

13/81

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENE

1 es
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
D'EL DJAZAIR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
BATIMENT ADMINISTRATIF R+5

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

propose par:

SNERI

• dirige par:

M.BERRAZOUM

1984
• Etudie par :

**M. BOUSOLTANE
LAKHDAR GUERS**

— JUIN 1981 —

3 PLANS



TABLE DES MATIERES



	PAGES :
INTRODUCTION:	
PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	1
CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	3
CHARGES ET SURCHARGES	5
DESCENTE DE CHARGES. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	6
CHAP.1 : CALCUL DES ELEMENTS	
CALCUL DE L'ACROTERE	12
CALCUL DES POUTRELLES	15
CALCUL DE LA DALLE	22
CALCUL DE L'ESCALIER	28
CHAP.2 : ETUDE AU SEISME	
EFFETS CAUSES PAR LE SEISME	35
DETERMINATION DES COEF. SISMIQUES	36
DETERMINATION DES FORCES SISMIQUES	38
DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES HORIZONTALES ENTRE LES PORTIQUES ET LES VOILES:	
- METHODE DEMUTO (INERTIE EQUIVALENTE D'UN PORTIQUE)	39
- INERTIE EQUIVALENTE D'UN VOILE AVEC OUVERTURES (M. ALBIGES ET J. GOULET)	49
CHAP.3 : EFFORTS DANS LES PORTIQUES	
SOUS LES FORCES HORIZONTALES :	
EXPOSE DE LA METHODE DE BOWMAN	56
PORTIQUE LONGITUDINAL	58
SOUS LES CHARGES VERTICALES :	
PORTIQUE LONGITUDINAL	65
PORTIQUE TRANSVERSAL	73
CHAP.4 : SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	79
CHAP.5 : FERRAILLAGE DES POUTRES . METHODE DE CALCUL	83
PORTIQUE LONGITUDINAL	87
PORTIQUE TRANSVERSAL	94

	PAGES
CHAP. 6 : POTEAUX	
PORTIQUE LONGITUDINAL	100
PORTIQUE TRANSVERSAL	114
CHAP. 7 : CALCUL DES LONGRINES	
LONGRINES DANS LE SENS TRANSVERSAL	121
LONGRINES DANS LE SENS LONGITUDINAL	124
CHAP. 8 : CALCUL DES VOILES	127
VOILE PLEIN TRANSVERSAL (1)	128
VOILE PLEIN TRANSVERSAL (2)	135
VOILE LONGITUDINAL AVEC OUVERTURES (3)	141
CHAP. 9 : FONDATIONS	151
SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX	152
SEMELLES CONTINUES SOUS DEUX POTEAUX	154
SEMELLES CONTINUES SOUS DEUX REFENDS	155
SEMELLES SOUS REFENDS en L :	158
BIBLIOGRAPHIE	164

INTRODUCTION

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES PERMANENTES :

TERRASSE :

Protection de gravillon	85	Kg/m ²
Etanchéité	15	"
Forme de pente	220	"
Pare Vapeur	5	"
Liege	5	"
Pare Vapeur	5	"
Dalle de compression + hourdis (20+5) . . .	325	"
Enduit plâtre	14	"

$$G = 674 \text{ Kg/m}^2$$

PLANCHER COURANT :

Carrelage (2 cm)	30	Kg/m ²
Montier (1,5 cm)	30	"
Sable (1,5 cm)	27	"
Dalle de compression + hourdis (20+5) . . .	325	"
Enduit plâtre	14	"
Cloisons	75	"

$$G = 501 \text{ Kg/m}^2$$

COULOIR

$$G = 501 \text{ Kg/m}^2$$

MAÇONNERIE

Murs extérieurs :

350 Kg/m² (de surface verticale de mur)

Murs de cloisons :

140 Kg/m² (de surface verticale de mur)

SURCHARGES :

PLANCHER TERRASSE (NON ACCESSIBLE)	100	Kg/m ²
PLANCHER COURANT	250	Kg/m ²
COULOIR	400	Kg/m ²
ESCALIER	400	Kg/m ²
ACROTÈRE (FORCE HORIZONTALE)	100	Kg/ml
MAGASINS	500	Kg/m ²
STOCK A PAPIER	1000	Kg/m ²

DESCENTE DE CHARGES

NIVEAU N₁POTEAU B5 (S = 34,65 m²)

Plancher terrasse	0,674 · 34,65	=	23,35 t
Poutre longitudinale	2,5 · 0,55 · 0,30 · 6,30	=	2,60 t
Poutre transversale	2,5 · 0,25 · 0,30 · 5,50	=	1,03 t

Total = 26,98 t

S₀ = 3,46 tPOTEAU C7 (S = 8,66 m²)

Plancher terrasse	0,674 · 8,66	=	5,83 t
Poutre longitudinale	2,5 · 0,55 · 0,30 · 3,15	=	1,30 t
Poutre transversale	2,5 · 0,25 · 0,30 · 2,75	=	0,52 t

Total = 7,65 t

S₀ = 0,866 tPOTEAU C5 (S = 17,325 m²)

Plancher terrasse	0,674 · 17,325	=	11,67 t
Poutre longitudinale	2,5 · 0,55 · 0,30 · 6,30	=	2,60 t
Poutre transversale	2,5 · 0,25 · 0,30 · 2,75	=	0,52 t

Total = 14,79 t

S₀ = 1,73 tNIVEAU N₂

POTEAU B5

Venant de N ₁			26,98 t
Plancher courant	0,501 · 34,65	=	17,34 t
Poutre longitudinale	2,5 · 0,55 · 0,30 · 6,30	=	2,60 t
Poutre transversale	2,5 · 0,25 · 0,30 · 5,50	=	1,03 t
Cloisons	0,075 · 34,65	=	2,60 t

Total = 50,55 t

S₀ + S₁ = 13,94 t

POTEAU C7

Venant de N ₁			7,65 t
Plancher courant	0,501 · 8,66	=	4,34 t
Poutre longitudinale	2,5 · 0,55 · 0,30 · 3,15	=	1,30 t
Poutre transversale	2,5 · 0,25 · 0,30 · 2,75	=	0,52 t
Murs extérieurs	0,350 · 5,40 · 2,65	=	5,00 t

Total = 18,81 t

S₀ + S₁ = 3,03 t

POTEAU C5

Venant de N ₁		14,79 t
Plancher courant	0,901 . 17,325 =	8,68 t
Poutre longitudinale	0,30 . 0,55 . 2,5 . 6,30 =	2,60 t
Poutre transversale	0,30 . 0,29 . 2,5 . 2,75 =	0,92 t
Murs extérieurs	0,350 . 6,30 . 2,65 . 0,7 =	3,90 t

Total = 30,10 t

$$S_0 + S_1 = 6,06 t$$

NIVEAU N₃

POTEAU B5

Venant de N ₂		50,95 t
p. princip.	0,55 . 0,30 . 2,5 . 6,30 =	2,60 t
p. transv.	0,25 . 0,3 . 2,5 . 5,90 =	1,03 t
cloisons	0,075 . 34,65 =	2,60 t
plancher courant	0,901 . 34,65 =	17,34 t

Total = 74,12 t

$$S_0 + 0,99(S_1 + S_2) = 22,62 t$$

POTEAU C7

Venant de N ₂		18,81 t
Plancher courant	0,501 . 8,66 =	4,34 t
p. longit.	0,55 . 0,30 . 2,5 . 3,15 =	1,30 t
p. transv.	0,25 . 0,30 . 2,5 . 2,75 =	0,92 t
Murs extérieurs	0,350 . 6,30 . 2,65 =	5,00 t

Total = 29,94 t

$$S_0 + 0,99(S_1 + S_2) = 4,98 t$$

POTEAU C5

Venant de N ₂		30,10 t
Plancher courant	0,901 . 17,325 =	8,68 t
p. longit.	0,55 . 0,30 . 2,5 . 6,30 =	2,60 t
p. transv.	0,25 . 0,30 . 2,5 . 2,75 =	0,92 t
Murs extérieurs	0,350 . 6,30 . 2,65 . 0,7 =	3,90 t

Total = 45,4 t

$$S_0 + 0,99(S_1 + S_2) = 9,96 t$$

NIVEAU N₄

POTEAU B5

Venant de N ₃	74,12 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	1,03 t
pl. courant.	17,34 t
Cloisons	2,60 t

Total = 97,69 t

$$S_0 + 0,90(S_1 + S_2 + S_3) = 30,676 t$$

POTEAU C7

Venant de N ₃	29,97 t
p. longit.	1,30 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	4,34 t
Murs ext.	5,00 t

Total = 41,13 t

$$S_0 + 0,90(S_1 + S_2 + S_3) = 6,71 t$$

POTEAU C5

Venant de N ₃	45,40 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	8,68 t
Murs exterieurs	3,90 t

Total = 60,80 t

$$S_0 + 0,90(S_1 + S_2 + S_3) = 13,42 t$$

NIVEAU N₅

POTEAU B5

Venant de N ₄	97,69 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	1,03 t
pl. courant	17,34 t
cloisons	2,60 t

Total = 121,26 t

$$S_0 + 0,85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 37,732 t$$

POTEAU C7

Venant de N ₄	41,13 t
p. longit.	1,30 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	4,34 t
murs ext.	5,00 t

Total = 52,29 t

$$S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 8,23 t$$

POTEAU C5

Venant de N ₄	60,80 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	8,68 t
murs ext.	3,50 t

Total = 76,10 t

$$S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 16,45 t$$

NIVEAU N6

POTEAU B5

Venant de N ₅	121,26 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	1,03 t
pl. courant	23,43 t
cloisons	2,60 t

Total = 151 t

$$S_0 + 0,80 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) = 56,51 t$$

POTEAU C7

Venant de N ₅	52,29 t
p. longit.	1,30 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	5,86 t
murs ext.	5,00 t

Total = 64,94 t

$$S_0 + 0,80 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) = 9,925 t$$

POTEAU C5

Venant de N ₅	76,10 t
p. longit.	2,60 t
p. transv.	0,92 t
pl. courant	11,72 t
murs ext.	3,50 t

Total = 94,44 t

$$S_0 + 0,80 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) = 20,06 t$$

Niv.	POTEAU B5			POTEAU C7			POTEAU C5		
	(G)	(P)	G+1,2P	(G)	(P)	G+1,2P	(G)	(P)	G+1,2P
N1	26,98	3,46	31,132	7,69	0,866	8,69	14,79	1,73	16,84
N2	50,55	13,94	66,80	18,81	3,03	22,45	30,10	6,06	37,37
N3	74,12	22,62	101,264	29,97	4,98	35,95	45,40	9,96	57,36
N4	97,69	30,676	134,90	41,13	6,71	49,20	60,80	13,42	76,91
N5	121,26	37,732	166,94	52,29	8,23	62,17	76,10	16,45	95,84
N6	151,00	56,51	218,83	64,97	9,523	76,40	94,44	20,06	118,52

DETERMINATION DES SECTIONS DES POTEAUX:

POTEAU CENTRAL B5

$$B \geq \frac{218830}{68,5} = 3194,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 70 \times 50$$

POTEAU D'ANGLE C7

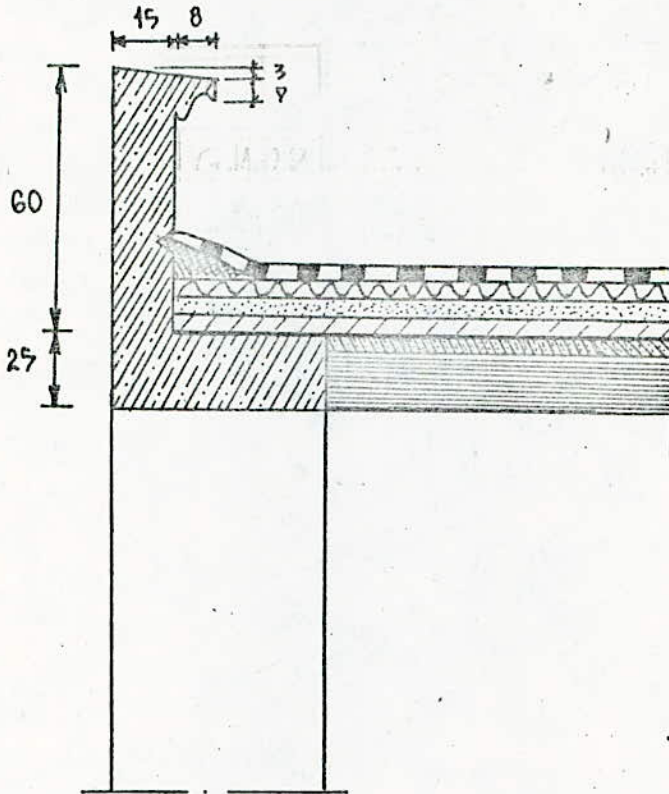
$$B \geq \frac{76400}{68,5} = 1115,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 60 \times 30$$

POTEAU DE RIVE C5

$$B \geq \frac{118520}{68,5} = 1730,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 60 \times 40$$

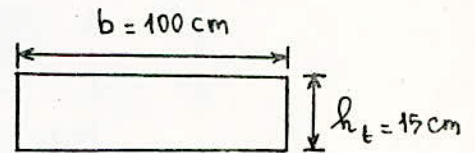
CALCUL DES ELEMENTS

CALCUL DE L'ACROTÈRE



Poids propre $G = 0,15 \cdot 0,60 \cdot 1.2500 = 225 \text{ Kg/ml}$
 Surcharge $S = 100 \text{ Kg/ml}$ (Main courante)

Section rectangulaire : 100×15



Effort normal $N = G = 225 \text{ Kg/ml}$
 Moment flechissant $M = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,6 = 72 \text{ Kg.m/ml}$

l'excentricité $e_o = \frac{M}{N} = \frac{72}{225} = 0,32 \text{ m}$ $e_o = 32 \text{ cm}$

$\frac{h_t}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$ $e_o > \frac{h_t}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Donc le calcul se fera en flexion composée par la methode de M^r P. Charon.
 Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

$M_A = N \cdot y_A$

y_A = distance entre les aciers tendus et le centre de pression

$y_A = e_o + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 32 + \left(\frac{15}{2} - 2\right) = 37,5 \text{ cm}$

$M_A = 225 \cdot 37,5 = 8437,5 \text{ Kg.cm/ml}$

Calcul du moment résistant du béton: M_{rb}

$$M_{rb} = b \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} y \left(h - \frac{y}{3} \right) \quad \text{avec} \quad y = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h \quad n = 15$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2; \quad h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$y = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} \cdot 13 = 4,666 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = 100 \frac{137}{2} \cdot 4,666 \left(13 - \frac{4,666}{3} \right) = 365795,6 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$M_{rb} = 365795,6 \text{ Kg.cm/ml} \gg M_A = 8437,5 \text{ Kg.cm/ml} \quad \text{donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.}$$

Détermination des aciers tendus:

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aciers tendus) puis on en déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 8437,5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00267 \rightarrow \begin{cases} K = 196 \\ \epsilon = 0,9763 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8437,5}{2800 \cdot 0,9763 \cdot 13} = 0,237 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En flexion composée:

$$\begin{aligned} A'_1 &= A'_1 = 0 \\ A &= A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,237 - \frac{225}{2800} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

Verifications:

* Condition de non fragilité (art. 52)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Il faut que A soit supérieure ou égale à la section minimale imposée par la condition de non fragilité ci-dessus ($1,26 \text{ cm}^2$)

On adoptera 5TG par mètre linéaire ($A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement constant de 20 cm.

* Condition de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{100,4} = 0,00352$$

$K = 10^6$: fissuration préjudiciable

$\eta = 1,6$: aciers HA

$\phi = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10\bar{\omega}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,00352}{6 \cdot (1 + 10 \cdot 0,00352)} = 907 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \left(\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,0}{6} \right)^{1/2} = 2984,8 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984,8 \text{ bars} = 3044,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

la condition de fissuration est vérifiée.

* Vérification à l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T \cdot \frac{M}{z} = 120 \cdot \frac{8437,5}{\frac{7}{8} \cdot 13}$$

$$T \cdot \frac{M}{z} < 0$$

$$\text{d'où } A \bar{\sigma}_a > T \cdot \frac{M}{z}$$

donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

CALCUL DES POUTRELLES

Poutrelles plancher terrasse :

$$G = 0,674 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,100 \text{ t/m}^2 \text{ (non accessible)}$$

$$G+1,2P = 0,794 \text{ t/m}^2$$

$$q = (G+1,2P) \cdot 0,65 = 0,794 \cdot 0,65 = 0,516 \text{ t/ml}$$

Poutrelles plancher courant :

$$G = 0,501 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,250 \text{ t/m}^2$$

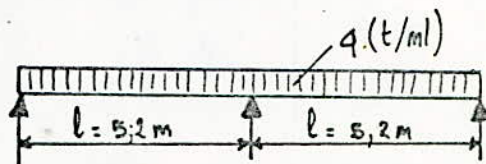
$$G+1,2P = 0,801 \text{ t/m}^2$$

$$q = (G+1,2P) \cdot 0,65 = 0,801 \cdot 0,65 = 0,520 \text{ t/ml}$$

La charge supportée par la poutrelle au niveau du plancher terrasse étant rapprochée à celle au niveau du plancher courant, on dimensionnera la poutrelle sous $q = 0,520 \text{ t/ml}$ pour tous les niveaux.

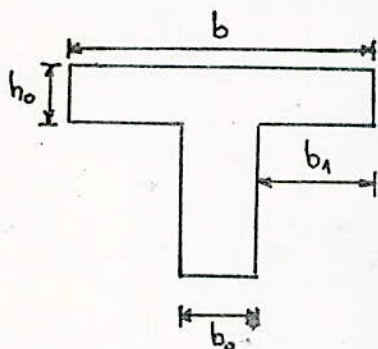
On prend les poutrelles dans le sens de la petite portée (dans le sens transversal du bâtiment) pour diminuer la flèche.

Schéma statique :
poutrelle sur 3 appuis.



l : distance entre nus d'appuis

Détermination de la largeur b de la table de compression (BD 68 art. 23.31)



$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$- b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2}$$

l : distance entre deux faces voisines de deux nervures consécutives.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$- b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot x$$

x : distance de la section considérée au point de moment nul.

$$- b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = \frac{5,20}{10} = 52 \text{ cm}$$

$$- b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq 6 \text{ à } 8 h_0$$

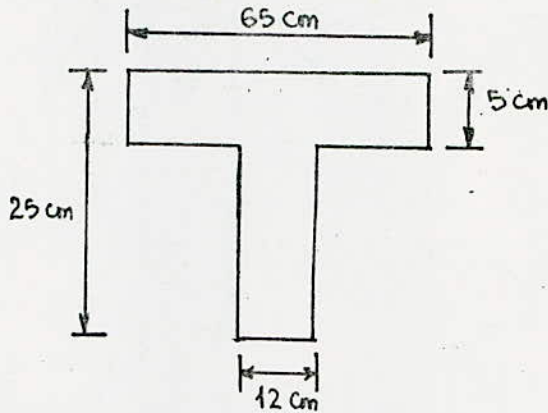
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq 6 \cdot 5 = 30 \text{ cm}$$



la valeur b_1 étant limitée à la plus petite des valeurs précédentes on aura:

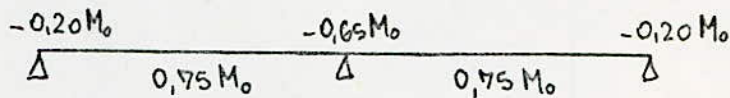
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 53 + 12 = 65 \text{ cm}$$



Efforts agissant sur la poutrelle: (art. 55.3)

charge uniformément q : $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,5206 \frac{5,2^2}{8} = 1,760 \text{ tm}$



$$M_{\max} (\text{appui}) = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot 1,76 = 1,14 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} (\text{travée}) = 0,75 M_0 = 0,75 \cdot 1,76 = 1,32 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales:

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$h = h_t - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}'_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,32 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 22,5^2} = 0,02148$$

$$\epsilon = 0,9359$$

$$\alpha = 0,1923$$

$$K = 63,0$$

$y = \alpha \cdot h = 0,1923 \cdot 22,5 = 4,326 < h_0 = 5 \text{ cm}$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression. Donc l'étude se fera comme pour une section rectangulaire ($b \cdot h = 65 \times 22,5$)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K} = \frac{2800}{63} = 44,44 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$p : \text{perimetre d'une barre} \quad \pi\phi = 3,14 \cdot 2,0 = 6,28 \text{ cm}$$

$$n : \text{nbr de barres isolées} \quad n = 1$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 22,5 = 19,69 \text{ cm}$$

Calcul de T_{\max} (art. 55.2 BAGB)

$$T_0 = q \frac{l}{2} = \frac{0,92 \cdot 5,2}{2} = 1,3 \text{ t}$$

$$T = 1,15 T_0 = 1,15 \cdot 1,3 = 1,495 \text{ t}$$

sur le 1^{er} appui intermédiaire, on tient compte de la continuité forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15% (Poutrelle à 2 travées).

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{1,495}{1 \cdot 6,28 \cdot 19,69} = 12,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

donc pas de risque d'entraînement des armatures.

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES (art. 29 BAGB)

Armatures transversales calculées par l'effort tranchant maximum T_{\max} .
Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

On doit faire la vérification au cisaillement :

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

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

τ_b : contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{1,495}{12 \cdot 19,69} = 6,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b : \text{cont. max. du béton} \quad \sigma'_b = 42,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b = 6,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Armatures constituées par des cadres $\phi 6$ FeE24

$$1 \text{ cadre } \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins)}$$

Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{ea} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecartement des armatures transversales:

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{0,56 \cdot 19,69 \cdot 1600}{14,95} = 11,8 \text{ cm}$$

cet écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par les CCBD 68 (art 52.12)

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 22,5 = 4,5 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{6,33}{5,9}\right) 22,5 = 15,26 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{donc } t \leq \bar{t} = \max(t_1, t_2) = 15,26 \text{ cm}$$

On prendra un écartement de 10 cm au niveau des appuis.

Le 1er cours d'armatures sera à $t/2$ du nu d'appui soit à 5 cm. Pour les autres espacements on appliquera la suite de CAQUOT, tout en respectant l'art. 25.12 des BD 68 qui recommande que $t \leq h = 22,5$ cm dans notre cas.

On a la portée $l = 5,9$ m \rightarrow les espacements doivent se répéter chaque fois qu'on passe d'un nombre à un autre à la suite de CAQUOT et cela se fait de part et d'autre de chaque appui.

VERIFICATION DE LA FLECHE (art. 58.4 CCBD 68)

Si les trois conditions qui suivent sont vérifiées on se dispense de justifier la flèche:

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment flechissant max. en travée.
 M_0 : moment isostatique de la travée de référence.

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,25}{5,9} = 0,0481 > \frac{1}{15} \cdot 0,75 = 0,05 \text{ Vérifiée}$$

$$- \omega_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$\omega_0 = \frac{2,26}{12 \cdot 22,5} = 0,0083 < \frac{36}{4200} = 0,0085 \text{ Vérifiée}$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,25}{5,9} = 0,0481 > \frac{1}{22,5} = 0,0444 \text{ Vérifiée}$$

FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION

La table de compression sera armée par un treillis soudé $\phi 6$ cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de 20×20 en $\phi 6$ soit $5 \phi 6 / \text{ml}$ qui donnent une

section $A = 1,41 \text{ cm}^2$

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{\perp \text{ nervures} / \text{ml}} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

l_n : distance entre nervures

$$A_{// \text{ nervures} / \text{ml}} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

on a: $A_{\perp \text{ nervures} / \text{ml}} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} = 0,527 \text{ cm}^2$

$$A_{// \text{ nervures} / \text{ml}} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{A_{\perp}}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

CALCUL DE LA DALLE DU NIVEAU II

Calcul des hourdis rectangulaires uniformément chargés (Δ2 CCBA 68)

Soient l_x et l_y les dimensions mesurées entre nus des appuis ($0,40 \leq \rho \leq 1$) et q la charge uniformément répartie par unité de surface et couvrant entièrement le panneau.

Les moments flechissants développés au centre du panneau ont pour expression :

a. Sens de la petite portée l_x :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

b. Sens de la grande portée l_y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

les valeurs des coefficients μ_x et μ_y ($\mu_x = \frac{M_x}{q \cdot l_x^2}$ et $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$) sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ par l'échelle fonctionnelle des Annexes Δ2 des B.A.68.

Dans notre cas où les hourdis sont continus ou semi-encastrés, on applique aux moments flechissants les réductions indiquées ci-dessous (art. 57.2 B.A.68) :

- panneaux continus : réduction de 25% de la valeur du moment flechissant maximal évalué dans l'hypothèse de l'articulation sur les appuis de rive.
- encastrement partiel : réduction de 15%

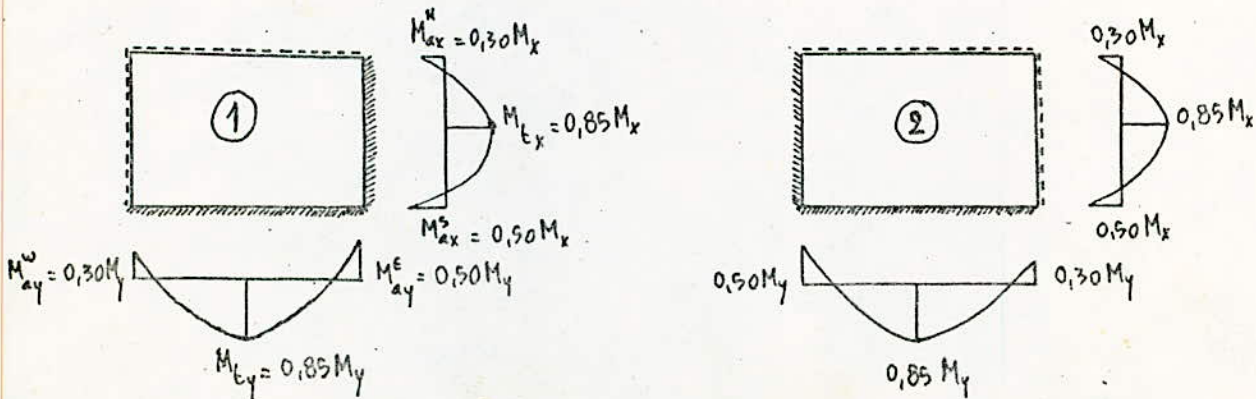
Moments d'encastrement respectifs égaux à : $\left. \begin{array}{l} 50/1000 \\ \text{et } 30/1000 \end{array} \right\}$ des mêmes moments flechissants.

Effort tranchant $T = \frac{P}{2l_y + l_x}$ avec $P = q \cdot l_x \cdot l_y$

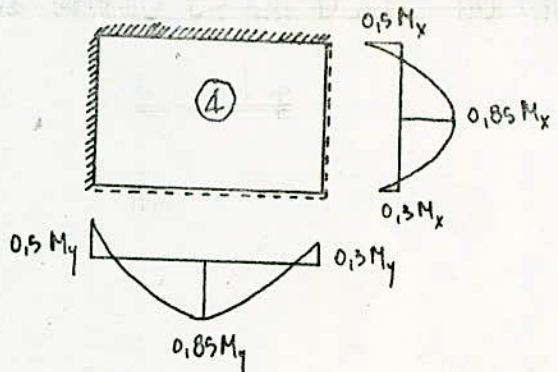
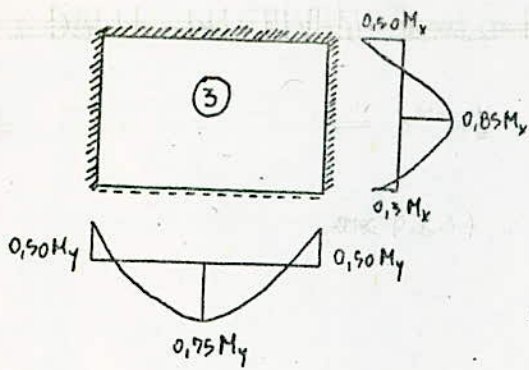
$$l_x = 5,50 - 0,30 = 5,20 \text{ m}$$

$$l_y = 6,30 - 0,30 = 6,00 \text{ m}$$

Nous étudierons les quatre panneaux formant la dalle et schématisés dans ce qui suit :



Carrière



Charges et surcharges sur les panneaux:

- Panneaux 1 et 2:

poids propre: $0,20 \cdot 2500 = 500 \text{ Kg/m}^2$
 revêtement: 101 Kg/m^2
 cloisons: 75 Kg/m^2

surcharges: $g = 676 \text{ Kg/m}^2$
 $p = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$Q = g + 1,2 p = 1276 \text{ Kg/m}^2$$

- Panneaux 3 et 4:

$g = 676 \text{ Kg/m}^2$
 $p = 1000 \text{ Kg/m}^2$

$$Q = g + 1,2 p = 1876 \text{ Kg/m}^2$$

Calcul du rapport e et des Moments M_x et M_y dans l'hyp. de l'articulation sur les appuis

$$e = \frac{l_x}{l_y} = \frac{520}{600} = 0,866$$

d'où $\mu_x = 0,0544$
 $\mu_y = 0,78$

- Panneaux 1 et 2:

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0544 \cdot 1276 \cdot 5,20^2 = 1876,97 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,78 \cdot 1876,97 = 1464,03 \text{ Kg.m/ml}$$

- Panneaux 3 et 4:

$$M_x = 0,0544 \cdot 1876 \cdot 5,20^2 = 2759,55 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_y = 0,78 \cdot 2759,55 = 2152,45 \text{ Kg.m/ml}$$

l_x (m)	l_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	M_{tx} (kgm/ml)	M_{ax}^N (kgm/ml)	M_{ax}^S (kgm/ml)	M_{ty} (kgm/ml)	M_{ay}^E (kgm/ml)	M_{ay}^W (kgm/ml)	T (kg/ml)
5,20	6,00	0,866	1595,43	563,10	938,49	1244,43	732,02	439,21	2314,6
5,20	6,00	0,866	1595,43	563,10	938,49	1244,43	439,21	732,02	2314,6
5,20	6,00	0,866	2345,62	1379,78	827,87	1614,34	1076,23	1076,23	3403
5,20	6,00	0,866	2345,62	1379,78	827,87	1614,34	645,74	1076,23	3403

DETERMINATION DES ARMATURES

- le diamètre utilisé doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale (art. 24.19)
(il ya toujours intérêt à utiliser des barres de diamètre aussi réduit que possible)

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prendra $\phi = 10 \text{ mm}$.

- l'encrobage est au moins égal à 1cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

l'encrobage de chaque barre doit être au moins égal à son diamètre nominal ($d \geq \phi$).
On prendra $d = 1,5 \text{ cm}$

- hauteurs utiles:

dans le sens l_x : $h_x = h_0 - d - \frac{\phi}{2} = 20 - 1,5 - \frac{1,0}{2} = 18 \text{ cm}$

dans le sens l_y : $h_y = h_x - \phi = 18 - 1,0 = 17 \text{ cm}$

① ARMATURES EN TRAVÉE :

- Armatures inférieures dans le sens de la petite portée :
pour 1mètre linéaire $b = 100 \text{ cm}$

Panneaux 1 et 2 : $\mu = \frac{n M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \cdot 1595,43}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0263 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,0296 \\ K = 56 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{56} = 50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_x} = \frac{159543}{2800 \cdot 0,9296 \cdot 18} = 3,045 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit 5T10 /ml (3,92 cm}^2/\text{ml)}$$

Panneaux 3 et 4 :

$$\mu = \frac{n M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 234562}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0388 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9161 \\ K = 44,6 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{44,6} = 62,78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_x} = \frac{234562}{2800 \cdot 0,9161 \cdot 18} = 5,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit 7T10 /ml (5,49 cm}^2/\text{ml)}$$

2. Armatures inferieures dans la sens de la grande portee :

Panneaux 1 et 2 :

$$\mu = \frac{n M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 124443}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,023 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9338 \\ K = 60,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{60,5} = 46,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_y} = \frac{124443}{2800 \cdot 0,9338 \cdot 17} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit 5T10 /ml (3,925 cm}^2/\text{ml)}$$

Panneaux 3 et 4 :

$$\mu = \frac{n M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 182959}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,034 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9209 \\ K = 48,2 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{48,2} = 58,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_y} = \frac{182959}{2800 \cdot 0,9209 \cdot 17} = 4,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit 6T10 /ml (4,71 cm}^2/\text{ml)}$$

II) ARMATURES AUX APPUIS :

On déterminera les armatures aux appuis de continuité dans le sens ly avec l_{ax} à l'appui : $M_{ax, max} = 1379,78 \text{ Kg/m}$

$$\mu = \frac{m M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 1379,78}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0228 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9342 \\ k = 61 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{61} = 45,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{1379,78}{2800 \cdot 0,9342 \cdot 18} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 6T8/\text{ml} (3,01 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Appui de continuité sens lx :

$$M_{ay} = 1076,23 \text{ Kg/m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1076,23}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0199 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9379 \\ k = 65,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{65,5} = 42,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{ay} = \frac{1076,23}{2800 \cdot 0,9379 \cdot 17} = 2,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 5T8/\text{ml} (2,51 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Verification à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$z = \frac{1}{8} \cdot h = \frac{1}{8} \cdot 18 = 15,75$$

$$\tau_b = \frac{3591,35}{100 \cdot 15,75} = 2,28 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$\frac{A_{tx}}{b \cdot h_x} \geq \frac{\sigma_s}{2} (2 - e) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{3,92}{100 \cdot 18} = 2,17 \cdot 10^{-3} > \frac{0,54}{2} (2 - 0,866) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 0,7965 \cdot 10^{-3} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_{ty}}{b \cdot h_y} \geq \frac{\sigma_s}{2} (2 - e) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

$$\frac{3,14}{100 \cdot 17} = 1,84 \cdot 10^{-3} > \frac{0,54}{2} (2 - 0,866) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{17} \right)^2 = 0,89 \cdot 10^{-3} \quad \text{vérifiée.}$$

Verification de la flèche: (art. 61.22)

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les conditions suivantes sont réalisées:

1. $\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_x}$, M_{tx} ne pouvant être pris inférieur à $0,75 M_x$

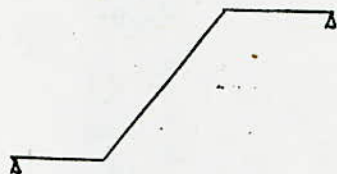
$$\frac{20}{520} = 3,84 \cdot 10^{-2} \approx \frac{1}{20} \cdot \frac{2325,62}{2759,55} = 4,25 \cdot 10^{-2} \quad \text{vérifié}$$

2. $\bar{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{6en}$

$$\frac{5,49}{100 \cdot 18} = 3,05 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3} \quad \text{vérifié}$$

CALCUL DE L'ESCALIER

L'escalier que nous allons étudier comporte deux paliers et une paillasse, comme indiqué sur le schéma ci-dessous.



Les dimensions sont imposées par l'architecte.

hauteur de la contre-marche $h = 16 \text{ cm}$

largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

On voit que la condition de BLONDE est vérifiée $5g \leq g + 2h \leq 64$

Les marches n'entrent pas dans le calcul de résistance, leur poids propre sera considéré comme uniformément réparti sur la paillasse.

Longueur de la paillasse :

$$\text{on a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1,60}{3,00} = 0,533 \rightarrow \alpha = 28^\circ$$

$$\text{d'où } l = \frac{1,60}{\sin 28} = 3,408 \text{ m}$$

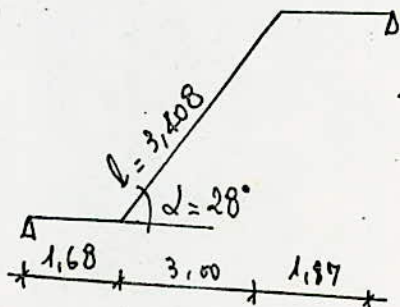
Épaisseur de la paillasse et des paliers :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$21,83 \leq e \leq 32,175$$

On prend $e = 25 \text{ cm}$

On considérera le schéma statique suivant :



EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

(par mètre de projection horizontale et pour 1m d'embranchement.)

CHARGES PERMANENTES

Poids propre paillasse: $\frac{2500 \cdot e}{100} = \frac{2500 \cdot 0,25}{100} = 708 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre des marches: $\frac{2200 \cdot h}{2} = \frac{2200 \cdot 0,16}{2} = 176 \text{ Kg/m}^2$

Marches Mortier de pose (2cm) $2200 \cdot 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
 Carrelage (2cm) $2200 \cdot 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$

Contremarches: Mortier de pose (2cm) $\frac{1}{3} (2200 \cdot 0,02 \cdot 0,16 \cdot 10) = 40,2 \text{ Kg/m}^2$
 Carrelage (2cm) $\frac{2}{3} (2200 \cdot 0,02 \cdot 0,16 \cdot 10) = 40,2 \text{ Kg/m}^2$

En prenant une largeur de 1m 1053 Kg/ml
 Garde corps 20 Kg/ml

$G = 1073 \text{ Kg/ml}$

SURCHARGE : en considérant une largeur de 1m: $P = 400 \text{ Kg/ml}$

Le calcul se faisant au 1^{er} genre on a: $q = G + 1,2P = 1553 \text{ Kg/ml}$

Pour les PALIERS :

Poids propre du palier $2500 \cdot 0,25 = 625 \text{ Kg/m}^2$
 Mortier de pose (2cm) $2200 \cdot 0,02 = 44,0 \text{ Kg/m}^2$
 Carrelage (2cm) $2200 \cdot 0,02 = 44,0 \text{ Kg/m}^2$

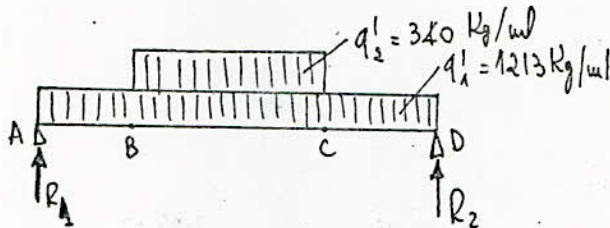
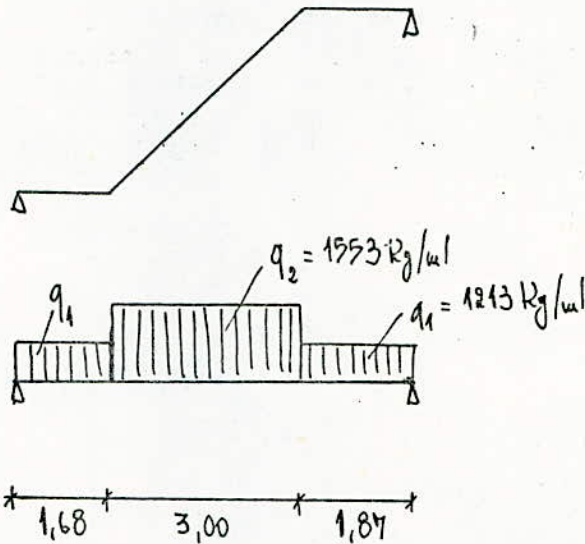
En prenant une largeur de 1m 713 Kg/ml
 Garde corps 20 Kg/ml

$G = 733 \text{ Kg/ml}$
 $P = 400 \text{ Kg/ml}$

pour un mètre de largeur

$q = G + 1,2P = 1213 \text{ Kg/ml}$

CALCUL DES EFFORTS :



Det. des reactions R_1 et R_2 :

$$\sum M_A = q'_1 \cdot \frac{6,55^2}{2} + q'_2 \cdot 3 \cdot 3,18 - R_2 \cdot 6,55 = 1213 \cdot \frac{6,55^2}{2} + 340 \cdot 3 \cdot 3,18 - R_2 \cdot 6,55 = 0$$

$$R_2 = \frac{29264}{6,55} = 4467,8 \text{ Kg}$$

$$R_1 = 8965,15 - 4467,8 = 4497,35 \text{ Kg}$$

$$M_B = R_1 \cdot 1,68 - q'_1 \cdot \frac{1,68^2}{2} = 4497,35 \cdot 1,68 - 1213 \cdot \frac{1,68^2}{2} = 5844 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = R_2 \cdot 1,87 - q'_1 \cdot \frac{1,87^2}{2} = 4467,8 \cdot 1,87 - 1213 \cdot \frac{1,87^2}{2} = 6234 \text{ Kg.m}$$

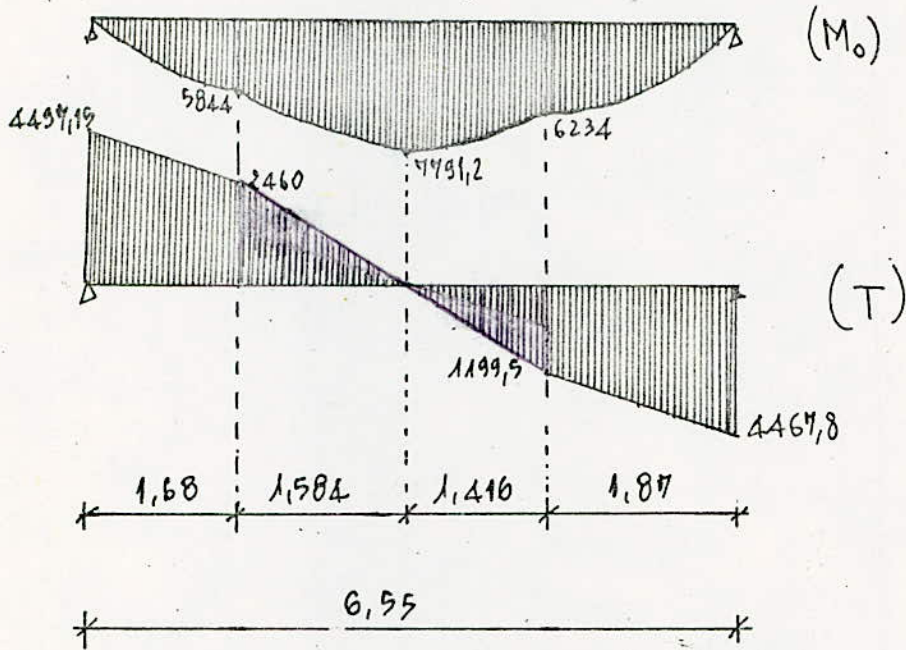
Moment en travée maximum :

$$M_x = R_1 \cdot x - q'_1 \cdot \frac{x^2}{2} - q'_2 \left(\frac{x-1,68}{2} \right)^2 = 4497,35x - 606,5x^2 - 170x^2 + 571,2x - 480$$

$$M_x = -776,5x^2 + 9068,55x - 480$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -776,5 \cdot 2 \cdot x + 9068,55 = 0 \rightarrow x = 3,264 \text{ m}$$

$$M_{\max}(x=3,264) = 7791,2 \text{ Kg.m}$$



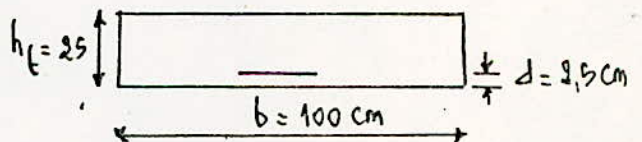
On tiendra compte d'un semi-encastrement aux extrémités.

$$M_E = 0,85 M_{0(\max)} = 0,85 \cdot 7791,2 = 6622,52 \text{ Kgm}$$

$$M_{app} = 0,30 M_{0(\max)} = 0,30 \cdot 7791,2 = 2337,40 \text{ Kgm}$$

FERRAILLAGE

Section rectangulaire :



EN TRAVÉE :

$$M_E \approx 6623 \text{ Kgm}$$

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6623 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 22,5^2} = 0,07008 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8915 \\ K = 31,1 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon \cdot h} = \frac{6623 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8915 \cdot 22,5} = 11,79 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 11T12 /ml ($A = 12,44 \text{ cm}^2$)

AUX APPUIS :

$$M_{app} \approx 2338 \text{ Kg m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2338 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 22,5^2} = 0,0247 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9315 \\ K = 58,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{2338 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 22,5} = 3,98 \text{ cm}^2$$

On adoptera 6 T10/m (4,71 cm²)

On prévoit des armatures de repartition telles que :

$$\frac{1}{4} A_p \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} A_p$$

$$\frac{1}{4} \cdot 12,44 \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} \cdot 12,44$$

$$3,11 \leq A_{rep} \leq 6,22 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5 T10/m (A = 3,92 cm²) avec t = 20 cm

VERIFICATIONS

VERIFICATION DES CONTRAINTES :

— en travée : $A = 12,44 \text{ cm}^2$
 $M = 6623 \text{ Kg m}$

$$\omega = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 12,44}{100 \cdot 22,5} = 0,5528 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8891 \\ K = 30,1 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{6623 \cdot 10^2}{12,44 \cdot 0,8891 \cdot 22,5} = 2661,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2661,3}{30,1} = 88,41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

— Aux appuis : $A = 4,71 \text{ cm}^2$
 $M = 2338 \text{ Kg m}$

$$\omega = \frac{100 \cdot 4,71}{100 \cdot 22,5} = 0,2093 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9265 \\ K = 53,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{2338 \cdot 10^2}{4,71 \cdot 0,9269 \cdot 22,5} = 2284,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2284,2}{53,0} = 43,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,18 \text{ cm}^2 \text{ Verifie'}$$

VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$\frac{A}{b h} < \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{12,24}{100 \cdot 22,5} = 0,0055 < \frac{43}{4200} = 0,0102 \text{ Verifie'}$$

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

$$\Delta \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T = 4497,35 \text{ Kg}$$

$$4,71 \cdot 2800 = 13188 > 4497,35 - \frac{2338 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 22,5} \text{ Verifie'}$$

ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{4497,35}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22,5} = 2,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

donc les armatures transversales ne sont pas necessaires.

ETUDE AU SEISME

DISTRIBUTION DES
FORCES SISMIQUES
HORIZONTALES ENTRE
LES PORTIQUES ET LES
VOILES.



ETUDE AU SEISME

EFFETS CAUSES PAR LE SEISME :

Le seisme, de par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Toutefois, on se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une composante horizontale et d'une composante verticale. On admettra que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas de constructions comportant des planchers, on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

On citera ci-dessous quelques recommandations de conception générale des bâtiments.

Dans les zones sujettes aux actions sismiques, on essayera toujours de :

- réduire autant que possible, la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de cette hauteur avec la largeur.
- éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- prévoir, si possible, un sous-sol ou des fondations profondes, armées qui ancrent la construction dans le sol.
- éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- prévoir des fondations parfaitement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au seisme.
- éviter les grandes ouvertures.

voir au chapitre 2.1.2

CALCUL STATIQUE EQUIVALENT :

PRINCIPE DE CALCUL :

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

SYSTEMES EQUIVALENTS :

Les systèmes statiques équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
- d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_T)

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement.

DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMQUES

1. COEFFICIENT D'INTENSITE : α

$\alpha = 1$ zone de moyenne séismicité.

2. COEFFICIENT DE REPONSE : β

Ce coefficient caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend :

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement, de la nature du sol de fondation.

EVALUATION DE LA PERIODE DU MODE FONDAMENTAL :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

avec : H : hauteur du bloc de bâtiment étudié (en m) ; $H = 20,15$ m

L_x : la dimension en plan (en m) de ce bloc dans la direction considérée.

- sens longitudinal : $L_x = 19,20$ m
- sens transversal : $L_x = 11,40$ m

on obtient donc : dans le sens longitudinal :

$$T = 0,243 \text{ s}$$

dans le sens transversal :

$$T = 0,3885$$

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

on trouve : sens longitudinal : $\beta = 0,100$

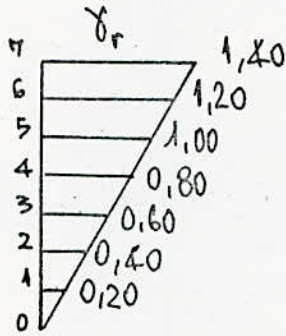
sens transversal : $\beta = 0,089$

Compte tenu de l'article 3.112.132 du PS 69 :

$$\beta = 0,085$$

3. COEFFICIENT DE DISTRIBUTION : γ

Ce coefficient ne depend que de la structure et caracterise, à l'interieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.



4. COEFFICIENT DE FONDATION : δ

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

Semelles superficielles :
Terrain de consistance moyenne : $\delta = 1,15$

COEFFICIENT SISMIQUE HORIZONTAL :

$$\sigma_H = \alpha \beta \gamma_r \delta = 1.0.0,85.1,15. \gamma_r = 0,09445. \gamma_r$$

COEFFICIENT SISMIQUE VERTICAL :

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H = \pm \sigma_H$$

TABLEAU DONNANT LES COEFFICIENTS SISMQUES (VERTICAL ET HORIZONTAL)

NIVEAUX	7	6	5	4	3	2	1
γ_r	1,40	1,20	1,00	0,80	0,60	0,40	0,20
σ_H	0,1368	0,1173	0,0944	0,0782	0,0586	0,0391	0,0195
σ_V	$\pm 0,1368$	$\pm 0,1173$	$\pm 0,0944$	$\pm 0,0782$	$\pm 0,0586$	$\pm 0,0391$	$\pm 0,0195$

L

DETERMINATION DES FORCES SISMQUES

FORCES SISMQUES HORIZONTALES :

Elles sont obtenues à l'aide de la relation : $F_H = W \cdot G_H$

DETERMINATION DE W pour chaque niveau :

NIVEAU VII : charges permanentes : $0,674 \cdot 11,7 \cdot 19,20 = 151,4 \text{ t}$
 poutres : $3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 \cdot 2500 \cdot 19,20 + 4 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 2500 \cdot 11,70 = 32,53 \text{ t}$
 poteaux : $(2 \cdot 0,3 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,4 \cdot 0,6 + 0,5 \cdot 0,7) \cdot 1,45 \cdot 2500 = 6,09 \text{ t}$
 acrotère : $0,15 \cdot 0,60 (11,70 + 19,20) \cdot 2500 = 6,95 \text{ t}$
 voiles : $(0,3 \cdot 6,1 + 0,3 \cdot 6 + 0,3 \cdot 6,5) \cdot 1,45 \cdot 2500 - 2,14 \cdot 0,94 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 18,7 \text{ t}$
 murs extérieurs : $(17,8 \cdot 2 + 5,1 \cdot 2) \cdot 1,45 \cdot 0,350 \cdot 0,70 = 16,2 \text{ t}$

Surcharges : $(100 \cdot 18,90 \cdot 11,40) \cdot \frac{1}{5}$

$G = 231,83 \text{ t}$
 $P_s = \frac{1}{5} \cdot 21,94 \text{ t}$

NIVEAUX : VI, V, IV, III :

$G = 11,7 \cdot 19,20 \cdot 0,901 + 32,53 + 12,1 + 37,4 + 32,4 = 226,97 \text{ t}$
 $P_s = (0,290 \cdot 9,90 \cdot 18,9 + 0,400 \cdot 15 \cdot 18,9) \cdot \frac{1}{5} = \frac{1}{5} \cdot 58,11 \text{ t}$

NIVEAU II : $G = 0,676 \cdot 19,90 \cdot 11,70 + 32,53 + 12,1 + 37,4 + 32,4 + 0,501 \cdot 6,30 \cdot 11,7 = 293,38 \text{ t}$
 $P_s = (0,4 \cdot 15 \cdot 18,9 + 0,290 \cdot 6,30 \cdot 11,70 + 6,3 \cdot 4 \cdot 0,25 + 6,3 \cdot 4 \cdot 0,5) \cdot \frac{1}{5} + 12,6 \cdot 5,5 = 79,03 \text{ t}$

NIVEAU I :

Murs extérieurs 16,2 t
 Voiles 18,7 t
 longrines 6,24 t
 $G = 46,16 \text{ t}$

NIVEAUX	W (tonnes)	G_H	F_H (tonnes)	FORCES CUMULEES (tonnes)
VII	236,136	0,1368	32,3	<p style="font-size: small;">32,3 60,28 83,59 102,24 116,22 129,24 430,11</p>
VI	238,59	0,1143	27,98	
V	238,59	0,0944	23,31	
IV	238,59	0,0782	18,65	
III	238,59	0,0986	13,98	
II	232,41	0,0391	12,99	
I	46,16	0,0195	0,9	

EXPOSE DE LA METHODE DE MUTO CALCUL DE L'INERTIE EQUIVALENTE D'UN PORTIQUE.

La methode de MUTO donne des resultats très proches de la realité, est facile à utiliser et surtout elle permet le calcul des déplacements.

Cette notion de déplacement est fondamentale pour la raison qu'elle nous permet de définir l'inertie équivalente d'un portique et donc de répartir les efforts horizontaux entre les différents plans de contreventement (Voiles et portiques) par la formule classiques

$$R_i = H I_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{d \cdot x_i}{\sum I_i x_i^2} \right),$$

comme si le bâtiment ne comportait que des voiles pleins d'inertie équivalente I_e .

Donc si l'on veut déterminer l'inertie équivalente d'un portique la marche de calcul est la suivante:

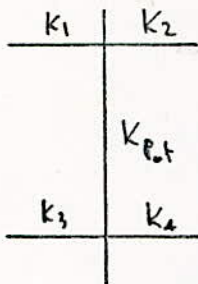
a) On se donne une distribution d'effort tranchant cohérente avec le type de sollicitation (vent ou séisme) et d'intensité i .

b) On calcule pour chaque étage les rigidités linéaires des poteaux et des poutres, puis \bar{K} , puis a_i .

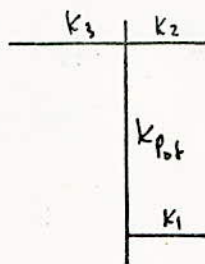
* étage courant:

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutres}}{2 K_{poteaux}}$$

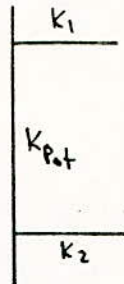
$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 K_{pot}}$$

* Rez de chaussée:

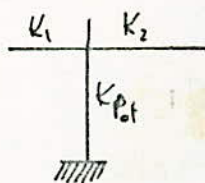
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutres}}{K_{poteau}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

si encastrement

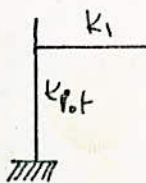
$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

si articulation



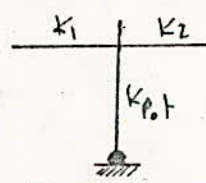
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



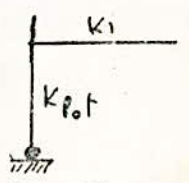
$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

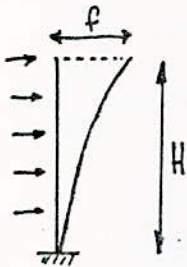
γ) On calcule les rigidités à chaque niveau

$$R_j = \sum r_j^i = \frac{12E}{h_j^2} \sum a_j^i K_j^i$$

δ) Déplacement du sommet du portique:

$$f = \sum \frac{T_j}{R_j}$$

d'où l'inertie équivalente: qui est celle d'un refend (voile) plein (sans ouvertures) et qui présenterait la même déformation en tête (et soumis aux mêmes charges). Le voile travaillant en console on sait de la RDM que:



$$f = \frac{p \cdot H^4}{8EI} \Rightarrow I_e = \frac{p \cdot H^4}{8Ef}$$

CALCUL DE L'INERTIE EQUIVALENTE D'UN VOILE AVEC OUVERTURES

(CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS par MM. M. ALBIGES et J. GOULET)

flèche d'un voile avec ouvertures:

$$f = \frac{T_0 H^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc}{I} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{T_0 H^3}{EI}$$

Par définition nous appellerons inertie équivalente d'un refend, l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis au même effort horizontal T_0 , présentant à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

La flèche de ce refend plein est:

$$f = \frac{T_0 H^3}{8EI_e}$$

De l'égalité de ces deux expressions on tire:

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES DES PORTIQUES

METHODE DE MUTTO

PORTIQUE LONGITUDINAL I.]

Tous les niveaux sauf niveau II

$$1) h_{\text{poteau}} = \left(2,65 + \frac{0,3 + 0,4}{4} \right) = 2,825 \text{ m}$$

$$I_{\text{pot}} = \frac{0,3^3 \cdot 0,6}{12} = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{\text{pot}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-3}}{2,825} = 4,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$2) h_{\text{poteau}} = (2,65 + 0,2) = 2,85 \text{ m}$$

$$I_{\text{pot}} = 3,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{\text{pot}} = \frac{3,2 \cdot 10^{-3}}{2,85} = 11,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$1) h_{\text{poutre}} = \left(5,95 + \frac{0,55}{2} \right) = 6,225 \text{ m}$$

$$I_p = \frac{0,55^3 \cdot 0,3}{12} = 4,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{4,16 \cdot 10^{-3}}{6,225} = 6,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$2) h_{\text{poutre}} = \left(5,90 + \frac{0,55}{2} \right) = 6,175 \text{ m}$$

$$I_p = 4,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{4,16 \cdot 10^{-3}}{6,175} = 6,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Niveau II

$$1) h_{\text{poteau}} = \left(0,95 + \frac{0,17}{4} \right) = 1,125 \text{ m}$$

$$I_{\text{pot}} = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{\text{pot}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-3}}{1,125} = 12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$2) h_{\text{poteau}} = (0,95 + 0,2) = 1,15 \text{ m}$$

$$I_{\text{pot}} = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{\text{pot}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-3}}{1,15} = 11,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

CALCUL DES COEFFICIENTS \bar{K} , a

Etage courant

6,68
4,78
6,68

$$\bar{K} = \frac{6,68 + 6,68}{2 \cdot 4,78} = 1,418$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{1,418}{2 + 1,418} = 0,415$$

6,674	6,68
	11,23
6,674	6,68

$$\bar{K} = \frac{(6,674 + 6,68) \cdot 2}{11,23 \cdot 2} = 1,2$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{1,2}{2 + 1,2} = 0,375$$

Niveau II (RDC)

1) $I_{longrine} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ mA}$

$$K = \frac{6,75 \cdot 10^{-4}}{6,225} = 1,08 \cdot 10^{-4}$$

2) $K = \frac{6,75 \cdot 10^{-4}}{6,175} = 1,09 \cdot 10^{-4}$

6,68
4,78
1,08

$$\bar{K} = \frac{6,68 + 1,08}{2 \cdot 4,78} = 0,811$$

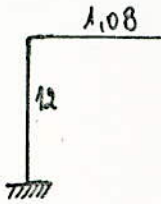
$$\rightarrow a = \frac{0,811}{2 + 0,811} = 0,288$$

6,674	6,68
	11,23
1,09	1,08

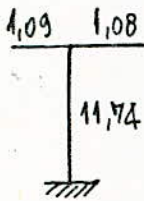
$$\bar{K} = \frac{6,674 + 6,68 + 1,09 + 1,08}{2 \cdot 11,23} = 0,696$$

$$\rightarrow a = \frac{0,696}{2 + 0,696} = 0,258$$

Niveau I :



$$\bar{k} = \frac{1,08}{12} = 0,09 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,09}{2,09} = 0,282$$



$$\bar{k} = \frac{K_1 + K_2}{K_p} = \frac{1,08 + 1,09}{11,74} = 0,185 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,185}{2,185} = 0,313$$

$$E = 21000 \sqrt{5'_{28}} = 345000 \text{ bars} = 351900 \text{ Kg/cm}^2 \approx 3,52 \cdot 10^6 \text{ K/m}^2$$

RIGIDITE :

niveau courant :

$$R_j = \sum R_j = \frac{12E}{h_j^2} \sum a_j K_j$$

$$R_j = \frac{12 \cdot 3,52 \cdot 10^6}{(2,825)^2} \left[(0,415 \cdot 4,78 \cdot 10^{-4} \cdot 2) \right] + \frac{12 \cdot 3,52 \cdot 10^6}{(2,85)^2} \left(0,375 \cdot 11,23 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \right)$$

$$R_j = 6478,04$$

niveau RDC :

$$R_j = 12 \cdot 3,52 \cdot 10^6 \left[\frac{0,288 \cdot 4,78 \cdot 10^{-4} \cdot 2}{(2,825)^2} + \frac{0,298 \cdot 11,23 \cdot 10^{-4} \cdot 2}{(2,85)^2} \right]$$

$$R = 4012,21$$

niveau I :

$$R_j = 12 \cdot 3,52 \cdot 10^6 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \left[\frac{0,288 \cdot 12}{(1,125)^2} + \frac{0,313 \cdot 11,74}{(1,15)^2} \right]$$

$$R = 46048$$

DEPLACEMENT DU SOMMET DU PORTIQUE:

$$\frac{1}{6478,04} + \frac{2}{6478,04} + \frac{3}{6478,04} + \frac{4}{6478,04} + \frac{5}{6478,04} + \frac{6}{4012,21} + \frac{7}{46048} = 0,396 \text{ cm}$$

$$P = \frac{1000}{3,20} = 312,5 \text{ Kg/ml}$$

$$f = \frac{PH^4}{8EI} \Rightarrow I_e = \frac{PH^4}{8E \cdot f} = \frac{312,5 \cdot 10^{-3} \cdot (20,75)^4}{8 \cdot 0,396 \cdot 10^2 \cdot 3,52 \cdot 10^6} = 0,52 \text{ m}^4$$

$$I_e = 0,52 \text{ m}^4$$

PORTIQUE LONGITUDINAL II.]

tous les niveaux sauf RDC + niveau I

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{poteau}} = 2,825 \rightarrow I_{\text{pot}} = \frac{0,3^3 \cdot 1,5}{12} = 3,375 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \rightarrow K_{\text{pot}} = \frac{3,375 \cdot 10^{-3}}{2,825} = 12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \\ h_{\text{poutre}} = 6,225 \rightarrow K = 6,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{poteau}} = 2,89 \rightarrow K_{\text{pot}} = 11,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \\ h_{\text{poutre}} = 6,175 \rightarrow K = 6,674 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

niveau II (RDC)

poutre $K = 1,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

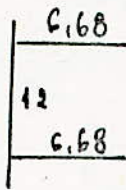
poutre $K = 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

niveau I

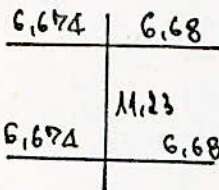
$h_{\text{pot}} = 1,125 \text{ m} \rightarrow K_{\text{pot}} = 30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

$h_{\text{pot}} = 1,15 \text{ m} \rightarrow K_{\text{pot}} = 29,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

CALCUL DES COEFFICIENTS \bar{K} , a :

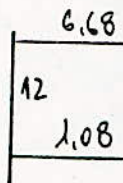


$$\bar{K} = \frac{6.68 \cdot 2}{12 \cdot 2} = 0,556 \rightarrow a = \frac{0,556}{2,556} = 0,217$$

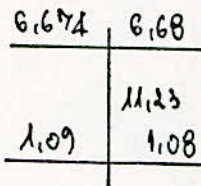


$$\bar{K} = 1,2 \rightarrow a = 0,375$$

niveau II (R06)

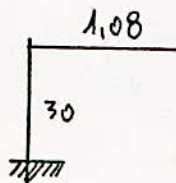


$$\bar{K} = \frac{6,68 + 1,08}{2 \cdot 12} = 0,323 \rightarrow a = \frac{0,323}{2,323} = 0,139$$

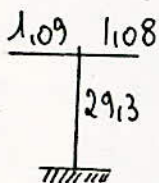


$$\bar{K} = 0,696 \rightarrow a = 0,298$$

niveau I



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pt}} = \frac{1,08}{30} = 0,036 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,036}{2 + 0,036} = 0,263$$



$$\bar{K} = \frac{1,09 + 1,08}{29,3} = 0,074 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,074}{2 + 0,074} = 0,273$$

CALCUL DES RIGIDITES :

niveaux courants:

$$R = 2 \cdot 12 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 10^{-4} \left[\frac{0,217 \cdot 12}{(2,825)^2} + \frac{0,375 \cdot 11,23}{(2,85)^2} \right] = 7134,5$$

niveau R/C

$$R = 2 \cdot 12 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 10^{-4} \left[\frac{0,139 \cdot 12}{(2,825)^2} + \frac{0,258 \cdot 11,23}{(2,85)^2} \right] = 4778$$

niveau I

$$R = 2 \cdot 12 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 10^{-4} \left[\frac{0,263 \cdot 30}{(1,15)^2} + \frac{0,273 \cdot 29,3}{(1,15)^2} \right] = 103777$$

DEPLACEMENT DU SOMMET DU PORTIQUE :

$$\frac{1}{7134,5} + \frac{2}{7134,5} + \frac{3}{7134,5} + \frac{4}{7134,5} + \frac{5}{7134,5} + \frac{6}{4778} + \frac{7}{103777} = 0,34 \text{ cm}$$

$$P = 312,5 \text{ Kg/ml} = 312,5 \cdot 10^{-3} \text{ t/ml}$$

$$f = \frac{PH^4}{8EI} \rightarrow I_e = \frac{0,3125 (20,79)^4}{8 \cdot 0,519 \cdot 10^4 \cdot 0,34} = 0,6 \text{ m}^4$$

$$I_e = 0,6 \text{ m}^4$$

PORTIQUE TRANSVERSAL :

étages courants :

$$h_{\text{pot}} = \left(2,95 + \frac{0,13 + 0,25}{2} \right) = 3,225 \text{ m}$$

$$I_1 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K_{p_1} = 22,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0,73 \cdot 10^{-3} = 73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K_{p_2} = 22,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$h_{\text{poutre}} = \left(5 + \frac{0,25}{2} \right) = 5,125 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,25^3 \cdot 0,13}{12} = 3,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K = 0,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

niveau I :

$$h_{\text{poten}} = \left(0,95 + \frac{0,6 + 0,9}{2} \right) = 1,225 \text{ m}$$

$$I_1 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K_{p_1} = 58,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$I_2 = 73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K_{p_2} = 59,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$h_{\text{poutre}} = \left(5 + \frac{0,25}{2} \right) = 5,125 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,3 \cdot 0,3^3}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \rightarrow K_1 = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

CALCUL DES COEFFICIENTS \bar{K} , a_i

étages courants :

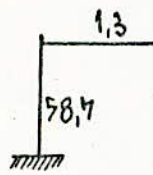
0,76
22,9
0,76

$$\bar{K} = \frac{0,76 \cdot 2}{22,9 \cdot 2} = 0,034 \rightarrow a = \frac{0,034}{2 + 0,034} = 0,017$$

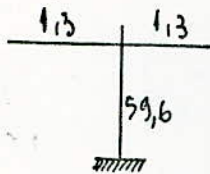
0,76	0,76
22,8	
0,76	0,76

$$\bar{K} = \frac{0,76 \cdot 4}{2 \cdot 22,8} = 0,066 \rightarrow a = \frac{0,066}{2 + 0,066} = 0,032$$

niveau I :



$$\bar{k} = \frac{1,3}{58,7} = 0,022 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,022}{2 + 0,022} = 0,26$$



$$\bar{k} = \frac{2 \cdot 1,3}{59,6} = 0,043 \rightarrow a = \frac{0,5 + 0,043}{2 + 0,043} = 0,266$$

CALCUL DES RIGIDITÉS :

niveaux courants :

$$R = 12 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 10^4 \cdot 2 \left[\frac{0,017 \cdot 22,9}{(3,20)^2} + \frac{0,032 \cdot 22,8}{(3,2)^2} \right] = 917,22$$

niveau I

$$R = \frac{12 \cdot 2 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 10^4}{(1,225)^2} \left[0,26 \cdot 58,7 + 0,266 \cdot 59,6 \right] = 175120$$

CALCUL DES DEPLACEMENTS :

$$\frac{1}{917,22} + \frac{2}{917,22} + \frac{3}{917,22} + \frac{4}{917,22} + \frac{5}{917,22} + \frac{6}{917,22} + \frac{17}{175120} = 2,29 \text{ cm}$$

$$I_e = \frac{0,3125 (20,45)^4}{8 \cdot 3,519 \cdot 10^6 \cdot 2,29 \cdot 10^{-2}} = 0,08986 \cdot \text{m}^4$$

$$I_e = 0,08986 \text{ m}^4$$

CALCUL DE L'INERTIE EQUIVALENTE DU REFEND AVEC OUVERTURES.

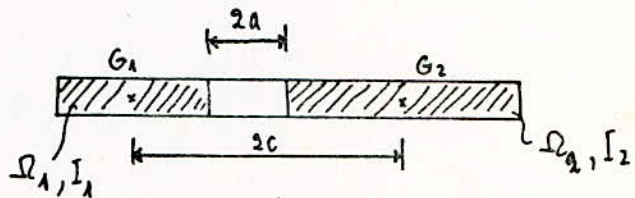
Evaluation de la valeur de ω :

a) Calcul de ω^2 , puis ω avec la relation:

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

i : inertie du linteau
 E : coef. élast. du refend
 E' : coef. élast. du linteau

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$



$$i = \frac{1,03^3 \cdot 0,3}{12} = 0,0273$$

$$I_1 = \frac{1,61^3 \cdot 0,3}{12} = 0,104 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{4,25^3 \cdot 0,3}{12} = 1,92 \text{ m}^4$$

$$2c = \frac{1,61 + 4,25 \cdot 0,94}{2} = 2,93 + 0,94 = 3,87 \text{ m}$$

$$c = 1,935 \text{ m}$$

$$2a = 0,94 \rightarrow a = 0,47 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 1,61 \cdot 0,3 = 0,483 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 4,25 \cdot 0,3 = 1,275 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{3,87}{\frac{1}{0,483} + \frac{1}{1,275}} = 1,355 \text{ m}^3$$

$$l = 3,20 \text{ m} \quad (\text{hauteur d'étage}).$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 7,26 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \theta' (0,0273)}{E (0,104 + 1,92)} \cdot \frac{7,26}{1,355} \cdot \frac{1,935}{0,47^3 \cdot 3,20} = 1,2627$$

$$\omega = 1,1237$$

$$\alpha = \omega \cdot z = 1,1237 \cdot 20,75 = 23,32$$

Inertie equivalente:

$$I_e = \frac{7,26}{\frac{16 \cdot 1,355}{0,104 + 1,92} \cdot \frac{0,57}{23,32^2} + 1} = 7,13 \text{ m}^4$$

$$\psi_0 = \psi \text{ à la c\^ote } 0 \rightarrow \psi_0 = 0,57$$

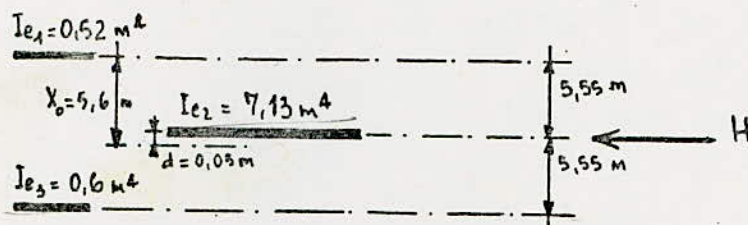
(abaque B23 b. M. DIVER)

Les inerties equivalentes des portiques et du voile avec ouvertures d\^etermin\^ees on peut maintenant faire la distribution des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.

DISTRIBUTION DES EFFORTS DUS AU SEISME HORIZONTAL ENTRE LES REFENDS

ET LES PORTIQUES

SENS LONGITUDINAL :



Recherche du centre de gravité des inerties des refends et des portiques
 les abscisses X sont évaluées par rapport au plan moyen du portique 1

	I_i	X_i	$I_i X_i$
I_{e1}	0,52	0	0
I_{e2}	7,13	5,55	39,57
I_{e3}	0,60	11,10	6,66
	$\Sigma I_i = 8,25$		$\Sigma I_i X_i = 46,23$

$$\text{donc } X_0 = \frac{\Sigma I_i X_i}{\Sigma I_i} = \frac{46,23}{8,25} = 5,6 \text{ m}$$

$$d = 5,6 - 5,55 = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

Calcul des $I_i X_i^2$:

$$I_{e1} \cdot X_1^2 = 0,52 \cdot 5,6^2 = 16,3 \text{ m}^6$$

$$I_{e2} \cdot X_2^2 = 7,13 \cdot 0,05^2 = 0,0178 \text{ m}^6$$

$$I_{e3} \cdot X_3^2 = 0,6 \cdot 5,5^2 = 18,15 \text{ m}^6$$

$$\Sigma I_i X_i^2 = 34,47 \text{ m}^6$$

	Portique 1	Refend 2	Portique 3
$\frac{1}{\sum I_i}$	0,1212	0,1212	0,1212
$\frac{d_i x_i}{\sum I_i x_i^2}$	-0,008	-0,00007	0,0049
	0,1132	0,12113	0,1288

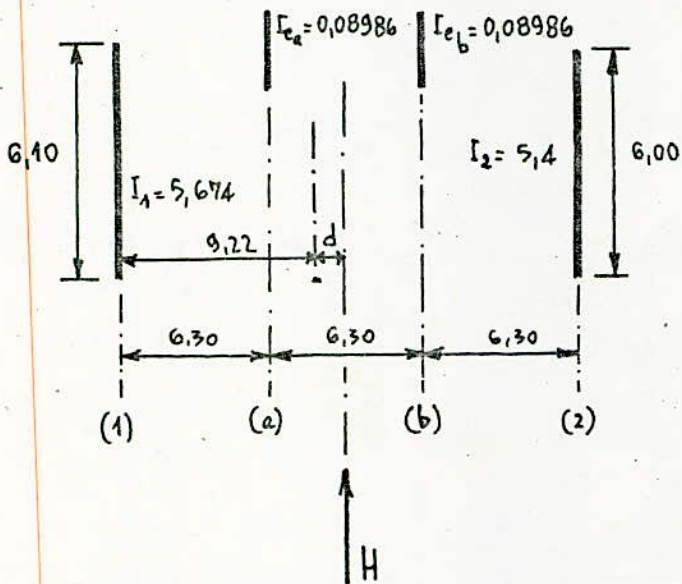
Efforts dus au seisme horizontal à chaque niveau
et pour chaque élément : R_i (tonnes)

VII	1,90	27,76	2,48
VI	1,636	23,94	2,143
V	1,36	19,94	1,78
IV	1,07	15,96	1,43
III	0,82	11,96	1,07
II	0,76	11,14	1,00
I	0,053	0,78	0,07

Effort tranchant T (tonnes) à chaque niveau
et pour chaque élément :

VII	1,90	27,76	2,48
VI	3,536	51,70	4,623
V	4,896	71,64	6,403
IV	5,966	87,60	7,833
III	6,786	99,56	8,903
II	7,546	110,70	9,903
I	7,60	111,48	9,973

SENS TRANSVERSAL:



$$I_1 = \frac{6,10^3 \cdot 0,3}{12} = 5,674 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{6,00^3 \cdot 0,3}{12} = 5,40 \text{ m}^4$$

Recherche du centre de gravité des inerties des refends et des portiques.
 Les abscisses X sont évaluées par rapport au plan moyen du refend (1)

	I_i	X_i	$I_i X_i$
I_1	5,674	0	0
I_a	0,08986	6,30	0,566
I_b	0,08986	12,60	1,132
I_2	5,40	18,90	102,06

$$\Sigma I_i = 11,235 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I_i X_i = 103,758 \text{ m}^5$$

donc
$$X_0 = \frac{\Sigma I_i X_i}{\Sigma I_i} = \frac{103,758}{11,235} = 9,22 \text{ m}$$

et
$$d = 9,45 - 9,22 = 0,23 \text{ m} = 23 \text{ cm}$$

≥

Calcul des $I_i X_i^2$

$$I_1 X_1^2 = 5,674 \cdot 9,22^2 = 482,34 \text{ m}^6$$

$$I_2 X_2^2 = 0,08986 \cdot 2,92^2 = 0,766 \text{ m}^6$$

$$I_3 X_3^2 = 0,08986 \cdot 3,38^2 = 1,026 \text{ m}^6$$

$$I_4 X_4^2 = 5,4 \cdot 9,68^2 = 506 \text{ m}^6$$

$$\Sigma I_i X_i^2 = 990,132 \text{ m}^6$$

	Voile 1	Portique a	Portique b	Voile 2
ΣI_i	0,0888	0,0888	0,0888	0,0888
$d_i X_i$	- 0,00214	- 0,00068	0,000785	0,00225
$\Sigma I_i X_i^2$	0,0866	0,08812	0,08958	0,091

Efforts dus au seisme horizontal : R_i (tonnes)

VII	15,800	0,250	0,260	15,800
VI	13,621	0,220	0,223	13,622
V	11,341	0,183	0,186	11,342
IV	9,100	0,147	0,149	9,100
III	6,810	0,110	0,112	6,810
II	6,340	0,102	0,104	6,340
I	0,450	0,00713	0,00725	0,450

Efforts tranchants T_i (tonnes)

VII	15,800	0,250	0,260	15,800
VI	29,421	0,470	0,483	29,422
V	40,762	0,653	0,669	40,764
IV	49,862	0,800	0,818	49,864
III	56,672	0,910	0,930	56,674
II	63,012	1,012	1,034	63,014
I	63,462	1,020	1,040	63,464

EFFORTS DANS LES PORTIQUES

SOUS LES FORCES HORIZONTALES
SOUS LES CHARGES VERTICALES

EFFORTS DANS LES PORTIQUES sous les forces HORIZONTALES

On utilise la méthode de BOWMAN pour le calcul des efforts dans les portiques sous les forces horizontales.

expose de la methode de Bowman

Cette methode permet d'obtenir des resultats voisins de ceux obtenus en utilisant les methodes exactes.

L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux.

Les points d'inflexion 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 $0,60h$ de la partie supérieure du poteau
- au niveau immédiatement en dessous à $0,55h$ de la partie supérieure du poteau
- à tous les niveaux sauf au 1^{er} niveau à $0,50h$ de la partie supérieure du poteau
- au 1^{er} niveau à $0,60h$ à partir de la base du poteau.

Le partage des MOMENTS dans les barres sera effectué proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré :

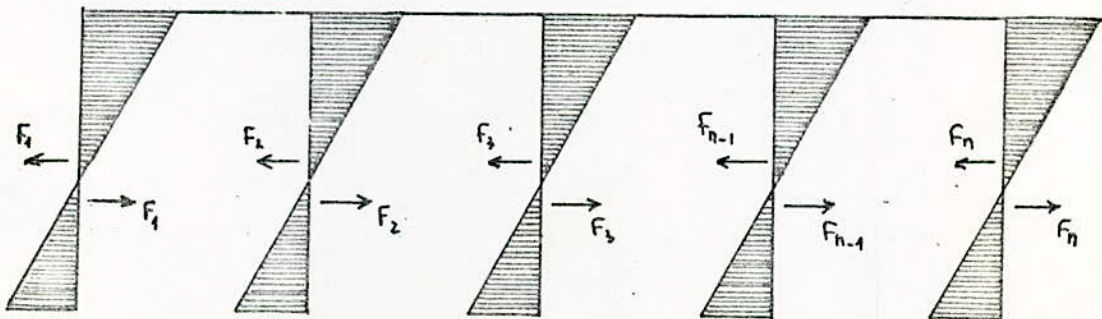
La methode de BOWMAN donne des resultats meilleurs que ceux obtenus par la methode qui consiste à admettre un point d'inflexion à mi-hauteur du poteau à tous les niveaux.

hypothèses 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 poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au $1/5$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se repartissent entre les différents poteaux proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux ; les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient $0,8$
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies plus haut.

Compte tenu de ces hypothèses nous pouvons écrire :



$$F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n}$$

$$F_2 = \frac{F \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n}$$

$$F_n = \frac{0,8 I_n}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n}$$

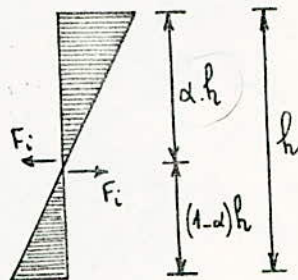
moments dans les poteaux :

- Moments en tête des poteaux :

$$M = F_i \cdot \alpha \cdot h$$

- Moments à la base des poteaux :

$$M = (1 - \alpha) h \cdot F_i$$



moments dans les travées :

Le partage des moments dans les travées se fera proportionnellement aux raideurs des poutres situées à gauche et à droite du nœud considéré.

Les moments du poteau appartenant à ce nœud :

pour un nœud i de la file j on aura :

- à gauche : $M_g = F_i \cdot \alpha \cdot h \times \frac{K_{g_i}}{K_{g_i} + K_{d_i}}$

- à droite : $M_d = F_i \cdot \omega \cdot h \times \frac{K_{d_i}}{K_{d_i} + K_{g_i}}$

avec :
$$\begin{cases} K_{g_i} = \frac{I_{g_i}}{l_{g_i}} \\ K_{d_i} = \frac{I_{d_i}}{l_{d_i}} \end{cases}$$

Pour un nœud intermédiaire :

Au niveau du plancher de rang i on a :

$$F = \sum_{j=i}^n F_j = F_i + F_{i+1} + \dots + F_n \quad (\text{charges cumulées à l'étage de rang } i+1)$$

L'effort $\sum_{j=i+1}^n F_j$ crée au pied des poteaux supportant le plancher de rang $i+1$

des moments calculés à partir de ce qui a été exposé précédemment.

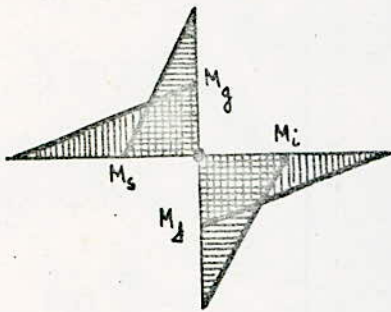
Par exemple pour le poteau 2 de l'étage $i+1$:

$$M = F_2 \cdot \alpha \cdot h \quad \text{avec} \quad F_2 = \sum_{j=i+1}^n F_j \left(\frac{I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n} \right)$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort $\sum F_j$, ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de niveau i .

Au droit du nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_i obtenus dans les poteaux inférieur et supérieur correspondant à ce nœud.

— pour un nœud intermédiaire :



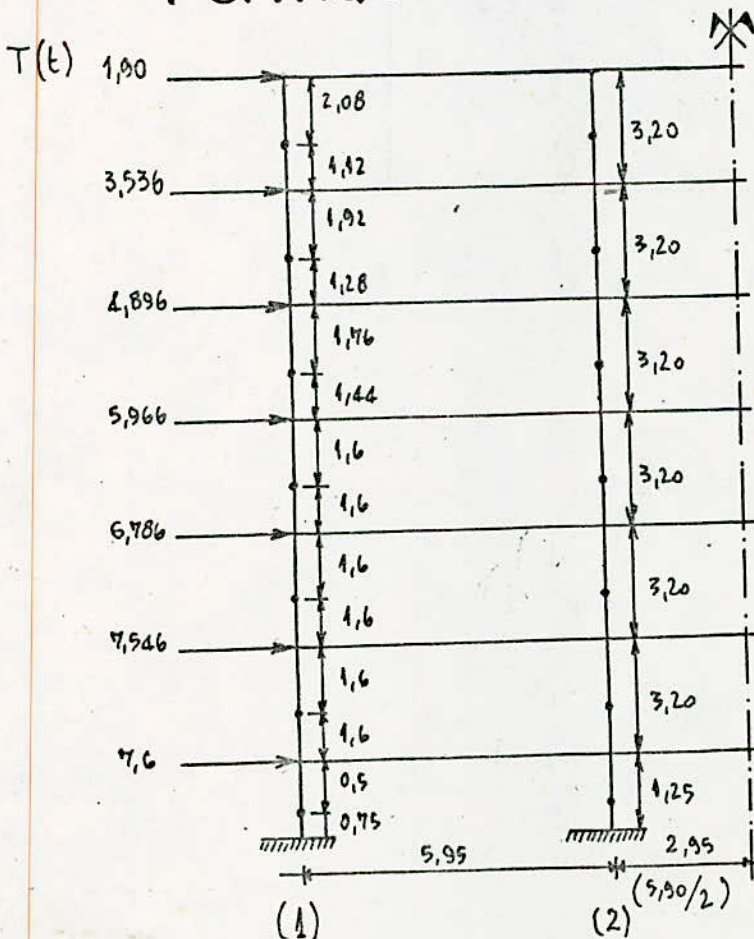
$$M_g = -(M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

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

— pour un nœud de rive : $M_g = -(M_s + M_i)$

ou $M_d = -(M_s + M_i)$

PORTIQUE LONGITUDINAL " I . I "



Determination des forces F_1, F_2 (F'_1, F'_2) pour chaque niveau:

Les poteaux ont une section: files de poteaux 1 et 1' : 60×30
files de poteaux 2 et 2' : 60×40

$$I_1 = I'_1 = 13,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = I'_2 = 32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

La force totale au niveau du plancher est : $F = F_1 + F_2 + F'_1 + F'_2$

De plus on a la Σ des inerties : $0,8I_1 + I_2 + I'_2 + 0,8I'_1$

avec $I_1 = I'_1$ et $I_2 = I'_2$

on aura donc : $1,6 I_1 + 2 I_2$

La force reprise par les poteaux de rive (files 1, 1') sera :

$$F_1 = F'_1 = \frac{0,8 I_1 \cdot F}{1,6 I_1 + 2 I_2} = \frac{0,8 \cdot 13,5 \cdot 10^{-4} \cdot F}{(1,6 \cdot 13,5 + 2 \cdot 32) \cdot 10^{-4}} = 0,126 F$$

La force reprise par les poteaux intermediaires (files 2, 2') sera :

$$F_2 = F'_2 = \frac{I_2 \cdot F}{1,6 I_1 + 2 I_2} = \frac{32 \cdot 10^{-4} \cdot F}{(1,6 \cdot 13,5 + 2 \cdot 32) \cdot 10^{-4}} = 0,374 F$$

tableau donnant les forces pour chaque niveau

Niveaux	$F_1 = F'_1 = 0,126 F$ (t)	$F_2 = F'_2 = 0,374 F$ (t)	$\alpha \cdot h$ (m)	$(1-\alpha) h$ (m)
7	0,24	0,71	2,08	1,12
6	0,445	1,33	1,92	1,28
5	0,62	1,84	1,76	1,44
4	0,79	2,23	1,6	1,6
3	0,86	2,54	1,6	1,6
2	0,95	2,82	1,6	1,6
1	0,96	2,84	0,5	0,75

Moment en tete et a la base des poteaux :

— moments en tete : $M_i = \alpha h F$

— moments à la base : $M_s = (1-\alpha) h F$

NIVEAU VII : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,24 \cdot 2,08 = 0,5 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 0,71 \cdot 2,08 = 1,48 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,24 \cdot 1,12 = 0,27 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 0,71 \cdot 1,12 = 1,10 \text{ t.m}$

NIVEAU VI : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,445 \cdot 1,92 = 0,86 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 1,33 \cdot 1,92 = 2,55 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,445 \cdot 1,28 = 0,57 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 1,33 \cdot 1,28 = 1,70 \text{ t.m}$

NIVEAU V : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,62 \cdot 1,76 = 1,09 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 1,84 \cdot 1,76 = 3,24 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,62 \cdot 1,44 = 0,89 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 1,84 \cdot 1,44 = 2,65 \text{ t.m}$

NIVEAU IV : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,75 \cdot 1,6 = 1,20 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 2,23 \cdot 1,6 = 3,57 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,75 \cdot 1,6 = 1,20 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 2,23 \cdot 1,6 = 3,57 \text{ t.m}$

NIVEAU III : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,86 \cdot 1,6 = 1,38 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 2,54 \cdot 1,6 = 3,58 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,86 \cdot 1,6 = 1,38 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 2,54 \cdot 1,6 = 3,58 \text{ t.m}$

NIVEAU II : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,95 \cdot 1,6 = 1,52 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 2,82 \cdot 1,6 = 4,51 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,95 \cdot 1,6 = 1,52 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 2,82 \cdot 1,6 = 4,51 \text{ t.m}$

NIVEAU I : en tete : $M_{i1} = M_{i1}' = F_1 \alpha h = 0,96 \cdot 0,5 = 0,48 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \alpha h = 2,84 \cdot 0,5 = 1,42 \text{ t.m}$

à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_1 (1-\alpha) h = 0,96 \cdot 0,75 = 0,72 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) h = 2,84 \cdot 0,75 = 2,13 \text{ t.m}$

Moments dans les traverse

On détaillera le calcul pour le niveau VI, pour les autres niveaux les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

NIVEAU VI

$$\frac{K_d}{K_d + K_g} = \frac{I_d/l_d}{I_d/l_d + I_g/l_g} \quad I_d = I_g \rightarrow \frac{K_d}{K_d + K_g} = \frac{1/l_d}{1/l_d + 1/l_g} = \frac{l_g}{l_g + l_d}$$

de même $\frac{K_g}{K_g + K_d} = \frac{l_d}{l_d + l_g}$

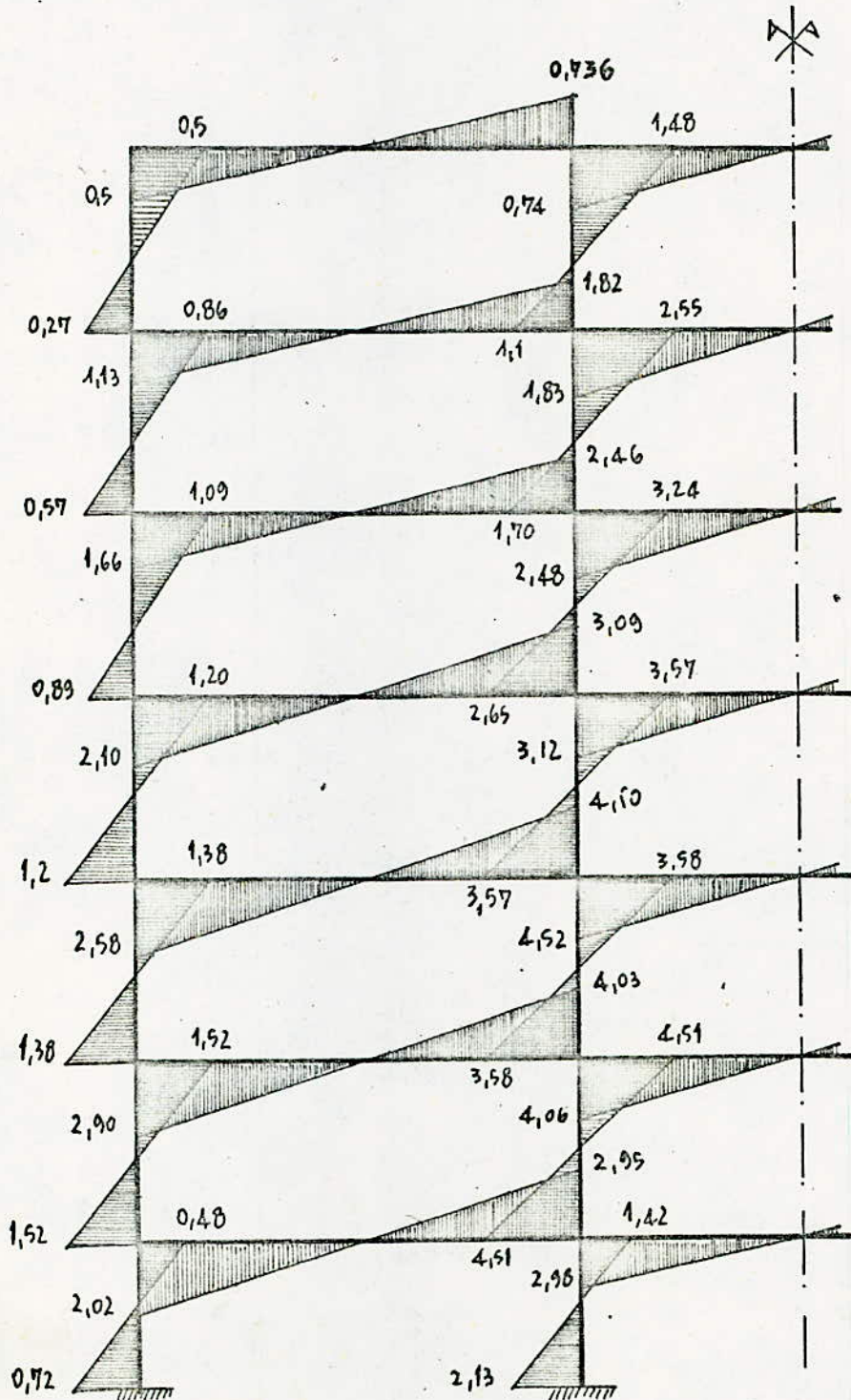
— file 1 (1') : $M_{1d} = -(M_s + M_i) = -(0,27 + 0,86) = -1,13 \text{ t.m}$

— file 2 (2') : $M_{2d} = -(M_s + M_i) \frac{l_g}{l_g + l_d} = -(1,1 + 2,55) \cdot \frac{5,95}{5,95 + 5,90} = -1,83 \text{ t.m}$

$M_{2g} = -(M_s + M_i) \frac{l_d}{l_d + l_g} = -3,65 \cdot \frac{5,90}{5,90 + 5,95} = -1,82 \text{ t.m}$

NIVEAUX	File 1 (1')	File 2 (2')	
Moments	M_{1d} ($M_{1'g}$)	M_{2d} ($M_{2'g}$)	M_{2g} ($M_{2'd}$)
7	-0,5	-0,74	-0,736
6	-1,13	-1,83	-1,82
5	-1,66	-2,48	-2,46
4	-2,1	-3,12	-3,09
3	-2,58	-4,52	-4,10
2	-2,90	-4,06	-4,03
1	-2,02	-2,98	-2,95

DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LE PORTIQUE "I.I" SOUS \vec{S}_{IH}



MOMENTS EN TRAVÉE SOUS S_{II}

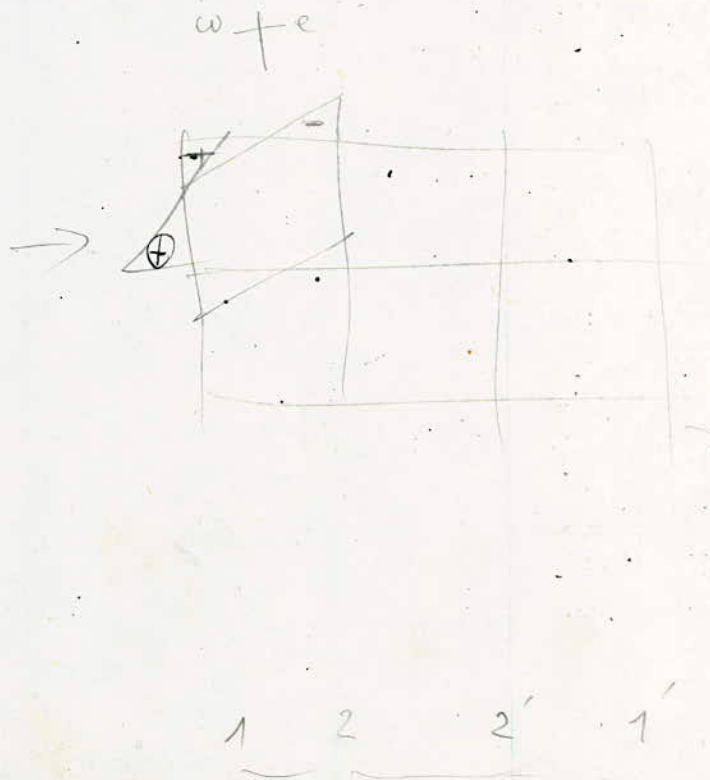
l'expression du moment en travée sous S_{II} est donnée par:

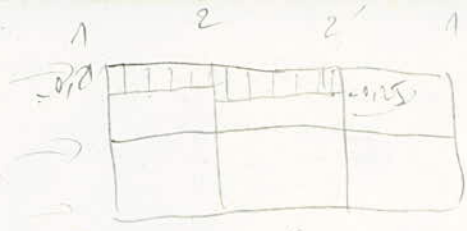
$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Tableau donnant les valeurs des moments en travée

NIVEAUX	7		6		5		4		3		2		1	
TRAVÉES	1.2	2.2'	3.4	4.4'	5.6	6.6'	7.8	8.8'	9.10	10.10'	11.12	12.12'	13.14	14.14'
M _w (t.m)	0,5	0,74	1,13	1,83	1,66	2,48	2,1	3,12	2,58	4,52	2,90	4,06	2,02	2,98
M _e (t.m)	0,736	0,74	1,82	1,83	2,46	2,48	3,09	3,12	4,5	4,52	4,03	4,06	2,95	2,98
M _t (t.m)	0,12	0	0,345	0	0,315	0	0,495	0	0,96	0	0,565	0	0,465	0

NB: les moments sont donnés en valeur absolue du fait que S_{II} peut agir dans un sens ou dans l'autre.





Calcul des efforts tranchants pour les traverses

Les efforts tranchants seront calculés à partir des moments aux nœuds.
 Pour cela on considère la travée indépendante avec les moments en ses nœuds.

Sous \vec{S}_{IH} . L'équation du moment est de la forme:

$$M(x) = \alpha \cdot x + \beta$$

pour $x=0$
 pour $x=l$

$$M(x) = \beta = M_d$$

$$M(x) = \alpha \cdot l + \beta = -M_g$$

$$\rightarrow \alpha = - \frac{M_d + M_g}{l}$$

donc $M(x) = - \frac{M_d + M_g}{l} \cdot x + M_d$ d'où $T = \frac{dM(x)}{dx} = - \frac{M_d + M_g}{l}$

$-0,25 + 0,21 = -0,04$

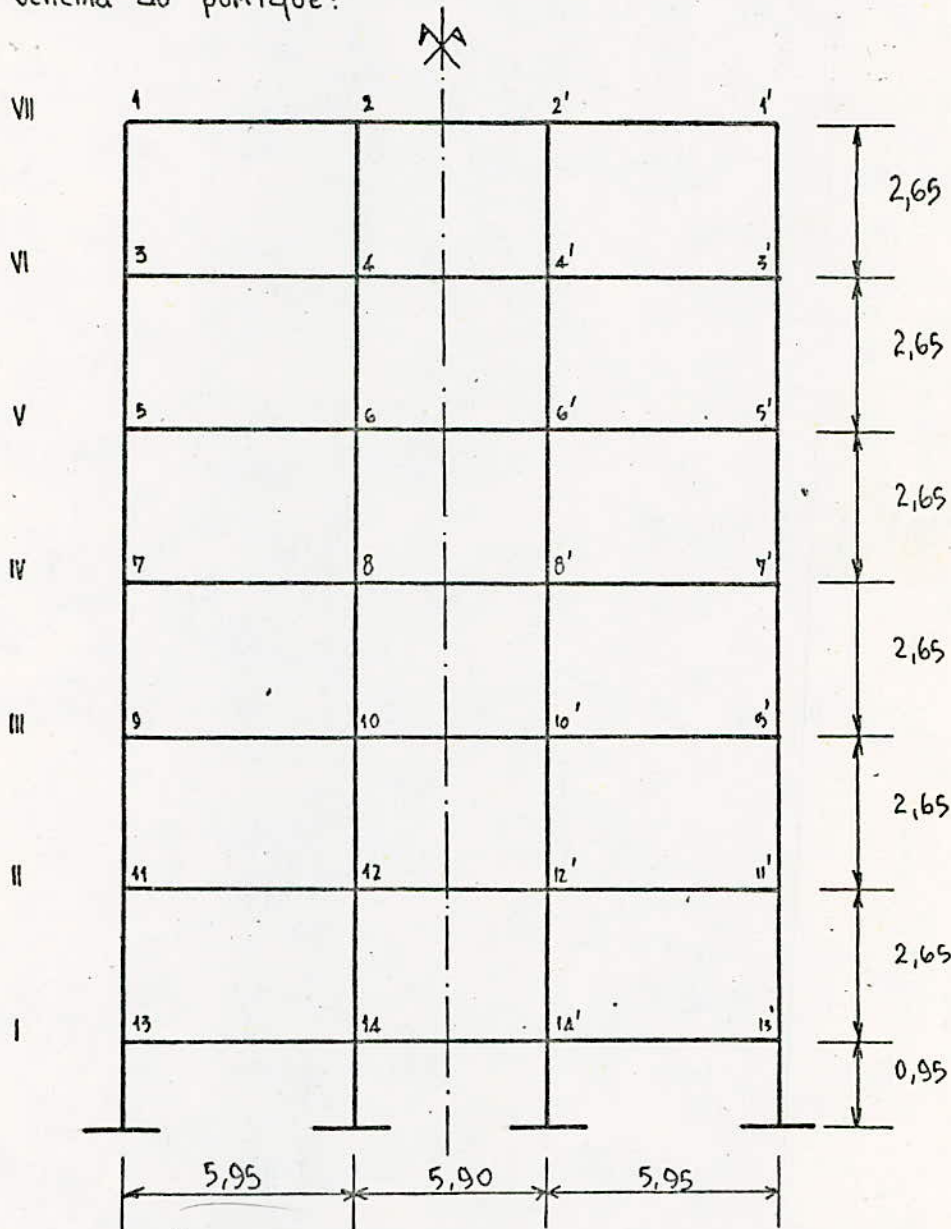
TABLEAU DONNANT LES EFFORTS TRANCHANTS
 SOUS \vec{S}_{IH}

Niveaux	Travées	l (m)	M_g (t.m)	M_d (t.m)	$T(t)$ sous \vec{S}_{IH}	$T(t)$ sous \vec{S}_{IH}
7	1-2	5,95	0,5	0,736	-0,24	0,21
	2-2'	5,90	0,74	0,74	-0,25	0,25
6	3-4	5,95	1,13	1,82	-0,5	0,5
	4-4'	5,90	1,83	1,83	-0,62	0,62
5	5-6	5,95	1,66	2,46	-0,69	0,69
	6-6'	5,90	2,48	2,48	-0,84	0,84
4	7-8	5,95	2,10	3,09	-0,87	0,87
	8-8'	5,90	3,12	3,12	-1,06	1,06
3	9-10	5,95	2,58	4,50	-1,19	1,19
	10-10'	5,90	4,52	4,52	-1,53	1,53
2	11-12	5,95	2,90	4,03	-1,17	1,17
	12-12'	5,90	4,06	4,06	-1,37	1,37
1	13-14	5,95	2,02	2,95	-0,84	0,84
	14-14'	5,90	2,98	2,98	-1,01	1,01

PORTIQUES SOUS LES CHARGES VERTICALES - METHODE DE CAQUOT -

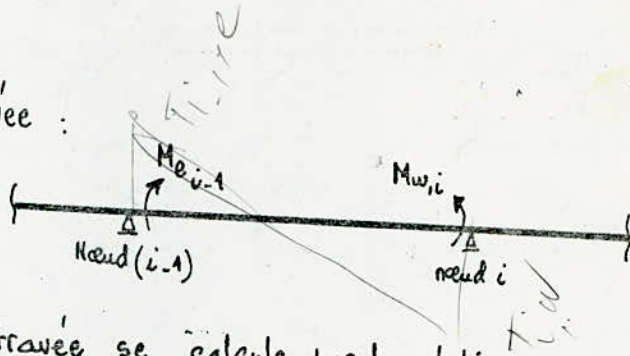
Cette methode de calcul (METHODE DE CAQUOT) est exposée à l'annexe A des CCBA 68
Portique longitudinal "II":

Schema du portique:



Les portées des poteaux et des poutres prises en compte, sont des portées libres entre nus.

Moments en travée :



le moment en travée se calcule par la relation suivante:

$$M_t = M_0 - \frac{M_{e,i-1} + M_{w,i}}{2}$$

avec $M_{e,i-1}$ et $M_{w,i}$: Moments aux appuis, conformément au schéma ci-dessus.
 M_0 : Moment isostatique de la travée indépendante avec son cas de charge.

Effets tranchants dans les poutres :

d'annexe A13 du BA 68 simplifié, dans le cas de plusieurs travées de continuité.

Ainsi pour une travée $(i-1, i)$, les effets tranchants sont donnés par les relations suivantes :

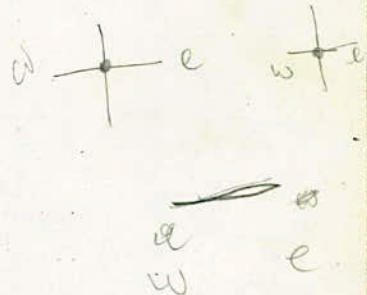
$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

$$T_{i,w} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

où $M_{i-1,e}$ et $M_{i,w}$ sont la valeur absolue.

$$\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot l}{2}$$

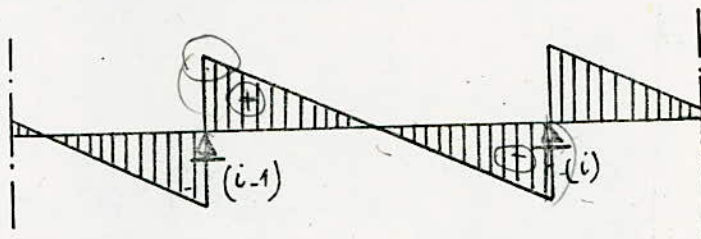
$$\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q \cdot l$$



Effet nouveaux efforts par les poutres aux poteaux :

Ce effet est déterminé à partir des effets tranchants définis précédemment.

Ainsi pour les charges verticales, uniformément réparties, provoquant des effets tranchants schématisés dans le diagramme suivant,



Les réactions développées dans les appuis (i-1) et (i) donnent des effets de compression dans les poteaux, valant :

$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

où $T_{i-1,e}$; $T_{i-1,w}$; $T_{i,e}$; $T_{i,w}$ sont des valeurs algébriques.

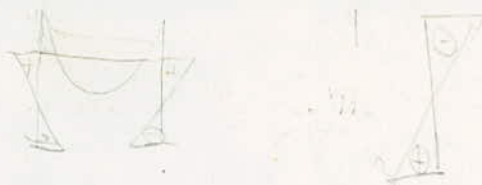
Tous les résultats seront consignés dans les tableaux qui suivent.

Efforts dans le portique longitudinal sous G+P

Niv.	Nœuds	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s	M_t	$T_{i-1,e}$	$T_{i,w}$
VII	1	/		/	6,28	/	2,65	/	1,12			
	2	2,355		6,28	6,18	6,26	6,16	/	-0,047	5,97	6,40	-7,61
	2'			6,18	6,28	6,16	6,26	/	0,047	4,09	6,95	-6,95
	1'	/		6,28	/	6,65	/	/	-1,12	5,97	7,61	-6,40
VI	3	/		/	6,14	/	3,64	1,67	1,88			
	4	2,30		6,14	6,03	6,10	6,07	-0,038	-0,043	5,24	6,14	-7,27
	4'			6,03	6,14	6,07	6,10	0,038	0,043	3,87	6,79	-6,79
	3'	/		6,14	/	3,64	/	-1,67	-1,88	5,24	7,27	-6,14
V	5	/		/	6,14	/	3,64	1,06	1,06			
	6	2,30		6,14	6,03	6,10	6,07	-0,0070	-0,0070	5,24	6,14	-7,27
	6'			6,03	6,14	6,07	6,10	0,0070	0,0070	3,87	6,79	-6,79
	5'	/		6,14	/	3,64	/	-1,06	-1,06	5,24	7,27	-6,14
IV	7	/		/	6,14	/	3,64	1,06	1,06			
	8	2,30		6,14	6,03	6,10	6,07	-0,0070	-0,0070	5,24	6,14	-7,27
	8'			6,03	6,14	6,07	6,10	0,0070	0,0070	3,87	6,79	-6,79
	7'	/		6,14	/	3,64	/	-1,06	-1,06	5,24	7,27	-6,14
III	9	/		/	6,14	/	3,64	1,06	1,06			
	10	2,30		6,14	6,03	6,10	6,07	-0,0070	-0,0070	5,24	6,14	-7,27
	10'			6,03	6,14	6,07	6,10	0,0070	0,0070	3,87	6,79	-6,79
	9'	/		6,14	/	3,64	/	-1,06	1,06	5,24	7,27	-6,14
II	11	/	2,30	/	6,14	/	3,64	1,82	1,82	5,10	3,91	-9,74
	12	2,30	3,24	6,14	8,49	6,57	8,056	-0,75	-0,75	5,61	9,56	-9,56
	12'	3,24	2,30	8,49	6,14	8,056	6,57	0,75	0,75	5,10	9,74	-3,91
	11'	2,30	/	6,14	/	3,64	/	-1,82	-1,82			
I	13	/	1,26	/	3,59	/	3,39	0,895	2,496	2,1	3,56	-3,74
	14	1,26	1,26	3,59	3,3	3,58	3,30	-0,073	-0,63	2,28	3,74	-3,74
	14'	1,26	1,26	3,3	3,59	3,30	3,58	0,073	0,63	2,1	3,74	-3,56
	13'	1,26	/	3,59	/	3,39	/	-0,895	-2,496			

Efforts dans le portique longitudinal sous G+1,2P

Niv.	Nœuds	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s	M_t	$T_{i-1,e}$	$T_{i,w}$
VII	1	/		/	6,424	/	2,708	/	1,142	6,111	6,55	-7,79
	2	2,41		6,424	6,32	6,40	6,30	/	-0,048	4,187	7,11	-7,11
	2'			6,32	6,424	6,30	6,40	/	0,048	6,111	7,79	-6,55
	1'		/	6,424	/	2,708	/	/	-1,142			
VI	3	/		/	6,50	/	3,765	1,771	1,994	5,553	6,797	-7,703
	4	2,437		6,50	6,39	6,46	6,436	-0,040	-0,045	4,10	7,189	-7,189
	4'			6,39	6,50	6,436	6,46	0,040	0,045	5,553	7,703	-6,797
	3'		/	6,50	/	3,765	/	-1,771	-1,994			
V	5	/		/	6,50	/	3,765	1,12	1,12	5,553	6,797	-7,703
	6	2,437		6,50	6,39	6,46	6,436	-0,0075	-0,0075	4,10	7,189	-7,189
	6'			6,39	6,50	6,436	6,46	0,0075	0,0075	5,553	7,703	-6,797
	5'		/	6,50	/	3,765	/	-1,12	-1,12			
IV	7	/		/	6,50	/	3,765	1,12	1,12	5,553	6,797	-7,703
	8	2,437		6,50	6,39	6,46	6,436	-0,0075	-0,0075	4,10	7,189	-7,189
	8'			6,39	6,50	6,436	6,46	0,0075	0,0075	5,553	7,703	-6,797
	7'		/	6,50	/	3,765	/	-1,12	-1,12			
III	9	/		/	6,50	/	3,765	1,12	1,12	5,553	6,797	-7,703
	10	2,437		6,50	6,39	6,46	6,436	-0,0075	-0,0075	4,10	7,189	-7,189
	10'			6,39	6,50	6,436	6,46	0,0075	0,0075	5,553	7,703	-6,797
	9'		/	6,50	/	3,765	/	-1,12	-1,12			
II	11	/	2,437	/	6,50	/	3,86	1,93	1,93	5,35	4,12	-10,38
	12	2,437	3,51	6,50	9,20	6,99	8,70	0,86	0,86	6,07	10,35	-10,35
	12'	3,51	2,437	9,20	6,50	8,70	6,99	0,86	0,86	5,35	10,38	-4,12
	11'	2,437	/	6,50	/	3,86	/	1,93	1,93			
I	13	/		/	3,59	/	3,39	0,895	2,496	2,10	3,56	-3,94
	14	1,26		3,59	3,30	3,58	3,30	-0,073	-0,63	2,28	3,717	-3,717
	14'			3,30	3,59	3,30	3,58	0,073	0,63	2,10	3,94	-3,56
	13'		/	3,59	/	3,39	/	-0,895	-2,496			



Efforts dans le portique longitudinal sous $G + P/5$

Niv.	Nœuds	Q_w	Q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s		$T_{i,e}$	$T_{i,w}$
VII	1	/		/	5,7	/	2,41	/	1,02			
	2	2,14		5,7	5,62	5,69	5,60	/	-0,043		5,82	-6,92
	2'			5,62	5,7	5,60	5,69	/	0,043		6,32	-6,32
	1'	/		5,7	/	2,41	/	/	-1,02		6,92	-5,82
VI	3	/		/	4,67	/	2,77	1,28	1,43			
	4	1,75		4,67	4,67	4,64	4,63	-0,029	-0,033		4,9	-5,6
	4'			4,67	4,67	4,63	4,64	0,029	0,033		5,17	-5,17
	3'	/		4,67	/	2,77	/	-1,28	-1,43		5,6	-4,9
V	5	/		/	4,67	/	2,77	0,81	0,81			
	6	1,75		4,67	4,67	4,64	4,63	-0,0054	-0,0054		4,9	-5,6
	6'			4,67	4,67	4,63	4,64	0,0054	0,0054		5,17	-5,17
	5'	/		4,67	/	2,77	/	-0,81	-0,81		5,6	-4,9
IV	7	/		/	4,67	/	2,77	0,81	0,81			
	8	1,75		4,67	4,67	4,64	4,63	-0,0054	-0,0054		4,9	-5,6
	8'			4,67	4,67	4,63	4,64	0,0054	0,0054		5,17	-5,17
	7'	/		4,67	/	2,77	/	-0,81	-0,81		5,6	-4,9
III	9	/		/	4,67	/	2,77	0,81	0,81			
	10	1,75		4,67	4,67	4,64	4,63	-0,0054	-0,0054		4,9	-5,6
	10'			4,67	4,67	4,63	4,64	0,0054	0,0054		5,17	-5,17
	9'	/		4,67	/	2,77	/	-0,81	-0,81		5,6	-4,9
II	11	/	1,75	/	4,67	/	2,77	1,39	1,39		4,83	-5,58
	12	1,75	2,14	4,67	6,60	5,02	6,24	-0,61	-0,61		6,31	-6,31
	12'	2,14	1,75	6,60	4,67	6,24	5,02	0,61	0,61		5,58	-4,83
	11'	1,75	/	4,67	/	2,77	/	-1,39	-1,39			
I	13	/		/	3,59	/	3,39	0,895	2,496		3,56	-3,74
	14	1,26		3,59	3,30	3,58	3,30	-0,073	-0,63		3,717	-3,717
	14'			3,30	3,59	3,30	3,58	0,073	0,63		3,74	-3,56
	13'	/		3,59	/	3,39	/	-0,895	-2,496			



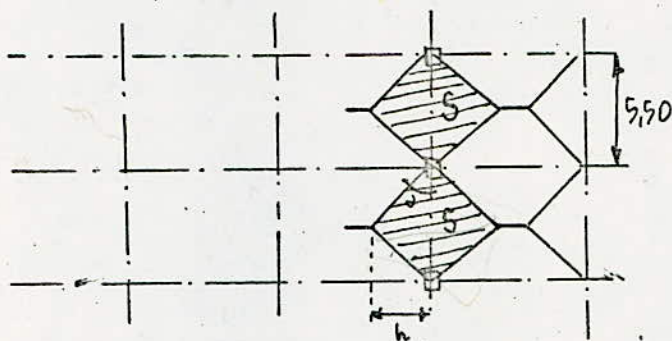
efforts dans le portique longitudinal sous S_{IV}

NIV.	Nœud	q_w	q_e	M_e	M'_w	M_w	M_e	M_n	M_s	M_t	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$
VII	1	0,3		/	0,81	/	0,34	/	0,15	0,77	0,81	- 0,98
	2			0,81	0,79	0,80	0,78	/	-0,006			
	2'			0,79	0,81	0,78	0,80	/	0,006			
	1'			0,81	/	0,34	/	/	-0,15			
VI	3	0,21		/	0,56	/	0,33	0,16	0,17	0,48	0,59	- 0,67
	4			0,56	0,55	0,56	0,533	-0,0034	-0,004			
	4'			0,55	0,56	0,533	0,56	0,0034	0,004			
	3'			0,56	/	0,33	/	-0,16	-0,17			
V	5	0,17		/	0,454	/	0,26	0,082	0,082	0,345	0,48	- 0,59
	6			0,454	0,447	0,449	0,449	-0,0005	-0,0005			
	6'			0,447	0,454	0,449	0,449	0,0005	0,0005			
	5'			0,454	/	0,26	/	-0,082	-0,082			
IV	7	0,14		/	0,374	/	0,217	0,064	0,064	0,32	0,40	- 0,45
	8			0,374	0,369	0,371	0,369	-0,0003	-0,0003			
	8'			0,369	0,374	0,369	0,371	0,0003	0,0003			
	7'			0,374	/	0,217	/	-0,064	-0,064			
III	9	0,11		/	0,295	/	0,17	0,05	0,05	0,25	0,31	- 0,35
	10			0,295	0,288	0,3	0,29	-0,0003	-0,0003			
	10'			0,288	0,295	0,29	0,3	0,0005	0,0005			
	9'			0,295	/	0,17	/	-0,05	-0,05			
II	11	0,091		/	0,25	/	0,142	0,041	0,041	0,22	0,26	- 0,29
	12			0,25	0,24	0,42	0,239	-2,1.10 ⁻⁴	-2,1.10 ⁻⁴			
	12'			0,24	0,25	0,239	0,42	2,1.10 ⁻⁴	2,1.10 ⁻⁴			
	11'			0,25	/	0,142	/	-0,041	-0,041			
I	13	0,006		/		/						
	14											
	14'											
	13'											

ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

Ce portique étant non porteur, et les efforts horizontaux qu'il reprend étant négligeables, il ne sera calculé que sous son poids propre et au poids des cloisons qu'il supporte. Donc il n'est soumis qu'à des charges verticales et la méthode de calcul utilisée est celle de C&QOT exposée aux Annales du CCBA 68.

Mais pour le niveau II (1^{er} étage) où l'on a une dalle pleine, les charges q_e et q_w sous G+1,2P sont ainsi déterminées:



$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} 45^\circ = 1 = \frac{h}{2,75} \Rightarrow h = 2,75 \text{ m}$$

$$S = 2 \cdot \frac{2,75 \cdot 5,5}{2} = 2,75 \cdot 5,5 = 15,12 \text{ m}^2$$

retombée poutre : $0,15 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 0,113 \text{ t/ml}$

$$q_w = 0,113 + \frac{0,676 \cdot 15,12}{5,5} + 1,2 \cdot \frac{1 \cdot 15,12}{5,5} = 5,26 \text{ t/ml}$$

$$q_e = 0,113 + \frac{0,676 \cdot 15,12}{5,5} + 1,2 \cdot \frac{0,325 \cdot 15,12}{5,5} = 3,09 \text{ t/ml}$$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE TRANSVERSAL

Niveaux	VII		VI		V		IV		III		II		I	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Needs	/	5,00	/	5,00	/	5,00	/	5,00	/	5,00	/	5,00	/	5,00
l_w (m)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
l_e (m)	/	/	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
l_n (m)	/	/	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,80	2,80	0,95	0,95
$I_N = I_s$ $10^{-4} m^4$	72,00	72,91	72,00	72,91	72,00	72,91	72,00	72,91	72,00	72,91	72,00	72,91	72,00	72,91
$I_e = I_w$ $10^{-4} m^4$	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	16,00	16,00	6,75	6,75
l'_w (m)	/	4,100	/	4,100	/	4,100	/	4,100	/	4,100	/	4,100	/	4,100
l'_e (m)	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100	4,100
l'_n (m)	/	/	2,655	2,655	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
l'_s (m)	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,24	2,24	0,76	0,76
K_w $10^{-4} m^3$	/	0,975	/	0,975	/	0,975	/	0,975	/	0,975	/	4,0	/	1,687
K_e $10^{-4} m^3$	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	4,0	/	1,687	1,687
K_n $10^{-4} m^3$	/	/	27,12	27,461	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894
K_s $10^{-4} m^3$	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894	30,908	30,894	32,14	32,55	94,73	95,93
D $10^{-4} m^3$	31,485	32,844	58,603	60,305	61,991	63,738	61,991	63,738	61,991	63,738	66,65	71,45	126,925	130,198

EFFORTS DANS LE PORTIQUE TRANSVERSAL

Niv.	Nœuds	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s	M_t	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$
VII	1	/	0,3	/	0,96	/	0,54	/	0,942	0,39	0,754	-0,746
	2	0,3	0,3	0,96	0,96	0,96	0,96	/	/	0,39	0,746	-0,754
	1'	0,3	/	0,96	/	0,94	/	/	-0,942			
VI	3	/	0,6	/	1,13	/	1,11	0,523	0,588	0,755	1,904	-1,496
	4	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/	0,755	1,496	-1,904
	3'	0,6	/	1,13	/	1,11	/	-0,523	-0,588			
V	5	/	0,6	/	1,13	/	1,11	0,556	0,556	0,755	1,904	-1,496
	6	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/	0,755	1,496	-1,904
	5'	0,6	/	1,13	/	1,11	/	-0,556	-0,556			
IV	7	/	0,6	/	1,13	/	1,11	0,556	0,556	0,755	1,904	-1,496
	8	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/	0,755	1,496	-1,904
	7'	0,6	/	1,13	/	1,11	/	-0,556	-0,556			
III	9	/	0,6	/	1,13	/	1,11	0,556	0,556	0,755	1,904	-1,496
	10	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/	0,755	1,496	-1,904
	9'	0,6	/	1,13	/	1,11	/	-0,556	-0,556			
II	11	/	5,26	/	9,9	/	9,3	4,53	4,77	6,9	13,22	-13,07
	12	5,26	3,05	9,9	5,43	9,66	9,95	-1,8	-1,9	3,89	7,52	-7,72
	11'	3,05	/	5,43	/	5,38	/	-2,61	-2,46			
I	13	/	0,62	/	1,20	/	1,19	0,29	0,75	2,55	3,002	-2,95
	14	0,62	0,62	1,20	1,20	1,20	1,20	/	/	2,55	2,95	-3,002
	13'	0,62	/	1,20	/	1,19	/	-0,29	-0,75			

MOMENTS FLECHISSANTS POUR LE PORTIQUE TRANSVERSAL

Niv.	Nœuds	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M_e^l (t.m)	M_e^r (t.m)	M_w^l (t.m)	M_w^r (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
VII	1	/	0,3	0,96	0,94	/	/	/	0,942
	2	0,3	0,3	0,96	0,96	0,96	0,96	/	/
VI	3	/	0,6	1,13	1,11	/	/	0,523	0,988
	4	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/
V	5	/	0,6	1,13	1,11	/	/	0,596	0,996
	6	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/
IV	7	/	0,6	1,13	1,11	/	/	0,596	0,996
	8	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/
III	9	/	0,6	1,13	1,11	/	/	0,596	0,996
	10	0,6	0,6	1,13	1,13	1,13	1,13	/	/
II	11	/	5,26	9,9	9,3	/	/	4,93	4,97
	12	5,26	3,09	5,73	9,9	9,9	9,66	- 1,8	- 1,9
	11'	3,09	/	/	/	5,73	9,38	- 2,61	- 2,76
I	13	/	0,62	1,20	1,19	/	/	0,29	0,45
	14	0,62	0,62	1,20	1,20	1,20	1,20	/	/

EFFORTS TRANCHANTS POUR LE PORTIQUE TRANSVERSAL

Niveaux	Travées	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
VII	1 - 2	0,3	0,56	0,54	0,754	-0,746
	2 - 1'	0,3	0,54	0,56	0,746	-0,754
VI	3 - 4	0,6	1,13	1,11	1,904	-1,496
	4 - 3'	0,6	1,11	1,13	1,496	-1,904
V	5 - 6	0,6	1,13	1,11	1,904	-1,496
	6 - 5'	0,6	1,11	1,13	1,496	-1,904
IV	7 - 8	0,6	1,13	1,11	1,904	-1,496
	8 - 7'	0,6	1,11	1,13	1,496	-1,904
III	9 - 10	0,6	1,13	1,11	1,904	-1,496
	10 - 9'	0,6	1,13	1,13	1,496	-1,904
II	11 - 12	5,19	9,66	9,3	13,22	-13,07
	12 - 11'	2,93	5,38	5,95	7,92	-7,42
I	13 - 14	0,62	1,2	1,19	3,002	-2,99
	14 - 13'	0,62	1,19	1,20	2,99	-3,002

SUPERPOSITION
DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

La sollicitation totale du 1^{er} genre à considérer sera $(G) + 1,2(P)$

(G) : charge permanente

(P) : surcharge d'exploitation

La sollicitation totale pondérée du 2^d genre à considérer sera $(G) + (P) + (S_i)$

(S_i) : surcharge due au seisme

Les effets du seisme, horizontal et vertical, seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitation.

Pour les poteaux on prendra une combinaison qui nous donnera un effort normal minimal (ou effort de traction s'il existe) et une autre combinaison qui nous donnera un effort normal maximal.

Les combinaisons sont les suivantes:

$$\text{Pour les poutres} \begin{cases} (G) + 1,2(P) & : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + S_{iv} \updownarrow + S_{ih} \rightleftarrows & : 2^{\text{d}} \text{ genre} \end{cases}$$

$$\text{Pour les poteaux} \begin{cases} (G) + 1,2(P) & : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + \left(\frac{P}{5}\right) + (S_{iv}) \up + (S_{ih}) \rightarrow & : 2^{\text{d}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iv}) \down + (S_{ih}) \leftarrow & : 2^{\text{d}} \text{ genre} \end{cases}$$

Moments flechissants dans les poutres du portique longitudinal II

NIVEAUX		7		6		5		4		3		2		1	
TRAVEES		1-2	2-2'	3-4	4-4'	5-6	6-6'	7-8	8-8'	9-10	10-10'	11-12	12-12'	13-14	14-14'
S _{iv} ↓	M _e	-0,80	-0,78	-0,555	-0,55	-0,45	-0,45	-0,371	0,37	-0,292	-0,29	-0,241	-0,24		
	M _w	-0,34	-0,78	-0,326	-0,55	-0,26	-0,45	-0,216	-0,37	-0,17	-0,29	-0,141	-0,24		
S _{iv} ↑	M _e	0,80	0,78	0,555	0,55	0,45	0,45	0,371	0,37	0,292	0,29	0,241	0,24		
	M _w	0,34	0,78	0,326	0,55	0,26	0,45	0,216	0,37	0,17	0,29	0,141	0,24		
S _{ih} →	M _e	0,736	0,74	1,82	1,83	2,46	2,48	3,09	3,12			4,03	4,06	2,95	2,98
	M _w	-0,5	-0,74	-1,13	-1,83	-1,66	-2,48	-2,1	-3,12	-2,58		-2,90	-4,06	-2,02	-2,98
S _{ih} ←	M _e	-0,736	-0,74	-1,82	-1,83	-2,46	-2,48	-3,09	-3,12			-4,03	-4,06	-2,95	-2,98
	M _w	0,5	0,74	1,13	1,83	1,66	2,48	2,1	3,12	2,58		2,90	4,06	2,02	2,98
G + P	M _e	-6,26	-6,16	-6,10	-6,07	-6,10	-6,07	-6,10	-6,07	-6,10	-6,07	-6,57	-8,056	-3,58	-3,30
	M _w	-2,65	-6,16	-3,64	-6,07	-3,64	-6,07	-3,64	-6,07	-3,64	-6,07	-3,64	-8,056	-3,39	-3,30
G + 1,2P	M _e	-6,40	-6,30	-6,46	-6,436	-6,46	-6,436	-6,46	-6,436	-6,46	-6,436	-6,99	-8,70	-3,58	-3,30
	M _e	6,11	4,2	5,55	4,10	5,55	4,10	5,55	4,10	5,55	4,10	5,35	6,07	2,10	2,28
	M _w	-2,708	-6,30	-3,765	-6,436	-3,765	-6,436	-3,765	-6,436	-3,765	-6,436	-3,86	-8,70	-3,90	-3,30
G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} →	M _e	-6,324	-6,20	-4,835	-4,79	-4,09	-4,04	-3,381	-3,32			-2,78	-4,236	-0,63	-0,32
	M _e	6,86	4,62	6,06	4,23	5,91	4,16	6,06	4,11	6,45	4,06	5,89	5,77	2,565	2,28
	M _w	-3,49	-7,68	-5,1	-8,45	-5,56	-9,0	-5,96	-9,56	-6,39		-6,681	-12,355	-5,41	-6,28
G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} ←	M _e	-7,8	-7,68	-8,475	-8,441	-9,01	-9,0	-9,63	-9,56			-10,84	-12,356	-6,53	-6,28
	M _e	6,62	4,62	5,38	4,23	5,28	4,16	5,07	4,11	4,53	4,06	4,76	5,77	2,565	2,28
	M _w	-2,49	-6,2	-2,836	-4,79	-2,24	-4,04	-1,796	-3,32	-1,23		-0,881	-4,236	-1,37	-0,32
G + P + S _{iv} ↑ + S _{ih} →	M _e	-4,724	-4,64	-3,725	-3,69	-3,19	-3,14	-2,54	-2,58			-2,3	-3,756	-0,63	-0,32
	M _w	-2,81	-6,12	-4,44	-7,35	-5,04	-8,1	-5,524	-8,82	-6,05		-6,4	-11,876	-5,41	-6,28
G + P + S _{iv} ↑ + S _{ih} ←	M _e	-6,2	-6,12	-7,365	-7,35	-8,11	-8,1	-8,82	-8,82			-10,36	-11,876	-6,53	-6,28
	M _w	-1,81	-4,64	-2,184	-3,69	-1,72	-3,14	-1,324	-2,58	-0,89		-0,6	-3,756	-1,37	-0,32

Efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal "I.I"

NIVEAUX		7		6		5		4		3		2		1	
TRAVEES		1.2	2.2'	3.4	4.4'	5.6	6.6'	7.8	8.8'	9.10	10.10'	11.12	12.12'	13.14	14.14'
$S_{iv} \downarrow$	T_e	0,81	0,89	0,59	0,62	0,48	0,55	0,40	0,42	0,31	0,33	0,26	0,27	.	.
	T_w	-0,98	-0,89	-0,67	-0,62	-0,59	-0,55	-0,45	-0,42	-0,35	-0,33	-0,29	-0,27	.	.
$S_{iv} \uparrow$	T_e	-0,81	-0,89	-0,59	-0,62	-0,48	-0,55	-0,40	-0,42	-0,31	-0,33	-0,26	-0,27	.	.
	T_w	0,98	0,89	0,67	0,62	0,59	0,55	0,45	0,42	0,35	0,33	0,29	0,27	.	.
$\rightarrow S_{iH}$	T_e	-0,21	-0,25	-0,5	-0,62	-0,69	-0,84	-0,87	-1,06	-1,19	-1,53	-1,17	-1,37	-0,84	-1,01
	T_w	-0,21	-0,25	-0,5	-0,62	-0,69	-0,84	-0,87	-1,06	-1,19	-1,53	-1,17	-1,37	-0,84	-1,01
$\leftarrow S_{iH}$	T_e	0,21	0,25	0,5	0,62	0,69	0,84	0,87	1,06	1,19	1,53	1,17	1,37	0,84	1,01
	T_w	0,21	0,25	0,5	0,62	0,69	0,84	0,87	1,06	1,19	1,53	1,17	1,37	0,84	1,01
G+P	T_e	6,4	6,95	6,2	6,8	6,2	6,8	6,2	6,8	6,2	6,8	3,9	9,6	3,78	3,717
	T_w	-7,6	-6,95	-7,3	-6,8	-7,3	-6,8	-7,3	-6,8	-7,3	-6,8	-9,8	-9,6	-3,72	-3,717
G+1,2P	T_e	6,55	7,1	6,8	7,2	6,8	7,2	6,8	7,2	6,8	7,2	4,1	10,35	3,78	3,717
	T_w	-7,8	-7,1	-7,7	-7,2	-7,7	-7,2	-7,7	-7,2	-7,7	-7,2	-10,4	-10,35	-3,72	-3,717
$G+P+S_{iv} \downarrow + S_{iH} \rightarrow$	T_e	7,00	7,59	6,29	6,8	5,99	6,51	5,73	6,16	5,32	5,6	2,99	8,5	2,94	2,707
	T_w	-8,79	-8,09	-8,47	-8,04	-8,58	-8,49	-8,62	-8,28	-8,84	-8,66	-11,42	-11,24	-4,56	-4,727
$G+P+S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow$	T_e	7,42	8,09	7,29	8,04	7,37	8,19	7,47	8,28	7,70	8,66	5,33	11,24	4,62	4,727
	T_w	-8,37	-7,59	-7,47	-6,8	-7,2	-6,51	-6,88	-6,16	-6,46	-5,6	-8,92	-8,5	-2,88	-2,707
$G+P+S_{iv} \uparrow + S_{iH} \rightarrow$	T_e	5,38	5,81	5,11	5,56	5,03	5,41	4,93	5,32	4,7	4,94	2,47	7,79	2,94	2,707
	T_w	-7,42	-6,31	-7,13	-6,8	-7,4	-7,09	-7,52	-7,44	-8,14	-8,0	-10,68	-10,7	-4,56	-4,727
$G+P+S_{iv} \uparrow + S_{iH} \leftarrow$	T_e	5,8	6,31	6,11	6,8	6,41	7,09	6,67	7,44	7,08	8,0	4,81	10,7	4,62	4,727
	T_w	-7,0	-5,81	-5,98	-5,59	-6,02	-5,41	-5,98	-5,32	-5,76	-4,94	-8,34	-7,8	-2,88	-2,707

FERRAILLAGE DES POUTRES
PORTIQUE LONGITUDINAL
PORTIQUE TRANSVERSAL

FERRAILLAGE DES POUTRES

Methode de calcul :

Les poutres de chaque portique sont soumises à un moment flechissant et à un effort normal (effort tranchant dans les poteaux) dans chacune de leurs sections. Le calcul devrait donc être fait en flexion composée, mais compte tenu de l'article 15 du CCBA 68 qui stipule que, par simplification, on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres, les calculs seront menés en flexion simple.

On notera que nos portiques ne reprennent qu'une infime partie des efforts horizontaux dus au seisme (efforts repris presque en totalité par les voiles).

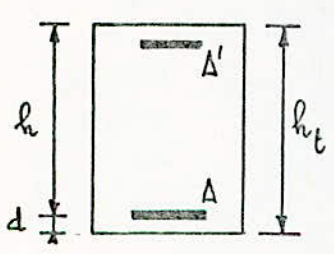
Les efforts ont été déterminés avec les combinaisons suivantes :
solicitation du 1^{er} genre: $(G) + 1,2(P)$ avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

solicitations du 2^d genre: $(G) + (P) + S_{iv} \uparrow + S_{in} \leftarrow$ avec $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Les sections d'acier seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} genre (SP_1): $(G) + 1,2(P)$ et sous (SP_2): la sollicitation la plus défavorable.

La méthode de détermination des armatures que l'on utilisera est celle de M^r P. CHARON.

Armatures longitudinales



$$M \rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_t^2} \xrightarrow[\text{P. CHARON}]{\text{Tableaux}} \begin{cases} \epsilon \\ \kappa \end{cases}$$

* si $\kappa > \kappa_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,44 \rightarrow A' = 0$
et $A = \frac{M}{\epsilon \cdot h_t \cdot \bar{\sigma}_a}$

* si $\kappa < \kappa_0 \rightarrow$ armatures comprimées \rightarrow méthode de calcul en flexion simple avec armatures comprimées.

Les calculs étant conduits respectivement sous les sollicitations les plus défavorables du 1^{er} genre et du 2^d genre.

On retiendra la plus grande de ces sections d'armatures ainsi déterminées.

0,0009,87
 $\frac{15}{2800 \cdot 80 \cdot 56^2} =$

0,003,417
 $\frac{105}{56 \cdot 2800 \cdot 60^2} =$

Judith Lewis

Armatures transversales

Contrainte de cisaillement : CCBA 68 Art. 25.12

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad z = \frac{\eta}{8} \cdot h$$

$$* \quad \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \therefore \quad \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* \quad \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \therefore \quad \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

Espacement des cadres:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{\max}}$$

$$t_{\text{adopté}} \leq \min(t, \bar{t})$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \end{array} \right.$$

avec: $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

A_t : section d'armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$z = \frac{\eta}{8} \cdot h$$

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

$$f_{at} = \max \left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right)$$

Dispositions pratiques des cadres:

le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $t/2$ à partir du nu de l'appui.

Pour les poutres chargées uniformément, on adoptera la disposition de CAQUOT.

Pour les poutres à charges concentrées, un espacement constant (ce qui n'est pas le cas).

METHODE DE VERIFICATION DE VERIFICATION

verification des contraintes

Pour σ_a : A est calculée à partir de $\bar{\sigma}_a$ et $A_{adoptée} \geq A_{calculée}$
 donc $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$ est necessairement verifiée.

Pour σ'_b : on a $K_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$, $K_0 \leq K$ donc $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

verification de la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

avec : $k = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)
 $\eta = 1,6$ (aciers à H.A)

condition de non fragilite

$$A \geq \begin{cases} A_0 : \text{la plus petite section d'armatures adoptée} \\ \min \begin{cases} A_1 = 1,2 A_0 \\ A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \end{cases} \end{cases}$$

verification de l'adherence

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p \bar{z}} \leq 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

avec : $n = \text{nbr de barres}$
 $p = \pi \phi$
 $\bar{z} = \frac{7}{8} \cdot h$

Cette condition doit être verifiée pour l'effort tranchant max ; on prend la plus defavorable parmi les sollicitations (SP_1, SP_2)

si $1,5 T(SP_1) > T(SP_2)$ on prend $T(SP_1)$

si $1,5 T(SP_1) < T(SP_2)$ on prend $T(SP_2)$ avec $\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,5 \text{ Kg/cm}^2$

verification de la fleche

La verification se fait sous la sollicitation de service

$$(S): (G) + 1,2(P)$$

La justification de la fleche est inutile si ces trois conditions sont verifiees:

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$* \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

h_t : hauteur totale de la section

l : portée libre de la poutre

M_t : moment max. en travée sous (S)

M_0 : moment max. de la travée supposée isostatique

b_0 : largeur de la poutre

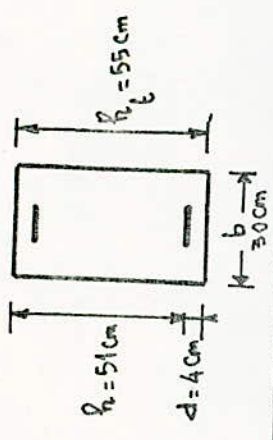
h : hauteur utile

σ_{en} : limite d'élasticité (en bars) des armatures en travée: $\sigma_{en} = 4120$ bars

A : section d'armatures tendues.

N.B.: Dans le calcul des armatures transversales on ne considère que les sollicitations du 1^{er} genre (SP_1).

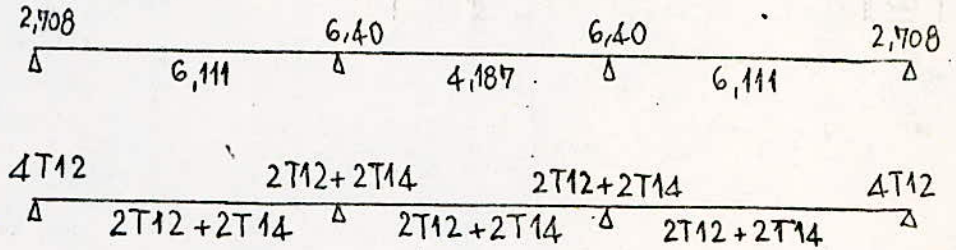
FERRAILLAGE DES POUTRES DU PORTIQUE LONGITUDINAL



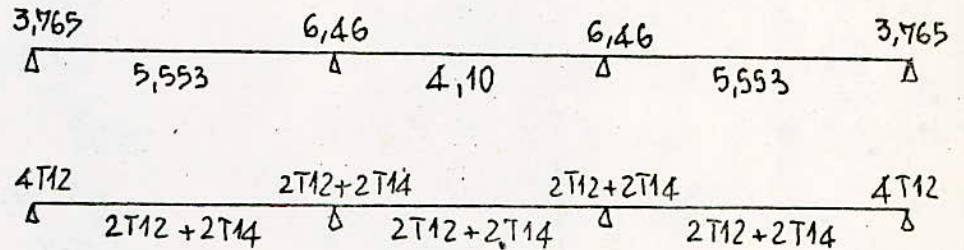
NIV.	SOLLICITATION S1				SOLLICITATION S2				FERRAILLAGE ADOPTÉ					
	SECT.	M (t.m)	μ	ϵ	h	$A (cm^2)$	M	μ	ϵ	h	A	BARRES	$A (cm^2)$	
VII	a	2,708	0,01859	0,9400	68,5	2,017	3,49	0,016	0,9440	74,3	1,73	4T12	4,52	
	b	6,111	0,04195	0,9132	42,6	4,687	6,86	0,0314	0,9237	50,5	3,47	2T12 + 2T14	5,34	
	c	6,40	0,04394	0,9114	41,4	4,917	7,8	0,0357	0,9191	46,8	3,96	2T12 + 2T14	5,34	
	d	4,187	0,02870	0,9277	53,3	3,16	4,62	0,0211	0,9363	63,5	2,30	2T12 + 2T14	5,34	
	e	6,40	0,04394	0,9114	41,4	4,917	7,8	0,0357	0,9191	46,8	3,96	2T12 + 2T14	5,34	
	f	6,111	0,04195	0,9132	42,6	4,687	6,86	0,0314	0,9237	50,5	3,47	2T12 + 2T14	5,34	
	g	2,708	0,01859	0,9400	68,5	2,017	3,49	0,016	0,9440	74,3	1,73	4T12	4,52	
	VI V et IV	a	3,765	0,0258	0,9303	56,7	2,834	5,96	0,0273	0,9284	54,7	2,997	4T12	4,52
		b	5,553	0,0382	0,9167	45,0	4,24	6,06	0,02774	0,9278	54,3	3,05	2T12 + 2T14	5,34
c		6,46	0,04435	0,9111	41,2	4,96	9,63	0,04408	0,9113	41,4	4,94	2T12 + 2T14	5,34	
d		4,10	0,02814	0,9273	53,8	3,09	4,23	0,0194	0,9389	66,8	2,10	2T12 + 2T14	5,34	
e		6,46	0,04435	0,9111	41,2	4,96	9,63	0,04408	0,9113	41,4	4,94	2T12 + 2T14	5,34	
f		5,553	0,0382	0,9167	45,0	4,24	6,06	0,02774	0,9278	54,3	3,05	2T12 + 2T14	5,34	
g		3,765	0,0258	0,9303	56,7	2,834	5,96	0,0273	0,9284	54,7	2,997	4T12	4,52	

NIV	SOLLICITATION S ₁						SOLLICITATION S ₂				FERRAILLAGE ADOPTÉ		
	Sect.	M(t.m)	μ	ϵ	l_k	A(cm ²)	M	μ	ϵ	l_k	A	BARRES	A(cm ²)
III et II	a	3,86	0,0265	0,9293	55,7	2,9	6,681	0,0306	0,9246	51,3	3,78	4T12	4,52
	b	5,55	0,0382	0,9167	45,0	4,24	6,45	0,02952	0,9257	52,4	3,26	2T12 + 2T16	6,28
	c	8,70	0,0597	0,8987	34,3	6,78	12,356	0,0966	0,9010	35,5	6,40	2T14 + 2T16	7,1
	d	6,07	0,0417	0,9134	42,8	4,65	5,77	0,0264	0,9294	55,8	2,90	2T12 + 2T16	6,28
	e	8,70	0,0597	0,8987	34,3	6,78	12,356	0,0966	0,9010	35,5	6,40	2T14 + 2T16	7,1
	f	5,55	0,0382	0,9167	45,0	4,24	6,45	0,02952	0,9257	52,4	3,26	2T12 + 2T16	6,28
	g	3,86	0,0265	0,9293	55,7	2,9	6,681	0,0306	0,9246	51,3	3,78	4T12	4,52

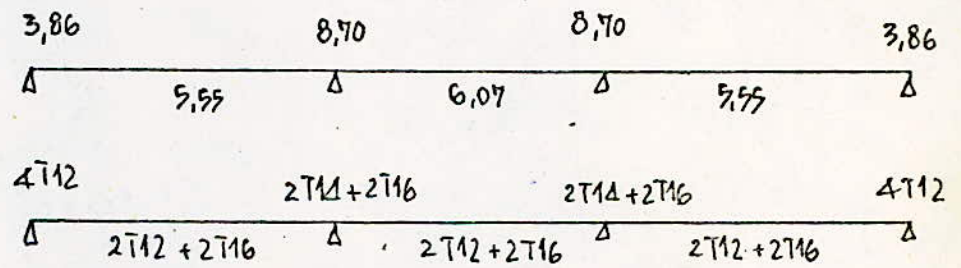
NIVEAU VII



NIVEAUX VII, V, IV



NIVEAUX III, I



T_{max} = 30

T_{max} γ_b γ_b γ_b A_t σ_{at} t t_{cte} t_{adopté}

3 3 2 2 2 1,5 1,5 1,5

Armatures² transversales

Niveaux	T _{max} (Kg)	γ _b (Kg/cm ²)	γ _b	A _t (cm ²)	t (cm)	t̄ (cm)	t adopté (cm)
VII	7800	5,8	20,65	2,01	18,4	35,9	16 cm suite de CAQJOT
VI à III	7400	5,75	20,65	2,01	18,6	36	16 cm suite de CAQJOT
II	10400	7,69	20,65	2,01	13,8	31	12 cm suite de CAQJOT

VERIFICATIONS

Fissuration :

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II
Φ _{max}	14	14	14	14	16	16
A (cm ²)	5,34	5,34	5,34	5,34	7,1 6,28	7,1 6,28
ω _f	0,0222	0,0222	0,0222	0,0222	0,0296 0,0261	0,0296 0,0261
σ ₁	3114,3	3114,3	3114,3	3114,3	3424,4 3111,3	3424,4 3111,3
σ ₂	2393	2393	2393	2393	2238,5	2238,5

σ₁ > σ₂ , σ_a < σ₁ Pas de fissuration

Condition de non fragilité :

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ \min \begin{cases} A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 4,52 = 5,424 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 51 = 1,48 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases} \Rightarrow A \geq \begin{cases} 4,52 \text{ cm}^2 \\ 1,48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

toutes les sections adoptées vérifient cette condition.

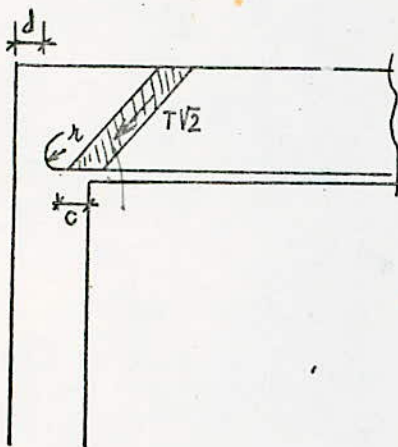
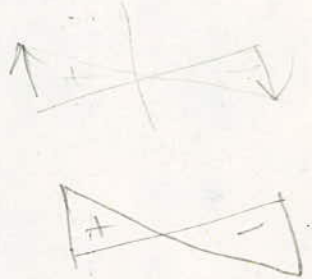
Conditions aux appuis

Pour le béton on a: $c \geq \frac{2T}{b\bar{\sigma}'_b} = c_0$ cette vérification se fait pour les appuis de rive (ancrage aciers).

$$c = a - (d+r)$$

T effort tranchant à l'appui de rive.

Niv.	7	6	5	4	3	2
T (t)	7,8	7,7	7,7	7,7	7,7	10,4
C ₀ (cm)	7,59	7,49	7,49	7,49	7,49	7,12
C (cm)	18,3	18,3	18,3	18,3	17,2	17,2



C₀ : largeur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

T : effort tranchant à l'appui de rive.

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

c : distance de l'appui au point où commence l'ancrage.

$$c = a - (d+r)$$

avec : a : largeur du poteau

r : rayon de courbure

barre HA : $r = 5,5\phi$

ϕ : diamètre des barres inférieures.

$\phi = 1,4 \text{ cm}$ (niveaux courants)

$\phi = 1,6 \text{ cm}$ (niveaux I et II)

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

ARMATURES INFÉRIEURES :

aux appuis : la section des armatures inférieures doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad , \quad M \text{ étant le moment dans la section d'appui pris avec son signe.}$$

On va considérer les différents appuis :

M : M^t de continuité en encastrement pris avec son signe.

N.B : Donc pour avoir le cas le + défavorable, on considère de $M^t > 0$ à l'appui si il y a, ou le $M^t < 0$ le + petit en valeur absolue et on prend le T correspondant.

1^{er} appui :

$$M = -2,708 \text{ t.m}$$

$$T = 7,8 \text{ t}$$

$$T + \frac{M}{2} = 7,8 - \frac{2,708}{\frac{7}{8} \cdot 0,51} = 1,73 \text{ t}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,14 \cdot 2,8 = 8,79 \text{ t} > T + \frac{M}{2} = 1,73 \text{ t}$$



2^e appui :

$$M = -6,30 \text{ t}$$

$$T = 7,1 \text{ t}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 5,34 \cdot 2,8 = 14,95 \text{ t}$$

$$T + \frac{M}{2} = 7,1 - \frac{6,3}{\frac{7}{8} \cdot 0,51} < 0$$

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{2}$$

N.B : Les armatures inférieures aux appuis sont en general celles des travées restées filantes.

CONDITION DE NON ECRASEMENT DU BETON :

$$r \geq 0,10 \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \nu$$

niveaux II et I : $\phi = 16 \text{ mm}$
 $\nu = 1$ (barres isolées)
 $d_1 = (r+d) = 5,5\phi + d = 5,5 \cdot 1,6 + 4 = 12,8 \text{ cm}$

$$r \geq 0,10 \cdot 1,6 \cdot \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{1,6}{12,8}\right) \cdot 1 = 7,36 \text{ cm}$$

$$r = 5,5\phi = 8,8 \text{ cm} > 7,36 \text{ cm} \quad \text{pas de risque d'écrasement du béton}$$

les autres niveaux : $\phi = 14 \text{ cm}$
 $d_1 = 5,5 \cdot 1,4 + 4 = 7,7 + 4 = 11,7 \text{ cm}$

$$r \geq 0,10 \cdot 1,4 \cdot \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{1,4}{11,7}\right) \cdot 1 = 6,40 \text{ cm}$$

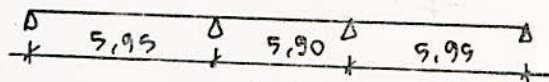
$$r = 5,5\phi = 7,7 \text{ cm} > 6,40 \text{ cm} \quad \text{pas d'écrasement du béton}$$

Adherence : Adherence

Niv.	VII	VI	V	IV	III	II
T _{max} (kg)	7800	7700	7700	7700	7700	10400
n _p (cm)	15,08	15,08	15,08	15,08	15,08	15,08
σ _d (kg/cm ²)	11,59	11,44	11,44	11,44	11,44	15,46
σ̄ _d (kg/cm ²)	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7

Fleche :

$h_t = 55 \text{ cm}$
 $b_o = 30 \text{ cm}$
 $h = 51 \text{ cm}$



On fera la verification pour la travée la plus longue ($l = 5,95 \text{ m}$)

$M_t = 6,111 \text{ t.m}$

$M_o = q \cdot \frac{l^2}{8} = 10,66 \text{ t.m}$

La justification de la flèche est inutile si les 3 conditions suivantes sont vérifiées

$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$, $\frac{0,55}{5,95} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Vérifié.

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$, $0,092 > \frac{1}{10} \cdot \frac{6,111}{10,66} = 0,0573$ Vérifié

$\frac{A}{b_o h} \leq \frac{43}{6en}$, $\frac{5,59}{30 \cdot 51} = 0,00365 < \frac{43}{4200} = 0,0102$ Vérifié

A : section d'acier la plus grande en travée.
 La justification de la flèche est inutile.

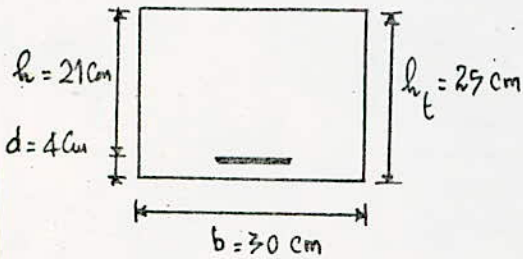
Flèche au niveau du Plancher dalle:

$\frac{h_t}{l} = \frac{0,55}{5,9} = 0,0932 > 0,062$ Vérifié

$\frac{h_t}{l} = 0,0932 > \frac{1}{10} \cdot \frac{6,07}{15,243} = 0,039$ Vérifié

$\frac{A}{b_o h} \leq \frac{43}{6en}$, $\frac{6,28}{30 \cdot 51} = 0,0041 < 0,01$ Vérifié.

FERRAILLAGE DES POUTRES DU PORTIQUE TRANSVERSAL



NIVEAUX	SECTIONS	SOLLICITATION S_1					FERRAILLAGE	
		M (t)	μ	ε	k	A (cm ²)	BARRES	A adopté (cm ²)
VII	a, e	0,54	0,02186	0,9353	62,25	0,98	4T12	4,52
	b, d	0,39	0,0198	0,9445	75	0,71	4T12	4,52
	c	0,96	0,0267	0,9291	55,9	1,025	4T12	4,52
VI V IV III	a, e	1,11	0,0449	0,9104	40,8	2,07	4T12	4,52
	b, d	0,795	0,0357	0,9191	46,8	1,40	4T12	4,52
	c	1,13	0,0457	0,9098	40,4	2,13	4T12	4,52
II	a	9,3	0,1280	0,801	21	10,7	6T16	12,06
	b	6,9	0,095	0,8768	29,6	7,8	4T16	8,04
	c	9,66	0,1333	0,8992	20,9	11,15	6T16	12,06
	d	3,89	0,0536	0,9031	36	4,27	4T16	8,04
	e	5,38	0,0741	0,8889	30	6	4T16	8,04

ARMATURES TRANSVERSALES

Contrainte de cisaillement:

$$A_t = 4\phi 8 = 2,04 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ brins actifs})$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_t}{T_{\max}}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 26 = 22,75 \text{ cm}$$

$$\text{niveau II} \quad z = \frac{7}{8} \cdot 36 = 31,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 26 \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{5,9}\right) \end{array} \right.$$

$$\text{niveau II} : \quad t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 36 = 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{9,9}\right) \end{array} \right.$$

Niv.	T_{\max} (Kg)	τ_b (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	t (cm)	\bar{t} (cm)	t adopté (cm)
VII	754	1,04	20,65	97,03	24,62	20 cm suite de la pout
VI V IV III	1504	2,23	20,64	48,11	23,05	20 cm suite de la pout
II	13220	14	15,07	7,67	10,37	7 cm suite de la pout

 VERIFICATIONS :

Verification de la fissuration:

Niveau II :

$$\bar{\omega}_f = \frac{\Delta}{B_f} = \frac{8,04}{8,30} = 3,35 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,9 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot \frac{3,35 \cdot 10^{-2}}{1 + 3,35 \cdot 10^{-1}} = 3764 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1,9 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot 9,9 \right)^{1/2} = 2257,8 \text{ b}$$

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

$$\sigma_a = \bar{\sigma}_a$$

Niveaux Courants:

$$\bar{\omega}_f = \frac{\Delta}{B_f} = \frac{4,52}{30,8} = 1,88 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,9 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{1,88 \cdot 10^{-2}}{1 + 1,88 \cdot 10^{-1}} = 3169 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1,9 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 9,9 \right)^{1/2} = 2607 \text{ b}$$

fissuration vérifiée!

Conditions de non fragilité:

niveau II :

$$A \geq \begin{cases} A_0 \text{ (plus petite section adoptée)} = 8,04 \text{ cm}^2 \\ \min \begin{cases} 1,2 A_0 = 9,69 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{cu}} b h = 1,046 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

Vérifiée!

niveaux Courants :

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 4,92 \text{ cm}^2 \\ \min \begin{cases} 1,2 A_0 = 5,93 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,69 \cdot \frac{9,9}{420} \cdot 30 \cdot 21 = 0,61 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

Vérifiée!

Adhérence:

Niveau :	VII	VI	V	IV	III	II
T_{max} (Kg) :	794	1904	1904	1904	1904	13220
n_p (cm) :	19,08	19,08	19,08	19,08	19,08	30,1
τ_d (Kg/cm ²) :	2,12	4,36	4,36	4,36	4,36	13,91
$\bar{\tau}_d$ (Kg/cm ²) :	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n_p z}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

pour les niveaux III à VII : $h = 21 \text{ cm}$
 pour le niveau II : $h = 36 \text{ cm}$

$\tau_d < \bar{\tau}_d$: Vérifiée!

Vérification de la flèche:

Niveau II :

$$l_e = 40 \text{ cm}, l_u = 36 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, l = 900 \text{ cm}.$$

$$M_e = 6,9 \text{ t.m}$$

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 5,26 \cdot \frac{25}{8} = 16,44 \text{ t.m}$$

la justification de la flèche est inutile si les 3 conditions qui suivent sont vérifiées:

$$\frac{l_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{l_t}{l} = \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{l_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{l_t}{l} = 0,08 > \frac{1}{10} \cdot \frac{6,9}{16,44} = 0,0419$$

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{600}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{8,04}{30 \cdot 36} = 0,0074 \leq \frac{43}{4200} = 0,01$$

Niveaux courants:

$$l_t = 29 \text{ cm}, l_u = 21 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, l = 500 \text{ cm}$$

$$M_t = 0,759 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 0,6 \cdot \frac{5^2}{8} = 1,875 \text{ t.m}$$

$$\frac{l_t}{l} = \frac{29}{500} = 0,058 > \frac{1}{10} \cdot \frac{0,759}{1,875} = 0,04$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,52}{30 \cdot 21} = 0,0074 < \frac{43}{4200} = 0,01$$

POTEAUX

PORTIQUE LONGITUDINAL

PORTIQUE TRANSVERSAL

MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX DU PORTIQUE LONGITUDINAL

POTEAUX	G + P/S			G + P			S _{IV} ↓ (S _{IV} ↑)			S _{IH} (S _{IH} ↓)			Poids Poteaux	G + P/S + S _{IV} ↑ + S _{IH} ↓			G + P + S _{IV} ↓ + S _{IH} ↑			G + 1,2 P							
	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N		M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	N _{cum.}	
1-3	-1,28	1,02	6,92	-1,67	1,12	7,61	-0,16	0,15	0,98	0,27	-0,5	-0,21	1,2	-0,85	1,37	6,93	2,1	1,77	10	-1,77	1,14	8,99	-1,77	1,14	8,99	10	8,99
3-5	-0,81	1,43	5,6	-1,06	1,08	7,27	-0,082	0,17	0,65	0,57	-0,68	-0,5	1,2	-0,16	0,38	5,63	-1,77	1,93	9,64	-1,77	1,93	8,9	-1,77	1,93	8,9	19,64	17,89
5-7	-0,81	0,81	5,6	-1,06	1,06	7,27	-0,064	0,082	0,59	0,89	-1,09	-0,65	1,2	0,15	-0,36	5,52	-2,01	2,83	9,75	-2,01	2,83	8,9	-2,01	2,83	8,9	29,39	26,79
7-9	-0,81	0,81	5,6	-1,06	1,06	7,27	-0,05	0,064	0,45	1,2	-1,2	-0,87	1,2	0,44	-0,46	5,48	-2,31	2,32	9,79	-2,31	2,32	8,9	-2,31	2,32	8,9	39,18	35,69
9-11	-1,39	0,81	5,6	-1,82	1,06	7,27	-0,04	0,05	0,35	1,38	-1,38	-1,19	1,2	0,03	-0,62	5,26	-3,2	2,44	10	-3,2	2,44	8,9	-3,2	2,44	8,9	49,18	44,99
11-13	-0,9	1,39	5,58	-0,9	1,82	9,77	~	0,041	0,29	1,52	-1,52	-1,17	1,2	0,62	-0,17	5,32	-2,42	3,38	12,43	-2,42	3,38	11,58	-2,42	3,38	11,58	61,61	56,17
13-15		2,5	3,94		2,5	3,94		~	~	0,72	-0,72	-0,84	0,43		2,02	3,53		2,98	5,21			4,15			4,15	66,82	60,32
2-4	0,003	0,003	12,14	0,003	0,003	13,35	0,003	-0,006	1,70	1,1	-1,48	0,04	1,6	1,13	-1,52	12,08	-1,06	1,43	16,61	-1,06	1,43	15,26	-1,06	1,43	15,26	16,61	15,26
4-6	0,003	0,003	10,07	0,003	0,003	12,93	3,164	-0,004	1,91	1,7	-2,55	0,12	1,6	1,7	-2,58	10,58	-1,69	2,5	15,61	-1,69	2,5	14,84	-1,69	2,5	14,84	32,22	30,84
6-8	0,003	0,003	10,07	0,003	0,003	12,93	3,154	-0,005	1,03	2,65	-3,24	0,19	1,6	2,66	-3,29	10,79	-2,64	3,23	15,41	-2,64	3,23	14,62	-2,64	3,23	14,62	47,63	46,42
8-10	0,003	0,003	10,07	0,003	0,003	12,93	3,167	-0,003	0,82	5,44	-3,57	0,19	1,6	5,45	-3,62	11,04	-5,43	3,56	15,16	-5,43	3,56	14,10	-5,43	3,56	14,10	62,79	62,10
10-12	0,003	0,003	10,07	0,003	0,003	12,93	2,1167	-0,003	0,64	3,58	-3,58	0,34	1,6	4,19	-3,63	11,37	-2,85	3,57	14,83	-2,85	3,57	13,62	-2,85	3,57	13,62	77,62	77,158
12-14	0,003	0,003	11,14	0,003	0,003	13,41	~	-2,1167	0,73	4,51	-4,51	0,2	1,6	4,58	5,12	12,55	-4,44	3,76	15,74	-4,44	3,76	14,07	-4,44	3,76	14,07	93,02	93,65
14-16		0,15	7,28		0,15	7,28		~	~	2,13	-1,42	0,43	0,57		-2,05	8,02		0,79	7,68			7,89			7,89	101,9	101,9

Convention de
 signe des moments
 dans les poteaux (+) (-)

Unités : t.m et t.

N = T₁-T₂

PORTIQUE LONGITUDINAL

DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS SP₁

Pour savoir si les poteaux sont partiellement ou totalement comprimés, on calcule $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux et on le compare à $e_1 = \frac{h_t}{6}$

Dans le sens longitudinal on a: pour les poteaux de rive $h_t = 30$ cm
pour les poteaux intermédiaires $h_t = 40$ cm.

FILES	A							B						
Poteaux	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16
M (t.m)	1,44	2,0	1,12	1,12	1,93	1,93	2,5	0,048	0,049	0,008	0,008	0,86	0,86	0,063
N (t)	8,99	14,39	26,79	35,69	44,59	56,17	60,32	15,26	30,84	46,42	62,0	77,58	93,69	101,5
e_0 (cm)	19,68	11,18	4,18	3,14	4,32	3,44	4,14	0,31	0,15	0,017	0,013	1,1	0,92	0,062
e_1 (cm)	5	5	5	5	5	5	5	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67

sections partiellement comprimées

Sections entièrement comprimées

Pourcentage minimal d'armatures (art. 32.2 et 53.23)

$$\frac{A_l}{B} = \omega_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}$$

σ_m' : contrainte moyenne de compression de la pièce sous SP₁, calculée pour la section de béton seul.

$\theta_1 = 1,4$ pour la file B (poteaux de rive)

$\theta_1 = 1,8$ pour la file A (poteaux d'angle)

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4d - 2c}$$

$$l_c = 0,7 l_0$$

$$\begin{cases} 0,7 \cdot 3,20 = 2,24 \text{ m} \\ 0,7 \cdot 1,25 = 0,875 \text{ m (poteaux 13.15 et 14.)} \end{cases}$$

0,2566
0,2566
1,2566

$$\Theta_2 = 1 + \frac{2,24}{4.0,3 - 2.0,02} = 2,93 \quad (\text{poteaux de la file A sauf poteau 13-15})$$

$$\Theta_2 = 1 + \frac{2,24}{4.0,4 - 2.0,02} = 2,43 \quad (\text{poteaux de la file B sauf poteau 14-16})$$

$$\Theta_2 = 1 + \frac{0,875}{4.0,3 - 2.0,02} = 1,75 \quad (\text{poteau 13-15})$$

$$\Theta_2 = 1 + \frac{0,875}{4.0,4 - 2.0,02} = 1,56 \quad (\text{poteau 14-16})$$

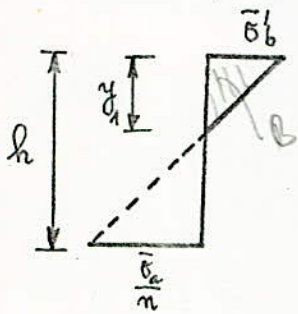
le coef. numerique Θ_3 a pour expression: $\Theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$ (σ_{en} en bars)

$$\Theta_3 = 1 + \frac{2160}{4117,6} = 1,52$$

(σ'_m : pour les sections entierement comprimées ou soumises à la compression simple on a : $\sigma'_m = \frac{N}{B}$)

Donc la relation precedante devient: $A_l \geq \frac{1,25}{1000} \Theta_1 \Theta_2 \Theta_3 \frac{N}{\sigma'_b}$

Pour les sections partiellement comprimées on se refere au diagramme de NAVIER:



$$y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\sigma'_a}{2}}$$

On a donc $B = b \cdot y_1$ d'où $\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{N}{b \cdot y_1}$

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures

File	A							B						
	$\bar{\sigma}'_b$	137	120,2	88,03	83,26	88,67	84,6	87,83	70,27	69,54	68,92	68,9	73,9	73,07
N	8,99	17,89	26,79	35,69	44,59	56,17	60,32	15,26	30,84	46,42	62,0	77,58	93,65	101,5
y_1	11,43	10,58												
A_l	3,45	7,42	3,92	5,22	6,52	8,2	5,27	1,15	2,33	3,5	4,68	5,85	7,07	4,92

4200/15

Determination des armatures longitudinales sous $\overline{\sigma}_1$

Les résultats des calculs pour les files A et B seront donnés dans les tableaux ci-dessous. Nous donnons le détail de calcul pour un poteau partiellement comprimé et pour un poteau entièrement comprimé.

File A : Poteau 1.3 : Section partiellement comprimée : $M = 1,77 \text{ t.m}$

$N = 8,99 \text{ t}$

$e_0 = 19,68 \text{ cm}$

Moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_{at} = M + \left(\frac{h_t}{2} - d\right)N = 1,77 + \left(\frac{0,3}{2} - 0,03\right)8,99 = 2,85 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{n M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 285000}{2800 \cdot 60 \cdot 27^2} = 0,0349 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9199 \\ K = 47,4 > \bar{K} = 20,44 \\ \text{pas d'aciers comprimés} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{285000}{2800 \cdot 0,9199 \cdot 27} = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$\bar{K} = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,1 - \frac{8990}{2800} = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3,45 \text{ cm}^2$$

Poteau 7.9 : Section entièrement comprimée :

$M = 1,12 \text{ t.m}$

$N = 35690 \text{ t}$

$e_0 = 3,14 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}'_b = 83,26 \text{ Kg/cm}^2$

$$e = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} ; \gamma = \frac{6e e_0}{h_t}$$

$$\epsilon = 12(0,5 - \delta_t)^2 ; c = \frac{1 - e - \gamma}{\epsilon}$$

$$D = 0,5 \left(1 - e + \frac{e}{\epsilon} + c\right) ; \mu = -D + \sqrt{D^2 - c}$$

$$A' = \frac{\mu b h_t}{2n}$$

On détermine les différents coefficients :

$$e = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} = \frac{35690}{83,26 \cdot 30 \cdot 60} = 0,238$$

$$\gamma = \frac{6e e_0}{h_t} = \frac{6 \cdot 0,238 \cdot 3,14}{30} = 0,149$$

$d' = 3 \text{ cm}$

$$\epsilon = 12(0,5 - \delta_t)^2 = 12 \left(0,5 - \frac{d'}{h_t}\right)^2 = 1,92$$

$$c = \frac{1 - e - \gamma}{\epsilon} = \frac{1 - 0,238 - 0,149}{1,92} = 0,319$$

$$D = 0,5 \left(1 - e + \frac{e}{\epsilon} + c\right) = 0,5 \left(1 - 0,238 + \frac{0,238}{1,92} + 0,319\right) = 1,204 \cdot 0,5 = 0,602$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C} = -0,602 + \sqrt{0,602^2 - 0,319} = -0,393 \rightarrow A' < 0$$

On prendra donc $A_{\min} = 5,22 \text{ cm}^2$.

Poteaux	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16
N	26,79	35,69	44,59	56,17	60,32	19,26	30,84	46,42	62,0	77,58	93,65	101,5
e_0	4,18	3,14	4,32	3,44	4,14	0,31	0,15	0,017	0,013	1,1	0,92	0,062
\bar{e}_b	88,03	83,26	88,67	84,63	87,83	70,27	69,54	68,92	68,9	73,90	73,07	69,13
e	0,169	0,238	0,279	0,369	0,381	0,09	0,185	0,280	0,375	0,437	0,534	0,611
γ	0,141	0,149	0,241	0,254	0,315	0,004	0,004	0,0007	0,0007	0,072	0,073	0,0057
ϵ	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	2,167	2,167	2,167	2,167	2,167	2,167	2,167
C	0,399	0,319	0,290	0,196	0,158	0,418	0,374	0,332	0,288	0,226	0,181	0,177
D	0,639	0,602	0,558	0,509	0,488	0,685	0,637	0,590	0,543	0,495	0,447	0,424
μ	-0,38	-0,393	-0,3099	-0,298	-0,205	-0,498	-0,458	-0,460	-0,46	-0,356	-0,311	-0,391
A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A_{\min}	3,92	5,22	6,52	8,2	5,27	1,15	2,33	3,50	4,68	5,85	7,07	4,92

Determination des armatures longitudinales sous SP_2

File	A							B						
Poteau	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16
N_{min}	6,93	12,56	18,08	23,56	28,82	34,14	37,65	12,08	22,66	33,45	44,49	55,86	68,41	76,43
M_{corres}	1,37	0,38	0,36	0,46	0,62	0,62	2,02	1,52	2,58	3,29	5,45	4,19	5,12	2,05
e_0	19,77	3,02	1,99	1,95	2,15	1,81	5,36	12,6	11,38	9,83	12,25	7,5	7,48	2,68
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	12,4	116,95	116,7	118	115,74	140,2	168,34	162	154	166,53	142	141,9	147,1
N_{max}	10	19,64	29,39	39,18	49,18	61,61	66,82	16,61	32,22	47,63	62,79	77,62	93,02	100,7
$M_{corresp}$	2,1	2,93	2,23	2,32	3,20	3,88	2,98	1,43	2,5	3,23	5,43	3,57	4,44	0,79
e_0	21	11,91	7,58	5,92	6,5	5,48	4,46	8,61	7,76	6,78	8,65	4,6	4,77	0,78
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	155,4	144	148,1	141	133,98	147,75	143,34	138,30	147,95	127,0	129,7	107,3

Les résultats de calcul de ferrailage (arm. longit.) seront donnés sous forme de tableaux. Nous détaillerons le calcul pour quelques poteaux.

• Sous SP_2 avec N_{min} et $M_{corresp}$:

Poteau 1-3 : $N_{min} = 6,93 t$
 $M_{corr} = 1,37 t.m$
 $e_0 = 19,77 cm$

Section partiellement comprimée.

Moment fictif par rapport aux aciers tendus:

$$M_{at} = M + \left(\frac{h_e}{2} - d\right)N = 1,37 + \left(\frac{0,3}{2} - 0,03\right) 6,93 = 2,2 t.m$$

$$\mu = \frac{m M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,2 \cdot 10^5}{4200 \cdot 60 \cdot 27^2} = 0,018$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9408 \\ K = 69,5 > \bar{K} = 20,44 \end{array} \right.$$

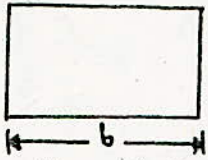
pas d'aciers comprimés

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,2 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9408 \cdot 27} = 2,06 cm^2$$

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,06 \cdot \frac{6,93 \cdot 10^3}{4200} = 0,41 cm^2$$

donc on prend $A_{min} = 3,45 cm^2$



Poteau 2.4: $N_{\min} = 12,08 \text{ t}$ 

$$M_{\text{corr}} = 1,52 \text{ tm}$$

Section partiellement comprimée

$$e_0 = 12,6 \text{ cm}$$

Moment fictif par rapport aux aciers tendus:

$$M_{\text{at}} = M + \left(\frac{ht}{2} - d \right) N = 1,52 + \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) 12,08 = 3,573 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{n M_{\text{at}}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.357300}{4200 \cdot 60 \cdot 37^2} = 0,0154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9451 \\ K = 76 > \bar{K} = 24,95 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M_{\text{at}}}{\varepsilon \bar{\sigma}_a h} = \frac{357300}{4200 \cdot 0,9451 \cdot 37} = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,43 - \frac{12080}{4200} < 0$$

$$A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2$$

CALCUL POUR LES POTEAUX DONT LES SECTIONS SONT PARTIELLEMENT COMPRIMEES

— POUR N_{min} et $M_{corresp}$ —

FILES	A		B					
	1-3	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
Poteaux								
N_{min}	6,93	37,65	12,08	22,66	33,49	44,49	55,86	68,41
$M_{corresp}$	1,37	2,02	1,52	2,98	3,29	5,45	4,19	5,12
e_0 (cm)	19,77	5,36	12,6	11,38	9,83	12,25	7,5	7,48
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	140,2	168,34	162	154	166,53	142	141,9
M_{at}	2,2	6,538	3,573	6,43	8,976	13,01	13,68	16,75
μ	<u>0,018</u>	0,053	0,0154	0,0279	0,03885	0,0522	0,0595	0,0728
K	<u>69,5</u>	37,0	76,0	54,1	48,3	37,3	34,4	30,3
\bar{K}	20,44	22,95	24,95	25,92	27,27	29,22	29,58	29,60
M_{ac}	/	/	/	/	/	/	/	/
ϵ	<u>0,9408</u>	0,9038	0,9451	0,9276	0,9210	0,9044	0,8988	0,8897
μ'_1	/	/	/	/	/	/	/	/
μ'_2	/	/	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}'$	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	/	/	/	/	/	/	/	/
A_x (cm ²)	2,06	6,38	2,43	4,46	6,27	9,26	9,79	12,12
A (cm ²)	0,41	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A' (cm ²)	/	/	/	/	/	/	/	/
A _{min} (cm ²)	3,45	5,27	1,15	2,33	3,5	4,68	5,85	7,07

POTEAUX DONT LES SECTIONS SONT PARTIELLEMENT COMPRIMEES

= N_{max} et $M_{corresp}$ =

FILES	A						B			
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	2-4	4-6	6-8	8-10
Poteaux	10	19,64	29,39	39,18	49,18	61,61	16,61	32,22	47,63	62,79
N_{max} (t)	10	19,64	29,39	39,18	49,18	61,61	16,61	32,22	47,63	62,79
M_{corr} (t.m)	2,10	2,93	2,23	2,32	3,20	3,98	1,43	2,50	3,23	5,43
e_o (cm)	21	14,91	7,58	5,92	6,5	5,48	8,61	7,76	6,78	8,65
$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	205,5	205,5	155,4	124	120,1	121	127,75	123,34	138,3	127,95
M_{at} (t.m)	3,30	5,287	5,76	7,02	9,1	10,593	4,254	7,98	11,33	16,10
μ	0,0269	0,0432	0,0470	0,0573	0,0743	0,0865	0,0485	0,0347	0,0493	0,0700
K	55,3	41,8	39,7	35,2	29,9	27,2	68,5	47,6	38,6	31,1
\bar{K}	20,44	20,44	27,03	29,7	28,36	29,79	28,43	29,3	30,37	28,39
M_{oc}										
ε	0,9288	0,9120	0,9086	0,9004	0,8886	0,8814	0,9401	0,9201	0,9027	0,8914
μ_1'										
μ_2'										
K										
$\bar{\omega}'$										
$\bar{\omega}$										
A_n (cm ²)	3,133	5,11	5,9	6,87	9,03		2,91	5,58	8,08	11,62
A (cm ²)	0,75	0,44	<0	<0	<0		<0	<0	<0	<0
A'										
A_{min} (cm ²)	3,45	7,42	3,92	5,22	6,52	8,2	1,15	2,33	3,5	4,68

POTEAUX DONT LES SECTIONS SONT ENTIEREMENT COMPRIMEES

Files	N_{min}, M_{corr}						N_{max}, M_{corr}			
	A			B			A	B		
Poteaux	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	14-16	13-15	10-12	12-14	14-16
M (t.m)	12,56	18,08	23,56	28,82	34,14	76,43	66,82	77,62	93,02	100,7
e_0 (cm)	3,02	1,99	1,95	2,15	1,81	2,68	4,46	4,6	4,77	0,78
$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	124	116,95	116,70	119	115,74	117,10	133,98	127	129,7	107,3
e	0,0563	0,0859	0,112	0,1345	0,1639	0,272	0,277	0,2546	0,299	0,391
γ	0,034	0,0342	0,0437	0,0578	0,0593	0,109	0,247	0,176	0,213	0,0457
ϵ	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	2,167	1,92	2,167	2,167	2,167
C	0,474	0,458	0,4397	0,420	0,406	0,285	0,2478	0,263	0,225	0,256
D	0,7235	0,7085	0,693	0,678	0,663	0,569	0,5575	0,563	0,532	0,525
μ	-0,501	-0,498	-0,652	-0,478	-0,48	-0,37	-0,3047	-0,331	-0,291	-0,386
A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
Δ_{min}	7,42	3,92	5,22	6,52	8,20	4,92	5,27	5,85	7,07	4,92

FERRAILLAGE DES POTEAUX

40 cm

Recommandations pratiques:

- * le diamètre minimum pour l'acier des poteaux est $\phi_{min} = 12$ cm
- * la distance entre deux barres voisines ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section. Dans notre cas la dimension minimale est : 30 cm pour les poteaux de la file A
40 cm pour les poteaux de la file B
- * disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des parois (contraintes importantes développées près des parois).
- * un poteau ne doit pas avoir une section d'armatures inférieure à celle du poteau supérieur.
- * Les poteaux seront armés:
 - longitudinalement, avec la section d'armatures calculée longitudinalement (portique longitudinal).
 - dans le sens transversal, avec la section d'armatures calculée transversalement (portique transversal).

Section d'acier trouvée sous SP_1 , SP_2 (plus défavorable)

Poteaux	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16
Sect. Trouvée (SP_1)	0,89		<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
Sect. Trouvée (SP_2 defa.)	0,75	0,44	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A_{min} (Cm ²)	3,45	7,42	3,92	5,22	6,52	8,2	5,27	1,15	2,33	3,5	4,68	5,85	7,07	4,92
Ferraillage Adopté (bords)	6 T 12	2 T 14 + 4 T 12	2 T 14 + 4 T 12	2 T 14 + 4 T 12	2 T 14 + 4 T 12	6 T 14	6 T 14	6 T 12	6 T 12	6 T 12	6 T 12	6 T 12	4 T 14 + 2 T 12	4 T 14 + 2 T 12

No milk today

ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales dans les poteaux ont un triple rôle :

- * permettre de positionner les armatures longitudinales
- * empêcher le gonflement du béton
- * s'opposer au flambement des armatures

Les règles CCBA 68 se bornent à limiter les espacements entre celles-ci comme indiqué ci-dessous :

Zones courantes (où il n'y a pas de recouvrement)
lorsque les armatures longitudinales ne comportent pas de recouvrement l'espacement "t" des plans d'armatures transversales sera inférieur à la plus petite des deux valeurs t_1 et t_2 donnée par :

$$\bar{t} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 10 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \\ t_2 = 12 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \phi_{lmin} \end{array} \right.$$

avec : ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_{lmax} et ϕ_{lmin} : sont respectivement les diamètres le plus haut et le plus bas, parmi les diamètres nominaux des barres longitudinales employées dans le poteau considéré.

σ'_b : contrainte moyenne sous la sollicitation du 1^{er} genre.

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible du béton en compression simple.

En pratique : On prend : $t \leq 15 \phi_{lmin}$

dans notre cas $\phi_{lmin} = 1,2 \text{ cm} \rightarrow t \leq 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$

on prend toujours $\phi_t \geq 0,3 \phi_{lmax}$ $\phi_{lmax} = 1,4 \text{ cm}$

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \text{ cm}$$

on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Zone de recouvrement :

Soit v le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement.

On doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} v \geq 3 \\ v \geq \frac{0,4 \cdot \phi_l^2 \cdot \sigma_{ent}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{ent}} = \frac{0,4 \cdot 1,4^2 \cdot 4200}{0,8^2 \cdot 2400} = 2,15 \end{array} \right.$$

Dans la zone de recouvrement il faut déterminer la longueur de recouvrement. Cette longueur est égale à la longueur de scellement droit (art. 30.5)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_b} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_s = 1,25 \psi_s^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

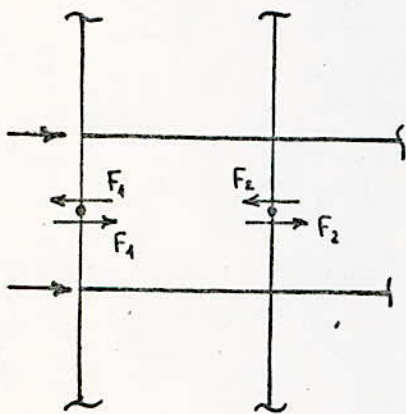
$$l_d = \frac{1,4}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 59,04 \text{ cm} \quad (\text{pour } \phi = 14 \text{ cm})$$

$$l_d = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 50,6 \text{ cm} \quad (\text{pour } \phi = 12 \text{ mm})$$

l'espacement dans les zones de recouvrement est: $t = \frac{l_d}{3} = \frac{59,04}{3} = 19,68 \text{ cm}$

$$t = \frac{l_d}{3} = \frac{50,6}{3} = 16,86 \text{ cm}$$

* les armatures transversales doivent contraindre l'effort tranchant développé par les forces sismiques horizontales agissant à chaque niveau.



le maximum d'effort tranchant est obtenu pour le niveau I où les forces sismiques sont max. le calcul sera fait en fonction de cet effort et l'espacement sera maintenu constant.

$$F_2 = T_{\max} = 2,82 \text{ t} \quad (\text{file B})$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2840}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 1,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta \bar{\sigma}_b$$

$\beta = \frac{2}{3}$ (on suppose le cas le plus défavorable, là où il y a reprise de bétonnage).

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2840 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit Un cadre + 1 épingle $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$ (3 brins $\phi 8$)

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,5 \cdot 1600 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37}{2840} = 27,3 \text{ cm}$$

l'espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 0,2 \cdot 37 = 7,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 37 \left(1 - 0,3 \frac{1,47}{5,9}\right) = 34,23 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 34,23 \text{ cm}$

$$F_1 = T_{\max} = 0,96 \text{ t (file } \Delta)$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{960}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 0,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{t1} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{1,5 \cdot 1600 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27}{960} = 59 \text{ cm}$$

l'espacement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 27 \left(1 - 0,3 \frac{0,68}{5,9}\right) = 26 \text{ cm} \end{cases}$$

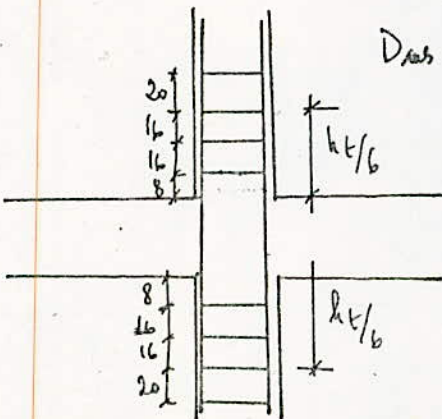
On prend aussi $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 26 \text{ cm}$

Vu que dans le sens transversal du bâtiment les efforts sismiques repris par le portique sont négligeables donc l'effort tranchant est très petit. On aura des écartements très grands donc on est limité par le sens longitudinal $t = 20 \text{ cm}$.

Remarque: les règles parasismiques du PS 69 (art. 2.312 p. 59) recommandent de réduire l'espacement des armatures transversales à ses $\frac{4}{5}$ de part et d'autre des nœuds sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la hauteur libre du poteau, d'où on a après obtention des espacements des armatures transversales de part et d'autre des nœuds

$$t = \frac{4}{5} \cdot 20 = 16 \text{ cm}$$

Dans la zone courante $t = 20 \text{ cm}$



MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX DU PORTIQUE TRANSVERSA

FILES	Poteaux	M_n (t.m)	M_s (t.m)	$N = T_d - T_g$	Poids poteaux	N (t)	$N_{cumulé}$ (t)
A	1-3	0,542	-0,923	0,746	1,33	2,076	2,076
	3-5	0,588	-0,996	1,904	1,33	2,834	4,91
	5-7	0,556	-0,996	1,904	1,33	2,834	7,744
	7-9	0,556	-0,556	1,904	1,33	2,834	10,578
	9-11	0,996	-4,93	1,904	1,33	2,834	13,412
	11-13	4,27	-0,29	13,22	1,96	14,38	27,79
	13-15	0,9	-	3,002	0,43	3,43	31,23
B	2-4	-	-	1,908	2,58	4,10	4,1
	4-6	-	-	1,908	2,58	4,10	8,2
	6-8	-	-	1,908	2,58	4,10	12,3
	8-10	-	-	1,908	2,58	4,10	16,4
	10-12	-	-	1,908	2,58	4,10	20,5
	12-14	1,9	-	20,94	2,45	23,39	43,89
	14-16	-	-	6,004	0,83	6,84	50,73
A'	11'-13'	2,76	-0,29	7,52	1,26	8,78	22,2
	13'-15'	0,9	-	3,002	0,43	3,43	25,63

FILES	A										B										A'	
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	11-13	13-15						
Poteaux	1,3	0,588	0,556	0,556	4,53	4,77	0,9	-	-	-	-	-	4,9	-	2,76	0,9						
N(t)	2,08	4,91	7,75	10,58	13,4	27,8	31,23	4,1	8,2	12,3	16,4	20,5	43,9	50,73	22,2	25,63						
e ₀ (Cm)	26	11,97	7,17	5,25	33,8	17,5	2,88	-	-	-	-	-	4,33	-	12,43	3,55						
e ₁ (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66	10	10						

Sections Partielle Comprimées sections entiere. Comp. sections sections sections entiere. Comp. Part. Comp. Comp. Comp.

sections entiere. Comprimées

TABEAU DONNANT LES SECTIONS MINIMALES D'ARMATURES

b ₁	128,5	96,3	89,3	80,9	137	109	79,46	68,9	68,5	68,5	68,5	80,32	68,9	97,37	77	
N	2,08	4,91	7,75	10,58	13,4	27,8	31,23	4,1	8,2	12,3	16,4	20,5	43,9	50,73	22,2	25,63
γ ₁	22,83	19,06	-	-	23,7	20,65	-	-	-	-	-	-	-	-	19,2	-
A ₀ (Cm ²)	0,62	1,75	0,88	1,20	3,86	9,19	2,12	0,243	0,49	0,73	0,97	1,19	2,6	2,04	7,89	1,74

DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES:

La méthode utilisée est la même que pour les poteaux du portique longitudinal.
Nous donnerons les résultats sous forme de tableaux.

POTEAUX DONT LES SECTIONS SONT ENTIEREMENT COMPRIMEES:

Poteaux	5-7	7-9	13-15	13'-15'	12-14
$N(t)$	7,45	10,58	31,23	25,63	43,9
$e_0 (cm)$	7,110	9,25	2,88	3,55	4,33
$\bar{\sigma}_b$	85,30	80,9	75,46	77	80,32
e	0,0905	0,0726	0,230	0,185	0,156
γ	0,0362	0,0381	0,0662	0,0656	0,0811
ε	2,43	2,43	2,43	2,43	2,32
C	0,376	0,366	0,289	0,3084	0,329
D	0,643	0,661	0,544	0,599	0,620
μ	-0,395	-0,393	-0,367	-0,372	-0,384
Δ'	<0	<0	<0	<0	<0
A_{min}	0,88	1,20	2,12	1,74	2,6

POTEAUX DONT LES SECTIONS SONT PARTIELLEMENT COMPRIMÉES :

Poteaux	1-3	3-5	9-11	11,13	11'-13'
M (cm)	0,942	0,988	4,53	4,74	2,76
N (t)	2,08	4,91	13,4	27,80	22,2
e_0 (cm)	26	11,97	33,8	17,5	12,43
Mat	1,1	1,91	8,15	12,28	8,75
μ	0,006	0,01049	0,048	0,067	0,0484
E	0,9645	0,9541	0,9074	0,8934	0,9074
K	126	94	39,2	31,9	39,2
\bar{k}	21,79	29,07	20,4379	29,688	28,796
A_1	0,79	1,294	5,62	8,61	6,04
A	< 0	< 0	0,834	< 0	< 0
Δ_{\min}	0,62	1,75	3,86	9,19	7,89

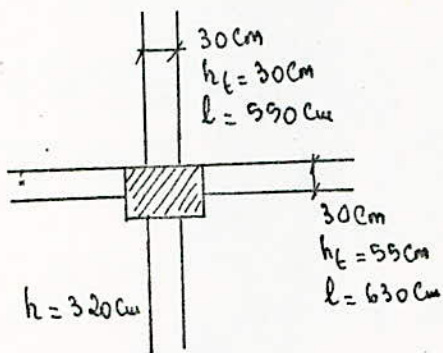
CALCUL DES POTEAUX EN COMPRESSION SIMPLE

Les poteaux 2-4, 4-6, 6-8, 8-10, 10-12, 14-16 du portique transversal sont sollicités en compression simple.

Poteaux de section rectangulaire $a < b$ (50×70)

si $\lambda \leq 50 \rightarrow$ si $l_c \leq 14,4 a$, poteaux calculés en compression simple sans tenir compte du flambement.

Longueur libre de flambement l_c :



$l_c = 0,4 h$ si le poteau est à ses extrémités
 - encastré dans le massif de fondation
 - assemblé à des poutres de plancher qui le traversent de part en part et ayant au moins la même raideur que lui.

$l_c = 0,9 h$ dans les autres cas.

Calcul de l_c
 vérification du flambement:

a. sens longitudinal:

$$\frac{R_{poutre}}{R_{poteau}} = \frac{I_{poutre}}{l} \times \frac{h}{I_{poteau}} = \frac{30 \cdot 30^3}{630} \cdot \frac{320}{50 \cdot 70^3} = 0,024 < 1$$

b. sens transversal:

$$\frac{R_{poutre}}{R_{poteau}} = \frac{30 \cdot 55^3}{550} \cdot \frac{320}{50^3 \cdot 70} = 0,33 < 1$$

donc $l_c = 0,9 h = 0,9 \cdot 320 = 288 \text{ cm}$

$14,4 \cdot a = 14,4 \cdot 50 = 720 \text{ cm}$

$l_c < 14,4 a \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

$\sigma_a = 15 \bar{\sigma}_{b0} = 1024,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b = \frac{N}{B + n A l} \leq \bar{\sigma}_{b0} \rightarrow A l \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}} - B \right)$

$A l \geq \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{50730}{68,5} - 70 \cdot 50 \right) = -183,96$

On ferraillera donc les poteaux avec A_{min} .

Ferrailage sens transversal:

file A: poteaux 1.3 à 9.11 : 4T12

poteaux 11.13 et 13.15 : 6T14

file B: poteaux 2.4 à 10.12 8T12

poteaux 12.14 et 14.16 4T14 + 4T12

CALCUL DES LONGRINES

CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont une section de 30×30 dans le sens longitudinal et dans le sens transversal du bâtiment. Elles sont situées au niveau du rez de chaussée. Elles servent en même temps de chaînage et de support pour les murs et les cloisons du rez de chaussée, vu qu'à ce niveau on a une dalle flottante.

METHODE DE CALCUL: Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $-\frac{N}{10}$, où N est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation, il faut ajouter, le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines. Le ferrailage minimum doit être $\phi 14$ ou $\phi 12$ avec les cadres dont l'espacement $t \leq 20$ cm.

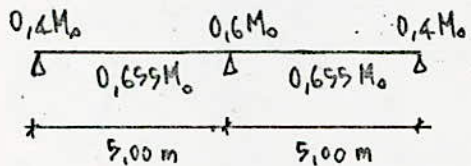
LONGRINES DANS LE SENS TRANSVERSAL:

murs intérieurs (cloisons) : $1,4 \cdot 0,1 \cdot 2,80 = 0,392 \text{ t/ml}$
 poids propre longrine : $0,3 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,225 \text{ t/ml}$

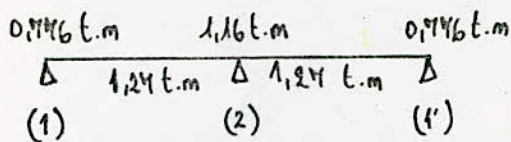
$$q = 0,392 + 0,225 = 0,62 \text{ t/ml}$$

Effort de traction ou de compression dans la longrine:

$$N = \frac{N_t}{10} = \frac{236,73}{10} = 23,67 \text{ t}$$



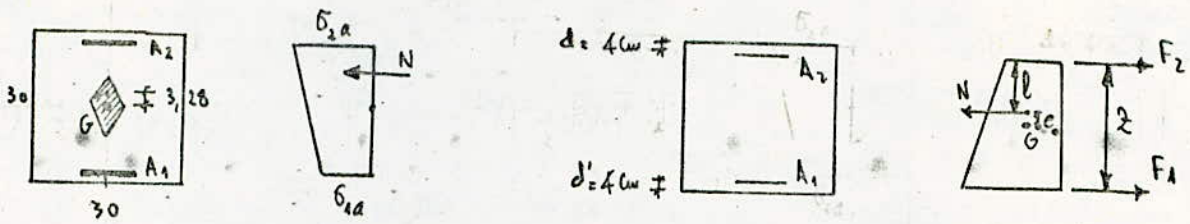
moment isostatique $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 0,62 \cdot \frac{5^2}{8} = 1,94 \text{ t.m}$



APPUIS (1) et (1') $M = 0,146 \text{ t.m}$
 $N = 23,67 \text{ t}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,146}{23,67} = 0,00617 \text{ m} = 0,617 \text{ cm}$$

La section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et que en outre la résultante des forces extérieures passe entre les armatures



$$\text{Calcul de } l = \frac{h_t}{2} - d - e_0 = \frac{30}{2} - 4 - 3,28 = 4,42 \text{ cm}$$

$$z = h_t - 2d = h_t - 2 \cdot 4 = 30 - 8 = 22 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 \cdot 0,0442}{0,22 \cdot 2800} = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(z - l)}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 (22 - 4,42)}{22 \cdot 2800} = 5,48 \text{ cm}^2$$

APPUI (2) :

$$M = 1,16 \text{ t.m}$$

$$N = 23,67 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,16}{23,67} = 0,049 \text{ m} = 4,9 \text{ cm}$$

la section est entièrement tendue.

$$\text{Calcul de } l = \frac{h_t}{2} - d - e_0 = \frac{30}{2} - 4 - 4,9 = 6,1 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 \cdot 6,1}{22 \cdot 2800} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(z - l)}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 (22 - 6,1)}{22 \cdot 2800} = 6,1 \text{ cm}^2$$

TRAVÉES (1) et (1')

$$M = 1,24 \text{ t.m}$$

$$N = 23,67 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,24}{23,67} = 5,36 \text{ cm}$$

la section de la longrine est entièrement tendue.

$$\text{Calcul de } l = \frac{h_t}{2} - d - e_0 = \frac{30}{2} - 4 - 5,36 = 5,64 \text{ cm}$$

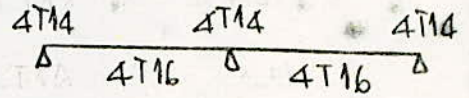
$$A_1 = \frac{N \cdot l}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 \cdot 5,64}{22 \cdot 2800} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(z - l)}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23,67 \cdot 10^3 (22 - 5,64)}{22 \cdot 2800} = 6,28 \text{ cm}^2$$

ARMATURES ADOPTÉES :

AUX APPUIS : 4T14 (6,15 cm²)

EN TRAVÉE : 4T16 (8,04 cm²)



CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T_1 = q \frac{l}{2} - \left| \frac{M_e - M_w}{l} \right| = 0,62 \cdot \frac{5}{2} - \frac{1,20 - 0,446}{5} = 1,49 \text{ t}$$

$$T_2 = -q \frac{l}{2} - \left| \frac{M_e - M_w}{l} \right| = -0,62 \cdot \frac{5}{2} - \frac{1,16 - 0,446}{5} = -1,65 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,65 \cdot 10^3}{30 \cdot 22} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend 4 brins actifs :

$$t = \frac{A_e \cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{1,13 \cdot 22 \cdot 1600}{1650} = 24,1 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 26 \left(1 - 0,3 \frac{2,5}{5,9} \right) = 22,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 20 \text{ cm}$

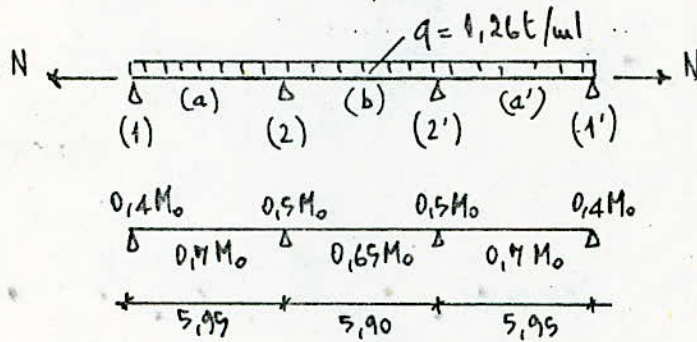
le 1^{er} cours est à $\frac{t}{2} = 10 \text{ cm}$ de chaque appui, on suit la suite de CARNOT et les espacements vont se répéter $\frac{5,00}{2} = 2,5$ soit 3 fois de chaque appui.

LONGRINES DANS LE SENS LONGITUDINAL :

mur ext. + poids propre de la longrine : $1,26 \text{ t/ml}$

effort normal max. dans le poteau $N_t = 118,8 \text{ t}$

effort de traction ou de compression dans la longrine $N = \frac{N_t}{10} = 11,9 \text{ t}$



Calcul du moment isostatique M_0 : $M_0 = q \frac{l^2}{8}$ avec $l = 9,95 \text{ m}$ $M_0 = 5,58 \text{ t.m}$

$$\frac{2,24 \text{ t.m} \quad 2,8 \text{ t.m} \quad 2,8 \text{ t.m} \quad 2,24 \text{ t.m}}{0 \quad 3,91 \text{ t.m} \quad 3,63 \text{ t.m} \quad 3,91 \text{ t.m}}$$

APPUIS (1) et (1')

$$M = 2,24 \text{ t.m}$$

$$N = 11,9 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,24}{11,9} = 18,82 \text{ cm}$$

la section est partiellement comprimée

$$M_{at} = M - N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 2,24 - 11,9 \left(\frac{0,3}{2} - 0,04 \right) = 0,931 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 93100}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,02459 \rightarrow K = 58,0$$

$$\epsilon = 0,9315$$

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{93100}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 26} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,37 + \frac{11900}{2800} = 5,62 \text{ cm}^2$$

On prend 4T14 ($6,15 \text{ cm}^2$)

APPUIS (2) et (2')

$$\begin{aligned} M &= 2,8 \text{ t.m} \\ N &= 11,9 \text{ t} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{280}{11,9} = 23,93 \text{ cm}^2$$

la section est partiellement comprimée :

$$M_{\text{ét}} = 2,8 - 11,9 \left(\frac{0,3}{2} - 0,04 \right) = 1,7 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 150000}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,03938 \rightarrow \begin{aligned} K &= 44,2 \\ \varepsilon &= 0,9155 \end{aligned}$$

$$A_1 = \frac{150000}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 26} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\sigma_a} = 2,25 + \frac{11900}{2800} = 6,50 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T16 (8,04 cm²)

TRAVÉES (a) et (a')

$$\begin{aligned} M &= 3,91 \text{ t.m} \\ N &= 11,9 \text{ t} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{391}{11,9} = 32,86 \text{ cm}$$

la section est partiellement comprimée.

$$M_{\text{ét}} = 3,91 - 11,9 \left(\frac{0,3}{2} - 0,04 \right) = 2,6 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 260000}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,0687 \rightarrow \begin{aligned} K &= 31,5 \\ \varepsilon &= 0,8926 \end{aligned}$$

$$A_1 = \frac{260000}{2800 \cdot 0,8926 \cdot 26} = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\sigma_a} = 4,00 + \frac{11900}{2800} = 8,25 \text{ cm}^2$$

On prend 2T20 + 2T16 (10,3 cm²)

TRAVÉE (b) :

$$M = 3,63 \text{ t.m}$$

$$N = 11,9 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,63}{11,9} = 30,5 \text{ cm}$$

$$M_{dt} = 3,63 - 11,9 \left(\frac{0,3}{2} - 0,04 \right) = 2,321 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{232100 \cdot 15}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,0613 \rightarrow K = 33,8$$

$$\epsilon = 0,8975$$

$$A_1 = \frac{232100}{2800 \cdot 0,8975 \cdot 26} = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\sigma_a} = 3,55 + \frac{11900}{2800} = 7,80 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T16 (8,04 cm²)

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T = \pm q \frac{l}{2} \pm \left| \frac{M_e - M_w}{l} \right|$$

$$T_1 = \frac{1,26 \cdot 5,95}{2} - \frac{2,8 \cdot 2,24}{5,95} = 3,65 \text{ t}$$

$$T_2 = -\frac{1,26 \cdot 5,95}{2} - \frac{2,8 \cdot 2,24}{5,95} = -3,84 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 3,84 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3840}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 5,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_c = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (4 brins actifs)}$$

$$t = \frac{A_c \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{ct}}{T} = \frac{1,13 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26 \cdot 1600}{3840} = 10,71 \text{ cm}$$

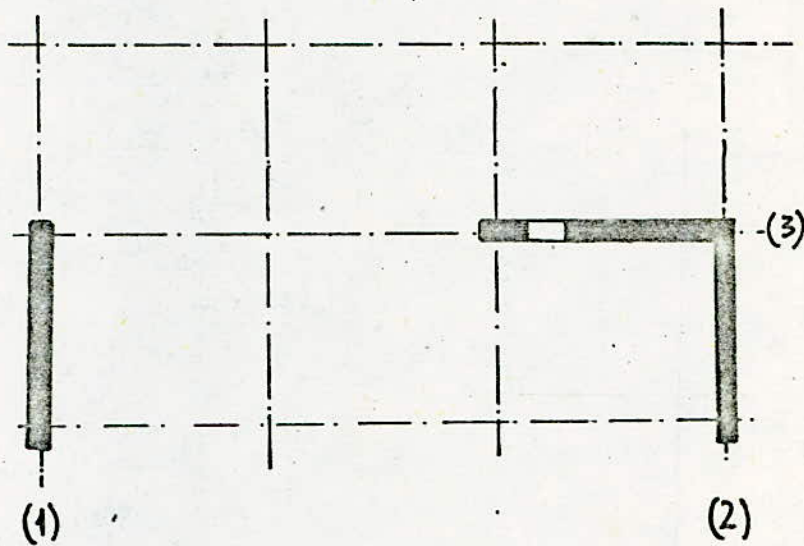
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h = \left(1 - 0,3 \frac{5,63}{5,9} \right) h = 18,56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$

le 1^{er} cours sera à $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$ de chaque appui. On suit la suite de ce just et les espacements vont se répéter $\frac{5,95}{2}$ fois soit 3 fois de chaque appui.

ETUDE DES VOILES

Le bloc étudié est contreventé dans les deux directions par des voiles, un voile avec ouvertures (une seule file d'ouvertures) dans le sens longitudinal et deux voiles sans ouvertures dans le sens transversal.



Dimensions des voiles :

Voiles sans ouvertures :

Voile (1) : épaisseur : 30 cm
longueur : 610 cm

Voile (2) : épaisseur : 30 cm
longueur : 600 cm

Voile avec une seule file d'ouvertures :

Voile (3) : épaisseur : 30 cm
longueur : 680 cm

FERRAILLAGE DU REFEND TRANSVERSAL (1)

$$G + P/5 + S_{iv} \uparrow + S_{ih} \text{ (dechargeant)}$$

$$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{ih} \text{ (chargeant)}$$

Verification du cisaillement dans le refend

Soient les caracteristiques des materiaux

$$\bar{\sigma}'_{28} = 240 \text{ b} , \quad \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ b} , \quad \bar{\sigma}'_{en} = 4200 \text{ b}$$

La contrainte de cisaillement τ dans le refend est definie par:

$$\tau = \frac{1,1 \bar{T}}{b \cdot h}$$

\bar{T} : effort tranchant (T) majoré de 40%

$$\bar{T} = 1,4 \cdot 63,462 = 88,85 \text{ t}$$

b, h : dimensions de la section de beton:

$$b = 0,30 \text{ m} ; \quad h = 6,10 \text{ m}$$

$$\tau = 1,1 \cdot \frac{88850}{30 \cdot 6,10} = 9,34 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_a = 0,40 \bar{\sigma}'_{b0} = 0,40 \cdot 67,5 = 27 \text{ b}$$

$$\tau < \bar{\tau}_a$$

La section d'acier resistant à l'effort tranchant est:

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\bar{\sigma}'_{en}} = \frac{9,34 - 8}{4200} < 0$$

le pourcentage d'acier minimum est: 0,29%

Sous l'effet du seisme le refend est sollicite' en flexion composee :

Soient : N l'effort normal à la base
M le moment flechissant.

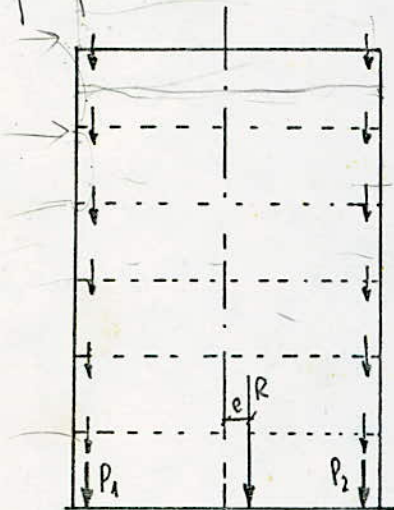
ETUDE DU REFEND TRANSVERSAL (1)

Ce refend étant dans le sens non porteur nous l'étudieront sous son poids propre, aux charges dues à la fraction de surface qui lui revient et aux réactions dues aux poutres (charges concentrées).

WFH



Détermination des charges concentrées
— Charges permanentes:



$$P_1 = \sum P_i$$

$$P_2 = \sum P_i$$

Calcul de P_1 :

niveau terrasse:	674 · 3,15 · 2,75 =	5839 Kg
ret. poutre	2500 · 3,15 · 0,3 · 0,3 =	709 "
acrotère	2500 · 3,15 · 0,6 · 0,15 =	709 "

7257 Kg

niveau courant:	501 · 3,15 · 2,45 =	3551 Kg
retombée poutre		709 "
murs ext. sur poutre	350 · 3,15 · 2,15 =	2922 "

7187 Kg

niveau I :	ut. poutre : 2500 · 0,39 · 0,30 · 3,15 =	824 Kg
	murs ext. sur poutre	2922 "

3749 Kg

$$P_1 = 7257 + 4 \cdot 7187 + 3749 = 39754 \text{ Kg}$$

Pour P_2 les calculs donnent:

$$P_2 = 12387 + 4 \cdot 10116 + 1996 = 54847 \text{ Kg}$$

$$R = P_1 + P_2 = 94601 \text{ Kg}$$

Excentricité de cette charge concentrée R:

$$e = \frac{-2,7 \cdot 39754 + 2,9 \cdot 54847}{94601} = 0,55 \text{ cm}$$

CHARGES D'EXPLOITATION:

Calcul de P_1 :

$$\begin{aligned} \text{niveau terrasse: } & 100 \cdot 3,15 \cdot 2,75 = 866,25 \text{ Kg} \\ \text{niveaux courants: } & 4 \cdot 250 \cdot 3,15 \cdot 2,75 = 8662,5 \text{ Kg} \\ \text{niveau I: } & \frac{1000 (6,30 + 0,80) \cdot 2,75}{2 \cdot 2} = 4881,25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$P_1 = 14410 \text{ Kg}$$

Calcul de P_2 :

$$\begin{aligned} \text{niveau terrasse: } & 100 \cdot 3,15 \cdot 5,50 = 1732,5 \text{ Kg} \\ \text{niveaux courants: } & 4 \cdot 250 \cdot 3,15 \cdot 5,50 = 17325 \text{ Kg} \\ \text{niveau I: } & 4881,25 + \frac{400 (6,30 + 0,8) \cdot 2,75}{2 \cdot 2} = 6833,75 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$P_2 = 25891,25 \text{ Kg}$$

$$R = P_1 + P_2 = 40301,25 \text{ Kg}$$

$$e = \frac{2,9 \cdot 25891,25 - 2,7 \cdot 14410}{40301,25} = 0,89 \text{ m}$$

G+P+SV

14,6226
16,2226
1,6000

NIV.	CHARGES PERMANENTES G			SURCHARGES P			G+P/S	Sv	composante Verticale	N _{min}	N _{max}
	car. unif. repartie	charge concentree	G	car. unif. repartie	charge concentree	P					
VI	14,6	10,226	32,826	0,488	2,6	3,09	33,444	0,1368	4,57	28,874	40,486
V	17,085	17,303	34,39	0,488	6,5	6,988	35,79	0,1173	4,20	31,59	45,578
IV	17,085	17,303	34,39	0,488	6,5	6,988	35,79	0,0945	3,90	32,29	44,878
III	17,085	17,303	34,39	0,488	6,5	6,988	35,79	0,0482	2,80	32,99	44,178
II	17,085	17,303	34,39	0,488	6,5	6,988	35,79	0,09865	2,10	33,69	43,478
I	32,208	5,745	37,953	7,564	11,72	19,284	41,81	0,0391	1,63	40,18	58,867
0	9,94	17,303	27,243	0,00	0,00	0,00	27,243	0,01955	0,533	26,71	27,416

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU SEISME :

moment dû au seisme à la base du refend

$$M = 3,2 (6.15,8 + 5.13,621 + 4.11,341 + 3.9,1 + 2.6,81 + 1.6,34)$$

$$M = 817,7 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \pm \frac{Mv}{I} = \pm \frac{81770000 \cdot 610}{5,674 \cdot 10^8} = \pm 43,95 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AUX CHARGES PERMANENTES

$$N = 235,982 \text{ t}$$

moment dû à l'excentrement des charges concentrées : ($R = 94,601 \text{ t}$, $e = 0,55 \text{ m}$)

$$M = R \cdot e = 94,601 \cdot 0,55 = 52,03 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit } \sigma_{g(1,2)} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} = \frac{235982}{610 \cdot 30} \pm \frac{52,03 \cdot 10^5 \cdot 610}{2 \cdot 5,674 \cdot 10^8} = 12,873 \pm 2,796$$

$$\text{d'où } \sigma_{g_1} = 15,669 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{g_2} = 10,077 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AUX SURCHARGES :

$$N = 50,326 \text{ t}$$

moment dû à l'excentrement des charges concentrées ($R = 40,301$, $e = 0,89 \text{ m}$)

$$M = R \cdot e = 40,301 \cdot 0,89 = 35,86 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit } \sigma_{q_{1,2}} = \frac{50326}{610 \cdot 30} \pm \frac{35,86 \cdot 10^5 \cdot 610}{2 \cdot 5,674 \cdot 10^8} = 2,75 \pm 1,927$$

$$\text{d'où } \sigma_{q_1} = 4,677 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{q_2} = 0,823 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU SEISME VERTICAL :

$$N = \pm 19,333 \text{ t}$$

$$\sigma_{sv_{1,2}} = \pm \frac{19333}{610 \cdot 30} = \pm 1,056 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATION SI LE REFEND EST TENDU:

Sous $G + P/s + S_{iv} \uparrow + \overline{S}_{iv}$ (déchargeant)

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_{p/s} + \sigma_{siv} + \sigma_E$$

$$\sigma = 10,077 + 0,165 - 1,056 - 43,95 = -34,76 \text{ Kg/cm}^2$$

le refend a une zone tendue sur une longueur $(\frac{6,10}{2} - x)$

$$-x \left(\frac{M_E}{I} + \frac{M(G)}{I} + \frac{M(P/s)}{I} \right) - \sigma_{siv} + \sigma_g + \sigma_{p/s} = 0$$

$$x = \frac{\sigma_g + \sigma_{p/s} - \sigma_{siv} \cdot I}{M_E + M(G) + M(P/s)} = \frac{(10,077 + 0,165 - 1,056) 5,674 \cdot 10^8}{(817,7 + 52,03 + 7,172) \cdot 10^5}$$

$$x = \frac{52121,364}{876,902} = 59,44 \text{ cm}$$

le refend a une zone tendue sur $\frac{6,10}{2} - 59,44 = 249,56$

Soit 2,46 m

VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS $G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iv}$ (chargeant)

$$\sigma = 15,669 + 4,677 + 1,056 + 43,95 = 65,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

FERRAILLAGE :

ARMATURES VERTICALES :

$$\text{Zone tendue : } \frac{A}{b \cdot h} = \frac{34,76}{4200} = 0,827 \%$$

$$\text{donc } A = \frac{0,827 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 24,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Zone non tendue : 0,25%

$$A = \frac{0,25 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ARMATURES HORIZONTALES : ARMATURES NON TENDUES

Nous avons vu précédemment que : $\bar{w}_t = \frac{\tau \cdot b}{\sigma_{ex}} < 0$

donc nous respectons le pourcentage minimum : 0,25%

$$A_h = 0,25 \cdot 30 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE : (CTC : février 1981)

- le diamètre des barres horizontales et verticales ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur b du voile.

- l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5b \quad \text{ou} \quad s \leq 30 \text{ cm}$$

- les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- les extrémités des voiles pleins ou trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $b \times 1,5b$.

Les dispositions de ferraillement de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixées pour les poteaux de rive des ossatures autostables en zone I, (1,0%)

Les armatures verticales de ces potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile. Dans ce cas les longueurs de recouvrement devront être portées à 70 diamètres (70ϕ).

COMPTE TENU DE CES PRESCRIPTIONS ON A ADOPTÉ LE FERRAILLAGE SUIVANT :
(le voile est ferrillé symétriquement, le séisme horiz. agissant dans un sens comme dans l'autre).

- ARMATURES VERTICALES :

ZONE TENDUE :

Potelet incorporé (30 x 45) : 6 T25

sur chaque face du voile dans la zone tendue : 5 T16 / ml $e = 20 \text{ cm}$

ZONE NON TENDUE :

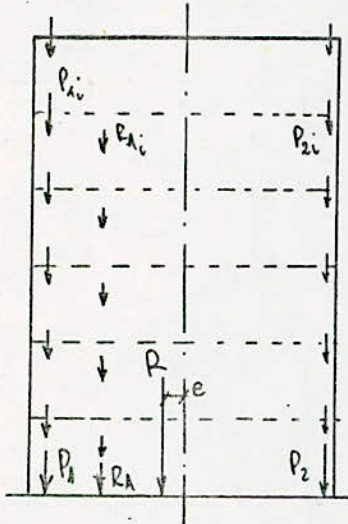
sur chaque face : 4 T16 / ml $e = 25 \text{ cm}$

- ARMATURES HORIZONTALES :

sur chaque face : 4 T16 / ml $e = 25 \text{ cm}$

ETUDE DU REFEND TRANSVERSAL (2)

Ce refend est parallèle au refend transversal (1). Il sera calculé de la même façon, néanmoins, nous détaillerons le calcul des forces concentrées dues aux réactions de l'escalier et des poutres. Ces charges sont schématisées ci-dessous : (P_i , P_{2i} dues aux poutres ; R_A dues à l'escalier et situées à mi-étage).



$$P_1 = \sum P_{1i}$$

$$P_2 = \sum P_{2i}$$

$$R_A = \sum R_{Ai}$$

$$R = P_1 + P_2 + R_A$$

$$e = \frac{x_1 P_1 + x_2 P_2 + x_A R_A}{R} \quad \text{: excentricité de la résultante R/axe du voile.}$$

Détermination des charges concentrées :

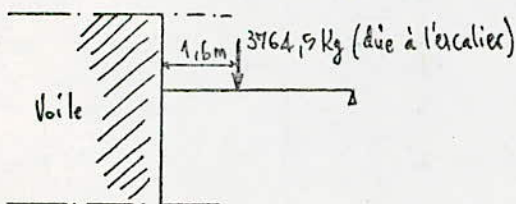
Calcul de P_1 :

Sous G :

- niveau terrasse : $644 \cdot 3,15 \cdot \frac{5,90}{2} = 5839 \text{ Kg}$
- niveaux courants : $5 \cdot 501 \cdot \frac{6,30}{2} \cdot \frac{5,5}{2} = 11359,65 \text{ Kg}$
- ret. poutres : $6 \cdot 2500 \cdot 3,15 \cdot 0,3 \cdot 0,3 = 4252,5 \text{ Kg}$
- Acrotère : $2500 \cdot 3,15 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 709 \text{ Kg}$
- Murs ext. : $5 \cdot 350 \cdot 3,15 \cdot 2,65 = 1468,13 \text{ Kg}$

$$P_1 = 43192 \text{ Kg}$$

Calcul de P_2 (Sous G)



escalier : $R_A = \frac{3764,5 \cdot 3,5}{5,1} = 2583,5 \text{ Kg}$

niv. terrasse : poids propre poutre : $0,3 \cdot 0,25 \cdot 2500 \cdot \frac{5,1}{2} = 478,125 \text{ Kg}$

acrotère : $0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 \cdot \frac{5,1}{2} = 573,75 \text{ Kg}$

1052 Kg

niv. courant : p. propre poutre : $478,125 \text{ Kg}$

murs ext. : $350 \cdot 2,95 \cdot \frac{5,1}{2} = 2632,88 \text{ Kg}$

3111 Kg

$$P_2 = 5 \cdot 2583,5 + 1052 + 5 \cdot 3111 = 29524,5 \text{ Kg}$$

Calcul de R_A : $R_A = 5 \cdot 3803 = 18822,5 \text{ Kg}$

$$R = 43192 + 29524,5 + 18822,5 = 91539 \text{ Kg}$$

$$e = \frac{-2,95 \cdot P_1 - 2,1 R_A + 2,95 P_2}{R} = -0,68 \text{ m}$$

Charges d'exploitation:

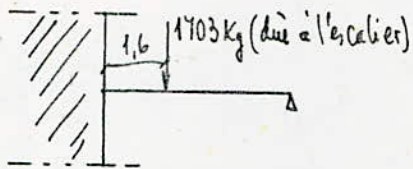
Calcul de P_1 :

$$\text{niveau terrasse : } 100 \cdot 3,15 \cdot 2,15 = 866,25 \text{ Kg}$$

$$\text{niveaux courants : } 5 \cdot 250 \cdot 3,15 \cdot 2,15 = 10828,125 \text{ Kg}$$

Calcul de P_2

$$P_1 = 11694,38 \text{ Kg}$$



$$P_2 = 5 \cdot \frac{1703 \cdot 3,5}{5,1} = 5843,63 \text{ Kg}$$

Calcul de R_A :

$$R_A = 5 \cdot 1703 = 8515 \text{ Kg}$$

$$R = 11694,38 + 5843,63 + 8515 = 26053,01 \text{ Kg}$$

$$e = \frac{-2,55 P_1 - 2,1 R_A + 2,95 P_2}{R} = -1,17 \text{ m}$$

Niv.	CHARGES PERMANENTES G			SURCHARGES P			G + P/5	δv	Composant Verticale Siv ↑	N _{min}	N _{max}
	G éée à la ch. unif. reper.	Charge Concentrée	G	Prix à la ch. unif. reper.	Charge Concentrée	P					
VI	14,16	8,4	23,0	0,488	0,867	1,355	23,241	0,1368	3,1835	20,09	24,54
V	17,085	10,3	27,385	0,488	3,335	3,823	28,15	0,1173	3,302	24,85	34,512
IV	17,085	14,1	31,185	0,488	5,04	5,528	32,29	0,0945	3,157	29,134	39,87
III	17,085	14,1	31,185	0,488	5,04	5,528	32,29	0,0782	2,525	29,44	39,24
II	17,085	14,1	31,185	0,488	5,04	5,528	32,29	0,05865	1,9	30,4	38,613
I	17,085	14,1	31,185	0,488	5,04	5,528	32,29	0,0391	1,263	31,03	37,98
0	9,94	14,1	24,04	0,488	5,04	5,528	25,19	0,01955	0,5	24,65	30,07

FERRAILLAGE DU REFEND TRANSVERSAL (2)

Verification du cisaillement dans le refend :

— La contrainte moyenne de cisaillement $\bar{\tau}$ dans le refend.

$$\bar{\tau} = 1,1 \frac{\bar{T}}{bh} = 1,1 \cdot \frac{1,4T}{b \cdot h} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 63464}{30 \cdot 600} = 5,434 \text{ Kg/cm}^2$$

— La contrainte de cisaillement admissible est :

$$\bar{\tau}_a = 0,40 \bar{\sigma}'_{bo} = 0,40 \cdot 67,5 = 27 \text{ Kg/cm}^2$$

La section d'acier resistant à l'effort tranchant est :

$$\bar{w}_t = \frac{\bar{\tau} - \theta}{6\sigma} < 0$$

le pourcentage d'acier minimum est : 0,25%

Sous l'effet du seisme le refend est sollicité en flexion composée.

Soient : N l'effort normal
M le moment flechissant.

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU SEISME HORIZONTAL :

Moment dû au seisme à la base :

$$M = 3,2 (6 \cdot 15,8 + 5 \cdot 13,622 + 4 \cdot 11,342 + 3 \cdot 9,1 + 2 \cdot 6,81 + 1 \cdot 6,34)$$

$$M = 817,72 \text{ t.m}$$

Contraintes dues au seisme horizontal :

$$\sigma_E = \pm \frac{M \sigma}{I} = \pm \frac{817,72 \cdot 10^5 \cdot 600}{2 \cdot \frac{600^3 \cdot 30}{12}} = \pm 49,43 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AUX CHARGES VERTICALES :

CHARGES PERMANENTES G :

à la base $G = 199,17 \text{ t}$

moment dû à l'excentrement des charges permanentes concentrées :

$$M = R \cdot e = 91,539 \cdot 0,68 = 62,24 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit } \sigma_{G(1,2)} = \frac{199,17 \cdot 10^3}{600 \cdot 30} \pm \frac{62,24 \cdot 10^5 \cdot 600}{2 \cdot 9,4 \cdot 10^8} = 11,065 \pm 3,457$$

$$\sigma_{G1} = 14,522 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{G2} = 7,61 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION P:

$$P = 32,82 \text{ t}$$

moment dû à l'excentrement des charges concentrées

$$M = Re = 26,053 \cdot 1,17 = 30,48 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit } \sigma_{P(1,2)} = \frac{32,82 \cdot 10^3}{600 \cdot 30} \pm \frac{30,48 \cdot 10^5 \cdot 600}{3 \cdot 5,4 \cdot 10^8} = 1,83 \pm 1,69$$

$$\sigma_{P_1} = 3,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{P_2} = 0,14 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES DUES A LA COMPOSANTE SISMIQUE VERTICALE:

$$\sigma_{V,1,2} = \pm \frac{15,83 \cdot 10^3}{600 \cdot 30} = \pm 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATION SI LE REFEND EST TENDU:

SOUS $G + P/5 + S_{iv} \uparrow + \overleftarrow{S_{ih}}$ (déchar.)

$$\sigma = \sigma_{(G)} + \sigma_{(P/5)} + \sigma_{(S_{iv})} + \sigma_{(S_{ih})}$$

$$\sigma = 7,61 + 0,028 - 0,88 - 45,43 = -38,64 \text{ Kg/cm}^2$$

Le refend a une zone tendue sur une longueur $(\frac{l}{2} - x) = (\frac{6,0}{2} - x)$

$$- \left(M_{(S_{ih})} + M_{(G)} + M_{(P/5)} \right) \frac{x}{I} - \sigma_{(S_{iv})} + \sigma_{(G)} + \sigma_{(P/5)} = 0$$

$$x = \frac{\sigma_{(G)} + \sigma_{(P/5)} - \sigma_{(S_{iv})}}{M_{(S_{ih})} + M_{(G)} + M_{(P/5)}} \cdot I = \frac{(7,61 + 0,028 - 0,88) 5,4 \cdot 10^8}{(817,72 + 62,24 + 30,48) \cdot 10^5} = 0,0401 \cdot 10^3 \text{ cm}$$

$$x = 40,1 \text{ cm}$$

Le refend a une zone tendue sur : $\frac{600}{2} - 40,1 = 259,9 \text{ cm}$

Soit sur 2,6 m

VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS $G + P + S_{iv} \downarrow + \overrightarrow{S_{ih}}$ (chargeant)

$$\sigma = 14,522 + 3,52 + 0,88 + 45,43 = 64,352 < \bar{\sigma}_b'$$

FERRAILLAGE

ARMATURES VERTICALES :

$$\text{ZONE TENDUE : } \frac{A}{bh} = \frac{38,64}{4200} = 0,92\%$$

$$\text{donc } A = \frac{0,92 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 27,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{ZONE NON TENDUE : } 0,25\%$$

$$\text{donc } A = \frac{0,25 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ARMATURES HORIZONTALES :

$$\bar{\omega}_t < 0$$

On respecte le pourcentage minimum : 0,25%

$$\text{d'où } A = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

EN DEFINITIVE LE FERRAILLAGE ADOPTE EST : (ferrailage symetrique)

ARMATURES VERTICALES :

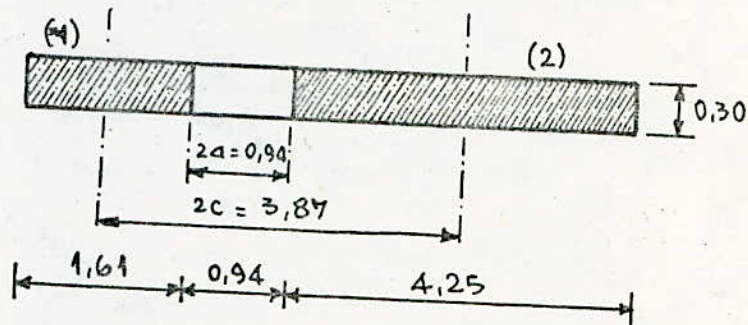
Zone tendue : Potelet incorporé (30x45) : 6 T25
sur chaque face : 5 T16/ml e = 20cm

Zone non tendue : 4 T16/ml e = 25cm

ARMATURES HORIZONTALES : 4 T16/ml Sur chaque face , e = 25cm

ETUDE DU REFEND LONGITUDINAL (3)

Calcul des sollicitations internes :



La méthode utilisée est celle de MM. ALBIGES ET GOULET
(contreventement par murs de refend - Annales de l'ITBTP. Mai 60)

Caractéristiques du refend :

$$I_1 = 0,104 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 1,92 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 7,26 \text{ m}^4$$

$$m = 1,355 \text{ m}^3 \text{ (moment statique)}$$

$$w = 1,12$$

$$\alpha = 23,317$$

$$l = 3,20 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

$$Z = 20,75 \text{ m (hauteur totale du Batiment)}$$

$$H_0 = 11148 \text{ E (effort tranchant total)}$$

$$\pi_i = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot \phi \text{ (effort tranchant à la section d'encastrement du linteau } i)$$

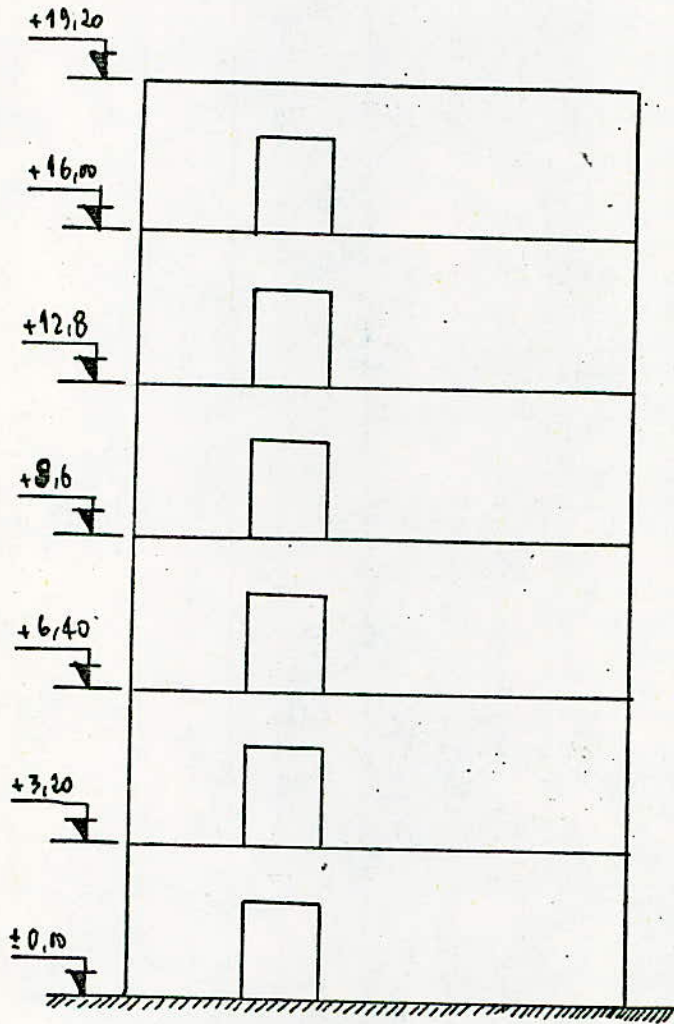
$$N_i = \sum \pi_i \text{ (force axiale dans l'élément de refend au niveau } i)$$

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{3} \cdot (2+\xi) - \frac{2cm}{I} \cdot \psi \right] \text{ Moment dans chaque élément de refend } i$$

$$\xi = \frac{z}{Z} \text{ (niveau du linteau par rapport au sol / hauteur totale du refend)}$$

ϕ, ψ : (coefficients de calcul dans le cas de charges triangulaires inversées - voir abaques).

ETUDE DU VOILE AVEC OUVERTURES



Voile en élévation .

TABLEAU RECAPITULATIF
(Voile avec ouverture).

Niveaux	G (t)	P (t)	G+P _c (t)	G _v	S _i (t)	G+P (t)	N _{min} (t)	N _{max} (t)
IV	44,49	5,2	45,53	0,1368	6,23	49,69	39,3	55,92
V	44,24	13	46,84	0,1173	5,5	57,24	41,34	62,74
IV	44,24	13	46,84	0,09775	4,6	57,24	42,24	61,84
III	44,24	13	46,84	0,0782	3,67	57,24	43,17	60,91
II	44,24	13	46,84	0,05865	2,75	57,24	44,09	59,99
I	53,34	21,66	57,67	0,0391	2,26	75	55,41	57,67
0	9,46	/	9,46	0,01955	0,19	9,46	9,27	9,65

CALCUL DES FORCES AXIALES :

N° Etage	$\xi = \frac{z}{2}$	ϕ	π_i	$N_i = \sum \pi_i$
5	1,00	0,00	0,00	0,00
4	0,83	0,29	19,3	19,3
3	0,66	0,54	35,95	55,25
2	0,50	0,74	49,26	104,51
1	0,33	0,86	57,25	161,76
RDC	0,16	0,96	63,91	225,67
SOL	0,00	1,00	66,98	292,25

CALCUL DES MOMENTS DANS LES ELEMENTS DE REFEUD :

N° Etage	$\xi = \frac{z}{2}$	ψ	$\frac{(1-\xi)^2}{3} \cdot (2+\xi)$	$\frac{2cN}{I} \cdot \psi$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$
5	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,83	0,03	0,026	0,019	0,76	14,21
3	0,66	0,098	0,098	0,071	2,97	54,82
2	0,50	0,21	0,208	0,152	6,15	113,70
1	0,33	0,35	0,34	0,25	9,9	182,73
RDC	0,16	0,93	0,5	0,365	14,84	274,104
SOL	0,00	0,66	0,88	0,482	19,57	361,4

$$M_1 + M_2 + 2cN = 1511,9 \text{ t.m}$$

$$M_{ext} = 1436,67 \text{ t.m}$$

$$M_1 + M_2 + 2cN \approx M$$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX:

Les linteaux ont pour dimensions: $1,03 \times 0,30 \times 0,94$ (portée $0,94$ m)
On étudie le linteau le plus sollicité, soit le linteau du RDC ($\pi = 63,91$ t)

VALEUR DES DIFFERENTS EFFORTS:

- Charge permanente au m^2 de plancher: $559,3 \text{ Kg/m}^2$
au metre lineaire de linteau: $559,3 \cdot 5,5 \cdot \frac{0,6}{6,8} = 4342,6 \text{ Kg/ml}$
- retombée linteau: $2500 \cdot 0,30 \cdot 0,98 = 735 \text{ Kg/ml}$

On peut adopter: $g = 5077,6 \text{ Kg/ml}$

$$T_g = g \cdot \frac{l}{2} = 5077,6 \cdot \frac{0,94}{2} = 2386,47 \text{ Kg}$$

$$M_g = g \cdot \frac{l^2}{12} = 5077,6 \cdot \frac{0,94^2}{12} = 373,88 \text{ Kg m}$$

- Charges d'exploitation: 650 Kg/m^2
au metre lineaire $650 \cdot 5,50 \cdot \frac{0,6}{6,8} = 5047,05 \text{ Kg/ml}$

d'où $T_q = 5047,05 \cdot \frac{0,94}{2} = 2372,1 \text{ Kg}$

$$M_q = 5047,05 \cdot \frac{0,94^2}{12} = 371,6 \text{ Kg m}$$

- Seisme vertical: 2260 Kg
au metre lineaire $\frac{2260}{6,8} = 332,35 \text{ Kg/ml}$

d'où $T_v = 332,35 \cdot \frac{0,94}{2} = 156,2 \text{ Kg}$

$$M_v = 332,35 \cdot \frac{0,94^2}{2} = 24,47 \text{ Kg m}$$

- Seisme horizontal:

effort tranchant de calcul: $T_E = 1,4 \pi = 1,4 \cdot 63,91 \cdot 10^3 = 89474 \text{ Kg}$
moment dû au seisme: $M_E = 89474 \cdot \frac{0,94}{2} = 42052,8 \text{ Kg m}$

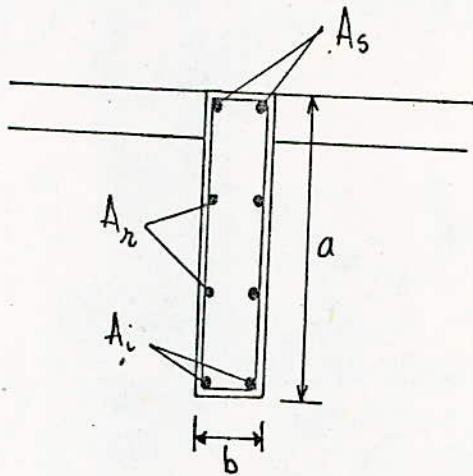
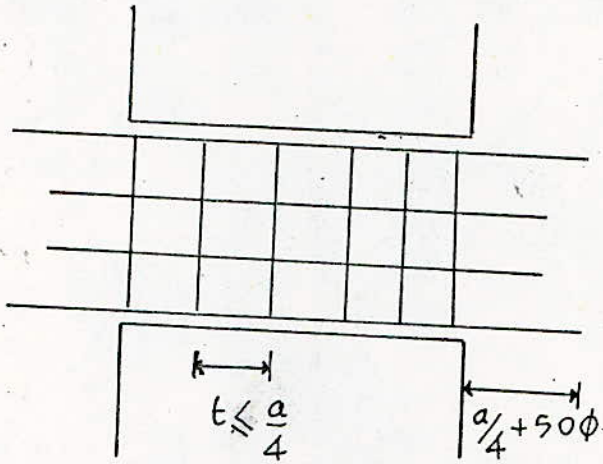
Combinaison des efforts: $G + P + S_{iv} \downarrow + S_{ih}$ (charge)

$$T = 2386,47 + 2372,1 + 156,2 + 89474 = 94388,77 \text{ Kg}$$

$$M = 373,88 + 371,6 + 24,47 + 42052,8 = 42822,75 \text{ Kg m}$$

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE DES LINTEAUX (CTC Février 81)

Les armatures doivent être ancrées dans les trumeaux suivant le croquis suivant:

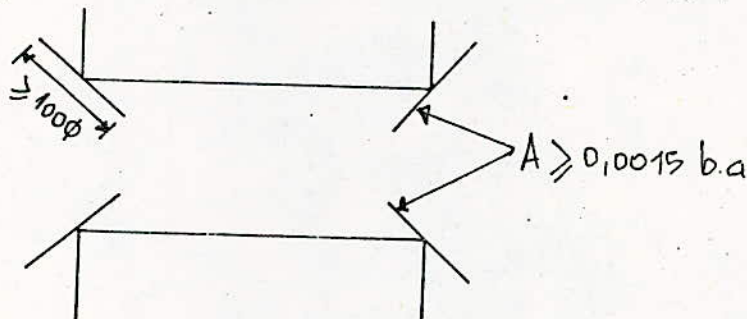


$$\left. \begin{matrix} A_s \\ A_i \end{matrix} \right\} \geq 0,0015 b \cdot a$$

$$A_x \geq 0,0020 b \cdot a$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot t$$

si $\bar{c} \geq 0,06 \sigma'_{28}$ disposer les armatures supplémentaires suivant le croquis



ARMATURES LONGITUDINALES

Contraintes admissibles deuxième genre:

$$\bar{\sigma}_b' = 202,56 \text{ (206,55 Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 206,55}{15 \cdot 206,55 + 4200} = 0,424$$

$$\gamma = \frac{z}{h} = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,859$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot b_0 \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 206,55 \cdot 0,424 \cdot 0,859 \cdot 0,30 \cdot 0,98^2 = 108,37 \cdot 10^9 \text{ Kg cm}$$

$$M_{RB} = 108,37 \cdot 10^3 \text{ Kg m} > M = 42,822 \cdot 10^3 \text{ Kg m}$$

$$\text{donc } \Delta = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{42822,75}{0,859 \cdot 0,98 \cdot 4200} = 12,11 \text{ cm}^2$$

Nous mettrons 3T20 + 3T16 (12,45 cm²) filants haut et bas.
(possibilité d'inversion de signe de l'effort tranchant)

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_c \end{array} \right\} \geq 0,0015 \cdot 30 \cdot 103 = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$12,45 \text{ cm}^2 >$$

$$A_n \geq 0,0020 \cdot 30 \cdot 103 = 6,18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 2T20 (6,28 cm}^2\text{)}$$

Armatures transversales:

$$t = \frac{a}{4} = \frac{103}{4} = 25,75 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot 30 \cdot 25 = 1,875 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{T}{b_0 \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{94388,77}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 98} = 36,69 \text{ Kg/cm}^2 > 0,06 \bar{\sigma}_{28}' = 16,53 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc on disposera des armatures supplémentaires comme indiqué sur le schéma précédent; soit $A \geq 0,0015 \cdot b \cdot a = 0,0015 \cdot 30 \cdot 103 = 4,64 \text{ cm}^2$

on adoptera 2T20

$$\text{longueur de ces barres : } 100 \phi = 100 \cdot 2 = 200 \text{ cm}$$

ELEMENTS DE REFEND : ELEMENTS DE REFEND

Le refend est composé de deux éléments

- (1) 1,61. 0,30
- (2) 2,45. 0,30

avec une hauteur d'étage $h_e = 3,20$ m

Nous vérifions les conditions géométriques de ces éléments

Element (1): $t_1 = 30$ cm ; $\frac{h_e}{20} = 16$ cm $t_1 \geq \frac{h_e}{20}$ oui

$l_1 = 1,61$ m ; $\frac{h_e}{2} = 1,6$ m $l_1 > \frac{h_e}{2}$ oui

Element (2): $t_2 = 30$ cm ; $\frac{h_e}{20} = 16$ cm $t_2 \geq \frac{h_e}{20}$ oui

$l_2 = 2,45$ m ; $\frac{h_e}{2} = 1,6$ m $l_2 > \frac{h_e}{2}$ oui

Sous l'effet du seisme, un élément de refend i est sollicité en flexion composée : Soient N_i l'effort normal.

M_i le moment flechissant.

Nous calculons ces efforts au niveau du sol (base.)

- EFFORTS NORMAUX N_i ET MOMENTS FLECHISSANTS M_i DÛS AU SEISME :

Au niveau RDC : $N_1 = -N_2 = 292,25$ t
 $M_1 = 19,57$ t.m
 $M_2 = 361,4$ t.m

- CALCUL DES CONTRAINTES DÛES AU SEISME HORIZONTAL :

Soit $\sigma_{E_i} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I}$ (N peut changer de signe.)

élément (1) : $\sigma_{E_1} = \pm \frac{292,250}{161.30} \pm \frac{19,57.10^5.161}{2.0,104.10^8} = \pm 60,50 \pm 15,11$

donc $\sigma_{E_1} = 75,64$ | $\sigma_{E_1} = -43,36$ Kg/cm²
 $\sigma_{E_1} = 43,36$ | $\sigma_{E_2} = -75,64$ Kg/cm²

élément(2) $\sigma_{E_2} = \pm \frac{292,25.10^3}{245.30} \pm \frac{361,4.10^5.245}{2.1,92.10^8} = \pm 39,76 \pm 23,058$

donc : $\sigma_{E_2} = 62,42$ | $\sigma_{E_2} = -16,7$ Kg/cm²
 $\sigma_{E_2} = 16,7$ | $\sigma_{E_2} = -62,42$ Kg/cm²

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AUX CHARGES VERTICALES :

- charges permanentes g :

$$\text{terrasse : } 674.5,5 \cdot \frac{9,6}{6,8} = 5233,4 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{étages courants : } 501.5,5 \cdot \frac{9,6}{6,8} \cdot 4 = 15560,4 \text{ Kg/ml}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } \frac{(676.3,15.5,5) + (501.6,3.5,5)}{6,8} = 4279,2 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{mur : } 2500.0,3.19,20 = 14400 \text{ Kg/ml}$$

$$g = 39469,1 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Soit } \sigma_g = \frac{39469,1}{100.30} = 13,16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Surcharges q :

$$\text{terrasse : } 100.5,5 \cdot \frac{9,6}{6,8} = 776,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{étages courants : } 250.5,5 \cdot \frac{9,6}{6,8} \cdot 4 = 7764,7 \text{ Kg/ml}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } 3248,44 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 11790 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Soit } \sigma_q = \frac{11790}{100.30} = 3,93 \text{ Kg/cm}^2$$

- Seisme Vertical :

$$\sigma_v = \frac{25200}{680.30} = 1,24 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATION SI LES ELEMENTS DEREFEND SONT TENDUS

Sous $G + P/G + S_{iv} \uparrow + S_{ih}$ (décharge)

$$\text{élément (1) : } 13,6 + 0,786 - 1,24 - 75,64 = -62,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{élément (2) : } 13,6 + 0,786 - 1,24 - 62,42 = -49,7 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS $G+P+S_{iv}+S_{ii}$ (chargeant)

élément (1): $13,16 + 3,93 + 1,24 + 75,64 = 93,97 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

élément (2) $13,16 + 3,93 + 1,24 + 62,42 = 80,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE REFEND :

élément (1): ARMATURES VERTICALES :

$$\frac{A}{bh} = \frac{62,9}{4200} = 1,4\%$$

$$A = 1,4 \cdot 30 = 42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 14 T20 soit 7 T20 / ml sur chaque face $e = 15 \text{ cm}$

ARMATURES HORIZONTALES

$$\bar{\sigma} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 118,48 \cdot 10^3}{3 \cdot 6,80 \cdot 10^2} = 8,94$$

$$\bar{\omega}_e = \frac{\bar{\sigma} \cdot 8}{4200} = 0,02\%$$

on respecte le pourcentage minimum soit $0,25\% \Rightarrow 0,25 \cdot 30 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ T16}/\text{ml}$
 $e = 25 \text{ cm}$

élément (2) ARMATURES VERTICALES :

$$\frac{A}{bh} = \frac{49,7}{4200} = 1,18\%$$

$$A = 1,18 \cdot 30 = 35,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6 T20 sur chaque face $e = 17 \text{ cm}$

ARMATURES HORIZONTALES :

$$A_h = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4 T16 / ml $e = 25 \text{ cm}$

FONDATIONS

d'où $A_x = \frac{F_x}{\bar{G}_a} = \frac{57480}{2800} = 20,53 \text{ cm}^2$ Soit 7T20 = 21,99 cm²

$A_y = \frac{F_y}{\bar{G}_a} = \frac{40940}{2800} = 14,64 \text{ cm}^2$ Soit 8T16 = 16,08 cm²

On adoptera un espacement de 19 cm.

Semelle sous poteau B5 :

$N_{\text{appliqué}} = 218,83 + 17,9 = 236,73 \text{ t}$

$B_x B_y \geq \frac{236730}{3,102} = 77362,745 \text{ cm}^2$

$B_x = \frac{3}{2} B_y$

finalement : $\boxed{B_x = 3,50 \text{ m}}$
 $\boxed{B_y = 2,50 \text{ m}}$

$h_t = 4 + \frac{350-70}{4} = 74 \text{ cm}$

$F_x = \frac{236,73 (350-70)}{8(75-4)} = 116,7 \text{ t}$

$\Rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{G}_a} = \frac{116700}{2800} = 41,68 \text{ cm}^2$

Soit 14T20 = 43,97 cm²

$F_y = \frac{236,73 (250-50)}{8(75-6)} = 85,78 \text{ t}$

$\Rightarrow A_y = \frac{F_y}{\bar{G}_a} = \frac{85780}{2800} = 30,63 \text{ cm}^2$

Soit 10T20 = 31,41 cm²

Semelle sous poteau 7C :

$N = 77,62 \text{ t}$

$B_x = 2 B_y \Rightarrow 2 B_y^2 \geq \frac{77620}{3,06} = 25366 \text{ cm}^2 \Rightarrow B_y \geq 112,62 \text{ cm}$

On choisit $\boxed{B_x = 240 \text{ cm}}$
 $\boxed{B_y = 120 \text{ cm}}$

$h_t \geq \max \begin{cases} h_{t1} \\ h_{t2} \end{cases}$ On prend $h_t = 50 \text{ cm}$

$e \geq 6\phi + 6 = 18 \text{ cm}$ On prend $e = 20 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle : $p = 2,06 \text{ t}$

$$N_t = 77,62 + 2,06 = 79,68 \text{ t} \Rightarrow \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{79680}{3,06} = 26039,2 < B_x \cdot B_y = 28800 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow F_x = \frac{77,62 (240 - 60)}{8 (50 - 4)} = 37,97 \text{ t} \Rightarrow A_x = 13,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \overline{T12} = 14,7 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{77,62 (120 - 30)}{8 (50 - 6)} = 19,85 \text{ t} \quad A_y = 7,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \overline{T12} = 7,91 \text{ cm}^2$$

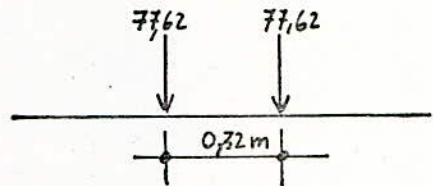
On adoptera un espacement de 20 cm.

Semelle sous poteaux C4 et C4'

$$N'_T = 60,32 + 17,3 = 77,62 \text{ t}$$

$$N_T \text{ appliqué} = 2 N'_T = 2 \cdot 77,62 = 155,34 \text{ t}$$

$$\frac{N_T}{\bar{\sigma}_s} = \frac{155,34 \cdot 10^3}{3 \cdot 1,02} = 50764,71 \text{ cm}^2$$



On adoptera une semelle commune pour les deux poteaux :
 Ses dimensions sont $B_x = B_y = 230 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \quad \text{On choisit } h_t = 40 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm}.$$

Poids propre : $P = 4,16 \text{ t} \Rightarrow N \text{ appliqué à la base} : 160 \text{ t}$

$$\bar{\sigma} = \frac{160 \cdot 1000}{180 \cdot 300} = 2,96 < 3,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_x = F_y = \frac{N(A-a)}{8(h_t-d)} = \frac{155,34 (230-60)}{8(40-4)} = 91,7 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{91700}{2800} = 32,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 11 \overline{T20} = 34,55 \text{ cm}^2$$

On adoptera un espacement de 14 cm

FERRAILLAGE DES SEMELLES SOUS VOILES

Semelle sous deux voiles:

Effort normal appliqué à la base des voiles:

$$N = 2.226,324 \text{ t} \quad \left(\begin{array}{l} N \text{ est obtenu par la comb:} \\ G + P_s + S_{iv} \uparrow + S_{iv} \downarrow \end{array} \right)$$

Excentricité: $e = 0,34 \text{ m}$.

On choisira les dimensions de la semelle de telle façon que l'effort soit centré.
 $L = 12 \text{ m}$; $l = 3 \text{ m}$; $h_t = 1,5 \text{ m}$

Moment dû au séisme à la base du refend: $M = 817,7 \text{ t.m}$.

À la base de la semelle on a un moment de: $M = 2(817,7 + 3.63,462) = 2016,17 \text{ t.m}$

Poids propre de la semelle: $3 \cdot 12 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 135 \text{ k}$.

Poids des terres au dessus: $3 \cdot 12 \cdot 1,5 \cdot 1,8 = 97,2 \text{ t}$

→ À la base de la semelle on a un effort normal total égal à:

$$N = 2.226,324 + 135 + 97,2 = 684,85 \text{ t}$$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M}{N} = \frac{2016,17}{684,85} = 2,94 \text{ m}$$

Vérification de la stabilité: D'après le règlement du CTC on vérifie que $e < \frac{l}{4}$.
 Si c'est le cas notre semelle est stable malgré qu'elle soit tendue sur une certaine zone.

$$\frac{l}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ m}$$

On vérifie bien que $e = 2,94 \text{ m} < \frac{l}{4} = 3 \text{ m}$.

La semelle est tendue sur une longueur égale à X .

$$L - \left(\frac{L}{2} - e \right) \times 3 = X \quad \left. \begin{array}{l} \text{avec } L = 12 \text{ m} \\ e = 2,94 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow X = 2,82 \text{ m}$$

⇒ N'est équilibré par un prisme triangulaire de contraintes dont le COG coïncide avec la position de N.

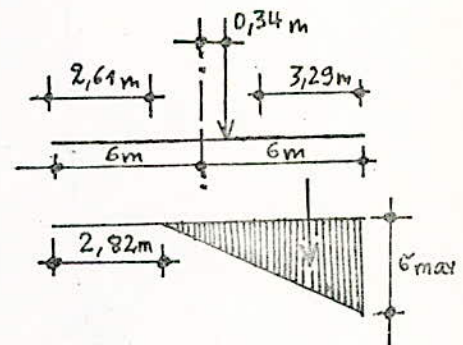
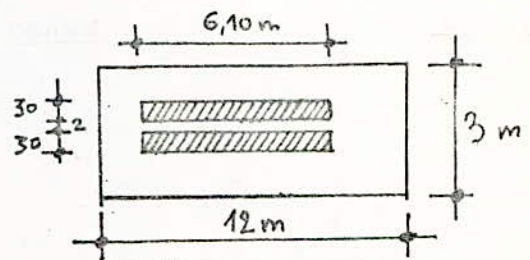
$$\Rightarrow N = \frac{\sigma_{\max} \cdot 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) b}{2} \Rightarrow$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3 \left(\frac{l}{2} - e \right) b}$$

On doit vérifier que $\sigma_{\max} < \bar{\sigma}_s$ (2° genre).

$$\text{avec } \bar{\sigma}_s = 0,75 \sigma_{rup} = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 684,85}{3 \left(\frac{12}{2} - 2,94 \right) 30} = 4,94 \text{ kg/cm}^2 < 6,75 \text{ kg/cm}^2$$



ferraillage de la semelle:

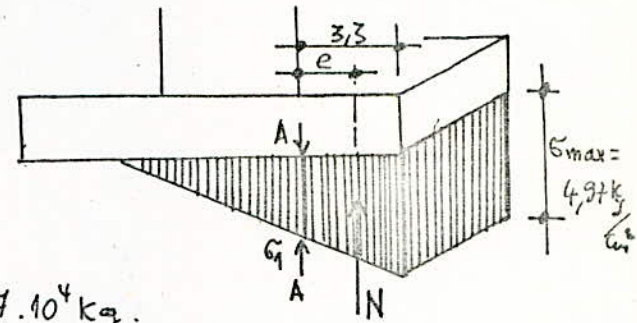
On calcule N_{min} sous $G + P_{\frac{1}{2}} + S_{iv} \uparrow + S_{IH} \rightarrow$ (déchargeant).

Pour le ferraillage on utilisera la méthode des consoles:

On détermine le volume des contraintes sous la console de 3,30 m. Ce volume s'exprime en Kg.

Détermination de G_1 et de N :

On a $\frac{G_1}{G_{max}} = \frac{3,30}{9,18} \Rightarrow G_1 = 1,78 \text{ kg/cm}^2$



d'où $N = \frac{(G_{max} + G_1) \cdot 3,30 \cdot 10^2 \cdot 3 \cdot 10^2}{2} = 33,447 \cdot 10^4 \text{ kg}$.

Dans la section A-A : $M = Ne$

e étant la distance du point d'application de N (CDG du trapèze) à la section d'encastrement AA

avec $e = 1,9 \text{ m}$ on a $M = 635,5 \text{ t.m}$.

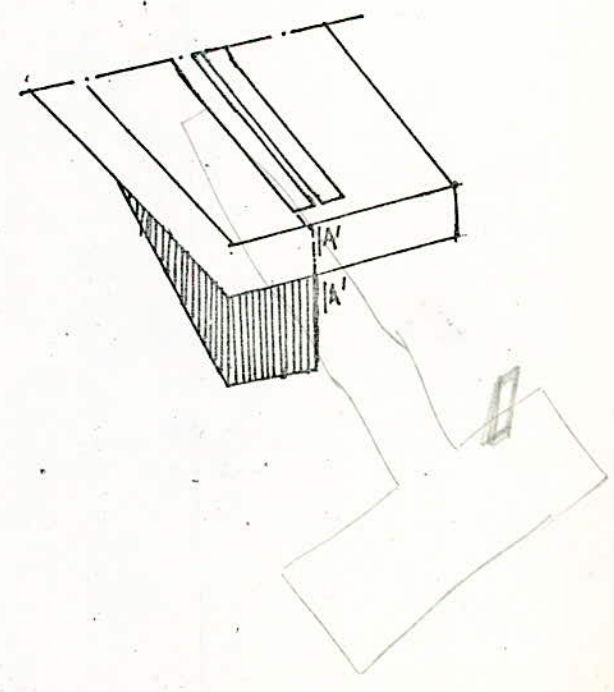
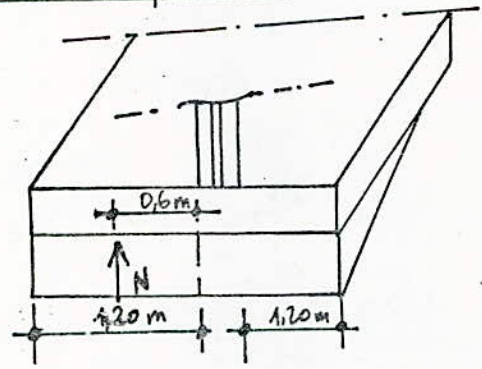
Avec $\begin{cases} b = 3 \text{ m} & h = h_f - d = 1,45 \text{ m} \\ M = 635,5 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ l = 3 \text{ m} \end{cases}$

$\Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,03598 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9188 \\ K = 46,8 \end{matrix}$

$\Rightarrow \frac{A}{ml} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h \cdot l} = 37,86 \text{ cm}^2/ml$

On adopte 8T25/ml ($39,27 \text{ cm}^2$)
avec un espacement de 12,5 cm.

Armatures de répartition:



le moment d'encastrement dans la section d'encastrement de la console de 1,20 m est de

$$M = 273,748 \cdot 6 = 1642,49 \text{ t.m.} \approx 1642,5 \text{ t.m}$$

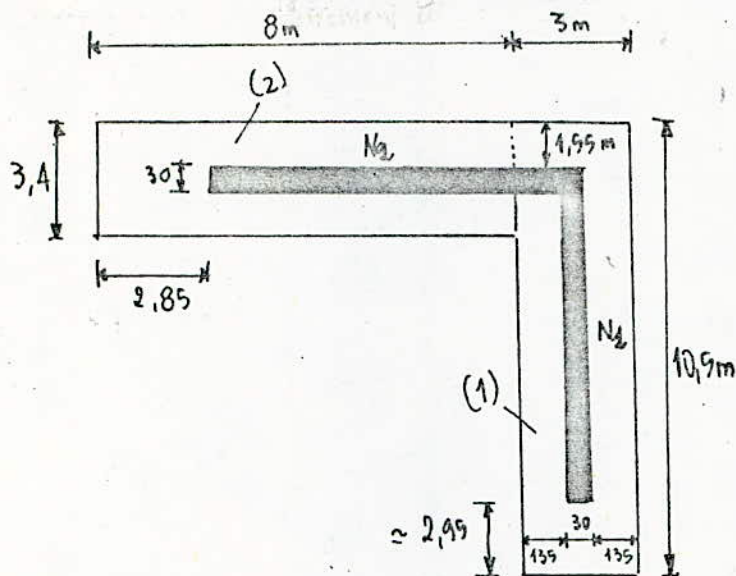
$$T = 233,748 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 164,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 145^2 \cdot 1200} = 0,002328 \quad \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9733 \\ K = 172 \end{array}$$

$$\text{Finalement: } A = \frac{164,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 145 \cdot 0,9733} = 27,75 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier égale à 4T10/ml
l'espacement étant de $e = 25 \text{ cm}$.

CALCUL DE LA SEMELLE SOUS LES DEUX VOILES PERPENDICULAIRES.



les dimensions ont été choisies de façon à ne pas avoir de traction sous la semelle ou tout au plus avoir une traction admissible, soit, d'après les prescriptions du CTC, une traction sur une longueur inférieure ou égale au quart de la longueur (semelle stable).

Efforts normaux appliqués à la base des voiles (sous $G + P/2 + S_{iv} \uparrow + S_{ii} \downarrow$)

$N_1 = 189,924 \text{ t}$ $e = 70,64 \text{ cm}$
avec $M_1 = 1008,128 \text{ t.m}$

$N_2 = 274,82 \text{ t (centre)}$ $e = 0$
avec $M_2 = 1770,96 \text{ t.m}$

- poids propre de la partie (1):
 $3.2.10,9.2,5 = 157,5 \text{ t}$ (à $\frac{10,9}{2}$)
- poids des terres:
 $3.1.10,9.1,8 = 56,7 \text{ t}$ (à $10,9/2$)
- poids propre de la partie (2):
 $8.2.3,4.2,9 = 136 \text{ t}$ (à $8/2 \text{ m}$)
- poids des terres:
 $8.1.3,4.1,8 = 50 \text{ t}$ (à $8/2 \text{ m}$)

CALCUL DU CENTRE DE GRAVITÉ de ces EFFORTS NORMAUX:

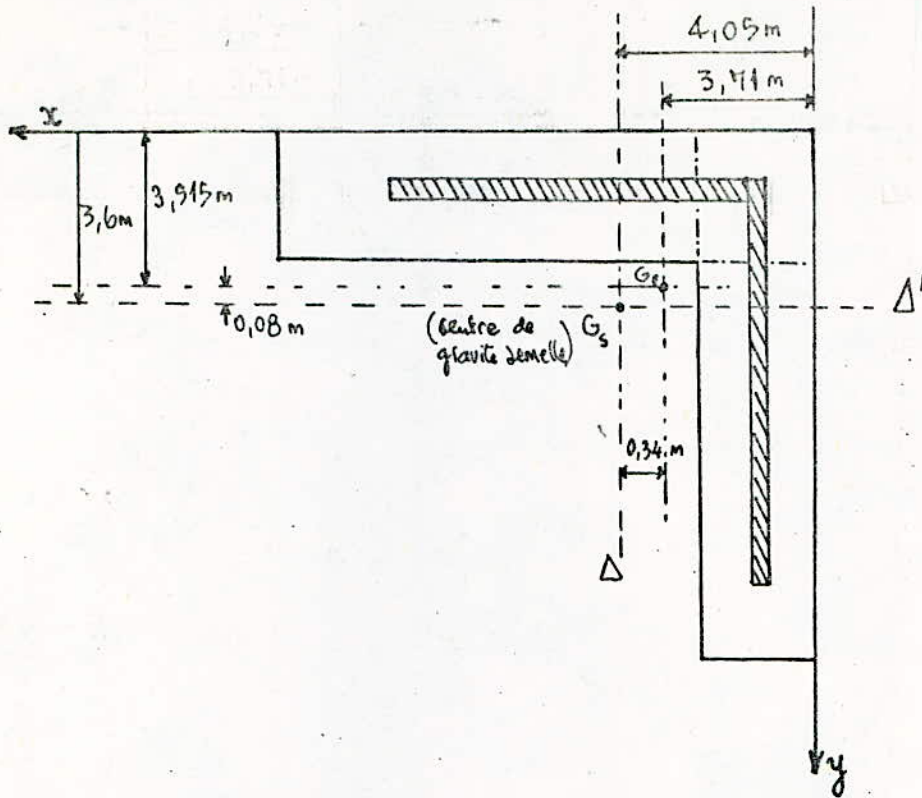
$y_G = 3,515 \text{ m}$

$x_G = 3,71 \text{ m}$

CALCUL DU CENTRE DE GRAVITE DE LA SEMELLE:

$y_G = 3,6 \text{ m}$

$x_G = 4,05 \text{ m}$



CALCUL DES CONTRAINTES :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_0}{I}$$

(1) dans le sens des 'x'

$$R_t = N = 863,9 \text{ t}$$

$$S = 11 \cdot 3,4 + (10,5 - 3,4) \cdot 3,0 = 58,7 \text{ m}^2$$

calcul de I (moment d'inertie de la semelle) ya rapport à Δ' :

$$I = I_1 + I_2 + I_3 = \frac{3,4 (6,95)^3}{3} + \frac{3,4 \cdot (4,05)^3}{3} + \left[\frac{(10,5 - 3,4) \cdot 3^3}{12} + (10,5 - 3,4) \cdot 3 \cdot \left(1,05 + \frac{3}{2}\right) \right]$$

$$= 380,463 + 75,287 + 154,478$$

$$I = 610,228 \text{ m}^4$$

$$v = 4,05 \text{ m}$$

$$M_{\text{seisme}} = 1740,96 \text{ t.m}$$

$$M_e = R_t \cdot 0,34 = 863,9 \cdot 0,34 = 293,726 \text{ t.m}$$

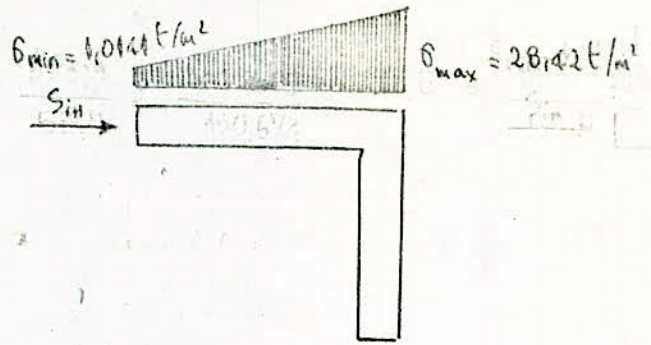
$$M = 1740,96 + 293,726 = 2034,686 \text{ t.m}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{610,228}{4,05} = 150,674 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{863,9}{58,7} \pm \frac{2064,68}{190,674}$$

$$\sigma_1 = 28,42 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1,0141 \text{ t/m}^2$$



(2) dans le sens des 'y'

$$N = R_t = 863,9 \text{ t}$$

$$S = 58,70 \text{ m}^2$$

Calcul du moment d'inertie par rapport à Δ' :

$$I = I_1 + I_2 + I_3 = \frac{3,6,9^3}{3} + \frac{(3,6)^3 \cdot 3}{3} + \left[8 \cdot \frac{3,4^3}{12} + 3,4 \cdot 8 \left(3,6 - 3,4 + \frac{3,4^2}{2} \right) \right]$$

$$= 328,51 + 46,696 + 124,40$$

$$I = 499,566 \text{ m}^4$$

$$\frac{I}{r} = 138,768 \text{ m}^3$$

$$M_{\text{seisme}} = 1008,75 \text{ t.m}$$

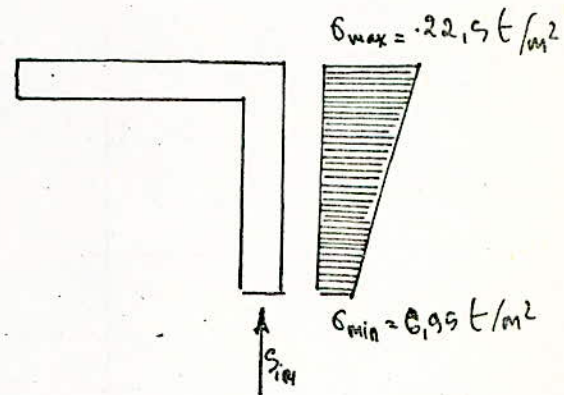
$$M_e = 863,9 \cdot 0,08 = 69,11 \text{ t.m}$$

$$M = 1008,75 + 69,11 = 1077,86 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I} = \frac{863,9}{58,70} \pm \frac{1077,86 \cdot 10^5}{138,768}$$

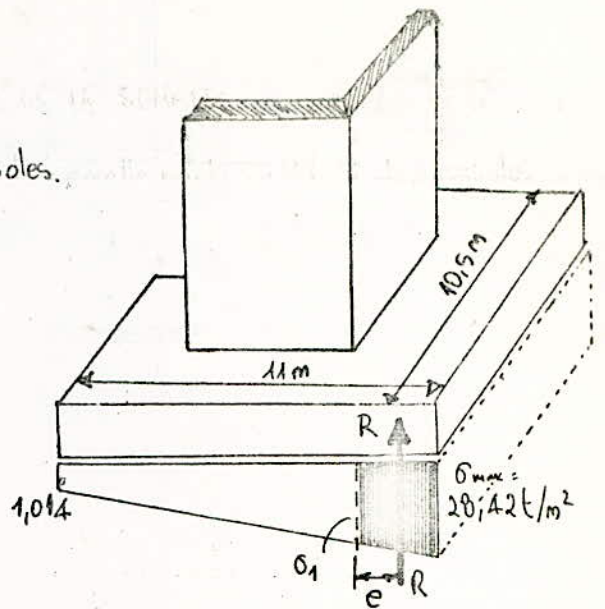
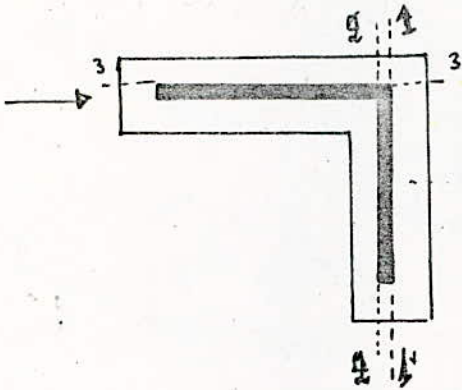
$$\sigma_1 = \frac{863,9}{58,7} + \frac{1077,86 \cdot 10^5}{138,768} = 22,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{863,9}{58,7} - \frac{1077,86 \cdot 10^5}{138,768} = 6,95 \text{ t/m}^2$$



FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

On ferraillera la semelle par la methode des consoles.



$$\sigma_1 = 1,014 + (28,42 - 1,014) \cdot \frac{11 - 1,35}{11} = 29,096$$

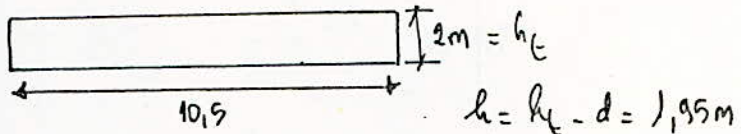
$$R = \frac{(29,096 + 28,42)}{2} \cdot 1,35 \cdot 10,5 = 379,01 \text{ t}$$

Calcul du bras de levier :

$$e = 0,69 \text{ m}$$

$$M = R e = 379,01 \cdot 0,69 = 261,92 \text{ kgm}$$

section étudiée :



$$\mu = \frac{19 \cdot 261,92 \cdot 10^9}{4200 \cdot 10,5 \cdot (1,95)^2} = 0,00234 \rightarrow E = 0,97773$$

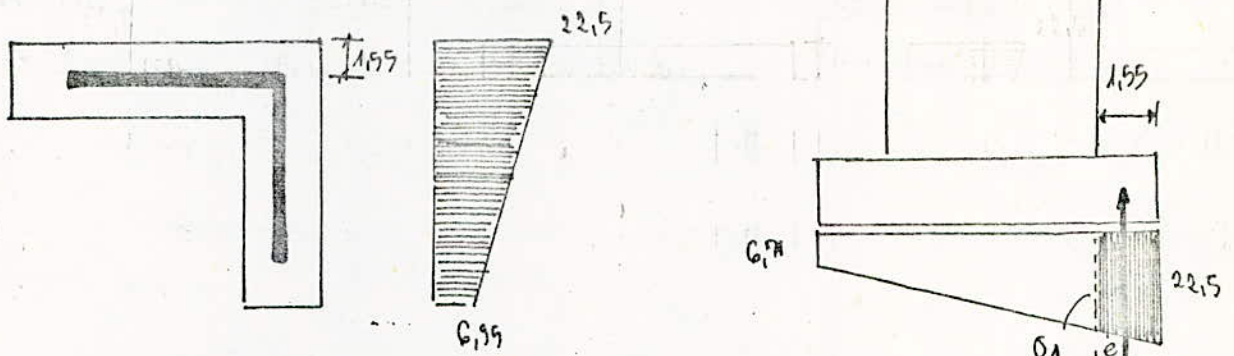
$$K = 209$$

$$A = \frac{261,92 \cdot 10^9}{4200 \cdot 0,97773 \cdot 1,95} = 32,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \text{ T10} / \text{ml} \left(3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \right) \quad e = 20 \text{ cm}$$

la console '2.2' est moins defavorable, on laissera les armatures troussées pour la console '4.1' filantes.

étude de la console 3.3"

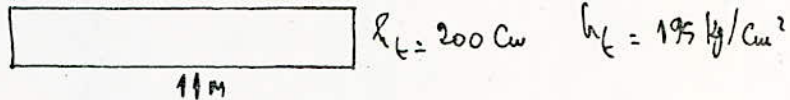


$$\sigma_1 = -6,95 + (22,5 - 6,95) \cdot 1,55 \cdot 11 = 364,01$$

Excentr. $e = 0,79 \text{ m}$

$$M = R \cdot e = 364,01 \cdot 0,79 = 287,57 \text{ t.m}$$

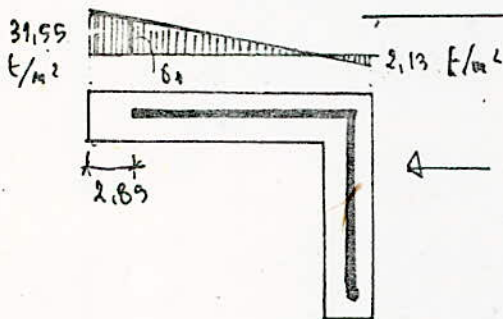
Section :



$$\mu = \frac{15 \cdot 287,57 \cdot 10^9}{4200 \cdot 1100 \cdot (195)^2} = 0,00246 \rightarrow \begin{matrix} E = 3,9767 \\ K = 202 \end{matrix}$$

$$A = \frac{287,57 \cdot 10^9}{4200 \cdot 195 \cdot 0,9767} = 39,95 \text{ cm}^2 \quad (\text{sur } 11 \text{ m})$$

Soit $3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5T10 (3,92 \text{ cm}^2) \quad e = 20 \text{ cm}$.



$$\begin{matrix} M_{\text{seisme}} = 1770,96 \text{ t.m} \\ M_e = R_t \cdot e = R_t \cdot 0,32 = 293,726 \text{ t.m} \end{matrix}$$

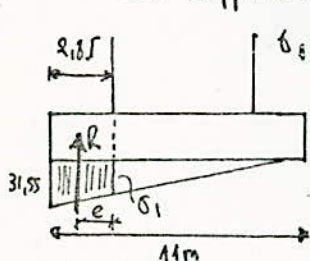
$$M = M_{\text{seisme}} - M_e = 1477,234$$

$$\frac{I}{v} = \frac{610,228}{11 \cdot 4,09} = 87,7 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{863,9}{58,7} + \frac{1477,234}{87,7}$$

$$\begin{matrix} 31,55 \text{ t/m}^2 \\ - 2,13 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

on supposera une distribution triangulaire pour simplifier la det. de σ_1

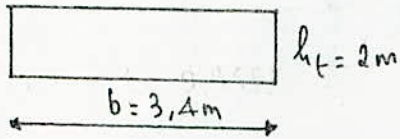


$$\sigma_1 = \frac{31,55(11 - 2,13)}{11} = 23,37 \text{ t/m}^2$$

$$R = \frac{31,55 + 23,37}{2} \cdot 2,85 \cdot 3,40 = 266,08 \text{ t}$$

$$e = 1,496 \text{ m}$$

$$M = R \cdot e = 266,08 \cdot 1,496 = 398 \text{ t.m}$$

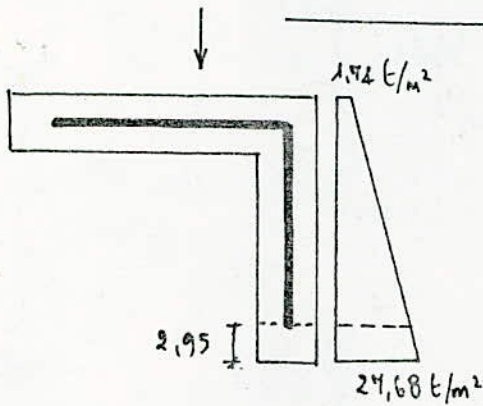


$$\mu = \frac{15 \cdot 398 \cdot 10^5}{4200 \cdot 340 \cdot 195^2} = 0,01099 \rightarrow \epsilon = 0,9552$$

$$K = 96,5$$

$$A = \frac{398 \cdot 10^5}{4200 \cdot 195 \cdot 0,9552} = 50,87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte ST20/ml (15,7 cm²) e = 20 cm



$$M_{sct2me} = 1008,15$$

$$M_{exc} = R_t \cdot e = 863,9 \cdot 0,08 = 69,11 \text{ t.m}$$

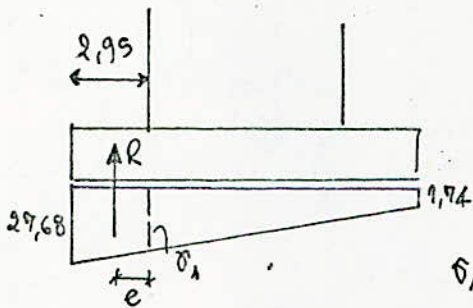
$$M = 1008,15 - 69,11 = 939,04 \text{ t.m}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{499,966}{10,5 - 3,6} = 72,4 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{863,5}{58,7} + \frac{939,04}{72,4}$$

$$\sigma_{max} = 24,68 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,74 \text{ t/m}^2$$

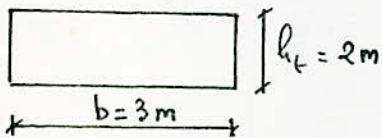


$$\sigma_1 = 1,74 + (29,68 - 1,74) \cdot \frac{10,5 - 2,95}{10,5} = 20,39 \text{ t/m}^2$$

$$R = \frac{20,39 + 24,68}{2} \cdot 2,95 \cdot 3,0 = 212,7 \text{ t}$$

$$e = 1,55 \text{ m}$$

$$M = R \cdot e = 212,7 \cdot 1,55 = 329,685 \text{ t.m}$$



$$\mu = \frac{15 \cdot 329,685 \cdot 10^5}{4200 \cdot 300 \cdot (195)^2} = 0,01 \rightarrow \epsilon = 0,9552$$

$$K = 96,5$$

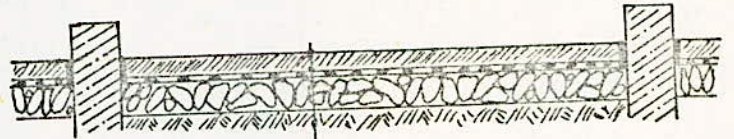
$$A = \frac{329,685 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9552 \cdot 195} = 42,14 \text{ cm}^2$$

soit 14,03 cm²/ml, on prend ST20/ml e = 20 cm.

REMARQUES

- Au niveau du rez-de-chaussée on a une dalle flottante (dalle sur herrissons) elle sera ferrillée forfaitairement par des treillis soudés $\Phi 5$ à mailles carrées 15×15 .

Épaisseur de la dalle : $e = 15$ cm
Joints de 2 cm.



- Le chaînage des fondations, a été assuré par des longrines qui en même temps servaient de support pour les cloisons et les murs, mais d'après le nouveau règlement du CTC (Avril 81), il faudrait disposer des voiles périphériques et dans la continuité des voiles de contreventement transversalement et longitudinalement. Mais vu qu'on a eu connaissance de ce règlement dernièrement et que les calculs étaient déjà entamés on a conservé les longrines.

BIBLIOGRAPHIE

Regles techniques CCBA 68

Regles parasismiques 69

Calcul et Verification des ouvrages en BA

CALCUL des TOURS en BETON-ARME - MARIUS DIVER.

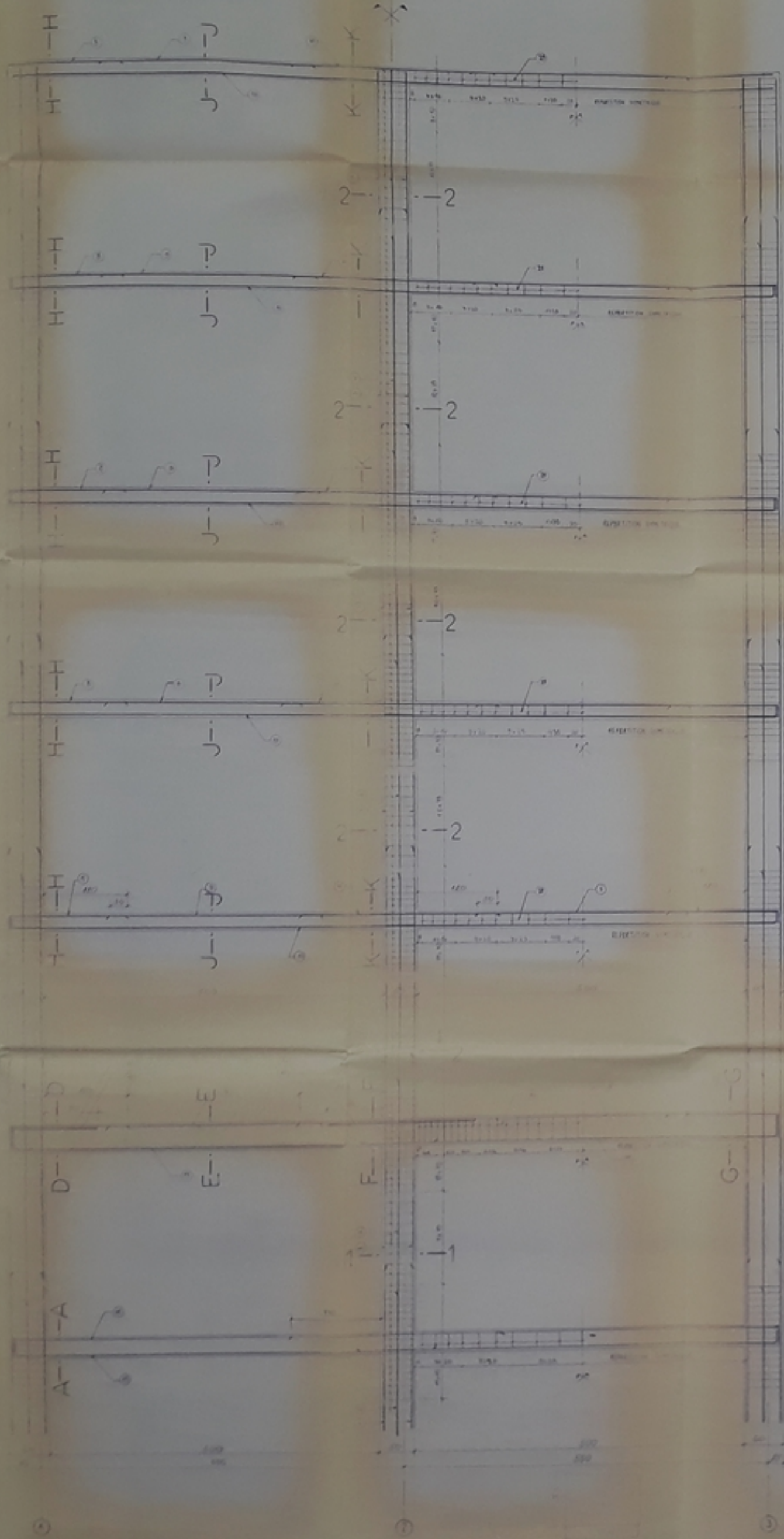
Annales de l'institut technique du Batiment et des Travaux publics
CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS - M. ALBIGES et J. GOULET

Reglements (79 et 81) de l'organisme de Controle technique de la
construction. CTC.

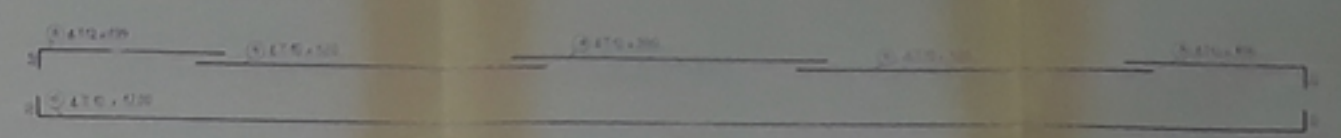
Ossatures de Batiments en B.A. A. FUENTES.

FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

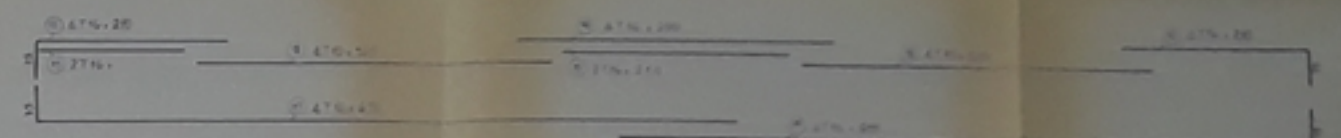
Ferrailage du poteau sur axe (1)



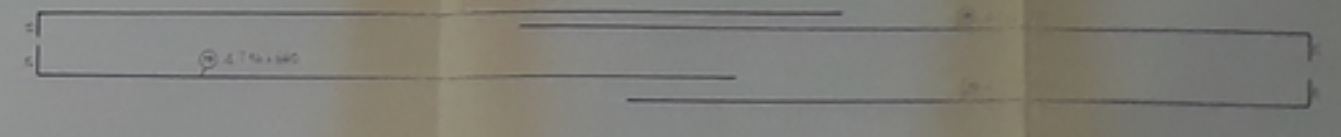
Ferrailage des poteaux sur axes 3, 4, 5, 6, 7



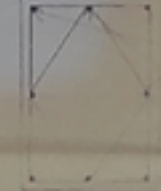
Ferrailage de la poutre sur axes 3, 4, 5, 6, 7



Ferrailage de la poutre sur axes 3, 4, 5, 6, 7



coupe 11



coupe 22



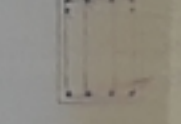
coupe DD



coupe EE



coupe FF



coupe GG



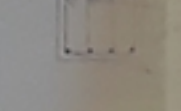
coupe HH



coupe JJ

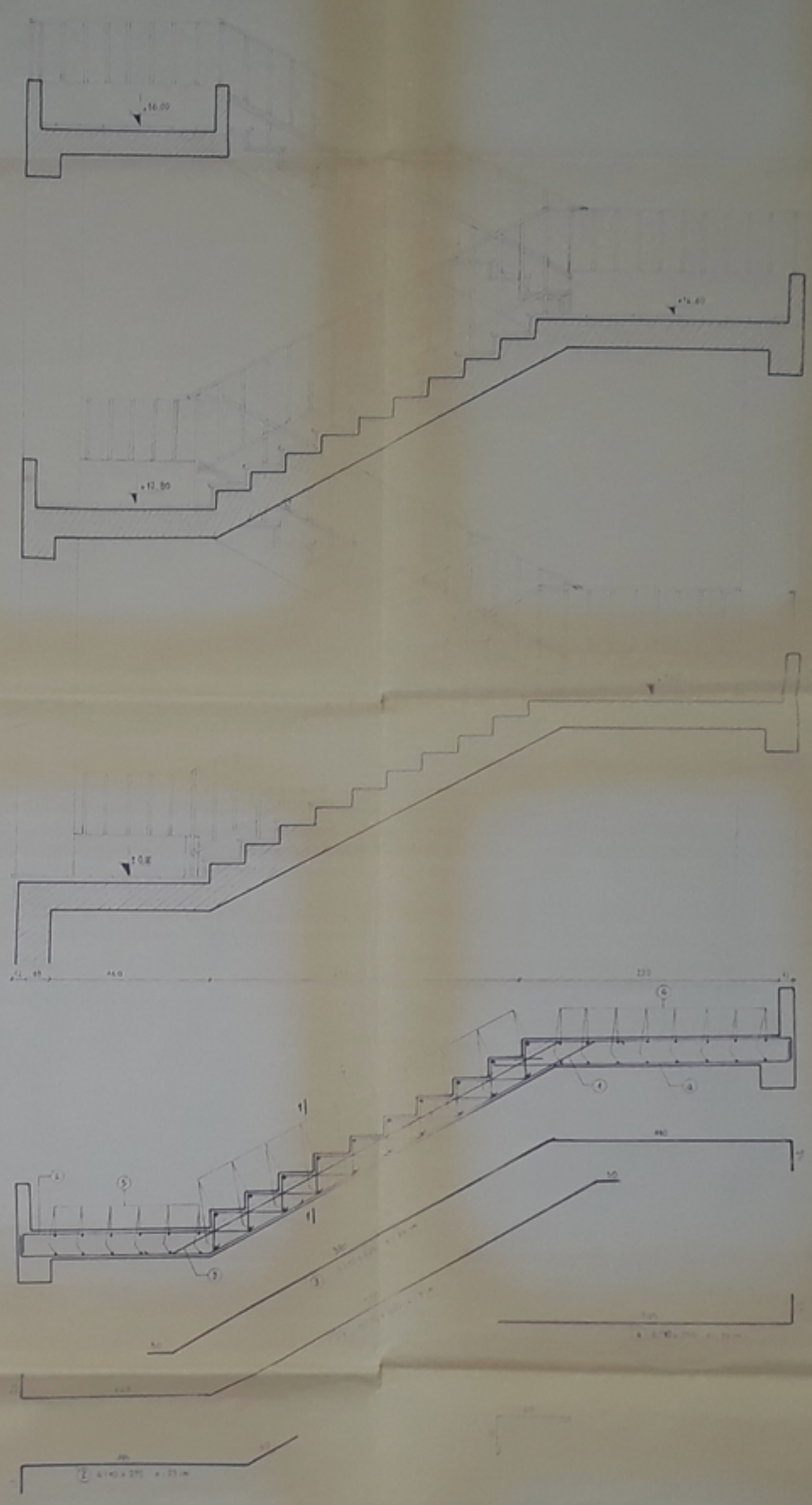
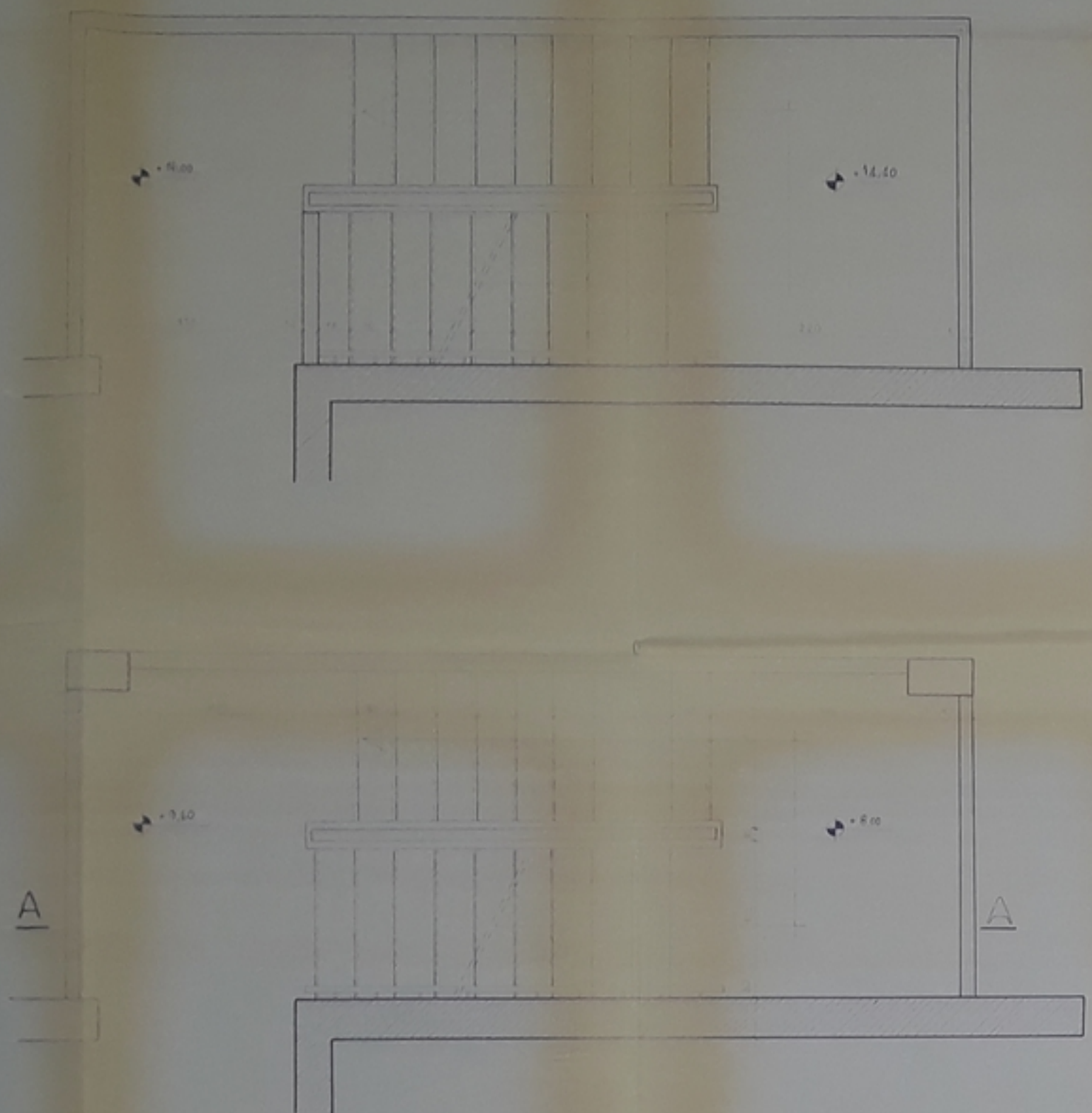


coupe KK

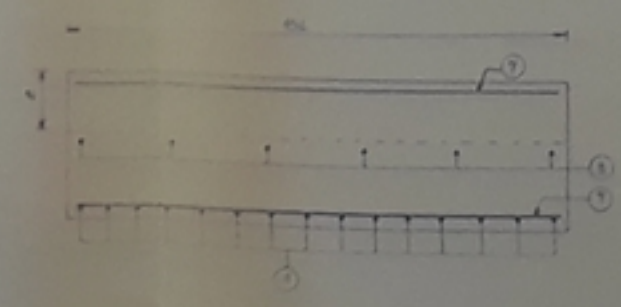


FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

coupe A A



coupe 1.1 éch. 1/10



9501321

COFFRAGE ET FERRAILLAGE
DE L'ESCAIER

ENPA

ENPA 420
410

M BOUSOLTANE
L GUERS

ENPA 420
410

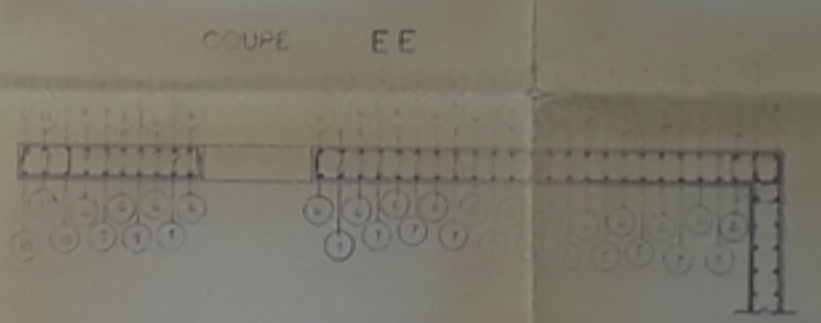
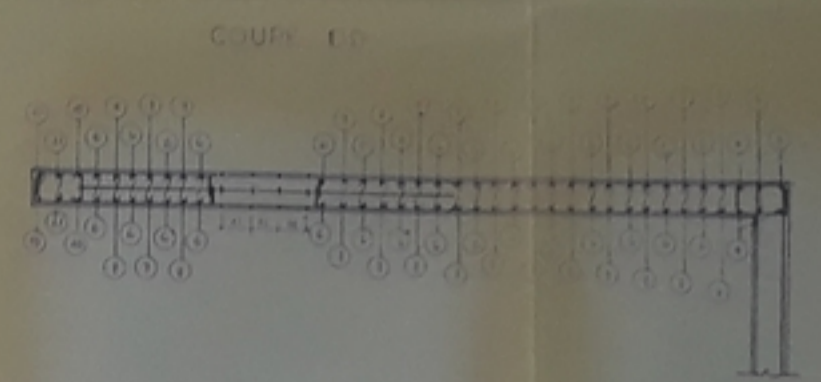
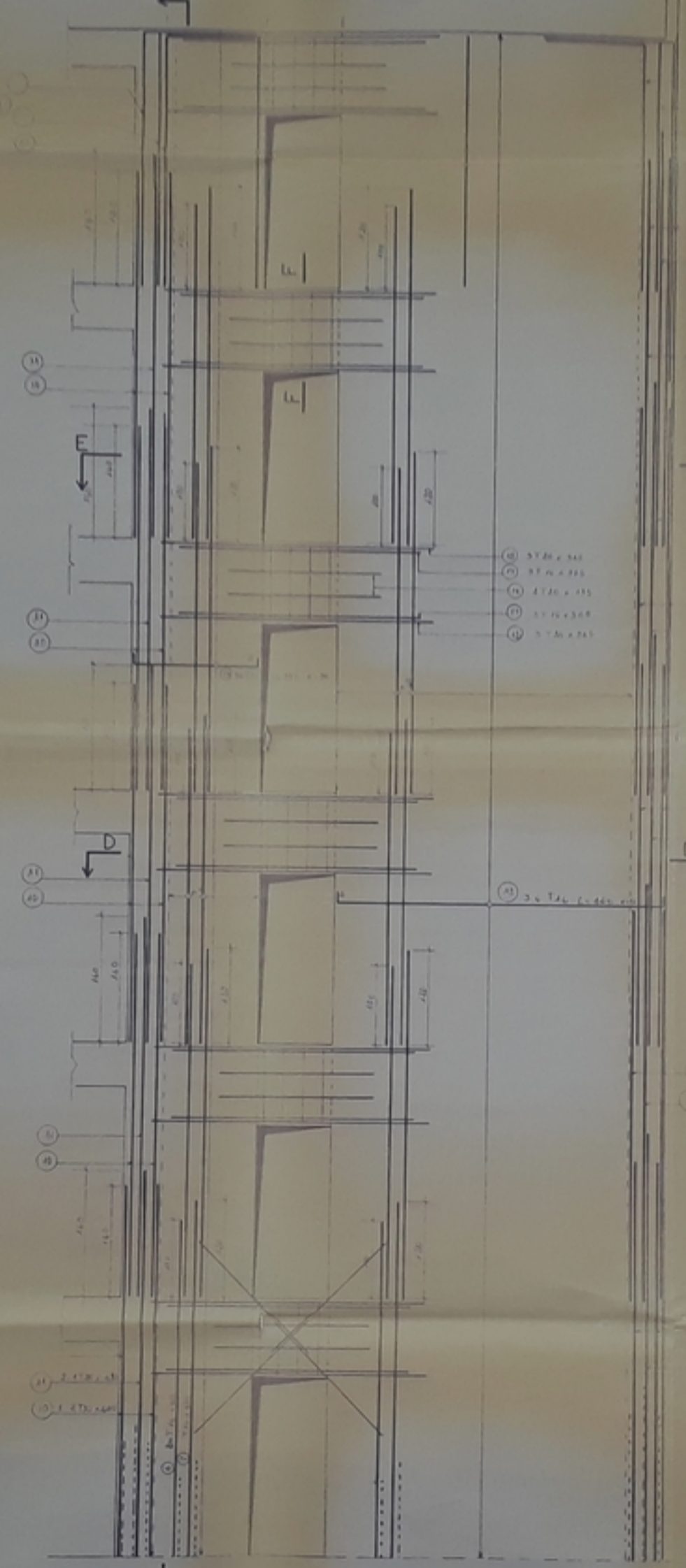
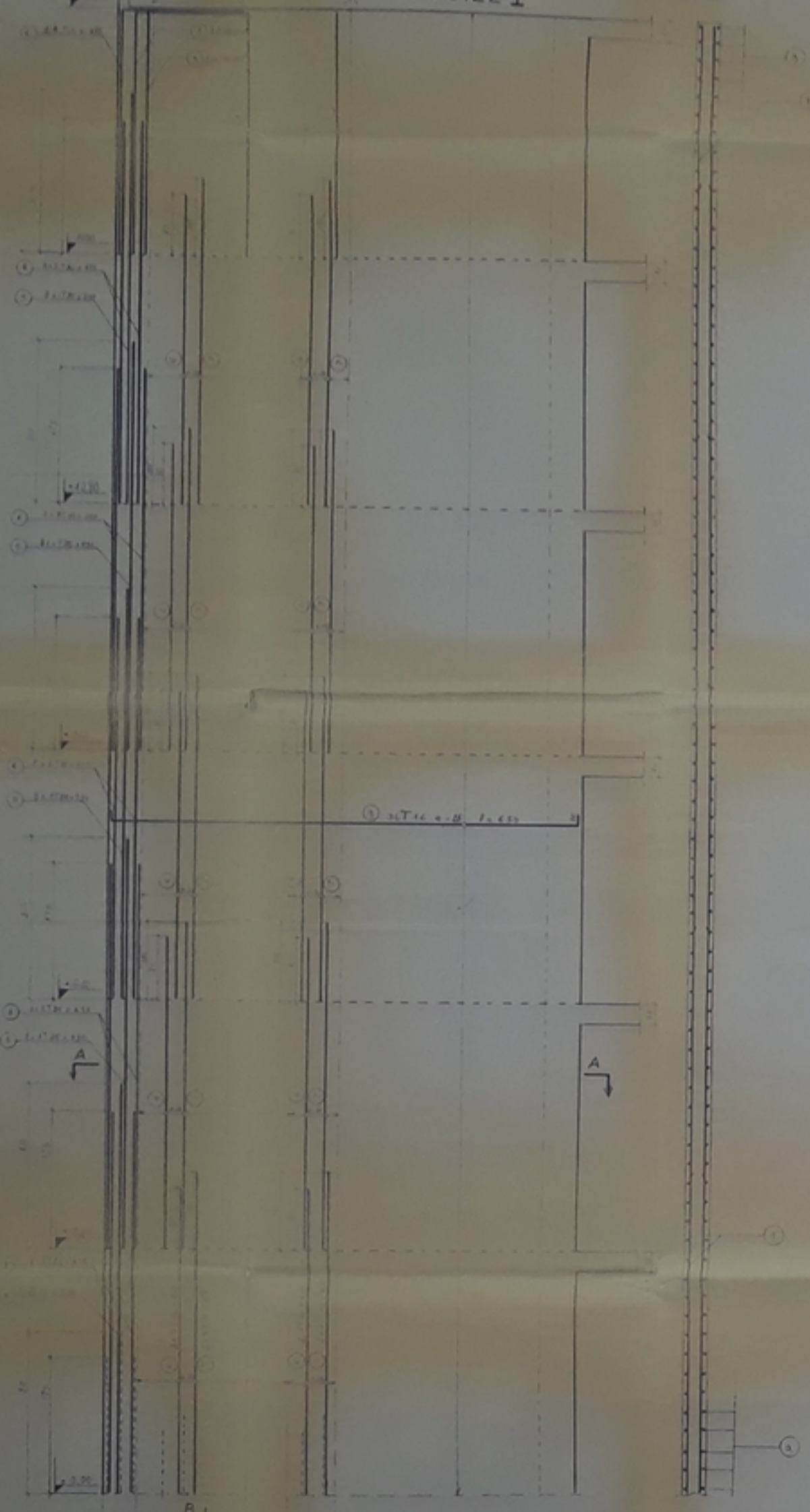
COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES I III

VOILE I

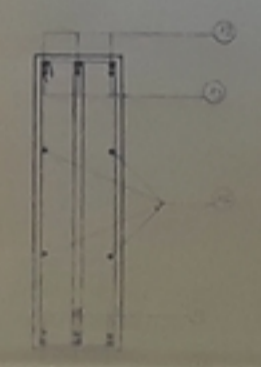
COUPE BB

VOILE III

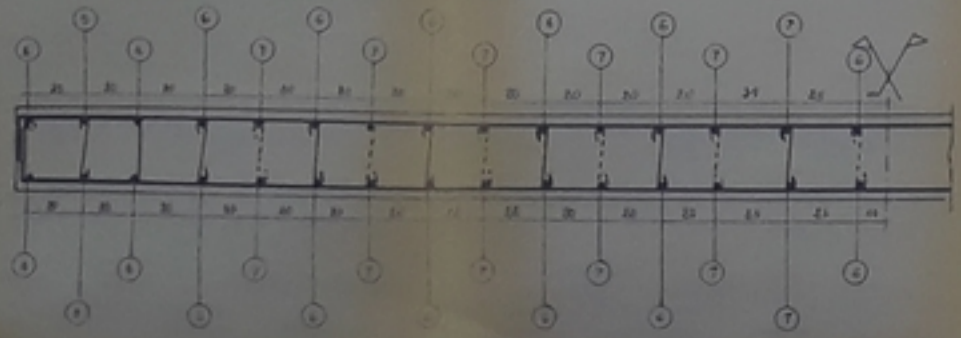
COUPE CC



COUPE FF



COUPE A A



03013/22
-3-

COFFRAGE FERRAILLAGE
DES VOILES

Handwritten marks or characters in the bottom right corner, possibly a signature or initials.