,551	-2,677
II	G + 1,2P	M _i	1,117	0	-0,056	-0,143	-0,647
		M _s	-1,074	0	-0,121	0,359	0,623
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M _i	10,076	10,95	-11,001	-11,087	-9,629
		M _s	-7,015	7,3	-7,62	7,646	6,586
	G + P - S _{IV} - S _{II}	M _i	-8,150	10,95	10,921	10,839	8,501
		M _s	5,163	7,3	7,185	-7,007	-5,570
III	G + 1,2P	M _i	1,074	0	0,121	-0,359	-0,623
		M _s	-1,074	0	-0,121	0,359	0,623
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M _i	11,485	12,87	12,99	-13,216	-11,056
		M _s	-9,545	10,53	-10,65	10,876	9,116
	G + P - S _{IV} - S _{II}	M _i	-9,633	12,87	-12,755	12,755	9,970
		M _s	7,693	10,53	10,415	-10,237	-8,030
IV	G + 1,2P	M _i	1,074	0	0,121	-0,359	-0,623
		M _s					
	G + P + S _{IV} + S _{II}	M _i	9,435	10,14	10,521	10,746	-9,006
		M _s	12,51	15,61	15,61	15,61	12,51
	G + P - S _{IV} - S _{II}	M _i	-7,583	10,4	-10,285	10,107	7,920
		M _s	-12,51	-15,61	-15,61	-15,61	-12,61

PORTIQUE 5-5

efforts normaux dans les poteaux: [ent]

File	A					B					C					D					E				
	NP	NT	NT	NT	NT	NP	NT	NT	NT	NT	NP	NT	NT	NT	NT	NP	NT	NT	NT	NT	NP	NT	NT	NT	NT
IV	1,024					1,024					1,024					1,024					1,024				
III	NG	8,634	13,482			9,809	14,616			4,731															
	NP	1,725	3,338			2,349	3,604			0,953															
	N _{sw}	1,42	3,30			3,10	3,80			1,42															
	N _{sm}	3,69	4,22			6,948	3,72			1,81															
	N _{sh}	2,141	3,785			3,288	3,785			2,141															
II	NG	6,841	11,668			9,025	12,927			3,937															
	NP	1,778	3,441			2,364	3,573			1,031															
	N _{sw}	1,12	2,42			2,36	2,42			1,12															
	N _{sm}	8,02	9,05			14,929	7,15			4,01															
	N _{sh}	2,956	6,473			7,034	8,569			2,556															
I	NG	6,848	11,658			6,967	8,569			1,571															
	NP	1,781	3,437			2,364	3,589			1,032															
	N _{sw}	0,74	1,60			1,56	1,60			0,74															
	N _{sm}	11,34	12,56			20,605	11,42			5,69															
	N _{sh}	6,303	11,145			9,684	11,145			6,303															
0-1	NG	6,948	11,658			6,967	8,569			1,571															
	NP	1,781	3,437			2,364	3,589			1,032															
	N _{sw}	0,77	0,79			0,76	0,78			0,37															
	N _{sm}	11,44	13,05			21,373	11,24			5,92															
	N _{sh}	6,532	11,549			10,034	11,549			6,532															
0-2	NP																								
	N _{sw}																								
	N _{sm}																								
	N _{sh}																								
	N _{sh}	5,992	7,173			7,173	8,37			3,737															

Combinaison des efforts normaux cumulés: [ent]

File	A					B					C					D					E				
	N	N _{sw}	N _{sm}	N _{sh}	N _{sh}	N	N _{sw}	N _{sm}	N _{sh}	N _{sh}	N	N _{sw}	N _{sm}	N _{sh}	N _{sh}	N	N _{sw}	N _{sm}	N _{sh}	N _{sh}	N	N _{sw}	N _{sm}	N _{sh}	N _{sh}
IV	14,216	18,00	13,140	19,453	6,387																				
III	N _{sw}	14,491	21,552	19,618	22,452	8,006																			
	N _{sm}	14,438	24,417	19,058	25,187	9,757																			
	N _{sh}	5,871	10,442	3,943	12,129	3,624																			
	N _{sh}	5,93	7,577	4,403	8,764	1,873																			
	N _{sh}	2,215	34,921	26,026	37,698	12,585																			
II	N _{sw}	32,154	46,775	46,96	47,882	18,008																			
	N _{sm}	28,151	49,443	40,865	52,293	15,825																			
	N _{sh}	6,072	14,732	-0,564	18,996	4,981																			
	N _{sh}	10,075	12,064	5,531	14,485	2,964																			
	N _{sh}	31,224	57,627	36,853	51,588	16,418																			
I	N _{sw}	53,147	75,454	77,922	72,474	27,205																			
	N _{sm}	44,947	78,307	62,464	78,222	30,495																			
	N _{sh}	2,56	15,741	-12,705	17,787	1,912																			
	N _{sh}	11,26	12,688	1,727	12,051	-1,278																			
	N _{sh}	41,233	68,434	47,681	65,498	20,252																			
0-1	N _{sw}	74,64	104,523	109,648	96,906	36,852																			
	N _{sm}	61,402	106,765	83,613	102,841	47,024																			
	N _{sh}	-0,652	15,186	-25,614	16,858	-1,207																			
	N _{sh}	12,586	13,718	-0,603	19,023	-5,379																			
	N _{sh}	41,745	68,946	47,193	66,01	20,744																			
0-2	N _{sw}	82,632	115,285	118,931	105,788	44,444																			
	N _{sm}	67,906	114,75	91,086	113,982	45,273																			
	N _{sh}	-7,62	6,442	-33,813	9	-4,775																			
	N _{sh}	7,106	6,757	-7,564	0,706	-8,604																			
	N _{sh}																								

portique 4-4

efforts normaux dans les poteaux : [en t]

NIV	File A		File B		File C		File D		File G	
	NP	NG	NP	NG	NP	NG	NP	NG	NP	NG
I	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
II	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
III	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
IV	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
V	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	

combinaison des efforts normaux cumulés : [en t]

NIV	File A		File B		File C		File D		File G	
	NP	NG	NP	NG	NP	NG	NP	NG	NP	NG
I	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
II	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
III	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
IV	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	
V	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108	4108
	6,57	8,38	7,57	8,38	8,90	8,38	9,37	14,01	7,44	

- FOR -

1-1

portique 1.1.

efforts normaux dans les poteaux
[en t]

File		D	E	F
NIV	P.P	1,024	1,024	1,024
I-IV	NG	4,28	8,27	4,22
	NP	0,79	1,95	0,80
	NSIV	1,32	3,22	1,32
	N ^L _{max}	2,41	2,41	1,81
	N ^T _{min}	2	4	2
II-III	NG	3,23	6,3	3,22
	NP	0,83	1,88	0,84
	NSIV	1,14	2,53	1,14
	N ^L _{max}	4,93	5,20	4,01
	N ^T _{min}	4,45	8,90	4,45
III-II	NG	3,23	6,30	3,22
	NP	0,83	1,88	0,84
	NSIV	0,75	1,66	0,75
	N ^L _{max}	7,18	7,34	5,67
	N ^T _{min}	6,29	12,57	6,29
II-I	NG	3,23	6,30	3,22
	NP	0,83	1,88	0,84
	NSIV	0,38	0,83	0,38
	N ^L _{max}	7,31	7,44	5,92
	N ^T _{min}	6,29	13,12	6,29
I-0	NG			
	NP			
	NSIV			
	N ^L _{max}	6,66	6,83	4,08
	N ^T _{min}	4,59	8,65	3,746

Combinaison des efforts normaux cumules
[en t]

File → ↓ Niveau	D	E	F	
I-IV	N	5,74	11,12	5,20
	N ^L _{max}	8	13,14	7,34
	N ^T _{max}	8,90	17,95	8,85
	N ^L _{min}	2,54	6,76	3,08
	N ^T _{min}	1,63	1,95	1,57
II-III	N	10,48	20,70	10,95
	N ^L _{max}	18,01	27,54	16,43
	N ^T _{max}	19,57	38,58	19,52
	N ^L _{min}	2,03	9,26	3,48
	N ^T _{min}	0,46	-1,78	0,39
III-II	N	15,73	30,28	16,2
	N ^L _{max}	30,27	44,08	27,20
	N ^T _{max}	31,70	62,01	31,64
	N ^L _{min}	-0,76	9,62	2,22
	N ^T _{min}	-2,16	-8,31	-2,34
II-I	N	20,98	39,86	21,45
	N ^L _{max}	42,66	60,70	38,2
	N ^T _{max}	43,45	85,16	43,4
	N ^L _{min}	-3,65	9,88	0,71
	N ^T _{min}	-4,46	-14,56	-4,60
I-0	N	21,432	40,372	21,962
	N ^L _{max}	49,832	68,062	42,792
	N ^T _{max}	48,481	93,937	47,658
	N ^L _{min}	-9,798	3,562	-2,858
	N ^T _{min}	-8,467	-22,313	-7,834

- FERRAILLAGE DES PORTIQUES -

ARMATURES LONGITUDINALES .

Les poutres seront étudiées à la flexion simple (l'effort normal dans les poutres est négligé CCBA 68 A.15)

La section d'acier sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du second genre (max SP₂), et du 1er genre (SP₁) .

$M (SP_1)$ = moment sous la sollicitation du 1er genre

$M (\max SP_2)$ = moment sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre .

- Si $\max [1,5 M (SP_1) ; M (\max SP_2)] = 1,5 M (SP_1)$ on calculera la section sous (SP₁) .
- Si $\max [1,5 M (SP_1) ; M (\max SP_2)] = M (\max SP_2)$ On calculera la section sous (max SP₂) .

Formules Utilisées :

On calcule : $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$ Tab. $\rightarrow (K)$ et $(\epsilon) \rightarrow \sigma_b' = \frac{11 \sigma_a}{K}$

- * Si $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$: . les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .
 . et les armatures tendues seront données par :

* Si $\sigma_b' > \bar{\sigma}_b'$: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot \epsilon \cdot h}$ armatures comprimées nécessaires .

On calculera alors :

* Si $K_{max_1} > K_{max_2}$:
$$\begin{cases} K_{max_1} = \frac{15}{\mu} \frac{\sigma_a}{\sigma_b'} & (1) \\ K_{max_2} = \frac{15 (h-d')}{\frac{\sigma_a'}{\sigma_a} h + d'} \end{cases}$$

$K_{max_1} \xrightarrow{Tab.} (\alpha) ; (\mu') \text{ et } (\epsilon)$

$\{ M_1 = \mu' \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2 \rightarrow M_2 = M - M_1$

- Armatures comprimées : $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$

- Armatures tendues :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$$

.../...

* Si $K_{max1} < K_{max2} \rightarrow$ on prend K_{max2}

$$\tau_b' = \frac{15}{\pi} \frac{\bar{\tau}_a}{K_{max2}} \rightarrow M_1 = \mu' \cdot \tau_b' \cdot b \cdot h^2 \rightarrow M_2 = M - M_1$$

- Armatures comprimées : $A' = \frac{M_2}{(h-d')\bar{\tau}_a}$

- Armatures tendues : $A = A' + \frac{M_1}{\bar{\tau}_a \cdot \xi \cdot h}$

Armatures Transversales

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant max du niveau ; ces armatures seront adoptés pour toutes les travées du niveau considéré .

FORMULES UTILISEES .

Contrainte de cisaillement max : $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

T_{max} = effort tranchant max du niveau considéré
 b = la largeur de la poutre = 30 cm
 $z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 50 = 43,75 \text{ cm}$

Contrainte de cisaillement admissibles :

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5 \bar{\tau}_b ; \bar{\tau}_{b2} = (4,5 - \frac{\tau_b'}{\bar{\tau}_{b0}}) \bar{\tau}_b ; \bar{\tau}_{b3} = 5 \bar{\tau}_b$$

Si $\left\{ \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_{b1} \text{ lorsque } \tau_b' \leq \bar{\tau}_{b0} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_{b2} \text{ -"- } \bar{\tau}_{b0} < \tau_b' \leq 2 \bar{\tau}_{b0} \end{array} \right\}$ Utilisation des Cadres et étriers verticaux .

Si $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{b1} < \tau_b \leq \bar{\tau}_{b3} \text{ lorsque } \tau_b' \leq \bar{\tau}_{b0} \\ \bar{\tau}_{b2} < \tau_b \leq \bar{\tau}_{b3} \text{ -"- } \bar{\tau}_{b0} < \tau_b' \leq 2 \bar{\tau}_{b0} \end{array} \right\}$ Utilisation des Cadres et étriers verticaux + des barres obliques .

Si $\tau_b > \bar{\tau}_{b3}$ il faut changer la section du béton .

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Calcul de τ_b'

Soient A = Section des armat. Longitudinales } à l'appui considéré
M = moment

$$\bar{\omega} = \frac{100 A \tau_{ob}}{b \cdot h} \rightarrow (K) \text{ et } (\xi) \rightarrow \tau_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} \quad \tau_b' = \frac{\tau_a}{K}$$

Contrainte Admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$
- Armatures transversales constituées des barres : Fe E 24

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

- La section ne comporte pas de reprise de bétonnage :

$$\rho_a = \max \left[\frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{tb}} \right) \right]$$

Calcul des espacements :

$$t_0 = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} ; \text{ avec } A_t = \text{section des armatures trans.}$$

Espacement admissible \bar{t}

$$\left. \begin{array}{l} \bar{t}_1 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{tb}} \right) h \\ \bar{t}_2 = 0,2 h \end{array} \right\} \bar{t} = \max (\bar{t}_1 ; \bar{t}_2)$$

PORTIQUE 6-6

Armatures longitudinales des poutres

NIV		A	A-B	B	B-C	C	C-D	D	D-E	E
I	M (°)	-6,96°	4,63°	-6,80°	3,09°	-7,21°	3,2	-8,06°	5,83°	-7,53°
	μ	0,0409	0,027	0,0399	0,0181	0,04238	0,02621	0,04737	0,0342	0,0443
	K	43,2	55	43,8	69,5	43,20	54	39,6	48	41,2
	E	0,9144	0,9286	0,9150	0,9408	0,9126	0,9275	0,9084	0,9206	0,9111
	σ _b	97,22	76,36	96	60,43	99,5	51,85	106,10	87,50	101,94
	A (cm ²)	4,028	2,64	3,93	1,74	4,20	2,74	4,70	3,35	4,40
II	M	-13,28°	1,91	-9,72°	2,53	-10,64°	3,06	-10,96°	3,33	-14,10°
	μ	0,078	0,0168	0,0571	0,0148	0,0625	0,02698	0,0644	0,02933	0,0828
	K	29	72	35,20	77,5	33,40	55	32,7	52,5	28
	E	0,8864	0,9425	0,9008	0,9460	0,8967	0,9286	0,8952	0,9259	0,8837
	σ _b	150	38,88	119,38	54,20	125,75	59,91	128,44	53,34	150
	A	7,93	1,61	5,71	1,41	6,30	2,71	6,48	1,91	8,44
III	M	-17,62°	5,54°	-12,30°	1,56	-13,22°	3,05	-13,53°	6,84	-18,45°
	μ	0,10358	0,0325	0,07231	0,0137	0,0777	0,02689	0,0795	0,0402	0,1084
	K	24,20	49,4	30,5	81	29,10	55,50	28,70	43,60	23,50
	E	0,8725	0,9224	0,8901	0,9479	0,8866	0,9291	0,8856	0,9147	0,8701
	σ _b	173,55	85,02	137,7	34,56	144,33	50,45	146,34	96,33	178,70
	A	10,7	3,17	7,31	1,31	7,89	2,61	8,10	3,15	11,22
IV	M	-18,11°	5,27°	-12,50°	1,56	-13,47°	3,05	-13,72°	6,60°	-18,94°
	μ	0,1064	0,03098	0,0734	0,0137	0,0788	0,02689	0,0806	0,0388	0,11134
	K	28,90	81,50	27,5	107	26,7	66,5	26	40	28
	E	0,8711	0,9242	0,8994	0,9479	0,8861	0,8861	0,8848	0,9161	0,8688
	σ _b	176,47	82,35	139,1	34,56	140,46	50,45	147,88	94,17	181,82
	A	11	3,02	7,44	1,31	8	2,61	8,21	3,81	11,53

M° : le moment sous (SPs)

CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A \geq 0,69 \times b \times h \sqrt{\bar{\sigma}_b} \quad ; b=30; h=45; \bar{\sigma}_b = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_b = 8,87 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP2}) \end{array} \right\}$$

$$A \geq 0,69 \times 30 \times 45 \times 5,9 / 4200 = 1,31 \text{ cm}^2 (\text{SP1})$$

$$A \geq 0,69 \times 30 \times 45 \times 8,87 / 4200 = 1,97 \text{ cm}^2 (\text{SP2})$$

CONDITION DE NON FISSURATION

$\phi > 10 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_t = k \cdot n / \phi \times \frac{\tilde{w}_f}{1+10\tilde{w}_f}$ doit être $\geq \bar{\sigma}_a$; $\sigma_t \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \frac{k \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1+10\tilde{w}_f} \geq \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}_a = 2745 \text{ bars}$ } $\rightarrow \tilde{w}_{f0} \neq 1874,32 - 10 \cdot \phi / \phi \text{ (en mm)}$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ }

$n = 1,6$ }

\tilde{w}_{f0} correspond une section minimum d'armature $A_0 = B_f \cdot \tilde{w}_{f0}$

en fonction de la plus grosse barre d'une section, on calcule la section d'ac

-ier A_0 pour que la condition de non fissuration soit verifiee:

ϕ	12	14	16	20	
\tilde{w}_{f0}	0,0159	0,0151	0,0224	0,0247	
A_0	appui	4,77	5,73	6,72	8,91
	travée	4,77	5,73	6,72	8,91

La condition de non fissuration est verifiee pour toutes les sections

CONDITION DE NON ENTRAÎNEMENT DES BARRES AUX APPUIS

$$\sigma_{di} = \frac{T}{z \cdot P_{ui}} \frac{A_L}{A} \quad z = \frac{7}{8} h$$

A : section d'une barre ou d'un paquet de barres.

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = \begin{cases} 17,7 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ 26,6 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP2}) \end{cases}$$

A : section totale des armatures tendues.

P_{ui} = perimetre utile d'une barre ou d'un paquet de barres.

Appuis	$\max(T_i)_{(m)}$	\emptyset	A/A	T_{ui}	T_{di}
4T14	674	14	0,25	4,40	15,56
2T16 + 2T20	10960	16	0,20	5,03	11,07
		20	0,31	6,30	13,70
4T20	15700	20	0,25	6,30	15,82

$$\max T_{di} = 15,82 \text{ Kg/cm}^2 < 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

CONDITION DE FLECIE

$$- A \leq \frac{43}{f_{en}} b_0 h = 43/4200 \times 30 \times 45 = 13,82 \text{ cm}^2 \text{ (verifier)}$$

$$H_t \geq 1/16 = 410 / 16 = 25,62 \text{ (verifier)}$$

$$- H_t \geq 1/10 \times \frac{M_t}{M_0} \times L ; \frac{M_t}{M_0} = 1 \longrightarrow H_t \geq L/10 = 410 / 10 = 41 \text{ cm (verifier)}$$

Il n'est pas utile de donner une justification de fleche.

CONDITIONS AUX APPUIS

longueur des appuis: (appuis de rive)

Le cas defavorable est donne par T_{\max} de tous les appuis de rive

$$c \geq 2T/b \begin{cases} = 2 \times 5,59 / 40 \times 68,85 = 4,06 \text{ cm} < 40 \text{ cm} = \text{longueur du poteau} \\ 2 \times 12,94 / 40 \times 103,275 = 6,26 \text{ cm} < 40 \text{ cm (SP2)} = \text{longueur du poteau} \end{cases}$$

$\vec{r}_2 = \vec{A}_2$ avec $Z = 7/6.45 \approx 39,375 \text{ cm}$

ADRESSE NIVEAU	A	B	C	D	E
I	3,18	1,67	2,16	2,14	4
II	7,63	4,86	3,82	5,06	8,31
III	10,16	7,85	7,10	7,10	11
IV	10,16	9,87	7,35	7,33	11,91
V	10,16	7,53	6,91	6,56	6,89

PORTIQUE 3-3

Armatures longitudinales des poutres

NIV		B	B-C	C	C-D	D	D-E	E	E-F	F
V	M	7,561°	5,93°	8,131°	3,066	7,831°	4,611	7,080°	4,578°	6,976
	K	0,0445	0,0349	0,0478	0,0270	0,0460	0,0407	0,0417	0,0269	0,0410
	K	41	47,4	39,4	55	40,2	43,4	42,8	55,5	43,2
	E	0,9108	0,9199	0,9081	0,9286	0,9094	0,9144	0,9135	0,9291	0,9141
	v _b	102,44	88,61	106,59	50,91	104,47	64,52	98,13	75,67	97,22
	A	4,392	3,411	4,737	2,620	4,556	4,002	4,108	2,607	4,038
IV	M	14,143°	6,459°	11,027°	3,022	10,977°	3,469	10,137°	5,055°	13,3°
	K	0,0831	0,0379	0,0648	0,0266	0,0645	0,0324	0,0596	0,0297	0,0782
	K	27,9	45,2	32,6	55,5	32,7	49,6	34,4	52,0	29
	E	0,8834	0,9169	0,8950	0,9291	0,8952	0,9226	0,8988	0,9254	0,8864
	v _b	150,54	92,92	128,83	50,45	128,44	56,45	122,09	80,77	144,83
	A	8,471	3,727	6,518	2,581	6,488	3,156	5,967	2,890	7,939
III	M	18,5°	6,909°	13,597°	2,954	13,92°	5,321	13,347°	5,423°	17,642°
	K	0,1087	0,0406	0,0799	0,0260	0,0818	0,0469	0,0785	0,0319	0,1037
	K	23,4	43,4	28,6	56,5	28,2	39,8	28,9	50,0	24,2
	E	0,8698	0,9144	0,8853	0,9301	0,8843	0,9088	0,8861	0,9231	0,8725
	v _b	179,49	96,77	146,85	49,56	148,94	70,35	145,33	84	173,55
	A	11,254	3,997	8,126	2,521	8,323	4,647	7,969	3,108	10,688
II	M	18,99°	6,659°	13,787°	2,954	14,11°	5,321	13,537°	5,174°	18,132°
	K	0,1186	0,0351	0,0811	0,0260	0,0829	0,0469	0,0796	0,0304	0,1064
	K	23	44,4	28,3	56,5	27,9	39,8	28,7	51,5	23,7
	E	0,8684	0,9158	0,8945	0,9301	0,8834	0,9088	0,8856	0,9248	0,8708
	v _b	182,61	94,59	148,41	49,56	150,54	70,35	146,34	81,55	177,22
	A	11,570	3,847	8,247	2,521	8,450	4,647	8,087	2,960	11,047

M° : le moment pour S_{P₂} :

PORTIQUE. 6-6

espacement des armatures transversales

Niveau				
$T_{max}(t)$	674	18,03	13,57	13,44
$M(t, m)$	384	10,96	13,53	13,72
$A (cm^2)$	615	10,03	18,56	18,56
ω	0,4555	0,743	0,930	0,930
k	33,7	25,1	21,9	21,9
ϵ	0,8923	0,9753	9645	8645
$\sigma_a (\frac{kg}{cm^2})$	1546,34	2774,2	2759,63	2577,36
$\sigma'_b (\frac{kg}{cm^2})$	45,88	110,52	126,81	125,60
$\bar{\sigma}_b (\frac{kg}{cm^2})$	80,65			
$\bar{\sigma}_b (\frac{kg}{cm^2})$		30142	29102	29113
σ_b	571	10,22	11,5	11,38
ρ_a	0,892	0,872	0,856	0,857
$\bar{\rho}_a (\frac{kg}{cm^2})$	2,141	2094	2054,4	2057
$t_0 (m)$	25	13	11	11
$E_1 (cm)$	31,9	29,47	27,49	27,68
$E_2 (cm)$	9	9	9	9
$E (cm)$	31	29	27	27

PORTIQUE 6-6

espacement des armatures transversales

Niveau				
$T_{max}(t)$	4160	7101	897	9,25
$M(t, m)$	5102	885	11,65	12
$A (cm^2)$	615	7110	14,56	14,56
ω	0,455	0,5259	0,93	0,93
k	33,70	31	21,90	21,90
ϵ	0,897	0,8913	0,8645	0,8645
$\sigma_a (\frac{kg}{cm^2})$	3987	3108	2384	2456
$\sigma'_b (\frac{kg}{cm^2})$	118,30	100,25	108,87	112,14
$\bar{\sigma}_b (\frac{kg}{cm^2})$		34104		
$\bar{\sigma}_b (\frac{kg}{cm^2})$	29175		30156	30130
σ_b	3189	5,93	7,60	7,83
ρ_a	0,951	0,925	0,904	0,902
$\bar{\rho}_a (\frac{kg}{cm^2})$	2283	2222	2172	2164,6
t_0	32	25	19	18
$E_1 (cm)$	39	36	33	33
$E_2 (cm)$	9	9	9	9
$E (cm)$	39	36	33	33

PORTIQUE. C-C.

armatures longitudinales des poutres.

Niv		2	2-3	3	3-4	4	4-8	8	8-5	5	5-6	6	6-7	7
IV	H	44,83°	1,716°	4,339°	0,698°	4,728°	1,436°	4,767°	0,633°	4,996°	1,293°	5,184°	1,695°	4,483°
	K/H	0,0244	0,0100	0,0258	0,0041	0,0278	0,0084	0,0280	0,0037	0,0294	0,0076	0,0305	0,0099	0,0214
	K	56,0	94,5	56,5	156	545	106	54,0	164	52,5	112	51,5	97,0	56
	E	0,9296	0,9552	0,9301	0,9708	0,9281	0,9587	0,9275	0,9721	0,9259	0,9606	0,9248	0,9554	0,9296
	σ _b	75	43,52	74,34	24,92	7,71	39,62	77,8	25,61	80	37,5	81,55	43,29	75
III	A	2,55	0,95	2,50	0,38	2,69	0,79	2,72	0,34	2,85	0,71	2,96	0,74	2,55
	H	9,63°	2,621°	7,53°	1,069°	8,628°	2,426°	9,185°	0,925°	10,14°	2,277°	8,042°	2,342°	9,63°
	K/H	0,0566	0,0154	0,0443	0,0063	0,0507	0,0143	0,0534	0,0054	0,0596	0,0134	0,0473	0,0137	0,0566
	K	35,4	76,0	41,2	124	37,0	79,0	34,6	134	34,4	82,0	39,6	81,0	35,4
	E	0,9008	0,9451	0,9111	0,9640	0,9087	0,9468	0,9031	0,9664	0,9881	0,9485	0,9084	0,9479	0,9008
II	A	5,65	1,46	4,97	0,58	5,04	1,35	5,38	0,51	5,97	1,27	4,68	1,31	5,66
	H	13,293°	3,302°	9,831°	1,938°	11,467°	3,148°	12,391°	1,132°	13,761°	2,938°	10,343°	3,023°	13,293°
	K/H	0,0781	0,0194	0,0578	0,0078	0,0674	0,0185	0,0728	0,0066	0,0809	0,0193	0,0608	0,0171	0,0781
	K	29,0	67,0	35,0	111	31,8	68,5	30,3	122	28,4	71,0	33,9	70,0	29,0
	E	0,8864	0,9390	0,9000	0,9605	0,8932	0,9401	0,8896	0,9635	0,8848	0,9419	0,8977	0,9412	0,8864
I	A	7,93	1,76	5,78	0,74	6,79	1,77	7,37	0,62	8,23	1,65	6,10	1,70	7,93
	H	19,788°	3,7394°	10,142°	1,835°	11,95°	3,246°	12,825°	1,160°	14,250°	3,022°	10,654°	3,115°	13,788°
	K/H	0,0810	0,0199	0,0596	0,0081	0,0696	0,0191	0,0854	0,0068	0,0938	0,0178	0,0626	0,0193	0,0810
	K	28,4	65,5	34,4	108	31,2	67,5	29,7	119	27,7	70,0	33,3	69,0	28,4
	E	0,8848	0,9339	0,8988	0,9593	0,8918	0,9394	0,8881	0,9627	0,8829	0,9440	0,8965	0,9405	0,8848
A	σ _b	147,89	64,12	122,09	38,89	136,61	62,22	144,41	35,29	151,62	60	126,13	60,87	147,89
	A	8,24	1,91	5,77	0,76	7,07	1,83	7,64	0,64	8,54	1,70	6,29	1,75	8,24

PORTIQUE B-B

armatures longitudinales des poutres

Niv		2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6
V	M	-5,43°	1,87°	-5,13°	0,40°	-5,51°	0,44°	-5,02°	1,90°	-5,43°
	μ	0,0319	0,011	0,030	0,0035	0,0383	0,0038	0,0295	0,011	0,032
	K	50	91,5	52	170	49,80	160	52,5	91,50	50
	E	0,9231	0,9531	0,9254	0,9730	0,9228	0,9714	0,9259	0,9531	0,9231
	σ _b	84	45,9	80,77	144,7	84,34	17,5	80	45,9	84
	A	3,11	1,04	2,93	0,33	3,16	0,36	2,87	1,075	3,11
IV	M	-11,70°	2,83°	-8,47°	0,30	-8,20°	0,48°	-8,85°	+3°	-11,7°
	μ	0,0687	0,0166	0,0497	0,0026	0,048	0,0042	0,052	0,017	0,068
	K	31,5	73	38,4	198	39,2	154	37,4	72	31,70
	E	0,8925	0,9432	0,9064	0,9764	0,9074	0,9704	0,9046	0,9425	0,8929
	σ _b	133,34	45,16	109,38	14,14	107,14	18,18	111,30	58,34	132,50
	A	6,94	1,58	4,94	0,24	4,78	0,40	5,17	1,68	6,93
III	M	-16,17°	3,67°	-11,27°	0,30	-11°	0,43	-11,65°	3,84°	-16,17°
	μ	0,095	0,0215	0,066	0,0026	0,064	0,0038	0,068	0,022	0,095
	K	25,6	63	32,3	198	32,9	160	31,7	62	25,60
	E	0,8768	0,9359	0,8943	0,9745	0,8956	0,8714	0,8929	0,9351	0,8768
	σ _b	164,06	66,67	130	14,14	127,66	17,5	132,50	67,14	164
	A	9,76	2,07	6,67	0,24	6,50	0,36	6,90	2,17	9,76
II	M	-16,80°	3,78°	-11,67°	0,30°	-11,4°	0,48	-12°	3,95°	-16,80°
	μ	0,098	0,022	0,0686	0,0026	0,067	0,0042	0,0705	0,023	0,098
	K	25,10	62	31,5	198	32	154	29,80	62,50	25,10
	E	0,8753	0,9351	0,8925	0,9765	0,8936	0,8704	0,8884	0,9338	0,8753
	σ _b	167,33	67,74	133,34	14,14	131,25	18,18	140,8	69,42	167
	A	10,16	2,14	6,92	0,24	6,75	0,39	7,15	2,24	10,15

M°: le moment sous (Sp₂).

PARTIQUE 3-3

Épacement des armatures transversales.

PARTIQUE CC-C

Niveau	II	III	III	IV
T_{max} (kg)	40,691	12,169	13,698	13,568
H (t.m)	8,81	11,027	12,597	13,787
A (cm ²)	6,15	9,04	10,3	10,3
$\bar{\omega}$	0,455	0,595	0,763	0,763
k	33,8	28,8	24,7	24,7
c	0,9975	0,8858	0,9741	0,8741
∇ (kg/cm ²)	3274	3441	3356	3403
$\bar{\omega}'_b$ (kg/cm ²)	97	120	136	138
$\bar{\omega}_b$ (kg/cm ²)	31,51	29,54	28,17	28
$\bar{\omega}_b$	9,05	10,3	11,6	11,5
ρ_w	0,89	0,97	0,95	0,96
$\bar{\omega}_{act}$ (kg/cm ²)	2136	2088	2040	2064
t_0 (cm)	15,81	13	11	12
\bar{E}_1 (cm)	31,19	29,29	27,31	27,46
\bar{E}_2 (cm)	9	9	9	9
\bar{E} (cm)	31	29	27	27

Niveau	II-III-III-IV
T_{max} (t)	19,074
H (t.m)	11,321
A (cm ²)	9,04
$\bar{\omega}$	0,595
k	28,8
c	0,8858
$\bar{\omega}_a$ (kg/cm ²)	3532
∇'_b (kg/cm ²)	122,6
$\bar{\omega}_{b1}$ (kg/cm ²)	
$\bar{\omega}_{b2}$ (kg/cm ²)	29,32
$\bar{\omega}_b$	16,15
ρ_w	0,90
$\bar{\omega}_{act}$ (kg/cm ²)	1913
t_0	8
\bar{E}_1 (cm)	20,4
\bar{E}_2 (cm)	9
\bar{E} (cm)	20

ARMATURES LONGITUDINALES .

Chaque poteau est soumis à un élément à un effort normal et deux moments de flexion, un dans le sens transversal et l'autre dans le sens longitudinal. Donc dans le cas général les poteaux seront calculés en flexion composées déviée, mais :

- vue que : . Les charges verticales dans le sens longitudinal sont très faibles, on néglige alors les moments dans les poteaux dûs à ces charges (dans le sens longitudinal on a supposé que les poutres sont continues .)
- . Les charges horizontales (seisme) n'agissent pas simultanément dans les deux directions.

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée dans le sens longitudinal puis dans le sens transversal ; et pour chaque sens les armatures seront déterminées sous la plus défavorable des sollicitations du premier et du second genre .

SOLLICITATIONS CONSIDEREES .

1er Genre : (Sp1)

. Sens transversal : sens $\left\{ \begin{array}{l} N \\ M_t \end{array} \right. (G + 1,2 P)$

. Sens longitudinal: sens $\left\{ \begin{array}{l} N \\ M_t \end{array} \right. = 0 \text{ compression simple}$

Second genre : (Sp2)

. Sens transversal : $\left\{ \begin{array}{l} \text{SOUS} \\ \text{puis} \\ \text{sens} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_t^{\min} \\ M_t^{\text{corr}} \\ N_t^{\max} \\ M_t^{\text{corr}} \end{array} \right. \left(G + \frac{P}{5} - SI_V - SI_H \right) \left(G + P + SI_V + SI_H \right)$

$$\left. \begin{aligned} \delta' &= \frac{d_1'}{h_t} = \frac{d_2'}{h_t} \\ \rho &= \frac{\bar{\sigma}_t' b \cdot h_t}{N'} \\ \beta &= \frac{6 M_{GB}}{N' h_t} \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{cases} C = 0,27 (1 - 2 \delta')^2 \rho \\ D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2 \delta')^2 \\ E = \rho - \beta - 1 \end{cases}$$

$$d'_{ou} = \tilde{W}' = \frac{1}{2C} (-D + \sqrt{D^2 - 4CE})$$

Les armatures longitudinales sur chaque face de la section considérée :

$$A_1' = A_2' = \tilde{W}' \frac{b \cdot h_t}{100}$$

Section partiellement comprimée :

(méthode des abaques de P. Charon) $\delta' = 0,10$
(Armatures symétriques).

N = effort normal de compression

M_{GB} = moment de flexion par rapport au c. d. g de la section du béton

a = distance du c. d. g de la section du béton aux armatures tendues.

a' = distance du c. d. g de la section du béton aux armatures comprimées.

Le moment des forces extérieures, situées à gauche de la section, par rapport aux armatures tendues :

$$M_a^t = M_{GB} + N a$$

Le moment de ces mêmes forces par rapport aux armatures comprimées :

$$M_a^c = M_{GB} - N a'$$

Dans notre cas on prendra $d = d'$ d'où $a = a' = \frac{h_t - 2d}{2}$

$$K_0 = \frac{15}{h} \frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_c}$$

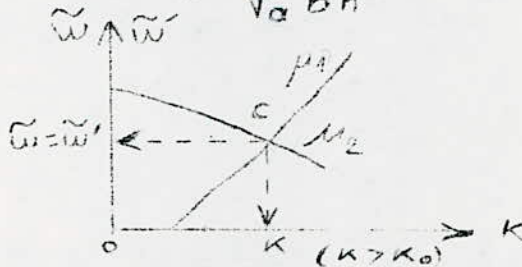
Abaque établi à partir de (∇a):

On calculera :

$$M_1 = \frac{n M_a^t}{\sqrt{a} b h^2}$$

$$M_2 = \frac{n M_a^c}{\sqrt{a} b h^2}$$

à l'intersection (c) (K) et (\tilde{W})
des courbes M_1 et M_2



- . Si $K > K_0 \rightarrow$ Solution admissible donc la valeur de (\tilde{W}) sera retenue
- . Si $K < K_0 \rightarrow$ On utilise l'abaque établi à partir de (∇b)

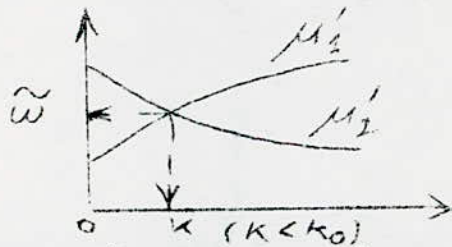
Abaque établi à partir de (∇b):

On calculera :

$$M_1' = \frac{M_a^t}{\sqrt{b'} b h^2}$$

$$M_2' = \frac{M_a^c}{\sqrt{b'} b h^2}$$

à l'intersection (c) (K) et (\tilde{W})
des courbes M_1' et M_2'



La Section d'armatures sur chaque face :

$$A = A' = \frac{15}{n} \tilde{W} \frac{DH}{100}$$

Section soumise à la compression simple .

- . La section théorique $A = \frac{1}{n} \left(\frac{N'}{\sqrt{b_0}} - B \right)$

B = Section du béton .

- . Condition de sécurité $A \leq \frac{B}{20}$

(cc BA 68 Art 32,26) .

Pourcentage minimal d'armatures : (cc BA 68 Art 32,2)

$$\tilde{W}' \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\sigma_{bc}}$$

$$- \theta_1 : \begin{cases} = 1,8 & \dots\dots\dots \text{ poteau d'angle} \\ \theta_1 = 1,4 & \dots\dots\dots \text{ poteau de rive} \\ \theta_1 = 1 & \dots\dots\dots \text{ pour les autres poteaux} \end{cases}$$

$$- \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec } c = \text{enrobage des armatures} \\ a = \text{la plus petite dimension transversale} \\ l_c = \text{la longueur de flambement}$$

$$l_c = 0,7 l_0 \quad (\text{cc BA 68 Art 53,23}) \quad \text{avec } l_0 = \text{longueur libre}$$

$$- \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

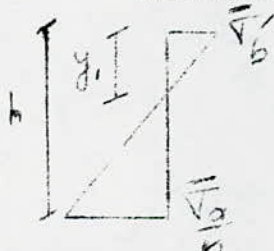
σ_m' = la contrainte moyenne de compression de la pièce sous sollicitation du premier genre, calculée sur la section du béton seul .

. Pour les sections entièrement comprimées, ou les sections soumises à la compression simple :

$$\sigma_m' = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{h_t \cdot b}$$

$$d'où \quad Am \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma_{bc}}$$

. Pour les sections partiellement comprimées, σ_m' sera déterminée en considérant le diagramme de NAVIER :



$$y_1 = \frac{\sigma_{bc}'}{\sigma_{bc}' + \sigma_a} \cdot h$$

la section du béton comprimé

$$\text{on a alors } : \sigma_m' = \frac{N'}{b \cdot y_1} \quad B' = b \cdot y_1$$

$$d'où \quad Am \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma_{bc}'} \cdot \frac{h_t}{y_1}$$

Flambement des poteaux :

La longueur libre : $l_0 = 2,56$

" " de flambement : $l_0 = 0,7 \times 2,56 = 1,792$

La plus petite dimension des poteaux $a = 30 \text{ Cm}$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{1,792}{0,30} = 5,97 < 14,4 \quad (\text{Section rectangulaire})$$

Cette condition est équivalente à $\lambda = \frac{l_c}{i} < 50$ et d'après les (cc BA68. 33) par les poteaux à élancement $\lambda < 50$ il ne soit pas tenu compte des effets du flambement .

ARMATURE TRANSVERSALES

Dans les zones courantes : (cc BA 68 Art 32,32) .

La distance entre deux cours consécutifs d'armatures transversales ne doit pas dépasser l'espacement admissible E , cet espacement a été déterminé de manière que les armatures longitudinales ne présentent pas de longueurs libres trop importantes, car elles risqueraient de flamber et par suite de faire éclater le béton .

E est égal au plus petit des deux espacements (t_1) et (t_2) :

$$\begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{1 \max}) \left(2 - \frac{\sqrt{\sigma'_b}}{\sqrt{\sigma'_{b_0}}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sqrt{\sigma'_b}}{\sqrt{\sigma'_{b_0}}}\right) \phi_{1 \min} \end{cases}$$

σ'_b = La contrainte moyenne du béton sous la sollicitation du 1er genre en prenant le cas limite $\sigma'_b = \sigma'_{b_0}$ (qui est le cas le plus défavorable)

$$\begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{1 \max}) \\ t_2 = 15 \phi_{1 \min} \end{cases}$$

$\phi_t \geq 0,3 \phi_{1 \max}$ pour $\phi_{1 \max} = 25 \rightarrow \phi_t \geq 7,5$ ^{min} ~~max~~ soit $\phi_t = 10$ min

Le tableau suivant donne les valeurs de t_1 ; t_2 et E adopté en fonction de $\phi_{1 \max}$ et $\phi_{1 \min}$ d'une section :

$\phi_{1 \max}$	$\phi_{1 \min}$	t_1 (cm)	t_2 (cm)	E ad (cm)
25	25	62,50	37,50	35
	20	=	30,00	30
	16	=	24,00	24
20	20	70,00	30,00	30
	16	=	24,00	24
	14	=	21,00	21
16	16	78,00	24,00	24
	14	=	21,00	21
14	14	=	21,00	21

Dans les zones de recouvrement : (cc BA 68 Art 32,33) .

Le nombre et l'espacement des cours des armatures transversales doivent être tels que la conture des jonctions par adhérence soit assurée .

Le nombre (V) de cours à disposer sur le recouvrement doit satisfaire à la fois aux deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} V \geq 3 \\ V \geq 0.4 \frac{\sigma_{el}^2}{\sigma_{el}^2} \cdot \frac{\sigma_{en l}}{\sigma_{en t}} \end{cases}$$

$\sigma_{en l}$ et $\sigma_{en t}$ = les limites d'élasticité respectives des armatures longitudinales et transversales dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_{en l} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en t} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$\phi_t = 10 \text{ mm}$

pour $\phi_t = 10 \text{ mm}$

ϕ_{max}	V	V'
25	5	10
20	4	8
16	3	6
14	3	6

La longueur de recouvrement des armatures comprimées

$$l_r = 0,6 \quad l_d = 0,60.43 \phi = 26 \phi$$

(aide mémoire BA) .

La longueur minimale des recouvrements doit être de 50 diamètres pour les aciers doux et H.A (Ps 69 Art 3,322)

Pour une longueur de recouvrement : $l_{r1} = 26 \phi$
 " " " : $l_{r2} = 50 \phi$

Verification au Seisme :

On doit verifier que les armatures transversales sont capables de reprendre les efforts tranchants dans les poteaux (efforts tranchants dus au seisme) .

Soit T (l'effort tranchant dû au seisme) .

$$\bar{\sigma}_t = \frac{T}{b \cdot z} ; \bar{\sigma}_{en t} = \sigma_{en t} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (F_c E 24)$$

Espacement des armatures transversales :

$$e_0 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{en t}}{T}$$

Espacement admissible : $E = \max (E_1, E_2)$

$$\bar{E} = \max (\bar{E}_1, \bar{E}_2)$$

PORTIQUE 6-6

Sollicitation Sous SP₁ - sens transversal.

File		A	B	C	D	E
INI V	e ₁	0,0667	0,0667	0,0667	0,0067	0,0667
IV - IV	N	5,73	10,54	15,19	14,35	11,10
	M	1,13	0,13	0,412	0,20	0,80
	e ₀	0,197	0,0123	0,0271	0,0139	0,0721
	F _b '	136,7	73,10	78,20	73,64	93,67
	Soll.	P.C	E.C	E.C	E.C	P.C
III - III	N	10,96	19,68	28,81	31,50	21
	M	0,64	0	0,58	0	1,10
	e ₀	0,0539	0	0,0201	0	0,0524
	F _b '	89,12	68,85	75,77	68,85	86,88
	Soll.	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C
II - II	N	16,20	28,80	42,42	47,63	30,12
	M	0,62	0	0,33	0	1,05
	e ₀	0,03827	0	0,0077	0	0,0348
	F _b '	82,02	68,85	71,5	68,85	80,83
	Soll.	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C
I - I	N	79,80	37,92	56,03	63,76	39,24
	M	0,92	0,104	0,432	0,178	1,582
	e ₀	0,043	0,0027	0,0077	0,0028	0,0403
	F _b '	83,65	69,78	71,5	69,8	82,72
	Soll.	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C

$$\begin{cases} \bar{E}_1 = 0,2 h \\ \bar{E}_2 = (1 - 0,5 \frac{\bar{G}_b}{f}) \cdot h \end{cases}$$

On doit vérifier que : $\min. (\bar{E}_0, \bar{E}) <$ aux espacements adoptés.

Pour les sections rectangulaires, la vérification sera faite dans les deux sens (sens longitudinal puis transversal).

En pratique on prendra $T = 20$ cm dans les Zones courantes et $t = 10$ cm dans les zones de recouvrement.

Application

Sens transversal :



Le calcul des forces horizontales dues au seisme (voir etude au seisme) a donné les résultats suivants :

$$F = 48,90 \text{ t (niveau II) .}$$

$$F_1 = 8,51 \text{ t (poteau de rive)}$$

$$F_2 = 10,61 \text{ t (poteau intermédiaire) .}$$

On prend $T = F_2 = 10,61 \text{ t .}$

La contrainte de cisaillement est :

$$\bar{G}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{10,61 \times 10^3}{40 \times \frac{7}{8} \times 36} = 8,42 \text{ Kg / Cm}^2$$

Dans le sens transversal, les armatures transversales des poteaux sont constituées de deux cadres $\emptyset 8$

$$(A_t = 2,01 \text{ Cm}^2) \quad E_s E \quad 24 \rightarrow \bar{\sigma}_{ot} = \rho_d \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

$$\text{avec } \rho_d = \max \begin{cases} 1 - \frac{\bar{G}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,841 \\ 2/3 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{ot} = 2018,4 \text{ kg / cm}^2$$

Solicitation Sows Nmin

File	A	B	C	D	E
NIV	e1	0,067	0,0667	0,0667	0,0667
	Nmin	4,13	4,20	5,85	3,32
	Nmax	4,94	6,71	6,48	6,71
	e0	4,37	5,60	4,11	3,02
	Σe'		20,655		0,928
	Soll.		P.C		
	Nmin	-0,71	-2,87	6,63	5,52
	Nmax	8,51	10,95	10,65	10,95
	e0	1,2	3,82	4,61	4,98
	Σe'		20,655		4,10
	Soll.		P.C		
	Nmin	-4,13	-9,61	4,19	5,07
	Nmax	9,97	12,87	12,62	12,87
	e0	2,142	4,34	3,58	2,54
	Σe'		20,655		4,266
	Soll.		P.C		
	Nmin	-7,46	-16,03	3,83	4,94
	Nmax	11,80	15,52	15,28	15,46
	e0	1,5117	0,9612	3,98	3,13
	Σe'		20,655		4,436
	Soll.		P.C		

Solicitation Sows Nmax

File	A	B	C	D	E
NIV	e1	0,667	0,667	0,667	0,667
	Nmin	9,37	11,70	21,46	21,17
	Nmax	6,96	6,94	7,16	7,01
	e0	0,742	0,392	0,333	0,332
	Σe'		20,655		0,437
	Soll.		P.C		
	Nmin	20,70	3,8	44,82	49,14
	Nmax	9,62	10,35	11,47	10,95
	e0	0,464	0,288	0,256	0,222
	Σe'		20,655		0,331
	Soll.		P.C		
	Nmin	33,61	60,94	70,40	79,76
	Nmax	9,97	12,87	13,18	12,87
	e0	0,296	0,211	0,187	0,161
	Σe'		20,655	49,83	20,655
	Soll.		P.C		
	Nmin	46,43	83,56	95,5	110,06
	Nmax	13,40	15,70	16,01	15,77
	e0	0,2886	0,1878	0,1574	0,1432
	Σe'		20,655	83,56	176,5
	Soll.		P.C		20,655

Sollicitation Sans N_{min}

File	A	B	C	D	E
NIV	e1 0,0667	0,0667	0,0667	0,0667	0,0667
	N _{min} 855	694	836	602	578
	M _{can.} 543	448	468	758	572
	e0 213	0,645	0,56	1,26	0,989
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		
H-A	N _{min} 183	10,55	10,52	9,33	5,88
	M _{can.} 8,78	7,22	8,07	18,20	9,60
	e0 4,798	0,64	0,767	1,31	1,63
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		
H-A	N _{min} -0,85	12,70	8,67	8,36	2,54
	M _{can.} 10,32	8,48	10,32	15,8	11,41
	e0 12,14	0,667	1,19	1,819	4,49
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		
H-A	N _{min} -3,81	14,64	6,78	7,19	-1,30
	M _{can.} 12,51	10,27	11,44	17,4	13,85
	e0 3,28	0,7	1,687	2,42	10,65
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		

Sollicitation Sans N_{max}

File	A	B	C	D	E
NIV	e1 0,0667	0,0667	0,0667	0,0667	0,0667
	N _{min} 795	11,96	18,95	18,47	14,37
	M _{can.} 543	448	468	758	572
	e0 0,683	0,37	0,247	0,48	0,398
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		
H-A	N _{min} 18,16	24,60	40,93	45,33	31,91
	M _{can.} 8,78	7,22	8,07	18,20	9,60
	e0 0,483	0,293	0,197	0,269	0,300
	$\bar{\sigma}_t$	206,55	206,55	206,55	206,68
	SoD.	P.C	P.C	P.C	P.C
H-A	N _{min} 30,33	38,65	66,31	76,47	52,14
	M _{can.} 10,32	8,48	10,32	15,80	11,41
	e0 0,34	0,22	0,154	0,206	0,218
	$\bar{\sigma}_t$		206,55		
	SoD.		P.C		
H-A	N _{min} 42,78	60,50	92,93	107,81	72,87
	M _{can.} 12,51	10,27	11,44	17,40	13,85
	e0 0,292	0,169	0,123	0,161	0,190
	$\bar{\sigma}_t$	206,55	166,1	186,40	201,40
	SoD.		P.C		

sections entièrement comprimées

NIV.	File	N	M	$\overline{\sigma}_b'$	ht	b	f	β	C	D	E	ω'	A
IV - I	B	10,54	0,13	73,10			11,11	0,185	1,92	9,10	2,92		
	C	15,19	0,412	78,20			8,24	0,407	1,42	6,52	6,83		
	D	14,35	0,20	73,64			8,21	0,209	1,42	6,55	7		
III - II	A	10,96	0,64	89,12			13,1	0,876	2,25	10,55	11,12		
	C	28,81	0,58	75,77			4,21	0,302	0,727	3,02	2,91		
	E	21	1,10	86,88	h ₀	h ₀	6,6	0,785	1,144	4,98	4,83	< 0	< 0
II - I	A	16,20	0,62	82,02			8,10	0,574	1,40	6,35	6,53		
	C	42,42	0,33	71,50			2,70	0,116	0,466	1,753	1,58		
	E	30,12	1,05	80,83			4,30	0,522	0,743	3,03	2,78		
I - I	A	21,44	0,62	79,80			5,95	0,434	1,03	4,50	4,5		
	C	56,03	0,33	70,87			2,02	0,088	0,349	1,167	0,932		
	E	39,24	1,05	78,04			2,02	0,266	0,349	1,11	0,754		

sections partiellement comprimées.

NIV.	File	M _a ^t	M _a ^c	μ_1	μ_2	K ₀	K	ω	μ_1'	μ_2'	K'	ω	A
II - I	A	2,047	0,213	0,021	0,022	2,48	66	0,02					0,28
	E	2,58	-0,98	0,026	-0,020	2,989	55	< 0					< 0

Compression simple

NIV	IV - III			III - II		
	File	N'	B	A	N'	B
A	19,68	1600	< 0	28,8	1600	< 0
E	31,5	1600	< 0	47,63	1600	< 0

section minimale d'armature

NIV	I - II				II - III			
	File	N'	θ_1	θ_2	A _{min}	N'	θ_1	θ_2
A	19,68	1,4	2,18	1,65	28,8	1,4	2,18	2,42
E	31,5	1	2,18	1,88	47,63	1	2,18	2,85

SP1 sens longitudinal

Compression simple.

NIV ↓ File	II - IV			II - III			III - II			II - I		
	N'	B	A	N'	B	A	N'	B	A	N'	B	A
A	5,73			10,96			16,20			21,44		
B	10,54			19,68			28,80			37,92		
C	15,19	1600	<0	28,81	1600	<0	42,42	1600	<0	56,03	1600	<0
D	14,35			31,50			47,63			63,76		
E	11,10			21			30,12			39,24		

section minimale d'armature.

NIV ↓	File →	A	B	C	D	E
II - IV	N'	5,73	10,54	15,19	14,35	11,10
	θ ₁	1,8	1,4	1	1	1,4
	θ ₂			2,18		
	h _t /y	2,63				3,33
	A _{min}	1,63	0,88	0,91	0,86	3,10
III - IV	N'	10,96	19,68	28,81	31,05	21
	θ ₁	1,8	1,4	1	1	1,4
	θ ₂			2,18		
	h _t /y					
	A _{min}	1,18	1,65	1,73	1,86	1,76
III - V	N'	16,20	28,80	42,42	47,63	30,12
	θ ₁	1,8	1,4	1	1	1,4
	θ ₂			2,18		
	h _t /y					
	A _{min}	1,75	2,42	2,54	2,85	2,53
II - V	N'	21,44	37,92	56,03	63,76	39,24
	θ ₁	1,8	1,4	1	1	1,4
	θ ₂			2,18		
	h _t /y					
	A _{min}	2,31	3,18	3,36	3,82	3,29

sections partiellement comprimées.

NIV ↓	Filej	M_a^t	M_a^c	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
II - II	A	8,46	5,46	0,0583	0,0376		38,2	0,28					4,03
	B	9,77	4,11	0,0673	0,0283		39,2	0,20					2,88
	C	10,60	3,73	0,073	0,0257	20,33	33,2	0,17					2,45
	D	10,40	3,62	0,0716	0,0249		33,2	0,18					2,6
	E	8,67	4,03	0,0597	0,0277		36,5	0,17					2,45
III - III	A	12,93	6,31	0,089	0,0434		29,5	0,30					4,32
	B	17,03	4,87	0,117	0,033	20,33	25,2	0,24					3,46
	C	18,64	4,30	0,128	0,029		23,8	0,22					3,17
	D	18,81	3,10	0,129	0,021		22	0,18					2,6
	E	14,9	5,20	0,102	0,0358		27,2	0,28					4,03
IV - IV	A	15,35	4,16	0,1057	0,0316		26	0,24					3,46
	B	22,62	3,12	0,155	0,0215	20,33	20		0,211	0,029	19	0,22	3,17
	C	24,44	1,92	0,168	0,013	21,02	18,2		0,235	0,018	15	0,23	3,31
	D	25,63	0,11	0,176	0,007		16,8		0,239	0,004	13	0,19	2,73
	E	19	3,95	0,131	0,027	20,33	22,5	0,24					3,46
V - V	A	20,47	5,62	0,141	0,0387	20,33	22	0,34					4,90
	B	29	2,23	0,1977	0,0153	21,04	16,5		0,28	0,021	11,2	0,43	6,20
	C	31,20	0,61	0,215	0,004	22,22	14,5		0,318	0,006	8,8	0,60	8,64
	D	33,21	-2	0,228	0,0137	23,8	14		0,363	0,0002	6,5	0,78	11,23
	E	23,63	3,25	0,163	0,002	20,33	19,2		0,221	0,03	18	0,25	3,6

$$S p_2 \quad N_{\min}^T$$

sections partiellement comprimées.

NIV	File	M_a^t	M_a^c	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ_1'	μ_2'	K'	ω	A
II - IV	A	5,12	4,76	0,039	0,037		52	0,23					3,31
	B	6,90	6,52	0,045	0,044		45	0,33					4,06
	C	7,42	5,54	0,051	0,038	2,33	43	0,29					4,17
	D	7,24	6,18	0,049	0,042		43	0,29					4,18
	E	6,1	4,3	0,042	0,029		47,5	0,21					3,02
III - III	A	8,40	8,62	0,058	0,059		40	0,44					6,34
	B	10,5	11,41	0,072	0,078	2,33	38,4	0,58					8,35
	C	11,71	9,60	0,081	0,066		34	0,48					6,9
	D	11,83	10,10	0,085	0,069		39,5	0,52					7,49
	E	9,36	6,98	0,064	0,048		38	0,35					5,04
III - III	A	9,31	10,63	0,064	0,073	2,33	40	0,54					7,78
	B	11,33	14,41	0,078	0,099		37	0,73					10,51
	C	13,4	11,83	0,092	0,085	2,102	32,5	0,60					8,64
	D	13,48	12,06	0,094	0,083	2,33	37	0,62					8,93
	E	10,87	8,43	0,075	0,058		35	0,44					6,34
III - III	A	10,90	13,30	0,075	0,091	2,33	37,5	0,66					9,5
	B	13,03	18,16	0,089	0,125	2,104	36	0,93					13,4
	C	16	14,74	0,110	0,101	2,122	29,5	0,73					10,51
	D	16,4	14,81	0,113	0,102	2,33	39	0,73					10,95
	E	13	10,50	0,089	0,073	2,33	32	0,52					7,5

$S P_2 \quad N_{min}$

sections partiellement comprimées.

NIV	Filey	M_a^t	M_a^c	μ_1	μ_2	K_{ω}	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
I-IV	A	5,84	5,02	0,040	0,034		48	0,24					3,46
	B	5,6	3,37	0,038	0,023		48,5	0,16					2,3
	C	6,08	3,34	0,041	0,023		46	0,16					2,3
	D	8,54	6,62	0,588	0,0456		38,8	0,34					4,90
	E	6,44	4,79	0,044	0,033	0,33	45,2	0,24					3,46
II-III	A	9,07	8,49	0,062	0,058		40	0,44					6,34
	B	8,91	5,53	0,0614	0,0381		38,2	0,30					4,32
	C	9,75	6,38	0,067	0,044	0,48	35	0,33					4,70
	D	13,7	10,71	0,094	0,037	0,33	32,6	0,58					8,35
	E	10,54	8,66	0,078	0,060		36,5	0,44					6,34
IV-V	A	10,2	10,45	0,071	0,072	0,33	38,2	0,58					8,35
	B	10,51	6,45	0,0744	0,0158		32,6	0,10					1,44
	C	11,7	8,93	0,081	0,061	0,97	33,5	0,10					1,44
	D	17,14	14,14	0,118	0,096	0,33	28	0,74					10,65
	E	11,82	11	0,089	0,072		35,5	0,64					9,22
VI-VII	A	11,90	13,11	0,082	0,090	0,33	36	0,66					9,5
	B	12,61	7,93	0,0868	0,054		32,8	0,36					5,20
	C	12,52	10,35	0,086	0,071	0,18	34	0,51					7,34
	D	18,55	16,25	0,1277	0,112	0,33	27,2	0,81					11,66
	E	13,68	14	0,094	0,096		33,2	0,66					9,50

sections partiellement comprimées.

Niv _i	File _i	M _a ^t	M _a ^c	μ ₁	μ ₂	K ₀	K	ω	μ' ₁	μ' ₂	K'	ω	A
		6,7	4,16	0,046	0,286		42	0,12					1,73
		6,40	2,56	0,044	0,017		43,6	0,12					1,73
		7,71	1,65	0,053	0,011		39,8	0,10					1,44
		10,53	4,62	0,072	0,0318	2,33	39	0,24					3,46
		8,02	3,44	0,055	0,023		38,80	0,16					2,3
		11,68	5,87	0,081	0,04	2,33	32	0,30					4,36
		11,15	3,30	0,0768	0,0227		30,80	0,16					2,30
		14,62	1,52	0,101	0,011	2,48	25,80	0,08					1,15
		19,15	4,95	0,1339	0,034	2,33	23	0,25					3,6
		14,7	4,5	0,101	0,031		26,8	0,22					3,17
		15,27	5,46	0,104	0,037	2,33	32	0,29					4,17
		14,66	2,3	0,101	0,0158		25,80	0,10					1,44
		2,1	-0,38	0,144	0,03	22,97	20		0,221	0,004		<0	<0
		2,8	3,56	0,193	0,024	2,33	17,4		0,261	0,033	13,5	0,38	5,47
		19,75	3,06	0,136	0,021		21,2	0,14					2,02
		19,35	5,46	0,133	0,039	2,33	22,8	0,29					4,18
		19,95	0,60	0,1334	0,004		20,5	0,06					0,86
		26,31	3,43	0,181	0,023	25,18	16,5		0,304	0,039		<0	<0
		34,65	0,15	0,2387	0,001	2,33	13		0,358	0,015	8,4	0,50	7,20
		25,51	2,20	0,176	0,015		18		0,244	0,021	14,5	0,28	4,03

$S P_1$ - Sens transversal.

sections entierelement comprimées:

Niv	Fib	N'	M	\bar{F}'_b	h_c	b	ρ	β	C	D	E	$\bar{\omega}'$	A
IV-IV	D	16,376	0,171	72,3	40	40	7,064	0,157	1,221	5,565	5,907	< 0	< 0
	E	11,557	0,128	72,6	40	40	10,051	0,166	1,737	8,179	8,885	< 0	< 0
III-III	D	31,385	0,121	70,2	40	40	3,579	0,058	0,618	2,542	2,521	< 0	< 0
	E	21,596	0,359	74,7	40	40	5,534	0,249	0,956	4,197	4,285	< 0	< 0
II-II	D	47,282	0,121	69,9	40	40	2,365	0,098	0,409	1,484	1,327	< 0	< 0
	E	32,668	0,359	72,6	40	40	3,556	0,165	0,614	2,489	2,391	< 0	< 0
I-I	D	67,779	0,121	69,5	40	40	1,760	0,029	0,304	2,169	0,771	< 0	< 0
	E	47,741	0,383	71,6	40	40	2,619	0,131	0,453	1,674	1,488	< 0	< 0

SP1 sens longitudinal.

↓ Niv.	File	B	C	D	E	F
III	N'	10,794	18,028	16,376	11,557	5,666
	B	1600	1600	1600	1600	1600
II	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
	N'	20,441	41,952	31,385	21,596	10,871
I	B	1600	1600	1600	1600	1600
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
I-0	N'	30,098	58,807	47,282	32,668	16,025
	B	1600	1600	1600	1600	1600
I-0	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
	N'	39,755	75,661	63,179	43,741	21,179
I-0	B	1600	1600	1600	1600	1600
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0

Compression simple.

↓ Niv.	File	B	C	D	E	F
III	N'	10,794	18,028	16,376	11,557	5,666
	θ ₁			1	1,14	
II	θ ₂	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
	ℓ ₁ /ℓ					
I	Amin			0,981	0,970	
	N'	20,441	41,952	31,385	21,596	10,871
I-0	θ ₁			1	1,14	
	θ ₂	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
I-0	ℓ ₁ /ℓ			1,881	1,912	
	Amin			1,881	1,912	
I-0	N'	30,098	58,807	47,282	32,668	16,025
	θ ₁			1	1,14	
I-0	θ ₂	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
	ℓ ₁ /ℓ					
I-0	Amin			2,833	2,741	
	N'	39,755	75,661	63,179	43,741	21,179
I-0	θ ₁			1	1,14	
	θ ₂	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
I-0	ℓ ₁ /ℓ					
	Amin			3,786	3,669	

Section minimale d'armature.

-174-

Sections partiellement comprimées.

$$N_{max}^T (SP_2)$$

NIV	File	M_a^t	M_a^c	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
IV		1,545	3,323	0,073	0,023	20,34	33	0,16					2,304
		9,912	3,930	0,068	0,027	20,34	34	0,24					3,456
III		18,561	3,441	0,128	0,024	20,34	32,5	0,22					3,168
		17,466	4,708	0,120	0,032	20,34	24	0,24					3,456
II		24,992	0,988	0,172	0,007	21,85	18	0,12	0,251	0,010	13	0,26	3,74
		23,577	2,865	0,162	0,02	20,34	19	0,20	0,22	0,027	17,5	0,24	3,46
I		32,017	-0,749	0,22	-0,005	23,15	15	0,08	0,340	-0,008	6,5	0,61	8,78
		30,244	1,702	0,208	0,012	21,74	16	0,16	0,298	0,013	9,5	0,48	6,91

$$N_{min}^T (SP_2)$$

NIV	File	M_a^t	M_a^c	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
IV		4,700	5,568	0,053	0,038	20,34	42,5	0,30					4,32
		7,076	6,394	0,049	0,044	20,34	43	0,34					4,896
III		12,275	9,567	0,085	0,066	20,34	32,5	0,50					7,20
		10,644	11,034	0,073	0,076	20,34	38	0,60					8,64
II		14,164	11,346	0,097	0,078	20,34	31	0,60					8,64
		11,561	13,593	0,079	0,094	20,34	36	0,66					9,504
I		17,116	14,065	0,118	0,097	20,4	27,5	0,74					10,656
		13,541	17,115	0,095	0,120	20,4	26,5	0,09					12,96

SL₂ - N_{min}

actions partiellement comprimées

Niv	F.É.L.U	M _a ^E	M _a ^C	μ ₁	μ ₂	K ₀	K	ω	μ ₁ '	μ ₂ '	K	ω	A
III-IV	D	9,11	6,05	0,022	0,042	20,34	38	0,3					4,32
	E	2,	4,95	0,050	0,034	20,34	42	0,24					3,45
II-III	D	14,33	9,19	0,098	0,068	20,34	30	0,52					7,5
	E	11,47	8,21	0,079	0,056	20,34	32	0,44					6,34
I-II	D	16,45	11,95	0,115	0,081	20,34	27,5	0,10					9,64
	E	13,46	9,66	0,093	0,066	20,34	31	0,50					7,20
II	D	19,86	14,46	0,137	0,099	20,34	25,5	0,74					10,66
	E	16,16	11,85	0,111	0,0816	20,34	28	0,60					9,46

SP₂ N^L mean.

actions particulièrement comparées.

Niv	F ₂	M _A ^E	M _A ^C	μ ₁	μ ₂	K ₀	K	ω	μ ₁ '	μ ₂ '	K	ω	A
IV-V	0	10,73	4,13	0,074	0,031	20,34	33	0,22					3,17
	II	8,23	3,94	0,057	0,027	20,34	38,5	0,22					3,17
III-IV	0	11,8	10,48	0,129	0,072	20,34	25	0,54					7,78
	II	14,40	5,29	0,099	0,036	20,34	27,5	0,30					4,32
II-III	0	25,16	3,23	0,173	0,022	20,34	19,5	0,21	0,235	0,030	16	0,28	4,03
	II	18,99	4,13	0,130	0,028	20,34	22,5	0,24					3,46
I-II	0	32,93	1,95	0,223	0,013	21,35	15,5	0,20	0,318	0,018	9	0,62	9,93
	II	24,33	3,68	0,169	0,025	20,34	19	0,24	0,227	0,034	17	0,24	3,46

Solicitation Sous (SP1)
- Aens Transversal -

File	C	D	G
NIV	e1	01066T	0105
	N	15130	6,485
	M	01294	0109
	E0	010192	01014
	TE	75146	75162
	S02	E.C	E.C
	N	30	12,88
	M	0134	0119
	E0	01113	01014T
	TE	72174	75162
	S02	E.C	E.C
	N	44,68	20,55
	M	0133	0128
	E0	010074	010092
	TE	71140	73107
	S02	E.C	E.C
	N	59136	285
	M	0143	0135
	E0	01007	01006C
	TE	71126	71188
	S02	E.C	E.C

Solicitation Sous Nmin
(SP2)

File	C	D	G
NIV	e1	01066T	0105
	Nmin	9,25	4,74
	Mmin	5,63	0
	E0	01608	2,61
	TE		20,55
	S02	P.C	P.C
	Nmin	14130	9,17
	Mmin	9,06	0
	E0	01633	1,22
	TE	20,55	20,55
	S02	P.C	P.C
	Nmin	16177	141,98
	Mmin	10,65	0
	E0	01635	0,44
	TE	20,55	20,55
	S02	P.C	P.C
	Nmin	18130	20,67
	Mmin	12,91	0
	E0	01683	0,278
	TE	20,55	20,55
	S02	P.C	P.C

Solicitation Sous Nmax
(SP2)

File	C	D	G
NIV	e1	01066T	0105
	Nmax	17184	5,08
	Mmax	5,63	0
	E0	01315	0,236
	TE		
	S02	P.C	P.C
	Nmax	38166	47,03
	Mmax	9,06	0
	E0	01234	0,171
	TE	20,55	19,16
	S02	P.C	P.C
	Nmax	6204	78,43
	Mmax	10,65	0
	E0	01722	0,132
	TE	19,11	17,143
	S02	P.C	P.C
	Nmax	85176	110,70
	Mmax	12,91	11,44
	E0	01151	0,103
	TE	18124	15,146
	S02	P.C	P.C

PORTIQUE 4-4

Solicitation pour N_{\min}

(SP2)

	C	D	G
File e1	010667	010667	0105
N_{\min}	572	01070	-1,60
N_{\max}	6163	689	2,94
e_0	1/16	98,42	1,84
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	1017	-1017	-1097
N_{\max}	1090	1104	873
e_0	1,072	1,054	0,796
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	1451	-2855	-24
N_{\max}	1258	12,67	9,94
e_0	0,87	0,443	0,414
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	1572	-4560	-372
N_{\max}	4924	1531	12,14
e_0	0,964	0,328	0,326
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C

Solicitation pour N_{\max}

	C	D	G
e1	00667	00667	0105
N_{\min}	2137	2154	14,11
N_{\max}	746	7,52	2,47
e_0	0,3491	0,349	0,175
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	4277	5088	3540
N_{\max}	11147	1151	904
e_0	0,268	0,226	0,255
\bar{v}_i	20655	20655	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	6430	8357	63,14
N_{\max}	13,14	13,16	10,32
e_0	0,204	0,157	0,163
\bar{v}_i	20655	183,34	20655
Sole	P.C	P.C	P.C
N_{\min}	8890	11621	9105
N_{\max}	15,91	15,84	12,18
e_0	0,177	0,136	0,137
\bar{v}_i	194,67	173,5	195,36
Sole	P.C	P.C	P.C

SP₁ sens transversal

sections entierelement comprimées.

NIV _↓	File	N'	M	\bar{v}_b'	ht	b	ρ	β	c	D	E	ω'	A
IV-IV	C	15,30	0,294	75,46	40	40	7,90	0,288	1,37	6,25	6,61		
	D	12,50	0,24	75,46			9,66	0,288	1,67	7,80	8,37		
	G	6,425	0,09	75,62	30	30	10,60	0,295	1,83	8,62	9,37		
III-III	C	30	0,34	72,74	40	40	2,88	0,170	0,67	2,77	2,71		
	D	23,2	0,28	73			5,03	0,181	0,869	3,77	3,85		
	G	12,88	0,19	75,66	30	30	5,30	0,295	0,92	3,98	4	<0	<0
III-II	C	44,68	0,33	71,40	40	40	2,55	0,111	0,440	1,62	1,44		
	D	31,55	0,28	71,88			3,64	0,132	0,630	2,57	2,51		
	G	20,55	0,19	73,07	30	30	3,20	0,114	0,550	2,17	2,02		
II-II	C	59,36	0,33	70,74	40	40	1,91	0,083	0,330	1,07	0,827		
	D	39,90	0,28	71,26			2,86	0,111	0,494	1,90	1,75		
	G	28,50	0,19	71,81	30	30	2,27	0,132	0,39	1,37	1,14		

Compression Simple

Niv ^o	V - IV			IV - III			III - II			II - I		
	N'	B	A	N'	B	A	N'	B	A	N'	B	A
C	15,30	1600		30	1600		44,68	1600		59,36	1600	<0
D	12,50		<0	23,20		<0	31,55		<0	39,90		
G	6,425	900		12,88	900		2,55	900		28,50	900	

section minimale d'armature.

Niv.	V - IV					IV - III					III - II					
	File	N'	θ_1	θ_2	Rt/y	Amin	N'	θ_1	θ_2	Rt/y	Amin	N'	θ_1	θ_2	Rt/y	Amin
C		15,30	1,8	2,18	2,64	1,58	30	1	2,18	1,80	1,80	44,68	1	2,18		2,68
D		12,50	1		0,81	23,20	1			1,40	31,55	1				
G		6,425			2,572			12,88	1	2,572	0,91	0,91	2,55	1	2,572	

Niv	II - I				
File	N'	θ_1	θ_2	Rt/y	Amin
C	59,36	1,8	2,18		3,55
D	39,90	1			
G	28,50	1,8	2,572		2,02

$S_{P_2} N_{min}^L$
sections partiellement comprimées.

NIV	File	M_a^+	M_a^-	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
IV-IV	C	7,11	4,15	0,048	0,028	2,33	42	0,2					2,88
	D	4,97	4,39	0,034	0,030		52,5	0,21					3,02
	G												
III-III	C	11,35	6,77	0,078	0,0466	2,33	33	0,34					4,90
	D	9,13	7,01	0,0628	0,048	21,92	38,5	0,35					5,10
	G												
II-II	C	13,33	7,97	0,092	0,055	21,86	38	0,40					5,76
	D	6,57	14,06	0,045	0,096	24,5	52	0,70					10,08
	G												
I-I	C	15,93	9,88	0,109	0,068	23,17	28	0,54					7,78
	D	4,87	18	0,033	0,124	26,84	65,5	0,92					13,25
	G												

S_p N_{max}^T

Sections partiellement comprimées

NIV	File	H_a	H_b	f_{c1}	f_{c2}	K_0	K	ω	K'_1	K'_2	K'	ω	A
I	C	12,38	4,04	0,075	0,027		3,8	0,20					2,88
	D	12,95	4,07	0,075	0,027	2,133	3,2	0,20					2,88
	G	12,63	0,777	0,068	0,0487		4,25	0,96					2,75
II	C	10,34	4,62	0,126	0,032		23,2	0,25					3,74
	D	12,65	3,63	0,135	0,025	2,133	24,8	0,22					3,17
	G	13,28	1,80	0,217	0,0784		17		0,294	0,106	16	0,26	6,96
III	C	23,28	3,41	0,163	0,022	2,133	19	0,21					3,02
	D	26,53	2,21	0,157	0,0047	2,219	17		0,279	0,002	8,2	0,23	3,31
	G	13,90	2,74	0,232	0,0447	2,133	13,5		0,419	0,064	8	1,4,1	11,42
IV	C	30	1,58	0,225	0,0128	2,137	16		0,297	0,015	10	0,51	7,34
	D	34,4	2,3	0,236	0,017	2,412	13,5		0,36	0,031	4,5	0,78	11,23
	G	23,41	1,85	0,277	0,024	2,45	10,4		0,541	0,029	4,5	2,18	17,60

$S_{P_3} N_{min}^L$

sections partiellement comprimées.

NIV	File	M_a^+	M_a^-	M_1	M_2	R_0	R	ω	M'_1	M'_2	K'	ω	A
IV-IV	C	7,54	5,71	0,052	0,039	2,33	43	0,29					4,18
	D	6,9	6,88	0,047	0,047		45	0,34					4,90
	G	2,748	3,132	0,0448	0,051		47	0,37					7,77
III-III	C	12,52	9,27	0,086	0,064	2,33	33	0,49					7,06
	D	9,36	12,71	0,064	0,087		41	0,64					9,22
	G	7,42	10,05	0,121	0,164		32	1,23					9,96
II-II	C	14,90	10,26	0,102	0,071	2,33	29,5	0,53					7,63
	D	8,10	17,24	0,055	0,118		48	0,88					12,67
	G	7,06	17,82	0,115	0,21		35,2	1,56					12,64
I-I	C	17,72	11,68	0,122	0,087	2,33	27	0,66					9,50
	D	7,85	22,76	0,054	0,157		38,2	0,12					1,73
	G	7,68	16,6	0,125	0,271		36,8	2					16,2

SP_2 N_{mass}^+

sections partiellement comprimées

NIV	File	M_a^b	M_a^c	μ_1	μ_0	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_0	K'	ω	A
II	C	8,18	2,77	0,058	0,019		39,8	0,131					2,08
	D	7,85	1,51	0,054	0,010	2,33	37,8	0,07					1,01
	G												
III	C	15,14	2,87	0,105	0,019	2,33	24,5	0,10					1,44
	D	15,60	0,54	0,107	0,0037	21,92	25,2	0,04					0,58
	G					2,33							
IV	C	20,57	0,72	0,142	0,005	21,86	20,4		0,206	0,007	18,5	0,16	2,30
	D	22,87	2,23	0,157	0,015	24,5	18		0,253	0,025	14	0,38	5,47
	G					2,33							
V	C	26,63	0,81	0,183	0,005	23,13	17,4	0	0,283	0,008	10	0,39	5,62
	D	29,15	6,27	0,203	0,043	26,84	17		0,359	0,027	2,50	0,44	6,34
	G												

PORTIQUE: 5-5

Solidifications Sous (5 P1)
Aria Mouskewel

File	C	D	E
NIV	0,067	0,067	0,067
N	13,140	19,453	6,337
N	0,369	0,244	1,343
Co	0,028	0,013	0,210
SB	78,4	74,3	137,7
SB	F.C. → P.C.		
N	26,024	93,658	12,589
M	0,257	0,074	0,840
Co	0,010	0,002	0,067
SB	32,3	43,5	91,1
SB	F.C. →		
N	36,953	51,578	16,417
M	0,25	0,079	0,808
Co	0,007	0,001	0,044
SB	31,2	63,2	85,6
SB	F.C. →		
N	47,671	65,458	20,252
M	0,335	0,129	1,115
Co	0,007	0,002	0,055
SB	41,2	63,5	87,1
SB	F.C. →		

Solidifications Sous Min (5 P2)

File	C	D	E
NIV	0,067	0,067	0,067
N	4,403	8,764	4,193
N	5,8	-5,918	4,22
Co	1,377	0,475	2,253
SB	206,5	206,5	206,5
SB	P.C. →		
N	5,571	14,485	2,264
N	9,544	-9,677	-4,713
Co	1,926	0,668	1,599
SB	206,5	206,5	206,5
SB	P.C. →		
N	1,727	12,051	-1,278
N	11,238	11,364	1,667
Co	6,507	0,943	6,772
SB	206,5	206,5	206,5
SB	P.C. →		
N	-0,603	13,023	-5,779
N	13,575	13,724	10,216
Co	2,251	1,364	1,799
SB	206,5	206,5	206,5
SB	P.C. →		

Solidifications Sous N^{max} (5 P2)

File	C	D	E
NIV	0,067	0,067	0,067
N	19,058	25,817	9,757
N	6,436	6,572	6,612
Co	0,338	0,247	0,637
SB	206,5	206,5	206,5
SB	P.C. →		
N	44,865	53,273	19,825
N	9,38	9,907	6,118
Co	0,246	0,187	0,309
SB	206,5	199,4	206,5
SB	P.C. →		
N	62,154	78,22	30,495
N	11,66	11,495	10,073
Co	0,187	0,147	0,350
SB	199,4	178,8	206,5
SB	P.C. →		
N	93,618	103,741	44,034
N	14,143	13,948	12,162
Co	0,169	0,136	0,2296
SB	190,5	192,5	206,5
SB	P.C. →		

Solicitations Sous N^{min}

SP2

File	C	D	E
IV	0,067	0,067	0,067
E1	3,743	12,123	3,824
N ^{max}	5,632	7,61	4,55
E0	1,445	0,637	1,255
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
IV	0,564	11,896	4,741
N ^{max}	9,066	12,11	7,73
E0	1,609	0,041	1,65
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
III	-12,705	13,783	1,912
N ^{max}	10,657	14,20	9,24
E0	0,1958	0,789	1,188
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
I-III	25,116	14,951	-12,04
N ^{max}	12,904	-13,16	7,36
E0	0,103	1,021	6,93
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
I-II	0,000	0,000	0,000
S00	←	P.C.	→

Solicitations Sous N^{max}

File	C	D	E
IV	0,067	0,067	0,067
E1	19,618	21,952	8,902
N ^{max}	5,632	7,61	4,55
E0	0,283	0,339	0,518
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
IV	41,96	47,822	12,001
N ^{max}	3,966	14,11	7,73
E0	0,198	0,253	0,423
VE	206,55	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
III	77,23	72,184	23,308
N ^{max}	10,156	14,10	9,24
E0	0,133	0,196	0,337
VE	176,02	206,55	206,55
S00	←	P.C.	→
I-III	109,141	96,301	36,852
N ^{max}	12,904	-17,16	9,36
E0	0,113	0,173	0,227
VE	164	194,37	206,55
S00	←	P.C.	→
I-II	0,000	0,000	0,000
S00	←	P.C.	→

SP₁ non transversal
sections entièrement Composites

Nw	File	N	M	\bar{J}_0	I_{nt}	b	f	β	C	D	E	W	A
II-IV	U	13,14	0,363	78,4	40	40	3,58	0,42	4,65	7,41	12,13	40	40
	D	19,48	0,244	73,3			6,03	0,135	1,04	4,65	4,84		
II-V	U	6	0,927	72,3			4,44	0,15	0,767	3,27	3,20		
	D	27,633	0,074	69,5			2,95	0,03	0,51	2	1,92		
II-VI	E	12,585	0,840	91,8			14,67	1	2,02	3,35	9,67		
	U	36,853	0,25	71,2			3,03	0,105	0,53	2,10	1,25		
III-III	D	51,535	0,073	69,2			2,15	0,015	0,37	1,70	1,14		
	E	14,415	0,908	85,6			8,34	0,735	1,44	6,21	6,61		
	U	47,689	0,335	71,2			2,37	0,105	0,41	3,49	1,25		
II-I	D	65,433	0,120	69,5			1,42	0,029	0,23	0,90	3,66		
	E	20,252	1,115	87,8			6,94	0,821	1,13	5,25	5,114		

section partiellement Composites

Nw	File	M_0^c	M_0^e	M_1	M_2	K_0	K	W	μ_2^c	μ_2^e	μ_1	W	A
R-III	U	2,365	0,321	0,024	0,003	20,33	35,95	0,00					0

SP₁ sens. longitudinal

Compression simple

Niv.	V - IV			IV - III			III - II			II - I			
	File	N°	B	A	N°	B	A	N°	B	A	N°	B	A
C		13,14			26,026			36,853			47,681		
D		19,453	1600	∠0	37,699	1600	∠0	51,538	1600	∠0	65,438	1600	∠0
E		6,387			12,585			16,418			20,252		

Section minimale d'armature.

Niv.	File	C	D	E
V - IV	N°	13,14	19,453	6,387
	Ø ₁	A	A	A,8
	Ø ₂	2,18		
	R _v /4	/		
	A _{min}	0,178	1,165	1,18
IV - III	N°	26,026	37,699	12,585
	Ø ₁	A	A	A,8
	Ø ₂	2,18		
	R _v /4	/		
	A _{min}	1,56	2,26	1,357
III - II	N°	36,853	51,538	16,418
	Ø ₁	A	A	A,8
	Ø ₂	2,18		
	R _v /4	/		
	A _{min}	2,21	3,1	1,77
II - I	N°	47,681	65,438	20,252
	Ø ₁	A	A	A,8
	Ø ₂	2,18		
	R _v /4	/		
	A _{min}	2,86	3,99	2,18

SP, N_{max}^T

Sections partiellement comprimées

N ^o	File	M _a ^k	M _a ^c	μ_1	μ_2	K ₀	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
IV - IV	C	9,48	3,38	0,065	0,023	20,33	34,8	0,145					2,10
	D	10,5	2,24	0,072	0,015	20,33	32,8	0,12					1,73
	E	8,17	5,10	0,056	0,035	20,33	40	0,26					3,74
III - III	C	16,52	3,44	0,114	0,023	20,33	24,2	0,19					2,74
	D	18,17	1,44	0,125	0,01	21,06	22,2	0,11					1,60
	E	9,30	2,946	0,064	0,022	20,33	35,5	0,145					2,10
II - II	C	21,66	1,67	0,143	0,011	21,06	20	0,12					1,73
	D	24	-1,02	0,165	-0,007	23,43	18	199,4	0,232	0,0028	15,5	0,18	2,60
	E	14,95	5,20	0,093	0,036	20,33	27	0,28					4,03
I - I	C	27,2	0,45	0,187	0,003	22,33	17	188,1	0,2783	0,0046	10	0,34	4,90
	D	30,42	-2,77	0,203	-0,005	24,47	17	176,1	0,33	0,0030	10	0,70	10,10
	E	17,64	4,52	0,121	0,031	20,33	24	0,25					3,10

SP₂ N_T min

sections partiellement comprimées

Nuis	File	M _u ^t	M _u	μ ₁	μ ₂	κ ₀	κ	λ ₀	μ ₁	μ ₂	κ'	ω	A
IV-IV	C	6,5	5,1	0,0648	0,035		48,2	0,48					6,97
	D	7,32	4,52	0,050	0,031	20,33	41,8	0,29					8,31
	E	4,52	3,22	0,031	0,027		56,2	0,20					9,28
III-III	C	10,43	8,66	0,072	0,058		36,8	0,45					6,48
	D	12	7,36	0,082	0,0507	20,33	32,5	0,38					5,67
	E	4,33	5,18	0,0238	0,0252		57,5	0,46					8,76
II-II	C	11,51	10,96	0,053	0,0255		35	0,58					8,35
	D	13,3	5,44	0,036	0,065	20,33	31,6	0,43					7,06
	E	8,87	8,46	0,061	0,058		40,2	0,45					6,48
I-I	C	13,48	13,67	0,095	0,094		33	0,71					10,28
	D	15,33	12,12	0,106	0,084	20,33	30	0,64					9,22
	E	9,36	11,08	0,0704	0,082		40,4	0,60					8,66

$$S P_2 N_{max}^L$$

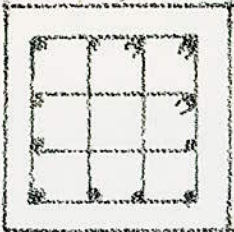
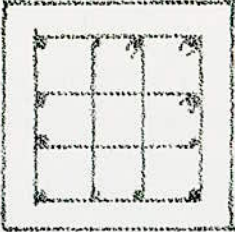
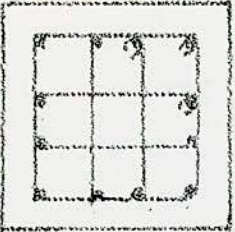
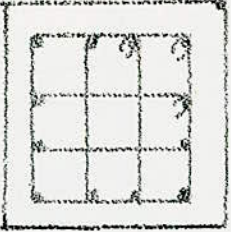
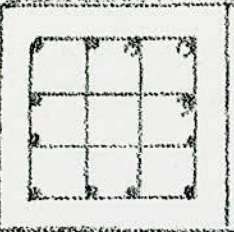
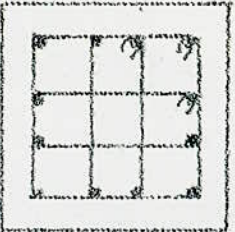
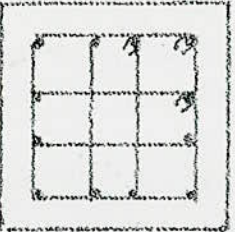
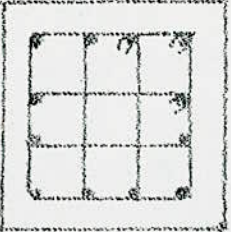
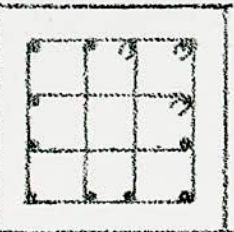
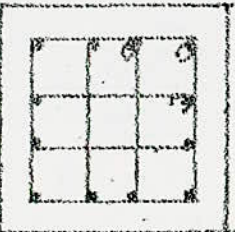
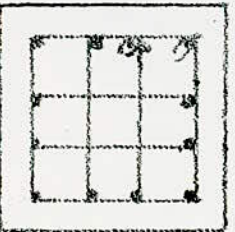
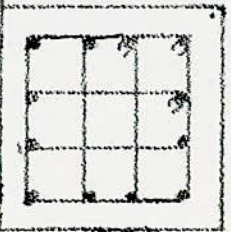
sections partiellement comprimées.

Niv	File	M_a^E	M_a^S	μ_1	μ_2	K_0	K	ω	μ'_1	μ'_2	K'	ω	A
IV	C	8,77	2,50	0,0604	0,017	20,33	36	0,12					1,73
	D	11,2	4,02	0,077	0,027		32	0,20					2,88
	E	5,83	3,27	0,042	0,022		44,5	0,16					2,3
III	C	16,58	1,55	0,114	0,011	20,75	23,5	0,10					1,44
	D	19,77	4,48	0,136	0,031	20,33	22	0,25					3,60
	E	10,61	4,85	0,073	0,033	20,33	33,5	0,24					3,46
II	C	23,12	-1,81	0,159	0,012	24,175	19	0,14	0,256	0,02	13	0,31	4,46
	D	25,8	2,6	0,177	0,018	20,54	18	0,20	0,243	0,024	15	0,27	3,88
	E	13,6	4,84	0,093	0,033	20,33	29	0,24					3,46
I	C	20,45	4,64	0,209	0,032	25,61	16,5	0,31	0,358	0,054	9,5	1,00	14,4
	D	32,66	1,46	0,225	0,014	21,57	15,5	0,20	0,141	0,016	35	0,8	11,82
	E	14,25	2,46	0,098	0,0149	20,33	26,5	0,12					1,73

$$S P_2 N_{\text{min}}^c$$

sections partiellement comprimées

Niv	File	M_a^c	M_a^c	μ_1	μ_2	N_0	K	w	μ'_1	μ'_2	K'	w	A
IV	C	6,25	5,02	0,0448	0,034	20,33	45,2	0,26					3,74
	D	9,55	5,67	0,0658	0,033		36,5	0,30					4,32
	E	5,13	3,97	0,035	0,027		51,5	0,20					2,88
III	C	8,96	9,15	0,062	0,063	20,33	40	0,46					6,62
	D	15,13	9,08	0,104	0,062		28,5	0,48					6,91
	E	8,50	6,96	0,058	0,048		39,5	0,36					5,20
II	C	8,62	12,67	0,06	0,037	20,33	42,5	0,64					9,22
	D	17,01	11,35	0,117	0,078		27	0,60					8,64
	E	9,52	8,31	0,065	0,061		38,5	0,44					6,34
I	C	8,31	17	0,61	0,117	20,33	35	0,08					1,15
	D	19,86	14,46	0,137	0,099		25,5	0,76					10,94
	E	8,17	8,55	0,06	0,059		42	0,44					6,34

NIVEAU Potéaux	IV - III	IV - III	III - II	II - I
potéau d'angle	 <p>12 T16</p>	 <p>12 T16</p>	 <p>12 T20</p>	 <p>12 T20</p>
potéau de rive	 <p>12 T16</p>	 <p>12 T20</p>	 <p>4 T25 + 8 T12</p>	 <p>4 T25 + 8 T12</p>
potéau interieur	 <p>12 T16</p>	 <p>12 T20</p>	 <p>4 T25 + 8 T12</p>	 <p>4 T25 + 8 T12</p>

- FONDATIONS -

Caracteristiques

Les fondations que nous allons calculer sont des fondations superficielles .
 La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s$ sera :

- Sous (S P₁) :

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ Kg / Cm}^2 \text{ à } 1,50 \text{ m de profondeur}$$

- Sous (S P₂) :

La charge en fondation, compris actions sismiques, ne doit pas dépasser 75 % de la charge de rupture estimée (P.S.69 Ar . B₁1,42) .

Pour un coefficient de sécurité = 2 la contrainte de rupture $\bar{\sigma}_r$:

$$\bar{\sigma}_r = 2 \bar{\sigma}_s (SP_1) \rightarrow \bar{\sigma}_s (SP_2) = 0,75 \bar{\sigma}_r = 1,5 \bar{\sigma}_s (SP_1)$$

$$\bar{\sigma}_s (SP_2) = 3,75 \text{ Kg / Cm}^2$$

On disposera au dessous de la semelle un béton de propreté de 10 Cm d'épaisseur .

Les semelles seront calculées en compression simple .

Les moments à la base des poteaux étant repris par les longrines .

Deux types de semelles sont à distinguer :

. Semelles isolées

. Semelles continuées sous deux poteaux

Ce type de semelle a été choisi en raison du rapprochement des poteaux centraux .

CALCUL DES SEMELLES ISOLEES .

Généralités :

En général une fondation est soumise à un effort normal (N), à un moment de flexion dans le sens longitudinal (M_x) et un moment dans le sens transversal (My) (voir fig .) .

Pour (My = 0) on a =

$$e_0 = \frac{M_x}{N} \text{ (il faut que } e_0 \ll \frac{B_x}{6} \text{ pour que } \sigma_2 \geq 0 \text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B_x B_y} \left(1 + \frac{6 e_0}{B_x} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B_x B_y} \left(1 - \frac{6 e_0}{B_x} \right)$$

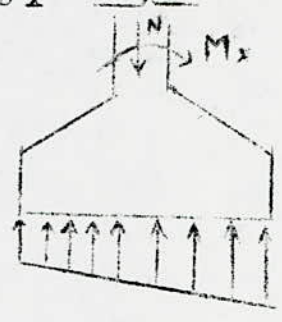
Contrainte Moyenne

$$\bar{\sigma}_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

$$C_0 = \frac{M_x}{N} \quad (\text{il faut que } \epsilon_0 \ll \frac{B_x}{e} \text{ pour que } \sqrt{2} \gg 0)$$

$$\sqrt{1} = \frac{M}{B_x B_y} \left(1 + \frac{6 \epsilon_0}{B_x} \right) \quad \left. \vphantom{\sqrt{1}} \right\} \text{Contrainte moyenne}$$

$$\sqrt{2} = \frac{N}{B_x B_y} \left(1 - \frac{6 \epsilon_0}{B_x} \right) \quad \sqrt{m} = \frac{\sqrt{1} + \sqrt{2}}{2}$$



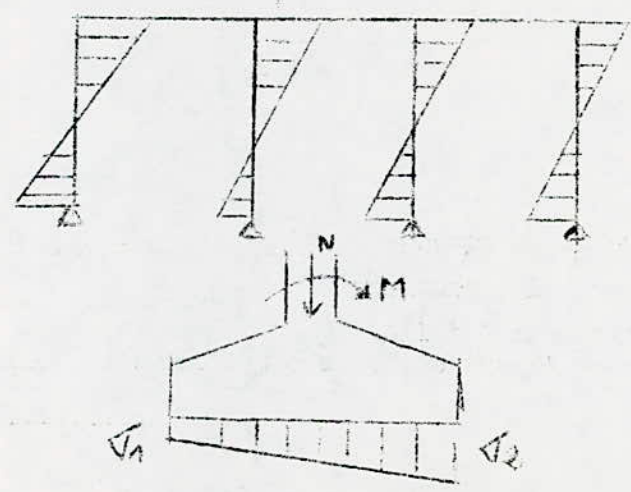
. Si : $(\sqrt{1} - \sqrt{2}) \ll \frac{\sqrt{m}}{2}$ On pourra utiliser pour les calculs des armatures, les formules de la méthode des bielles à condition de remplacer la charge réelle (N) par une charge fictive $N' = B_x \cdot B_y \cdot \frac{3\sqrt{1} + \sqrt{2}}{4}$.

. Si : $(\sqrt{1} - \sqrt{2}) > \frac{\sqrt{m}}{2} \Rightarrow$ On appliquera la méthode des consoles.

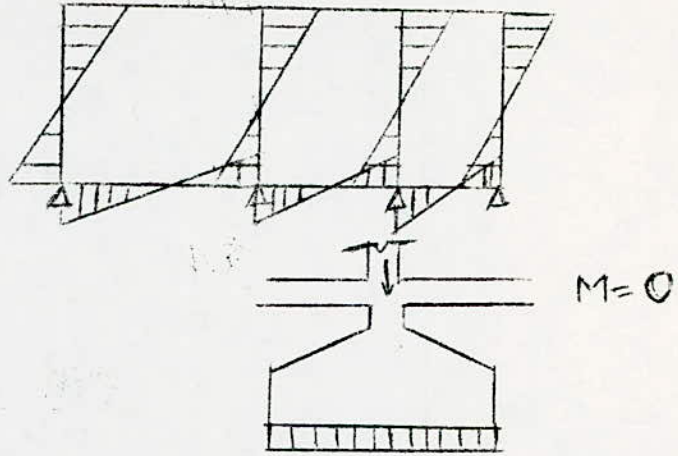
Utilisation des longrines :

Les longrines seront calculées pour reprendre les moments au niveau supérieur des semelles (ces moments sont dus essentiellement à S_{Th}), dans ce cas les semelles seront soumises uniquement à un effort normal .

Sans Longrines :

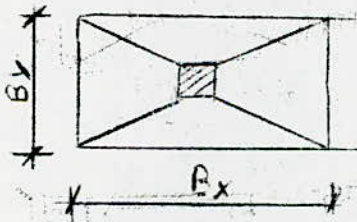
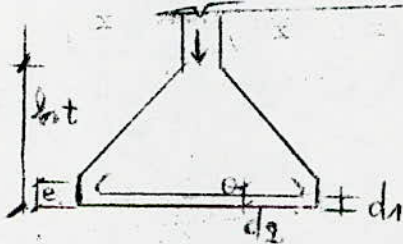


Avec Longrines :



Méthode des bielles :

- Dimensions :



On doit avoir :

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\sqrt{s}}$$

On prend $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ pour que la semelle et

les poteaux usent homothétiques.

$$B_x \geq \sqrt{\frac{b_x}{b_y} \cdot \frac{N}{s}}$$

$$B_y = \frac{b_y}{b_x} B_x$$

$$h_{t1} \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

(avec $d_1 = 5 \text{ cm}$)

$$e \geq 6\phi + 6$$

CALCUL DES ARMATURES :

$$A_x = \frac{N (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)}$$

$$A_y = \frac{N (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)}$$

$$\text{d'où } A = \frac{B_x}{\sqrt{s}}$$

$$\text{d'où } A_y = \frac{B_y}{\sqrt{s}}$$

- Condition de non - poinçonnement :

$$n = \frac{1,5}{P_c h_t} \ll 1,2 \sqrt[3]{b} \quad (\text{CCBA 68 Art. 39,54}) .$$

P_c : Périmètre du contenu à considérer, situé à une distance $ht/2$.

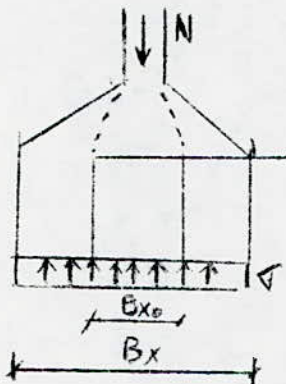
(pour une section rectangulaire $P_c = 2 (bx + by + 2 ht)$) .

Pour un poteau rectangulaire (bx . by) :

$$(bx + by + 2ht) \cdot ht \gg \frac{1,5 Q}{2 \cdot 1,2 \sqrt[3]{b}} = \frac{Q}{9,44} ; \quad \sqrt[3]{b} = 5,9 \text{ Kg / Cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$h_t^2 + \frac{(bx + by)}{2} h_t - \frac{Q}{18,88} \gg 0$$

$$\Rightarrow h_{t2} \gg \sqrt{\left(\frac{bx + by}{4} \right)^2 + \frac{Q}{18,88}} - \frac{(bx + by)}{4}$$



Valeur de Q

$$* V = \frac{N}{Bx \cdot Bx} \quad P = V \cdot Bx_o \cdot Bx_o$$

$$* V = N - P$$

Mais il est plus défavorable de prendre

$$Q = N .$$

Remarques :

- Pour les poteaux des blocs voisins de section 40 X 40 (R+3) .
on prendra :

$$N = 60 \text{ t pour les poteaux d'angle .}$$

$$N = 120 \text{ t pour les poteaux de rive .}$$

- Pour les calculs on prendra l'effort normal sous (SP1) :

NSP1 si $1,5 Ns P1 \gg Ns P2$; dans le cas contraire
on prendra $Ns P2$ (sous SP2).

Efforts normaux dans les poteaux : (t)

VOIR SCHEMA
Page SUIVANTE

-- -- notons que l'ensemble des efforts normaux
sont donnés sous (SP2)
sauf pour le poteau 30X30 pris sous
(SP 1) .

Poteaux d'angles :

Semelle : S₁ ; Poteau (40 X 40) : A₄ ; A₆ ; B₂ ; C₇ ; D₁ ; F₁ ; F₃ ; E₅
max N_i = 54 t (SP 2)

Poteau de rive :

Semelle : S₂ ; Poteau (40 X 40) : A₅ ; B₃ ; B₆ ; C₂ ; E₁ ; E₃ ; E₆ ; F₂
max N_i = 100, 668 t (SP₂)

Poteau de rive :

Semelle : S₃ ; Poteau (30 X 30) : G₈

Poteaux interieurs

Semelle : S₄ ; Poteau (40 X 40) : B₄ ; B₅ ; C₃ ; C₄ ; C₆ ; D₂ ; D₃
max N_i = 127, 686 t (SP₂) D₆ ; E₂ ; D₅

Poteaux au niveau des joints de dilatation

Semelle : S₅ ; Poteau (40 X 40) : D₇ ;

$$b'x = 82 \text{ Cm}$$

$$b'y = 40 \text{ Cm}$$

$$N = 93,937 + 120 = 213,937 \text{ t} \quad (\text{ SP2 })$$

$$N = 214 \text{ t}$$

Semelle : S₆ ; Poteau (40 X 40) : E₇

$$b'x = 82 \text{ Cm}$$

$$b'y = 40 \text{ Cm}$$

$$N = 47,658 + 60 = 107,658 \text{ t} \quad (\text{ SP2 })$$

$$N = 108 \text{ t}$$

Efforts normaux dans les poteaux (1)

(A)

(B)

(C)

(D)
45,832

(G)

(E)
93,237

(F)
47,658
(1)

53,71	92,47	110,62	122	80,86	(2)
85,352	123,686	111,296	100,668	50,882	(3)
56	114,70	111	144,13 99,30		(4)
82,632	115,015	107,283 118,931	22 (57,)	45,293	(8) (5)
53,71	92,47	100,62	122	80,86	(6)
		45,832	93,237	47,658	(7)

Dimensions des semelles

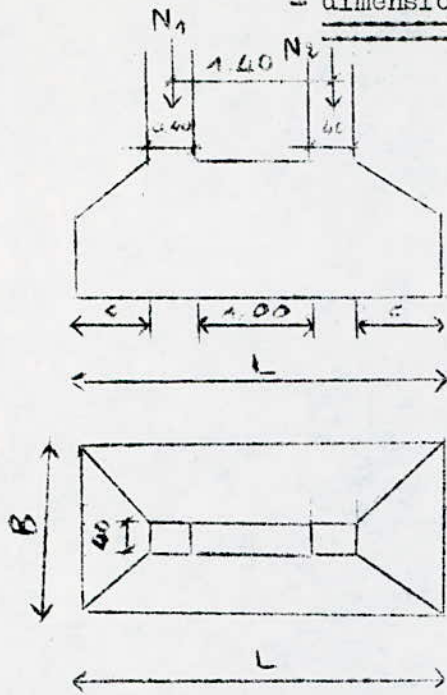
Semelle ↓	N [kg]	b _x [cm]	b _y [cm]	B _x [cm]	B _y [cm]	h ₁ [cm]	h ₂ [cm]	h ₆ [cm]
S ₁	54	40	40	150	150	30	40	50
S ₂	101	40	40	170	170	40	55	55
S ₃	22	30	30	100	100	25	35	40
S ₄	128	40	40	190	190	40	60	60
S ₅	214	82	40	345	170	75	80	80
S ₆	108	82	40	245	120	50	60	60

Ferraillage des semelles

Semelle ↓	N [kg]	F _x [kg]	F _y [kg]	A _x (cm ²)		A _y (cm ²)	
S ₁	54000	16500	17267	3,53	6710	4,11	6710
S ₂	101000	32825	34193	7,82	7714	8,14	7714
S ₃	22000	5500	5834	1,96	4710	2,08	4710
S ₄	128000	43636	45283	10,39	9714	10,78	9714
S ₅	214000	93804	47637	22,33	8722	11,34	12712
S ₆	108000	40009	20378	3,53	5716	6,15	10710

Calcul de la semelle continue sous 2 Poteaux

- dimensionnement de la semelle .



$$N_1 \pm 107,28 \text{ t}$$

$$N_2 = 118,93 \text{ t}$$

Les efforts N_1 et N_2 étant sensiblement égaux on calculera la semelle avec $N \pm N_1 = N_2 = 119 \text{ t}$.

Le centre de gravité des 2 charges se trouvera donc au milieu de celles-ci soit : $R = 2 N \pm 238 \text{ t}$

on se fixe une largeur de semelle $B = 2,30 \text{ m}$ déterminons le grand côté L

$$B \cdot L \geq \frac{R}{\sqrt{5}} \pm 63467 \text{ Cm}^2 ;$$

$$L \geq \frac{63467}{230} = 275,9 \text{ Cm}$$

on prend $L = 3 \text{ m}$;

- Poids approximatif de la semelle :

$$N_0 = 2,30 \times 3,00 \times 0,60 \times 2500 = 10350 \text{ Kg}$$

- L'effort normal total supporté par la semelle est :

$$N_t = 238 + 10,35 = 248,35 \text{ t}$$

- Verification :

$$\frac{N_t}{3} = 66227 \text{ Cm}^2 \quad B \cdot L = 69000 \text{ Cm}^2$$

- Dimensions des consoles :

$$c = \frac{300 - 180}{2} = 0,60 \text{ m}$$

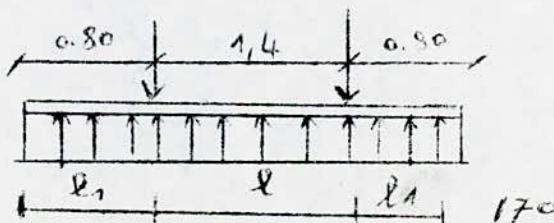
determination des efforts .

on suppose une repartition uniforme des sous pressions sur toute la longueur de la fondation . (methode de M. BEER) .

la valeur de la sous pression au mètre sera :

$$q = \frac{R}{L} = \frac{238}{3} = 79,34 \text{ t /ml}$$

le Shema de calcul de la fondation est le suivant



Moments :

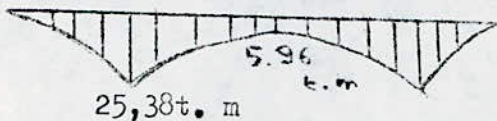
- aux appuis :

$$M_a = \frac{q l^2}{2} = 79,34 \times \frac{0,8^2}{2} = 25,38 \text{ t. m}$$

- en travée :

$$M_t = \frac{q}{2} \left(11 + \frac{l^2}{2} \right) \cdot N \cdot l = \frac{79,34}{2} \left(0,8 + \frac{1,4^2}{2} \right) = 119 \cdot \frac{1,4}{2} = 5,96 \text{ t. m}$$

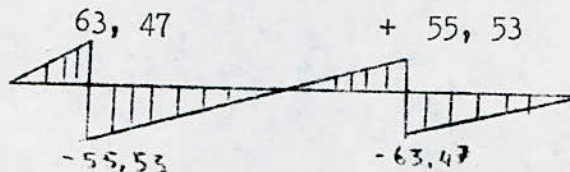
d'où le diagramme ci-dessous .



efforts tranchants

$$T_a G = q \times l_1 = 79,34 \times 0,8 = 63,47 \text{ t.}$$

$$T_a D = q \times l_1 - N = 63,47 - 119 = 55,53 \text{ t}$$

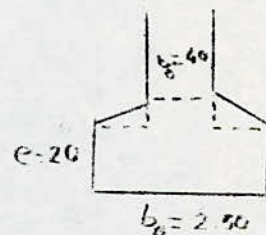


determination des armatures longitudinales

le ferrailage de la fondation se fera pour la section en Té représentée ci-contre en pointillés

la section la plus sollicitée est au droit de l'appui :

$$\begin{cases} M_a = 25,38 \text{ t. m} \\ T = 63,47 \text{ t.} \end{cases}$$



$$M \cdot \frac{15}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2538 \text{ 000}}{4200 \times 40 \times 76^2} = 0,0392 \rightarrow \begin{cases} k = 44,4 \\ \xi = 0,9158 \\ \alpha = 0,2525 \end{cases}$$

on prend $b_0 = 40 \text{ Cm}$ car la partie comprimée est en haut du point de vue calcul on aura donc une section rectangulaire (40×80)

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{2538 \text{ 000}}{4200 \times 0,9158 \times 76} = 8,68 \text{ Cm}^2$$

determination des armatures longitudinales :

la section d'appui la plus sollicitée est au droit de l'appui . A.

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

$$T = 98,77 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 M}{a b h^2} = \frac{15 \cdot 4500000}{4200 \times 40 \times 76^2} = 0,06956 \rightarrow \begin{cases} k = 31,2 \\ \xi = 0,8918 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{45 \cdot 00000}{4200 \times 0,8918 \times 76} = 15,81 \text{ Cm}^2$$

on adoptera :

en travée

$$M = 14,61 \text{ T. m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{a b h^2} = \frac{15 \times 1461000}{4200 \times 40 \times 76^2} = 0,0226 \quad \begin{cases} k = 61 \\ \xi = 0,9342 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{1461000}{4200 \times 0,9342 \times 76} = 4,90 \text{ Cm}^2$$

conditions aux appuis

-- armatures superieures

$$A \sqrt{a} \geq T + \frac{M}{z}$$

$$A \sqrt{a} \geq 98770 - \frac{4500 \cdot 000}{\frac{7 \cdot 76}{8}}$$

$$A \sqrt{a} \geq 31101$$

$$A \geq \frac{31101}{4200} = 7,41 \text{ Cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5T 14 = 7,69 \text{ Cm}^2$$

verification de l'adherence .

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 26,61 \text{ Kg / Cm}^2$$

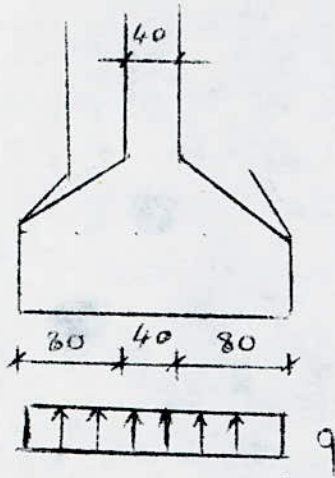
$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \pi \frac{\phi^2}{4}} \leq \bar{\sigma}_d \quad n \phi \geq \frac{T}{\pi z \bar{\sigma}_d}$$

$$n \phi \geq \frac{98770}{\frac{\pi \cdot 7 \cdot 76}{8} \times 26,61} = 17,76 \text{ Cm}^2$$

$$\text{On utilisera de } \phi 20 \text{ d'ou } n \geq \frac{17,76}{2} = 8,88$$

$$\text{Soit } 10 \phi 20 = 31,41 \text{ Cm}^2 .$$

Armatures dans le sens perpendiculaire à la poutre



On considère une bande de 1m de longueur
 $q = \frac{R}{B.L} = \frac{242,26}{2 \times 3,5} = 34,61 \text{ t/ml}$

Section de calcul : (100 X 80)

le moment dans la section d'encastrement est:

$$M = \frac{q l^2}{2} = \frac{34,61 \times 0,82^2}{2} = 11,1 \text{ t.m}$$

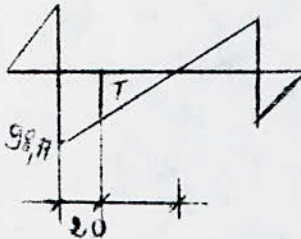
$$\mu = \frac{15 M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \times 1110 \text{ 000}}{4200 \times 100 \times 74,5^2} = 0,0071 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 116 \\ \xi = 99618 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sqrt{a} \xi h} = \frac{111 \text{ 0000}}{4200 \times 0,9618 \times 74,5} = 3,70 \text{ Cm}^2$$

on adoptera : 5 T12 + 4,52 Cm²

armatures transversales .

-- effort tranchant au nu du poteau .



$$\frac{T}{98,77} = \frac{0,736}{0,936} \quad T = 98,77 \times \frac{0,736}{0,936} = 77,66 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{\text{boz}} = \frac{77660}{\frac{40 \times 7 \times 76}{8}} = 29,2 \text{ Kg/ Cm}^2 ;$$

on a $\tau_b = 29,2 \text{ Kg/ Cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b = 30,98 \text{ Kg/ Cm}^2$

les cadres et etriers verticaux sont suffisants

Soit 2 cadres et 1 etrier

espacement des cadres verticaux

$$t = \frac{A_t z \sqrt{a} t}{T} = \frac{4,71 \cdot 7 \cdot 76 \cdot 2800}{77660} = 11,3 \text{ Cm}$$

l'espacement admissible est :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 15,2 \text{ Cm} \\ \bar{t}_2 = h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) = 0,94 \text{ Cm} \end{array} \right.$$

on adoptera un espacement : t = 10 Cm

Espacement des cadres verticaux .

On adoptera 2 Cadres T10 At = 3,14 Cm² .

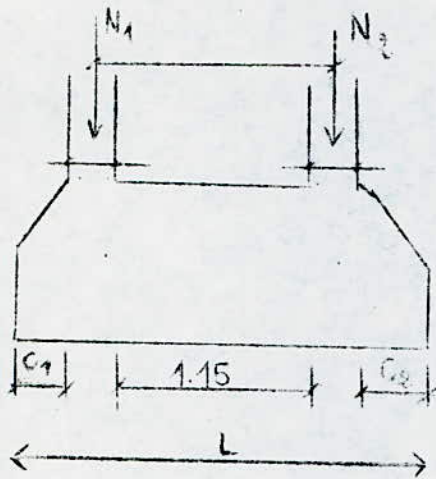
$$t = \frac{At \cdot z \cdot \sqrt{at}}{T} = \frac{3,14 \times 49 \times 2800}{63470} = 6,8 \text{ Cm}$$

l'espacement admissible est :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = 0,2 \cdot h = 15,2 \text{ Cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sqrt{b}} \right) = 14,53 \end{cases}$$

on adoptera un espacement t = 10 Cm qu'on
conservera tout au long de la poutre .

Calcul de la semelle continue sous 2 poteaux .



$$\begin{cases} N_1 = 143,13 \text{ t} \\ N_2 = 99,13 \text{ t} \end{cases}$$

position du Centre de gravité des 2 Charges :

$$N = N_1 + N_2 = 242,26 \text{ t} :$$

$$N_1 \cdot x_0 + N_2 \cdot 1,5 = N \cdot x$$

$$x = \frac{N_2 \cdot 1,5}{N} = 0,61 \text{ m}$$

N

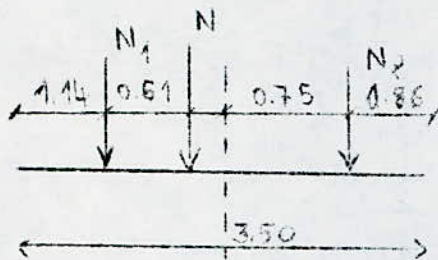
on se fixe une largeur de semelle

$$B = 2 \text{ m}$$

$$\text{on a alors : } B \times L \gg \frac{R}{\gamma_5} = 64\,603 \text{ Cm}^2$$

$$L \geq \frac{64603}{200} = 323 \text{ Cm}$$

on prend $L = 3,50 \text{ m}$;



verification en tenant compte du poids de la fondation

$$N_0 = 2 \times 3,50 \times 0,6 \times 2500 = 10500 \text{ Kg}$$

$$N_t = N_0 + N = 252,76 \text{ t}$$

$$N_t = 67403 \text{ Cm}^2 < B \times L = 70.000 \text{ Cm}^2$$

$\sqrt[5]{15}$

dimensions des consoles

$$l_1 = \frac{350}{2} - 61 = 114 \text{ cm}$$

$$C_1 = 114 - 20 = 94 \text{ Cm}$$

$$l_2 = 2$$

$$l_2 = \frac{350}{2} - 75 - 14 = 86 \text{ Cm}$$

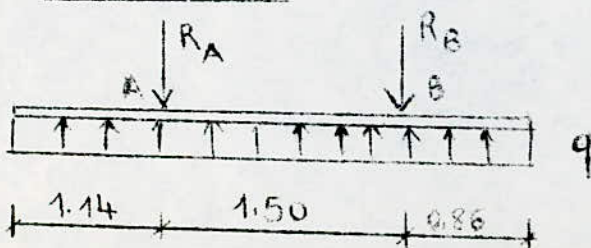
$$C_2 = 86 - 15 = 71 \text{ Cm}$$

determination des efforts .

charge par mètre linéaire :

$$q = \frac{242,26}{3,5} = 69,22 \text{ t/ml}$$

shema de calcul



Calcul des réactions R_A ; R_B ;

$$R_B \times 1,5 = 69,22 \times \left(\frac{1,5 + 0,86}{2} \right)^2 - 69,22 \times \frac{1,14}{2} \quad ; \quad R_B = 198,52$$

$$R_A \times 1,5 = 69,22 \times \left(\frac{1,5 + 1,14}{2} \right)^2 - 69,22 \times \frac{0,86}{2} \quad ; \quad R_A = 143,75$$

moments flechissants et efforts tranchants

sur appuis :

$$M_a = q \cdot \frac{l_1^2}{2} = 69,22 \times \frac{1,14^2}{2} = 45 \text{ t.m}$$

$$M_b = q \cdot \frac{l_2^2}{2} = 69,22 \times \frac{0,86^2}{2} = 25,60 \text{ t.m}$$

$$T_{AG} = ql_1 = 69,22 \times 1,14 = 78,91 \text{ t}$$

$$T_{AD} = ql_1 - R_A = -98,77 \text{ t}$$

$$T_{BD} = ql_2 = 69,22 \times 0,86 = 59,53 \text{ t}$$

$$T_{BG} = ql_2 + R_B = +39 \text{ t}$$

en travée :

$$T(x) = ql_1 - R_A + qx$$

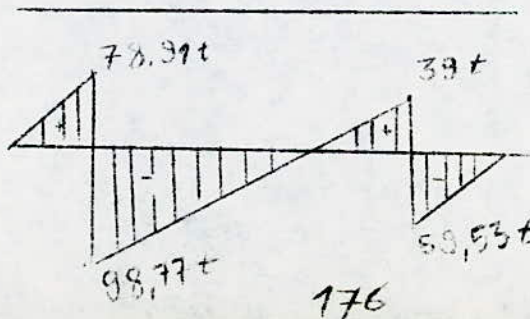
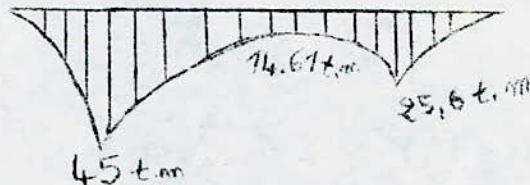
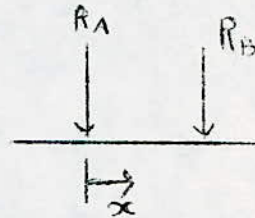
$$T(x) = 0 \quad x = \frac{R_A - ql_1}{q}$$

$$x = \frac{143,75 - 69,22 \times 1,14}{69,22} = 0,936 \text{ m}$$

on en déduit le moment max en travée :

$$M_{max} = M(x = 0,936 \text{ m}) = q \left(\frac{l_1 + x}{2} \right)^2 - R_A x$$

$$M_{max} = 69,22 \left(\frac{1,14 + 0,936}{2} \right)^2 - 143,75 \times 0,936 = 14,61 \text{ t.m}$$



En section en travée :

$$M = 5,96 \text{ t. m}$$

la partie comprimée est en haut, la largeur à prendre en compte est $b_0 = 40 \text{ Cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sqrt{a} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 596000}{4200 \times 40 \times 76^2} = 0,0092 \longrightarrow \begin{cases} k = 101 \\ \xi = 0,9569 \end{cases}$$

$$A \star \frac{M}{\sqrt{a} \cdot \xi \cdot h} = \frac{596000}{4200 \times 0,9569 \times 76} = 1,95 \text{ Cm}^2$$

on prolongera en travée la section trouvée sur appuis.

Condition aux appuis .

- armatures supérieures .

$$A \sqrt{a} \geq T + \frac{M}{z}$$

$$A \sqrt{a} \geq 63470 - \frac{2538000}{\frac{7}{8} \cdot 76} = 25304,6 \text{ Kg}$$

$$A \geq \frac{25304,6}{4200} = 6,02 \text{ Cm}^2$$

on adoptera : 4T 14 = 6,15 Cm² qu'on prolongera sur toute la distance comprise entre les 2 poteaux .

verification de l'adhérence .

La contrainte d'adhérence admissible est :

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\tau}_b = 26,61 \text{ Kg / Cm}^2 ;$$

on a :

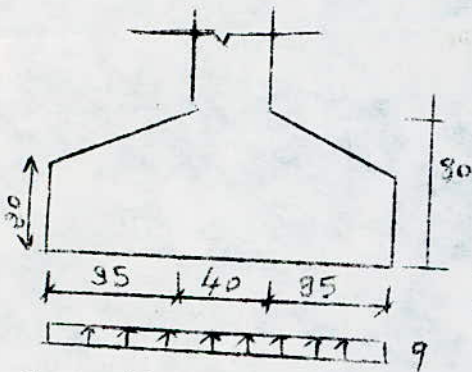
$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{p \cdot z} \quad \text{avec } p = n \pi \phi \quad (\text{barres de même diamètre}) .$$

$$\frac{T}{n \pi \phi z} \leq \bar{\tau}_d \quad n \geq \frac{T}{\pi \cdot z \cdot \bar{\tau}_d} = \frac{63470}{\frac{11 \times 7 \times 76 \times 26,61}{8}} = 11,42 \text{ Cm}$$

on utilisera des $\phi 16$; il faudra un nombre de barres

$$n \geq \frac{11,42}{1,6} = 7,13 \quad \text{soit } 8 \phi 16 = \underline{16,08 \text{ Cm}^2} .$$

Armature dans le sens perpendiculaire à la poutre .



on fera le calcul pour une section de 1 m de longueur .

q: pour une bande 1 m de longueur

$$q = \frac{R}{2,30 \times 3} = \frac{1238}{2,3 \times 3} = 34,5 \text{ t / ml}$$

La longueur de la console étant de 95 Cm le moment dans la section d'encastrement est :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = 34,5 \cdot \frac{(0,95)^2}{2} = 15,57 \text{ t.m}$$

La section de calcul à une largeur de 100 Cm et une hauteur de 80 Cm

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1557000}{4200 \times 100 \times 74,5^2} = 0,0100$$

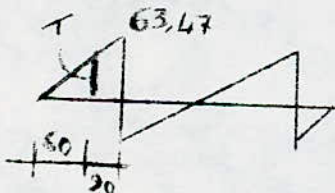
$$\begin{cases} k = 9,65 \\ \xi = 0,9552 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{1557000}{4200 \times 0,9552 \times 74,5} = 5,21 \text{ Cm}^2$$

on adoptera : 4 T 14 = 6,15 Cm²

armatures transversales .

determinons l'effort tranchant au nu du poteau



$$\frac{T}{60} = \frac{63,47}{80}$$

$$T = 63,47 \times \frac{60}{80} = 47,6 \text{ T}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{63470}{40 \times \frac{7}{8} \times 76} = 23,86 \text{ Kg / Cm}^2$$

on a $\tau_b = 23,86 \text{ Kg / Cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b = 30,98 \text{ Kg / Cm}^2$
les cadres et etriers verticaux sont suffisants .

LONGRINES

Armatures Longitudinales

M_T = Le plus grand moment suivant le sens transversal

M_L = Le plus grand moment suivant le sens longitudinal

L'étude sismique a donnée les résultats suivants:

$$\max(M_T, M_L) = 12,51 (t.m) \text{ portique C-C}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h_t = 50 \text{ cm}$$

$$= \mu = \frac{15}{\sqrt{I_{ab} \cdot h^2}} = \frac{15 \cdot 12,51 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,07038 \quad \begin{cases} K = 31 \\ \xi = 0,3913 \end{cases}$$

$$\Lambda = \frac{M}{\sqrt{\alpha \cdot \xi \cdot h}} = \frac{12,51 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,3913 \cdot 46} = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

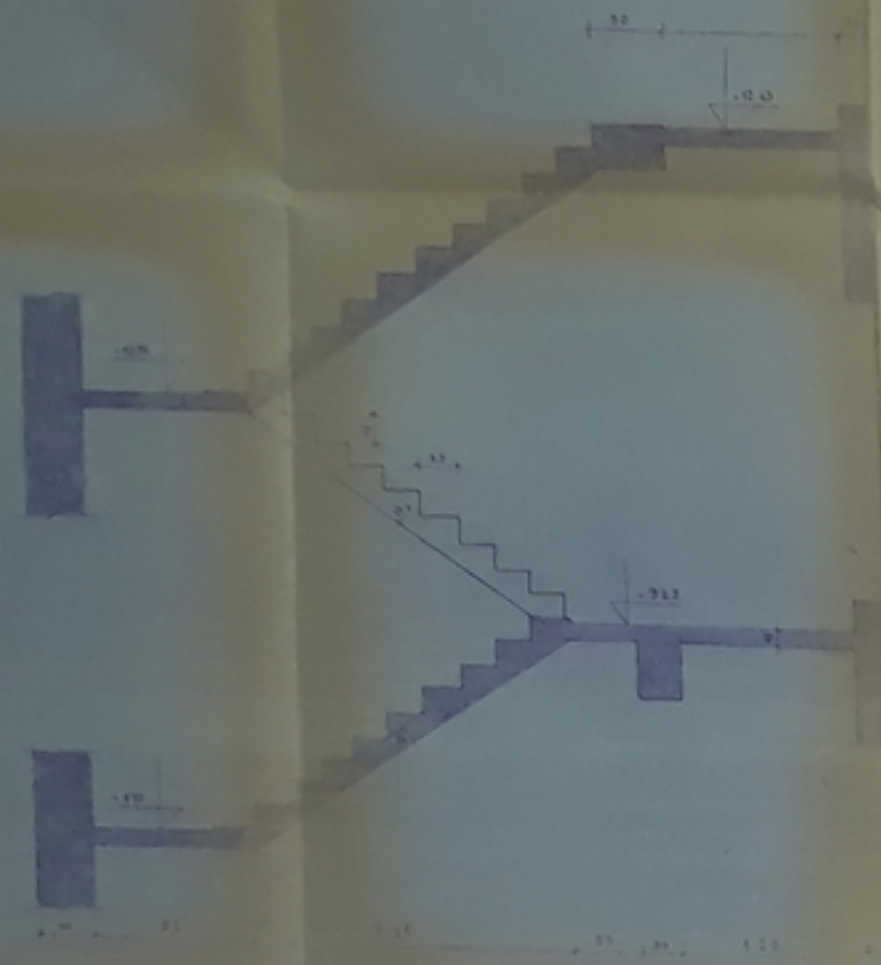
On prendra des cadres et étriers $\emptyset 8$ de nuance FeE24 .

L'espace de ces cadres tout le long des longrines est constant

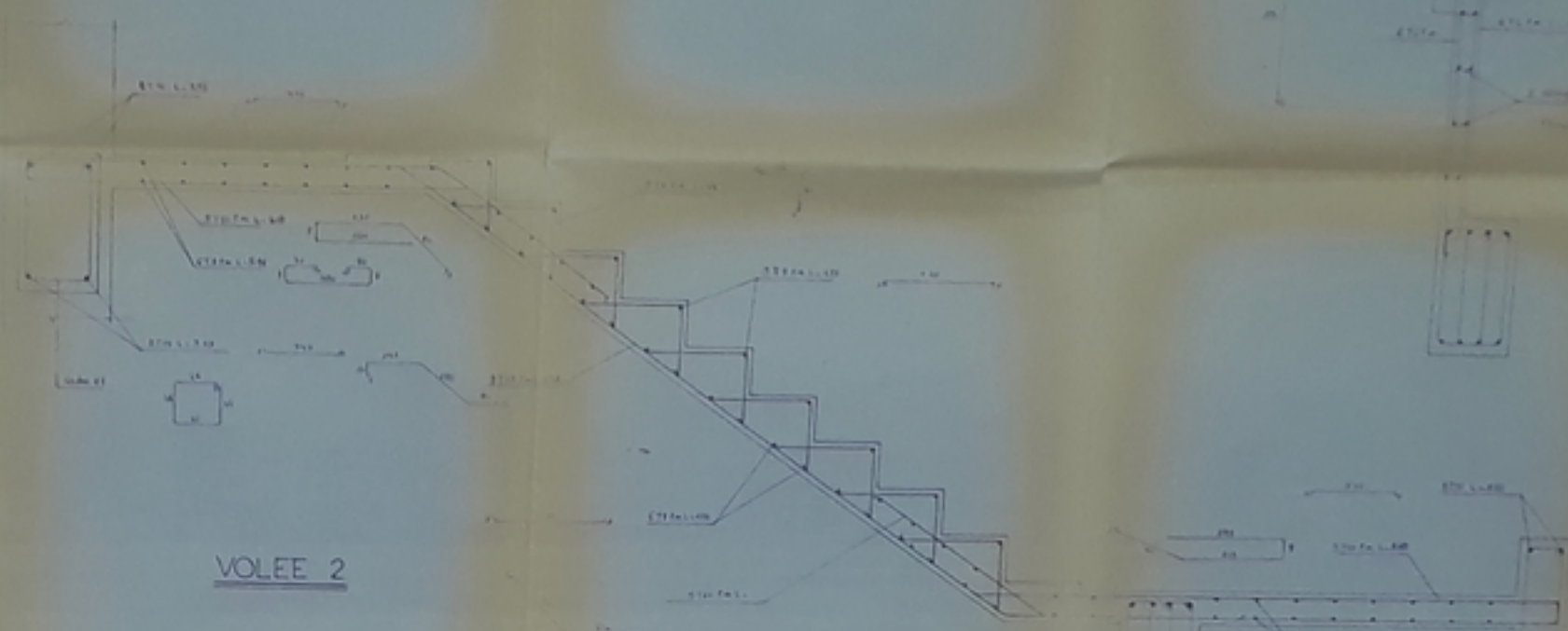
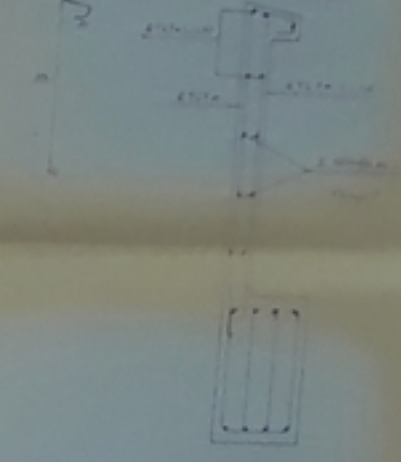
et sera égal à 10 cm .

BIBLIOGRAPHIE

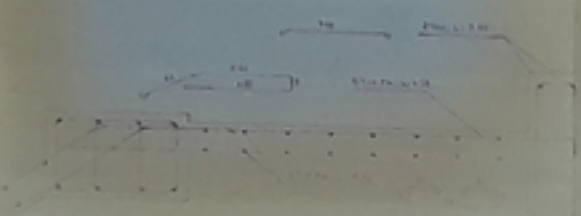
- | | |
|--|--------------|
| * REGLES C C B A 68 | U T I |
| * REGLES PARASSISMIQUES 69 | U T I |
| * REGLES N & V 65 | U T I |
| * Calcul et verification des ouvrages en B.A | P. CHARRON |
| * Traité de béton armé (Tome 4) | A.GUERRIN |
| * Aide mémoire en B.A | V.DAVIDOVICI |
| * Calcul pratique des ossatures de batiment en B.A | A.FUENTES |



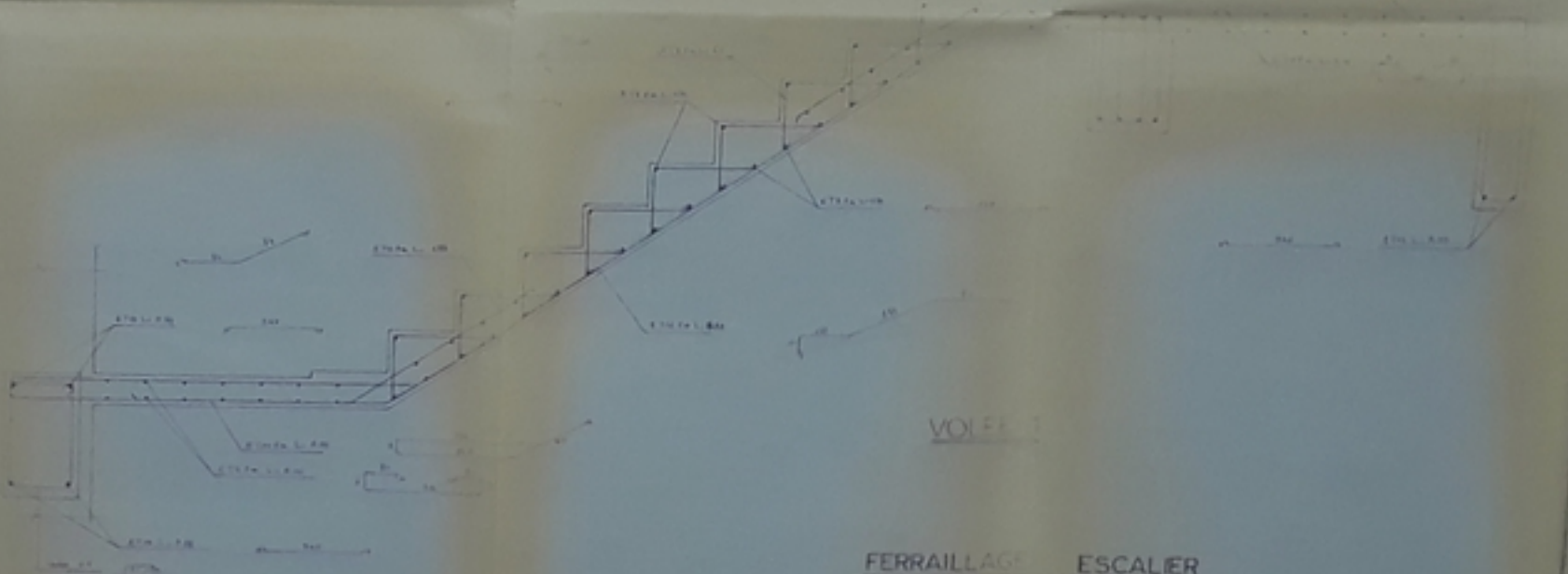
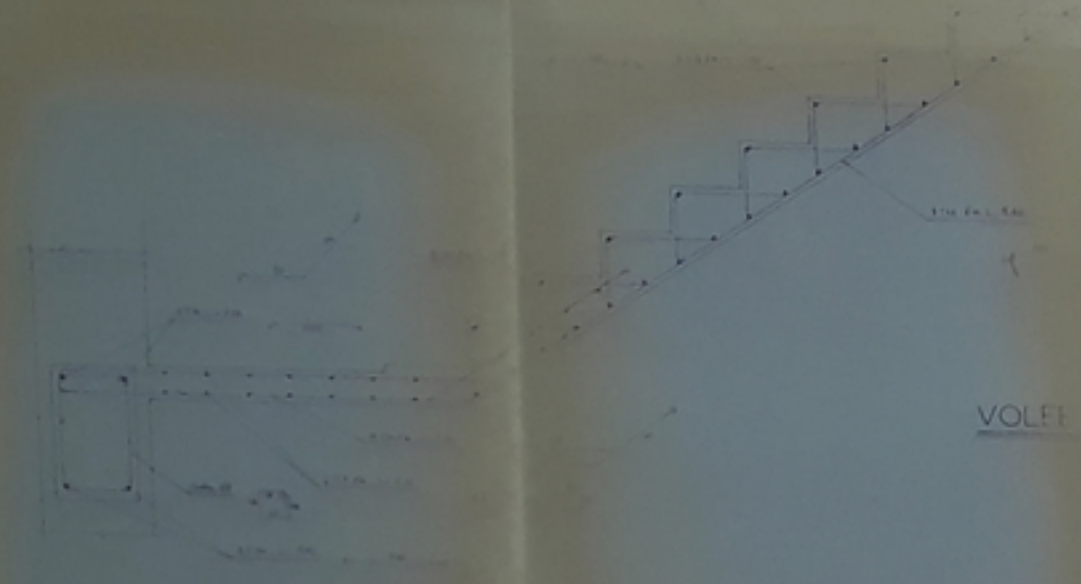
FERRAILLAGE ACROTERE



VOLEE 2



VOLEE 1



FERRAILLAGE ESCALIER

USTHB ENPA

Projet de fin d'études
BATIMENTS D'HABITATION

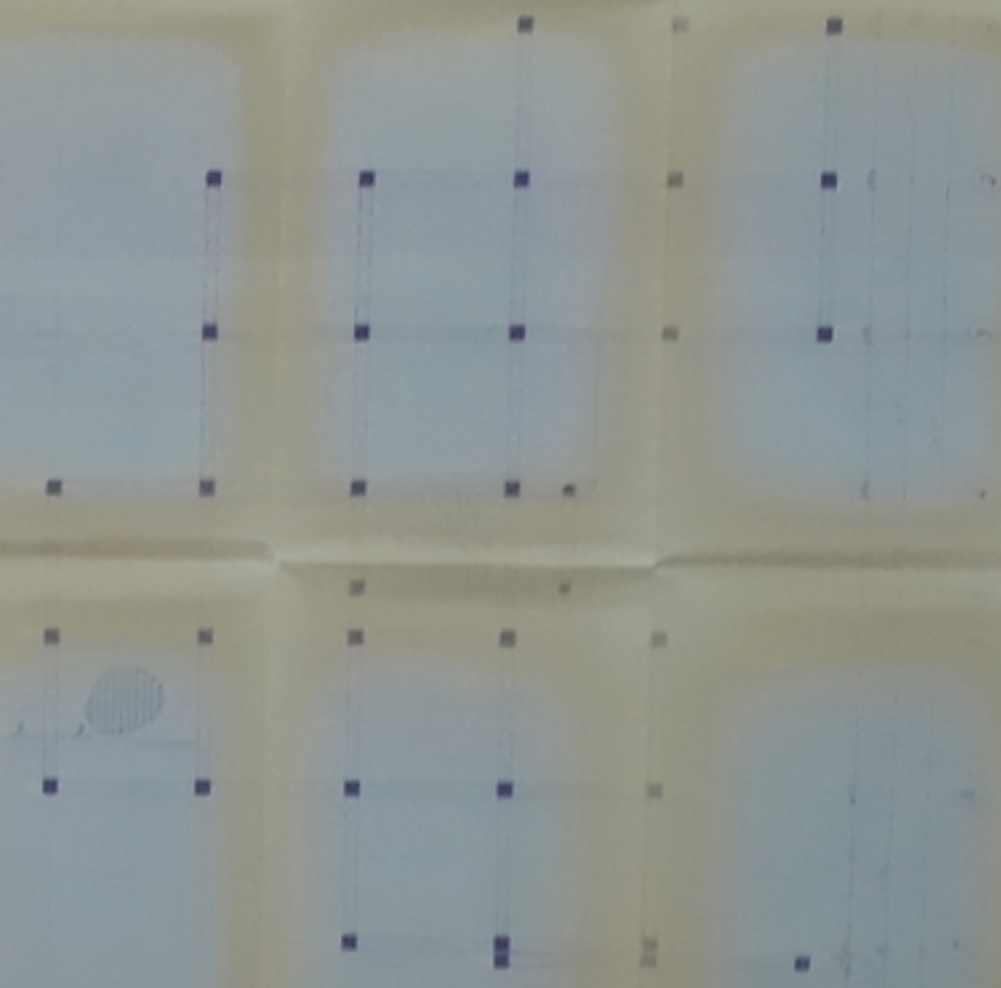
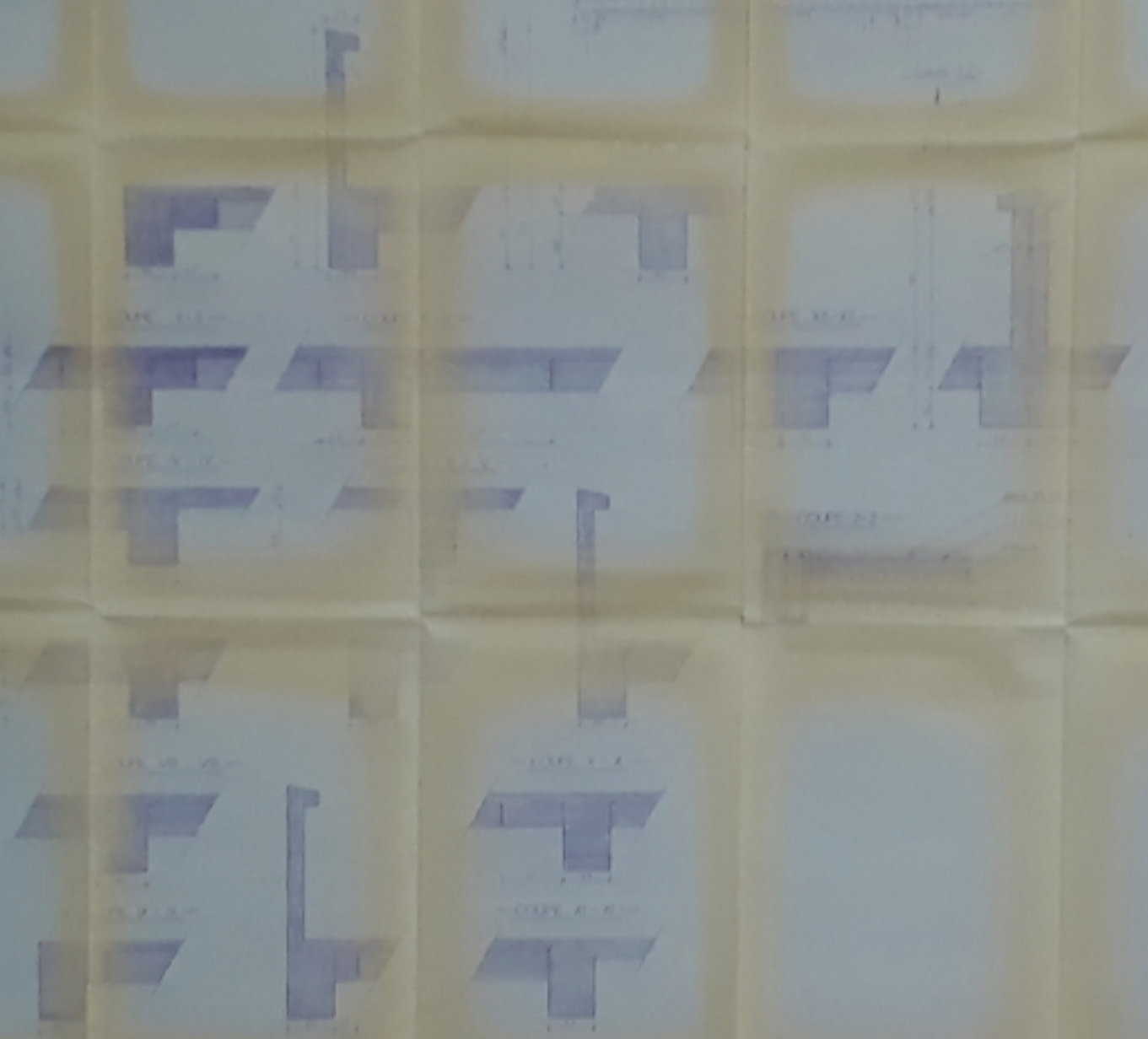
PLAN N° 1	Échelle	Dat	Sp	Sp
Escaliers et Acrotère	Date	Jun. 1987		
	Étude par	S. SCAMARLA H. ZOUGGAR		
	Proposé par	B. S. T. S. OUMADIA		
	Dirigé par	F. ELBOUCH		

PLANCHER COURANT

Profile Type

R. O. Ch.

A B C D E



USTHB ENFP

PROJET DE CONSTRUCTION

BATIMENT 2

	QUANTITE	UNITE	REMARQUES
Coffrage		m ²	
Ferrailage		kg	
des			
Planchers			

NOMENCLATURE DES ACIERS

POUTRES

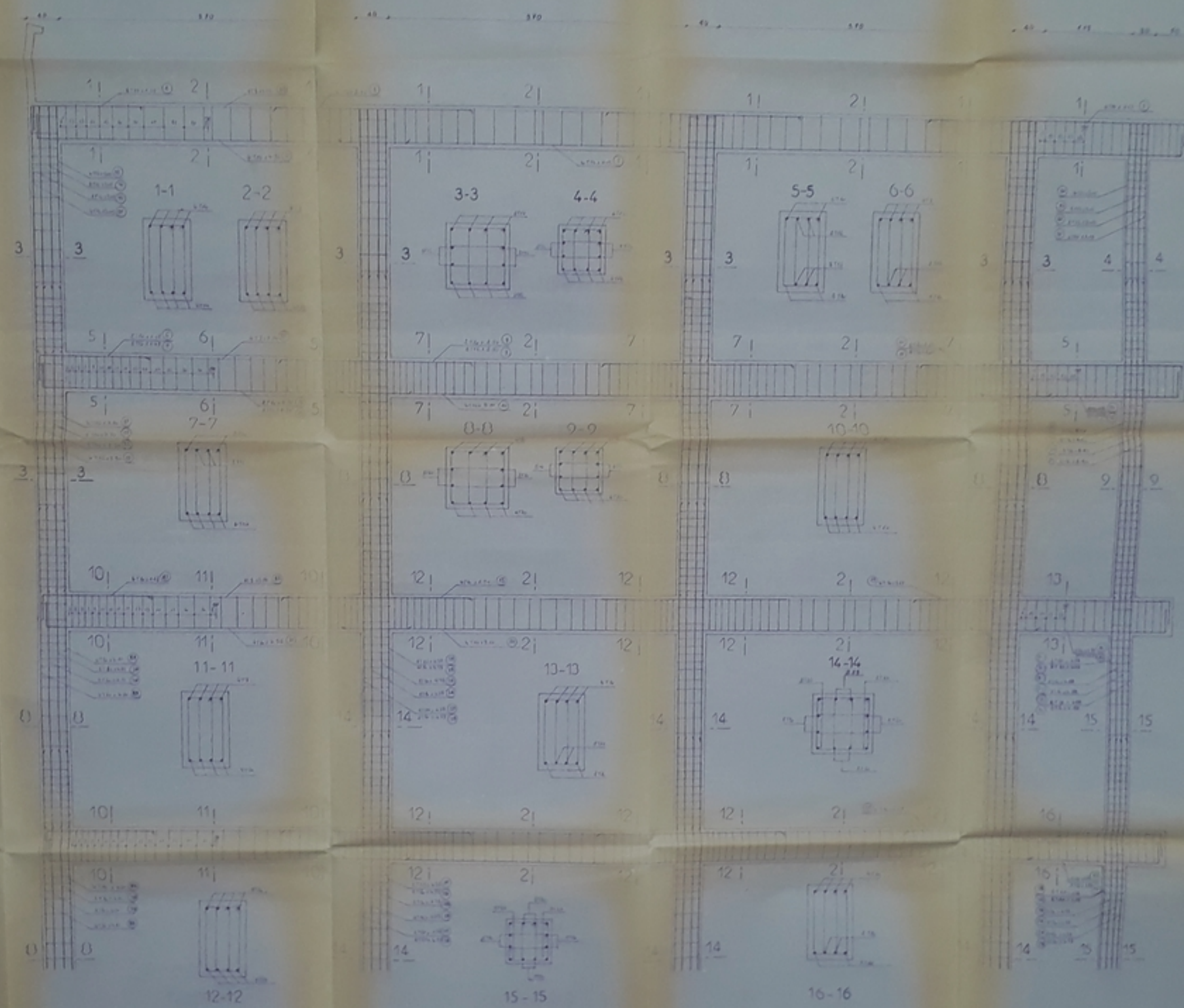
N°	DIAM Ø	NOMBRE		LONGUEUR TOT	FAÇONNAGE
		P	EL		
1	14	4	1	4	
2	14	4	2	8	
3	14	4	1	4	
4	14	4	1	4	
5	14	1	1	4	
6	20	2	1	2	
7	18	2	1	2	
8	20	2	2	4	
9	16	2	2	4	
10	20	2	1	2	
11	16	2	1	2	
12	20	2	1	2	
13	16	2	1	2	
14	14	4	3	12	
15	20	2	3	6	
16	16	2	2	4	
17	20	4	2	8	
18	20	4	1	4	
19	20	4	1	4	
20	20	4	1	4	
21	25	2	1	2	
22	Ø	4	12	48	
23	Ø			80	
24	Ø			80	

POTEaux

25	16	4	10	40	
26	16	2	10	20	
27	16	4	2	8	
28	16	2	2	4	
29	20	4	12	48	
30	20	2	12	24	
31	25	2	10	20	
32	20	2	Ø	Ø	
33	Ø			Ø	
34	Ø			Ø	
35	Ø			Ø	
36	Ø			Ø	

RECAPITULATION

ACIER	25		16		DOUX	
	DIAM	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø
POIDS	203	246	108	138	0,94	
LONG	14302	11152	1704	1782	15542	
POIDS	142	1712	113	71	7,12	
TOTAL					7,12	



USTHB ENPA

Projet de fin d'études
BATIMENT D'HABITATION

PLAN N° 4

Échelle	1/50
Date	JAN 1988
Étudiant	S. BOUMELAL
Maître de stage	M. ZOUIGLI
Projetant	B.E.T.
Maître de projet	SONTRACH
Dirigeant	Y. ELKADHI

Ferraillage du Portique 4-4

