

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Lex

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *GENIE CIVIL*

المدرسة الوطنية المتعددة الفتيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*BATIMENT A USAGE
D'HABITATION
EN VOILE
(R + 7)*

Proposé par :

ERCA

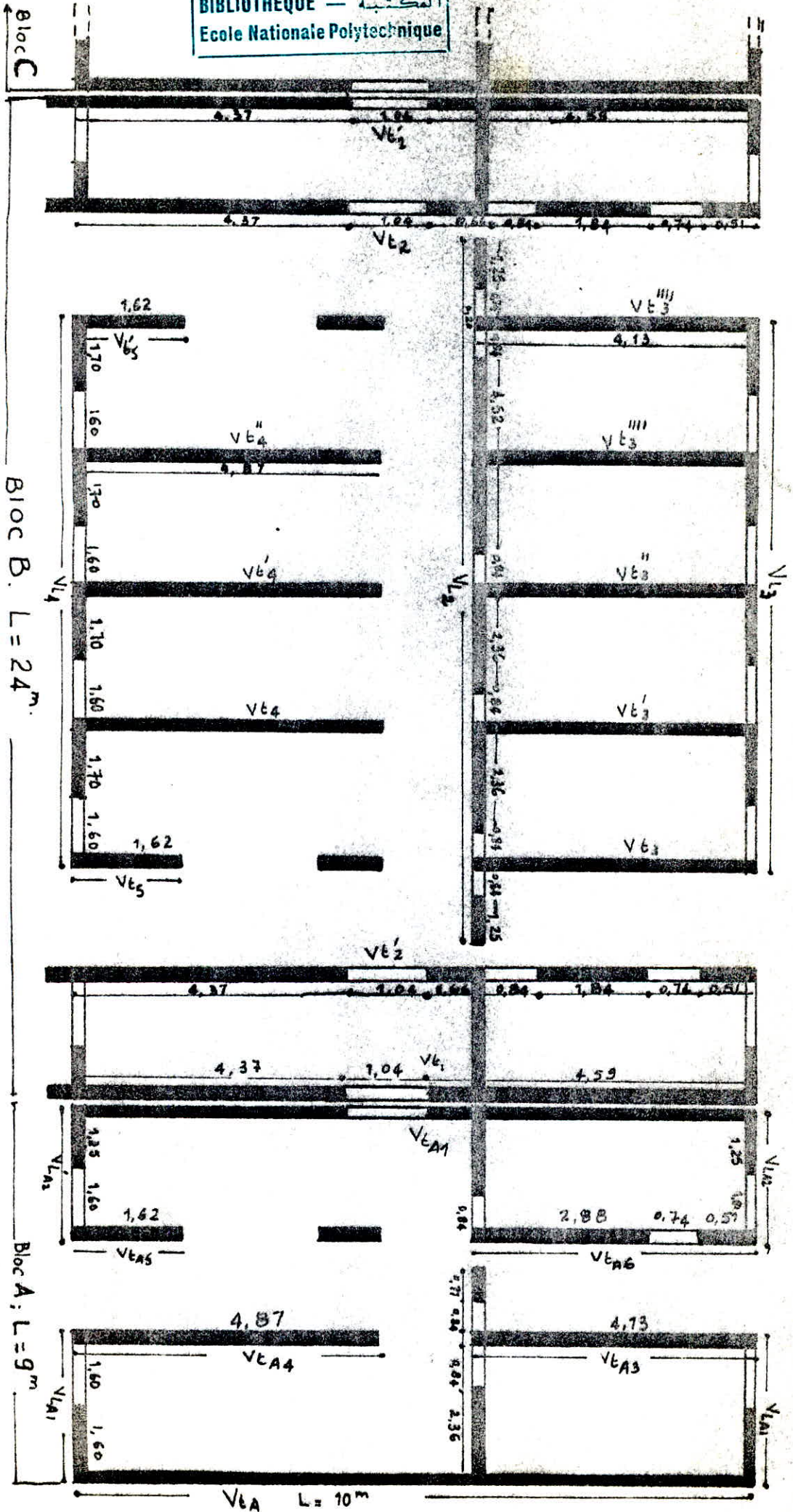
Etudié par :

*M^r TERZOUT. B.
MAHOUEL B.*

Dirigé par : M^r HAMOUTENE

PROMOTION : *JANVIER 86.*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 BIBLIOTHEQUE — المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique



I Presentation de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié par L'ERCA, consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté dans une région de moyenne sismicité (Région d'ALGER.) Il est composé de 7 étages courant (R+7) et d'un plancher terrasse non accessible. Les planchers courant et RDC sont constitués d'un dalle de 16^{cm} d'épaisseur.

Ce bâtiment est ancré de 2^m à partir du plancher RDC.

Ossature: L'ossature de ce bâtiment est constituée uniquement de voiles, assurant ainsi le contreventement dans les sens transversal et longitudinal.

Le bâtiment étudié est constitué de 3 blocs (A, B, C) séparés par des joints de dilatation. Les blocs A et C sont identiques.

Dimensions:

Bloc A ou C : Sens longitudinal : $L = 9^m$.

Sens transversal : $L = 10^m$.

Bloc B :

Sens longitudinal : $L = 24^m$.

Sens transversal : $L = 10^m$.

hauteur d'étage : $3,01^m$.

hauteur total : $24,08^m$.

hauteur vide sanitaire : $1,00^m$.

Portance du sol : 2 bars.

Coffrage: On utilise le coffrage tunnel.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Béton:

Le béton est dose à 350 kg/m^3 de CPA 325.

Contrôle stricte

Résistance nominale à 28 jours:

- A la compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$

- A la traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes de compression admissibles (Art. 94. CCBA 68).

$$\bar{\sigma}'_0 = \alpha \beta \gamma \delta E \sigma'_{28} \quad (\alpha = 1; \beta = 1, \gamma = 1, \delta = 0,3).$$

β : dépend de l'efficacité de contrôle.

α : dépend de classe du ciment utilisée

γ : dépend des épaisseurs et dimensions des granulats utilisés ($C_g = 2,5 \Rightarrow \gamma = 1$)

δ : dépend de la nature de sollicitations.

Compression simple : $\delta = 0,3$.

flexion simple : $\delta = 0,6$

flexion composée :

S

Si l'effort est une traction : $\delta = 0,6$.

Si l'effort est une compression:

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } 0 < e_0 < 0,50ht \\ 0,6 & \text{si } e_0 \geq 0,50ht \end{cases} \quad \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } ht.$$

avec:

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au c.d.g du béton seul.

e_1 : distance à la limite du noyau centrale au c.d.g de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression ($e_1 = \frac{ht}{6}$).

Pour les sollicitations du 2^e genre, les valeurs de δ sont multipliées par 1,5
 E : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre.
 $E = 1$: en compression simple quelque soit la forme de la section, et pour les sections rectangulaires en flexion simple ou flexion composée avec traction.

Dans les autres cas E sera déterminé par la condition: $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

F'_b : résultante des forces de compression.

B' : section du béton comprimé

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible en compression simple.

- Compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta E \sigma'_{28} = 81 \text{ kg/cm}^2$

→ Flexion simple ou composé:

$$\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2 \quad SP_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 162 = 243 \text{ kg/cm}^2 \quad SP_2.$$

Traction:

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

$$\delta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,02578 \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2 \quad SP_1$$

$$\bar{\sigma}_b = 10,5 \text{ kg/cm}^2 \quad SP_2.$$

ACIERS:

Aciers doux (lisse) : Fe 24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_2.$$

Aciers HA: Fe E 40.

$$\begin{array}{l} \phi \leq 20 \\ \phi > 20 \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ JWS SA} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ JWS SP2.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

DEFORMATIONS:

Module de deformation instantanee E_i :

$$E_i = 21000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 378000 \text{ kg/cm}^2.$$

Module de deformation differee E_v

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

II. DESCENTE DE CHARGES

1.1 Charge permanente:

Plancher terrasse :	-----	
Gravier de protection (5 ^{cm})	-----	$0,05 \cdot 1,5 = 0,075 \text{ t/m}^2$
Etanchéité multicouche	-----	$= 0,01$
Isolation thermique	-----	$0,04 \cdot 0,25 = 0,01$
Forme de pente	-----	$0,08 \cdot 2 = 0,16$
Dalle pleine (16 ^{cm})	-----	$0,16 \cdot 2,5 = 0,40$
Enduit et plâtre	-----	$0,015 \cdot 1,4 = 0,021$
		G = 0,676 t/m²

Plancher courant = Plancher RDC

Carrellage 2 ^{cm}	-----	$0,02 \cdot 2,2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
Mortier de pose 2 ^{cm}	-----	$0,02 \cdot 2 = 0,04$
Sable 2 ^{cm}	-----	$0,02 \cdot 1,8 = 0,036$
Dalle pleine 16 ^{cm}	-----	$0,16 \cdot 2,5 = 0,4$
Enduit de plâtre 15 ^{mm}	-----	$0,015 \cdot 1,4 = 0,021$
Cloison	-----	$0,075$
		G = 0,616 t/m²

Escaliers

Dalle inclinée d'épaisseur 12^{cm} ; $\alpha = 30,26^\circ$; $h = 17 \text{ cm}$
 Poids propre de la pailleasse : $\frac{2500 \cdot 0,12}{\cos \alpha} = 0,43473 \text{ t/m}^2$

Poids propre des marches :	$\frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 17 =$	$0,187$
Mortier (2 ^{cm})	$0,02 \cdot 2,00 =$	$0,040$
Revetement (3 ^{cm})	$0,03 \cdot 2,2 =$	$0,066$
Garde Corps		$0,100$

$$G = 0,740 \text{ t/m}^2$$

Palier :

Carrellage 2 ^{cm}	-----	$0,044$
Mortier de pose 2 ^{cm}	-----	$0,040$
Sable (2 ^{cm})	-----	$0,036$
Dalle (16 ^{cm})	-----	$0,40$

$$G = 0,520 \text{ t/m}^2$$

Acrotère : $e = 10 \text{ cm}$; $h = 90 \text{ cm}$

$$G = 0,1 \cdot 0,9 \cdot 2,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

1. Garde Corps : 8 barres de $\phi 20 = 8 \cdot 2,465 = 19,72 \text{ kg/ml}$.

1.2 Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse (non accessible)	-----	$0,700 \text{ t/m}^2$
Plancher courant (habitation)	-----	$0,975 \text{ ''}$
Plancher RDC	-----	$0,775 \text{ ''}$
Loggia, Jochair	-----	$0,350 \text{ ''}$
Escalier	-----	$0,250 \text{ ''}$
Acrotère (main courante)	-----	$0,100 \text{ ''}$

1.3 Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux voiles:

Terrasse: Plancher : $G_p = 0,676 \text{ t/m}^2$ $P_p = 0,1 \text{ t/m}^2$
 Acrotère $G_a = 0,225 \text{ t/m.l}$ $P_a = 0,1 \text{ t/m}^2$

Voiles transversaux: $P_a = 0,1 \cdot e \cdot L = 0,01 \cdot L$

Voiles	S m ²	G _p ·S	G _a ·L	P _p ·S	P _a ·S _{ac}
Vt ₁ ; Vt' ₁	3,712	2,509	—	0,371	—
Vt ₂ ; Vt' ₂	8,309	5,616	—	0,831	—
Vt ₃ ; Vt' ₃	8,476	5,230	—	0,848	—
Vt ₃ " 3", 3"	7,760	5,245	—	0,776	—
Vt ₄ ; Vt' ₄	6,477	4,378	—	0,648	—
Vt ₄ " ; Vt' ₄ "	13,740	9,288	—	0,137	—
Vt ₅ ; Vt' ₅	14,255	9,636	—	0,143	—
Vt ₆ ; Vt' ₆ "	13,948	9,453	—	0,139	—
Σ		117,409	—	8,701	—

Voiles longitudinaux:

VL ₁ ; VL' ₁	4,06	2,744	—	0,406	—
VL ₇ ; VL' ₇	3,78	2,566	—	0,378	—
VL _{2,2'} , 3, 3'	5,12	3,461	—	0,512	—
VL _{5,5'} , 5", 5"	2,56	1,731	0,765	0,256	0,034
VL ₄ , VL' ₄	2,03	1,372	0,640	0,203	0,0285
VL ₆ , VL' ₆	2,03	1,372	0,640	0,203	0,0285
VL ₅ " ; VL' ₅ "	2,56	1,731	0,765	0,256	0,034
Σ		43,800	8,680	6,476	0,386

$$G = 169,889 \text{ t}$$

$$P = 15,563 \text{ t}$$

Remarque: La notation des voiles utilisée dans ce chapitre est provisoire.

Plancher courant

$G_p = 0,616 \text{ t/m}^2$
Loggia, sechoir
Escalier

$P = 0,175 \text{ t/m}^2$
 $P = 0,350 \text{ "}$
 $P = 0,250 \text{ "}$

- Voiles transversaux:

Voiles	$V_{t_1, V_{t_1}}$	$V_{t_2, V_{t_2}}$	$V_{t_3, V_{t_3}}$	$V_{t_3, 3, 3}^{''''}$	$V_{t_4, 4'}$	$V_{t_4, 4}^{''''}$	$V_{t_5, 5'}$	$V_{t_6, 6, 6}^{''''}$	Σ
S	3,712	8,309	8,476	7,76	6,477	13,74	14,260	13,984	
Gp.S	2,286	5,118	5,221	4,780	5,697	8,162	8,781	8,414	114,112
P.S	0,650	1,791	1,820	1,358	1,363	2,946	2,807	2,447	34,169

Voiles longitudinaux:

Voiles	$V_{L_1, 1'}$	$V_{L_7, 7'}$	$V_{L_2, 2, 3, 3}^{''''}$	$V_{L_5, 5, 5}^{''''}$	$V_{L_4, 4'}$	$V_{L_6, 6'}$	$V_{L_5}^{4, 5, 6, 7}$	Σ
S	4,06	3,78	5,12	2,56	2,03	2,56	2,56	
Gp.S	2,500	2,328	3,154	1,577	1,250	1,577	1,577	40,542 ^t
P.S	0,714	0,665	0,907	0,450	0,357	0,357	0,450	45,559 ^t

$G = 154,654 \text{ t}$
 $P = 45,559 \text{ t}$

Plancher RDC

$G_p = 0,616 \text{ t/m}^2$

$P = 0,175 \text{ t}$
Loggia, sechoir $P = 0,350 \text{ "}$
Escalier $P = 0,250 \text{ "}$

- Voiles transversaux:

Voiles	$V_{t_1, V_{t_1}}$	$V_{t_2, 2'}$	$V_{t_3, 3'}$	$V_{t_3, 3, 3}^{''''}$	$V_{t_4, 4'}$	$V_{t_4, 4}^{''''}$	$V_{t_5, 5'}$	$V_{t_6, 6, 6}^{''''}$	Σ
S	3,712	8,309	8,476	7,760	6,477	13,74	14,260	13,984	
Gp.S	2,286	5,118	5,221	4,780	4,768	9,242	8,781	8,414	110,414
P.S	0,650	1,499	1,499	1,358	0,599	2,716	2,486	2,447	30,313

Voiles longitudinaux

Voiles	$V_{L_1, 1'}$	$V_{L_7, 7'}$	$V_{L_2, 2, 3, 3}^{''''}$	$V_{L_5, 5, 5}^{''''}$	$V_{L_4, 4'}$	$V_{L_6, 6'}$	$V_{L_5}^{4, 5, 6, 7}$	$V_{L_7, 7}^{''''}$	Σ
S	4,06	3,78	5,12	2,56	2,03	2,03	2,56	2,03	
Gp.S	2,50	2,50	3,154	1,578	1,250	1,250	1,359	1,078	44,076
P.S	0,715	0,355	0,896	0,448	0,355	0,355	0,448	0,570	13,001

$G = 158,188 \text{ t}$
 $P = 43,314 \text{ t}$

14 Poids des voiles par niveaux:

Le poids des voiles est calculé en retranchant le poids des ouvertures éventuelles existant dans ceux-ci

$$G_7 \text{ (Fenetre)} = 1,440^t$$

$$G_1 \text{ (P}_2, P_4) = 0,911^t$$

$$G_2 \text{ (P}_5) = 0,803$$

$$G_3 \text{ (P}_1) = 1,345$$

Voiles	Vt ₁ , Vt ₁ '	Vt ₂ , Vt ₂ '	Vt ₃ , Vt ₃ '	Vt ₃ "', Vt ₃ "'	Vt ₄ , Vt ₄ '	Vt ₄ "', Vt ₄ "'	Vt ₅ , Vt ₅ '	Vt ₆ , Vt ₆ '	Σ
L (m)	4,59	4,59	4,13	4,13	4,72	4,72	4,87	4,87	
G ₀	6,885	6,885	6,195	6,195	7,08	7,08	7,305	7,305	
G _{ouv} =G ₁	-	1,719	-	-	-	-	3,225	-	
G ₁ =G ₀ -G ₁	6,885	5,166	6,195	6,195	7,080	7,080	4,080	7,305	113,472

Voiles longitudinaux:

Voiles	VL ₁ , VL ₁ '	VL ₇ , VL ₇ '	VL ₃ , VL ₃ '	VL ₅ , VL ₅ '	VL ₄ , VL ₄ '	VL ₆ , VL ₆ '	VL ₅ "', VL ₅ "'	Σ
L	2,65	1,81	3,40	3,40	2,65	2,65	3,40	
G ₀	3,975	2,715	5,100	5,100	3,975	3,975	5,100	
G ₇	-	0,911	2,351	1,440	1,756	1,440	1,440	
G ₁ =G ₀ -G ₇	3,975	1,804	2,749	3,660	2,749	2,535	3,660	61,342 ^t

$$G_{\text{voile}} = 174,814^t$$

15 Poids des voiles du vide sanitaire: (h = 1m)

Voiles	Vt ₁ , Vt ₁ '	Vt ₂ , Vt ₂ '	Vt ₃ , Vt ₃ '	Vt ₃ "', Vt ₃ "'	Vt ₄ , Vt ₄ '	Vt ₄ "', Vt ₄ "'	Vt ₅ , Vt ₅ '	Vt ₆ , Vt ₆ '	Σ
L	4,59	4,59	4,13	4,13	5,41	5,41	5,87	5,87	
G	2,295	2,295	2,07	2,07	2,70	2,70	2,935	2,935	45,005

Voiles longitudinaux:

Voiles	VL ₁ , VL ₁ '	VL ₇ , VL ₇ '	VL ₃ , VL ₃ '	VL ₅ , VL ₅ '	VL ₄ , VL ₄ '	VL ₆ , VL ₆ '	VL ₅ "', VL ₅ "'	VL ₇ "', VL ₇ "'	Σ
L	2,95	2,95	3,40	3,40	2,95	2,95	3,40	3,40	
G	1,475	1,475	1,70	1,70	1,475	1,475	1,70	1,475	39,100

$$G_{\text{v.s}} = 83,105^t$$

III. INERTIES EQUIVALENTES "I_e"

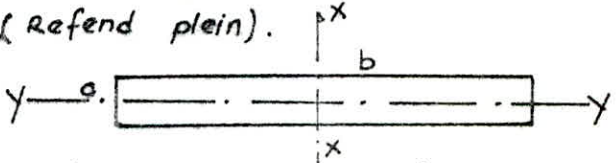
Def:

L'inertie equivalente d'un refend est egale à l'inertie d'un refend lineaire plein fictif qui, soumis à un même effort horizontal reparti sur la hauteur du bâtiment, présentant la même flèche que celle du refend avec ouvertures.

Ces inerties sont nécessaire pour l'étude de la période du bâtiment, des efforts tranchants "T" dans les linteaux, les moments fléchissants M et les efforts normaux N dans les éléments de refends (« trumeaux »).

Refend à 0 file d'ouverture (Refend plein).

$$I_x = \frac{ab^3}{12} ; I_y \text{ negligible}$$



Refend à une file d'ouverture symétrique ou non symétrique:

Hypothèse:

- * Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- * Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

H: hauteur du bâtiment

i: inertie du linteau

I: inertie totale d'un refend à 1 fil d'ouverture

E: module de Young.

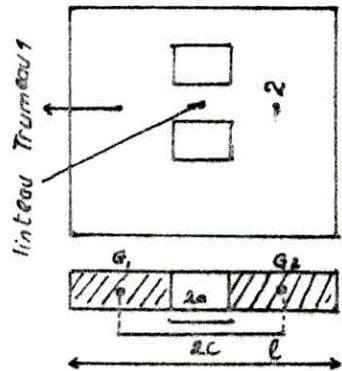
A₁, A₂: aire des trumeaux 1 et 2

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} : \text{moment statique de chacun des trumeaux par rapport au c.d.g de l'ensemble.}$$

a: demi-portée de l'ouverture

I₀ = I₁ + I₂. I₁, I₂: inerties des 2 trumeaux

2c: distance entre les c.d.g. des 2 trumeaux.



Calcul de α

$$\alpha = \omega H \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h e}$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mC}{I_0} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad (\text{vent})$$

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mC}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha} + 1} \quad (\text{Seisme}), \quad a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{a}{20} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \right) \cdot \frac{20}{11}$$

ou n: nombre d'étage (n ≤ 11)

ψ₀: donné dans l'abaque n° Fig III-9 p.80 du CCSSS (RPA81)

Refend à n files d'ouverture symétriques ou non symétriques:

Données:

I: inertie totale brute du refend.

i_i: inertie du linteau i

A_i: section du trumeau i

I_i: inertie du trumeau i

C_i: demi-distance entre c.d.g de 2 trumeaux consécutifs.

I₀: ∑ I_i

$$\alpha = \omega H \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{6}{h_e \sum I_i} \sum \frac{k_i C_i^2}{a_i^3}$$

$$I_{ev} = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \frac{y_0}{\alpha^2} + 1} \quad \text{vent}$$

$$I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{1}{\sum I_i} \frac{y_0}{\alpha^2} + 1} \quad \text{seisme} \quad a_n = 1,12 \quad \text{dans notre bâtiment.}$$

On prend l'inertie la plus faible pour la suite des calculs.

Tableau récapitulatif donnant les valeurs de $I_{ev}; I_{es}$:

	Voiles transversaux				
	voiles pleins			voile a 1 f.o	voile a 3 f.o
	$V_{t3}, 3', 3'', 3''', 3''''$	$V_{t4}, V_{t4}', V_{t4}''$	V_{t5}, V_{t5}'	V_{t1}, V_{t1}'	V_{t2}, V_{t2}'
I_{ev}	1,170	1,925	0,070	15,190	11,950
I_{es}	1,170	1,925	0,070	17,490	

$$I_{\text{Total retenue}} = 66,045 \text{ m}^4$$

	Voiles longitudinaux		
	voiles pleins	voiles a 3 f.o	voiles a 6 f.o
	V_{L1}, V_{L1}'	V_{L3}, V_{L4}	V_{L2}
I_{ev}	0,350	15,920	50,980
I_{es}	0,350		58,550

$$I_{\text{totale retenue}} = 83,660 \text{ m}^4$$

IV. CALCUL DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

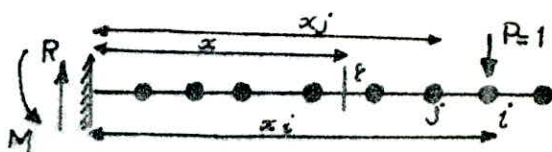
Exposé de la méthode "RAYLEIGH"

La méthode de "Rayleigh" permet de calculer approximativement la période du premier mode de vibration d'un oscillateur multiple. Elle basée sur le principe de conservation d'énergie, donc elle n'est applicable que pour les systèmes conservatifs.

Méthode de la déformé statique

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de la pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i \cdot g$ agissant dans la direction du degré de liberté, et soit $x_1; \dots; x_B$ les déplacements statiques produits par le système de forces P_i appliqué dans la section $k = k_i$.
soit δ_{ij} le déplacement en (j) résultant d'une force statique unitaire $P = 1$ tonne, appliquée en (i) , sachant que toutes les autres sont nulles.

D'après le schéma ci-contre:



$$M = P_i \cdot x_i$$

$$R = P_i$$

$$\sum M/e = M_x = R \cdot x - M = (P_i \cdot x - P_i \cdot x_i)$$

Pour $P_i = 1 \rightarrow M_x = x - x_i$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M(x)}{EI} = \frac{x_i - x}{EI}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left(x_i \cdot x - \frac{x^2}{2} \right) + C \quad \text{pour } x=0 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 0 \Rightarrow C=0$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left(x_i \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) + C_1 \quad \text{pour } x=0 \rightarrow y=0 \rightarrow C_1=0$$

en un point j on a $x = x_j$ et $y(x) = \delta_{ij}$ alors on a:

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \right]$$

* le déplacement statique en (j) :

$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^B P_i \cdot \delta_{ij}$$

La période du premier mode fondamental est donnée par:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i P_i \cdot x_i^2}{g \sum_i P_i \cdot x_i}}$$

$$\bullet EI \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad \text{si } i \geq j$$

$$\bullet EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \quad \text{si } j \geq i$$

Valeurs de s_{ij}

$j \setminus i$	1	2	3	4	5	6	7	8
1	9	22,50	36	49,50	63	76,5	90	103,50
2	22,50	72	126	180	234	288	342	396
3	36	126	243	364,5	486	607,5	729	850,5
4	49,5	180	364,50	576	792	1008	1224	1440
5	63	234	486	792	1125	1462,5	1800	2137,5
6	76,5	288	607,5	1008	1462,5	1944	2430	2916
7	90	342	729	1224	1800	2430	3087	3748,5
8	103,50	396	850,5	1440	2137,5	2916	3748,5	4608

Calcul des masses concentrées "mi"

1° M_8 : G (Terrasse) = $0,676 \cdot 24 \cdot 10 = 162,24^t$
 G (Acrotère) = $0,225 \cdot 24 \cdot 2 = 10,80^t$
 G ($\frac{1}{2}$ voile) = $\frac{1}{2} \cdot 172,20 = 86,25^t$
 $P_8 = 24 \cdot 10 \cdot 0,1 = 24^t$
 $G_8 = 259,29^t$

$M_8 = G_8 + \frac{1}{5} P_8 = 264,09^t$

M_7 : G (plancher) = $0,616 \cdot 190,32 = 117,23^t$
 G (voile) = $172,20^t$
 G (volée) = $2,47^t$
 G (palier 1) = $1,60^t$
 G (palier 2) = $0,756^t$
 P (plancher) = $0,175 \cdot 190,32 = 33,31^t$
 P ($\frac{1}{2}$ palier 1) = $\frac{1}{2} \cdot 250 \cdot 3,06 = 0,3825^t$
 P (volée) = $0,250 \cdot 1,20 \cdot 2,78 = 0,834^t$
 $G_7 = 292,61^t$
 $P_7 = 34,55^t$

$M_7 = G_7 + \frac{1}{5} P_7 = 299,61^t$

$M_{1,6}$: G (plancher) = $117,23$
 G ($2 \cdot \frac{1}{2}$ voile) = $172,20$
 G (2 volées) = $4,936$
 G ($\frac{1}{2}$ palier 1 + $\frac{1}{2}$ palier 2) = $1,178$
 P (plancher) = $33,31$
 P (escalier) = $1,668$
 P ($\frac{1}{2}$ palier 1 + $\frac{1}{2}$ palier 2) = $0,556$
 $G_{1,6} = 295,54^t$
 $P_{1,6} = 35,52^t$

$M_{1,6} = G + \frac{2}{5} P = 302,65^t$

Calcul des déplacements (x_{trans} , x_{Long}) et des périodes

$$x_j = \frac{\sum P_i \delta_{ij}}{EI} = \frac{1}{EI} \sum P_i \delta_{ij}$$

$$x_{\text{trans}} = \frac{\sum P_i \delta_{ij}}{EI_{\text{trans}}}$$

avec $I_{\text{trans}} = 66,045 \text{ m}^4$

$$x_{\text{Long}} = \frac{\sum P_i \delta_{ij}}{EI_{\text{Long}}}$$

$I_{\text{Long}} = 83,66 \text{ m}^4$

$E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{1,2 \sigma_{20}}$

$E_i = 345000 \text{ kg/cm}^2$

NIVJ	$x_{\text{trans}} = \sum P_i \delta_{ij} / EI_{\text{tr}}$	$x_{\text{Long}} = \sum P_i \delta_{ij} / EI_{\text{Long}}$
1	0,743 10^{-3} m	0,427 10^{-3} m
2	1,650 10^{-3}	1,550 10^{-3}
3	4,074 10^{-3}	3,226 10^{-3}
4	6,667 10^{-3}	5,256 10^{-3}
5	9,477 10^{-3}	7,550 10^{-3}
6	12,656 10^{-3}	10,000 10^{-3}
7	15,848 10^{-3}	12,498 10^{-3}
8	19,070 10^{-3}	15,056 10^{-3}

$$T_y = T_{\text{trans}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2 \text{trans}}{g \cdot \sum P_i x_i \text{trans}}} = 0,22 \text{ s}$$

avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$T_x = T_{\text{Long}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2 \text{Long}}{g \cdot \sum P_i x_i \text{Long}}} = 0,20 \text{ s}$$

ETUDE AU SEISME

des effets engendrés par le séisme sont plus forts que ceux dus au vent, donc on doit faire une étude au séisme. (zone II).

Conditions à vérifier pour l'application du "R.P.A.81" à l'utilisation de la méthode statique équivalente.

- zone II, hauteur du bâtiment $H = 24,08 \text{ m} < 45 \text{ m}$.
- forme en plan des blocs est simple, rectangulaire.
- pas de décrochement en élévation.
- la distance entre le Centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
- le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

toutes les autres conditions sont vérifiées.

force sismique minimum.

le bâtiment est conçu et construit de manière à résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule de base.

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

definition et détermination de ces coefficients:

A: Coefficient d'accélération des zones:
dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.
notre bâtiment fait partie du groupe d'usage 2.
zone sismique II.

Le tableau 1 page 16 du R.P.A. 81 Version 83 donne:

$$A = 0,15.$$

B: facteur de compatibilité de la structure :
depend du type et nature des contreventements.
(même structure en voiles porteurs, la sollicitation est entièrement reprise par les voiles).

$$B = 1/4 = 0.25.$$

D: facteur d'amplification dynamique : depend du mode fondamental T_{et} de la nature du sol.

· sens transversal $T_y = 0.220/s$.

· sens longitudinal $T_x = 0.204/s$.

Q: facteur de qualité : est en fonction de l'hypersélicité et la surabondance du système de contreventement.

la valeur Q est donnée par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \quad P_q: \text{Critère}$$

Critère 1: Ce critère est observé car il existe un trameau dont la hauteur d'étage (h_e) sur la largeur reste inférieur à 0,67.

$$3.01/4.56 < 0.67 \Rightarrow P_1 = 0 \text{ (dans les 2 sens).}$$

Critère 2: surabondance en plan :
chaque étage a au ~~plus~~ moins 4 files de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, ces files de contreventement sont réparties avec une symétrie

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4.59}{1.70} > 1.5 \Rightarrow P_{q2} = 0.1 \text{ sens longitudinal}$$
$$P_{q2} = 0.1 \text{ sens transversal.}$$

Critère 3: Symétrie en plan :

Ce critère est observé car les rapports ne dépassent pas 15% dans chaque direction.

pour les 2 directions $P_{q3} = 0$.

Critère 4: régularité en élévation : Contreventement reste invariant pour chaque étage dans les 2 directions

$$\Rightarrow P_{q4} = 0.$$

Critère 5: Contrôle de la qualité des matériaux. Ce critère est peu observé d'après et les recommandations du C.T.C sont respectées.

$$P_{q5} = 0.$$

Critère 6: Contrôle de la qualité de la construction. Ce critère est peu observé d'après, s'il existe un ingénieur assurant l'inspection des travaux.

$$P_{q6} = 0.$$

alors: dans le sens transversal $Q = 1 + 0,1 = 1,1$
et dans le sens longitudinal $Q = 1 + 0,1 = 1,1$.

W: poids de la structure:
La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages, poids des équipements).

R.P.A 81. (Art 3.3.15).

Calcul De V (force sismique).

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W.$$

force sismique longitudinale (reprise par les voiles longitudinaux).

$$V_x = V(\text{Longitudinal}) = A \cdot B \cdot D_x \cdot Q_x = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,1 \times 2325,3 = 191,846.$$

$$V_x = 191,84 \text{ tonnes.}$$

force sismique transversale.

$$V_y = V(\text{transversal}) = A \cdot B \cdot D_y \cdot Q_y.$$

$$V_y = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,1 = 2325,3 = 191,84 \text{ tonnes.}$$

Distribution des forces latérales:

la force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$V = F_0 + \sum_{i=1}^m F_i.$$

a/ la force concentrée F_0 : au sommet de la structure doit être déterminée par:

$$F_0 = 0,07 \cdot T \cdot V$$

le terme $0,07 \cdot T \cdot V$ doit rester inférieur à $0,25$.

$F_6 \begin{cases} \rightarrow = 0 & \text{si } T < 0,7 \\ \rightarrow = 0,07 T \cdot V & \text{sinon} \end{cases}$
 dans notre cas $F_6 = 0$.

b/ la partie restante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur la hauteur de la structure comme suit :

$$F_k = \frac{(V - F_6) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^m W_i \cdot h_i} ; \quad W_k : \text{ poids au niveau } (k) \text{ considérés.}$$

F_k : force horizontale au niveau (k) .

dans notre cas :

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^m W_i \cdot h_i}$$

$$h_k = k \cdot h_e ; \quad \sum_{i=1}^m W_i \cdot h_i = W_1 \cdot h_e + W_2 \cdot 2h_e + W_3 \cdot 3h_e + \dots = h_e \cdot \sum W_i \cdot i$$

$$\Rightarrow F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot (k) \cdot h_e}{h_e \cdot \sum W_i \cdot i} = \frac{V \cdot W_k \cdot k}{\sum W_i \cdot i}$$

$$\sum_{i=1}^m W_i \cdot i = 21 \cdot W_1 + 7W_7 + 8W_8 = 10329,644 \text{ t}$$

Cette force F_k devra être distribuée aux refends

$$F_{k(k=6)} = \frac{191,84 \cdot 295,44}{10329,644} \cdot k = 5,49 \text{ tonnes.}$$

$$F_{k(k=7)} = \frac{191,84 \cdot 292,7}{10329,44} = 38,01 \text{ tonnes.}$$

$$F_{k(k=8)} = 38,52 \text{ tonnes.}$$

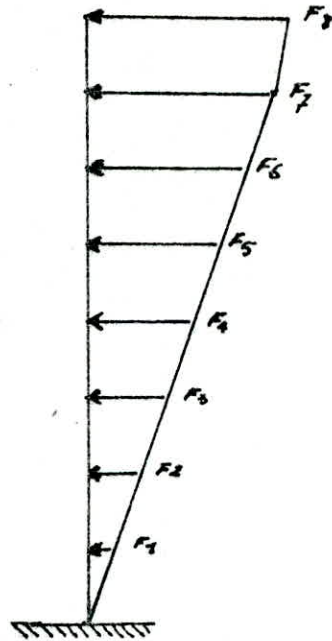
Les autres efforts sur les autres niveaux seront donnés dans le tableau récapitulatif ci-dessous.

des efforts sismiques dans un niveau dans les 2 sens sont identiques.

TABLEAU RECAPITULATIF

Dans le sens transversal et sens longitudinal.

Niv	$F_k(t)$	$H_k^{(k)}$ Cumulé	M Cumulé
8	38,52	38,52	0
7	38,01	76,53	-115,94
6	32,94	109,47	346,30
5	27,45	136,92	675,8
4	21,96	158,88	1087,93
3	16,47	175,35	1566,16
2	10,98	186,33	2093,96
1	5,49	191,82	2654,82
R.Dc	0,00	191,82	3232,19



CALCUL DES DEFORMATIONS

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure. Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment.

Déplacements Relatifs (Article 3.3.7.1 @ P.A 81).

$$f_{rel} = (f_i - f_{i-1}) \cdot \left(\frac{1}{2B}\right) \leq \bar{f} \leq 0,0075 h_e$$

avec $\left(\frac{1}{2B}\right) \gg 1$ et h_e = hauteur de l'étage
 B = facteur de Comportement de la structure.

Considérons le bâtiment comme étant une console encastree soumise à une charge triangulaire (la charge sismique), ce sont les voiles qui assurent le contreventement de notre structure,

d'après la résistance des matériaux, le déplacement en un point (i) d'une console chargée triangul.

airement est :

$$f_i = \frac{V \cdot x_i^2}{60 \cdot E \cdot I z^2} \left[20z^3 - 10z^2 x_i + x_i^3 \right]$$

données : $E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

$I_c = 66,04 \text{ m}^4$

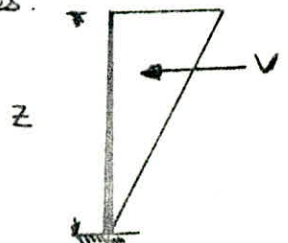
$I_L = 93,66 \text{ m}^4$

$V = 191,84 \text{ tonnes}$

$Z = 24,08 \text{ metres}$

$B = 1/4 > 1$

Niv	Sens Long.			Sens trans.		
	x_i (m)	f_i (mm)	f_{ind} (mm)	f_i (mm)	f_{ind} (mm)	F (mm)
T	24,08	1,55	0,53	1,96	0,67	2,8 (mm)
7	21,07	1,28	0,52	1,62	0,66	"
6	18,06	1,02	0,51	1,29	0,65	"
5	15,05	0,77	0,48	0,97	0,61	"
4	12,04	0,53	0,44	0,67	0,53	"
3	9,03	0,33	0,35	0,41	0,49	"
2	6,02	0,15	0,22	0,19	0,28	"
1	3,01	0,04	0,08	0,05	0,10	"
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	"



Dimensionnement du joint de dilatation

- Pour éviter tout heurt entre 2 bâtiments (blocs) séparés par un joint de dilatation, on doit calculer notre joint avec précision.

Calcul du joint :

on additionne la flèche relative au niveau de la terrasse pour chaque bloc.

$$f_{rel B} \text{ (au niveau de la terrasse du Bloc B)} + f_{rel A} \text{ (flèche au niveau de la terrasse du Bloc A)} = e \text{ (dimension du joint)} .$$

$$f_{rel B} = 0,53 \text{ mm. } f_{rel A} = 7,56 \text{ mm. } e = 8,09 \text{ mm. } \Rightarrow e \approx 2 \text{ cm.}$$

(on a des très faibles flèches car notre bâtiment est très rigide).

- selon le P.S. 69.

$$e = \frac{\alpha \cdot \delta}{2} \cdot (\gamma_1 \cdot b_1 + \gamma_2 \cdot b_2)$$

$\alpha = 1$ dans les zones de moyenne sismicité.

δ = coeff de fondation.

γ = coeff distribution.

b : tiré de l'abaque.

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

$$\gamma_r = \frac{3 \cdot 7}{2 \cdot 8 + 1} = 1,235$$

$\delta = 1$ (dépend du sol et la fondation).

$\gamma_1 = \gamma_2 = 1,235$ (même n^{bre} d'étage).

b_1 et b_2 tirés de l'abaque (H et L).

$$e = \frac{1 \cdot 1}{2} \cdot (1,235) \cdot [1,8 + 1] = 1,729 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend}$$

$$e = 2 \text{ cm.}$$

on n'a pas dépasser $d = \frac{H}{300} = 8 \text{ cm.}$ (R.P.A 81).

CALCUL DES CENTRES DE MASSE "CDM" ET CENTRE DE TORSION "CDT".

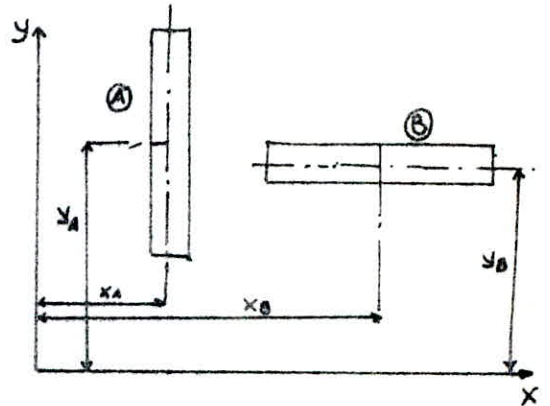
CDT:

- Le CDT ("centre de gravité des moments d'inertie" d'un groupe de refents est caractérisé par les propriétés suivantes :
- * Une force dont la ligne d'action passe par le CDT engendre uniquement une translation. La direction de la translation est // à la direction de la force.
 - * Un moment dont l'axe (vertical) passe par le CDT engendre uniquement une rotation. L'inertie propre d'un refent par rapport à l'axe parallèle à la longueur (vu en coupe) est négligeable.

Coordonnées du C.D.T:

$$x_T = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}}$$



C.D.M. CALCUL.

On choisit un repère quelconque ("0,0" dans notre bâtiment), En fonction des masses et des coordonnées (x_i, y_i) de chaque élément "k" (plancher, voiles, etc), On calcule le CDM de ces derniers par la formule:

$$x_{G_k} = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_{G_k} = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Etant calculé les coordonnées (x_{G_k}, y_{G_k}) de chaque élément ; on calculera le CDM de chaque étage par le même procédé.

Soit le CDM et le CDT déterminés, on calculera les excentricités de chaque étage par :

$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

On comparera ces excentricités avec l'excentricité accidentelle donnée dans le RPA81 qui est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment de chaque sens.

- * $e_{calculée} \geq e_{acc}$ on prendra $e_{calculée}$
- * $e_{calculée} < e_{acc}$ on prendra e_{acc} .

Pour le calcul du CDM on donne un exemple, soit la Terrasse. Le reste sera donné dans des tableaux.

Calcul du CDM du plancher Terrasse :

$$G + 1,2P = 0,796 \text{ t/m}^2$$

N° de Section	X _i	Y _i	S _i	M _i	M _i X _i	M _i Y _i
1	7,350	7,935	11,357	9,046	12,21	71,78
2	5,025	"	"	9,046	45,46	71,78
3	7,100	"	13,216	10,20	72,42	80,94
4	10,300	"	"	10,20	105,06	80,94
5	13,500	"	"	10,20	137,70	80,94
6	16,500	"	"	10,20	168,30	80,94
7	19,775	"	11,357	9,046	178,88	71,78
8	22,525	"	"	9,046	203,76	71,78
9	1,0350	2,935	16,143	12,85	13,30	37,72
10	5,025	"	"	12,85	64,57	37,72
11	7,100	"	18,784	14,95	106,15	43,88
12	10,300	"	"	14,95	153,99	43,88
13	13,500	"	"	14,95	201,83	43,88
14	16,700	"	"	14,95	249,67	43,88
15	19,775	"	16,143	12,85	254,11	37,72
16	22,525	"	"	12,85	289,45	37,72
Σ			188,184	2256,860	937,28	

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 11,99 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 4,98 \text{ m}$$

Plancher etage courant : $X_G = 11,99 \text{ m}$ $Y_G = 5,27 \text{ m}$ $\sum M_i = 171,68 \text{ t}$
 voiles : $X_G = 11,67 \text{ m}$ $Y_G = 5,00 \text{ m}$ $\sum M_i = 173,69 \text{ t}$

CDM de l'etage terrasse :

elements	X _i	Y _i	M _i	M _i X _i	M _i Y _i
Acrotère	12,00	5,00	15,42	185,04	77,10
Plancher	11,99	4,98	188,184	2256,33	937,15
1/2 voile	11,67	5,00	86,845	1013,48	434,225
Σ			290,45	3454,85	1448,48

$$X_G = 11,89 \text{ m}$$

$$Y_G = 4,99 \text{ m}$$

CDM de chaque niveau:

Etage	M (t)	x_G (m)	y_G (m)
Terrasse	290,45	11,89	4,99
7	351,35	12,05	5,09
1-6	354,88	12,05	5,06
RDC	341,63	11,85	5,12

Calcul du C.D.T

Voile i	I_{eix}	x_i	$I_{eix} x_i$
V_{t1}	15,190	0,10	1,519
V_{t1}	"	23,90	362,041
V_{t2}	11,950	21,15	252,743
V_{t2}	"	2,85	34,058
V_{t3}	1,170	18,40	21,528
V_{t3}	"	5,60	6,532
V_{t3}	"	15,20	17,784
V_{t3}	"	12,00	14,040
V_{t3}	1,925	8,30	16,086
V_{t4}	"	15,20	29,260
V_{t4}	"	12,00	23,100
V_{t4}	"	8,30	16,940
V_{t5}	0,700	18,40	1,288
V_{t5}	"	5,60	0,392
Σ	66,045		792,54

Voiles i	I_{eiy}	y_i	$I_{eiy} y_i$
V_{L1}	15,92	9,90	157,608
V_{L1}	15,92	0,10	0,1592
$V_{L5,5',5''}$	0,35	5,970	2,500
$V_{L5}^{4,5,6,7}$	"	"	"
$V_{L22',27',33}$	50,98	5,97	304,35
Σ	83,52		467,72

$$x_T = \frac{\Sigma I_{eix} x_i}{\Sigma I_{eix}} = 12^m$$

Tableau donnant les excentricités

	Terrasse	NIV 7	NIV 1-6	RDC
x_G	11,90	12,05	12,05	11,85
y_G	4,99	5,09	5,06	5,12
e_x	0,11	-0,05	-0,05	0,15
e_y	0,6	0,5	0,53	0,47

$$y_T = \frac{\Sigma I_{eiy} y_i}{\Sigma I_{eiy}} = 5,59^m$$

$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

$$e_{x \max} = e_x(\text{RDC}) = 0,15^m < \frac{5}{100} \cdot 24 = 1,2^m$$

$$e_{y \max} = e_y(\text{terrasse}) = 0,60^m < 1,2^m$$

On prend pour les calculs:

$$e_x = e_y = 1,2^m$$

DISTRIBUTION DES FORCES HORIZONTALES.

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges sismiques (horizontales) peut-être décomposé en deux:

- 1- Une déformation de translation parallèle à la charge horizontale.
- 2- Une déformation de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de torsion.

HYPOTHESE :

En admettant que les refends sont parfaitement encastres à leurs bases, le produit $E \cdot I$ (RIGIDITÉ) de ces éléments est constante sur toute la hauteur et les planchers restent indéformables horizontalement alors l'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'au déplacement qu'il subit.

Cet effort sera la somme des efforts engendrés par la translation et par la rotation.

REMARQUE :

Normalement la distribution des efforts s'effectue suivant les rigidités, mais comme les refends ont la même hauteur, et présentent les mêmes conditions aux appuis, il est possible de l'effectuer suivant les inerties.

Formules permettant de calculer les efforts :

a/ Efforts engendrés par la translation :

$$Q_{y_i}' = \frac{H_y \cdot I_{xi}}{\sum_{i=1} I_{xi}} \quad \text{Si l'effort est dirigé suivant } y.$$

$$Q_{x_i}' = \frac{H_x \cdot I_{yi}}{\sum_{i=1} I_{yi}} \quad \text{Si l'effort est dirigé suivant } x$$

b/ Efforts engendrés par la rotation :

$$\left. \begin{aligned} Q_{y_i}'' &= \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_{xi} \cdot x_i}{J} \\ Q_{x_i}'' &= \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_{yi} \cdot y_i}{J} \end{aligned} \right\} \text{ si l'effort est suivant } y$$

$$\left. \begin{aligned} R''_{x_i} &= \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_{y_i} \cdot y_i}{J} \\ R''_{y_i} &= \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_{x_i} \cdot x_i}{J} \end{aligned} \right\} \text{ si l'effort est dirigé suivant } x.$$

avec $J = \sum_{i=1}^n I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum_{i=1}^n I_{y_i} \cdot y_i^2$

$$R = R' + R'' ; R_x = R'_x + R''_x ; R_y = R'_y + R''_y$$

R_x et R_y efforts totaux engendrés par la translation et la rotation.

- on ne tient pas de R'' négatif ($R'' < 0 \Rightarrow R'' = 0$).

Remarque :

1) on considère une force horizontale d'une tonne (1t) dans chacune des directions du bâtiment, le résultat trouvé pour un regend sera directement la part qui lui revient ;

2/ on ce qui concerne le calcul des Inerties des voiles nous admettons que :

Pour les voiles transversaux $I_x \neq 0$
 $I_y = 0$ car $I_x \gg \gg I_y$.

Pour les voiles longitudinaux.
 $I_x = 0$
 $I_y \neq 0$ car $I_y \gg \gg I_x$.

les résultats du calcul de la distribution des forces horizontales sont donnés dans le tableau suivant :

voies	Resultante		ROTATION		TRANSLATION		y	x	I_y	I_x
	R_y'	R_x'	R_y''	R_x''	R_y'	R_x'				
V_{E_1}	22,9	0	0	0	22,9	0	0	-10,55	0	15,19
V_{E_1}'	26,1	0	3,6	0	22,9	0	0	13,25	0	15,19
V_{E_2}	20,06	0	1,96	0	18,09	0	0	10,55	0	11,95
V_{E_2}'	18,09	0	0	0	18,09	0	0	-7,8	0	11,95
V_{E_3}	1,91	0	0,14	0	1,77	0	0	7,75	0	1,17
V_{E_3}'	1,77	0	0	0	1,77	0	0	-5,05	0	1,17
$V_{E_3}^2$	1,86	0	0,08	0	1,77	0	0	4,55	0	1,17
$V_{E_3}^3$	1,79	0	0,02	0	1,77	0	0	1,35	0	1,17
$V_{E_3}^4$	1,77	0	0	0	1,77	0	0	-1,85	0	1,17
V_{E_4}	3,05	0	0,13	0	2,91	0	0	4,55	0	1,925
V_{E_4}'	2,95	0	0,04	0	2,91	0	0	1,35	0	1,925
$V_{E_4}^2$	2,91	0	0	0	2,91	0	0	-1,85	0	1,925
V_{E_5}	0,1	0	0,08	0	0,106	0	0	7,75	0	0,07
V_{E_5}'	0,1	0	0	0	0,106	0	0	-5,05	0	0,07
V_{L_1}	0	0,43	0	0	0	0,42	2,18	0	0,35	0
V_{L_1}'	0	0,43	0	0,01	0	0,42	2,18	0	0,35	0
V_{L_2}	0	62,78	0	1,74	0	61,04	2,18	0	50,98	0
V_{L_3}	0	19,06	0	0	0	19,06	-3,69	0	15,92	0
V_{L_4}	0	20,59	0	0,52	0	19,06	6,11	0	15,92	0

CALCUL PRATIQUE DES REFENDS :

refends à une seule file d'ouverture :

a/ Efforts tranchants :

$$\pi(\xi) = \frac{H_0 \cdot m \cdot h_e}{I} \cdot \Phi(\alpha, \xi).$$

H_0 : Effort tranchant à la base du refend.

m : moment statique (voir le Calcul des inerties equiv.)

h_e : hauteur de l'étage.

$$I = \sum I_i + 2m \cdot C_i$$

I_i : inertie du trumeau par rapport à l'axe I à l'effort tranchant.

$$2C_i = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + l_i.$$

$\Phi(\alpha, \xi)$ tiré de l'abaque fig III₁₀ (Polycope RILi)

$\xi = \frac{z}{Z}$ hauteur au niveau considéré sur la hauteur totale du bâtiment.

b/ Moments flechissants :

$$M_1(\xi) = \frac{I_1 \cdot H_0 \cdot Z}{I_1 + I_2} \left[\frac{2 - 3\xi^2 + \xi^3}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot C}{I} \cdot \Psi(\alpha) \right].$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2 \cdot H_0 \cdot Z}{I_1 + I_2} \left[\frac{2 - 3\xi^2 + \xi^3}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot C}{I} \cdot \Psi(\alpha) \right].$$

Z hauteur totale du bâtiment.

$\Psi(\alpha)$ tiré de l'abaque fig III₁₀ (Polycope RILi).

I_i : moment d'inertie du trumeau i .

c/ Efforts normaux :

$$N_1 = \sum_i \pi_i$$

$\sum \pi$ est la somme des efforts π à partir du sommet et jusqu'à l'étage considéré.

c/ Vérification à la base du refend :

Il est conseillé d'effectuer à la base une vérification de l'équilibre extérieur.

$$M_{ex} = M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot C$$

M_{ex} = le moment extérieure d'ensemble distribué au refend considéré, M_{ex} , M_1 , M_2 , et N sont calculés à la base du refend. (d'après M. DIVERS)

Refends à plusieurs files d'ouverture :

Effort tranchant :

$$\pi_i(\xi) = H_0 \cdot h_e \cdot \frac{i_i \cdot C_i}{2 a_i^3 \cdot \left(\sum \frac{i_i \cdot C_i^2}{a_i^3} \right)}$$

Moment flechissant :

$$M_i^e = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi(\xi) \right)$$

Effort normal :

$$N_1 = \sum \pi_i \quad ; \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \quad ; \quad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

$$N_i = \sum_{\lambda}^m \pi_{\lambda} - \sum \pi_{\lambda-1}$$

n : nombre d'étage ; i : étage considéré.

Tous les autres coefficients C_i - dessus sont mentionnés dans le chapitre "Calcul des inerties équivalentes"

Vérification à la base : Cas de plusieurs files d'ouverture.

$$M_1 + M_2 + \dots + M_n + 2N_1 \cdot (C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2 \cdot (C_2 + C_3 + \dots) + \dots + 2N_m \cdot C_n = M_{ext}$$

$M_1, M_2, \dots, M_i, N_1, N_2, \dots, N_i, M_{ext}$ sont calculés à la base du refend.

Voiles pleins

pas d'efforts normaux dû au séisme. On calcule seulement les moments revenant à chaque voile.

Le calcul des éléments de réduction des refends est donné dans les tableaux C_i - après.

Voiles	Vt3	Vt3'	Vt3''	Vt3'''	Vt3''''	Vt4	Vt4'	Vt4''	Vt5	Vt5'	V _{L1} ; V _{L1'}
%	1,91	1,77	1,77	1,77	1,86	3,05	2,95	2,95	0,11	0,10	0,43
NIV	M ^{t.m}	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	2,203	2,052	2,156	2,075	2,052	3,536	3,420	3,374	0,128	0,116	0,499
6	6,576	6,129	6,441	6,199	6,129	10,562	10,216	10,077	0,381	0,346	1,490
5	12,848	11,960	12,563	12,099	11,960	20,816	19,936	19,668	0,743	0,676	2,906
4	20,670	19,256	20,235	19,474	19,256	33,182	32,094	31,658	1,197	1,088	4,678
3	29,757	27,720	29,130	28,034	27,720	47,768	46,207	45,575	1,723	1,566	6,735
2	39,786	37,060	38,947	37,482	37,060	63,866	61,772	60,934	2,303	2,094	9,004
1	50,440	46,990	49,380	47,520	46,990	80,967	78,320	77,255	2,920	2,655	11,416
RDC	67,410	57,200	60,118	57,856	57,200	98,582	95,350	94,057	3,555	3,232	13,898

Vt_1, Vt_2	NIV	β	γ	ϕ	π	N	M_1	M_2
$I_1 = 1,39 \text{ m}^4$ $I_2 = 1,67$ $\Sigma I = 3,00$ $I = 16,639$ $H_0 = 49,68 \text{ t}$ $\% = 26,1\%$ $L = 10 \text{ m}$ $2c = 5,52 \text{ m}$ $m = 2,471$ $\alpha = 15,89^\circ$ $2a = 1,04 \text{ m}$	T	1	0	0	0	0	0	0
	7	0,875	0,012	0,234	5,197	5,197	2,846	3,296
	6	0,750	0,054	0,440	9,770	14,968	7,218	8,360
	5	0,625	0,120	0,610	13,546	28,514	22,893	26,516
	4	0,500	0,205	0,750	16,666	45,180	22,328	25,862
	3	0,375	0,305	0,860	19,098	64,278	32,389	37,515
	2	0,250	0,420	0,940	20,875	85,153	43,000	49,806
	1	0,125	0,536	0,980	21,763	106,616	57,051	66,081
	RDC	0,00	0,66	1,00	22,207	129,116	69,633	80,654

$$M_{ex} = \frac{26,1}{100} \cdot 3232,1982 = 843,6^t$$

$$M_1 = 80,654 + 69,633 + 129,116 \cdot 5,52 = 863,002^t$$

$$\text{Erreur} = 2,25\%$$

$\sqrt{t_2}, \sqrt{t_2'}$	Niv	ξ	ψ	ϕ	π_1	π_2	π_3	N_1	N_2	N_3	N_4	M_1	M_2	M_3	M_4
	T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7	0,875	0,012	0,234	4,636	3,459	3,095	4,636	-1,177	-0,364	3,095	0,0318	0,183	0,08462	2,45
	6	0,750	0,054	0,438	8,677	6,472	5,793	13,313	-3,782	-1,043	8,888	0,0352	0,203	0,0937	2,72
	5	0,625	0,120	0,670	12,085	9,074	8,068	25,397	-6,453	-1,989	16,952	0,0327	0,188	0,0867	2,51
	4	0,500	0,205	0,750	14,858	11,083	9,920	40,256	-10,218	-3,752	26,876	0,0356	0,205	0,0948	2,73
	3	0,375	0,305	0,860	17,038	12,708	11,374	57,294	-14,558	-4,486	38,25	0,0473	0,273	0,126	3,65
	2	0,250	0,420	0,938	18,583	13,861	12,406	75,877	-20,735	-5,941	50,656	0,0200	0,115	0,053	1,54
	1	0,125	0,536	0,984	19,495	14,540	13,014	95,372	-27,216	-7,467	63,670	0,0675	0,389	0,179	5,21
	RDC	0,000	0,660	1,00	19,812	14,777	13,225	115,184	-33,803	-9,019	76,895	0,712	0,411	0,189	5,50

$I_1 = 0,018$
 $I_2 = 0,1038$
 $I_3 = 0,0479$
 $I_4 = 1,391$
 $\Sigma I = 1,5407$
 $I = 13,277$
 $2C_1 = 1915$
 $2C_2 = 2,09$
 $2C_3 = 355$
 $H_0 = 38,48$
 $\% = 20,06$
 $\alpha = 20,43$
 $2a_1 = 0,74$
 $2a_2 = 0,84$
 $2a_3 = 1,04$

$$M_{ex} = \frac{20,06}{100} \cdot 3232,1982 = 648,380^t$$

erreur = 0,82%

$$M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3) + 2N_2(C_2 + C_3) + 2N_3(C_3) = 653,726$$

VL3. VL4.	Niv	ξ	ψ	ϕ	$\pi_1; \pi_2; \pi_3$	$N_1; N_4$	$N_2 - N_3$	$M_1 = M_2 = M_3 = M_4$
$\% = 20,59$ $2C_1 = 2C_2 = 2C_3 = 3,30^m$ $2Q_1 = 2Q_2 = 2Q_3 = 1,6^m$ $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 0,0888 m^4$ $\sum I = 0,3272$ $\bar{I} = 18,84$ $H_0 = 39,496^t$	T	1	0	0	0	0	0	0
	6	0,875	0,012	0,234	2,810	2,810	0	0,707
	5	0,750	0,054	0,440	5,284	8,093	0	0,783
	6	0,625	0,120	0,610	7,325	15,418	0	0,723
	4	0,500	0,205	0,750	9,006	24,424	0	0,792
	3	0,375	0,305	0,860	10,327	34,752	0	1,009
	2	0,250	0,420	0,940	11,288	46,040	0	0,446
	1	0,125	0,536	0,980	11,768	57,808	0	1,502
	RDC	0,000	0,660	1,000	12,008	69,816	0	1,585

$$M_{ex} = \frac{20,59}{100} \cdot 3232,1982 = 665,57^t$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3) + 2N_2(C_2 + C_3) + 2N_3(C_3) = 697,518^t$$

$$\text{erreur} = 2,90\%$$

CALCUL DES VOILES

Le calcul se fera a partir du reglement RPAB1 Article 3.32:
"Base de calcul des elements structuraux".

Les combinaisons des forces sismiques et des forces verticales specifiees sont donnees ci-dessous. Les voiles doivent etre ferrailles pour les combinaisons de charges sur la base des reglements en vigueur.

$$G + Q + |E| .$$

$$0,8G \mp E .$$

G: charge permanente = G (revenant aux voiles a partir des planchers + poids propres des voiles par niveau.)

Q: charge d'exploitation non ponderee.

E: Effet du seisme.

G, Q: sont deja calcules a partir de la descente de charge.

$\mp E$: tient compte de la reversibilite des charges sismiques creant des efforts de traction et de compression dans les voiles.

Remarque:

Comme le seisme a un effet reversible, on prendra un ferrailage symetrique.

Distribution des charges verticales sur les trumeaux:

$$V = V \frac{l_i}{l}$$

V = charge verticale totale qui s'applique sur les voiles.

l_i = longueur du trumeau + demi-longueurs des linteaux qui lui sont adjacents.

l: longueur totale du voile.

voile V_{E1}, V_{E1}'
 $G_V = 13,965^t$

	NIV	G _i	Q _i	Q _i deg	G _i cum.	Q _i cum.	E		0,8G-E	0,8G+E	G+Q+1E]
							N	M			
Trumeau 2, L ₂ = 4,59 ^m	T	3,519	0,521	0,521	3,5190	0,521	0,000	0,000	2,815	2,815	4,040
	7	11,215	1,029	1,029	14,734	1,550	5,197	2,846	6,590	16,980	21,481
	6	"	"	0,926	25,949	2,476	14,968	7,218	5,791	35,730	43,390
	5	"	"	0,823	37,164	3,299	28,193	22,893	1,217	58,245	68,977
	4	"	"	0,720	43,379	4,019	45,180	22,328	-10,480	79,880	92,580
	3	"	"	0,617	59,594	4,636	64,278	32,389	-16,603	111,950	128,500
	2	"	"	0,516	70,809	5,152	85,153	43,000	-28,510	141,800	161,114
	1	"	"	0,516	82,024	5,668	106,616	57,051	-40,990	172,230	194,308
	RDC	10,741	0,638	0,638	92,765	6,306	129,116	69,633	-54,904	203,330	228,190
Trumeau 1, L ₁ = 4,37 ^m	T	3,368	0,498	0,498	3,368	0,498	0,000	0,000	2,694	2,694	3,866
	7	10,372	0,984	0,984	13,740	1,482	5,197	3,296	5,500	16,190	20,420
	6	"	"	0,886	24,112	2,368	14,968	8,360	4,322	34,257	41,448
	5	"	"	0,787	34,484	3,155	28,514	26,516	-0,930	56,100	66,180
	4	"	"	0,689	44,856	3,844	45,180	25,862	-9,295	81,070	93,880
	3	"	"	0,590	56,228	4,434	64,278	37,515	-20,096	108,460	123,940
	2	"	"	0,492	65,600	4,926	85,153	49,806	-32,670	137,633	155,679
	1	"	"	0,492	75,972	5,418	106,616	66,081	-45,840	167,390	188,000
	RDC	10,278	0,661	0,661	86,250	6,029	129,116	80,654	-60,116	198,116	221,395

37

Voile Vt_1, Vt_2 $G_V = 10,332^t$

	N _i	G _i	Q _i	Q _i deg	Q _i cum	G _i cum	E		0,8G-E	0,8G+E	G+Q+ E
							N	M			
Trameau 1 $L_1 = 0,57 + 0,37$	T	1,312	0,085	0,085	0,085	1,312	0,000	0,000	1,050	1,050	1,397
	7	2,422	0,417	0,417	0,502	3,734	4,636	0,0318	-1,650	7,620	8,872
	6	"	"	0,375	0,877	6,156	13,313	0,0352	-8,390	18,238	20,345
	5	"	"	0,336	1,213	8,578	25,388	0,0326	-18,540	32,260	35,190
	4	"	"	0,292	1,505	11,000	40,256	0,036	-31,456	49,060	52,761
	3	"	"	0,250	1,755	13,422	57,294	0,0473	-46,560	68,032	72,471
	2	"	"	0,208	1,963	15,844	75,877	0,0200	-63,200	88,552	93,684
	1	"	"	0,208	2,171	18,266	95,372	0,0675	-80,760	109,985	115,809
	RDC	2,341	0,371	0,371	2,542	20,607	115,184	0,0712	-98,700	131,670	138,333
Trameau 2. $L_2 = 1,84 + 0,37 + 0,42$	T	3,921	0,134	0,134	0,134	11,159	0,000	0,000	8,927	8,927	11,293
	7	7,238	1,246	1,246	1,380	18,397	-1,177	0,1834	15,895	13,540	20,954
	6	"	"	1,121	2,501	25,635	-3,382	0,203	23,890	17,126	31,518
	5	"	"	0,997	3,498	32,873	-6,453	0,1877	32,750	18,845	42,834
	4	"	"	0,872	4,370	40,111	-10,228	0,2058	42,320	21,860	53,709
	3	"	"	0,748	5,118	47,349	-14,558	0,2726	52,437	28,320	67,825
	2	"	"	0,623	5,741	54,587	-20,735	0,4533	64,405	22,860	81,063
	1	"	"	0,623	6,364	61,825	-27,216	0,3893	76,676	22,244	95,405
	RDC	6,096	1,109	1,109	7,473	68,821	-33,863	0,4108	88,920	21,194	110,157

Voile Vt_2 Vt_3 "suite"

	NIN	Gi	Oi	O deg	Oi cum.	Gi cum	E		0,8G-E	0,8G+E	G+a+ E
							N	M			
Trameau 3. $L_3 = 0,66 + 0,42 + 0,56$	T	2,385	0,155	0,155	0,155	2,385	0,000	0,0000	1,908	1,908	2,540
	7	4,404	4,758	0,785	0,913	6,789	-0,364	0,0846	5,795	5,067	8,066
	6	"	"	0,682	1,595	11,193	1,043	0,0937	10,000	7,911	13,831
	5	"	"	0,606	2,201	15,597	1,989	0,081665	14,467	10,489	19,787
	4	"	"	0,531	2,732	20,001	3,156	0,09473	19,157	12,345	25,889
	3	"	"	0,455	3,187	24,405	4,486	0,1258	24,010	15,038	32,078
	2	"	"	0,379	3,566	28,810	5,941	0,05322	28,990	17,107	38,317
	1	"	"	0,379	3,945	33,213	7,467	0,1736	34,040	19,103	44,625
	ROC	4,256	0,674	0,674	4,619	37,469	9,019	0,1836	38,990	20,960	51,107
Trameau 4 $L_4 = 4,37 + 0,56$	T	7,290	0,473	0,473	0,473	7,290	0,000	0,000	5,832	5,832	7,763
	7	13,458	2,316	2,316	2,789	20,748	3,095	2,4574	13,503	19,693	26,632
	6	"	"	2,080	4,869	34,206	8,888	2,7202	18,477	36,253	47,963
	5	"	"	1,853	6,722	47,664	16,956	2,5162	21,175	55,087	71,342
	4	"	"	1,621	8,343	61,122	26,876	2,7526	22,022	78,774	96,341
	3	"	"	1,390	9,733	74,580	38,250	3,6537	21,414	97,914	122,563
	2	"	"	1,08	10,831	88,038	50,656	1,5456	19,770	121,086	149,575
	1	"	"	1,158	12,049	101,496	63,670	5,2163	17,530	144,87	177,215
	ROC	13,068	2,061	2,061	14,110	114,504	76,895	5,5053	14,708	168,490	205,510

36

Voile VL₂ Gv = 14,604

	NIV	G _i (t)	P _i	P _i deg	P _i cum.	G _i cum.	E		0,8G - E	0,8G + E	G + 0 + E
							M	N			
Trumeau (1,7) L ₁ = 1,25 + 0,42	T	1,84	0,270	0,270	0,270	1,840	0,	0	1,472	1,472	2,110
	7	3,099	0,480	0,480	0,750	4,340	0,135	3,183	0,289	6,655	8,273
	6	"	"	0,432	1,182	7,439	0,149	9,141	-3,190	15,092	17,762
	5	"	"	0,384	1,566	10,538	0,138	17,438	-9,008	25,868	29,542
	4	"	"	0,336	1,902	13,637	0,151	27,639	-16,729	38,549	43,178
	3	"	"	0,288	2,190	16,737	0,193	39,319	-25,930	52,708	58,245
	2	"	"	0,240	2,430	19,835	0,085	52,077	-36,209	67,945	74,335
	1	"	"	0,240	2,670	22,934	0,287	65,460	-47,113	83,307	91,037
	RDC	3,132	0,420	0,420	3,090	26,066	0,303	79,060	-58,207	99,913	108,216
Trumeau (2,6) L ₁ = 0,20 + 0,84	T	1,150	0,169	0,169	0,169	1,150	0	0	0,920	0,920	1,319
	7	1,930	0,300	0,300	0,469	3,080	0,00055	3,325	-0,861	5,789	6,874
	6	"	"	0,270	0,739	5,070	0,00061	3,455	-5,451	13,467	15,208
	5	"	"	0,240	0,979	6,540	0,00066	18,216	-12,664	23,768	26,735
	4	"	"	0,210	1,189	8,870	0,00061	28,873	-21,777	35,469	38,932
	3	"	"	0,180	1,369	10,800	0,00078	49,075	-31,435	48,715	52,244
	2	"	"	0,150	1,519	12,730	0,00035	54,404	-44,220	64,588	68,653
	1	"	"	0,150	1,669	14,660	0,00117	68,100	-56,672	80,128	84,729
	RDC	1,930	0,260	0,260	1,929	16,610	0,00123	82,601	-69,313	99,889	101,140

37

voile VL₂ suite.

	NIV	G _i	P _i	P _i deg	P _i cum	G _i cum	E		0,84-E	0,84+E	G+0+ E
							N	M			
Trumeau 3, L ₃ = 4,52+0,84	T	5,920	0,875	0,875	0,875	5,920	0	0	4,736	4,736	6,795
	7	9,960	1,540	1,540	2,415	15,880	0,488	6,497	12,216	13,192	14,783
	6	"	"	1,386	3,801	25,840	1,400	7,171	19,272	22,072	31,041
	5	"	"	1,232	5,033	35,800	3,674	6,641	24,966	32,314	44,507
	4	"	"	1,078	6,111	45,760	4,236	7,272	32,372	36,608	56,107
	3	"	"	0,924	7,035	55,720	6,024	9,288	38,552	50,600	68,779
	2	"	"	0,770	7,805	65,680	7,987	4,106	57,699	60,525	81,466
	1	"	"	0,770	8,575	75,640	10,800	13,812	50,482	70,542	94,245
	RDC	10,050	1,340	1,340	9,975	85,690	10,470	14,580	58,521	78,583	105,636
Trumeau (4, 5) L ₄ = 2,36+0,84	T	3,530	0,520	0,520	0,520	3,530	0	0	2,824	2,824	4,050
	7	5,340	0,920	0,920	1,440	8,870	-0,488	0,924	6,608	7,584	10,198
	6	"	"	0,828	2,268	14,210	-1,400	1,018	9,968	12,768	17,878
	5	"	"	0,736	3,004	19,550	-3,674	0,944	11,966	19,314	26,248
	4	"	"	0,644	3,648	24,890	-4,236	1,034	15,676	24,148	32,774
	3	"	"	0,552	4,200	30,230	-6,024	1,320	18,160	30,208	40,454
	2	"	"	0,460	4,660	35,570	-7,987	0,583	20,475	36,437	48,221
	1	"	"	0,460	5,120	40,910	-10,030	1,964	22,497	42,748	56,060
	RDC	6,000	0,800	0,800	5,920	46,910	-10,031	2,074	27,497	47,558	62,862

30

Voile VL4 L = 11,60^m
Gv = 14,64^t

	Niv	Gi	Pi	P _{i,deg}	P _{cum}	G _{cum}	E		0,8G-E	0,8G+E	0+G+ E
							N	M			
Trameau 1,4. L = 1,70 + 0,98	T	2,152	0,250	0,250	0,250	2,152	0	0	1,723	1,723	2,402
	7	4,515	0,387	0,387	0,637	6,667	2,810	0,707	2,524	8,144	10,114
	6	"	"	0,348	0,985	10,985	8,093	0,783	0,853	17,039	20,260
	5	"	"	0,310	1,295	15,697	15,418	0,723	-2,160	27,977	32,411
	4	"	"	0,271	1,566	20,212	24,423	0,792	-8,253	40,593	46,201
	3	"	"	0,232	1,798	24,727	34,752	1,009	-14,970	54,534	61,277
	2	"	"	0,114	1,992	29,242	46,040	0,446	-22,644	69,434	77,274
	1	"	"	0,194	2,186	33,757	57,808	1,502	-30,102	84,814	93,751
	RDC	4,516	0,386	0,386	2,572	38,273	63,816	1,585	-39,198	100,424	110,661
Trameau 2,5 L = 1,70 + 2,0,8.	T	2,84	0,330	0,330	0,330	2,840	0	0	2,272	2,272	3,170
	7	5,960	0,512	0,512	0,842	8,800	0	0,707	7,040	7,040	9,642
	6	"	"	0,461	1,258	14,760	0	0,783	11,808	11,808	16,018
	5	"	"	0,410	1,668	20,720	0	0,723	16,576	16,576	22,392
	4	"	"	0,358	2,026	26,680	0	0,792	21,344	21,344	28,906
	3	"	"	0,307	2,333	32,640	0	1,009	26,112	26,112	34,973
	2	"	"	0,256	2,589	38,600	0	0,446	30,880	30,880	41,189
	1	"	"	0,256	2,845	44,560	0	1,502	35,648	35,648	47,405
	RDC	5,960	0,509	0,509	3,354	50,520	0	1,585	40,416	40,416	53,874

39

Voile V_{L_3} , V_{L_3}'' , V_{L_3}''' , V_{L_3}'''' $L = 4, 13.$	N	G_i	Q_i	$Q_i \text{ deg}$	$Q_i \text{ cum}$	$G_i \text{ cum}$	M	$0,8G + E$	$G + Q + E$
	T	5,23	0,848	0,848	0,848	5,230	0	4,184	6,078
	7	11,416	1,820	1,820	2,668	16,646	2,203	13,317	19,314
	6	"	"	1,638	4,306	28,062	6,576	22,450	32,368
	5	"	"	1,456	5,762	39,476	12,848	31,582	45,240
	4	"	"	1,274	7,036	50,894	20,67	40,715	57,930
	3	"	"	1,092	8,128	62,31	29,757	49,848	70,438
	2	"	"	0,910	9,038	73,726	39,785	58,981	82,764
	1	"	"	0,910	9,948	85,142	50,440	68,114	95,090
	RDC	"	1,499	1,499	11,447	96,558	61,410	77,246	108,005

Voiles $V_{6,5}, V_{6,5}^i$ $L = 4,87$ $G_v = 4,08^t$		N	G_i	Q_i	Q_{ideg}	Q_{icum}	G_{icum}	M	$0,8G_{7E}^i$	$G+Q+E^i$
		T	9,636	0,143	0,143	0,143	0,143	9,636	0	7,709
7	12,861	2,807	2,807	2,95	2,95	22,497	0,128	17,998	25,445	
6	"	"	2,526	5,476	5,476	35,358	0,381	28,286	40,834	
5	"	"	2,246	7,722	7,722	48,219	0,743	38,575	55,941	
4	"	"	1,965	9,687	9,687	61,080	1,197	48,864	70,767	
3	"	"	1,684	11,371	11,371	73,941	1,723	59,153	85,312	
2	"	"	1,404	12,775	12,775	86,802	2,303	69,442	99,577	
1	"	"	1,404	14,179	14,179	99,663	2,920	79,730	113,842	
RDC	12,861	2,486	2,486	16,665	16,665	112,524	3,555	90,02	129,189	
Voiles $V_{6,4}, V_{6,4}^i, U_{6,4}^i$ $L = 4,87$ $G_v = 7,305^t$		T	9,453	0,139	0,139	0,139	9,453	0	7,562	9,592
		7	15,719	2,447	2,447	2,586	25,772	3,536	20,138	27,758
6	"	"	2,202	4,788	4,788	40,891	10,562	32,213	45,679	
5	"	"	1,958	6,746	6,746	56,61	20,612	45,288	63,356	
4	"	"	1,713	8,459	8,459	72,329	33,182	57,863	80,788	
3	"	"	1,468	9,927	9,927	88,048	47,768	70,438	97,975	
2	"	"	1,224	11,151	11,151	103,767	63,866	83,014	114,918	
1	"	"	1,224	12,375	12,375	119,486	80,967	95,589	131,861	
RDC	"	2,447	2,447	14,822	14,822	135,205	99,582	108,164	150,027	

FERRAILLAGE DES VOILES

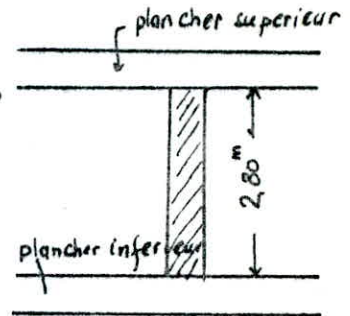
Caracteristiques geometriques et mecaniques des murs:
Longueur libre de flambement:

En se mettant dans le cas securitaire, en considerant les murs non raidis pour les constructions courantes.

$$l_f = 0,85 l = 0,85 \cdot 2,80 = 2,38 \text{ m}$$

Elongement mecanique λ :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{238 \sqrt{12}}{20} = 41,22 \text{ cm}$$



Contraintes admissibles de compression:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = f'_b \sigma'_{28} \text{ avec } f'_b = \min \begin{cases} 0,45 \alpha \delta \delta \\ 0,50 \alpha \beta \delta \delta \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{2 - 10 \frac{e}{3}}{0} \text{ avec } \alpha_{\max} \begin{cases} 1 \text{ cm} \\ \frac{l_f}{300} = 0,79 \Rightarrow e = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,833$$

$$\delta = 1 \text{ (contrôle strict)}$$

$$\delta = 1,1 \text{ (IP}_2\text{)}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 0,746$$

$$\Rightarrow f'_b = \min \begin{cases} 0,412 \\ 0,342 \end{cases} \Rightarrow f'_b = 0,342$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,342 \cdot 270 = 93 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles de flexion composée $\bar{\sigma}'_b$:

SP₁:

$$\bar{\sigma}'_{b1} = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 < \frac{ht}{2} ; e_0 = \frac{M}{N} ; e_1 = \frac{ht}{6}$$

$$\bar{\sigma}'_{b1} = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 > \frac{ht}{2}$$

$$SP_2: 1,50 \bar{\sigma}'_{b1}$$

Ferraillage: On fait le ferraillage pour 3 niveaux $\begin{cases} \text{NI: RDC-1} \\ \text{NII: 2-5} \\ \text{NIII: 6-T} \end{cases}$

Section partiellement comprimée: SPc:

(N: effort de compression ou de traction; $e_0 > e_1$).

Le ferraillage se fait par la methode de P. CHARRON.

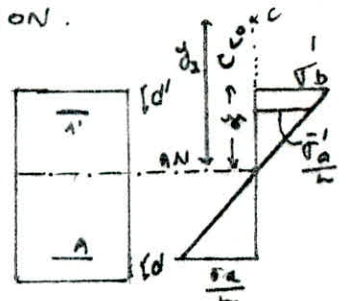
- Calcul de $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow E, K, \alpha$

- Si $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow A' = 0$, sinon $A' \neq 0$

- Calcul de $A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h}$ avec $M_f = M + N \left(\frac{ht}{2} - d\right)$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$A_{\min} = \frac{0,5 b l t}{100} \cdot (l t = h t - \alpha h) \text{ (RPA81)}$$



Verification des contraintes:

$$\sigma'_b = k y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 15 k (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a \text{ avec}$$

$$\sigma_a = 15 k (h t - d - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$k = \frac{N y_1}{I} ; I = \frac{b d_1^3}{3} + n A (y_1 - d')^2 + n A' (h - y_1)^2$$

$y_1 = y_2 + C$ avec $C = e_0 + \frac{ht}{2}$. C sera comptée positive si le point tombera à l'interieur de la section, négative dans le cas contraire.

y_2 est obtenue par la résolution de l'équation: $y_2^3 + Py_2 + q = 0$ avec:

$$p = -3c^2 - \frac{6nA}{b} (2c - ht)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA}{b} ((c-d)^2 + (h-c)^2)$$

Section entièrement comprimée: S.E.C.

(N: effort de compression, $e_0 \leq e_s$).

Ferraillage: P. CHARRON.

Vérification des contraintes:

$$\sigma'_{b1,2} = \left(\frac{N'}{B'_0} \mp \frac{M_G}{I} v \right) \leq \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec } B'_0 = B + 15(A'_1 + A'_2)$$

$$\sigma'_{a1,2} = n \left(\frac{N'}{B'_0} \mp \frac{M_G}{I} (v-d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$$

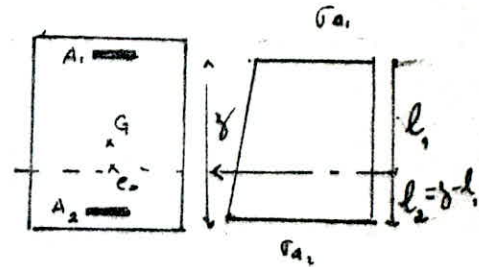
Section entièrement tendue: S.E.T.

(N: effort de traction, $e_0 \leq e_s$)

$$A_1 = \frac{Nl}{z \bar{\sigma}_a} ; A_2 = \frac{N(z-l)}{z \bar{\sigma}_a} ; l = \frac{ht}{2} + e_0 - d$$

Vérification de contraintes:

$$\sigma_{a1} = \frac{Nl}{z A_1} \leq \bar{\sigma}_{a1} ; \sigma_{a2} = \frac{N(z-l)}{z A_2} \leq \bar{\sigma}_{a2}$$



Distribution de l'effort tranchant: "Cas des voiles avec ouvertures".

La distribution se fera proportionnellement à leurs inerties propres.

$T_i = T \frac{I_i}{\sum I_i}$; T: effort tranchant repris par les voiles; I_i : inertie propre du refend;
 $\sum I_i$: somme des inerties propres. T_i : effort tranchant repris par l'élément de refend.

Zone I. $H_0 = 191,82^t$

Zone II $H_0 = 186,33^t$

Zone III $H_0 = 138,92^t$

Seisme transversale					Seisme longitudinal.				
Voiles	Z.I	Z.II	Z.III	%	Voiles	Z.I	Z.II	Z.III	%
VL_1, VL'_1	50,065	48,63	35,740	26,1	VL_1, VL'_1	0,82	0,80	0,59	0,43
VL_2, VL'_2	38,480	37,38	27,47	20,06	VL_2	120,42	116,98	85,96	62,78
$VL_3, 3' 3''$ $3'' 3'' 3''$	3,66	3,55	2,62	1,91	VL_4, VL_3	39,50	38,37	28,20	20,59
VL_4, VL'_4	5,85	5,68	4,78	3,05					
VL_5, VL'_5	0,21	0,21	0,15	0,11					

Ferraillage des voiles (Vt_3 ; Vt_3' ; Vt_3'' ; Vt_3''' ; Vt_3'''') (pleins).

$h_t = 4,13^m$
 $M = 61,414^t.m.$

$N^{min} = 68,114^t$, $N^{max} = 108^t$.

Combinaison M , N^{min} .

$e_0 = 0,90^m$; $d = \frac{h_t}{10} = 0,688$; $h = \frac{2}{3} h = 3,71,7^m$

$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 173,64^t.m.$

Contrainte admissible:

$\sigma_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 90}{413} \right) \cdot 93 = 200,30^{\text{kg/cm}^2}$

$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0224 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9344 \\ \alpha = 0,1968 \\ \eta = 61,25 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = \frac{4200}{61,25} = 68,6 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$

Calcul de A:

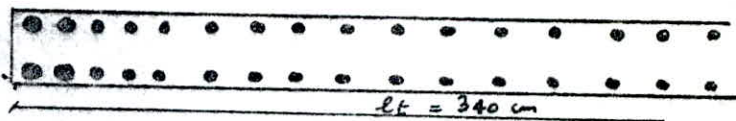
$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 11,9^{\text{cm}^2}$, $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 11,9 - \frac{68,114}{4200} < 0$

$A^{min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot l_t$ (RPA 81); $l_t = h_t - \alpha h = 340^{\text{cm}}$.

$A^{min} = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 340 = 34^{\text{cm}^2}$ soit $10^{\text{cm}^2/ml}$.

Soit: sur $\frac{b \cdot l_t}{10} = 413^{\text{cm}} \rightarrow 4H17 + 6HA10 = 10,87^{\text{cm}^2} \rightarrow t = 10^{\text{cm}}$
 sur $0,8 \cdot l_t = 33,04^{\text{cm}} \rightarrow 10 HA 10/ml = 7,85^{\text{cm}^2/ml} \rightarrow t = 20^{\text{cm}}$.

Zone courante: $T = 3660^{\text{kg}}$.



$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} \approx 140^{\text{cm}}$

$\gamma = 0,875 \cdot h = 0,875(413 - 140) = 238,875^{\text{mm}}$

$\tau = \frac{1,4T}{b \cdot \gamma} = 1,072 < \bar{\tau}_b = 32,4^{\text{kg/cm}^2}$; $\tau_b < 0,025 \sigma'_{28} = 6,75^{\text{kg/cm}^2} \rightarrow A_c = 5^{\text{cm}^2/ml}$

Comme $A_c < A$ (zone courante = $7,85^{\text{cm}^2/ml}$) \Rightarrow ferraillage precedent est suffisant.

Reprise de coulage:

$A_{vj} = \frac{1,1T}{\bar{\sigma}_{cn}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 3660}{4200} = 1,342^{\text{cm}^2} \rightarrow 6HA6 = 1,69^{\text{cm}^2}$

Armatures horizontales:

$w_t = \frac{\tau \cdot b}{4200} < 0 \rightarrow A_h = \frac{0,15}{100} \cdot b \cdot 100 = 3^{\text{cm}^2/ml} \rightarrow 8HA8/ml$; $t = 20^{\text{cm}}$.

Armatures transversales:

5 épingle $\phi 6/ml^2$; 1 cadre HA6 pour les potelets... $t \leq 20^{\text{cm}}$

Longueur de recouvrement: Comme le seisme a un effet reversible, on prendra notre voile comme étant entierement tendu: $l_2 = 50\phi = 50^{\text{cm}}$.

Les barres horizontales sont munis de crochets à 135° ayant une longueur $l = 10\phi = 10 \cdot 8 = 80^{\text{mm}} = 8^{\text{cm}}$.

Verification des contraintes:

On verifie avec la combinaison: $N^{max} = 108^t$, $M = 61,41^t.m.$, $h_t = 4,13^m$, $e_0 = \frac{M}{N} = 0,63 < \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ S.E.C.

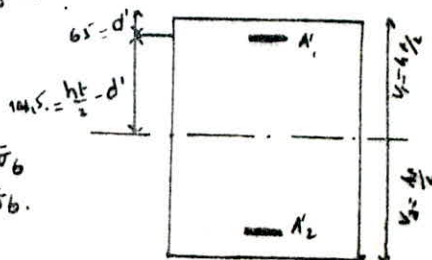
On verifie avec:

$A = A'_1 = A'_2 = 32,85^{\text{cm}^2}$.

$d'_1 = d'_2 = 65^{\text{cm}}$.

$I_{xx} = \frac{b h_t^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot A' \cdot v^2 = 1,272 \cdot 10^8^{\text{cm}^4}$

$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{b h_t + 15(A'_1 + A'_2)} \pm \frac{M}{I_{xx}} \left(\frac{h_t}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 22,31^{\text{kg/cm}^2} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_2 = 2,37^{\text{kg/cm}^2} < \bar{\sigma}_b \end{cases}$



$$\sigma_{a,2} = \frac{15 N}{b h t + 15(A'_1 + A'_2)} \mp \frac{M (v_1 - d')}{I} \rightarrow \sigma_2 = 2.87,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Zone II. $M = 39,785 \text{ t.m.}$; $h_t = 4,13 \text{ m}$
 $N^{\min} = 40,715 \text{ t}$; $e_0 = \frac{M}{N} = 98 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{S.P.C.}$
 $T = 3,55 \text{ t.m.}$

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 107,57 \text{ t.m.} ; e_0 < \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h_t} \right) 93 = 205,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9474 \\ k = 80 \\ \alpha = 0,1579 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 52,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 7,27 ; A_2 = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0$$

Comme on a h_t et b pour les zone II et III et I, on prend le meme ferrailage pour ces trois zones qui est deja calcule pour la zone I. c. a. d.

sur $\frac{h_t}{10}$ on prend $4 \text{ HA } 14 + 6 \text{ HA } 10 = 10,87 \text{ cm}^2$.

sur $\frac{h_t}{8}$ on prend (Zone courante) : $10 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Sur la zone courante: $T = 3,55 \text{ t}$; $d = 140 \text{ cm}$, $\bar{\sigma} = 238,875 \text{ cm}$

$$\tau = \frac{1,4 \cdot 3550}{20 \cdot 238,875} = 1,04 < \bar{\tau} \rightarrow A_c = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_c < A_{z, \text{courante}}$ calcule \rightarrow le ferrailage precedent est suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,929 \rightarrow 6 \text{ HA } 6$$

Armatures horizontales:

$$w_t = \frac{\tau \cdot 8}{4200} < 0 \rightarrow A_h = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 8 \text{ HA } 8 / \text{ml} . t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales:

$$5 \text{ ep } \phi 6 / \text{m}^2 , 1 \text{ cadre HA } 6 \text{ pour les potelets } t \leq 20 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement:

$$50 \phi = 50 \cdot 10 = 50 \text{ cm}$$

Verifications des contraintes avec:

$$M = 39,875 \text{ t.m.}$$

$$N^{\max} = 82,784 \text{ t} . e_0 = 48 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} \rightarrow \text{SEC.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 48}{h_t} \right) 93 = 172 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = A'_2 = A'_1 = 32,85 \text{ cm}^2$$

$$d'_1 = d'_2 = 65 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 1,272 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N = 82764}{20 \cdot 413 + 30 \cdot 32,85} \mp \frac{39,875 \cdot 10^5}{1,272 \cdot 10^8} \cdot \frac{413}{2} = 8,95 \mp 6,47 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 15,42 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,48 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{a,2} = \frac{15 \cdot 82764}{20 \cdot 413 + 30 \cdot 32,85} + \frac{39,875 \cdot 10^5}{1,272 \cdot 10^8} \left(\frac{413}{2} - 65 \right) = 134,25 \mp 4,43 < \bar{\sigma}_a \text{ verifiee.}$$

Tableau récapitulatif du calcul des sections
PC, E.C, E.T.

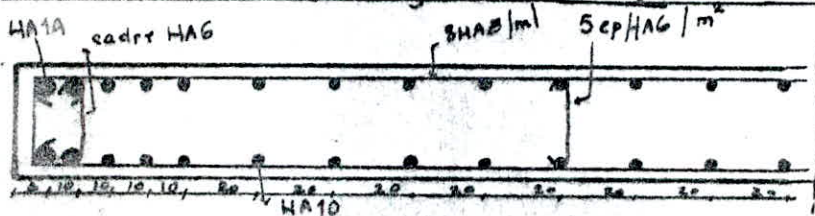
Voiles	Zone	M ^{t.m}	N ^{min}	e ₀₁ ^m	nature	N ^{max} (t)	e ₀₂ ^m	Nature	e ₁ = $\frac{ht}{6}$	ht ^m	
V _{E3} , V _{E3} ' V _{E3} '', V _{E3} ''' V _{E3} ''''	1	61,410	68,114	0,90	SPC	108,005	0,63	SEC	0,688	4,13	
	2	39,785	40,715	0,98	"	82,764	0,48	"	"	"	
	3	12,848	4,184	3,07	"	45,240	0,28	"	"	"	
V _{E4} , V _{E4} ' V _{E4} ''	1	98,582	95,589	1,03	"	150,027	0,66	"	0,812	4,87	
	2	63,866	57,863	1,70	"	114,918	0,56	"	"	"	
	3	20,612	7,562	2,73	"	63,856	0,33	"	"	"	
V _{E5} , V _{E5} '	1	3,555	79,730	0,045	SEC	129,189	0,028	"	0,27	1,62	
	2	2,303	48,864	0,047	"	99,577	0,023	"	"	"	
	3	0,743	7,709	0,096	"	55,941	0,013	"	"	"	
V _{L1} , V _{L1} '	1	13,898	37,627	0,370	"	59,759	0,23	"	0,442	2,65	
	2	9,004	22,087	0,407	"	44,779	0,20	"	"	"	
	3	2,906	2,195	1,32	SPC	23,468	0,124	"	"	"	
V _{L1} , V _{L1} '	Trameau 2	1	69,633	-54,904	1,268	SPC	228,190	0,305	"	0,765	4,59
		2	43,000	-28,510	1,508	"	161,114	0,267	"	"	"
		3	22,893	1,217	18,811	"	68,977	0,332	"	"	"
	Trameau 1	1	80,657	-60,116	1,342	"	221,395	0,364	"	0,728	4,37
		2	49,806	-32,670	1,526	"	155,679	0,320	"	"	"
		3	26,516	-0,930	28,512	"	66,180	0,400	"	"	"
V _{L2} , V _{L2} '	Trameau 1	1	0,07124	-98,70	0,00072	SET	138,33	0,00051	"	0,085	0,51
		2	0,04728	-63,30	0,00045	"	93,684	0,00051	"	"	"
		3	0,0352	-18,54	0,0019	"	35,180	0,001	"	"	"
	Trameau 2	1	0,4108	21,194	0,0019	SEC	110,157	0,0037	"	0,307	1,84
		2	0,2726	21,86	0,0124	"	81,063	0,0034	"	"	"
		3	0,1877	8,927	0,021	"	42,824	0,0044	"	"	"
	Trameau 3	1	0,1896	20,960	0,009	"	51,107	0,0037	"	0,11	0,66
		2	0,1258	12,845	0,0098	"	38,317	0,0033	"	"	"
		3	0,0937	1,908	0,0491	"	19,787	0,0047	"	"	"
	Trameau 4	1	5,605	14,708	0,374	"	205,51	0,0268	"	0,728	4,37
		2	3,654	19,770	0,185	"	149,583	0,0244	"	"	"
		3	2,7201	5,832	0,466	"	79,342	0,0581	"	"	"

Voiles	Zone	M ^{em}	N ^{mit}	e ₀ ^m	Nature	e ₀₂ ^m	N ^{max}	Nature	$q = \frac{ht^m}{E}$	ht ^m	
VL4	Trumeau 1	1	1,585	-39,198	0,040	SET	0,0143	110,661	SEC	0,283	1,70
		2	1,009	-22,646	0,045	"	0,0131	77,274	"	"	"
		3	0,783	-2,860	0,274	"	0,0242	32,411	"	"	"
	Trumeau 2	1	1,585	35,648	0,0445	SEC	0,0294	53,874	"	"	"
		2	1,009	21,344	0,0473	"	0,0245	41,189	"	"	"
		3	0,783	2,272	0,345	"	0,035	22,392	"	"	"
	Trumeau 3	1	1,585	35,648	0,0445	"	0,0294	53,874	"	"	"
		2	1,009	21,344	0,0473	"	0,0245	41,189	"	"	"
		3	0,783	2,272	0,345	SPC	0,035	22,388	"	"	"
	Trumeau 4	1	1,585	-39,198	0,0404	SET	0,014	110,661	"	"	"
		2	1,009	-22,646	0,0446	"	0,0131	77,274	"	"	"
		3	0,783	-2,860	0,274	"	0,0241	32,411	"	"	"
VL2	Trumeau 1-1	1	0,303	-58,207	0,0052	SET	0,0028	108,216	"	0,208	1,25
		2	0,193	-36,209	0,0053	"	0,0026	74,335	"	"	"
		3	0,149	-9,008	0,0165	"	0,0050	29,542	"	"	"
	Trumeau 2-	1	0,00123	-69,313	0,00018	"	0,000012	101,14	"	0,0333	0,20
		2	0,000784	-44,220	0,00018	"	0,000011	68,653	"	"	"
		3	0,00061	-12,664	0,00048	"	0,000023	26,135	"	"	"
	Trumeau 3	1	14,580	50,482	0,289	SEC	0,138	105,636	"	0,753	4,52
		2	9,288	32,372	0,287	"	0,114	81,066	"	"	"
		3	7,272	4,736	1,537	SPC	0,163	44,507	"	"	"
	Trumeau 4	1	2,074	22,697	0,0914	SEC	0,033	62,862	"	0,393	2,36
		2	1,3208	15,676	0,084	"	0,0274	48,221	"	"	"
		3	1,018	2,824	0,361	"	0,0388	26,228	"	"	"
	Trumeau 5	1	2,074	-18,342	0,113	SET	0,019	108,70	"	"	2,36
		2	1,3208	-8,719	0,153	"	0,0278	74,195	"	"	"
		3	1,018	2,824	0,361	"	0,0294	34,586	"	"	"
	Trumeau 6	1	0,00123	-13,452	-0,00009	"	0,000027	45,279	"	0,0333	0,20
		2	0,00078	-7,045	0,00011	"	0,000025	31,479	"	"	"
		3	0,00061	-0,632	0,00096	"	0,000043	14,103	"	"	"

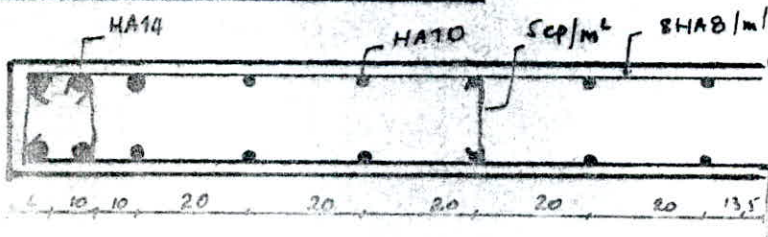
Tableau recapitulatif du ferrailage des voiles pleins.

Voiles	Armatures verticales		Avj	Armatures horizontales	Armatures transversales		
	Potelet				Zone courante	potelet	Zone courante
	Zone	Section d'acier					
V_{E3}, V_{E3}' $V_{E3}''; V_{E3}'''$ $V_{E3}^{IV} L=4,13$	1	4 T14	10 HA10/m	8HA6	8HA8/m	1 cadre $\phi 6$	5 sep/m ²
	2	4 T14	"	"	"	"	"
	3	4 T14	"	"	"	"	"
V_{E4}, V_{E4}' V_{E4}'' V_{E4}''' $L=4,87$	1	4 T14	"	8HA6	"	"	"
	2	4 HA14	"	"	"	"	"
	3	4 HA14	"	"	"	"	"
V_{L4}, V_{L4}' $L=2,75$	1	4 HA14	"	-	"	"	"
	2	4 HA14	"	-	"	"	"
	3	4 HA14	"	-	"	"	"
V_{E5}, V_{E5}' $L=1,62$	1	4 HA14	"	-	"	"	"
	2	4 HA14	"	-	"	"	"
	3	4 HA14	"	-	"	"	"

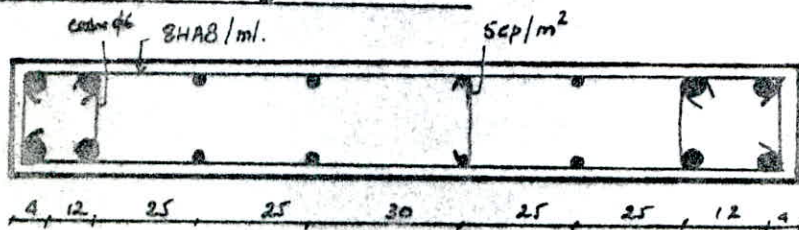
Exemple de ferrailage ($V_{E3}, V_{E3}', V_{E3}'', V_{E3}''', V_{E3}^{IV}$) $h_e = 4,13$ m.



voiles V_{L4}, V_{L4}' : $h_e = 2,75$ m.



Voiles V_{E5}, V_{E5}' $h_e = 1,62$ m.



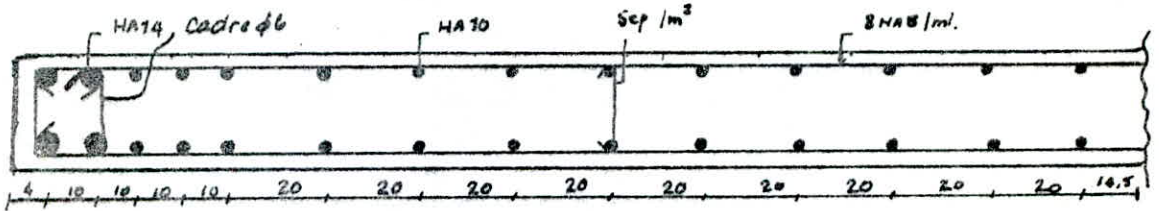
Voiles avec files d'ouvertures:

Voiles	Trameaux	Armatures verticales			Armat. horizont.	Auj	Armatures transvers.	
		Potelet		Zone courante			Potelet	Zone courante
		Zone	S. aciers					
VL1	I $h_f = 4,37^m$	1	4 HA14	10 HA10 /ml.	8 HA8/ml	10 HA10	1 cadre $\phi 6$	Sep /m ²
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	II $h_f = 4,59^m$	1	4 HA14	"	"	8 HA12	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
VL2	I $h_f = 0,51^m$	1	4 HA14	8 HA10	"	6 HA6	"	"
		2	4 HA12	"	"	"	"	"
		3	"	"	"	"	"	"
	II $h_f = 1,84^m$	1	4 HA14	"	"	"	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	III $h_f = 0,66^m$	1	2 HA8	2 HA10	"	"	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	"	"	"	"	"	"
	IV $h_f = 4,37^m$	1	4 HA14	10 HA10 /ml	"	"	1 cadre $\phi 6$	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
VL3	I $h_f = 1,70^m$	1	4 HA14	"	"	8 HA8	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	II $h_f = 1,70^m$	1	4 HA14	"	"	"	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	III $h_f = 1,70^m$	1	4 HA14	"	"	"	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	IV $h_f = 1,70^m$	1	4 HA14	"	"	8 HA8	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
VL2	I, 7 $h_f = 1,25^m$	1	4 HA12	"	10 HA8/ml	6 HA6	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	"	"	"	"	"	"
	II, 6 $h_f = 0,20^m$	1	4 HA14	"	"	"	1 cadre $\phi 6$	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	"	"	"	"	"	"
	III $h_f = 4,52^m$	1	"	"	"	"	1 cadre $\phi 6$	Sep /m ²
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	IV $h_f = 2,36^m$	1	8 HA14	"	"	"	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"
	V $h_f = 2,36^m$	1	8 HA14	"	"	8 HA8	"	"
		2	"	"	"	"	"	"
		3	4 HA12	"	"	"	"	"

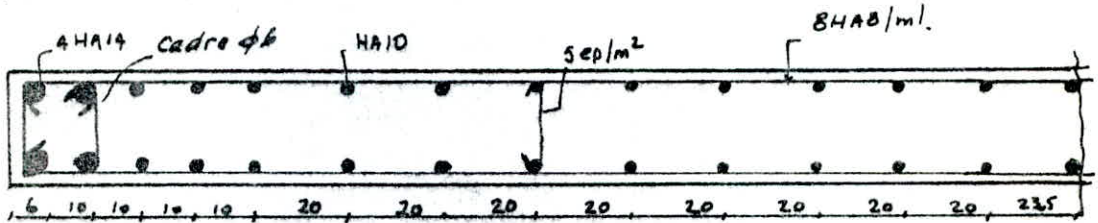
Dispositions des armatures:

voile Vt_1, Vt'_1 ; On représente les Zone I et II. Pour la zone III, les HA14 des potelets sont remplacés par de HA12

Trumeau I $ht = 4,37^m$

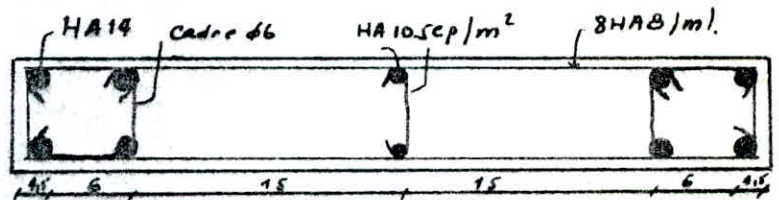


Trumeau II. $ht = 459^{cm}$

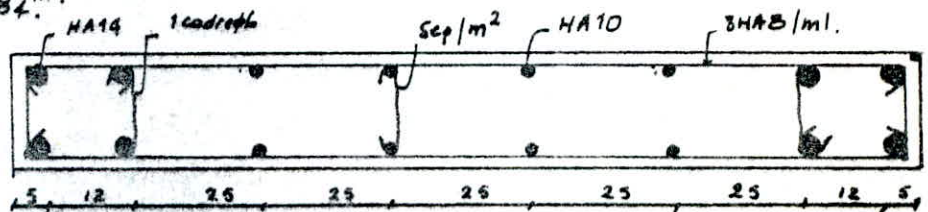


Voiles Vt_2, Vt'_2

Trumeau I $ht = 0,51^m$



Trumeau II $ht = 1,84^m$



Trumeau III $ht = 0,66^m$



Trumeau IV. $ht = 4,37^m$

(même disposition que le trumeau I du voile Vt_2)

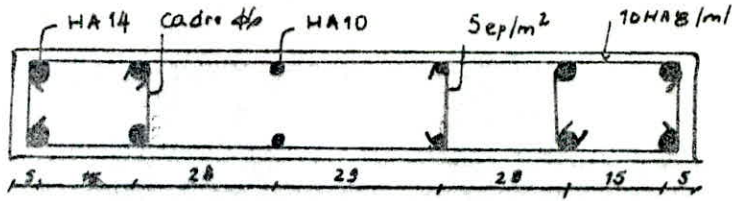
Voile Vt_3, Vt_4 . Trumeau I, II, III, IV $ht = 1,70^m$



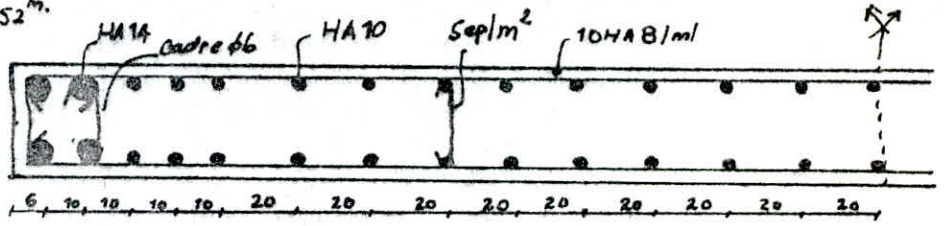
Voiles Vlg.

Trumeaux 1-6

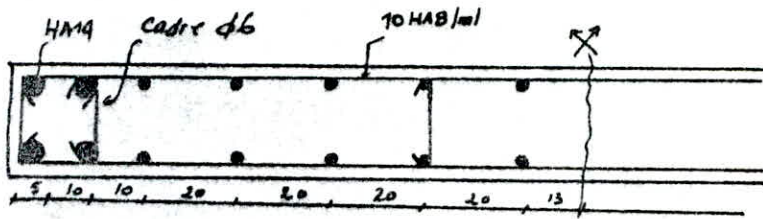
ht = 1,25m.



Trumeau III ht = 4,52m.



Trumeau 4-5. ht = 2,36m.



FERRAILLAGE DES LINTEAUX.

On ferraille les linteaux par le règlement RPA 81, art. 43.23
 Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile.
 Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant
 dont les sens d'action peuvent alterner.

Art. 43.25:

$$\bar{T} = 1,4T \text{ (calculé)}$$

M = Calculé à partir des valeurs de T.

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 0,75 \sigma'_{28} = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Art. 433.14 :

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure 1.

Art. 33.14 : Pour $\tau_l \geq 0,06 \sigma'_{28}$ des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles.

Si $\tau_l \geq 0,06 \sigma'_{28}$:

$$A_x \geq 0,0075 h \cdot b$$

$$A_i, A_s \geq \frac{15}{10000} b \cdot h$$

$$A_r \geq \frac{2}{1000} b \cdot h$$

$$A_t \geq \frac{25}{10000} b \cdot h$$

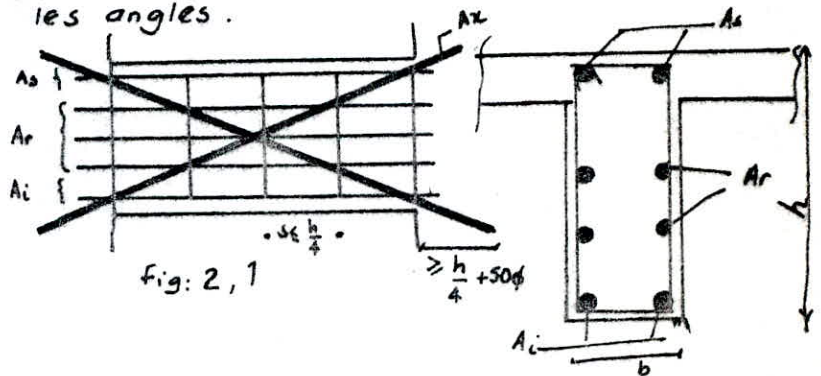
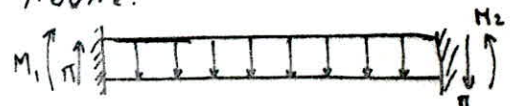


Fig. 2, 1

Méthode de calcul: les linteaux sont calculés comme des poutres encastrees à ses extremités et ils sont ferrillés sous les sollicitations les plus defavorables.

On ferraille les linteaux avec $M^{max} = M_1$, et ce du fait que le seisme agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.

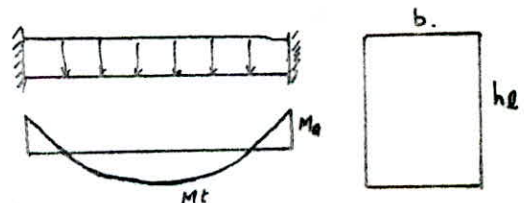


On donne un exemple de calcul, soit le linteau en dessus de la porte P_2
 les résultats des autres linteaux seront donnés dans un tableau.

Linteau sur P_2 (voile v_6, v_7).

$$l = 2a = 1,04$$

$$b = 20 \text{ cm}, h = 0,84 \text{ m}, d = 3 \text{ cm} \quad h = 0,81 \text{ m}$$



$G = G$ (revenant du plancher) + pds propre du linteau

$$S = 0,49 \text{ m}^2$$

$$G = 0,616 \cdot 0,49 + 0,20 \cdot 1,04 \cdot 0,84 \cdot 2,5 = 0,739 \text{ t}$$

$$P = 0,175 \cdot 0,49 = 0,086 \text{ t}$$

$$G+P = 0,825 \text{ t} \quad (SP_2)$$

$$q = \frac{0,825}{1,04} = 0,793 \text{ t/m}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = 0,035 \text{ t.m.}$$

$$M_a = -\frac{q l^2}{12} = -0,071 \text{ t.m.}$$

$$T_a = q \frac{l}{2} = 0,412^t$$

$$T \text{ (serime)} = \pi \max = 22,207^t$$

$$M \text{ (serime)} = \pi a = 11,547 \text{ t.m.}$$

$$T = 1,4 \left(\pi + q \frac{l}{2} \right) = 31,700^t$$

$$M = 1,4 \left(\pi a + q \frac{l^2}{2} \right) = 16,253^t$$

Verification au cisaillement du beton: $\tau_b = \frac{T}{b^2} = 22,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$.

Calcul des aciers longitudinaux:

$$\mu = \frac{15,16,253}{4200 \cdot 20 \cdot (81)^2} = 0,0442 \quad | \quad \epsilon = 0,9108$$

$$k = 41,000$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{41} = 102,44 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 5,245 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_i, A_s \geq \frac{15}{10.000} b h_t = 2,52 \text{ cm}^2 \text{ verifié.}$$

On prend: $A_i, A_s = 6 \text{ HA}14 (9,23 \text{ cm}^2)$.

Condition de non fragilité: $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,57 \text{ cm}^2$ verifié.

Aciers de répartition (A_r)

$$A_r \geq \frac{20}{1000} b h_t = 3,36 \text{ on prend } 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Acier transversaux: A_t .

On choisit (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

L'espacement $e = 3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a \cdot A_t}{T} = 0,875 \cdot 81 \cdot \frac{4200}{31700} = 2,01 = 18,87 \text{ cm}$.

RPA: $e \leq \frac{h_t}{4} = 21 \text{ cm}$, on prendra $e = 15 \text{ cm}$.

Armature d'angle:

$$\tau_b = 22,36 \geq 0,06 \sigma'_{2/3} = 16,2 \rightarrow \text{on place des armat. d'angle.}$$

$A_x \geq 0,0015 b h_t = 2,52 \text{ cm}^2$ on prendra: 4 HA12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$).

Arrêt d'armature d'angle:

$$l_0 \geq \frac{h_t}{4} + \frac{e}{4} = \frac{81}{4} + 50 \cdot 12 \Rightarrow l_0 = 85 \text{ cm}$$

Longueur des barres:

$$l_1 = \sqrt{l^2 + h_t^2} + \frac{2 l_0}{\cos \alpha} \quad ; \quad \tan \alpha = \frac{h_t}{e} = \frac{81}{104} \rightarrow \cos \alpha = 0,7779 \Rightarrow l_1 = 3,60^m$$

Verification des contraintes: $\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 9,23}{20 \cdot 81} = 0,5697 \quad | \quad \epsilon = 0,88775$
 $k = 29,55$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{29,55} = 142,13 < \bar{\sigma}'_b \dots \text{verifié}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2448,82 < \bar{\sigma}_a \dots \text{verifiée.}$$

Verification à la fissuration: $\omega_f = \frac{A}{2 b d} = 0,07692 \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}$
 $k = 1,5 \cdot 10^6$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = 7453,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \min \left| \frac{\bar{\sigma}_a}{\max(\sigma_1, \sigma_2)} \right| = \bar{\sigma}_a \text{ verifié.}$$

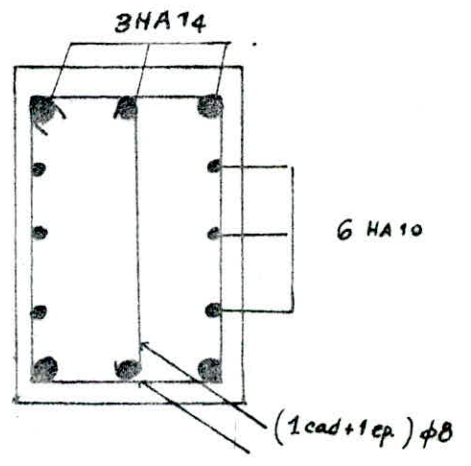
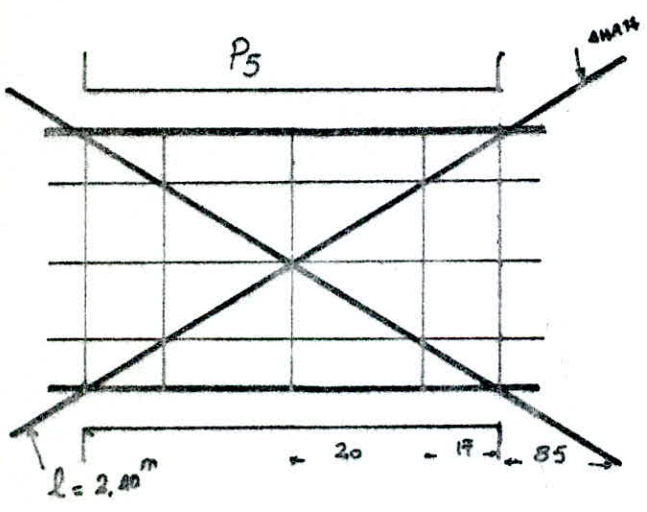
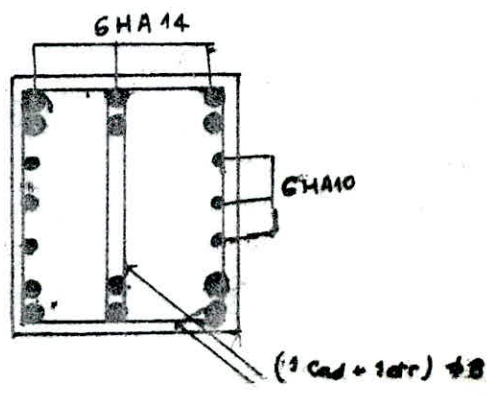
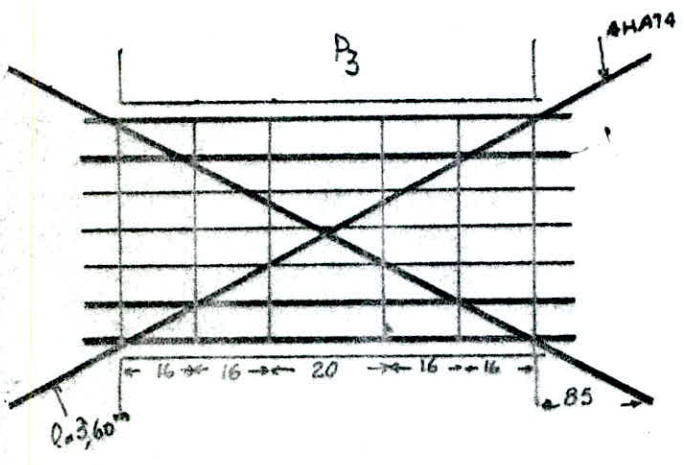
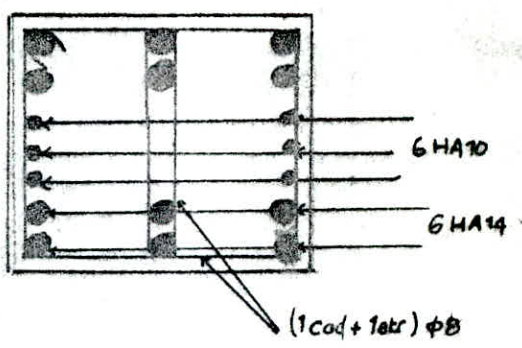
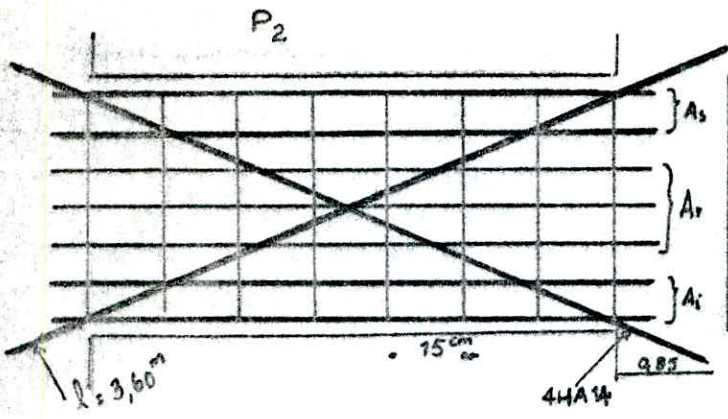
Verification de l'adhérence: $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 0,5) = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

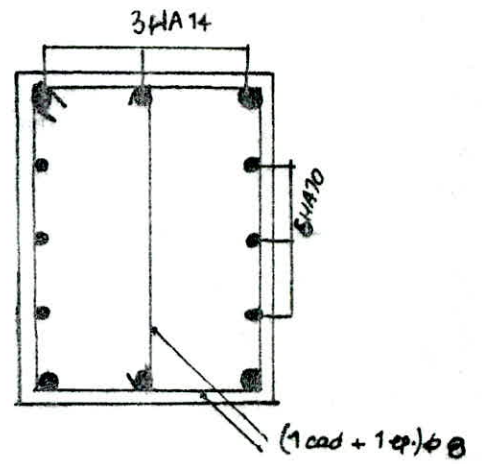
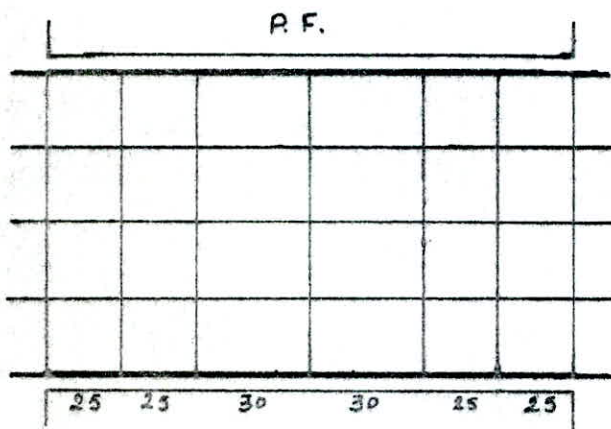
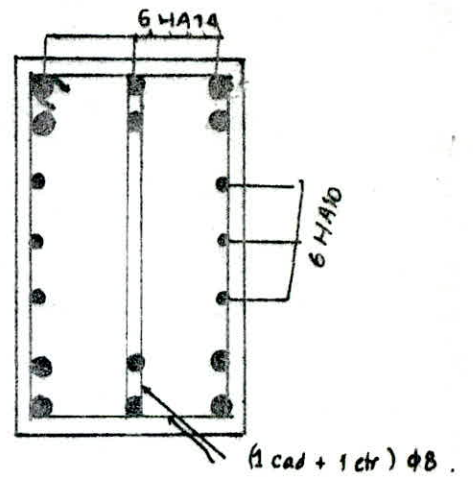
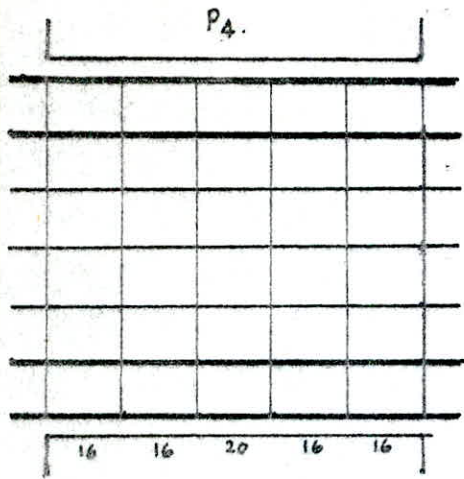
$$\tau_d = \frac{T}{n p_3} = \frac{31700}{6 \cdot (\pi \cdot 14) \cdot 81 \cdot 0,875} = 16,95 < \bar{\tau}_d \text{ verifié.}$$

VOILE	θ_{min}	$l = 2a^m$	$h e^m$	$b^{(m)}$	h^m	$S_i^{m^2}$	G_i^e	P_i^e	$G+P^e$	$g \frac{t}{ml}$	m_6^{cm}	m_a^{cm}	π_{max}	T^e	M^{cm}	Z_{min}^{cm}
V_1, V_1'	P_2	1,04	0,84	0,20	0,81	0,190	0,739	0,086	0,925	0,793	0,035	0,071	22,207	31,700	16,253	22,36
V_{t_2}	P_3	0,74	"	"	"	0,720	0,981	0,189	1,070	1,273	0,037	0,074	19,812	24,400	10,340	20,06
	P_4	0,84	"	"	"	0,706	0,787	0,185	0,972	1,157	0,034	0,068	14,777	21,368	8,774	15,074
V_{t_3}	P_2	1,04	"	"	"	0,962	1,840	0,257	1,297	1,544	0,045	0,090	15,225	19,640	9,823	13,855
	P_3	0,84	"	"	"	0,706	0,787	0,124	0,911	1,086	0,032	0,064	19,196	22,500	17,668	20,98
V_{L_2}	P_4	0,84	"	"	"	0,706	0,787	0,247	1,034	1,231	0,036	0,072	13,602	19,767	8,100	13,945
	P.F	1,60	1,21	"	1,77	1,280	1,756	0,224	1,980	1,238	0,036	0,072	12,084	18,304	13,904	8,940

Tableau recapitulatif du ferrailage

Armatures. / Intercou sur out.	P_2	P_3	P_4	P_5	P.F.
A_s	6 HA14	6 HA14	6 HA14	3 HA14	3 HA14
A_i	6 HA14	6 HA14	6 HA14	3 HA14	3 HA14
A_z	6 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10
A_{tr}	(1cad + 1str) $\phi 8$	(1cad + 1str) $\phi 8$	(1cad + 1str) $\phi 8$	(1cad + 1epingle) $\phi 8$	(1cad + 1epingle) $\phi 8$
A_x (angles)	4 HA12		4 HA12		4 HA12
	$l_0 = 85^{cm}$	$l = 3,60^m$	$l_0 = 85^{cm}$	$l = 3,60^m$	





CALCUL DES PLANCHERS

Introduction:

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement Supérieure à la hauteur.

- 1- dalles pleines uniformément chargées sans ouvertures
- 2- dalles pleines uniformément chargées avec des petites ouvertures qui permettent le passages des gaines.

La disposition en plan des dalles dans les planchers est la même pour chaque étage.

on a des dalles qui se reposent sur 3 côtés.

Méthode de calcul:

La méthode adoptée est celle de M^E R. Barres exposée dans son ouvrage "Table pour le calcul des dalles et parois".

Dalles, appuyées sur 3 côtés:

Cette méthode dépend du coefficient de poisson μ et du rapport des portées $\gamma = a/b$, à l'aide de ces coefficients on tire du tableau tous les coefficients nécessaires pour le calcul des dalles.

Voici la méthode de M^E Barres:

w : Coefficient du moment.

M_{xs} : Coefficient du moment dans la direction x , avec $x = a/2$ et $y = b/2$.

M_{ys} : Coefficient du moment dans la direction y avec $x = a/2$ et $y = b/2$.

M_{yas} : Coefficient du moment dans la direction y , $x = a$; $y = b/2$.

1- $q \frac{a^4}{Eh^4}$ pour avoir la flèche.

2- $q a^2$ pour avoir le moment suivant la direction x .

3- $q b^2$ pour avoir le moment suivant la direction y .

Remarque:

le moment maximum est suivant y , au droit du bord libre, avec ce moment $l'a$, qu'on ferraille dans la direction parallèle à b (petit côté).

$$M_{yas} = M_{yas} \cdot q b^2; \quad M_{ys} = M_{ys} \cdot q \cdot b^2; \quad M_{xs} = M_{xs} \cdot q \cdot a^2; \quad f = w b_s \cdot \frac{q a^4}{E h^4}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (beton)} \quad \gamma = a/b \text{ (rapport du grand côté sur p. côté)}$$

$$M_{xs} = -\mu \cdot M_{yas}$$

Calcul des dalles :

les panneaux se reposent simplement sur 3 côtés (3 appuis simples).

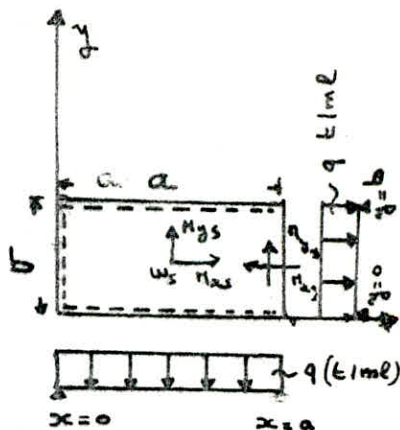
on a 4 types de dalles :

type 1 : $l_x \times l_y = 3 \times 3,93 \text{ m}$.

type 2 : $l_x \times l_y = 3 \times 5,87 \text{ m}$.

type 3 : $l_x \times l_y = 2,55 \times 5,87$.

type 4 : loggia et Sechoirs ; calculées par des bandes de 1 metre lineaire.



Plancher Courant :

le plancher courant et le rez-de-chaussée sont fait en dalle pleine d'épaisseur $h_t = 16 \text{ cm}$.

$$q = G + 1,2p. \quad h_t = 16 \text{ cm}; \quad G = 0,616 \text{ t/m}^2$$

$$q = G + 1,2p = 0,616 + 1,2 \cdot 0,175 = 0,826 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{en metre lineaire } q = 0,826 \text{ t/m}$$

le tableau nous donne les moments de chaque panneau de dalle et les coefficients des moments.

Dalles				
a(m)		3,93	5,87	3,93
b(m)		2,55	3	3
$\gamma = \frac{a}{b}$		1,54	1,96	1,31
w_x		0,0225	0,0216	0,0405
w_{lx}		0,0288	0,028	0,0558
α_{lx}		0,0123	0,012	0,0182
α_{ly}		0,100	0,100	0,0923
α_{ly}		0,1268	0,127	0,128
type		1	2	3
M_{lx} (k.m)		0,1566	0,342	0,232
M_{ly} (k.m)		0,537	0,7178	0,686
M_{lx} (k.m)		0,681	0,944	0,957

Exemple de Calcul :

typ 2 : le plus sollicité, on ferraille les autres panneaux de la même façon que le panneau n° 2.

Moments en travée :

$$\cdot M_{ex} = 0,85 M_x = 0,2907 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{ty} = 0,75 M_y = 0,538 \text{ t.m}$$

Moments aux appuis :

intermédiaire :

$$M_{ix} = 0,5 \cdot 0,342 = -0,171 \text{ t.m}$$

$$M_{iy} = 0,4 \cdot 0,7178 = -0,287 \text{ t.m}$$

appuis de rive :

$$M_{ay} = 0,15 \cdot 0,944 \text{ t.m}$$

Sens porteur est suivant y (ie // au petit côté, b)

Sens repartiteur est suivant x (ie // au grand côté, a).

Ferrailage des panneaux :

on ferraille les panneaux de dalle par la méthode de M^e P. Charon.

1) Sens porteur :

$$\text{en travée } \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,538 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0171 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9422 \\ k = 71,5 \end{cases}$$

$$h_t = 16 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{p1} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,538 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,942 \cdot 13} = 1,568 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{p1} = 4 \phi 8 \quad t = 25 \text{ cm}$$

- appui intermédiaire :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,287 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0091 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9573 \\ k = 102 \end{cases}$$

$$A_{p2} = \frac{0,287 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9573 \cdot 13} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{p2} = 4 \phi 6 \quad t = 25 \text{ cm}$$

- Appui de rive :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,146 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0046 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,969 \\ k = 146 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,146 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,969 \cdot 13} \Rightarrow 3 \phi 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Sens repartiteur :

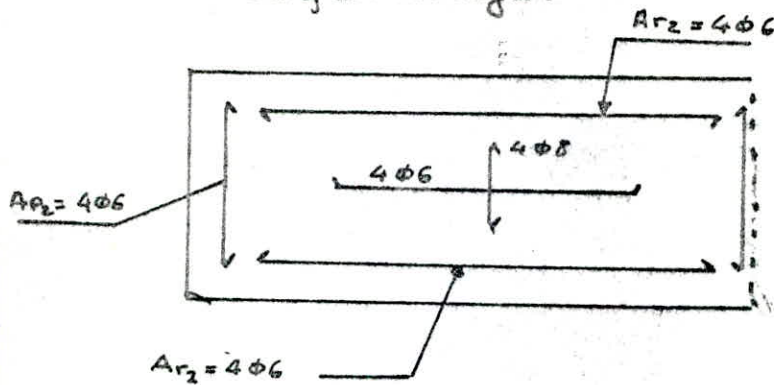
$$\text{en travée } \mu = \frac{15 \cdot 0,2907 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0092 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9569 \\ k = 101 \end{cases}$$

$$A_{p1} = \frac{0,2907 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9569 \cdot 13} = 0,834 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4 \phi 6 \text{ p.ml} \quad t = 25 \text{ cm}$$

Sur appui de rive :

$$A_{r2} = 4 \phi 6 \text{ p.m.l.}$$

Schema de ferrailage.



Verification :

a/ - Contrainte : $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{71,5} = 39,16 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{0,538 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,942} = 2185,24 < \bar{\sigma}_a \text{ Verifiée.}$$

b/ - Condition de non fragilité :

Sens x :

$$A_{ox} = 0,834 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{ox} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2x} = b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot 0,69 \cdot \frac{1+f}{4} = 0,956$$

$$\max [A_{ox}; \min (A_{1x}; A_{2x})] = 0,956 < 1,13 \text{ Verifiée.}$$

Sens y (Porteur).

$$A_{oy} = 1,568 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{oy} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{2-f}{4} = 0,42$$

$$\max [A_{oy}; \min (A_{1y}; A_{2y})] = 0,42 < 1,13 \text{ Verifiée.}$$

c/ Condition de non fissuration :

- Pourcentage d'acier $\bar{w}_f = \frac{A_x}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 3} = 1,88 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200}$
(Verifiée).

$$\sigma_1 = \frac{kM}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1+10w_f} =$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{m}{\phi} k \cdot \bar{\sigma}_b} = 2839,7$$

$$\max (\sigma_1; \sigma_2) = 2839 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

flèche :

$$f < \bar{f} \quad f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{9 \cdot a^4}{E \cdot h^3} \text{ (table de Barres).}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{587}{500} = 1,174 \text{ cm.}$$

$$W_{bs} = 0,0280 ; E = 2 \cdot 10^5 \quad q = 0,826 \text{ t/m}^2$$

$$f_{wbs} = 0,0280 \cdot \frac{0,826 \cdot (300)^4}{2 \cdot 10^5 \cdot (13)^3} = 0,152 < \bar{f} \text{ (verifiée).}$$

Verification au cisaillement.

$$T = q \cdot \frac{l}{2} = 0,826 \cdot \frac{5,87}{2} = 2,42 \text{ tonnes.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,875 \cdot 13} = 2,127 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \Rightarrow A_t = 0. \text{ (verifiée).}$$

des armatures transversales ne sont pas necessaires.

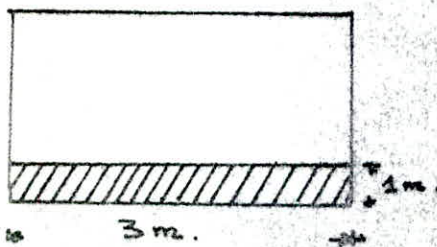
	Armatures Superieures	Armatures Inferieures
Sens porteur AP. (2y)	4 $\phi 6$	4 $\phi 8$
Sens repartitem Ar (2x)	4 $\phi 6$	4 $\phi 6$
Espacement	e = 25 cm.	e = 25 cm.

ferraillage des Loggia et Sechoirs.

On prend une bande d'un metre linieaire.

$$q = G + 1,2 \cdot P = 0,616 + 1,2 \cdot 0,350 = 1,036 \text{ t/m}^2 \Rightarrow$$

$$q = 1,036 \text{ t/ml.}$$



En travée: $M_t = 0,85 \cdot M_0$. $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1,036 \cdot \frac{(3)^2}{8} = 1,165 \text{ t.m.}$
 $M_t = 0,85 \cdot 1,165 = 0,99 \text{ t.m.}$

Appui:

$$M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 1,165 = 0,58 \text{ t.m.}$$

ferraillage

(methode de P. Charon)

$$h_t = 16 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{travée} : \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,99 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,031 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9237 \\ k = 50,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,99 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9237 \cdot 13} = 2,994 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\Rightarrow 6 \phi 8 [\text{cm}^2/\text{ml}] \Rightarrow e = 16 \text{ cm.}$$

Verification: $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 55,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$
 (verifiée).

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2739 \text{ kg/cm}^2}{-62-} < \bar{\sigma}_a \text{ verifiée.}$$

Appui: $\mu = 0,018 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9408 \\ k = 69,5. \end{cases}$

$$A_{app} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,58 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9408 \cdot 13} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow A_{app} = 4 \phi 8.$$

Loggia $\begin{cases} \text{travée } 6 \phi 8 & t = 16 \text{ cm.} \\ \text{Appui } 4 \phi 8 & t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$

Verification des Espacements des barres.

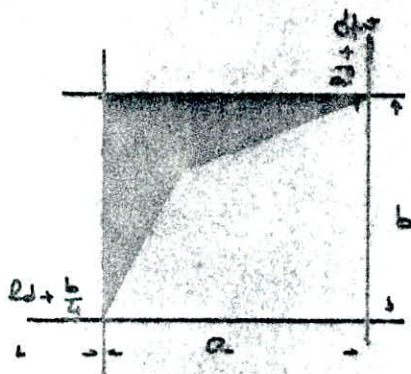
$$E_1 = \min [3ht, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{sens } l_x.$$

$$E_2 = \min [4ht, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{sens } l_y.$$

\Rightarrow Les deux Sens sont vérifiés. $(t_1, t_2) < \bar{E}_{1,2}$.

Remarque:

1. Les petites ouvertures au niveau des dalles appelées gaines seront renforcées à leurs extrémités comme l'indique le schéma suivant.



2. Le plancher terrasse est ferrailé de la même façon que le plancher courant + Rez - de chaussée car $q(\text{plancher c.}) = 0,826 > q(\text{P.terrasse}) = 0,796 \text{ t/ml.}$

3. Arrêt de barres:

les aciers principaux de chaque sens peut être arrêtés par moitié, longueur des barres arrêtés est:

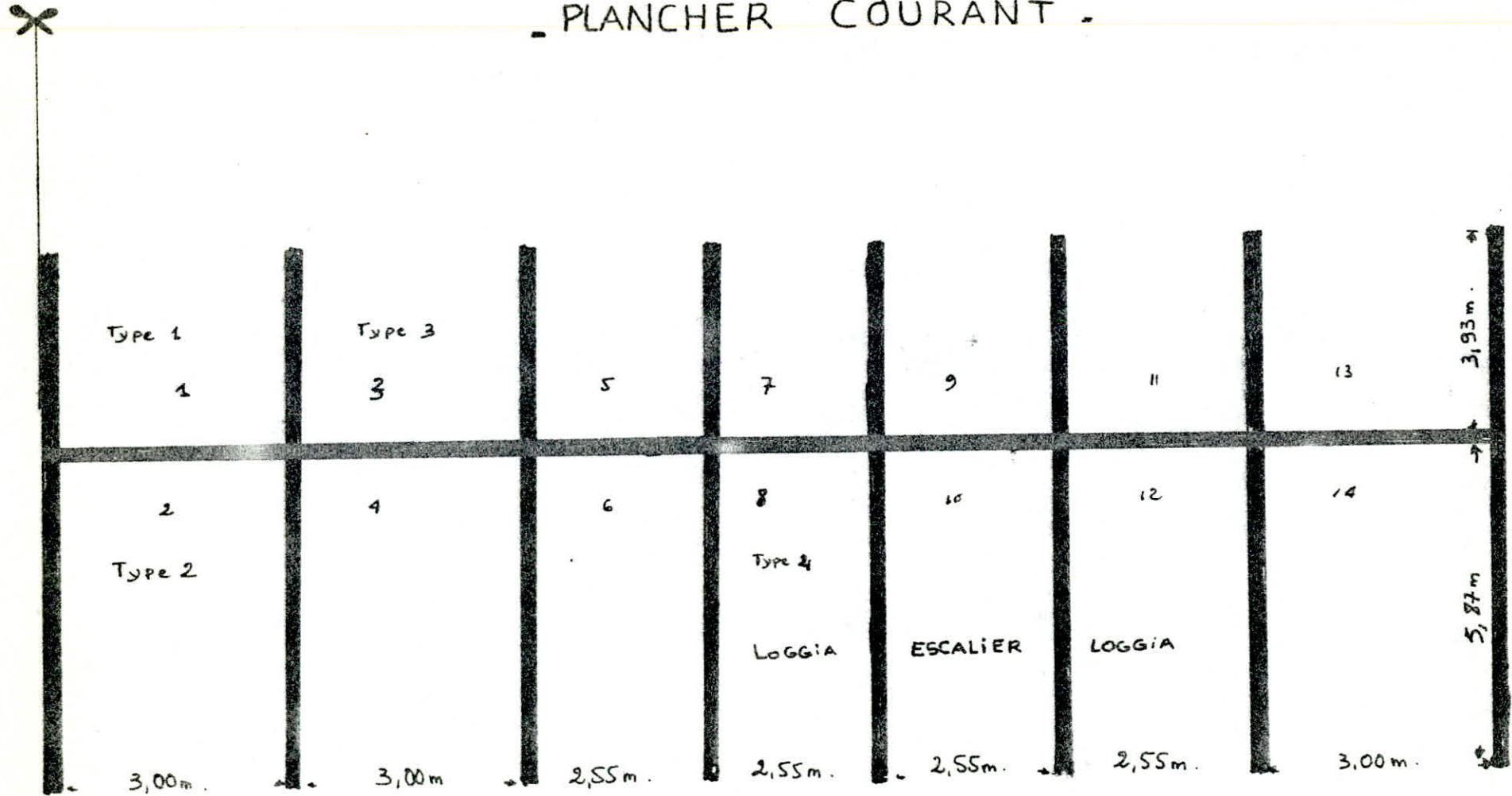
$$l_0 = \max \begin{cases} l_x/5 \\ l'_d \end{cases}$$

pour les autres barres la longueur est prise égale à l_1 avec $l_1 = 2 \cdot l_0 + b$.

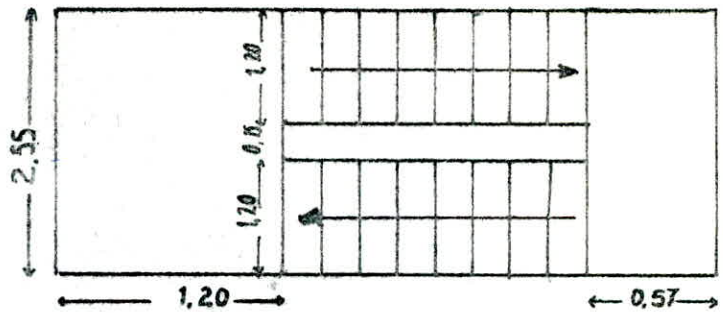
$$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi^2 \cdot \bar{\sigma}_a.$$

PLANCHER COURANT



CALCUL DES ESCALIERS.



On utilise des volées prefabriquees en B.A du type pailleasse pleine y compris les marches et les contre-marches. Ces volées reposent sur des bequets. L'ensemble doit former un ensemble lié à l'ossature du bâtiment. Pour éviter une grande flexibilité, l'épaisseur de la pailleasse doit être ≥ 10 cm. L'épaisseur des bequets et des pailleasses (h_1 et h_2) doit être ≥ 7 cm. La largeur des bequets doit être ≥ 10 cm.

Calcul de la volée : La volée d'escalier prefabrique a des caracteristiques : la pailleasse est une dalle inclinée dont la fonction est de joindre le palier intermédiaire aux paliers adjacents.

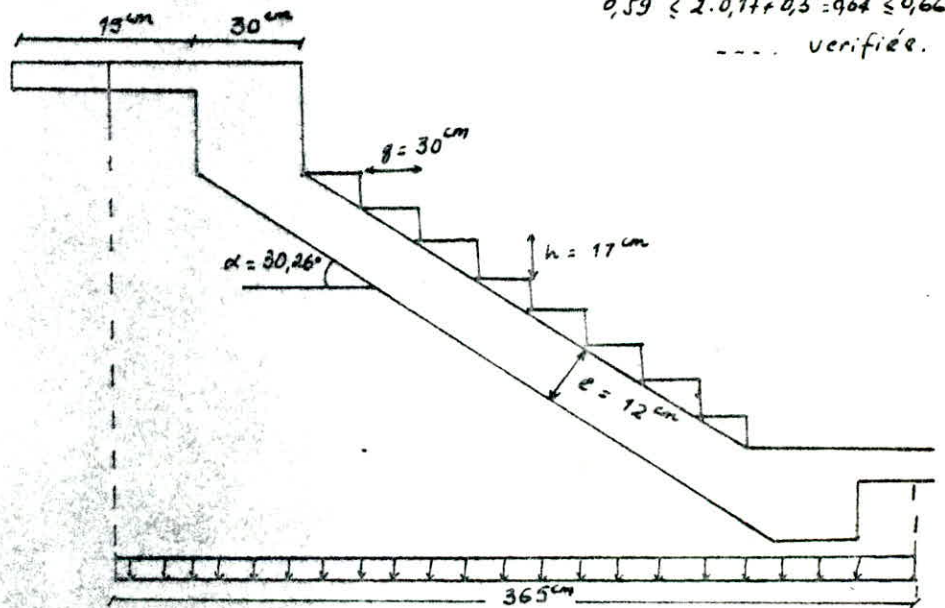
$e_{\text{pailleasse}} = 12 \text{ cm}$

$g = 30 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$

Condition de BRONDEL: $0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$

$0,59 \leq 2 \cdot 0,17 + 0,3 = 0,64 \leq 0,66$

... vérifiée.



Charges et surcharges:

le calcul se fait pour une bande de 1 m. linéaire.

Charge permanente :

Poids propre d'un m^2 d'escalier : $P = 2500 \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \text{ tg } \alpha = 326,61 \text{ kg/m}^2$

Poids de revêtement (mortier + carrelage) : $(66 + 40) \text{ kg/m}^2$

Garde corps : 100 kg/m^2

$G = 532,61 \text{ kg/m}^2$

$P = 250 \text{ kg/m}^2$

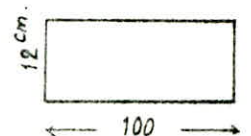
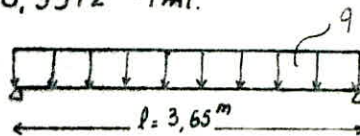
$q_1 = G + 1,2P = 832,61 \text{ kg/m}^2$

Le calcul se fait en flexion composée:

q (pour 1 m.l) = $0,83261 \cdot 1,20 = 0,9912 \text{ t/ml}$.

$T = \frac{q \cdot l}{2} = 1,81 \text{ t}$

$M_o = M_t = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1,65 \text{ t.m.}$



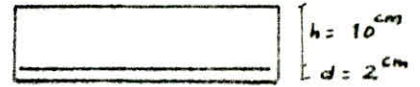
Ferraillage de la paillese :

Acier FeE40
 $M = 1,65 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $T = 1,81 \text{ t}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,65 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0884 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8804 \\ k = 26,8 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 104,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



Acier tendu : $A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = 6,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12 / (A = 6,78 \text{ cm}^2)$, $t = 16 \text{ cm}$.

Armatures transv : $\tau = \frac{T}{b z} = \frac{1810}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,068 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 1,15 \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A_{trans} = 0$

Armature de repartition : $A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T6 / (A = 1,69) t = 16 \text{ cm}$

Diverses verifications : Acier : $\sigma_a = \frac{M}{A E h} = 2764,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

Beton : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 103,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 \cdot b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A \text{ verifiée}$$

Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = 0,01695$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 3285,13 \text{ kg/cm}^2 = \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \\ \sigma_2 &= 2839,71 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \text{ verifiée}$$

Verification de la fleche :

Pour une poutre reposant sur 2 appuis

simples, de moment d'energie I suppose constant, et supportant une charge q, la fleche est donnee par :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I}$$

$$I = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333,33 \text{ m}^4$$

$$E = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 378000 \text{ m}$$

$$q = 0,9912 \text{ t}$$

$$l = 3,65 \text{ m}$$

$$f = 72,72 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{365}{300} = 1,216 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \dots \dots \text{ verifiée}$$

Calcul de la poutre palière :

Cette poutre est incorporee dans le palier, elle est realisee pour supporter les sollicitations dues à la paillese et a transmettre ces efforts aux paliers.

Poids propre de la poutre $q_2 = 0,16 \cdot 0,30 \cdot 2,50 = 0,120 \text{ t}$

Reaction du aux volées $q_1 = 0,9912 \cdot \frac{2,40}{2} = 1,189 \text{ t}$

$$T_{max} = q_1 l_1 + q_2 \frac{l}{2} = 1,560 \text{ t}$$

$$M_{max} = q_1 \frac{l_1^2}{2} + q_2 \frac{l^2}{8} = 0,954 \text{ t}$$

Pour une poutre semi-encastree aux 2 extremités on a :

$$M_t = 0,8 M_0 = 0,763 \text{ t}$$

Verification : $M_t \geq 1,15 M_0 + \frac{M_1 + M_2}{2}$ verifiée

$$M_{app} = -0,5 M_0 = -0,477 \text{ t}$$

$$0,763 > 1,15 \cdot 0,954 - \frac{0,477 \cdot 2}{2} = 0,620$$

Determination des armatures :

En travée : $M_t = 0,763$

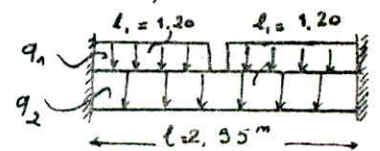
$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0695 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8915 \\ k = 31,1 \end{cases}$$

$$h = h_t - 2 \cdot 14 \text{ cm}$$

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

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 90,03 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$



$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = 2,18 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 (A = 2,35 \text{ cm}^2)$$

En appui: $M_a = 0,477 \text{ t.m} \rightarrow E = 0,0436 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9117 \\ k = 41,6 \end{cases}$

$A_{teudu} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = 1,33 \rightarrow 3TB (A = 1,50 \text{ cm}^2)$

Armatures transversales A_t : $\sigma'_b = 90,03$; $2\sigma'_{b0} = 162$; $\sigma'_{b0} = 81 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_{b0} < \sigma'_b < 2\sigma'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 23,72 \text{ kg/cm}^2 > \tau = \frac{I}{b \cdot 2} = 4,24 \text{ kg/cm}^2$

Donc les armatures sont droites; soit des cadres et étrier $\phi 6$ en FeE24

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a = \left(1 - \frac{\tau}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_a = \left(1 - \frac{4,24}{9 \cdot 23,7}\right) \cdot 2400 = 2230,48 \text{ kg/cm}^2$

Espacement des armatures transversales: $A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$t \leq \frac{A_t \cdot 2 \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = 79,86 \text{ cm}^2$

$\bar{t} = \max \left(t, 0,2h = 2,8 \text{ cm}; h \left(1 - 0,3 \frac{\tau}{\bar{\sigma}_b}\right) \approx 12 \text{ cm} \right) \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$

de premier cadre commence a $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$.

Choix de repartition des armatures transversales a $\frac{L}{2} = \frac{255}{2} = 127,5 \text{ cm}$.
 $[6 + (2 \times 7) + (2 \times 8) + (3 \times 9) + (3 \times 10) + (3 \times 11)]$.

Calcul des poutres: le palier est une dalle semiencastree sur 2 cotés; appuie sur la 3^{eme} (poutre paliere), et libre sur la 4^{eme}.
 Cependant la dalle du palier sera calculee comme une poutre de 1m de largeur semi-encastree sur 2 cotés.

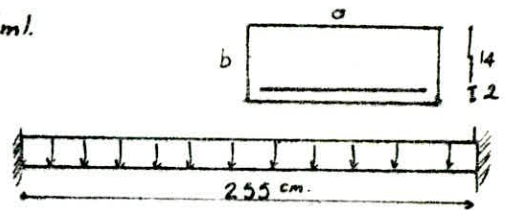
$G = 616 \times 1 = 616 \text{ kg/ml}$

$P = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml} \quad q = G + 1,2P = 916 \text{ kg/ml}$

$M_0 = M^{max} = \frac{qL^2}{8} = 744,5 \text{ kg.m/ml}$

$M_E = 0,8 M_0 = 595,60 \text{ kg.m/ml}$

$M_a = -0,5 M_0 = -372,25 \text{ kg.m/ml}$



Entreavee: $M = 595,60 \text{ kg.m/ml} \rightarrow \mu = \frac{15 M_E}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0163 \rightarrow E = 0,9435, k = 73,5$

$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_t = 4\phi 8 (A = 2,01 \text{ cm}^2), t = 25 \text{ cm/ml}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 38,09 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

En appui: $M_a = 372,25 \text{ kg.m/ml} \rightarrow \mu = 0,0102 \rightarrow E = 0,9548, k = 95,5$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 29,32 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_a = 2\phi 8 (A = 1,00 \text{ cm}^2) \rightarrow t = 25 \text{ cm/ml}$

Verification des contraintes:

Condition de non fissuration: $\sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega} f}{\phi \cdot 1 + 10 \bar{\omega} f} = 729,3 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \dots \text{verifiee}$

Condition de non fragilité: $\sigma_2 = \frac{2 \eta \sqrt{k \eta \bar{\sigma}_b}}{\phi} = 3110,75$

$A > A_{mi} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 1,495 \dots \text{verifiee}$

Contraintes:

$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = 2243,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \dots \text{verifiee}$

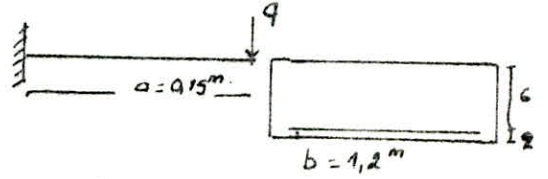
$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 30,52 < \bar{\sigma}'_b \dots$

Calcul des bequets d'appuis:

et de la poutre palière sera calculé pour une charge linéaire :
 $q = \gamma_q (G + 1,2P)$; $\gamma_q =$ coef de comportement $\gamma_q = 1,4$ (passe de la voile à sec).
 le bequet se calcule en flexion simple, et considéré comme une console encastree à une extrémité et soumis à une charge q à l'autre extrémité.

$$q = 1,4 (332,61 + 950 \times 1,2) \cdot 2,40 = 2797,57 \text{ kg}$$

$$M(\text{encastrement}) = q \cdot a = 2,797 \cdot 0,15 = 0,42 \text{ t.m.}$$



Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h} = 0,0521 \rightarrow E = 0,9040, k = 37,2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 75,26 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = 2,76 \text{ cm}^2 / \text{On prend } 3\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2; t = 15 \text{ cm.}$$

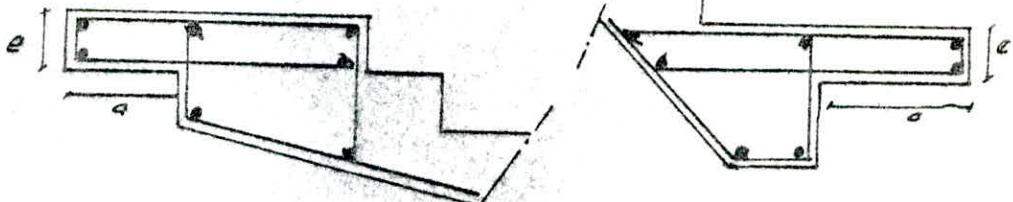
$$\text{Armatures transversales: } \tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2797,57}{120 \cdot 7 \cdot 6} = 4,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b \rightarrow A_{trav} = 0$$

On prend $2\phi 6$ comme armatures de répartition.

Vérifications des contraintes: Elles sont toutes vérifiées.

Les prescriptions des recommandations (C.T.C) préconisent que ces armatures doivent être ^{réalisées} au moyen de boucles ou de cadres fermés. L'écartement des armatures en boucles ne devra pas dépasser deux fois l'épaisseur du bequet à son encastrement ($e = 15 \text{ cm} < 2 \cdot 8$). Les bequets comporteront une armature longitudinale de répartition de section totale supérieure ou égale à $0,50 \text{ cm}^2$ soit $2\phi 6 (A = 0,56)$.

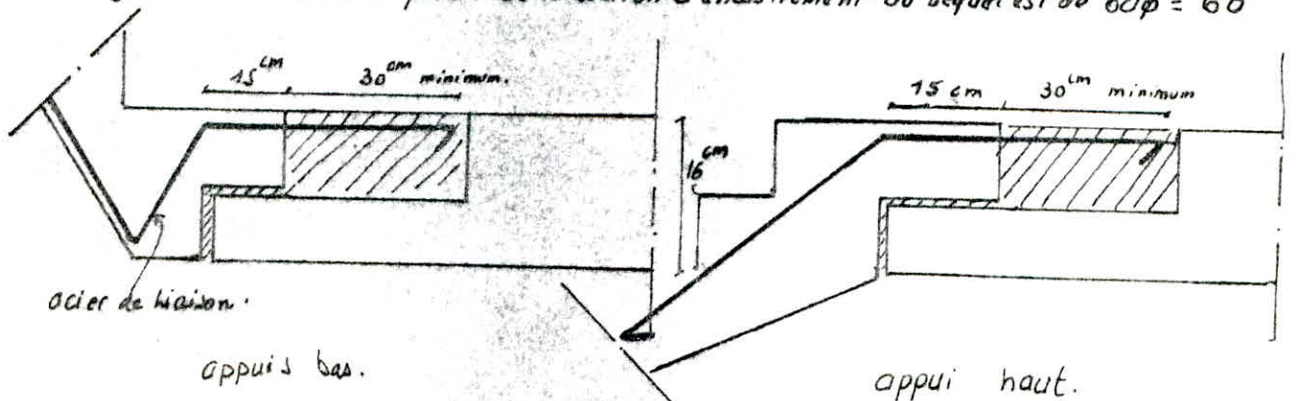
Disposition des armatures:



Liaison paille - palier: Pour s'opposer, en cas d'égale d'exécution à la rupture brutale des appuis, ou à l'affaissement de la paille sous les charges verticales et l'action sismique, on assure une liaison systématique des pailles et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paille et scellées dans un chaînage coule après pose de la voile sur toute la longueur d'appui (cf liaison 2).

On prend pour ces aciers de liaison: ($A = 4T10 / ml$, $t = 25 \text{ cm}$).

La longueur de ces aciers à partir de la section d'encastrement du bequet est de $60\phi = 60 \text{ cm}$.



CALCUL DES FONDATIONS. (81)

I. Introduction:

Le type de fondation choisit est un "radier general"
ce mode de fondation vise la realisation d'une surface
d'appui continue debordant l'emprise de l'ouvrage et qui
permet une repartition uniforme des charges tout en
resistant à la reaction du sol d'assise.

II) Justification du choix de ce type de fondation:

- si on supposait la solution des semelles filantes sous
murs porteurs, on se rend compte à partir des calculs
preliminaires que ce type de solution est à eliminer
pour les raisons suivantes:

- de nombre eleve' des voiles dont les entre-axes assez
faible et non regulier
- pour la plus part des ^{voiles} il y a chevauchement des
semelles

III Simplifications: que

on supposera le radier sera constitue' d'une
dalle epaisse, d'epaisseur constante et que le
radier est infiniment rigide, donc indeformable.
C'est ainsi que l'on admet une reaction uniforme
sous le radier due aux charges et surcharge
du batiment.

. notre radier sera calcule' comme une plancher
renverse' soumis aux forces de reactions du sol
agissant de bas en haut.

à noter que notre radier est coule' sur une couche
de beton de proprete' de 5 cm d'epaisseur.

Calcul du radier suivant les règles de C.C.B.A.-68.

notre bâtiment est composé de trois blocs séparés par 2 joints de dilatation. alors on doit calculer qu'un seul radier.

• Comme les trois blocs A, B, C; (A et C ont les mêmes caractéristiques géométriques) ne vibrent pas de la même façon; doit considérer le mouvement global des trois blocs et le mouvement local de chaque bloc.

Pour cela on doit prendre la moitié de l'effet sismique total des trois blocs et la moitié de l'effet sismique de chaque bloc; pour le calcul des contraintes du sol; puis on superpose les contraintes dues aux N^{ve} global et les contraintes dues aux N^{ve} locaux de chaque bloc.

le poids de la construction:

Bloc A ou C (A et C sont identiques)

Charges permanentes: $G_A = 1116,604$ tonnes

Surcharges d'exploitation: $P_A = 116,541$ tonnes (pondérée).

le poids total du bloc A, sera donné par la
Combinaison du 1^{er} genre $N = G + 1,2P$; $N_A = 1233,145$ t.
 $N_A = N_C = 1233,145$ tonnes.

Bloc B:

Charges permanentes: $G_B = 2967,63$ tonnes

Surcharges: $P_B = 346,25$ tonnes (pondérée).

alors $N_B = 3313,88$ tonnes.

on a un débord de 50 cm.

poids total des 3 blocs:

$$N_G = [G_G + 1,2P_G] = 5780,17 \text{ tonnes}$$

Prédimensionnement du radier.

l'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de:
Condition de Cisaillement:

le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur;
 $l_{\text{max}} = 3$ m.

$$\Rightarrow T_{\text{max}} = q \cdot \frac{l_{\text{max}}}{2} = 12,22 \cdot \frac{3}{2} = 18,33 \text{ tonnes}$$

l_{max} : plus grande distance entre deux voiles parallèles dans le sens porteur du panneau de dalle.

$$q = \frac{N_G (\text{sans débord})}{S} = \frac{5780,17}{473} = 12,22 \text{ t/m}^2 \text{ (pression sous le radier)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \frac{T_{\text{max}}}{b} = 8,05 \text{ kg/cm}^2. \quad \tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \Rightarrow z \gg \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$z \gg \frac{18,22 \cdot 10^3}{100 \cdot 8,05} = 25 \text{ cm.}$$

Condition forfaitaire :

un radier ne peut efficacement jouer son rôle de repartiteur de charges que s'il est assez raide vis à vis du sol.

on peut se fixer une approximation :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm.}$$

Conclusion $h = 35 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$.

Verification de la stabilité global au renversement :

de renversement doit être vérifié sous la sollicitation $(0,8G + E)$ qui renferme implicitement un séisme horizontal et un séisme ascendant.

$$\left. \begin{aligned} - M_{Gx} &= 3615,846 \text{ t.m.} \\ M_{Gy} &= 6724,15 \text{ t.m.} \end{aligned} \right\} \text{moments renversants.}$$

moments stabilisants :

$$r_{miny} = 5,5 \text{ m.}$$

$$r_{minx} = 21,5 \text{ m.}$$

Sens transversal :

$$\frac{M_{st}}{M_{rt}} = \frac{0,8 \cdot (5200,8) \cdot 5,5}{6724,15} = 3,40 > 1,5$$

Sens Longitudinal :

$$\frac{M_{st}}{M_{rt}} = \frac{0,8 \cdot (5200,8) \cdot 21,5}{3615,84} > 1,5$$

\Rightarrow pas de risque de renversement.

Centres de masse du radier et de l'étage courant sont presque confondus du fait on négligera l'excentrement de l'effort vertical des charges provenant de la superstructure sous les sollicitations du 2^{ème} genre, la combinaison à considérer est la suivante :

$G + Q + E$ ($0,8G - E$ moins défavorable).

. Stabilité du radier :

prenons l'effort global de la structure :

$$a) N_G = [G_G + 1,2 P_G] + G_{radier} = 6136,4 \text{ t.} \quad G_{radier} = 0,4 \cdot 473 \cdot 2,5 = 473 \text{ t.}$$

$$\sigma_s = \frac{N_G}{S} = \frac{6136,4}{473} = 12,97 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2.$$

b) Sollicitation 2^{ème} genre :

sous les sollicitation introduisant un moment de renversement nous vérifierons que les extrémités du radier ne sont pas sujettes à la traction ou au soulèvement, le cas précédent est à considérer sous la sollicitation $(0,8G - E)$. nous vérifions les fortes compressions sous les sollicitations $G + P + E$.

. sollicitation 2^{ème} genre, m^2 global. (sens $x-z$).

$$N_G = [G_G + P_G]_{st} + G_{radier} = 6059,865 \text{ t/m}^2.$$

$$r_{xz} = 5,5 \text{ m.} \quad I_x = 43 \cdot \frac{(11)^3}{12} = 4769,4 \text{ m}^4.$$

$$\frac{N_G}{S} = \frac{6059,86}{473} = 12,81 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{1,2} = \pm \frac{M_{xG}}{I_{xG}} = \frac{3615,84}{4769,4} \cdot 5,5 = \pm 3,87 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{xG} = \frac{1}{2} M_G = \frac{1}{2} \cdot (M_{Bx} + 2M_{Ax}) = \frac{1}{2} \cdot (3615,84 + 2 \cdot 1554,156)$$

Effet du Seisme Sur chaque bloc (A, B, C); M_{xG} Local. on prend toujours la moitié de l'effort Sismique; à l'aide de ce dernier on trace les Contraintes sous le radier pour chaque bloc avec lesquelles on les superpose aux Contraintes dues au mouvement global des 3 blocs.

Bloc A; et C

$$1^{\text{er}} \text{ genre: } G_A = 1116,604 \text{ t}; P_{2x} = 97,118 \text{ t}; N_A = (G_A + 1,2P_x).$$

$$N_A = 1337,6 \text{ t}.$$

$$\text{pression } p = \frac{N_A}{S} = \frac{1337,6}{104,5} = 12,81 \text{ t/m}^2.$$

$$2^{\text{eme}} \text{ genre: } [G_A + P_A]_{st} + G_{radier} = 1319,22 \text{ tonnes}.$$

$$M_{xA} = \frac{1}{2} \cdot (1554,156) = 777,08 \text{ t.m}.$$

$$\sigma_{1,2} = \pm \frac{777,08 \cdot 5,5}{1053,7} = 4,056 \text{ t/m}^2.$$

Bloc B:

$$1^{\text{er}} \text{ genre: } [G_B + 1,2 \cdot P_B] + G_{radier} = 3578,33 \text{ tonnes}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ genre: } [G_B + P_B]_{stru} + G_{radier} = 3522,54 \text{ t}.$$

$$I_{xB} = 24 \cdot \frac{(11)^3}{12} = 2662 \text{ m}^4; M_{xB} = \frac{1}{2} M_B = 1807,9 \text{ t.m}.$$

$$\sigma_{1,2} = \pm \frac{M_{xB}}{I_{xB}} \cdot \omega = \frac{1807,92}{2662} \cdot 5,5 = \pm 3,73 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes normales:

$$\sigma_{sG} = 12,81 \text{ t/m}^2; \sigma_{sA} = 12,81 \text{ t/m}^2; \sigma_{sB} = 13,55 \text{ t/m}^2$$

$$\text{contrainte moyenne } \sigma_{sm} = 13,18 \text{ t/m}^2.$$

après Superposition des Contraintes. on doit vérifier les Contraintes à la pointe et à L/A. i.e. $\sigma < L/A$.

$$\text{Bloc A: } \sigma_1 = 21,1 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma_2 = 11,3 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ pas de risque de soulèvement}.$$

$$\sigma(A/A) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 18,65 < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}.$$

$$\text{Bloc B: } \sigma_1 = 15 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}; \sigma_2 = 6,2 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ P.R.S.}$$

$$\sigma(A/A) = 12,8 < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}.$$

$$\text{Bloc C: } \sigma_1 = 16 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

$$\sigma_2 = 5,28 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ pas de risque de soulèvement}.$$

$$\sigma(A/A) = 13,32 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ (vérifié)}.$$

Sens y-y.

on considère uniquement le mouvement de l'ensemble
alors on a:

$$M_{Gy} = 6724,15 \text{ t.m}$$

$$I_{Gy} = 11 \cdot \frac{(4,5)^3}{12} = 72881,417 \text{ m}^4$$

$$v = 21,5 \text{ m. ; } N_G (2^{\text{ème}} \text{ genre}) = 6059,865 \text{ t.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{6059,86}{473} \pm \frac{6724,15 \cdot 21,5}{72881,417} = (12,81 \pm 1,98) \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 14,79 \text{ t/m}^2 < 1,5 \overline{\sigma}_5 \text{ (vérifié)} ; \sigma_2 = 10,82 \text{ t/m}^2 > 0$$

pas de risque de soulèvement.

Charge à prendre en compte pour le calcul du radier:

la charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier:

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } q_1 = 18,65 - 1 = 17,65 \text{ t/m}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ genre } q_2 = 13,18 - 1 = 12,18 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\overline{\sigma}_2}{\overline{\sigma}_1} = \frac{17,65}{12,18} = 1,4 < 1,5 \Rightarrow \text{La sollicitation du } 1^{\text{er}} \text{ genre.}$$

est plus défavorable donc le radier est calculé comme un plancher dalle renversé sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP₁).

- Détermination Des moments dans les panneaux de dalles

Les panneaux de dalles étant sollicités par une charge uniformément répartie, on déterminera les moments au milieu de la dalle dans une bande d'un mètre de largeur par la méthode de P. PIGEAUD ou par C.C.B.A 68 qui nous les coeff μ_x ; μ_y .

$$\text{tel que } \mu_x = \frac{M_x}{q \cdot l_x^2} ; \mu_y = \frac{M_y}{q \cdot l_y^2} ; q = 12,18 \text{ t/m}^2$$

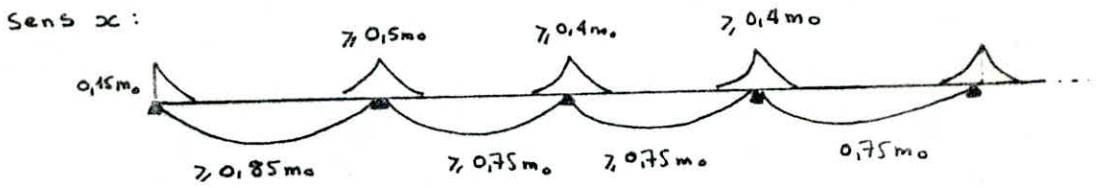
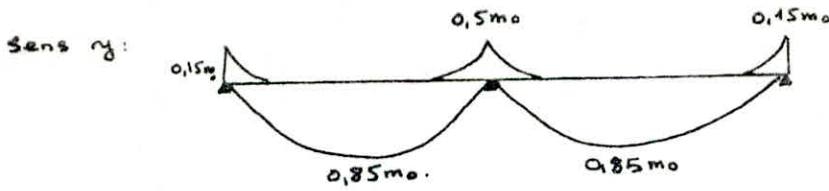
$$M_x = q \cdot \mu_x \cdot l_x^2 ; M_y = q \cdot \mu_y \cdot l_y^2 \text{ (} \mu_x ; \mu_y \text{ sont tirés du tableau extrait de C.C.B.A.)}$$

des moments ainsi déterminés sont valable pour une dalle simplement appuyée sur son contour (sur 4 côtés).
des moments réels sont des fractions de ces moments.

on prendra forfaitairement :

- Sur appui : 0,5 mo \rightarrow appui intermédiaire } dans le sens de y-y.
- en travée : 0,85 mo

- Sur appui : 0,4 mo ou 0,5 mo tout dépend du panneau
- en travée : 0,75 mo ou 0,85 mo Considéré.
(sens x).



ferrailage d'un panneau intermediaire :

on a 4 types de panneaux à ferraillez.
 Panneau type (4) : $l_x = 3m$. $l_y = 5,87m \Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,5 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0,097 \\ u_y = 0,338 \end{cases}$

$$M_{xc} = q \cdot u_x \cdot l_x^2 = 10,63 \text{ t.m.}$$

$$M_x = u_y \cdot M_{xc} = 3,59 \text{ t.m.}$$

des moments sont determinés d'une façon à respecter la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 m_0.$$

appui intermediaire :

$$m_{xa} = 0,4 m_x = 4,252 \text{ t.m.}$$

$$m_{ya} = 0,5 m_y = 1,795 \text{ t.m.}$$

appui de rive :

$$m_{xa} = 0,15 m_x = 1,59 \text{ t.m.}$$

$$m_{ya} = 0,15 m_y = 0,54 \text{ t.m.}$$

en travée intermediaire :

$$m_{xt} = 0,75 m_x = 7,97 \text{ t.m.}$$

$$m_{yt} = 0,85 m_y = 3,05 \text{ t.m.}$$

Sens porteur : (l_x) (petite portée)
 Sens repartiteur (l_y) (grande portée).

- Armature Superieure :

$$A_{xa} = \frac{m_{xa}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4,252 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 35 \cdot 2800} = 4,958 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ya} = \frac{m_{ya}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1,795 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 35 \cdot 2800} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ t = 20 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

- Armature inferieure :

$$A_{xt} = \frac{m_{xt}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{7,97 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 35 \cdot 2800} = 9,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 9 \text{ HA } 12 = 10,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{yt} = \frac{m_{yt}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3,05 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 35 \cdot 2800} = 3,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5 \text{ HA } 10 = 3,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

Verifications :

a) Condition de non fragilité :

Suivant le sens x

$$A_{0x} = 9,29 \text{ cm}^2 \text{ (A, calculée)}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x}$$

$$A_{2x} = b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{2-f}{f} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 100 \cdot 35 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,5}{2} \cdot \frac{7}{4200} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xt} = \max [A_{0x}; \min (A_{1x}; A_{2x})] = 9,29 < A_{adoptée} = 10,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pourcentage d'aciers:

$$\omega = \frac{A_{xt}}{b \cdot h} = \frac{10,18}{100 \cdot 35} = 2,9 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{em} - 2200} \text{ vérifiée.}$$

Suivant le sens répartiteur (sens y).

$$A_{0y} = 3,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (A, calculée)}$$

$$A_{1y} = 1,2 \cdot A_{0y} = 4,272 ; A_{2y} = 100 \cdot 35 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,51}{4} \cdot \frac{7}{4200} = 1,52$$

$$A_{yt} = \max [A_{0y}; \min (A_{1y}; A_{2y})] = 3,56 < 3,59 \text{ vérifiée.}$$

b) Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_x}{B_f} = \frac{9,29}{2,5 \cdot 100} = 0,011 \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \sigma \bar{\omega}_f}{\phi} / (1 + 10 \omega_f) = 1929,8 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{m}{\phi} \cdot k \bar{\omega}_f} = 2840 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \max (\sigma_1; \sigma_2) = 2840 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

c) Verification au Cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} ; T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{9 \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 14,55 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{14,55}{100 \cdot 0,875 \cdot 35} = 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow A_t = 0$$

Les armatures trans ne sont pas nécessaires.

d) Verification des Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{xt}}{b \cdot h_x} = \frac{100 \cdot A_{xt}}{100 \cdot h_x} = \frac{A_{xt}}{h_x} = \frac{10,18}{35} = 0,291 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,915 \\ \kappa = 43,8 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}_b' \quad \text{et} \quad \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{7,97 \cdot 10^5}{10,18 \cdot 0,915 \cdot 35} = 2444,6$$

$$\sigma_a = 2444,6 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{yt}}{b \cdot h_y} = \frac{3,59}{35} = 0,10 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9471 \\ \kappa = 79,5 \end{array} \right.$$

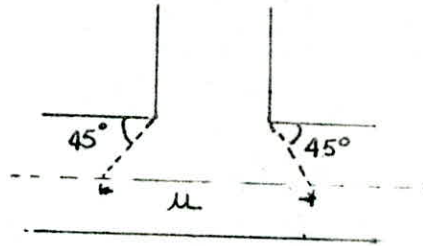
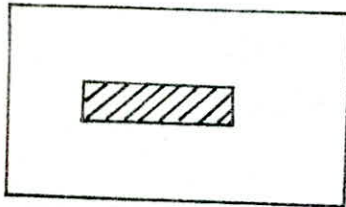
$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{4200}{79,5} = 52,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{3,05 \cdot 10^5}{3,59 \cdot 0,9471 \cdot 35} = 2562,958 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Verification au poinçonnement :

Conformément à l'article 3.9.54 (C.C.B.A 68) on doit vérifier le poinçonnement pour tous les refends ou les éléments de refends acheminant les charges verticales q qui peuvent être considérées comme des forces localisées, le rectangle d'influence, selon C.C.B.A 68, (u_0, v_0) élargi à (u, v) par l'influence à 45° dans le feuillet moyen vérifie :

$$0,4 \leq \frac{u}{v} \leq 2,5$$



$$u = u_0 + h_t$$

$$v = v_0 + h_t \quad \text{et} \quad P_c = 2(u + v)$$

P_c = périmètre du contour cisaille au niveau du feuillet moyen.

h_t = hauteur totale du radier

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

voici le cas le plus défavorable.

- Voile V_{t2} trumeau 3

$$l_3 = 66 \text{ cm}$$

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

$$N = G + 1,2P = 43,143 \text{ t}$$

$$u = 66 + 40 = 106 \text{ cm}$$

$$v = 20 + 40 = 60 \text{ cm}$$

$$0,4 \leq \frac{106}{60} < 2,5$$

il s'agit d'une charge localisée

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$1,5 \cdot \frac{43,143 \cdot 10^3}{332 \cdot 40} = 4,87 \text{ kg/cm}^2 \leq 7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

- Voile V_{t2} trumeau 1

$$l_1 = 51 \text{ cm}$$

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

$$N = G + 1,2P = 23,65 \text{ t}$$

$$u = 91 \text{ cm}$$

$$v = 60$$

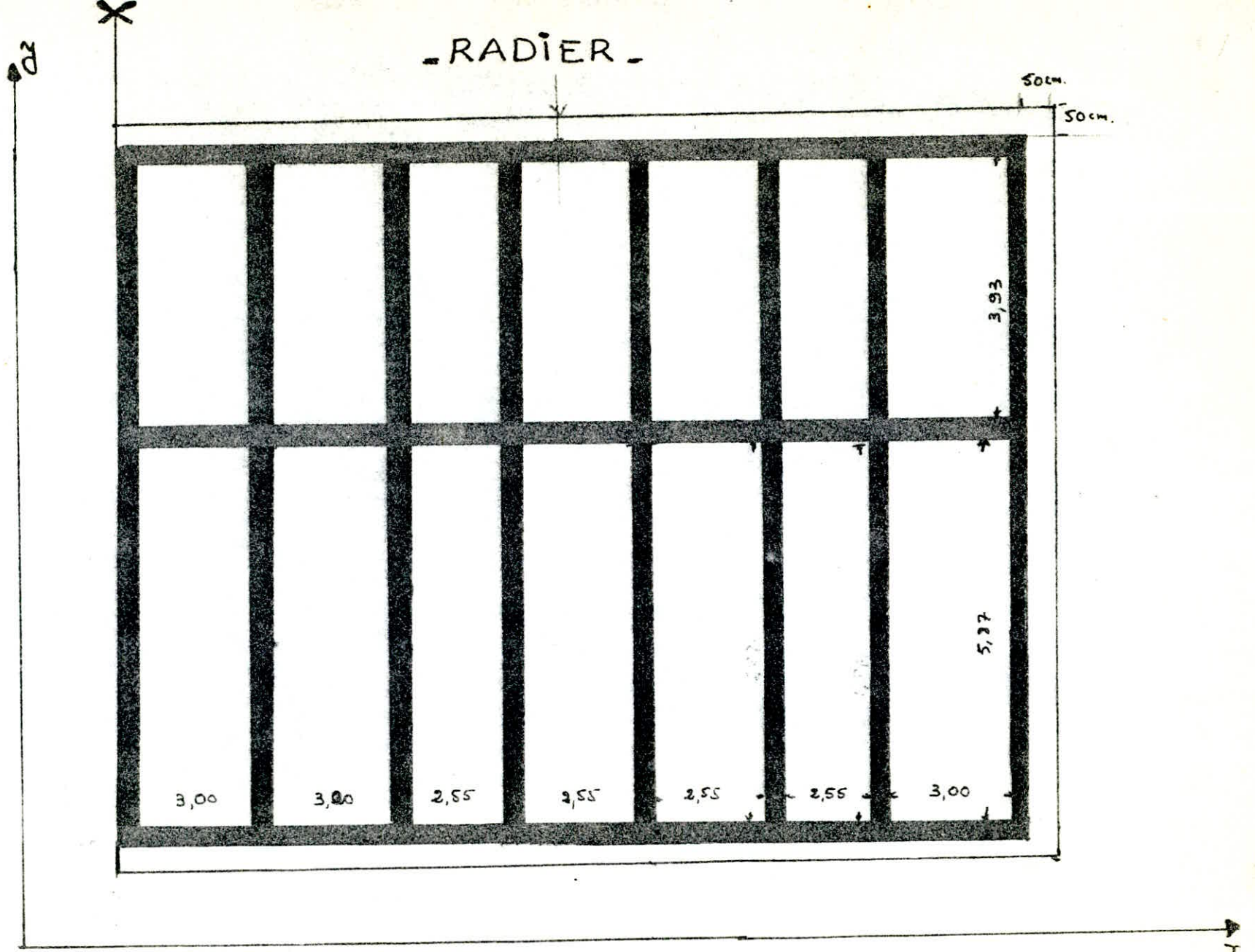
$$1,5 \leq \frac{91}{60} < 2,5$$

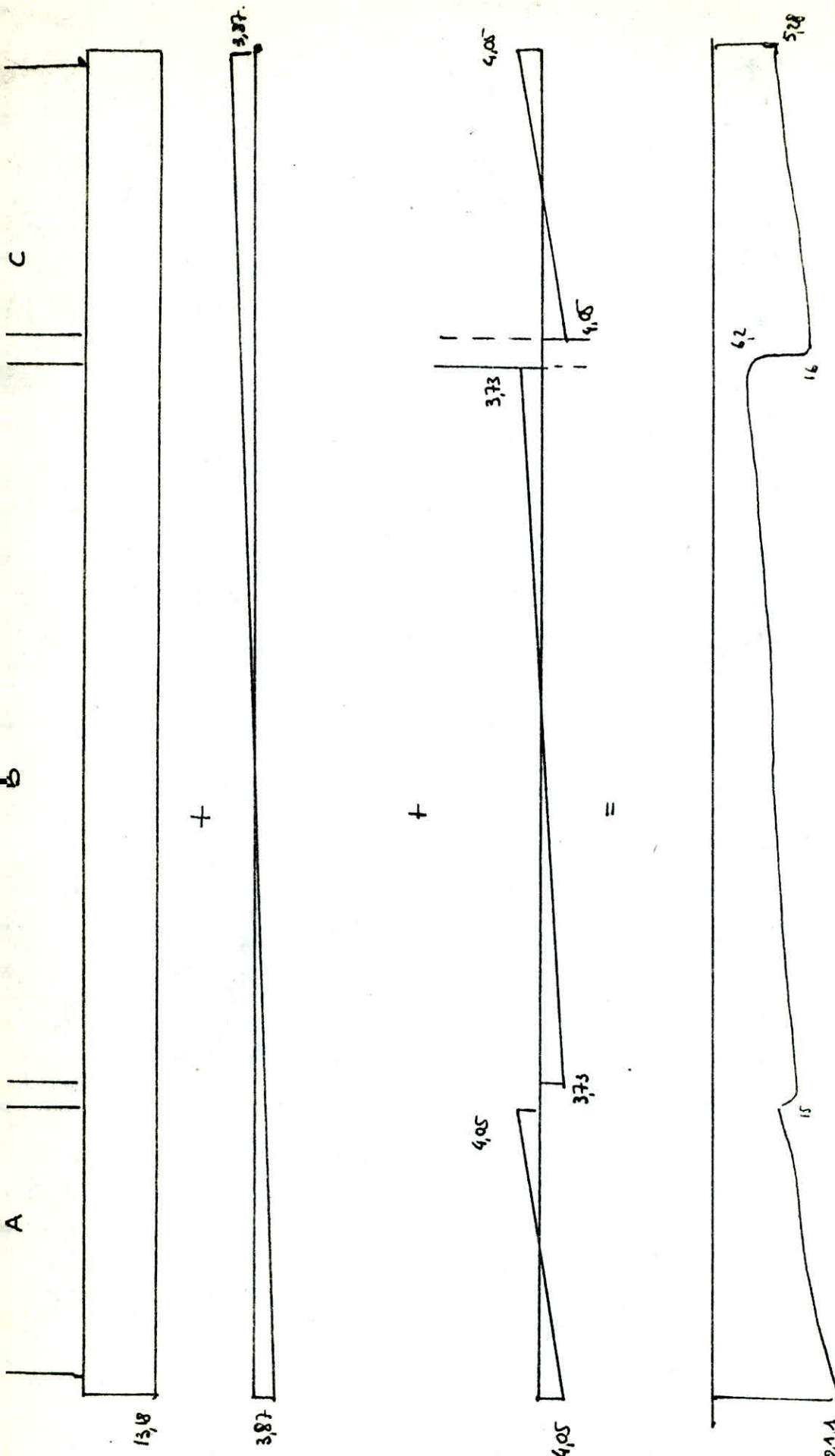
C. Localisée

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$$

$$1,5 \cdot \frac{23,65 \cdot 10^3}{302 \cdot 40} = 2,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad (\text{vérifiée})$$

- RADIER -





83

ETUDE DU BLOC A ou C

Pour le calcul du bloc A ou C, on donne seulement les résultats de calcul de chaque chapitre. Les méthodes utilisées sont les mêmes que celles utilisées pour le bloc B.

I. Descente de charge : G_{total} à la base (RDC) = 1049,604^t
 P_{total} à la base (RDC) = 97,117^t

II. Inerties équivalentes :

Voiles transversaux.						
Voiles	Voiles pleins				Voiles à 1 file d'ouverture	
	VEA	VEA3	VEA4	VEA5	VEA1	VEA6
Longueur	10 ^m	4,13	4,87	1,62	$l_1 = 4,37$ $l_2 = 4,59$ $2a = 1,04$	$l_1 = 2,88$ $l_2 = 0,51$ $2a = 0,74$
I.e. (m ⁴)	16,66	1,17	1,925	0,071	15,19	0,85

Voiles Longitudinaux					
Voiles	Voiles à 1. F.O				Voile à 2. F.O
	VL _{A1}	VL _{A1} '	VL _{A3}	VL _{A2} , VL _{A2} '	VL _{A4}
l_1 (m)	0,20		0,20	1,25	0,77
l_2 (m)	1,60		1,91	0,20	0,20; $L_3 = 2,36$
$2a$ (m)	1,60		0,84	1,60	$a_1 = a_2 = 0,84$
I.e. (m ⁴)	0,1283		0,245	0,2138	1,605

$I_{e\ trans} = 35,866\ m^4$; $I_{e\ Long} = 2,534\ m^4$.

III. Période : $T_{trans} = 0,20^s$; $T_{long} = 0,76^s$

IV. Seisme :

$H_0\ base\ trans = 82,96^t$; $H_0\ Long = 69,406^t$
 $M_0\ base\ trans = 1388,2361^{t.m}$; $M_0\ Long = 1167,55^{t.m}$

Pour le ferrailage des voiles transversaux et longitudinaux; on fait les calculs avec les efforts provoqués dans le sens transversal. On donne les efforts dans les zones avec lesquelles on fait la suite des calculs.

$M = 1388,2361^{t.m}$; $Z_I : H_0 = 82,96^t$; $Z_{II} : H_0 = 80,546^t$; $Z_{III} : H_0 = 58,856^t$

V. Contreventement :

C.D.M de chaque étage :

Element	$M^{(t)}$	$x_G^{(m)}$	$y_G^{(m)}$
Terrasse	104,855	4,37	5,00
Niv 1-7	139,214	4,55	5,03
R.D.C	135,637	4,50	5,04

C.D.T :

$x_T = \frac{\sum I_{eix} x_i}{\sum I_{eix}} = 4,686^m$

$y_T = \frac{\sum I_{eiy} y_i}{\sum I_{eiy}} = 5,70^m$

L'excentricité e :

$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

On prend:

$$e_y = e_{occ} = \frac{5}{100} \cdot 10 = 0,5 \text{ m}$$

$$e_x = 0,7 \text{ m}$$

	Terrasse	Niv 1-7	RDC
x_G (m)	4,37	4,55	4,50
y_G (m)	5,00	5,03	5,04
e_y (m)	-0,316	-0,136	-0,186
e_x (m)	0,700	0,670	0,660

Distribution des forces horizontales:

le calcul a été fait pour une charge horizontale de 1^t . On a pris les voiles où le pourcentage de la charge horizontale unitaire est le plus grand.

Voiles	VtA	VtA1	VtA3	VtA4	VtA5	VtE6	VLA1, VLA2	VLA2, VLA3	VLA3	VLA4
%	55,50	42,35	3,52	5,80	0,20	2,37	5,06	8,44	9,67	63,33

Après avoir fait le calcul des efforts tranchants (Π_i), efforts normaux (N) et moments flechissant (M) pour chaque niveau, on fera la combinaison des charges $G + Q + |E|$ et $0,8G + E$, et on donne les combinaisons les plus défavorables pour les zones I, II, III.

Pour les voiles qui ont les mêmes caractéristiques (Longueurs des trumeaux; et d'ouvertures); on les ferraille avec les combinaisons des efforts les plus défavorables d'entre eux.

Ferraillage des voiles.

Après avoir fait le calcul des sections avec les combinaisons les plus défavorables (données dans le tableau), on a trouvé que le ferraillage nécessaire, est le minimum donné par le RPA 97.

A vertical $\geq a \frac{h_t}{10}$, 4HA16 pour les potelets + 6HA10 $t = 10^{\text{cm}}$
 $\geq 0,8h_t$ (zone courante): A = 10HA10 (ml) $t = 20^{\text{cm}}$

Armature horizontales: 8HA8/ml. $t = 25^{\text{cm}}$; Ces barres sont munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi = 8\text{cm}$.

Armatures transversales: 5 epingle $\phi 6$ /ml pour la zone courante, 1 cadre $\phi 6$ pour les potelets.

longueur de recouvrement: $l_r = 50\phi = 50 \cdot 10 = 500^{\text{mm}} = 50^{\text{cm}}$

Pour les voiles qui ont les mêmes caractéristiques que ceux du bloc B, ils se ferrillent de la même manière.

Tableau recapitulatif donnant: M^{max} , N^{min} , N^{max} , e_0 et le genre de sollicitation (SEC, SET, SPC) pour chaque voile.

Voiles	Zone	M^{em}	N^{min}	e_0	Nature	N^{max}	e_{02}	Nature	$e_1 = \frac{h}{6}$	l	
VtA	1	770,47	130,568	5,900	S.P.C	197,140	3,908	S.P.C	1,666	10	
	2	497,33	77,979	6,38	"	157,352	3,286	"	"	"	
	3	158,081	7,861	20,109	"	82,082	1,926	"	"	"	
VtA3	1	48,866	68,837	0,709	"	108,463	0,451	SEC	0,688	4,13	
	2	31,543	41,316	0,763	"	83,689	0,377	"	"	"	
	3	10,026	4,627	2,167	"	45,990	0,22	"	"	"	
VtA4	1	80,518	98,862	0,814	"	157,138	0,512	"	0,812	4,87	
	2	51,976	59,859	0,868	"	121,752	0,426	"	"	"	
	3	16,520	7,856	2,103	"	67,809	0,244	"	"	"	
VtA5	1	2,777	77,651	0,036	S.E.C	726,102	0,022	"	0,27	1,62	
	2	1,792	47,552	0,0376	"	98,272	0,018	"	"	"	
	3	0,570	7,427	0,0767	"	55,702	0,010	"	"	"	
VtA1	Trumeau 1	1	49,149	-26,182	1,877	S.P.C	778,140	0,274	"	0,728	4,37
		2	30,334	-10,594	2,863	"	726,602	0,240	"	"	"
		3	9,662	2,882	3,352	"	55,759	0,173	"	"	"
	Trumeau 2	1	56,928	-23,252	2,450	"	782,049	0,312	"	0,765	4,59
		2	35,135	-8,365	4,200	"	729,595	0,271	"	"	"
		3	11,192	2,950	3,793	"	57,366	0,195	"	"	"
VtA6	Trumeau 1	1	15,453	43,263	0,357	S.E.C	87,233	0,177	"	0,480	2,88
		2	9,722	27,221	0,357	"	66,564	0,146	"	"	"
		3	2,894	0,335	8,638	S.P.C	35,356	0,082	"	"	"
	Trumeau 2	1	0,0858	6,912	0,012	S.E.C	29,431	0,0029	"	0,085	0,57
		2	0,0570	5,344	0,010	"	21,852	0,0025	"	"	"
		3	0,161	1,576	0,102	S.P.C	10,958	0,0147	"	"	"
VLA1 - VLA1'	Trumeau 1	1	0,0567	-4,373	0,013	SET	26,090	0,00217	"	0,033	0,20
		2	0,440	-2,315	0,190	S.P.C	18,708	0,0243	"	"	"
		3	0,0063	0,053	0,119	"	7,370	0,0086	"	"	"
	Trumeau 2	1	35,909	7,820	4,590	"	43,243	0,830	S.P.C	0,267	1,60
		2	22,616	-2,608	8,672	"	30,877	0,732	"	"	"
		3	3,218	1,358	2,370	"	13,271	0,242	SEC	"	"

Voiles		Zone	M	N ^{min}	e ₀₁	Nature	N ^{max}	e ₀₂	Nature	e ₁ = $\frac{ht}{6}$	l
VLA2 ; VLA2'	Trumeau 1	1	17,607	-26,121	0,674	S.P.C	69,736	0,252	S.P.C	0,206	1,25
		2	10,807	-15,222	0,709	"	48,674	0,222	"	"	"
		3	2,398	-2,188	1,096	"	20,315	0,118	SEC	"	"
	Trumeau 2	1	0,0718	-36,794	0,00196	SEC	57,673	0,00124	"	0,033	0,20
		2	0,0441	-22,562	0,00195	"	39,559	0,0011	"	"	"
		3	0,0143	-6,134	0,0023	"	15,659	0,0010	"	"	"
VLA3	Trumeau 1	1	0,0703	-12,00	0,0058	"	73,979	0,0010	"	"	0,20
		2	0,0442	-5,312	0,0083	"	52,133	0,00085	"	"	"
		3	0,0132	0,462	0,0285	SEC	22,201	0,00060	"	"	"
	Trumeau 2	1	61,314	-8,294	6,597	S.P.C	68,993	0,889	S.P.C	0,318	1,91
		2	38,551	-2,964	13,006	"	48,605	0,793	"	"	"
		3	11,518	1,734	6,642	"	20,906	0,551	"	"	"
VLA4	Trumeau 1	1	0,283	-175,026	0,00162	SEC	222,008	0,00127	SEC	0,128	0,77
		2	0,180	-113,002	0,0016	"	149,683	0,0012	"	"	"
		3	0,139	-34,177	0,00406	"	55,285	0,0025	"	"	"
	Trumeau 2	1	1,999	-100,585	0,0199	"	139,730	0,0143	"	0,033	0,20
		2	0,134	-64,429	0,00207	"	94,572	0,0014	"	"	"
		3	0,109	-18,945	0,00575	"	35,479	0,00307	"	"	"
	Trumeau 3	1	6,060	-197,99	0,0306	"	372,524	0,016	"	0,393	2,36
		2	5,181	-126,556	0,0409	"	252,313	0,0205	"	"	"
		3	4,023	-50,474	0,079	"	94,676	0,0425	"	"	"

BIBLIOGRAPHIE

- REGLES TECHNIQUES C.C.B.A. 68.
- COURS DE BETON III - M^{RE} BELAZOUGUI (P. ENP).
- CALCUL DES TOURS EN BETON ARME (M. DIVER)
- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (R.P.A 81. VERSION 83).
- CALCUL et VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A P.CHARON
- EXERCICES RESOLUS DE BETON ARME' (P.CHARON).
- AIDE MEMOIRE DE BETON ARME' ED. DUNOD.
- AIDE MEMOIRE R.D.M. ED. DUNOD.
- TABLES de BARES.
- BULTIN du C.T.C.

