

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT De Genie civil



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude D'un batiment
d'habitation en voiles

(R+5)

8 PLANCHES

Proposé par :

BEHA

Etudié par :

BELAMBRI DJAMEL

MOULA karim

Dirigé par :

madame CHIKH

PROMOTION : juin 87

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT De Genie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Etude D'un batiment
d'habitation en voiles

(R+5)

Proposé par :

BEHA

Etudié par :

BELAMBRI DJAMEL

MOULA karim

Dirigé par :

madame CHIKH

PROMOTION : juin 87

S'OMMAIRE

CHAP I INTRODUCTION

- _ presentation de l'ouvrage
- _ caractéristiques mécaniques des matériaux
- _ caractéristiques géométriques de l'ouvrage
- _ descente de charge

CHAP II ETUDE AU SEISME

- _ étude dynamique
- _ action sismique

14

33

CHAP III ETUDE DU CONTREVENTEMENT

- _ inertie équivalente
- _ centre de torsion
- _ effort dans les refends

CHAP IV ETUDE DES VOILES

- _ exposé de la méthode
- _ voiles pleins
- _ voiles avec une file d'ouvertures
- _ voiles à plusieurs files d'ouvertures

CHAP V SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

- _voiles pleins ○
- _voiles à une file d'ouvertures ○
- _voiles à plusieurs files d'ouvertures ○

CHAP VI FERRAILLAGE DES VOILES

- _ferraillage des voiles pleins ○
- _ferraillage des trumeaux ○
- _ferraillage des linteaux ○

CHAP VII CALCUL DES DES DEFORMATIONS

CHAP VIII CALCUL DES ELEMENTS 89

- _calcul de l'acrotère ○ 92
- _calcul de l'escalier ○ 94
- _calcul du plancher courant ○ 108
- _calcul du plancher rdc ○ 115

CHAP IX CALCUL DES FONDATIONS

- _calcul du radier ○ 120

-REMERCIEMENTS-

Nous tenons à remercier vivement notre promotrice,
Madame Chikhi, pour son aide si efficace.

Nous exprimons également nos remerciements à :

- Mademoiselle Saadia Benmamor.
- Mademoiselle Zerfa.
- Monsieur Guergout, technicien au Beta.
- Monsieur Guessob, Ingénieur au Beta.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont
contribué à notre formation, et tout particulièrement
aux membres de notre jury qui nous font l'honneur
de juger notre travail.

Djamel & Karim

DEDICACES

Je dedie ce travail .

- à la mémoire de ma chère et regrettée tante ,
- à ma mère ,
- à mon père ,
- à mon frère ,
- à toute ma famille
- à tous mes amis

BDJ

Je dedie ce travail .

- à tous ceux que j'aime
- à tous ceux qui m'aiment

MK

INTRODUCTION

CHAPTER 1

**PRESENTATION
DE
L'OUVRAGE**

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation ayant un décrochement

$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur longitudinale : } 29\% \\ \text{sur transversale : } 61\% \end{array} \right.$

La structure de ce bâtiment est en voile (R+5)

Il sera implanté dans la région d'Alger (zone de moyenne sismicité). Il est composé de 5 planchers courants et d'1 plancher terrasse (non accessible)

Les planchers d'étage sont constitués d'une dalle pleine d'épaisseur 16 cm, le plancher Rez de Chaussée se compose de poutrelles.

La hauteur de plancher à plancher est de 2^m 70.

La hauteur totale du bâtiment au-dessus du sol est de 18^m 16 (serotère emprise).

Les dimensions en plan sont : longitudinalement : 26^m 64.

: transversalement : 24^m 39.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles transversales et longitudinales.

Il est à noter que ce bâtiment sera réalisé par un coffrage 'tunnel'. Les façades seront en préfabriqué.

La contrainte admissible du sol est évaluée à 1 bar à 1 profondeur de 2^m.

И РЕДИМЕНС'К) ИМЕНЕ

PREDIMENSIONNEMENT

1 plancher dalle

L'épaisseur (e) du plancher est déterminée à partir des conditions posées :

1.1 condition de limitation des flèches :

cette condition est importante car elle est la base des fissurations naissantes dans les revêtements et les cloisons légères. on considère 1 bande de $1,00\text{m}$, la plus grande portée $l = 3,90\text{m}$
- la section $S = e \times b = 100\text{e}$

$$\text{avec } G + 1,2 P = 0,780 \cdot 1,2 \cdot 100 = 0,900 \text{ kg/m}^2 = 0,90\text{t/m}^2$$

on doit vérifier que : $f_a = \frac{5q l^4}{384 EI} \leq \frac{l}{500}$ d'où on tire

$$I \geq \frac{500 \cdot 5q l^3}{384 EI} \quad \text{avec } I = \frac{b e^3}{12} \quad \text{d'où } e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}}$$

E_v = mod. de déformation longitudinale du béton sous l'action des charges de longue durée. $E_v = 7000 \sqrt{f_c} = 128520 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{d'où } I \geq \frac{500 \cdot 5 \cdot 0,9 (3,90)^3 \cdot 10^5}{384 \cdot 128500}$$

$$I \geq 27044,21 \quad \rightarrow \quad \frac{b e^3}{12} \geq 27044,21 \quad \rightarrow$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}} \quad e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 27044,21}{100}}$$

$e \geq 14,8 \text{ cm}$ on prend $e = 16 \text{ cm}$

1.2 condition de résistance à la flexion :

Pour 1 dalle reposant sur 3 ou 4 appuis l'épaisseur e est dans la fourchette suivante ($l = 3,90\text{m}$).

$$l/50 \leq e \leq l/40 \quad 7,8/ \leq e \leq 9,75 \text{ cm}$$

d'où $e = 9 \text{ cm}$.

1.3 condition d'isolation : la loi de masse exige $e \geq 16 \text{ cm}$.

1.4 / condition de sécurité à l'incendie

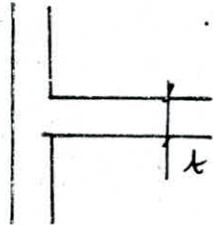
7 cm pour 1 heure de coupe Feu.

11 cm pour 2 heures de coupe Feu.

en conclusion, on prendra l'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

2 voile

Pour le prédimensionnement des voiles, on s'est référé aux normes du CTC qui stipulent (RPA81)



$$t \geq \frac{h_c}{25} \quad \text{avec } h_c = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{d'où } t \geq \frac{2,70}{25} = 10,8 \text{ cm}$$



$$t \geq \frac{h_c}{20}$$

$$t \geq 13,5 \text{ cm}$$

or on doit prendre :

$t_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$ pour les structures de groupe d'usage 1 ou 2 en zone (I) ou (III).

d'où le choix de $t = 16 \text{ cm}$.

**CHARACTERISTIQUES
DES
MATERIAUX**

CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX UTILISES

béton

Dans nos calculs, nous utilisons les règlements préconisés par le document technique « Règles CCBA 68 » et le règlement en vigueur en Algérie.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 à base de ciment CPA 325 avec 1 contrôle obtenu.

La résistance nominale de compression à 28 jours est de $\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$.

La traction nominale de traction à 28 jours est de $\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$.

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

a/c de compression admissible

Elle est égale à une fraction de sa résistance à 28 j.

$$\sigma_{bo} = f'_b \sigma_{28} \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : dépend de la classe du ciment

$$\alpha = 1 \quad \text{pour 1 ciment CPA 325}$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle.

$$\beta = \frac{5}{p} \quad \text{pour 1 contrôle obtenu}$$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats

δ : dépend de la nature de la sollicitation :

- compression simple $\delta = 0,30$

- Flexion simple $\delta = 0,60$

- Flexion composée $\delta = 0,60$ si N est 1 effort de tract.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left[1 + \frac{e_0}{3e_1} \right] & \text{si } \delta < 0,6 & \text{si N effort} \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 & \text{de compression} \end{cases}$$

e_0 : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section, du béton seul.

e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 du noyau central de cette même de la plan radical passant par le centre de pression.

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre $0,5 < \epsilon < 1$ ds les autres cas

$\epsilon = 1$ ds le cas de la compression quelle que soit la forme de la section et dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple ou composée avec traction;

ϵ est déterminé par la condition $\frac{F'b}{B} \leq \sigma'_{b0}$ ds les autres cas.

$F'b$: résultante des forces de compression

B' : section du béton comprimé

récapitulatif

- pour une compression simple

$$\sigma'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bar} \\ = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

- pour 1 flexion simple

$$\bar{\sigma}_b = (\alpha \beta \gamma \delta \cdot \varepsilon) \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

contrainte de référence de traction

Comme le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible, mais plutôt de contrainte de référence.

Elle est prise égale à une fraction de la résistance à 28 jours du béton

$$\sigma_b = f_b \sigma'_{28} = \quad \text{ou } f = \alpha \beta \gamma \theta.$$

α , β , et γ ont été définis précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_b = (\alpha \beta \gamma \theta) \sigma'_{28} = 1 \frac{5}{6} \cdot 1 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

2/ aciers

Les aciers utilisés sont classés en 3 catégories.

a/ aciers doux

Ils sont de nuance FeE24 dont la limite d'élasticité nominale est fixée à $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Les contraintes admissibles sont :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)}$$

$$\sigma_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

b/ aciers à haute adhérence

Ce sont des armatures qui ont subi 1 traitement mécanique leur conférant 1 limite d'élasticité élevée. La haute adhérence est généralement obtenue par saillie sur le corps de l'armature, ou 1 torsion d'un profil circulaire, ou par les 2 procédés à la fois.

Les aciers HA sont de nuance FeE40A dont la limite d'élasticité nominale est :

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

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi > 20 \text{ mm}$$

Les contraintes admissibles sont :

$$- \phi \leq 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \sigma_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{array} \right.$$

$$- \phi > 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \sigma_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{array} \right.$$

c/treillis soudés

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

Les caractéristiques mécaniques de treillis soudés st :

- pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$
- pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

3} condition de non fissuration du béton

(CCBA 68 art 4-9)

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouvertures des fissures en flexion et en traction supposés normales à la direction de l'armature

fissuration systématique

$$\sigma_s = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f}$$

$\hat{\omega}_f$: pourcentage de fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section d'acier

B_f : section béton tendu.

η : coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{aciers RL.} \\ 1,6 & \text{aciers HA.} \end{cases}$$

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue (mm).

k : coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage

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

fissuration accidentelle

elle est due aux effets du retrait et de variation de température.

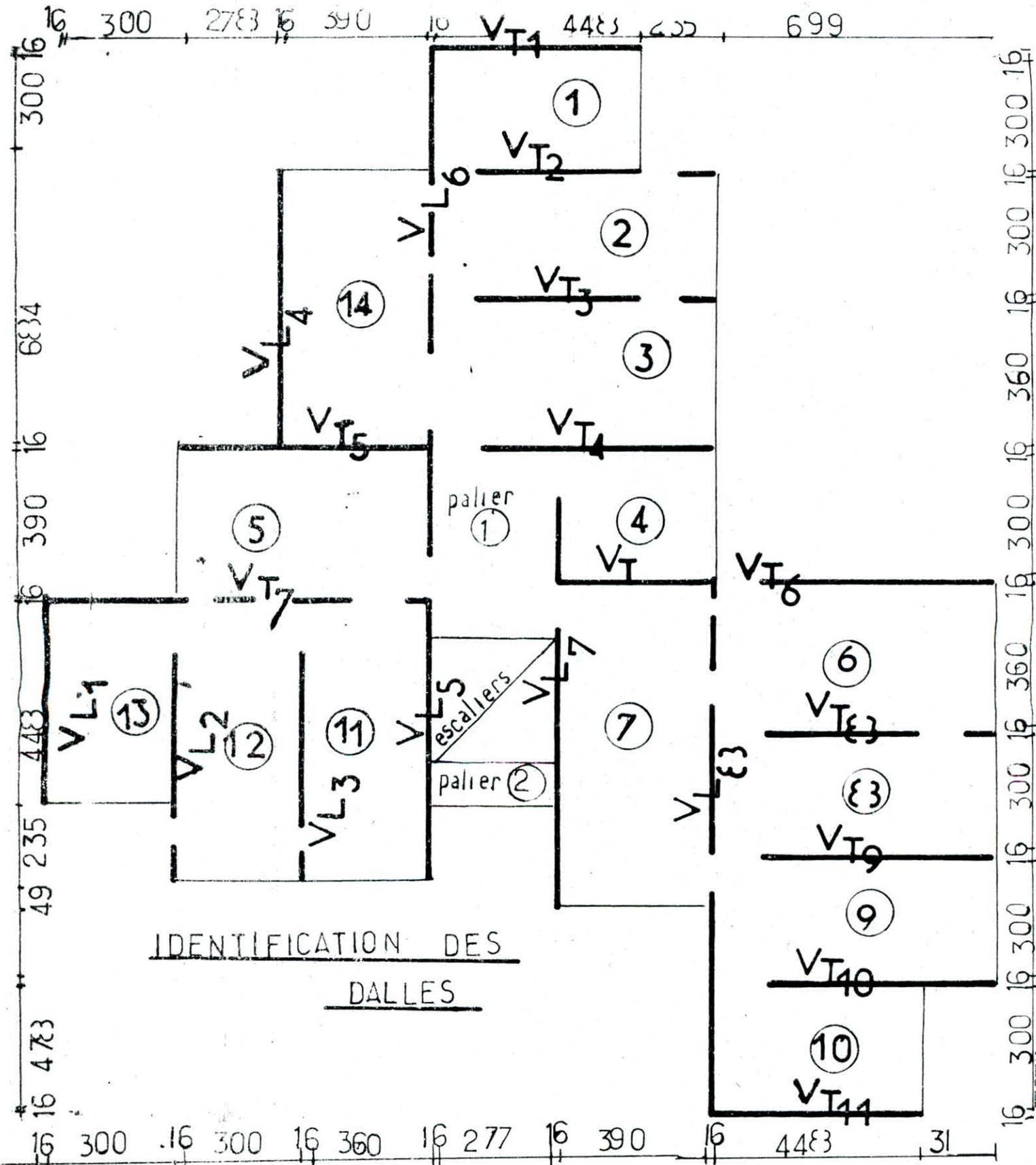
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

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

d'où $\sigma_a = \max(\sigma_1, \sigma_2)$.

4 coef. d'équivalence

Les règlements CCBA 68 fixent pour un béton moyen le coefficient d'équivalence $n = 15$.

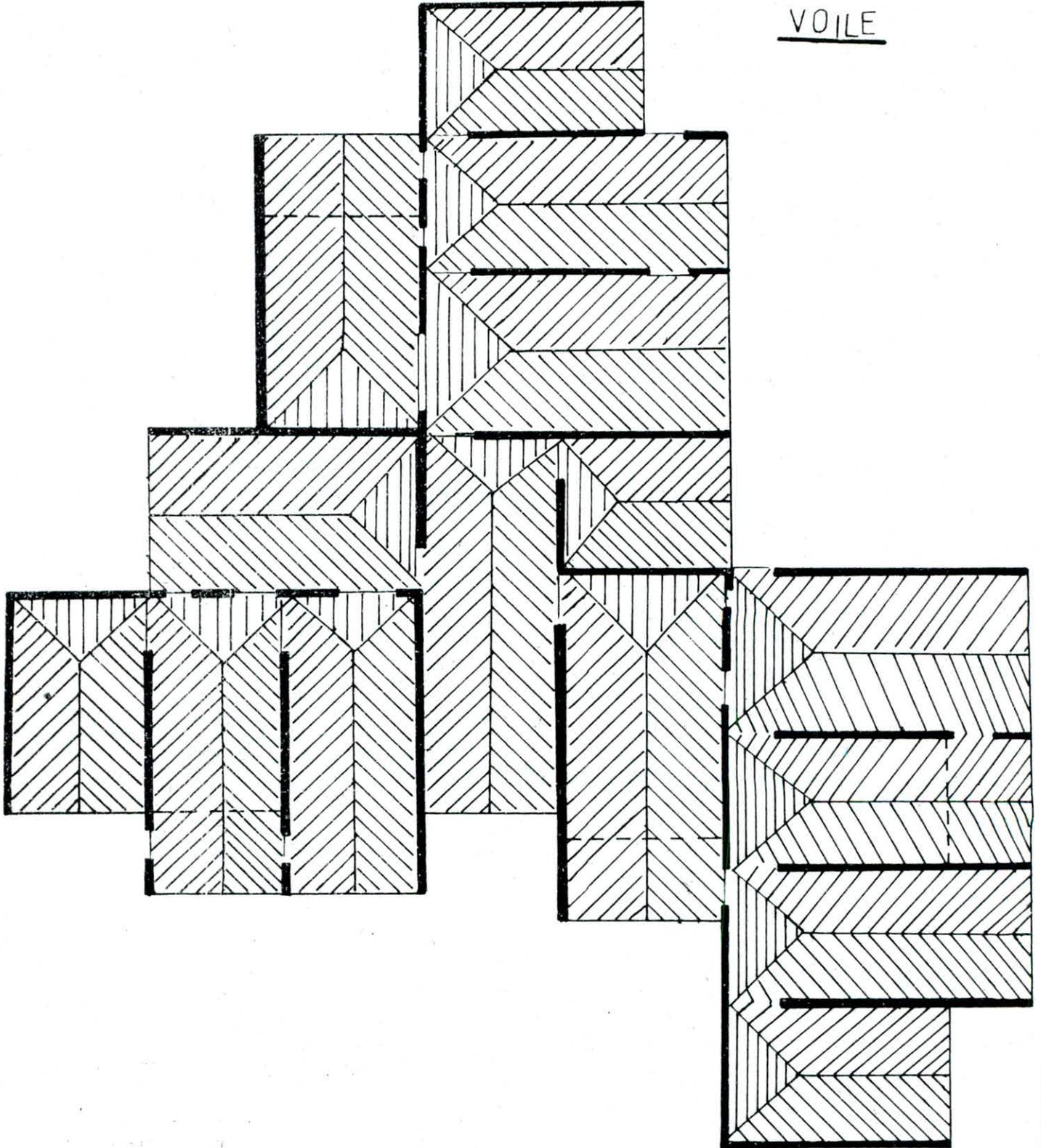


IDENTIFICATION DES
DALLES

DIMENSION DES VOILES

SURFACE DU PLANCHER REVENANT A CHAQUE

VOILE



**DES'CENTE
DE
CHARGE**

DESCENTE DE CHARGE

1/ plancher terrasse

a/ charges

1. gravier (4cm) $0,04 \times 1800 = 72 \text{ kg/m}^2$
 2. chape de béton $= 40 \text{ kg/m}^2$
 3. Multicouches (étanchéité) $= 12 \text{ kg/m}^2$
 4. Isolation thermique liège (4cm) $= 16 \text{ kg/m}^2$
 5. Forme de pente 1% cm = 10cm : $0,1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
 6. Dalle (16cm) : $0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
 7. Plâtre (1,5cm) : $0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ kg/m}^2$
- Soit $G = 780 \text{ kg/m}^2$

b/ surcharges

on a une terrasse non accessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Combinaison sous S_{P1} : $G + 1,2 P = 900 \text{ kg/m}^2$

sous S_{P2} : $G + \frac{P}{2} = 830 \text{ kg/m}^2$

2/ Plancher étage courant

a/ charges

1. Carrelage (2cm) $= 40 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose (2cm) $= 40 \text{ kg/m}^2$
3. sable (3cm) : $0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle en béton A : $0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
5. enduit plâtré $= 20 \text{ kg/m}^2$
- clousons $= 15 \text{ kg/m}^2$

Soit $G = 630 \text{ kg/m}^2$

b/surcharges

pour tous les planchers, on prévoit une surcharge $P = 175 \text{ kg/m}^2$

- combinaison sous SP_1 : $G + 1,2P = 840 \text{ kg/cm}^2$

- combinaison sous SP_2 : $G + P/2 = 717,5 \text{ kg/cm}^2$

3/loggia et séchoir a/charges

Plancher identique à celui étage courant

soit $G = 630 \text{ kg/m}^2$

b/surcharges

$P = 400 \text{ kg/m}^2$

- combinaison sous SP_1 : $G + 1,2P = 1110 \text{ kg/m}^2$

- combinaison sous SP_2 : $G + \frac{P}{2} = 830 \text{ kg/m}^2$

4/escaliers

a/ Paliers

- dalle pleine (16cm) : $0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$

- revêtement (5cm) : $0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$

soit $G = 510 \text{ kg/m}^2$

b/ surcharges d'exploitation : $P = 250 \text{ kg/m}^2$

- combinaison sous SP_1 : $G + 1,2P = 810 \text{ kg/m}^2$

- combinaison sous l'effet du séisme : $G + \frac{P}{2} = 635 \text{ kg/m}^2$

5/volées a/charges

- poids propre hauteur : $0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$ ($\alpha = 28^\circ - 85$)

- poids des marches : $0,17 \times 2200 = 374 \text{ kg/m}^2$ $\cos \alpha$

- mortier (1cm) : $2000 \times 0,01 = 20 \text{ kg/m}^2$

- revêtement (3cm) : $2200 \times 0,03 = 66 \text{ kg/m}^2$

- enduit plâtre : $1800 \times 0,01 = 18 \text{ kg/m}^2$

soit $G = 742,14 \text{ kg/m}^2$

b/surcharges

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

EFFORTS TOTAUX SUR LES REFENDS

a/voile transversaux

		VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VT8	VT9	VT10	VT11
T	G	5,82	11,14	15,51	13,49	13,75	14,11	15,11	15,94	14,69	12,73	6,5
	1,2P	0,67	1,55	2,24	1,93	1,77	1,73	2,01	2,31	2,13	1,73	0,71
5	G	16,02	27,48	38,15	36,27	35,26	40,88	38,66	40,64	37,91	33,13	17,16
	1,2P	1,84	1,83	6,17	5,32	4,87	4,77	5,54	6,35	5,86	4,77	1,89
4	G	26,28	43,82	60,79	59,05	56,77	67,65	62,21	65,34	61,13	53,53	27,82
	1,2P	3,01	2,10	8,41	8,70	7,96	7,80	9,07	10,39	9,58	7,81	3,06
3	G	36,51	60,16	83,43	81,83	78,28	94,42	85,76	90,04	84,35	73,93	38,48
	1,2P	4,18	2,37	10,68	12,09	11,06	10,84	12,6	14,44	13,32	10,85	4,24
2	G	46,74	79,5	106,07	104,61	99,79	121,11	109,31	180,08	107,57	94,33	49,14
	1,2P	5,35	2,65	12,94	15,47	14,16	13,88	16,12	18,48	17,04	13,89	5,41
1	G	56,97	92,84	128,71	127,39	121,3	147,96	132,86	204,78	130,79	114,73	59,8
	1,2P	6,52	2,92	15,21	18,86	17,26	16,91	19,65	22,53	20,77	16,93	6,58
RDC	G	67,2	109,18	151,35	150,17	142,81	174,73	156,41	223,48	154,01	135,13	70,46
	1,2P	7,69	3,2	17,47	22,25	20,36	19,95	23,18	26,57	24,50	19,96	7,76
V.S	G	80,01	130,2	175,54	174,36	163,40	195,13	183,44	253,84	178,37	154,26	81,82
		84,31	130,50	190,09	193,69	180,97	210,58	202,8	272,5	199,9	171,5	87,64

$$\Sigma (G + 1,2P) = 1963,4 \text{ t}$$

b voiles longitudinaux

		VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7	VL8
T	G	6,39	13,19	15,94	12,71	23,23	15,13	12,63	19,42
	1,2P	0,670	1,870	2,31	1,58	3,33	2,02	1,67	2,6
5	G	14,92	33,44	39,15	27,05	63,11	37,84	46,34	48,76
	1,2P	1,843	5,143	6,35	4,34	9,17	5,57	4,61	7,16
4	G	23,45	53,69	62,36	41,39	102,99	60,55	80,05	78,1
	1,2P	3,01	8,41	10,40	7,10	15,10	9,12	7,55	11,72
3	G	31,98	73,93	85,57	55,73	142,87	83,26	113,76	107,44
	1,2P	4,18	11,68	14,44	9,87	20,85	12,67	15,10	16,28
2	G	40,51	94,19	108,78	70,07	182,75	105,97	147,47	136,78
	1,2P	5,36	14,96	18,49	12,63	26,69	16,22	18,04	20,84
1	G	49,04	114,44	131,99	84,41	222,6	128,6	181,18	166,12
	1,2P	6,53	18,23	22,53	15,4	32,53	19,76	20,97	25,41
RDC	G	57,57	134,6	155,2	98,75	262,51	151,39	214,89	195,46
	1,2P	7,70	21,50	26,58	18,16	38,37	23,31	23,91	29,97
V.S	G	70,27	155,84	177,40	117,11	297,02	178,59	247,27	226,96
total		74,62	174,45	201,59	132,49	330,97	198,12	266,96	252,45

$$\Sigma (G + 1,2P) = 1660 \text{ t}$$

**ETUDE
AU
S'EISME**

CHAP '2

**CALCUL
PSEUDO
DYNAMIQUE**

ETUDE DYNAMIQUE

1/ introduction

- Vu que notre bâtiment a une configuration non courante, notamment un décrochement en plan assez important.
transversement : 61 %
longitudinalement : 29 %
- Dans ce cas, la méthode statique ne pouvant être appliquée, celle-ci reste insuffisante du fait qu'elle ne tient pas compte de l'inertie de la structure et T est seulement calculée en fonction des dimensions en plan de l'ouvrage.
- Par contre une étude dynamique s'y prête mieux à une interprétation réaliste du comportement de notre bâtiment.

choix du modèle mathématique

- Le plus important dans l'étude dynamique, est de représenter la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète ainsi le comportement dynamique de la structure.
- Le modèle ainsi retenu est une console encastree à sa base ; constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers.

remarque

- nous acceptons que pendant le processus oscillatoire, la déformée du système reste plane, que les déformations élastiques sont infiniment rigides, par conséquent chaque masse a un seul degré de liberté.

2/ démarche à suivre

a/ calcul des caractéristiques dynamiques
(forme et période propre)

b/ facteur d'amplification dynamique
moyen pour chaque mode

c/ facteur de contribution de chaque
mode

d/ évaluation des forces sismiques
de calcul pour chaque mode

e/ évaluation de la sollicitation
maximale résultante

pour le sens longitudinal, comme pour le sens transversal, le déplacement unitaire sera calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots, n$$

(j > i) j = 1, 2, \dots, n

calcul des déplacements statiques

- on déterminera les déplacements statiques par la relation suivante :

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

avec δ_{ij} :
déplacement en j
résultant d'une force
appliquée en i.

de cette manière on obtiendra
 $\delta_{st1}, \delta_{st2}, \dots, \delta_{stn}$:

- Pour améliorer la précision de nos résultats, on utilisera un procédé itératif de correction de la déformée choisie (pour le mode fondamental, c'est la déformée statique).

- le processus itératif consiste

1° a, calculer le coefficient adimensionnel

$$\beta_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$$

avec x_{0n} : flèche au sommet de la console

x_{0j} : flèche à l'étage j.

2° la 1^{re} itération (1^{re} correction) consiste à calculer la force nodale F_{1j} avec

$$F_{1j} = \beta_{1j} P_j$$

l'indice ① veut dire 1^{er} correction ;

l'indice ② correspond à la cot. j ;

avec F_{1j} , on calcule en 2^{ème} approximation, les déplacements

x_{1j} avec

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \delta_{ij}$$

on détermine ensuite $S_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$, à partir de S_{2j} on aura :

$$F_{2j} = S_{2j} \cdot P_j$$

$$x_{2j} : \quad x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2j} \cdot \delta_{ij}$$

le processus itératif s'arrêtera qd on aura : $f_{mj} = f^{(m-1)}_j$
c/ détermination de la pulsation propre

$$w^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} \cdot X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot X_{mj}^2} = g \frac{\sum f_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}}{\sum f_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}^2}$$

$$\text{d'où } w = \sqrt{\frac{g}{X_{mn}}} \quad \text{avec} \quad T = \frac{2\pi}{w} = 2\pi \sqrt{\frac{X_{mn}}{g}}$$

x_{mn} = déplacement de la n^{ème} itération.

remarques

- on dira que le processus converge, quand les déformées se superposent.

- le passage au 2^{ème} mode est conditionné par la vérification de la relation suivante $\eta_1 = \frac{(\sum m_i x_i)^2}{\sum m_i (\sum m_i (x_i)^2)} \leq 80$
 avec : m_i : la masse des planches ; x_i : déplacement correspondant.

3.2. méthode de vianello-stodolla

(pour le 2^{ème} mode de vibration).

1°/ on connaît le premier mode de vibration (mode fondamental)

2°/ soit $x_2^0_j$ une expression approximative pour le 2^{ème} mode.

elle s'écrit sous la forme $x_2^0_j = x_{2j} + a_1 x_{1j}$ (1)

ou x_{2j} : représente la forme exacte du deuxième mode.

x_{1j} : représente la forme exacte du 1^{er} mode (connue) (à déterminer)

on multiplie la relation (1) par $P_j x_{1j}$ et on fait la \sum des produits

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^0 \cdot x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

la propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum P_j x_{1j} \cdot x_{2j} = 0 \quad \text{avec} \quad a_1 = \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j} \cdot x_{2j}^0}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{1j}^2}$$

3° d'où on calcule ensuite, les ordonnées du 2^{ème} mode.

$$x_{2j}^1 = x_{2j}^0 - a_1 x_{1j}$$

et aussi les forces

$$M_{2j}^1 = M_j x_{2j}^{(1)}$$

et le déplacement

$$x_{2j}^{(2)}$$

- les pulsations seront : $\bar{\omega}_2^2 = \frac{x_{2j}^{(1)}}{x_{2j}^{(2)}}$

ou encore $\bar{\omega}_2^2 = \frac{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(2)}} \quad \bar{\omega}_2^2 < \omega^2 < \bar{\omega}_2^2$

remarques

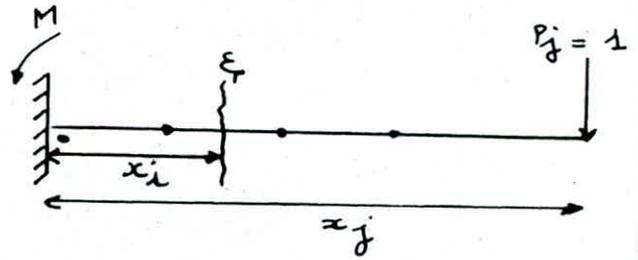
1° le passage au mode suivant est conditionné par la vérification de la relation suivante $\eta_1 + \eta_2 \leq 80\%$

η_1 : taux de participation du 1^{er} mode.

η_2 : taux de participation du 2^{ème} mode.

étape de calcul à/coéff d'influence δ_{ij}

on cherche le déplacement
en i provoqué par
l'application de $P=1$ en j
l'équation différentielle de
la ligne élastique d'une poutre
sera :



$$\boxed{\frac{dy''(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI}} \quad (1)$$

l'équation d'équilibre nous donnera :

$$\sum M/O = 0 \quad \text{d'où} \quad M = P_j x_j \quad P_j = R = 1.$$

$$\sum M/E = 0 \quad M(x) = Rx - M = Rx - P_j x_j = R(x - x_j) = x - x_j$$

en remplaçant dans l'équation (1) on aura :

$$\frac{dy''(x)}{dx^2} = -\frac{x - x_j}{EI} \Rightarrow \frac{dy'(x)}{dx} = -\frac{1}{EI} \left(\frac{x^2}{2} - x_j x + C \right)$$

$$y(x) = -\frac{1}{EI} \left(\frac{x^3}{6} - x_j \frac{x^2}{2} + Cx + D \right)$$

conditions aux limites

$$\text{en } x=0 \quad \frac{dy(x)}{dx} = 0 \quad C = 0$$

$$x=0 \quad y(x) = 0 \quad D = 0$$

d'où

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

avec $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ Théorie de Maxwell Betti.

b/ détermination des masses des planchers

b.1 terrasse (m₆)

répartitions
par plancher

$$\frac{1}{2} G_T = 780 \text{ kg/m}^2, P = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$G + \frac{P}{2} = 780 + 50 = 830 \text{ kg/m}^2$$

2°/ pois de l'acrotère :

$$\text{Perimètre} : 105,78 \text{ m.}$$

$$\text{Poids } P : 105,78 \times 0,16 \times 2,5 \times 0,7 = \\ P = 29,61 \text{ t.}$$

3°/ pois des planchers des 3 blocs

$$\text{surface totale} : 341,02 \text{ m}^2$$

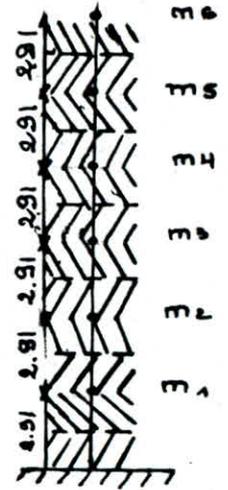
$$P_t = 0,830 \cdot 341,02 = 283,046 \text{ t.}$$

4°/ pois de 1/2 voile = 68,11 t

5°/ pois de 1/2 facade = 44,11 t

$$\text{d'où } P_{\text{total}} = 29,61 + 283,046 + 68,11 + 44,11 =$$

$$P_t = 424,876 \text{ t} = m_6$$



b.2.1 étage courant (m₅)

1/ surface total du plancher : 327,47 m²

2°/ charges et surcharges : $G + \frac{P}{2} = 630 + 87,5 = 717,5 \text{ kg}$

3°/ Poids du plancher (total) : $0,717 \cdot 327,47 = 234,95 \text{ kg}$

4°/ $\left. \begin{array}{l} \frac{1}{2} \text{ voile supérieure} \\ \frac{1}{2} \text{ voile inférieure} \end{array} \right\} 136,22 \text{ t}$

5°/ $\left. \begin{array}{l} \frac{1}{2} \text{ facade supérieure} \\ \frac{1}{2} \text{ facade inférieure} \end{array} \right\} 88,33 \text{ t}$

- surface volée : $\frac{2,85 \times 2,93}{2} = 4,17 \text{ m}^2$

- surface plier : $1,6 \cdot 2,93 = 4,68 \text{ m}^2$

- poids volée : $0,792 \cdot 4,17 = 3,30 \text{ t}$

- poids plier : $0,560 \cdot 4,68 = 2,62 \text{ t}$

d'où $m_5 = 217,77 + 136,22 + 88,33 + 3,30 + 2,62$

$m_5 = 465,429 \text{ t}$

b₂₃ / m₄, m₂, m₃, m₁

- poids plancher : $234,85 \text{ t}$

- $\frac{1}{2}$ voile sup + inf : $136,22 \text{ t}$

- façade ($\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$) : $88,33 \text{ t}$

- volée + volée + plier = $3,30 + 3,30 + 2,62 = 9,22 \text{ t}$

d'où $m_4 = m_3 = m_2 = m_1 = 234,85 + 136,22 + 88,33 + 9,22$

$m_4 = m_3 = m_2 = m_1 = 468,72 \text{ t}$

b₃ rdc (m₀)

- plancher : $234,85 \text{ t}$

- $\frac{1}{2}$ voile supérieur : $68,11 \text{ t}$

- $\frac{1}{2}$ voile inférieur : $44,11 \text{ t}$

- volée : $3,3 \text{ t}$

- plier : $2,62 \text{ t}$

nota : m₀ : sera utilisée pour le calcul des fondations -

$m_0 = 354 \text{ t}$

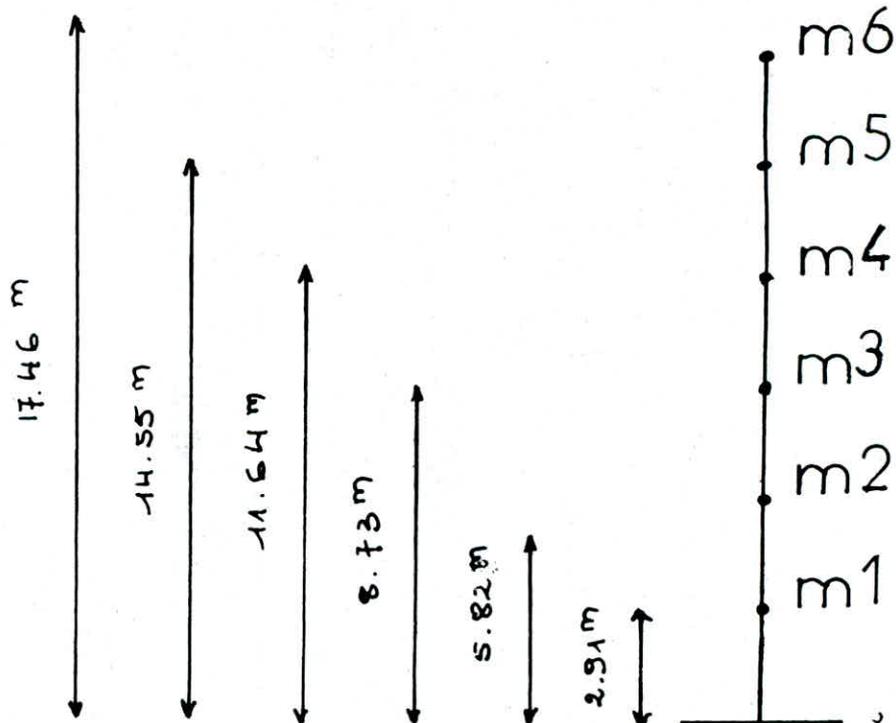
c/valeurs des déplacements unitaires :

($\delta_{ij} EI$)

$K = EI$

$\delta_{ij} Ei$ (matrice de souplesse).

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6
1	8.21405	20.53514	32.85622	45.17731	57.49839	69.81948
2	20.53514	65.71245	114.89679	164.28114	213.56548	262.84982
3	32.85622	114.99679	221.77953	332.66930	443.55907	554.44884
4	45.17731	164.28114	332.66930	525.6996	722.83701	919.97438
5	57.49839	213.56448	443.55907	722.03701	1026.78712	1334.78426
6	69.81948	262.84984	554.44884	919.97438	1334.78426	1774.23631



1/déplacements statiques

P_j	$\delta_{stj} EI$	f_{1j}
469	106720.39500	0.04790
469	383303.566	0.17207
469	773048.271	0.34703
469	1230809.897	0.55253
469	1723000.035	0.77348
425 (Ferr)	2227539.206	1

1^{ère} itération

F_{1j}	$X_{1j} EI$	f_{2j}
22.4651	69427.45036	0.04367
80.70083	256236.0778	0.16118
162.75707	528867.993	0.33268
259.13657	857851.4182	0.53963
362.76212	1217784.1	0.76605
425	1589679.236	1

2^{ème} itération

F_{2j}	$X_{2j} EI$	f_{3j}
20.48123	68611.46146	0.04358
75.59342	253347.6605	0.16093
156.02692	521604.2666	0.33133
263.08647	848984.4509	0.53929
359.27745	1205642.909	0.76585
425	1574249.511	1

3^{ème} iteration

F_{3j}	$X_{3j} EI$	f_{4j}
20.45902	68575.30699	0.04358
75.47617	253220.0507	0.16092
155.39377	522914.5931	0.33231
262.92701	848601.02261	0.53928
359.18365	1205123.029	0.76584
425	1573522.795	1

4 iteration

F_{4j}	$X_{4j}EI$	β_{5j}
20.43433	68589,4996	0.04358
75.46679	253269,1105	0.16092
155.8487	523009,0535	0.33231
252.91763	848742,2897	0.53928
359.178906	1205310,948	0.76584
425	1573827,347	1

- le processus
itératif s'arrête
car on a
convergence
des coeff.
adimensionnelle
 $\beta_{5j} = \beta_{4j}$

2/ calcul de la période:

$$E = 21000 \sqrt{528} = 378000 \text{ bars} = 385 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

a/sens longitudinal

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{x_0}{g}}$$

$$I_{el} = 53,87 \text{ m}^4$$

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{1573827,347}{53,87 \times 385 \cdot 10^4 \cdot 9,81}}$$

$$T_L = 0,175 \text{ s}$$

b/sens transversal

$$I_{et} = 49,95 \text{ m}^4$$

$$T_T = 2\pi \sqrt{\frac{1573827,347}{49,95 \times 385 \cdot 10^4 \cdot 9,81}}$$

$$T_T = 0,182 \text{ s}$$

tableau des déplacements

a) déplacement longitudinal

$$x_j = \frac{K x_{Hj}}{E \sum I_{ey}}$$

$$E \sum I_{ey} = 207399500 \text{ t m}^2$$

$$(K = EI)$$

b) déplacement transversal

$$x_j = \frac{K x_{Hj}}{E \sum I_{ex}}$$

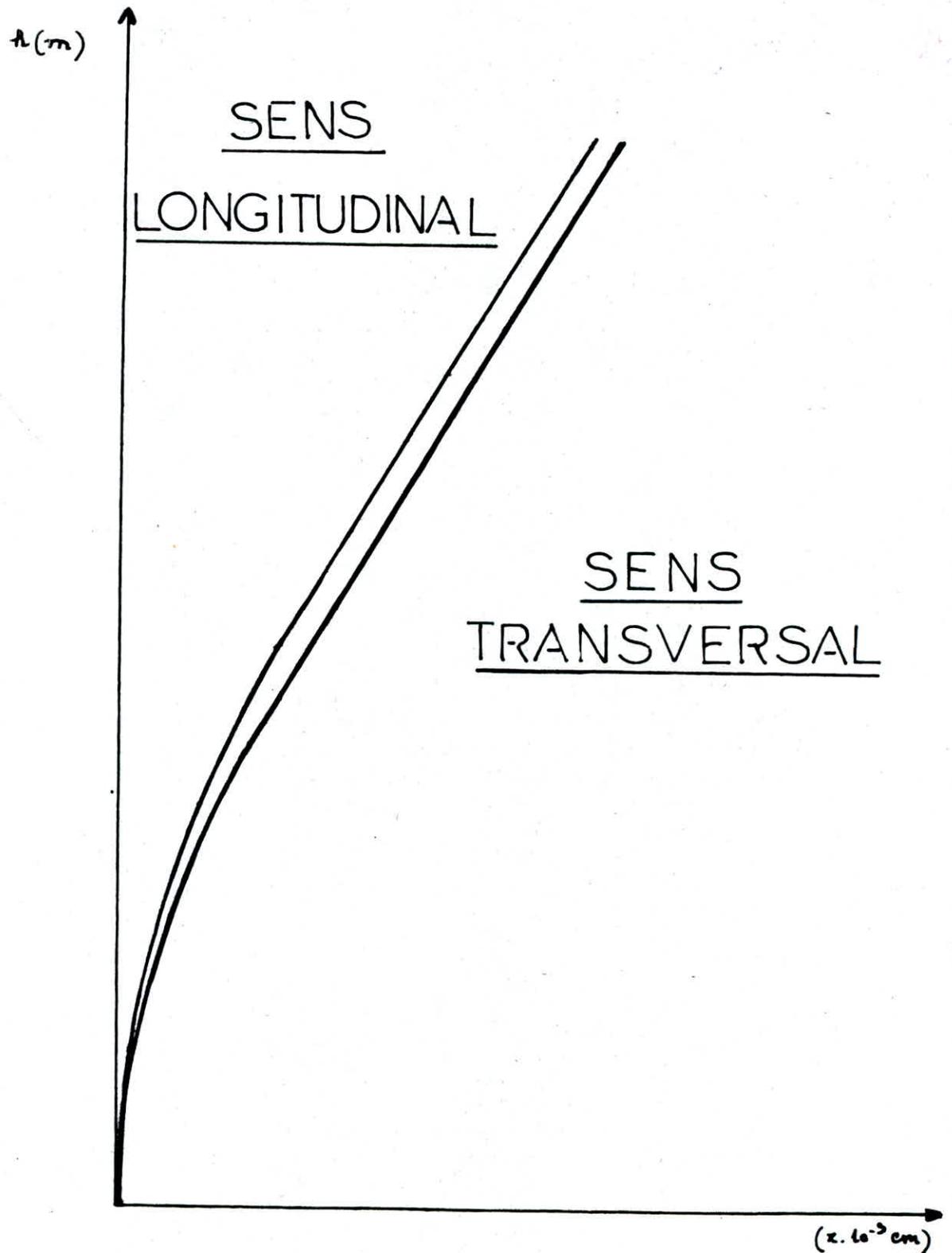
$$E \sum I_{ex} = 192307500 \text{ t m}^2$$

$$(K = EI)$$

	R (m)	2.91	5.82	8.73	11.64	14.55	17.46
	T (s)	δx_1 (cm)	δx_2 (cm)	δx_3 (cm)	δx_4 (cm)	δx_5 (cm)	δx_6 (cm)
trans.	0.182	0.0356	0.1317	0.2719	0.4413	0.6267	0.8183
long.	0.175	0.033	0.1221	0.2521	0.4092	0.5811	0.7588

ce tableau résume les déplacements du 1^{ier} mode ou mode fondamental

DEFORMÉE DU 1^{er} MODE



calcul de la periode du 2^{ieme} mode

a/ tableau

(x_{ij}^0 ont été déduit des tableaux du livre Petrovici page 4.89)

$\frac{R}{Z}$	x_{2j}^0	P_j	x_{ij}	$P_j x_{ij} x_{2j}^0$	$P_j x_{ij}^2$	$x_{2j}(1)$	$M_{2j}^{(1)}$	$K x_{2j}^{(2)}$
1	-1,00	425	1	-425	425	-0,73978	-32,049	-3089,80244
0.833	-0.2148	469	0.76584	-77.15164	275.07361	0.01551	-0.7416	+32,80996
0.666	0.4245	469	0.53928	107.3655	136.3959	0.56483	27.0035	2362.6056
0.500	0.7137	469	0.33231	111,23256	51,79164	0.80017	38.2548	3205,46531
0.333	0.5889	469	0.16092	44.44515	12.14487	0.63077	30.156	2465,01104
0.166	0.2236	469	0.04358	4.57016	0.89073	0.23494	11.2320	908.0514
Σ				-234,53825	901,29679	1.47541		

b/ deplacement longitudinal et transversal

x_j	déplacement longitudinal (m)	déplacement transversal (m)
x_6	$14,8 \cdot 10^{-6}$ (m)	$-16,06 \cdot 10^{-6}$ (m)
x_5	$+0,158 \cdot 10^{-6}$	$0,170 \cdot 10^{-6}$
x_4	$11,39 \cdot 10^{-6}$	$12,28 \cdot 10^{-6}$
x_3	$15,45 \cdot 10^{-6}$	$16,66 \cdot 10^{-6}$
x_2	$11,88 \cdot 10^{-6}$	$12,818 \cdot 10^{-6}$
x_1	$4,37 \cdot 10^{-6}$	$4,72 \cdot 10^{-6}$
Σ	$28,13 \cdot 10^{-4}$ (m)	$30,24 \cdot 10^{-4}$ (m)

a/ déplacement longitudinal

$$x_j^i = \frac{K x_{2j}^{(2)}}{E \Sigma I_{ey}}$$

b/ déplacement transversal

$$x_j^i = \frac{K x_{2j}^{(2)}}{E \Sigma I_{ex}}$$

c calcul de la pulsation et de la periode

4/ relation

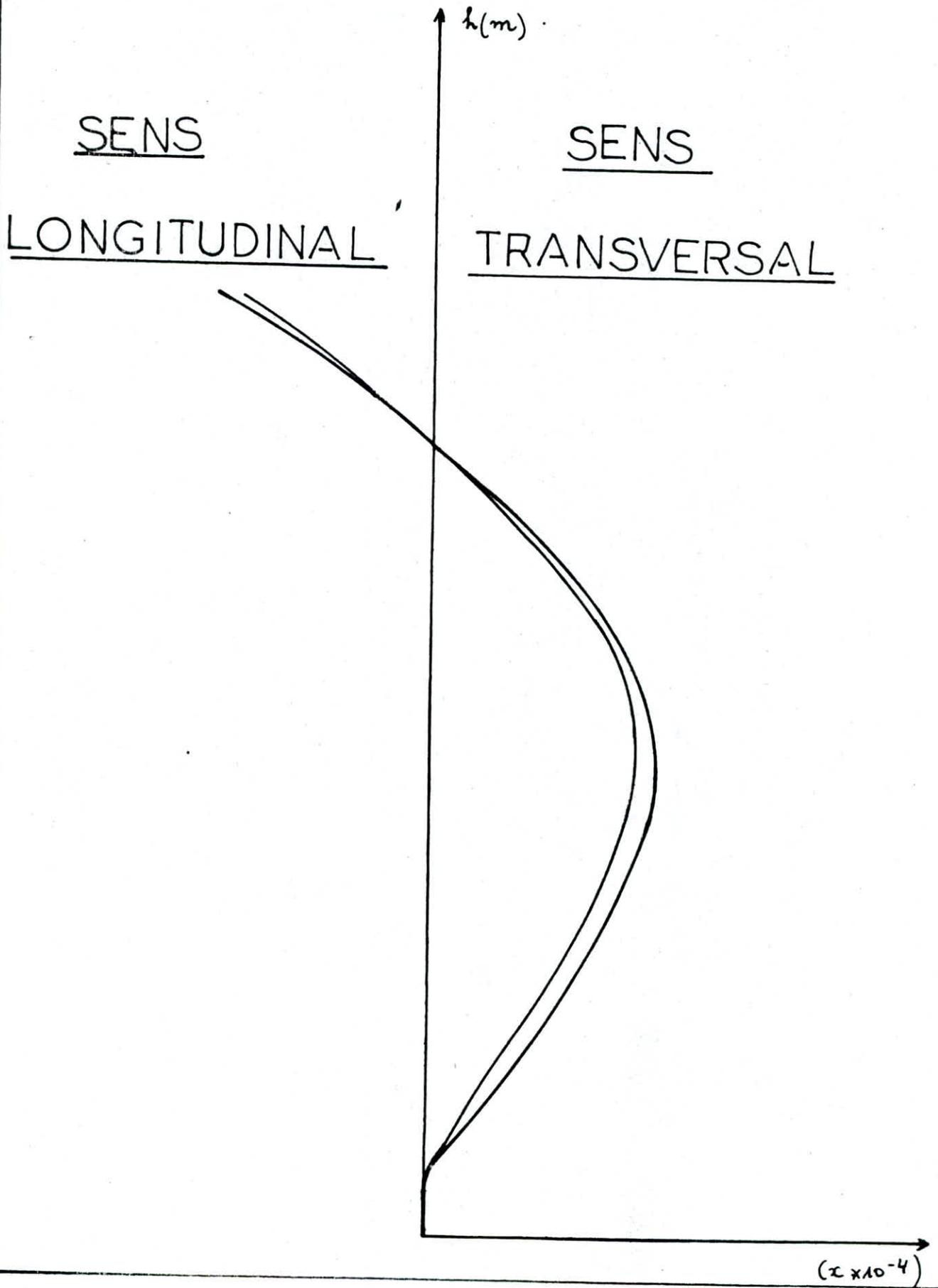
$$\bar{\omega}_2 = \frac{\sum x_{2j}^{(1)}}{\sum x_{2j}^{(2)}}$$

$$\bar{\omega}_2^2 = \frac{\sum x_{2j}^{(1)2}}{\sum x_{2j}^{(2)2}}$$

tel que $\bar{\omega}_2^2 \leq \omega_2^2 < \bar{\omega}_2^2$

	sens longitudinale	sens transversale
$\omega_2 = \bar{\omega}_2$	228,249 rad/s	220,855 rad/s
$T_2 = \bar{T}_2$	0.0275 s	0.0284 s

DEFORMÉE DU 2^{ème} MODE



1. facteur d'amplification dynamique moyen

Amortissement 10%

$T_i < 0.3$ sol ferme
 0.5 sol meuble

$D = 2$	1 ^{er} mode
$D = 2$	2 ^{ème} mode

1.2. évaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode

$$F_{ik} = m_{ik} \cdot \ddot{u}_{ik} = m_{ik} \gamma_i S_a(\beta, T_i) Q_{ki}$$

où $S'_a(\beta, T_i) = S''_a(\beta, T_i) \times Q$

Q: facteur de qualité RPA 81. Art(3314)

$$Q = 1,2$$

$S''_a(\beta, T_i)$: spectre de réponse élasto-plastique des accélérations définis par:

$$S''_a(\beta, T_i) = \begin{cases} S_a(\beta, T_i) \times \left(\frac{\beta}{0,7}\right) & \text{pour } T \geq 0,54 \\ \frac{S_a(\beta, T_i)}{\sqrt{\left(\frac{1,4}{\beta}\right) - 1}} & \text{pour } T < 0,54 \end{cases}$$

B. étant le facteur de comportement de la structure défini ds le RPA 81 (art 3313)

$$B = 1/3$$

$S_a(\beta, T_i)$: le spectre de réponse élastique des accélérations

$$S_a(\beta, T_i) = A D(\beta, T_i)$$

A étant le coefficient d'accélération de zone (Art 3311 RPA 81)

$$A = 0,15$$

- $D(\beta, T_i)$: facteur d'amplification dynamique moyen D
(RPA 81 art 3312)

$$D = 2$$

β : amortissement de la structure (10% pour les bâtiments courants).

application

$$- S_a(\beta, T_i) = 0,15 \times 2 = 0,30$$

$$- S_a''(\beta, T_i) = \frac{S_a(\beta, T_i)}{\left(\frac{1,4}{\beta}\right) - 1} = \frac{0,3}{\frac{1,4}{\frac{1}{3}} - 1} = 0,16770$$

$$- S_a'(\beta, T_i) = S_a''(\beta, T_i) \times Q = 0,16770 \times 1,2 =$$

$$S_a'(\beta, T_i) = 0,20124$$

d'où $F_{ik} = 0,20124 \cdot m_k \cdot \delta_i \cdot Q_{ik}$

1.3. facteur de contribution

1^{er} mode

Il est donné par la formule

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ki}^2} \quad (\gamma_m)$$

k : rang de l'étage

i : rang du mode ($i=1$)

a sens longitudinal

m_k : masse de l'étage k
 Φ_k : forme propre du i -ème mode au k -ième étage.

k	m_k	Φ_k	Φ_k^2	$m_k \Phi_k$	$m_k \Phi_k^2$
1	469	$0,033 \cdot 10^{-2} m$	$1,089 \cdot 10^{-7}$	0,154	0,00605
2	469	$0,1221 \cdot 10^{-2}$	$1,490 \cdot 10^{-6}$	0,572	0,00069
3	469	$0,262 \cdot 10^{-2}$	$6,350 \cdot 10^{-6}$	1,182	0,0029
4	469	$0,4092 \cdot 10^{-2}$	$1,674 \cdot 10^{-5}$	1,91	0,0078
5	469	$0,5811 \cdot 10^{-2}$	$3,376 \cdot 10^{-5}$	2,72	0,0158
6	425	$0,7588 \cdot 10^{-2}$	$5,758 \cdot 10^{-5}$	3,22	0,0244

$$\Gamma_L = \frac{9,758}{0,05164}$$

$$\Gamma_L = 188,96 \text{ m}^{-1}$$

sens transversal

k	ϕ_k	$\phi_k m_k$	$m_k \phi_k^2$	m_k
1	$0.0356 \cdot 10^{-2}$	0.167	0.000059	469
2	$0.1317 \cdot 10^{-2}$	0.62	0.00081	469
3	$0.2719 \cdot 10^{-2}$	1.27	0.0034	469
4	$0.4413 \cdot 10^{-2}$	2.06	0.0091	469
5	$0.6267 \cdot 10^{-2}$	2.93	0.0183	469
6	$0.8183 \cdot 10^{-2}$	3.47	0.0284	425
Σ		10.51	0.060	

$$\Gamma_t = \frac{10151}{0.06}$$

$$\Gamma_t = 175.28$$

2 mode sens longitudinal

k	ϕ_k	$m_k \phi_k$	$m_k \phi_k^2$	m_k
1	$4.87 \cdot 10^{-6}$	$2.049 \cdot 10^{-3}$	$8.95 \cdot 10^{-9}$	469
2	$11.88 \cdot 10^{-6}$	$5.57 \cdot 10^{-3}$	$6.619 \cdot 10^{-8}$	469
3	$15.45 \cdot 10^{-6}$	$7.24 \cdot 10^{-3}$	$1.11 \cdot 10^{-7}$	469
4	$11.39 \cdot 10^{-6}$	$5.34 \cdot 10^{-3}$	$6.08 \cdot 10^{-8}$	469
5	$0.158 \cdot 10^{-6}$	$7.41 \cdot 10^{-5}$	$1.17 \cdot 10^{-11}$	469
6	$-14.8 \cdot 10^{-6}$	$-6.29 \cdot 10^{-3}$	$9.3 \cdot 10^{-8}$	425

$$\Gamma_L = \frac{13.98 \cdot 10^{-3}}{3.39 \cdot 10^{-7}}$$

$$\Gamma_L = 41238 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

sens transversal

k	ϕ_k	$m_k \phi_k$	$m_k \phi_k^2$	m_k
1	$4.72 \cdot 10^{-6}$	$2.21 \cdot 10^{-3}$	$1.04 \cdot 10^{-8}$	469
2	$12.818 \cdot 10^{-6}$	$6.01 \cdot 10^{-3}$	$7.70 \cdot 10^{-8}$	469
3	$16.66 \cdot 10^{-6}$	$7.81 \cdot 10^{-3}$	$1.30 \cdot 10^{-7}$	469
4	$12.28 \cdot 10^{-6}$	$5.76 \cdot 10^{-3}$	$7.07 \cdot 10^{-8}$	469
5	$0.170 \cdot 10^{-6}$	$7.97 \cdot 10^{-5}$	$1.35 \cdot 10^{-11}$	469
6	$-16.06 \cdot 10^{-6}$	$-6.82 \cdot 10^{-3}$	$1.09 \cdot 10^{-7}$	425

$$\Gamma_t = \frac{15.03 \cdot 10^{-3}}{3.97 \cdot 10^{-7} \text{ m}}$$

$$\Gamma_t = 37858.041 \text{ m}^{-1}$$

$$15.03 \cdot 10^{-3} \quad 3.97 \cdot 10^{-7}$$

efforts sismiques horizontaux en chaque niveau

	F _{ik} : 1 ^{er} mode		F _{ik} : 2 ^{ème} mode		FR = $\sum F_{ki}^2$		F _k cumulés		M _{mt} cumulés	
	Grans.	longt	Grans	longt	trans	longt	trans	longt	trans	longt
6	122.39	122.44	51.95	52.20	132.95	133.10	132.95	133.10	0	0
5	103.34	103.43	0.60	61.49	103.34	120.32	236.29	253.49	386.88	387.32
4	72.66	72.62	43.80	44.32	84.84	85.07	321.13	338.49	1074.5	1124.7
3	44.79	44.94	59.50	60.08	74.47	75.02	395.6	413.51	2008.9	2109.72
2	21.86	21.75	45.78	46.22	50.73	51.08	446.7	464.59	3160.17	4664.99
1	5.89	5.85	16.83	17.00	17.83	17.97	464.16	482.51	4458.9	4664.99
							464.16	482.51	5809.60	6069.06

- à la base du bâtiment on a : transversement : 464.16 t
- longitudinalement : 482.51 t

**ACTION
S'ISMIQUE**

ETUDE SISMIQUE

a/c calcul des forces sismiques

Tout bâtiment sera conçu et construit pour 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 (RPA 81.331).

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

a.1 valeurs des coefficients

a.1.1 / Coefficient d'accélération des zones A : (Art 33.11)

groupe d'usage }
zone 2 }
zone II }

$$A = 0,15$$

a.1.2 facteur d'amplitude dynamique : D (Art 33.12)

- il est fonction de la période de la structure, la nature du sol et de l'encastrement de la structure.

d'après l'étude dynamique :

$$T_L = 0,175 \text{ s}$$

$$D = 2$$

$$T_T = 0,182 \text{ s}$$

$$D = 2$$

a.1.3 facteur de comportement de la structure : -B (Art 33.13)

Il dépend du type de la structure (voiles porteurs)

$$B = 1/3$$

a.1.4 facteur de qualité Q : (Art 33.14).

$$Q = 1 + \sum_1^n P_q$$

avec P_q : valeur de pénalité

q	critères	observation	Pq
1	condition des files portuses	$\frac{h}{l_{tr}} = \frac{2,70}{4,56} < 0,67$	0
2	suralondance en plan	3 files de 4 files de voles de charg dir.	0
3	symetrie en plan	$(ex, cy) \ll 15\% H$	0
4	regularité en elevation	la même sur la hauteur	0
5	contrôle qualité des matériaux	non	0,1
6	contrôle qualité de la construction	non	0,1

a.1.5 poids de la structure : Art (3.3.1.5)

$$W = G + \frac{P}{2}$$

$$m_6 = m_{terr} = 425 \text{ kg} \quad ; \quad m_5 = m_4 = m_3 = m_2 = m_1 = 469 \text{ kg}$$

$$m_0 = 354 \text{ kg} \quad \text{d'où}$$

$$W = 3124 \text{ t}$$

a.1.6 evaluation de l'effort V

γ sens transversal : $0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3124 =$

$$V_T = 374,88 \text{ t}$$

γ sens longitudinal :

$$V_L = 374,88 \text{ t}$$

conclusion :

- Les efforts sismiques données par l'étude dynamique sont plus importants que ceux donnés par la méthode statique. d'où la nécessité d'une étude dynamique.

**ETUDE
DU
(C)ONTREVENTEMENT**

CHAP 3

**INERTIE
EQUIVALENTE**

INERTIES EQUIVALENTES

1 introduction

1.1 hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble

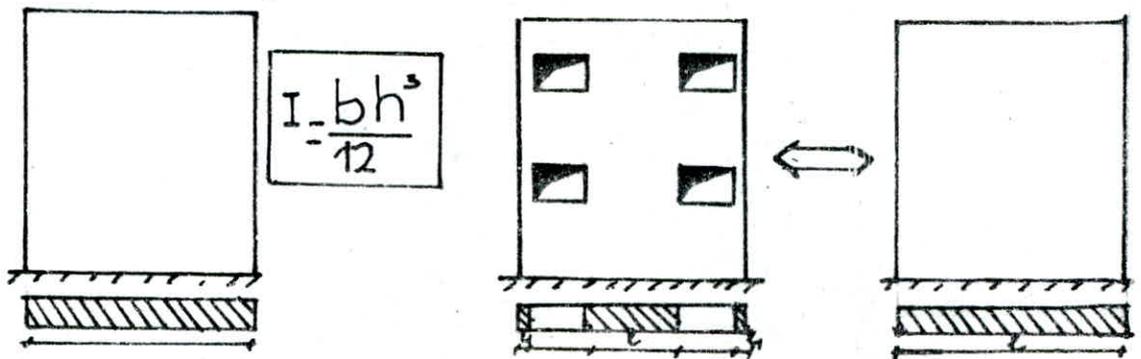
on simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes :

- les refends sont parfaitement encastres à leurs base.
- les planchers sont indéformables horizontalement.
- l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, dans le cas où les refends présentent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

1.2 : inertie équivalente :

on appellera "inertie équivalente" I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présente à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1.3. refends pleins



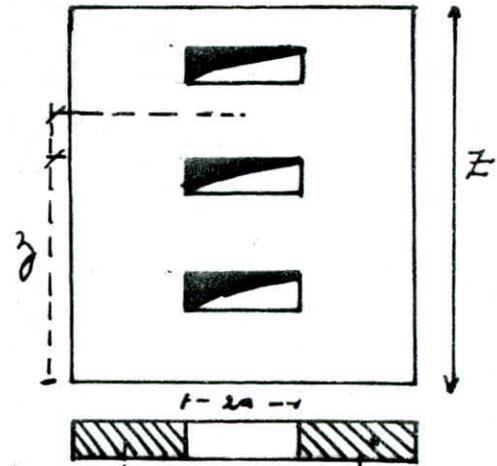
remarque : Pour les refends ayant des files d'ouvertures (1 ou 2), leurs extrémités seront considérées comme des refends pleins.

1.4 refends à 1 file d'ouverture :

- on donne directement les formules utilisées en se référant à la méthode exposée dans le livre de M. Divers.

$$I_e^s = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60 \cdot 2mc}{11} \frac{I_0}{I_0} \left(\frac{\psi_0}{\alpha^2} \right) + 1}$$

(Scème)



avec $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$\psi_0 = \psi$ à la côte ($\frac{z}{z} = 1$)

titre de l'abaque B23 b (M Divers)

$E = E'$ (même matériau : Béton)

E : mod. d'élasticité long. du matériau constituant le refend. l : hauteur d'étage

$\alpha = \omega z$ avec

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

E' : mod. d'élasticité longitudinal constituant le linteau :

$a_n = 1.16$ (6 niveaux)

i : étant le moment d'inertie du linteau ($i = \frac{b h^3}{12}$)

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}$$

a : demi-portée de l'ouverture
 c : $\frac{1}{2}$ distance entre CG, de 2 portées du refend

1.5 refends à plusieurs files d'ouvertures

- suivant le même principe, on aura

$$I_e^s = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1 + I_2 + I_3)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$\omega^2 = \frac{6 E' \sum i_i \cdot c_i^2}{E l \sum I_i a_i^3}$$

avec $\alpha = \omega z$

- on note aussi : $R = b l$; $I_i = b l^3 / 12$

$$I = \sum I_i + \sum R_i d_i^2$$

di :

remarque :

- Tous les calculs intermédiaires ont été regroupés dans les tableaux correspondants à chaque refend étudié.

2/ Les expressions utilisées pour le calcul de \mathcal{E} 'inertie équivalente ont été tirées du livre de "Marius Dixers" nous avons donné que l'essentiel nous permettant de faire nos calculs.

1/refends pleins:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

	VT1	VT4	VT5	VT9	VT10	VT11	VL1	VL4
b (m)	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
h (m)	4,56	5,91	6,84	5,91	5,91	4,56	4,56	6,84
$\frac{I}{m^4}$	1,264	2,752	4,266	2,752	2,752	1,264	1,264	4,266

2/voiles à une file d'ouverture

	VT2	VT3	VT6	VT8	VL2	VL3	VL5	VL7
l_1	3,81	3,81	4,2	3,76	0,8	0,8	7,07	7,4
l_2	0,85	0,85	6,15	0,90	3,86	3,86	2,9	2,08
kl	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
i	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019
a	0,625	0,625	0,35	0,625	0,625	0,625	0,5	0,5
c	1,79	1,79	2,93	1,79	1,79	1,79	2,99	2,87
Ω_1	0,609	0,609	0,672	0,601	0,128	0,128	1,131	1,184
Ω_2	0,136	0,136	0,984	0,144	0,617	0,617	0,464	0,332
m	0,398	0,398	2,345	2,60	0,379	0,379	1,967	1,47
I_A	0,737	0,737	0,987	0,708	0,0068	0,0068	4,712	5,402
I_B	0,0081	0,0081	3,101	0,0097	0,766	0,766	0,325	0,119
I	2,169	2,169	17,82	10,03	2,131	2,131	16,80	6,99
ω	0,336	0,336	0,751	0,288	0,335	0,335	0,292	0,209
α	6,10	6,10	19,82	5,23	6,08	6,08	4,72	3,70
$\gamma_{0,001}$	0,53	0,53	0,6	0,49	0,52	0,52	0,48	0,45
I_{c^3}	2,19	2,19	19,51	5,13	2,17	2,17	15,36	6,31

refend à 2 files
d'ouvertures VL6

l_1 (m)	3,57
l_2	1
l_3	1,6
h_l	0,53
i	0,0019
a_1	0,375
a_2	0,375
c_1	1,517
c_2	0,962
r_1	0,571
Ω_2	0,16
Ω_3	0,256
I_1	0,606
I_2	0,013
I_3	0,021
I	5,48
ω	1,04
α	18,94
ψ_0^s	0,6
I_e^s	4,91

refend 3 files
d'ouvertures VT 7

l_1 (m)	3,57
l_2	1
l_3	1,6
l_4	0,2
h_l	0,53
i	0,0019
a_1	0,375
a_2	0,375
a_3	1,025
c_1	1,517
c_2	0,962
c_3	1,475
r_1	0,571
Ω_2	0,16
Ω_3	0,256
Ω_4	0,032
I	6,68
I_1	0,60
I_2	0,013
I_3	0,021
I_4	$1,06 \cdot 10^{-4}$
ω	1,06
α	19,24
ψ_0^s	0,6
I_e^s	5,88

4/ refend à quatre files d'ouvertures:

VL8

l_1	5,27
l_2	1
l_3	2,5
l_4	0,68
l_5	0,20
hl	0,53
i	0,0019
a_1	0,375
a_2	0,375
a_3	0,350.
a_4	0,63
G	1,942
G_w	1,260.
G_3	1,145
c_4	1,225

Ω_1	0,843
Ω_2	0,16.
Ω_3	0,4
Ω_4	0,1088
Ω_5	0,0272
I	19,383
I_1	1,929
I_2	0,0133
I_3	0,208
I_4	$4,19 \cdot 10^{-3}$
I_5	$6,55 \cdot 10^{-5}$
w	0,85
α	15,43
φ_0^s	0,6
I_e^s	16,40.

**ETUDE
DE LA
TORSION**

CALCUL DE L'EXCENTRICITE

introduction

- L'excentricité est l'écart entre le centre de masse et le centre de torsion du bâtiment complet.
 - Le RPA exige des structures, comportant des planchers horizontaux rigides dans leur plan, une excentricité égale à la plus grande des valeurs suivantes
 - $5\% L$ (L : étant la plus grande distance du bâtiment)
 - L'excentricité théorique. (calculée).
- Et tout cela en ayant, une excentricité théorique inférieure à $20\% L$.

- L'excentricité est donnée par la relation suivante.

$$\begin{array}{l} e_T = x_M - x_T \\ e_L = y_M - y_T \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{ou } (x_M, y_M) \text{ coord. du centre de masse} \\ (x_T, y_T) \text{ coord. du centre de torsion} \end{array}$$

- 1/ Les formules du centre de torsion sont :

$$\begin{array}{l} x_T = \frac{\sum I_i^x \cdot x_i}{\sum I_i^x} \\ y_T = \frac{\sum I_i^y \cdot y_i}{\sum I_i^y} \end{array}$$

- 2/ Les formules du centre de masse sont :

$$\begin{array}{l} x_M = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \\ y_M = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i} \end{array}$$

1 calcul du centre de torsion

voiles

a/ transversaux

	$I y_i$	y_i	$I y_i y_i$
VT1	1,264	26,48	33,47
VT2	2,19	23,32	51,07
VT3	2,19	20,16	44,15
VT4	2,75	16,4	45,13
VT5	4,26	16,4	69,96
VT6	19,51	13,24	258,31
VT7	5,88	12,34	72,55
VT8	5,13	9,48	48,63
VT9	2,75	6,32	17,39
VT10	2,75	3,16	8,69
VT11	1,26	0	0

b/ longitudinaux

	$I x_i$	x_i	$I x_i x_i$
VL1	1,26	0	0
VL2	2,17	3,16	6,85
VL3	2,17	6,32	13,71
VL4	4,26	6,32	26,96
VL5	15,36	10,08	154,85
VL6	5,88	10,08	59,27
VL7	6,36	13,01	82,81
VL8	16,40	17,07	279,9

$$x_T = 11,58 \text{ m} \quad y_T = 12,35 \text{ m}$$

2 calcul du centre de masse

voiles

transversaux & longitudinaux

gétage courant

bvide sanitaire

elt	M(Lt)	x(m)	y(m)	M.x(10)	M.y(10)
YT1	5,01	12,44	26,48	62,93	132,6
YT2	5,59	14,11	23,32	78,87	130,35
YT3	5,38	14,11	20,16	78,60	108,46
YT4	6,46	14,11	16,4	91,15	105,94
YT5	7,47	6,58	16,4	49,15	122,50
YT6	11,48	18,49	13,24	212,26	151,94
YT7	7,44	5,04	12,34	37,49	92,40
YT8	5,38	21,10	9,48	113,54	51,0
YT9	6,46	21,10	6,32	136,3	40,82
YT10	6,73	21,10	3,16	142,03	21,26
YT11	5,01	19,43	0	97,34	0
YL1	5,01	0	9,98	0	49,99
YL2	5,65	3,16	8,30	17,85	46,92
YL3	5,38	6,32	8,30	34,0	44,6
YL4	7,47	6,32	19,98	47,21	149,25
YL5	11,12	10,08	10,83	112,08	120,42
YL6	7,44	10,08	21,48	74,99	159,81
YL7	10,83	13,01	7,24	140,89	78,40
YL8	10,91	17,07	6,62	186,23	72,22
Σ	63,81			1712,36	1678,1

$$x_M = 12,57^m \quad y_M = 12,31^m$$

elt	M(Lt)	x(m)	y(m)	M.x(10)	M.y(10)
VT1	2,78	12,4	26,4	34,5	73,7
VT2	3,5	14,07	23,32	49,2	81,6
VT3	3,5	14,07	20,16	49,2	70,5
VT4	3,5	14,07	16,4	49,24	57,4
VT5	4,15	6,62	16,4	27,48	68,06
VT6	7,78	18,53	13,24	144,6	103,0
VT7	6,04	5,04	12,34	30,5	74,6
VT8	3,59	21,06	9,48	78,7	34,03
VT9	3,59	21,06	6,32	75,7	22,71
VT10	3,59	21,06	3,16	78,70	11,30
VT11	2,78	19,39	0	53,98	0
VT12	2,43	8,05	23,32	19,6	56,8
VT13	1,89	1,58	7,7	2,99	14,59
VT14	4,15	6,62	8,35	27,4	22,20
VT15	1,75	11,54	7,7	20,28	13,53
VT16	2,43	15,04	4,86	36,6	11,8
VL1	2,78	0	10,02	0	27,85
VL2	3,59	3,16	8,34	11,35	29,99
VL3	3,59	6,32	8,34	27,72	29,99
VL4	4,15	6,32	19,96	26,24	82,83
VL5	6,58	10,08	10,87	66,32	71,52
VL6	6,04	10,08	21,44	60,96	129,66
VL7	6,92	13,01	10,63	90,08	73,55
VL8	7,40	17,07	6,62	124,5	48,98
VL9	2,43	3,16	14,37	7,69	35,-
VL10	6,04	17,07	18,28	103,2	110,5
VL11	1,89	21,71	1,58	41,03	2,99
VL12	6,04	24,04	8,2	145,3	49,5

$$x_M = 12,85^m \quad y_M = 12,44^m$$

2, calcul du centre de masse

dalles

a/ étage courant

dalle	M (t)	x(m)	y(m)	M.x (t)	M.y (t)
1	12,52	12,44	24,9	155,7	311,7
2	18,76	13,61	21,74	255,3	407,8
3	22,32	13,61	18,28	303,7	408
4	10,77	15,04	14,82	161,9	159,61
5	23,05	6,7	14,29	154,4	329,3
6	22,32	20,7	11,36	462,0	253,5
7	28,37	16,2	8,98	431,2	254,7
8	18,56	20,7	7,9	383,9	146,5
9	18,56	20,7	4,74	383,9	87,9
10	12,68	19,5	1,58	247,5	20,03
11	22,32	8,2	8,83	183,0	197,0
12	18,76	4,74	8,83	88,9	165,65
13	12,52	1,58	10,23	19,78	128,0
14	23,59	8,2	19,82	193,4	467,5
15	9,99	11,54	10,87	115,28	108,5
Σ	274,08			3540,2	3446,3

$$x_m = 12,87 \quad y_m = 12,52 \text{ m}$$

b/ terrasse

d.	M (t)	x(m)	y(m)	M.x (t)	M.y (t)
1	13,41	12,44	24,9	166,9	334,1
2	20,10	13,61	21,74	273,6	437,10
3	23,92	13,61	18,28	325,5	437,2
4	11,53	15,04	14,82	173,4	170,8
5	24,69	6,7	14,29	165,4	352,8
6	23,92	20,7	11,36	494,9	271,6
7	30,39	16,2	8,98	461,9	272,9
8	19,87	20,7	7,9	411,30	156,87
9	19,87	20,7	4,74	411,30	94,18
10	13,59	19,5	1,58	265,0	21,47
11	23,92	8,2	8,83	196,14	211,2
12	20,10	4,74	8,83	95,27	177,4
13	13,41	1,58	10,23	21,18	137,18
14	26,28	8,2	19,82	207,2	506,04
15	22,8	15,14	10,87	263,8	248,48
Σ	306,86			3933,8	3822,7

$$x_m = 12,81 \quad y_m = 12,45$$

2.2 calcul du centre de masse

facades

F	M (t)	X(m)	Y(m)	M.x (tm)	M.y (tm)
F ₁	4,26	14,72	24,9	62,70	106,07
F ₂	3,36	14,72	21,74	48,45	73,04
F ₃	4,03	17,07	18,28	68,79	73,66
F ₄	4,26	17,07	14,82	72,71	63,13
F ₅	4,05	24,06	11,36	97,44	46,0
F ₆	3,36	21,71	7,9	72,94	26,54
F ₇	4,26	24,06	4,74	102,49	20,19
F ₈	4,26	21,71	1,58	92,48	6,73
F ₉	6,58	15,04	6,06	98,96	39,87
F ₁₀	2,08	11,55	7,7	24,02	16,01
F ₁₁	4,03	8,2	5,35	33,04	21,56

F	M (t)	X(m)	Y(m)	M.x (tm)	M.y (tm)
F ₁₂	3,36	4,74	7,7	15,92	25,87
F ₁₃	4,26	1,58	7,7	6,73	32,80
F ₁₄	6,58	4,36	14,37	28,68	94,55
F ₁₅	6,58	8,2	22,12	53,95	145,54
F ₁₆	2,34	17,07	21,74	39,94	50,87
F ₁₇	2,34	24,06	7,9	56,3	18,48
F ₁₈	2,34	4,74	5,35	11,09	12,51
F ₁₉	5,30	15,04	4,86	79,71	25,75
P ₁₄	5,30	3,16	14,37	16,74	76,16
P ₁₅	5,30	8,2	23,32	43,46	123,59
Σ	98,23			1127,5	1059,9

$$X_M = 12,77 \text{ m}$$

$$Y_M = 12,42 \text{ m}$$

2₃ calcul du centre de masse :

acrôtères

A _{cr}	M(L)	x(m)	y(m)	M.x(tm)	M.y(tm)
A ₁	1,3	12,4	26,4	16,12	34,42
A ₂	0,88	14,72	24,9	12,95	21,91
A ₃	0,65	16,89	23,32	10,45	15,34
A ₄	1,25	17,07	18,28	21,33	22,85
A ₅	1,97	20,56	13,24	40,60	26,08
A ₆	2,82	24,06	8,2	67,84	23,12
A ₇	0,65	22,88	3,16	15,0	2,07
A ₈	0,88	21,12	1,58	19,10	1,39
A ₉	1,29	19,39	0	25,01	0
A ₁₀	1,38	17,07	2,43	23,55	3,35
A ₁₁	1,13	15,04	4,86	16,99	5,49
A ₁₂	0,79	13,01	6,28	10,27	4,96

A ₁₃	0,85	10,82	11,54	9,47	6,31
A ₁₄	0,658	10,08	6,52	6,63	4,29
A ₁₅	1,93	6,62	5,35	12,78	10,32
A ₁₆	0,65	3,16	6,52	2,07	4,29
A ₁₇	0,88	1,58	7,7	1,39	6,77
A ₁₈	1,29	0	10,0	0	13,01
A ₁₉	0,88	1,58	12,34	1,39	10,85
A ₂₀	1,13	3,16	14,37	3,57	16,23
A ₂₁	0,77	4,59	16,4	3,46	12,66
A ₂₂	1,93	6,02	19,86	11,61	38,32
A ₂₃	1,13	8,05	23,32	9,09	26,35
A ₂₄	0,88	10,08	24,9	8,87	7,80
Σ	27,96			349,43	318,14

$$x_M = 12,49 \text{ m}$$

46

$$y_M = 11,37 \text{ m}$$

a/ centre de masse plancher terrasse

	$M_i (t)$	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
Planch. Terrasse	306,86	12,81	12,45	3930,87	3820,4
$\frac{1}{2}$ voile inf	68,11	12,57	12,31	856,14	838,43
$\frac{1}{2}$ Faç.	44,11	12,77	13,28	563,28	585,78
Aerôt.	27,96	12,49	11,37	349,22	317,9
Σ	447,04			5699,51	5562,51

$$X_M = 12,74 \text{ m}$$

$$Y_M = 12,44 \text{ m}$$

b/ centre de masse plancher étage courant

	$M_i (t)$	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
Planch. ét. crt.	275,08	12,87	12,52	3540,27	3444
$\frac{1}{2}$ voile inf + $\frac{1}{2}$ voile sup	136,22	12,57	12,31	1712,28	1676,86
$\frac{1}{2}$ Faç inf + $\frac{1}{2}$ Faç sup	88,33	12,77	13,28	1127,97	1173,02
Σ	499,63			6380,52	6293,88

$$X_M = 12,77 \text{ m}$$

$$Y_M = 12,59 \text{ m}$$

c/ centre de masse plancher rdc

	$M_i (t)$	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
Planch. RDC	275,08	12,87	12,52	3540,27	3444
$\frac{1}{2}$ voile Sup	68,11	12,57	12,31	856,14	838,43
$\frac{1}{2}$ Faç Sup	44,11	12,77	12,42	563,28	585,78
$\frac{1}{2}$ voile 2vs	58,43	12,85	12,44	750,82	726,86
	445,73			5710,51	5595,07

$$X_M = 12,81 \text{ m}$$

$$Y_M = 12,53 \text{ m}$$

recapitulatif donnant le calcul de l'excentricité

$$e_t = x_M - x_T$$

et

$$e_L = y_M - y_T$$

niveau terrasse

$$e_t = 12,74 - 11,58 = \underline{1,16 \text{ m}}$$

$$e_L = 12,44 - 12,33 = \underline{0,11 \text{ m}}$$

niveau étage courant

$$e_t = 12,77 - 11,58 = \underline{1,19 \text{ m}}$$

$$e_L = 12,59 - 12,35 = \underline{+0,24 \text{ m}}$$

niveau rdc

$$e_t = 12,81 - 11,58 = \underline{1,23 \text{ m}}$$

$$e_L = 12,53 - 12,35 = \underline{+0,20 \text{ m}}$$

Selon le RPA 81 on a :

a/ sens transversal : b/ sens longitudinal

$$e_x = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,22 \\ \frac{5}{100} \cdot 26,69 = 1,33 \end{array} \right.$$

$$e_y = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,24 \\ \frac{5}{100} \cdot 26,69 = 1,33 \end{array} \right.$$

$$e_x = 1,33 \text{ m}$$

$$e_y = 1,33 \text{ m}$$

**EFFORTS'
DANS' LES'
REFUGES'**

DISTRIBUTION DES CHARGES

HORIZONTALES

1/ introduction

on admet que les refends sont parfaitement encastres à leurs bases.

Les produits (EI) de tous ces éléments sont constants le long de la hauteur.
Les planches restent indéformables.

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges horizontales se décompose en (2):

- déformation de translation parallèle à la charge horizontale.
 - déformation de rotation autour d'un point fixe.
- L'effort le plus par chaque refend sera la somme des efforts engendrés par la translation et la rotation et elle est proportionnelle à son inertie et au déplacement qu'il subit.

2 effort de translation:

1/ effort suivant y:

$$R'_{yi} = \frac{H y \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

2/ effort suivant x

$$R'_{xi} = \frac{H x \cdot I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

3/ effort de rotation

1/ si la force horizontale agit sur y:

$$R''_{yi} = \frac{H e x \cdot I_{ix} \cdot x_i}{\sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{iy} \cdot y_i^2}$$

$$R''_{xi} = \frac{H e x \cdot I_{iy} \cdot y_i}{\sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{iy} \cdot y_i^2}$$

on obtient alors :

$$R_{yi} = R'_{yi} + R''_{yi}$$

$$\text{et } R_{xi} = R'_{xi}$$

2/ si la force horizontale agit dans le sens des x:

$$R''_{xi} = \frac{H e y \cdot I_{iy} \cdot y_i}{J}$$

$$R''_{yi} = \frac{H e y \cdot I_{ix} \cdot x_i}{J}$$

avec $J = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{iy} \cdot y_i^2$

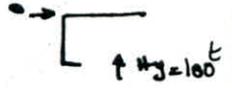
$$\text{d'où } R_{yi} = R''_{yi}$$

$$R_{xi} = R'_{xi} + R''_{xi}$$

repartition des efforts

0°/ seisme longitudinal

1°/ $H_x = 0$ et $H_y = 100t$



voiles	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆	VL ₇	VL ₈	Σ
X_i	-11,58	-8,42	-5,26	-5,26	-1,5	-1,5	1,43	5,49	
I_x^e	1,264	2,17	2,17	4,26	15,36	5,88	6,36	16,4	53,87
$I_e X_i$	-14,63	-18,27	-11,41	-22,44	-23,04	-8,82	9,09	90,03	
$I_x i^2$	169,4	153,83	60,01	118,03	34,56	13,26	12,99	494,2	1056,3
Forces transl	H_x^e	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y^e	2,34	4,02	4,02	7,91	28,51	10,91	11,80	30,44
Forces rotation	H_x^r	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y^r	-0,809	-1,01	-0,631	-1,24	-1,27	-0,48	0,502	4,98
Forces totales	H_x	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y	2,34	4,02	4,02	7,91	28,51	10,91	12,32	35,42

H_y^e due à $H_x = 100t$ et $H_y = 0$



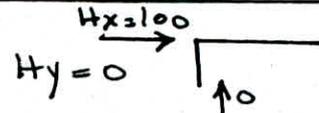
Forces transl.	H_x^e	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y^e	-	-	-	-	-	-	-	
Forces rotation	H_x^r	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y^r	-0,809	-1,010	-0,631	-1,24	-1,27	-0,48	0,502	4,98
Forces totales	H_x	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y	-0,809	-1,010	-0,631	-1,24	-1,27	-0,48	0,502	4,98

resultat final

Forces Totales	H_x	-	-	-	-	-	-	-	
	H_y	2,34	4,02	4,02	7,91	28,51	10,91	12,32	40,4

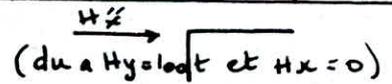
b/ seismic transversal

2°/ $H_x = 100t$



Voiles	v_{t1}	v_{t2}	v_{t3}	v_{t4}	v_{t5}	v_{t6}	v_{t7}	v_{t8}	v_{t9}	v_{t10}	v_{t11}	Σ
y_i	14.13	10.97	7.81	4.05	4.05	0.89	-0.01	-2.87	-6.02	-9.19	-12.35	
I_{y_i}	1.264	2.19	2.19	2.75	4.26	19.51	5.88	5.13	2.75	2.75	1.26	49.95
I_{ey_i}	17.86	24.02	17.10	11.14	17.27	17.36	-0.055	-14.72	-16.59	-25.29	-15.61	
$I_{ey_i^2}$	252.36	263.5	133.5	45.13	69.97	15.45	558.10 ⁴	42.25	100.06	232.1	192.7	1347.6
Forces transl.	H_x	2.53	4.38	4.38	5.60	8.54	39.05	11.77	10.27	5.50	5.50	2.53
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Forces rotation	H_x	0.99	1.32	0.95	0.62	0.95	0.96	-3.10 ⁻³	-0.81	-0.91	-1.39	-0.86
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Forces totales	H_x	3.52	5.7	5.33	6.12	9.49	40.01	11.77	10.27	5.5	5.5	2.53
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

H_x due à $H_y = 100t$ et $H_x = 0$



Forces transl.	H_x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Forces rotation	H_x	0.99	1.32	0.95	0.62	0.95	0.96	-3.10 ⁻³	-0.81	-0.91	-1.39	-0.86
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Forces totales	H_x	0.99	1.32	0.95	0.62	0.95	0.96	-3.10 ⁻³	-0.81	-0.91	-1.39	-0.86
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

résultat final

Forces totales	H_x	4.51	7.02	6.28	6.74	10.44	40.97	11.77	10.27	5.5	5.5	2.53
	H_y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

seisme transversal (à chaque niveau et chaque voie)
distribution des efforts: (M, H)

Niv	5		4		3		2		1		RDC	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
VT1	5.99	17.4	10.65	48.42	14.48	90.55	17.84	142.4	20.12	200.9	20.93	261.8
VT2	9.33	27.15	16.58	75.39	22.54	140.98	27.77	221.79	31.33	312.96	32.58	407.76
VT3	8.34	24.26	14.83	67.41	20.16	126.07	24.84	198.3	28.02	279.88	29.14	364.07
VT4	8.96	26.77	15.92	72.39	21.64	135.34	26.66	212.94	30.08	300.47	31.28	391.49
VT5	13.87	40.36	24.66	112.12	33.52	205.66	41.30	329.84	40.59	447.9	48.45	588.95
VT6	54.46	158.47	96.80	440.15	131.56	822.9	162.07	1294.7	182.8	1826.6	190.16	2350.8
VT7	15.64	45.51	27.81	126.43	37.79	236.39	46.56	371.87	52.53	524.7	54.63	683.6
VT8	13.65	39.72	24.26	110.31	32.98	206.28	40.62	324.48	45.83	457.8	47.66	596.3
VT9	7.31	21.27	12.99	59.07	17.66	110.46	21.75	173.75	24.54	245.16	25.52	319.4
VT10	7.31	21.27	12.99	59.07	17.66	110.46	21.75	173.75	24.54	245.16	25.52	319.4
VT11	3.36	9.77	5.97	27.14	8.12	50.76	10.0	79.86	11.29	112.7	11.74	146.8

seisme longitudinal

efforts (MH) (à chaque niveau et pour chaque voile)

Niv	5		4		3		2		1		RDC	
eff Voil.	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
VL1	3.11	9.05	5.93	26.30	7.92	49.35	9.67	77.48	10.87	109.11	11.29	141.96
VL2	5.35	15.56	10.18	45.18	13.60	84.75	16.62	133.12	18.67	187.44	19.39	243.86
VL3	5.35	15.56	10.18	45.18	13.60	84.75	16.62	133.12	18.67	187.44	19.39	243.86
VL4	10.52	30.61	20.04	88.92	26.77	166.83	32.70	261.98	36.74	368.9	38.16	479.14
VL5	37.94	110.40	72.25	320.64	96.50	601.46	117.89	944.5	132.45	1329.9	137.56	1730.6
VL6	14.52	42.25	27.64	122.68	36.92	230.11	45.11	361.39	50.68	509.59	52.64	662.57
VL7	26.39	87.69	31.22	138.54	41.70	259.8	50.94	408.12	57.22	574.6	59.44	747.89
VL8	53.77	156.47	102.38	454.39	136.74	852.30	167.05	1338.4	187.69	1824.6	194.9	2451.7

remarque:

- Pour simplifier les calculs donnant les efforts horizontaux, on a utilisé un artifice de calcul qui consiste à prendre $H = 100$ tonnes (c'est-à-dire la force horizontale), puis, en se servant de la règle de trois, on déduit l'effort horizontal H réel.

**ETUDE
DES
VOILES**

CHAP 4

EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFEND

chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui sont attribuées, afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données.

1/ refend plein

les refends pleins sont assimilés à une console soumise aux efforts. on en déduit le moment flechissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend

(voir chapitre : répartition des charges horizontales) .

2/ refend à 1 file d'ouverture

a/ effort tranchant dans les linteaux

$$\Pi(\xi) = \frac{H_0 m l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$$

avec H_0 : effort tranchant d'ensemble à la base du refend

m : moment statique de la section par rapport au

l : hauteur d'étage

I : moment d'inertie de la section

b/ moment de flexion dans les trumeaux

- Dans le trumeau ① le moment est donné par :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left(M_j - \frac{H_0 l}{2} \frac{2m C \Psi}{I} \right)$$

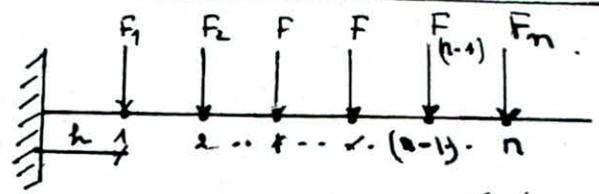
- Dans le trumeau ② le moment est donné par :

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left(M_j - \frac{H_0 l}{2} \frac{2m C \Psi}{I} \right)$$

- la valeur de M_j est donnée par l'expression suivante : ①

10/

nous déterminons les



moments dans chaque étage . ($i = 1, \dots, n$) cas général

$$M_n = F_n \times 0$$

$$M_{n-1} = F_n \times h$$

$$M_{n-2} = F_n \times 2h + F_{n-1} \cdot h$$

$$M_{n-3} = F_n \cdot 3h + F_{n-1} \cdot 2h + F_{n-2} \cdot h$$

⋮

$$M_{n-k} = F_n \cdot kh + F_{n-1} \cdot (k-1)h + \dots + F_{n-p} \cdot (k-p)h + \dots + F_{n-k+1} \cdot h$$

n : nbre d'étage
 $(n-k)$: indice indiquant le rang de la section considérée
 $M_j = M_{n-k}$: moment dans la section considérée

d'où $M_j = M_{n-k} = h [F_n k + (k-1) F_{n-1} + \dots + (k-p) F_{n-p} + \dots + F_{n-k+1}]$

c/effort normal dans les trumeaux $0 < p < k-1$

$$N = \sum \pi_i$$

: $\sum \pi_i$ est la somme des efforts π_i à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré

verification: il est conseillé d'effectuer à la base du refend une verification de l'équilibre extérieur: $M = M_1 + M_2 + \dots + NC$

M : moment d'ensemble distribué aux refend pris en considération
 M_1, M_2 , sont celles calculées à la base du refend.

3/refend à plusieurs files d'ouvertures

a/effort tranchant dans les linteaux:

$$\pi_i(\xi) = H_0 l_i \frac{\xi c_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \mathcal{J}(\xi)$$

(a_i, i_i , i ont été définis auparavant).

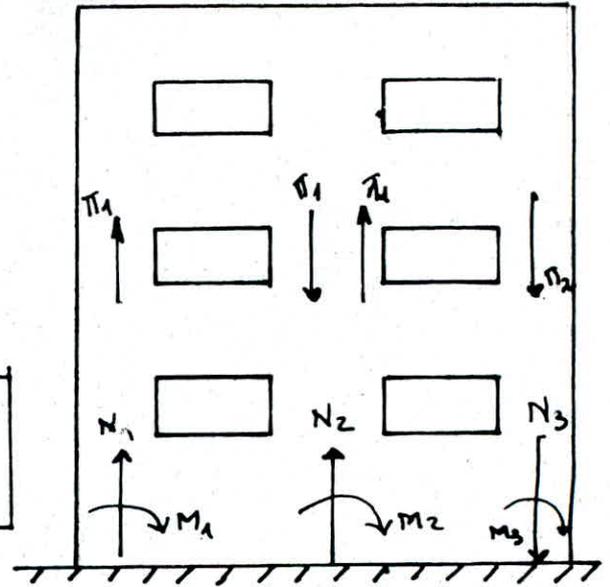
b/effort normal dans les trumeaux

$$N_1 = \sum \pi_i, \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2, \dots$$

c moment de flexion dans les trumeaux

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} \left[M_j - H_0 z \psi \right]$$



verification:

Il est conseillé de faire la verification de l'équilibre extérieur par la relation :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1 (C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 + \dots)$$

nota

Pour visualiser l'expression (1) donnant le moment M_j .

on étudiera à titre d'exemple le voile Vti.

$$M^t / z_6 = F_6 \cdot 0 = 0$$

$$M^t / z_5 = F_6 \cdot h$$

$$M^t / z_4 = F_6 \cdot 2h + F_5 \cdot h = h [2F_6 + F_5]$$

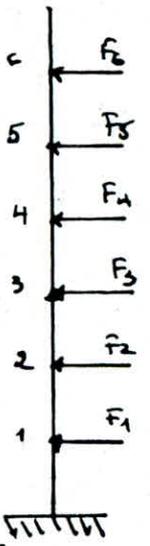
$$M^t / z_3 = F_6 \cdot 3h + F_5 \cdot 2h + F_4 \cdot h = h [3F_6 + 2F_5 + F_4]$$

$$M^t / z_2 = F_6 \cdot 4h + F_5 \cdot 3h + F_4 \cdot 2h + F_3 \cdot h = h [4F_6 + 3F_5 + 2F_4 + F_3]$$

$$M^t / z_1 = h [5F_6 + 4F_5 + 3F_4 + 2F_3 + F_2]$$

$$M^t / z_0 = h [6F_6 + 5F_5 + 4F_4 + 3F_3 + 2F_2 + F_1]$$

M^t / z : représente le moment par rapport à la section (z) considérée.



1/ refend à 1 file d'ouverture VT 6 ($\alpha = 13,62$)

	ξ	ϕ	π	ψ	M_j (A)	$\frac{Hoz2m4c}{I}$	(A)-(B)	M_1	M_2	N.
T	1	0	0	0	-	-	-	-	-	0
5	0,84	0,3	21.85	0.035	158.4	93.20	65.27	15.75	49.51	21.85
4	0.68	0.58	42.24	0.14	440.1	372.8	67.3	16.25	51.08	64.09
3	0.52	0.75	54.62	0.23	822.9	612.4	210.5	50.8	159.6	118.7
2	0.36	0.87	63.36	0.33	1294.5	878.7	415.7	100.3	315.6	182.07
1	0.20	0.97	70.64	0.475	1826.6	1264.9	561.6	135.6	426.0	252.7
RDC	0	1	72.82	0.66	2350.8	1757.5	593.2	138.9	436.5	325.5

$$M = M_1 + M_2 + 2NC$$

$$= 2500.83 \text{ tm}$$

taux d'erreur : ϵ

$$\epsilon = \frac{2500.8 - 2350.8}{2500.83}$$

$$\epsilon = 6\%$$

2/ refend à 1 file d'ouverture VL 5 ($\alpha = 4,72$)

	ξ	ϕ	π	ψ	M_j (B)	A-B	M_1	M_2	N.	
T	1	0.37	17.35	0	-	-	-	-	17.35	
5	0.84	0.40	18.75	0.065	110.4	113.69	-3.29	-3.09	-0.21	36.1
4	0.68	0.50	23.44	0.14	320.6	244.8	75.77	71.22	4.92	59.54
3	0.52	0.62	29.06	0.23	601.46	402.2	199.1	187.2	12.94	88.6
2	0.36	0.67	31.41	0.33	944.5	577.1	367.3	345.2	23.87	120.01
1	0.20	0.56	26.25	0.42	1329.9	734.6	595.2	559.5	36.37	146.2
RDC	0	0	0	0.47	1730.2	822.0	908.17	853.6	55.4	146.2

$$M = M_1 + M_2 + 2NC$$

$$= 853.67 + 55.48$$

$$+ 2 \cdot 146.26 \cdot 2.99$$

$$= 1783,78$$

$$\epsilon = \frac{1783,78 - 1730.22}{1783.78}$$

$$\epsilon = 3\%$$

3/ refend à 1 file d'ouvertures V L 7 ($\alpha = 3,7$)

	ξ	ϕ	π	ψ	M_j (A)	(B)	A-(B)	M_1	M_2	N
T	1	0.38	13.83	-	-	-	-	-	-	13.83
5	0.84	0.40	14.55	0.08	47.19	104.24	-56.55	-54.85	-1.21	28.38
4	0.68	0.48	17.46	0.13	138.54	169.39	-30.85	-29.92	-0.66	45.84
3	0.52	0.55	20.0	0.23	259.8	299.6	-39.81	-38.61	-0.85	65.84
2	0.36	0.53	19.28	0.3	408.12	390.9	+17.22	16.70	0.37	85.12
1	0.20	0.44	16	0.4	574.6	521.2	53.4	51.82	1.14	101.12
RDC	0	0	0	0.44	747.5	573.3	174.2	169.0	3.72	101.12

$$M = M_1 + M_2 + 2NC =$$

$$= 753,18 \text{ t.m}$$

$$\tau = \frac{753,18 - 747,59}{753,18}$$

$$\tau = 0,74\% = 1,1$$

4/ refend à 1 file d'ouvertures VT 8 ($\alpha = 5,23$)

	ξ	ϕ	π	ψ	M_j	B	A-B	M_1	M_2	N
T	1	0.26	9.35	0	-	-	-	-	-	9.35
5	0.84	0.36	12.95	0.04	39.72	32.13	7.59	7.43	0,11	22.3
4	0.68	0.54	19.42	0.12	110.31	96.38	13.93	13.65	0,20	41.72
3	0.52	0.64	23.02	0.23	206.28	184.74	21.54	21.10	0.30	64.74
2	0.36	0.70	25.17	0.33	324.4	265.0	59.4	58.2	0,83	89.91
1	0.20	0.58	20.86	0.43	457,8	345.3	112.4	110.2	1,57	110.77
RDC	0	0	0	0.48	596.5	385.5	211	206.7	2,95	110.77

$$M = M_1 + M_2 + 2NC =$$

$$= 510.82 \text{ t.m}$$

$$\tau = \frac{510.82 - 500.56}{510.82}$$

$$\tau = 2\%$$

5/ refend à 1 file d'ouvertures VT 2 ($\alpha = 6,10$)

	f	ϕ	π	ψ	$A M_1$	B	A-B	M_1	M_2	N
T	0,28	4,87	0	-	-	-	-	-	-	4,87
5	0,84	0,37	6,44	0,03	27,15	11,65	15,5	15,19	0,17	11,31
4	0,68	0,56	9,74	0,12	75,39	46,63	28,76	28,18	0,32	21,05
3	0,52	0,66	11,42	0,23	140,9	89,39	51,59	50,55	0,56	32,54
2	0,36	0,73	12,70	0,33	221,7	128,2	93,5	91,66	1,029	45,29
1	0,20	0,62	10,79	0,44	312,96	171,01	141,95	139,11	1,56	56,03
RDC	0	0	0	0,52	407,7	202,1	205,6	201,5	2,26	56,03

$$M = M_1 + M_2 + 2NC =$$

$$= 201,5 + 2,26 + 2 \cdot 56,03 \cdot 1,8$$

$$= 405,46 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{405,46 - 407,76}{405,46} =$$

$$\sigma = 0\%$$

6/ refend à 1 file d'ouvertures VL 2 VL 3 ($\alpha = 6,02$)

	f	ϕ	π	ψ	$A M_1$	B	A-B	M_1	M_2	N
T	1	0,27	2,71	0	-	-	-	-	-	2,71
5	0,84	0,36	3,62	0,03	15,56	6,72	8,84	0,078	8,75	6,33
4	0,68	0,55	5,52	0,12	45,18	26,90	18,28	0,16	18,09	11,85
3	0,52	0,65	6,53	0,23	84,76	51,57	33,18	0,292	32,84	18,38
2	0,36	0,72	7,22	0,33	133,12	73,98	59,14	0,52	58,54	25,6
1	0,20	0,61	6,12	0,44	187,44	98,64	88,8	0,78	87,91	31,72
RDC	0	0	0	0,52	243,8	116,5	127,28	1,125	126,0	31,72

$$M = M_1 + M_2 + 2NC$$

$$= 1,12 + 126 + 2 \cdot 31,7 \cdot 1,8$$

$$= 241,24 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{243,8 - 241,24}{243,8}$$

$$\sigma = 1\%$$

7/ refend à 2 files d'ouvertures VL 6 ($\alpha = 18,94$)

	f	ϕ	π_1	π_2	ψ	M_j	\textcircled{B}	A-B	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
T	1	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	0	0	0
5	0,84	0,3	10,83	6,87	0,04	422,6	38,23	4,02	3,78	0,08	0,13	10,83	-3,96	6,87
4	0,68	0,58	20,93	13,27	0,12	122,6	114,7	7,98	7,5	0,16	0,26	31,76	-11,62	20,14
3	0,52	0,75	27,03	17,17	0,23	230,1	219,8	10,24	9,82	0,20	0,34	58,79	-21,48	37,31
2	0,36	0,87	31,39	19,9	0,33	361,3	315,4	15,92	13,16	0,92	1,52	90,18	-32,97	57,21
1	0,20	0,97	35	22,2	0,47	509,3	449,3	60,09	56,48	1,2	1,98	125,16	-45,97	79,41
RDC	0	1	36,08	22,8	0,61	662,3	583,1	79,45	74,68	1,58	2,62	161,26	-58,97	102,2

$M = 764,96 \text{ tm}$

$\delta\% = \frac{764,96 - 662,27}{764,96}$

$\delta\% = 13\%$

8/ refend à 3 files d'ouvertures VT 7 ($\alpha = 19,24$)

	f	ϕ	π_1	π_2	π_3	ψ	M_j	\textcircled{B}	A-B	M_1	M_2	M_3	M_4	N_1	N_2	N_3	N_4
T	1	0	0	0	0	0	/	/	/	/	/	/	/	0	0	0	0
5	0,84	0,3	10,85	6,88	0,52	0,04	45,5	39,68	5,83	5,48	0,13	0,19	$14,6 \cdot 10^4$	10,85	-3,97	6,88	0,52
4	0,68	0,58	20,98	13,30	1,00	0,12	126,4	119,04	7,39	6,94	0,16	0,24	$18,5 \cdot 10^4$	31,83	-11,65	20,18	1,52
3	0,52	0,75	27,14	17,20	1,3	0,23	236,3	228,16	8,23	7,73	0,18	0,27	$20,16 \cdot 10^4$	58,97	-21,59	37,30	2,82
2	0,36	0,87	31,48	19,95	1,5	0,33	371,8	327,3	14,51	14,84	0,24	1,46	$1,1 \cdot 10^4$	90,45	-33,12	57,33	4,32
1	0,20	0,97	35,10	22,25	1,68	0,47	527,7	466,2	61,46	57,77	1,29	2,03	$1,5 \cdot 10^4$	125,55	-45,9	79,58	6,0
RDC	0	1	36,18	22,94	1,73	0,61	683,6	605,12	78,55	73,83	1,65	2,59	$1,9 \cdot 10^4$	161,73	-59,21	102,4	7,73

$M = 788,8 \text{ tm}$

$\delta\% = 13\%$

9/refend à 4 files d'ouvertures

	ξ	ϕ	π_1	π_2	π_3	π_4	ψ	M_j	B	A-B	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5
T	1	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	0	0
5	0.84	0.3	22.75	14.64	20.89	3.02	0.04	156.47	141.5	14.91	13.35	0.092	1.43	0.029	$0.45 \cdot 10^3$	22.75	-8.11	6.25	20.89	3.24
4	0.68	0.58	43.95	28.30	40.38	5.85	0.12	454.4	424.6	29.71	26.59	0.183	2.85	0.058	$0.9 \cdot 10^3$	66.73	-23.79	18.44	61.27	8.8
3	0.52	0.75	56.86	36.6	52.22	7.56	0.23	852.3	813.9	38.33	34.30	0.236	3.68	0.074	$1.1 \cdot 10^3$	123.5	-44.05	33.95	113.4	16.4
2	0.36	0.87	65.96	42.45	60.57	8.77	0.33	1338.4	1167.8	170.5	152.64	1.052	16.37	0.332	$5.12 \cdot 10^3$	189.5	-67.56	52.07	174.	26.2
1	0.20	0.97	73.55	47.33	67.54	9.78	0.47	1884.6	1663.3	221.2	198.02	1.365	21.24	0.43	$6.7 \cdot 10^3$	263.1	-93.78	72.28	241.6	34.9
R D C	0	1	75.82	48.80	69.63	10.08	0.61	2451.7	2158.4	292.8	262.14	1.80.	22.26	0.57	$8.9 \cdot 10^3$	338.9	-120.8	93.11	311.23	45

$$M = 3115.67 \text{ t m}$$

$$\tau \% = 17 \%$$

**S'UPERIP'OS'ITIK)M
DES
S'OLLIK'ITATIK)NS'**

C'HAI' 5

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

1 introduction

- Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sous les combinaisons des charges verticales et des charges sismiques donnée selon le RPA 81. Elle doit se faire en respectant les 2 formules.

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

G : charge verticale permanente.

Q : surcharge d'exploitation non pondérée.

E : surcharge verticale due au séisme.

- Pour les voiles à plusieurs fils d'ouvertures la distribution sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs.

$$G_i = G \cdot \frac{l_i'}{l} \quad Q_i = Q \cdot \frac{l_i'}{l}$$

G : charge totale permanente qui s'applique sur le voile

G_i : charge permanente qui revient au trumeau i.

l_i' : longueur du trumeau + $\frac{1}{2}$ longueur du trumeau adjacent.

l : longueur du voile totale.

- La distribution des efforts tranchants dans les trumeaux se fait proportionnellement à leurs inerties

$$T_i = T \times \frac{I_i}{\sum I}$$

T_i : effort tranchant revenant au trumeau

T : effort tranchant venant au voile

I_i : Inertie du trumeau.

Remarque : on suppose que les charges verticales agissent aux centres de gravité des refends. donc seules les forces horizontales engendrent les moments flechissant.

1/voiles pleins :

	Combin.	T	5	4	3	2	1	RDC
vt 1	G(t)	5,82	16,05	26,28	36,51	46,74	56,97	67,20
	Q(t)	0,559	1,537	2,515	3,493	4,471	5,449	6,427
	G+Q(t)	6,379	17,587	28,795	40,00	51,21	62,41	73,62
	0,8G(t)	4,656	12,84	21,02	29,20	37,39	45,57	53,76
	M(t.m)		17,4	48,42	90,55	142,4	200,9	261,8

	Combi	T	5	4	3	2	1	RDC
vt 4	G(t)	13,49	36,27	59,05	81,83	104,61	127,39	150,17
	Q(t)	1,61	4,43	7,25	10,07	12,9	15,72	18,53
	G+Q(t)	15,10	40,70	66,30	91,9	117,51	143,11	168,7
	0,8G(t)	10,79	29,01	46,71	64,99	83,18	101,40	120,13
	M(t.m)	-	26,07	72,39	135,36	212,94	300,4	391,49

	Combin	T	5	4	3	2	1	RDC
vt 5	G(t)	13,75	35,26	56,77	78,28	99,79	121,3	142,81
	Q(t)	1,476	4,05	6,64	9,22	11,80	14,38	16,95
	G+Q(t)	15,22	39,31	63,41	87,5	111,59	135,68	159,76
	0,8G(t)	1	28,20	45,41	62,62	79,38	97,04	114,24
	M(t.m)		40,36	112,12	209,66	329,84	447,9	588,93

2/

	Combin	T	5	4	3	2	1	RDC
VT 9	G(t)	14,69	37,91	61,13	84,35	107,57	130,79	154,01
	Q(t)	1,77	4,87	7,97	11,07	14,17	17,27	20,37
	0,8G(t)	11,75	30,32	48,90	67,48	85,97	104,63	123,08
	G+Q(t)	16,46	42,78	69,1	92,32	121,74	148,06	174,38
	M(tm)	-	21,27	59,07	110,46	173,75	245,16	319,42

	Combin	T	5	4	3	2	1	RDC
VT 10	G(t)	12,73	33,13	53,53	73,93	94,33	114,73	135,13
	Q(t)	1,44	3,97	6,50	9,03	11,56	14,09	16,62
	G+Q(t)	14,17	37,1	60,03	82,96	105,33	128,82	151,75
	0,8G(t)	10,18	26,50	42,82	59,14	75,46	91,78	108,50
	M(tm)	-	21,27	59,07	110,46	173,75	245,16	319,42

	Combr	T	5	4	3	2	1	RDC
VT 12	G(t)	6,5	17,16	27,82	38,48	49,14	59,8	70,46
	Q(t)	0,559	1,538	2,517	3,49	4,47	5,45	6,42
	G+Q(t)	7,059	18,69	30,33	41,97	53,61	65,25	78,38
	0,8G(t)	5,2	13,72	22,26	30,78	39,31	47,84	56,36
	M(tm)	-	9,77	27,14	50,76	79,86	112,74	146,87

3/

	Comlin	T	5	4	3	2	1	RDC
VL1	$G(t)$	6,39	14,92	23,45	31,98	40,51	49,04	57,57
	$Q(t)$	9,58	1,53	2,50	3,47	4,44	5,41	6,39
	$G+Q(t)$	6,94	16,45	25,95	35,45	44,95	54,45	63,96
	$0,8G(t)$	5,11	11,93	18,76	25,58	32,40	39,23	46,05
	$M(t.m)$	-	9,05	26,30	49,35	77,48	109,11	141,96

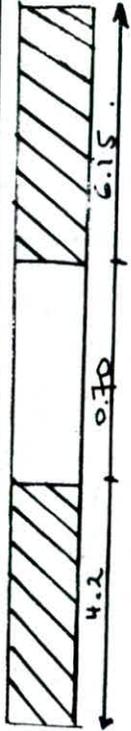
	comlin.	T	5	4	3	2	1	RDC
VL4.	$G(t)$	12,71	27,05	41,39	55,73	70,07	84,41	98,75
	$G+Q(t)$	14,02	30,66	47,3	63,94	80,58	97,22	113,86
	$Q(t)$	1,31	3,61	5,91	8,21	10,51	12,81	15,11
	$0,8G(t)$	10,16	21,64	33,11	44,58	56,05	67,52	79
	$M(t.m)$	-	30,61	88,92	166,83	261,98	368,90	479,9

Voile à une file d'ouvertures VT2



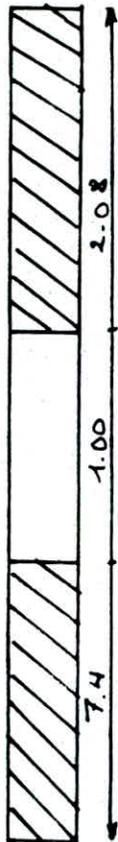
TRUM 2		TRUM 1									
efforts normaux		efforts normaux									
		$\frac{M'}{L} = 0,749$									
		$\frac{M'}{L} = 0,248$									
		T	5	4	3	2	1	RDC			
G		8,34	20,57	32,8	45,03	57,26	69,49	81,72			
Q		0,971	1,142	1,313	1,484	1,65	1,826	1,977			
E		4,87	11,31	21,05	32,54	45,24	56,03	56,03			
G+Q+E		14,18	33,02	55,17	79,05	104,15	127,34	139,74			
0,8G+E		11,54	27,76	47,29	68,56	91,04	111,62	121,40			
0,8G-E		1,80	5,14	5,19	3,48	0,56	-0,43	9,34			
M			15,19	28,18	50,55	91,66	139,11	201,54			
G		2,76	6,81	10,86	14,91	18,96	23,01	27,06			
Q		0,32	0,37	0,42	0,47	0,52	0,57	0,62			
E		4,87	11,31	21,05	32,54	45,24	56,03	56,03			
G+Q+E		7,95	18,49	32,33	47,92	64,72	79,61	83,71			
0,8G+E		7,07	16,75	29,73	44,46	60,40	74,43	77,67			
0,8G-E		-2,66	-5,86	-12,36	-53,15	-30,07	-37,62	-34,38			
M		-	0,17	0,32	0,56	1,029	1,56	2,26			

2/voile à une file d'ouvertures VT 6



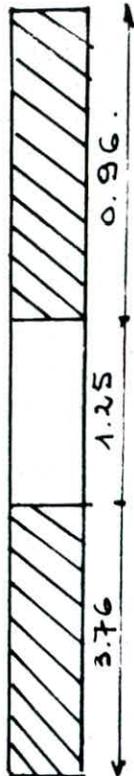
1	eff. = 0.411		T	5	4	3	2	1	RDC.
			G	5,79	16,79	27,79	38,79	49,79	60,79
Q	0,59	1,62	2,65	3,68	4,71	5,74	6,77		
E	0	21,85	64,09	118,71	182,07	252,71	325,53		
G+Q+E	6,38	40,26	94,53	161,18	236,57	319,94	404,09		
0,8G+E	4,63	35,28	50,02	149,7	221,90	301,34	382,96		
0,8G-E	4,63	-8,41	-41,85	-87,67	-142,23	-204,07	-346,65		
M	-	15,75	16,25	50,82	100,37	135,61	143,23		
TRUM 2	eff. = 0.588	G	8,29	24,03	39,77	55,51	71,25	86,99	102,73
		Q	0,85	2,63	4,41	6,19	7,97	9,75	11,53
		E	0	21,85	64,09	118,71	182,07	252,71	325,53
		G+Q+E	9,14	48,51	108,27	180,41	261,29	349,45	439,75
		0,8G+E	6,63	41,07	95,90	163,11	239,07	322,30	407,71
		0,8G-E	6,63	-2,62	-32,27	-74,30	-125,07	-185,11	-243,34
		M		49,51	51,03	159,67	315,66	426,07	450.

3/voile à une file d'ouvertures VL 7



	$\frac{l_i}{c} = 0,753$	T	5	4	3	2	-1	RDC.	
TRUM1	eff normaux	G	9,51	34,89	60,27	85,65	111,03	136,41	161,79
		Q	1,05	2,89	4,73	6,57	8,41	10,25	12,09
		E	13,83	28,38	45,84	65,84	85,12	101,12	101,12
		G+Q+E	24,39	66,16	110,84	158,06	204,56	247,78	275
		0,8G+E	21,43	56,29	94,05	134,36	173,94	210,24	230,55
		0,8G-E	-6,22	-0,46	2,37	2,68	3,70	8,008	28,31
		M	-	-54,85	-29,92	-38,61	16,70	51,82	169,04
TRUM2	eff. normaux	G	3,10	11,39	19,68	27,97	36,26	44,55	52,84
		Q	0,34	0,94	1,54	2,14	2,74	3,34	3,94
		E	13,83	28,38	45,84	65,84	85,12	101,12	101,12
		G+Q+E	17,27	40,71	67,06	95,95	124,12	149,01	157,9
		0,8G+E	16,31	37,49	61,58	88,21	114,12	136,76	143,39
		0,8G-E	-11,35	-19,20	-30,09	-43,46	-56,11	-65,48	-58,85
		M.	-	-1,21	-0,66	-0,85	+0,37	+1,14	+3,72

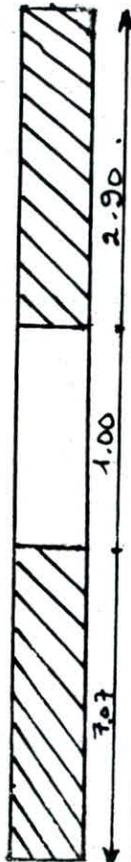
4/voile à une file d'ouvertures VT 8



	$\frac{e_i}{e} = 0,741$	T	S	H	3	2	1	RDC.	
TRUM 1	eff. normaux	G	11,81	30,11	48,41	66,71	85,01	103,31	121,61
		Q	1,42	3,91	6,40	8,89	11,38	13,87	16,36
		E	9,35	22,3	41,72	64,74	89,91	110,77	110,77
		G+Q+E	22,46	56,32	96,53	140,34	186,3	227,95	248,74
		0,8G+E	18,80	46,39	80,44	118,10	157,92	193,42	208,06
		0,8G-E	0,098	1,78	-2,99	-11,37	-21,90	-28,12	-13,48
	M	-	7,43	13,65	21,10	58,23	110,21	206,18	
TRUM 2	$\frac{e_i}{e} = 0,251$	G	4,09	10,43	16,77	23,11	29,45	35,79	42,13
	eff. normaux	Q	0,237	1,10	1,96	2,82	3,68	4,54	5,40
		E	9,35	22,3	41,72	64,74	89,91	110,77	110,77
		G+Q+E	13,68	33,83	60,45	90,67	123,04	151,1	158,3
		0,8G+E	12,62	30,64	55,13	83,22	113,47	139,40	144,47
		0,8G-E	-6,07	-13,95	-28,30	-46,25	-66,35	-82,13	-77,06
		M	-	+0,11	+0,20	0,30	0,83	1,57	2,95

59

5/voile à une file d'ouvertures VL 5



	$\frac{h_i}{l} = 0,69$		T	5	4	3	2	1	RDC
TRUM 1	eff normaux	G	16,02	43,53	71,04	98,55	126,06	153,57	181,08
		Q	1,91	5,26	8,61	11,96	15,31	18,66	22,01
		E	17,35	36,1	59,54	88,6	120,01	146,26	146,26
		G+Q+E	35,28	84,89	139,19	199,11	261,38	318,49	349,35
		0,8G+E	30,16	70,92	116,37	167,44	220,85	269,11	291,12
		0,8G-E	-4,53	-1,27	-2,70	-9,76	-19,16	-23,40	-1,39
		M	-	-3,09	71,22	187,22	345,27	559,57	853,67
	$\frac{h_i}{l} = 0,30$								
TRUM 2	eff normaux	G	6,36	18,92	30,88	42,84	54,80	66,76	78,72
		Q	0,83	2,28	3,73	5,18	6,63	8,08	9,53
		E	17,35	36,1	59,54	88,6	120,01	146,26	146,26
		G+Q+E	24,54	57,3	94,15	136,62	181,44	221,1	234,51
		0,8G+E	22,44	51,23	84,25	122,87	163,85	199,67	209,24
		0,8G-E	-12,26	-20,96	-34,84	-54,32	-76,17	-92,85	-83,28
		M	-	-0,21	4,92	12,94	23,87	36,37	55,48

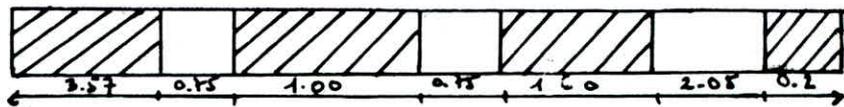
6/voile à deux files d'ouvertures VL6:

	$\frac{h_i}{l} = 0,51$		T	5	4	3	2	1	RDC
TRUM 1	eff normaux	G	7,77	19,44	31,11	42,78	54,85	66,12	77,79
		Q	0,86	2,38	3,89	5,4	6,91	2,42	9,93
		E	0	10,83	31,76	58,79	90,18	125,18	-161,26
		G+Q+E	8,63	32,65	66,76	106,97	151,54	193,72	248,98
		0,8G+E	6,22	26,38	56,64	93,01	133,74	178,07	223,49
		0,8G-E	6,22	4,72	-6,87	-24,56	-46,62	-72,28	-99,03
		M	-	3,78	7,5	9,62	43,16	56,48	74,68
	$\frac{h_i}{l} = 0,227$	G	3,34	8,58	13,76	18,92	24,09	29,26	34,43
TRUM 2	eff normaux	Q	0,38	1,05	1,72	2,36	3,05	5,7	6,37
		E	0	-3,96	-11,62	-21,48	-32,97	-45,77	-58,97
		G+Q+E	3,72	5,67	3,85	-0,2	-5,85	-10,81	-18,17
		0,8G+E	2,67	2,90	-0,62	-6,35	-13,69	-22,36	-31,42
		0,8G-E	2,67	10,82	22,62	40,4	52,24	69,17	86,51
		M	-	0,08	0,16	0,20	0,92	1,2	1,58
	$\frac{h_i}{l} = 0,258$	G	3,93	9,76	15,59	21,42	27,25	33,08	38,91
TRUM 3	eff normaux	Q	0,43	1,18	1,93	2,68	3,43	4,18	4,93
		E	0	6,87	20,14	37,13	57,21	79,41	102,296
		G+Q+E	4,36	17,81	37,66	61,41	87,89	116,67	146,14
		0,8G+E	3,14	14,67	32,62	54,45	79,01	108,88	133,43
		0,8G-E	3,14	0,94	-7,67	-20,18	-35,41	-52,95	-71,17
		M.	-	0,13	0,26	0,34	1,52	1,98	2,62



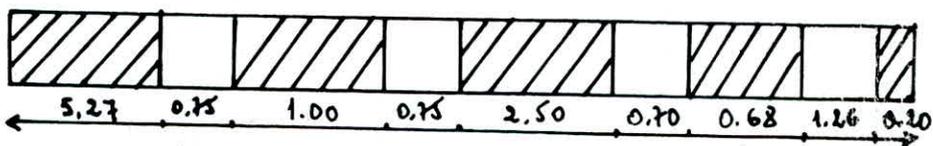
7/voile à trois files d'ouvertures VT 7

		T	5	4	3	2	1	R DC	
TRUM 1	$\frac{h_1}{T} = 0.397$	G	5,99	15,33	24,97	34,01	43,55	52,69	62,09
		Q	0,66	1,82	2,98	4,10	5,30	6,46	7,62
		E	0	10,85	31,83	58,97	90,45	126,55	161,73
		G+Q+E	6,65	28	59,48	97,08	139,1	184,7	231,44
		0,8G+E	4,79	23,11	51,57	86,17	125,13	167,70	211,40
		0,8G-E	4,79	1,414	-12,09	-31,76	-55,77	-83,39	-112,06
		M	-	5,48	6,94	7,73	41,84	57,77	73,83
TRUM 2	$\frac{h_2}{T} = 0.176$	G	2,65	6,79	10,93	15,07	19,21	23,35	27,49
		Q	0,29	0,8	1,31	1,82	2,33	2,84	3,35
		E	0	-3,97	-11,65	-21,59	-33,12	-45,97	-59,21
		G+Q+E	2,94	3,62	0,59	-4,7	-11,58	-19,78	-28,37
		0,8G+E	2,12	1,46	-2,90	-9,53	-17,75	-27,29	-37,22
		0,8G-E	2,12	9,40	20,39	33,64	48,48	64,65	81,20
		M	-	0,13	0,16	0,18	0,94	1,29	1,65
TRUM 3	$\frac{h_3}{T} = 0.302$	G	4,56	11,67	18,78	26,89	33,00	40,11	47,22
		Q	0,5	1,38	2,26	3,14	4,02	4,90	5,78
		E	0	-6,36	-18,66	-34,56	-53,01	-75,38	-94,78
		G+Q+E	5,06	6,69	2,38	-5,53	-18,99	-31,57	-41,79
		0,8G+E	3,65	2,97	-3,65	-13,85	-26,61	-41,50	-57,02
		0,8G-E	3,65	18,69	33,68	55,27	99,58	105,67	132,56
		M	-	0,19	0,24	0,27	1,46	2,03	2,59
TRUM 4	$\frac{h_4}{T} = 0.123$	G	1,85	4,74	7,63	10,52	13,41	16,3	19,19
		Q	0,2	0,56	0,92	1,28	1,64	2	2,36
		E	0	0,52	1,52	2,82	4,32	6	7,73
		G+Q+E	2,05	5,82	10,07	16,48	19,37	24,3	29,28
		0,8G+E	1,48	4,31	7,62	11,23	15,05	19,04	23,08
		0,8G-E	1,48	3,27	4,58	5,69	6,40	7,04	7,62
		M	-	0,00146	0,00185	0,00205	0,0112	0,00153	0,0192



8/refend à 4 files d'ouvertures VL8

	T	5	4	3	2	1	RDC	
trum1	G	8,35	20.96	33.57	46.18	58.79	71.4	84.01
	Q	0,93	2.36	4.19	5.82	7.45	9.08	10.71
	E	0	22.75	66.73	123.59	189.5	263.1	338.9
	G+Q+E	1.28	46.07	104.4	175.59	255.7	343.5	433.6
	0,8G+E	6.68	39.52	93.58	160.53	236.5	320.2	406.1
	0,8G-E	6.68	-5.98	-39.87	-86.64	-142.5	-205.9	-276.7
	M	/	13.35	26.59	34.3	152.6	198.0	262.4
trum2	G	2.58	6.48	10.38	14.28	18.18	22.08	25.98
	Q	0.28	0.78	1.28	1.78	2.28	2.78	3.28
	E	0	-8.11	-23.79	-44.05	-67.56	-93.78	-120.12
	G+Q+E	2.86	-0.85	-12.13	-27.99	-47.1	-68.92	-90.86
	0,8G+E	2.06	-2.93	-15.48	-32.62	-53.01	-76.11	-99.33
	0,8G-E	2.06	13.29	32.09	55.47	82.10	111.44	140.91
	M	/	0.092	0.183	0.236	1.052	1.36	1.80
trum3	G	4.77	11.98	19.19	26.4	31.61	40.8	48.0
	Q	0.53	1.46	2.39	3.32	4.25	5.18	6.11
	E	0	6.28	18.44	33.95	52.07	72.28	93.11
	G+Q+E	5.3	19.69	40.02	63.41	87.93	118.28	147.2
	0,8G+E	3.81	15.83	33.79	55.07	77.25	104.9	131.5
	0,8G-E	3.81	3.33	-3.08	-12.83	-26.7	-39.6	-54.6
	M	/	1.43	2.85	3.68	16.37	21.24	28.26
trum4	G	2.44	6.13	9.82	13.51	17.2	20.8	24.58
	Q	0.27	0.74	1.21	1.68	2.15	2.62	3.09
	E	0	-17.86	-52.5	-97.05	-148.8	-206.6	-266.1
	G+Q+E	2.71	-10.99	-41.47	-81.86	-129.5	-183.11	-238.5
	0,8G+E	1.95	-12.95	-44.64	-86.24	-135.0	-189.9	-246.5
	0,8G-E	1.95	22.76	60.35	107.85	162.6	223.3	285.8
	M	/	0.029	0.058	0.074	0.33	0.43	0.57
trum5	G	1.18	2.96	4.74	6.52	8.3	10.08	11.86
	Q	0.13	0.36	0.59	0.82	1.05	1.28	1.51
	E	0	3.02	8.87	16.43	25.20	34.98	45.06
	G+Q+E	1.31	6.34	14.20	23.77	34.55	46.34	58.43
	0,8G+E	0.94	5.39	12.66	21.65	31.84	43.04	54.54
	0,8G-E	0.94	-0.65	-5.08	-11.22	-18.56	-26.91	-35.57
	M	/	$0.43 \cdot 10^3$	$0.9 \cdot 10^3$	$1.16 \cdot 10^3$	$5.18 \cdot 10^3$	$6.72 \cdot 10^3$	$8.9 \cdot 10^3$



FERRAILLAGE

DES

VOILES

CHAP 6

FERRAILLAGE DES VOILES

a/introduction

- Pour le ferrailage des voiles, on s'est référé aux articles et recommandations du RPA 81.

Due la limitation du nbze de pages, on énoncera que les articles nous ayant permis d'entamer les calculs et le ferrailage de ces voiles : que voici

- Principe de calcul : Art 4.3.2
- La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant : Art 4.3.2.2
- Dispositions des armatures 4.3.3
 - d'une part: Art 4.3.3.1
 - : Art 4.3.3.2
 - : Art 4.3.3.3 ; Art 4.3.3.4 ; Art 4.3.3.5
 - : Art 4.3.3.6 ; Art 4.3.3.7 ;
 - d'autre part: Art 4.3.3.8 ; Art 4.3.3.12.

b/remarque

1° Pour le ferrailage, on donnera un exemple illustrant la méthode de calcul utilisée, suivi d'un tableau récapitulatif pour tous les voiles

2° vu que nos voiles ont les mêmes caractéristiques géométriques, nous avons divisé notre lotiment (5 étages) en (2) niveaux:

niveau (I) : RDC. 1.2 ; niveau (II) 3.4.5
pour ce dernier le ferrailage est minimum (Amin).

2 voiles pleins VT5 (niveau I)

Le voile VT5 a été choisi du fait que c'est le voile le plus sollicité, donnant ainsi le ferrailage le plus défavorable.

1^{ère} étape de calcul

$$M = 588,93 \text{ tm}$$

$$N_{\max} = 153,76 \text{ t}$$

$$H = 48,45 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 114,24 \text{ t}$$

$$h_t = 6,84 \text{ m}$$

$$h_t - \frac{h_t}{10} = 6,16 \text{ m}$$

1/ e_0 et e_1

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{588,93}{114,24} = 5,1551 \text{ m}$$

avec N_{\min}

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,04 \text{ m}$$

} $e_0 > e_1$
S.R.C.

2/ calcul de la longueur tendue :

$$x = a \cdot h ; \quad l_t = h_t - x = 4,23 \text{ m}$$

3/ Détermination du ferrailage sur la zone tendue :

- calcul du moment fictif :

$$M_f = M + fN \quad \text{avec } f = \frac{h_t}{2} - d \quad \text{avec } d = h_t/10$$

$$f = \frac{4}{10} h_t = \frac{2}{5} h_t = 2,73 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_f = 588,93 + 114,24 \cdot 2,73 =$$

$$\underline{M_f = 900,80 \text{ tm}}$$

- ferrailage : $M = \frac{15 M_f}{\sigma_a \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 900 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot (616)^2} = 0,0529$

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9338 \\ K = 37 \end{array} \right. \quad \text{d'où } A_{fs} = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{900 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9338 \cdot 616} = 37,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{col} = A_{fc} = A_{fs} \cdot \frac{N}{\sigma_a} = A_{fc} = 37,28 \cdot \frac{114,24 \cdot 10^3}{4200} = 10,08 \text{ cm}^2$$

$$= 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- $A_{mm} = \frac{0,5}{100} \cdot 100 \cdot 16 = 8 \text{ cm}^2/\text{ml} = 33,84 \text{ cm}^2$
(sur toute h_t).

à cette quantité d'acières, on doit ajouter la quantité d'acières
donnée par le RPA 81 (art : 4.3.3.2). avec A_{vj} :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \times 1,4 \cdot 48.45}{4200 \cdot 684}$$

d'où $A_{vj} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

d'où $A = A_{col} + A_{vj} = 2,38 + 0,025 = 2,405 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

et $A_{min} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ d'où $A = 12 T_{10} / \text{ml}$

soit aussi $A = 6 T_{10} / \text{ml}$ / par face.

avec $\sigma'_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{4200}{37} = 113,51 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 205,5 \text{ (kg/cm}^2)$

4°/ ferraillage de la zone courante : art 4.3.3.2

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 48.45 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} (616) \cdot 16} = 7,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq 0,0025 \sigma'_s = 0,0025 \cdot 270 = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq 0,12 \sigma'_s = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$6,75 \leq \tau_b = 7,86 < \tau_b = 32,4 \rightarrow \omega \text{‰} = 0,25 \text{‰}$$

d'où $A_c = 8 T_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

($s = 20 \text{ cm}$)

5°/ armature horizontale : art 4.3.3.1 :

$$\omega_t = \frac{\tau_b \cdot s}{\sigma_{en}} \times 100 = \frac{7,86 \cdot 8}{4200} \times 100 < 0$$

nous respecterons le ω minimum prescrit par le RPA 81.

$$A_h = \frac{0,25}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où $A_h = 8 T_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

avec $s < 1,5t = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ cm}$
 $s \leq 30 \text{ m}$ } $s = 20 \text{ cm}$

6°/ Structure transversale
 épingle et cadre $\phi 6$.
2^{ème} étape de calcul

elle consiste à faire une vérification, en travaillant avec la valeur maximale de l'effort normal maximal (N_{max}), ceci nous confirmera ou infirmera le ferrillage adopté en vérifiant les contraintes y afférentes.

$$N_{max} = 159,76 \text{ t}$$

$$h_t = 684 ; h = 616$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{588,93}{159,75} = 3,68 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,14 \text{ m}$$

} $e_0 > e_1$
SIC

vérification des contraintes : (P. CHARRON) (page 255)

$$A = A' = 33,84 \text{ cm}^2 \quad e_0 = 3,68 \text{ m}$$

$$d' \text{ ou } |c| = |e_0 - \frac{h_t}{2}| = 26 \quad c = -26$$

$$p = -3c^2 - 6n \frac{A}{b} (c - d') + \frac{6nA}{b} (h - c)$$

$$p = 66016,74$$

$$q = -2c^3 - 6nA (c - d')^2 + 6nA (h - c)^2$$

$$q = -38182239,73$$

d'où l'équation s'écrit : $y_2^3 + py + q = 0$

$$y_2^3 + 66016,74 y_2 - 38182239,73 = 0$$

après calcul itératif $y_2 = 272,5 \text{ cm}$ et $y_1 = 272,5 - 26 = 246,5 \text{ cm}$

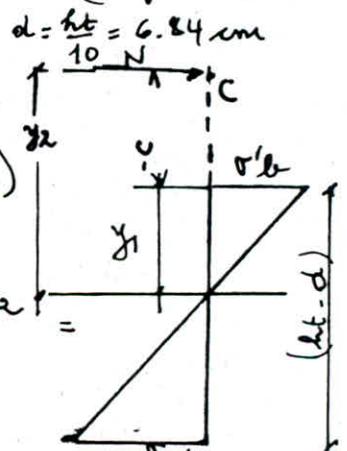
$$I = 196716538,5 \text{ cm}^4$$

$$d'où k = \frac{159,76 \times 10^3 \times 246,5}{196716538,5} = 0,2$$

$$d'où \sigma'_b = 0,2 \times 272,5 = 54,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 205,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ vérifié}$$

$$\sigma'_a = 15(0,2)(272,5 - 68,4) = 612,3 < 2200 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_a = 15 \cdot 0,2(616 - 68,4) = 1642,8 \text{ vérifié}$$



c tableau récapitulatif

1/ voiles a 1 file d'ouverture.

	VT2		VT6		VT8		VL5		VL7	
ht _(m)	3.81	0.85	4.2	6.15	3.76	0.90	7.07	2.9		
Ti _(s)	32.23	0.35	45.91	144.24	46.99	0.64	128.68	8.87		
t _{num.}	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
M	201.5	2.26	143.2	450	206.7	2.95	853.6	55.48	169.0	3.72
N _{max}	139.7	83.71	404.0	439.7	248.7	158.3	349.3	234.5	275	157.9
N _{min}	9.34	-34.38	346.6	243.3	-13.48	-77.06	-1.39	83.28	28.31	-58.55
e _o _(m)	21.57	0.65	0.413	1.84	15.33	0.038	-	0.666	5.97	0.06
e	0.63	0.14	0.7	1.025	0.62	0.15	1.17	0.48	1.23	0.34
nat + soll.	FS	SET	SET	SET	FS	SET	FS	SET	SPC	SET
A _{cal}	6.46 $\frac{ml}{ml}$	5.74 $\frac{ml}{ml}$	12.28 $\frac{ml}{ml}$	17.02 $\frac{ml}{ml}$	13.5 $\frac{ml}{ml}$	11.26 $\frac{ml}{ml}$	8.05 $\frac{ml}{ml}$	13.33 $\frac{ml}{ml}$	2.76 $\frac{ml}{ml}$	3.6 $\frac{ml}{ml}$
A _{min}	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$	8 $\frac{cm^2}{ml}$
L _{tend} _(m)	2.36	0.85	4.2	3.80	2.32	0.90	4.37	1.80	4.08	2.01
wt	15%	15%	25%	25%	25%	25%	25%	15%	15%	15%
Z _b	6.71	0.87	8.67	27.2	9.91	0.13	14.45	2.14	6.26	2.09
AV	12T10	8T12	12T12	16T12	12T12	10T12	8T12	12T12	12T10	12T10
AC	12T10	8T12	-	16T12	12T10	-	8T12	12T12	12T10	12T10
AR	6T10	-	-	-	6T10	-	6T10	6T10	6T10	6T10
e _o (N _{max})	1.44	0.026	0.354	1.023	0.83	0.018	2.44	0.23	0.61	0.02
total	4T10	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T10	4T10
nat sollc.	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC
σ _{b1}	129.8	62.61	69.98	69.66	46.13	100.4	182.11	62.37	30.15	41.25
σ _{b2}	-	44.41	27.76	-	-	80.99	-	24.69	12.77	38.75
σ _{a1}	1461.5	910.9	986	948	386.3	1476.3	2052.9	901	428	649
σ _{a2}	2426.6	695	479	171.3	1960.5	1244	3379.6	412	215	599

remarque :

Pour les voiles ne figurant pas dans le tableau (VT3, VL2, VL3) on leur attribuera le même ferrailage que VT2 du fait que ils ont des caractéristiques et des sollicitations semblables à VT2.

voile à 2 files d'ouverture VL6₃

T_v (t)	49,84 t	1,09 t	1,75 t
h_t (m)	3,57	1,00	1,6
M	74,68	1,58	2,62
N_{max}	248,98	86,51	146,14
N_{min}	-99,03	-31,42	-71,17
e_0	0,754	0,050	0,036
e_1	0,595	0,166	0,266
Nature sollicit.	SET	SET	SET
A calculé (cm ²)	12,94 cm ² /ml	4,2 cm ² /ml	5,59 cm ² /ml
Amin (cm ²)	8 cm ² /ml	8 cm ² /ml	8 cm ² /ml
L bande (m)	2,22	1 m	1,60 m
wt	25%	15%	15%
σ_b	11,01	0,86	0,86
As	12T12	12T10	12T10
Ac	12T12	-	-
AR	6T10	3T10	3T10
$e_0(N_{max}, m)$	0,299	0,018	0,017
net de potelet	4T12	4T12	4T12
Nature sollicit.	SEC	SEC	SEC
σ_{b1}	54,9	51,62	51,61
σ_{b2}	20,84	42,42	46,66
σ_{a1}	772,49	757,70	780,35
σ_{a2}	363,75	652,95	708,9

voile à 4 files d'ouvertures VL8

param	I	II	III	IV
ht (m)	5,27	1	2,5	0,68
M _{cm}	262,14	1.807	28.26	0.571
N _{max} (t)	433.64	140.91	147.25	285.83
N _{min} (t)	-271.71	-99.33	-54.66	-246.50
e _o	06.47	1.095	51.70	0.23
e _i	87-83	16.66	41.66	11.33
Nature sollicit	SRT	SET	SRT	SET
Acalculs	24.91 cm ² /ml	12,33 cm ² /ml	11.07 cm ² /ml	29.56 cm ² /ml
A _{min}	8 cm ² /ml	8 cm ² /ml	8 m ² /ml	8 m ² /ml
L _{conduct}	3,26	1	1.44	0.68
wt	25%	15%	15%	15%
σ _b	26.22	0.85	5.97	0.398
A _{radop}	22T12 /ml	12T12 /ml	10T12 /ml	26T12 /ml
A _{cadop}	22T12 /ml	12T12 /ml	10T12 /ml	26T12 /ml
A _h	6T10 /ml	3T10 /ml	3T10 /ml	3T10 /ml
n et φ _{toilets}	4T12	4T12	4T12	4T12
e _o (N _{max})	0.604	1.28	19.9	0.19.
Nature sollicit	SEC	SEC	SEC	SEC
σ' _{b1}	67.70	91.37	48.52	188.83
σ' _{b2}	22.12	66.49	20.85	184.45
σ' _{a1}	947.20	1333.26	686.4	2828.4
σ' _{a2}	400.2	1034.7	205.5	2772.75

voile à 3 files d'ouvertures

ht	3.57	1	1.6
M	73.83	1.65	2.59
N _{max}	231.44	81.2	132.56
N _{min}	-112.06	-37.22	-57.02
e ₀	65.88	4.43	4.54
e ₁	59,5	16.66	26.66
Nature sollic.	SET	SET	SET
A _{min}	8 cm ² /ml	8 cm ² /ml	8 cm ² /ml
A _{calculé}	15.02 cm ² /ml	4.98 cm ² /ml	4.48 cm ² /ml
l _t (m)	2.22	1.00	1.6
wt	25%	15%	15%
z _b			
A _J	14T12/ml	12T10/ml	12T10/ml
A _R	6T10/ml	3T10/ml	3T10/ml
e ₀ / N _{max}	0,319	0.020	0.0195
net φ toulet	4T12	4T10	4T10
Nat. solli	SEC	SEC	SEC
σ _{b1}	53,50	51.25	52.20
σ _{b2}	21	42,01	45.94
σ _{a1}	753.82	754.89	753.62
σ _{a2}	363.75	644.1	698.55
A _c	14T12/ml	12T10/ml	12T10/ml

Ferraillage du trumeau V du voile VL8

- ce trumeau se ferraillera comme un poteau étant donné que ses dimensions sont $(16 \text{ cm} \times 20 \text{ cm})$
- l'effort lui revenant $N = 58.43 \text{ t}$
- le poteau sera calculé en compression simple.

1°/ vérification au flambement

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{b h^3}{12 \cdot b h}}} = \sqrt{\frac{l_e^2}{12}}$$
$$l_e = 0,7 l \quad ; \quad l_e = 1,89 \text{ m}$$
$$l_e = 2,70 \text{ m}$$
$$\lambda = 32,73 < 35$$

le flambement n'est pas atteint.

2°/ détermination des armatures :

$$A'_1 \text{ min} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N'}{\sigma_{fb}}$$

$$\theta_1 = 1 \text{ poteau intermédiaire} ; \quad \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 4,25$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 2,94$$

$$A'_1 \text{ min} \geq 1 \cdot 4,25 \cdot 2,94 \cdot 58.43 \times 10^3$$

$$\sigma_{fb} = 102,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$1^\circ/ \quad A'_1 \text{ min} = 8,88 \text{ cm}^2 = 6 \text{ T14} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ/ \quad A'_2 = \frac{N' - B' \sigma_{fb}}{N' \sigma_{fb}} = \frac{58.43 \cdot 10^3 - (20 \times 16) \cdot 205}{58.43 \cdot 10^3 \cdot 205} < 0$$

Le RPA préconise 1 pourcentage minimum de $1/100$ en zone (II) (Art 4.2.3)

$$A_{\text{min}} = \frac{1}{100} \cdot b \cdot h = \frac{1}{100} \times 17 \times 16 = 3,172 \text{ cm}^2$$

donc on adopte $6 \text{ T14} = 9,24 \text{ cm}^2$

3°/ la longueur de recouvrement est de $50 \phi = 50 \cdot 14 = 70 \text{ cm}$

4°/ la distance entre les barres verticales ne doivent dépasser 25 cm ou prend $s = 20 \text{ cm}$.

Armature transversale :

elles sont données à l'aide de la formule .

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1,25 T}{h \sigma_{cr}}$$

$$T \text{ effort tranchant} = 1,6 \times 10^{-3}$$

A_t = quantité d'armature transversale minimale

$$A_t = 0,004 \Delta b l = 0,004 \cdot 10 \cdot 16 = \underline{0,64 \text{ cm}^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s = 12\phi = 16,8 \text{ cm} \\ \text{min}(10\phi; 15 \text{ cm}) \\ = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$A_t \text{ calculé} = \frac{1,25 \times 5 \times T}{h \sigma_{cr}} = \frac{1,25 \cdot 10 \cdot 1,6 \times 10^{-3} \cdot 10^3}{20 \cdot 4200}$$

$$\underline{A_t \text{ calculé}} = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2.$$

on adoptera, $\underline{TS = 1 \text{ cm}^2}$.

Pour le poteau du voile VT7

étant donné que les caractéristiques, et les efforts le sollicitant sont très rapprochés du voile VL8, nous adopterons un même ferailage .

**FERRAILLAGE
DES
LIMITEAUX**

FERAILLAGE DES LINTEAUX

a/ introduction

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastées à leurs extrémités. La vérification à la résistance sera faite en considérant

- les sollicitations les plus défavorables.

chaque linteau sera soumis à

- 1 effort tranchant T
- 1 moment fléchissant

b/ contrainte admissible (Art 4525 RPA 81)

- contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$

- contrainte de flexion $\bar{\sigma}_b = 0,75 \times \sigma_{28} = 202,15 \text{ kg/cm}^2$

- contrainte de traction des aciers : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

c/ ferrailage des linteaux

chaque linteau sera ferrillé sous

- son poids propre
- poids des planches lui revenant
- surcharge d'exploitation
- l'effet du séisme.

$$M_1 = \pi \frac{p}{2} + q \frac{p^2}{12}$$

$$M_2 = \frac{\pi p}{2} - \frac{q p^2}{12}$$

$$T = 1,4 \pi + q \frac{p}{2}$$

$$M_e: \text{moment d'encast.} \\ = -q \frac{p^2}{12}$$

$$M_t: \text{moment d'encast.} \\ = q \frac{p^2}{24}$$

d/ remarque

Pour le ferrailage des linteaux nous donnerons un exemple détaillé, les autres, les plus défavorables, auront leurs résultats récapitulés dans les tableaux qui suivent.

exemple de calcul

voile VT6 :

$$\pi = 72,82 \text{ t} \quad ; \quad hl = 0,53 \text{ m}$$

$$a = 0,35 \text{ m} \quad ; \quad 2a = l = 0,70 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,16 \text{ m}$$

1/ differentsefforts

a/ charges permanentes

$$C \text{ Eau m}^2 \text{ de dalle} = 0,63 \text{ t/m}^2$$

- largeur du plancher interessant le linteau $3 + 3,60 + 0,16 = 3,46$
- surmetre lineaire du linteau : $0,63 \times 3,46 = 2,17 \text{ t/ml}$
- retombeeé : $2,5 \times 0,16 \times 0,67 = 0,26 \text{ t/ml}$

$$\text{d'ou } q = 2,43 \text{ t/ml}$$

$$\text{donc } T_g = q \frac{l}{2} = 2,43 \times \frac{0,70}{2} = 0,85 \text{ t}$$

$$M_g = q \frac{l^2}{12} = 2,43 \times \frac{(0,70)^2}{12} = 0,099 \text{ t.m}$$

b/ charges d'exploitation

$$P = 0,175 \times 3,46 = 0,60 \text{ t/ml}$$

$$\text{donc } T_p = 0,60 \cdot \frac{0,70}{2} = 0,21 \text{ t/ml}$$

$$M_p = 0,60 \cdot \frac{(0,70)^2}{12} = 0,024 \text{ t/ml}$$

c/ charges sismiques

$$T_s = \pi \cdot 1,4 = 72,82 \times 1,4 = 101,94 \text{ t}$$

$$M_s = \pi \times a = 72,82 \times 0,35 = 25,48 \text{ t.m}$$

La combinaison la plus defavorable est donnee par.

$$G + Q + E$$

d'ou

$$T = 0,85 + 0,60 + 101,94 \text{ t} = 103,39 \text{ t}$$

$$M = 0,099 + 0,024 + 25,48 = 25,60 \text{ t.m}$$

calcul des armatures

1/ calcul du moment résistant du béton

$$h_l = 53, \text{ cm} ; \bar{\alpha} = 0,423 ; \bar{\delta} = 0,859 ; R = h_l \cdot 2 = 51, \text{ cm}$$

$$k = \frac{1}{2} \sigma'_b \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\alpha} = \frac{1}{2} 205,5 \cdot 0,423 \cdot 0,839 = 37,33.$$

$$M_{rb} = 37,33 \cdot 16 (51)^2 = 15,53 \text{ tm} < 25,6 \text{ tm} = M_{pl}$$

$$M_{rb} < M_{pl} \longrightarrow A' \neq 0.$$

$$\text{d'où } A' = \frac{DM}{(h - d') \sigma_a'} = \frac{10,07 \cdot 10^5}{(51 - 2) 2790} = 7,36 \text{ cm}^2 \quad DM = 10,07 \text{ tm}$$

$\sigma_a' = 15,205 (2,57 - 2) = 21,57$

$$A = \frac{M}{\bar{\delta} R \cdot \sigma_a} = \frac{25,60 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 51 \cdot 4200} = 13,91 \text{ cm}^2$$

on adoptera des 12 T12 = 13,57 cm² par raison d'inversion du sens de l'action sismique, on prendra les mêmes en haut et en bas soit 6 T12

- soit, calculons \bar{w} :

$$w = \frac{100 \cdot 13,57}{16 \cdot 51} = 1,66.$$

$$k = 15,0.$$

$$E = 0,833$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E R} = \frac{25,6 \times 10^5}{13,57 \cdot 0,833 \cdot 51} = 4439,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 4800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{4439,0}{15,0} = 295 \text{ kg/cm}^2$$

2/ verification des armatures longitudinales :

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_i \end{array} \right\} \geq 0,0015 b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 5 \cdot 16 = 1,27 \cdot \text{cm}^2$$

verifié

3°/ armatures transversales :

$$A_t = \frac{T}{\sigma \cdot \sigma_{at}} = \frac{103.39 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 0.58 \cdot 4200} = 0.58 \text{ cm}^2$$

espacement $A_t \geq 0.0025 b \cdot s$

$$s \leq \frac{51}{4} = 12.75 \quad \text{on prend } s = 10 \text{ cm}$$

et donc $A_t \geq 0.0025 \cdot 16 \cdot 10 = 0.40 \text{ cm}^2$.

on prendra pour 1 cadre et 1 étrier

T6 : $A_t = 1.5 \text{ cm}^2$ ($s = 10 \text{ cm}$)

4% Armature de repozition

$$A_r \geq 0.0020 \cdot 16 \cdot 51 = 1.63 \text{ cm}^2$$

on prendra 6 T6 = 1.69 cm^2 soit 3 T6 par face

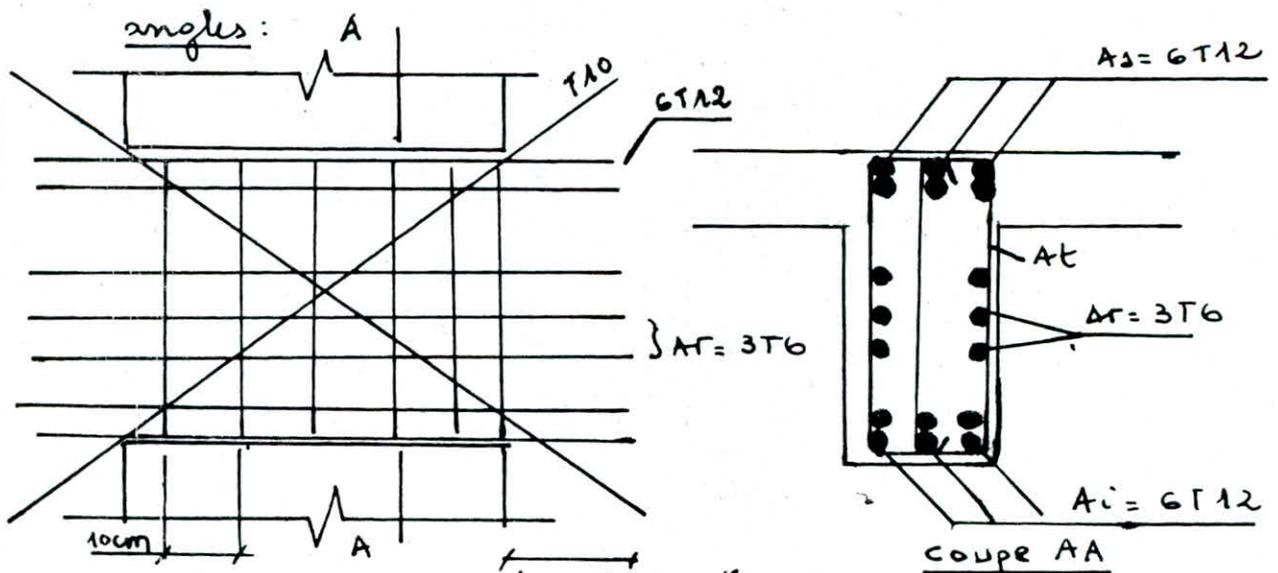
5% effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{103.59 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 51} = 144.80 > \bar{\tau}_l$$

(avec $\bar{\tau}_l = 0.06 \sigma_{28} = 16.12 \text{ kg/cm}^2$
(selon le RPA 81))

- donc il faut prévoir des armatures supplémentaires aux

angles:



$$A_x \geq 0.0015 R_a \cdot A_c, \quad 4x \geq 0.0015 \cdot 51 \cdot 35 = 2.67 \text{ cm}^2 \quad 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

tableau donnant le ferrailage des linteaux les plus sollicités: (VT6, VT7, VL8)

		LVT6	LVT7	LVT8
CARACTERES	h_l (m)	0.53	0.53	0.53
	$2a = l$ (m)	0.70 m	0.75	0.75
	b (m)	0.16	0.16	0.16.
EFFORTS	R (t)	72.82 t	36.18	75.82 .
	T (t)	103.39	52.04	107.53
	M (t.m)	25.60	13.73	26.69
Ferrailage	A	12T12	10T10	14T12 .
	A_{min} (cm ²)	1.27 .	1.27	1.27
	σ_a'	44390.	3992.43	4006
	σ_b	295	181.61	294.57
	$A_{l'adop}$	12T12	10T10 .	14T12
	A_t cm ²	1.5 cm ²	1.5	
	s (cm)	10 cm	10 cm	10 cm
	A_T	3T6 / face	3T6 / face	3T6 / face
	σ_b / A_x	4T10	4T10	4T10

**CALCUL
DES
DEFORMATIONS**

CHAP 7

CALCUL DES DEFORMATIONS

La méthode utilisée dans nos calculs est la méthode des "aires".

- la flèche sur chaque niveau est donnée par la formule.

$$f_i = \frac{1}{EI} [\delta_{ij}] [F_j] \quad (\text{Méthode est exposée dans le livre de M^{rs} Fuente})$$

- la matrice de souplesse = $[S]$.

$$\text{d'où } f_i = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_6 \end{bmatrix} = \delta_{ij} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_6 \end{bmatrix}$$

Le déplacement relatif à chaque niveau i est donné par la relation

$$\delta_i = f_i - f_{i-1}$$

toutefois le déplacement relatif δ_i à chaque niveau devra rester inférieur au déplacement admissible donné par le RPA81.

$$\frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \cdot 0.33} = 1.52 > 1 \quad \text{vérifié (art. 3.3.7.1 - RPA81)}$$

on obtiendra

$$f_i = \frac{1}{EI} \sum \delta_{ij} F_j$$

$$\text{et } f'_i = f_i \cdot \frac{1}{2B}$$

avec f'_i = déplacement relatif d 1 étage i

$$\Delta f'_i = f'_{i+1} - f'_i$$

- Le déplacement, calculé à partir des forces latérales spécifiques doit être multiplié par $(1.0/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif. le rapport $(1.0/2B)$ ne doit pas être plus petit que 1.0.
- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0.0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé que plus grand déplacement relatif peut être toléré.

calcul

1°/

$f_i^L =$

$$\begin{cases} f_1 = 1,143 \cdot 10^{-4} \\ f_2 = 4,195 \cdot 10^{-4} \\ f_3 = 8,610 \cdot 10^{-4} \\ f_4 = 13,90 \cdot 10^{-4} \\ f_5 = 19,66 \cdot 10^{-4} \\ f_6 = 25,61 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

longitudinal

$f_i^T =$

$$\begin{cases} f_1 = 1,163 \cdot 10^{-4} \\ f_2 = 4,332 \cdot 10^{-4} \\ f_3 = 8,876 \cdot 10^{-4} \\ f_4 = 14,32 \cdot 10^{-4} \\ f_5 = 20,268 \cdot 10^{-4} \\ f_6 = 26,40 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

transversal

$$f_i^c = \frac{1}{EI} \sum F_j \delta_{ij}$$

2°/

Determination du déplacement relatif :

$f_i^{L'} =$

$$\begin{cases} f_1' = 1,714 \cdot 10^{-4} \\ f_2' = 6,292 \cdot 10^{-4} \\ f_3' = 12,915 \cdot 10^{-4} \\ f_4' = 20,85 \cdot 10^{-4} \\ f_5' = 29,49 \cdot 10^{-4} \\ f_6' = 38,41 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

$f_i^{T'} =$

$$\begin{cases} f_1' = 1,696 \cdot 10^{-4} \\ f_2' = 6,498 \cdot 10^{-4} \\ f_3' = 13,31 \cdot 10^{-4} \\ f_4' = 21,48 \cdot 10^{-4} \\ f_5' = 30,40 \cdot 10^{-4} \\ f_6' = 39,6 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

$$f_1' = f_i^c \times 1,5$$

Determination de $\Delta f' = f'_{i+1} - f'_i$

	[m]
$\Delta f'_{1L}$	$8.92 \cdot 10^{-4}$
$\Delta f'_{2L}$	$8.64 \cdot 10^{-4}$
$\Delta f'_{3L}$	$7.935 \cdot 10^{-4}$
$\Delta f'_{4L}$	$6.625 \cdot 10^{-4}$
$\Delta f'_{5L}$	$4.578 \cdot 10^{-4}$
$\Delta f'_{6L}$	$1.714 \cdot 10^{-4}$

sens
longitudinal

$$\begin{aligned} \Delta f'_1 &= f'_6 - f'_5 \\ \Delta f'_2 &= f'_5 - f'_4 \\ \Delta f'_3 &= f'_4 - f'_3 \\ \Delta f'_4 &= f'_3 - f'_2 \\ \Delta f'_5 &= f'_2 - f'_1 \\ \Delta f'_6 &= f'_1 \end{aligned}$$

$9.2 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_1$
$8.92 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_2$
$8.17 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_3$
$6.812 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_4$
$4.802 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_5$
$1.696 \cdot 10^{-4}$	$\Delta f'_6$

sens
transversal

- Pour le sens longitudinal :

$$\Delta f'_{\text{max}} = 8.92 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad ; \quad \frac{\Delta f'}{h} = \frac{8.92 \cdot 10^{-4}}{2.91} = 3.07 \cdot 10^{-7} < 75 \cdot 10^{-7} \text{ verifie.}$$

- Pour le sens transversal :

$$\Delta f'_{\text{max}} = 9.2 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad ; \quad \frac{\Delta f'}{h} = \frac{9.2 \cdot 10^{-4}}{2.91} = 3.16 \cdot 10^{-7} < 75 \cdot 10^{-7} \text{ verifie.}$$

donc on peut conclure que la verification a été
faite dans les 2 sens.

**CALCUL
DES
ELEMENTS**

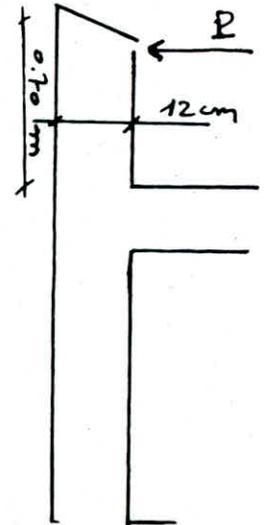
CHAP 52

**CALCUL
DE
L'ACTIVITE**

ACROTERE

1 introduction

- Pour le ferrillage de l'acrotère, la section d'acier nécessaire sera donnée essentiellement par la condition de non fragilité conformément au CCBA 68.



2 caractéristique de la section

$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; d = 20 \text{ cm}$$

- P propre $G = 0.12 \cdot 2.5 \cdot 0.7$

$$G = 210 \text{ kg}$$

- surcharge (main courante) = 100 kg.

a/ armature A_a

$$\frac{A_a}{b \cdot h} \geq 0.69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_a}; A_a \geq \frac{0.69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 5.9}{4200}$$
$$A_a \geq 0.969 \text{ cm}^2 \quad A_a = 5T6 / ml$$

$$t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}; \text{ l'espacement } t \text{ est vérifié conformément au CCBA 68 : (art 57-33).$$

$$t_{\min} \leq [3ht = 42.33]$$

- b/ on prévoit également des armatures transversales supplémentaires dites armatures de peau malgré ($\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b$)

$$A = 5T6 \rightarrow A = \underline{1.41 \text{ cm}^2}$$

3 vérifications

1/ vérification des contraintes :

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1.41}{100 \cdot 10} = 0.141$$

$$E = 0.9383$$
$$K = 66$$

2/ verification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{1.41}{2db} = \frac{1.41}{2 \times 2 \times 100} = 3,52 \cdot 10^{-3}$$

$k=10^6$: fiss. perpendic.
car l'acrotère est
soumise aux intempéries

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10\omega_f} = \frac{1.6 \cdot 10^6 \cdot 3,52 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot (1+10 \cdot 0.00352)} =$$

$$\eta = 1,6 \quad \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b = 2,4 \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}$$

$$\sigma_1 = 906,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

3/ verification à l'effort tranchant :

on doit vérifier que $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ (CCBAGE)

$$T = 1,2 P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg} ; \quad M = 1,2 \times 100 \times 0,7 = 84 \text{ kg.m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 0,12 = 0,105 \quad \text{d'ou}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{84}{0,105} = 120 - 800 = -680 < 0$$

- La condition est donc vérifiée, par conséquent les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

4/ verification au sisme locale (Art 339 RPA 81)

l'acrotère doit être vérifié à l'action horizontale F_p :

$$F = z I \cdot C_p \cdot W_p$$

avec $z = 0,15$ zone II
(usage 2)

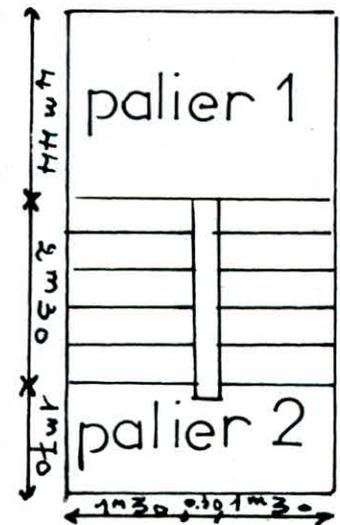
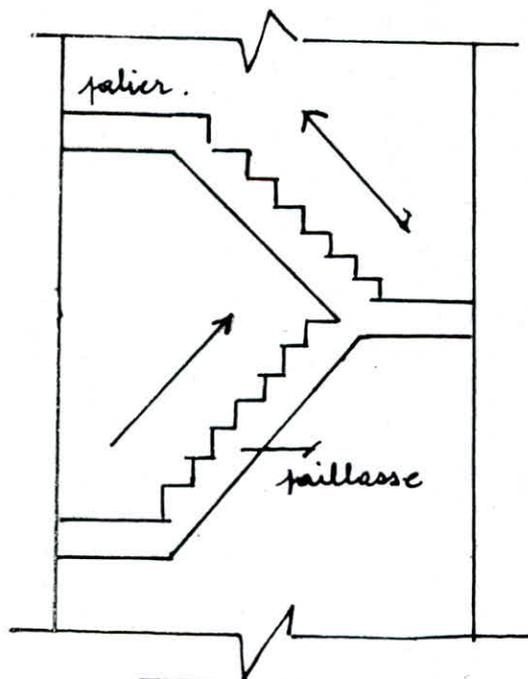
$A = 0,25$ (usage II, zone II)

**CALCUL
DES
ESCALIERS**

ESCALIER

introduction

- L'escalier étudié est à paillasse préfabriquée, cette paillasse est simplement appuyée sur les soliers.
- Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire de becquets sur toute la largeur d'escalier.
- Le type d'escalier est appelé "escalier à paillasses adjacentes pleines".
- Les soliers sont coulés sur place. Ils sont assimilés à des dalles pleines encastrees (semi) sur 3 cotés et simplement appuyées sur le 4^{ème}. Ce dernier est recouvert par la poutre solière.



coupe paillasses - paliers

etape de calcul

1/ Dimensionnement de la pailasse et des marches :

g : giron largeur d'une marche $g = \frac{2,30}{8} = 28 \text{ cm}$

h : hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$
(contre marche)

l : emmarchement $l = 1 \text{ m } 30$

j : le jour $j = 30 \text{ cm}$

H : hauteur d'etage $= 2 \text{ m } 70$

2/ verification de la relation de Blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq \underbrace{28 + 2 \times 17}_{62 \text{ cm}} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{verifiee}$$

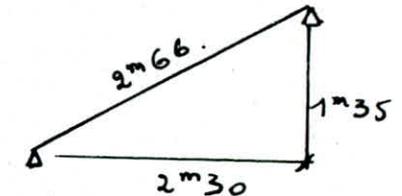
3/ étude de la pailasse

$$\tan \alpha = \frac{1,35}{2,30} = 0,5869$$

$$\alpha = 30,41^\circ, \quad \cos \alpha = 0,862$$

épaisseur $\rightarrow \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$ $\frac{2,66}{30} \leq e \leq \frac{2,66}{20}$

$$8,86 \leq e < 13,3 \text{ cm}$$



$$e = \underline{12 \text{ cm}}$$

2 évaluation des charges et surcharges

1/ charges permanentes : (e = 12 cm)

- poids propre de la pailasse : $\frac{2500 \times 0,12}{0,862} = 348,02 \text{ kg/cm}^2$

- mortier de pose (2 cm) : $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/cm}^2$

- revêtement : (2 cm) : $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/cm}^2$

- garde corps : $= 100 \text{ kg/cm}^2$

- enduit plâtre : (1 cm) : $1700 \times 0,01 = 17 \text{ kg/cm}^2$

- poids propre des marches : $\frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ kg/cm}^2$

$$G = 740.02 \cdot 1\text{m} = 740.02 \text{ kg/ml}$$

2°/ surcharges d'exploitation

$$s = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$$

3°/ le calcul se fera sous la sollicitation du 1^{er} genre

$$G + 1,2P = q = 1040.2 \text{ kg/ml}$$

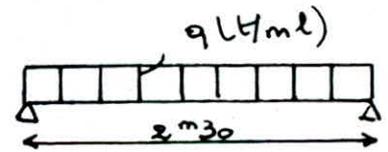
$$q = 1040.2 \text{ kg/ml}$$

4/ détermination des efforts

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1040.02 (2,30)^2}{8} =$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{1040.02 \cdot (2,30)}{2} =$$

$$M = 687,71 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad T = 1196,02 \text{ kg}$$



5/ façonnage de la poutre

- détermination des armatures :

a) armatures longitudinales A_l

$$M = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 687,71 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 90,368$$

$$E = 0,9180 \quad K = 46,0$$

$$h_t = 12 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{687,71 \times 10^2}{2800 \cdot 0,9180 \cdot 10} = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } \underline{A_l = 4 T 10 = 3,14 \text{ cm}^2} \quad (\text{armat. longitud})$$

b) armatures de répartition A_r :

$$A_r = \frac{A_l}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_l}{2} \quad ; \quad \frac{3,14}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{3,14}{2}$$

$$0,785 \leq A_{rep} \leq 1,57 \text{ cm}^2 \quad A_r = 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

3 vérifications des contraintes

1°/ condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{m}_f}{1 + 10 \bar{m}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\text{avec } u_f = \frac{A}{2ab} = \frac{3.14}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0.0078$$

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

$$k = 1.5 \times 10^6 \text{ fus non fixé}$$

$$\eta = 1.6 : \sigma_b = 5.9 \text{ bars}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 0.0078}{10 \cdot (1 + 10 \cdot 0.0078)}$$

$$\sigma_2 = \frac{2.4 \sqrt{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 5.9}}{10}$$

$$\sigma_1 = 1736.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \max(\sigma_1, \sigma_2) \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié.

2°/ vérifications des contraintes

$$A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$u = \frac{100A}{b \cdot R} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 10} = 0.314$$

$$E = 0.9123 \quad K = 42.0 \dots$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot R} = \frac{687.71 \times 10^2}{3.14 \cdot 0.9123 \cdot 10} = 2400 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2400}{42.0} = 57.15 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié.

3°/ vérification de l'effort tranchant :

$$T = 1186.02$$

$$\tau_b = \frac{1186.02}{\frac{7}{8} \cdot 10 \cdot 100} = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$< \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.78 \text{ kg/cm}^2$$

donc l'effort tranchant est vérifié

4°/ condition de non fragilité

on vérifie que $A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$:

$$A \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5.9}{4200} = 0.969 \text{ cm}^2 \quad A = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.969 \text{ cm}^2$$

5°/ vérification de la flèche :

pour une poutre simplement appuyée, la flèche est donnée

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

$$\text{avec : } E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{270} = 115021.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot 1040 \cdot 2 \cdot 10^2 (2,30)^4}{384 \cdot 115021,74 \cdot \frac{100 \cdot 10^3}{12}} = 3,95 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

$$f \bar{a} = \frac{f}{300} = \frac{230}{300} = 0,76 \text{ cm} \quad (\text{d'après les recommandations techniques relatives aux voiles})$$

d'où la flèche est vérifiée.

c°/ Précaution à prendre :

afin de tenir compte d'éventuel transport à l'envers de la voile, on disposera des armatures longitudinales supérieures calculées sous le poids propre de la voile seulement.

- poids propre voile : q' :

$$q' = 348,02 + 44 + 44 + 187 = 623,02 \text{ kg/m}^2 \times 1^2 = 623,02 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{q' l^2}{8} = \frac{623,02 \times (2,30^2)}{8} = 411,97 \text{ kg-m}$$

$$\eta = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h} = \frac{15 \cdot 411,97 \times 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10} = 0,220$$

$$E = 0,824$$

$$k = 13,0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{411,97 \times 10^2}{2800 \cdot 0,824 \cdot 10} = 1,79 \text{ cm}^2$$

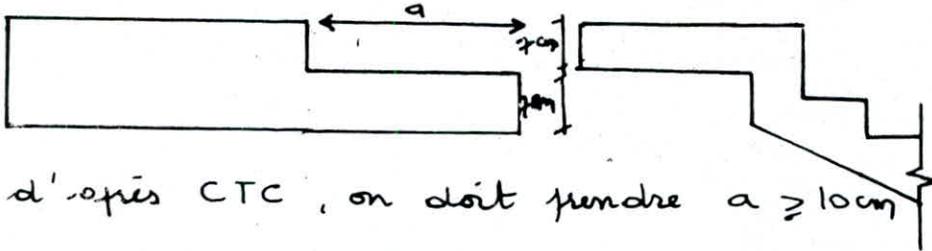
$$\text{d'où } \underline{A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

les armatures seront reliées par des cadres $\phi 6$ espacés de $t = 20 \text{ cm}$
 $= (100/4 = 25 \text{ cm})$

CALCUL DES BEQUETS

1 introduction

d'après les recommandations du CTC ; cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 7cm , aussi bien dans les sections d'encastrement, que dans les sections d'extrémités.



d'après CTC, on doit prendre $a \geq 10\text{cm}$

on prend $a = 15\text{cm}$.

2 calcul

- Il est calculé sous une charge linéaire égale à

$$Q = \gamma_q \cdot q_v \cdot L \quad (\text{kg/ml})$$

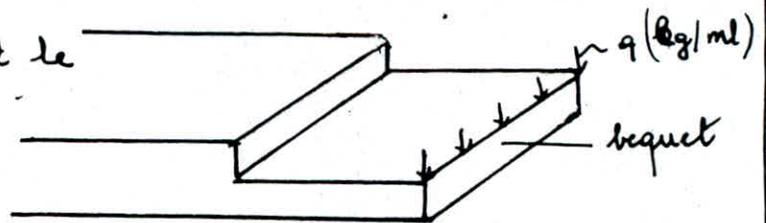
γ_q : coefficient du comportement expérimental (CTC): $\gamma_q = 1,4$

L : longueur horizontale de la failasse

q : charge de calcul de la failasse

$$\text{d'où } Q = 1,4 \cdot 1040,2 \cdot 2,3 = \underline{Q = 3349,5 \text{ kg/ml}}$$

- afin d'avoir l'effort le plus défavorable, la charge Q sera



appliquée à l'extrémité du bequet, le bequet est assimilé à une console à l'encastrement ($h = 6,1 = 5\text{cm}$)

$$M = q \cdot a = 3349,5 \cdot 0,23 = 770,38 \text{ kg.m}$$

10) Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{770.38 \cdot 10^2 \cdot 15}{2800 \cdot 8^2 \cdot 100} = 0.1146$$

$$\epsilon = 0.867$$

$$K = 22,6$$

$$A = \frac{770.38 \cdot 100}{2800 \cdot 6 \cdot 0.8670} = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = 5 \tau 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

2°/ armatures de repartition :

d'après CTC $A_r \geq 0,50 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_L}{4} \leq A_r \leq \frac{A_L}{2} \rightarrow \frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}$$

$$1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r < 2,82 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 \tau 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

3°/ verification au cisaillement :

$$Q = q_v \cdot L$$

$$Q = 1040,2 \times 2,3 = 1456,28 \text{ kg/ml}$$

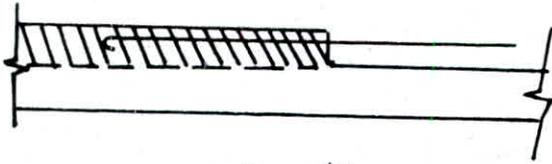
$$\text{d'où } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1456,28}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8} = 2,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\leq 1,15 \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg}$$

c'est vérifié

3 liaison palier-paillasse

- afin de prévenir tout risque d'effondrement de la paillasse sous les charges verticales et sous l'action du poids, il sera prévu 1 liaison systématique des paillasses et palier par des armatures sortant des extrémités de la paillasse prefabriquée et scellées dans un chaînage coulé sur place. Elles doivent être disposés au droit de cadre de la poutre palière avec un diamètre $\phi > 8 \text{ mm}$.
- La liaison sera calculée pour 1 charge égale au poids total (de la volet prefabriquée)



$$q = 2,30 (740.02 + 1.2.250) = 1708.94 \text{ kg/ml}$$

- ces aciers interviennent dans le cas de la traction

voleé - folier : $A = \frac{F}{\sigma_a} =$ avec

$$F = 1708.94 \times 1.30 = 2221.62 \text{ kg}$$

$$\text{d'où } A = \frac{2221.62}{2800} = 0.79 \text{ cm}^2$$

par mesure de sécurité, on prend $A_{\text{liaison}} = A = 3T8 = 1.50 \text{ cm}^2$

avec le recouvrement de $50\phi = 50.8 = 400 \text{ cm}$

4 armatures de transport :

- Pour le transport des paillasses avec morche on prévoit des aciers en H en droits - on place 2 armatures en forme d'anneau à chacune des extrémités de la paillasse, on utilisera que l'acier doux.



1/ calcul des armatures en crochets

a/ poids totale de la voleé : ($p_{\text{paillasse}} + p_{\text{morches}} + p_{\text{garde corps}}$)

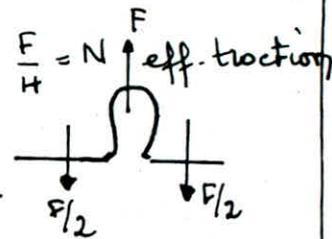
$$P_t = 348.02 + 187 + 44 = 579.02 \text{ kg/m}^2$$

- Ces aciers sont calculés sous une traction simple

$$N = \frac{579.02 \cdot 2.30 \cdot 1.30}{4} = 432.81 \text{ kg}$$

$$N = A \sigma_a \rightarrow A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{432.81}{2800} = 0.154 \text{ cm}^2$$

on crochet en $\phi 8 \rightarrow A = 0.50 \text{ cm}^2$

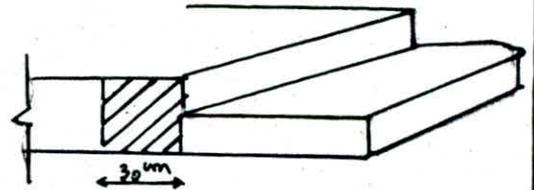
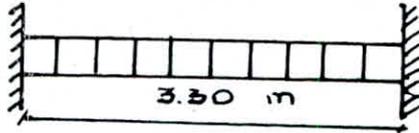


les aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épais paillasse,

5 calcul des poutres palieres

Les poutres palieres sont incorporées dans les paliers, elles servent à supporter les sollicitations dues à la faïtasse, et à transmettre ces efforts au palier :

1°/ schema statique :



- la poutre paliere est sollicitée en flexion simple ; elle sera calculée pour 1 charge égale à $0,7 Q$, où Q étant le poids total des volées aboutissant au palier considéré.

$$q = 0,7 Q = 0,7 (740 \cdot 0,2 + 1,2 \cdot 250) = 728,01 \text{ kg/m}^2.$$

$$q \text{ (kg/ml)} = 728,01 \times \frac{2,30}{2} \times 2 = 1674,42 \text{ kg/ml}.$$

Moment en travée : $M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{1674,42 \times 3,3^2}{24} = 759,75 \text{ kg-m}$

Moment sur appui : $M_a = -\frac{q l^2}{12} = -\frac{1674,42 \times 3,3^2}{12} = -1519,51 \text{ kg-m}$

section d'acier en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 759,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,069$$

$$E = 0,8915$$

$$K = 31,1$$

$$A_t = \frac{759,75 \times 10^2}{2800 \cdot 0,8915 \cdot 14} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

section d'acier en appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1519,51 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,138$$

$$E = 0,8567$$

$$K = 19,8$$

$$A_a = \frac{1519,51 \times 10^2}{2800 \cdot 0,8567 \cdot 14} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

2°/ demotrices transversales :

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{1674,42 \times 3,3}{2} = 2762,7 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2762,7}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 7,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

$$t \leq \text{sup} \begin{cases} t = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{7,51}{5,9} \right) = 8,65 \\ t = 0,2 h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $t = 6 \text{ cm}$.

$$\sigma_{at} = \int_{at} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{6 \cdot 2762,7}{\frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2800} = 0,483 \text{ cm}^2$$

on prend $A_t = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$. espacer $t = 6 \text{ cm}$.

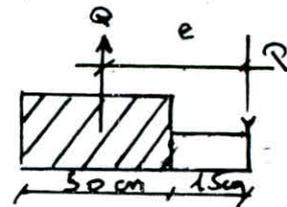
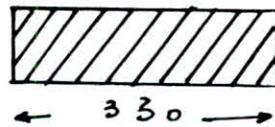
2°/ Determination des cisers perpendiculaires à la poutre.

La résistance à la torsion des poutres solaires est généralement faible, le couple Q devra être repris par des armatures supérieures \perp à la poutre

$$e = 15 + 15 = 30 \text{ cm}$$

$$Q = 1674,42 \times 3,30 = 5525,58 \text{ kg}$$

$$M = Q \cdot e = 5525,58 \times 0,30 = 1657,67 \text{ kg.m}$$



$$a/ \text{ armatures: } \mu = \frac{1657,67 \times 10^2 \times 15}{2800 \cdot 330 \times 14} = 0,0137 \quad E = 0,9479 \quad K = 81,0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{1657,67 \times 10^2}{2800 \cdot 0,9479 \cdot 14} = 4,46 \text{ cm}^2 \quad A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

4°/ verification des contraintes:

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 14} = 0,322 \quad E = 0,9114 \quad K = 41,4$$

$$\sigma_a = \frac{1657,67 \times 10^2}{4,52 \cdot 0,9114 \cdot 14} = 2874 \leq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 69,42 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\sigma'_b} \right\} \text{ vérifié}$$

CALCUL DES PALIERS

présentation

- on étudiera le palier de dimension $4,44 \text{ m} \times 2,93 \text{ m}$
celui-ci est 1 dalle semi-encastree sur 3 cotés, appuyée sur le 3^{em} côté (contre palier).

- elle est soumise au poids propre du palier,
au poids de la volée + la surcharge majorée

$$l_x = 2,93 \text{ m}$$

$$l_y = 4,44 \text{ m}$$

$$q_t = q_{\text{volée}} + q_{\text{palier}} = (G_{\text{volée}} + G_{\text{palier}}) + 1,2 (E_{\text{volée}} + P_{\text{palier}})$$

$$q_t = 0,740 + 0,488 + 1,2(0,25 + 0,25) = 1,828 \text{ t/m}^2$$

$$q_t = 1,828 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} = \underline{1,828 \text{ t/ml}}$$

- Nous utiliserons la méthode de "Barres" pour la détermination des efforts.

application

a/palier 1

$$a = 4,44 \text{ m} \quad b = 2,93 \text{ m}$$

$$\nu = \frac{a}{b} = \frac{4,44}{2,93} = 1,51$$

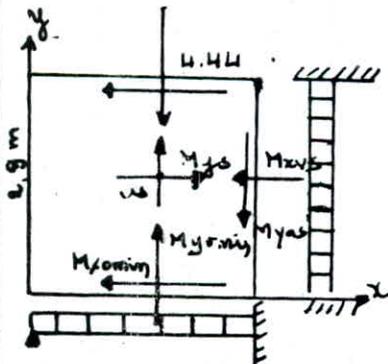
$$M_{x\text{min}} = M_x b_{\text{min}}$$

$$M_{y\text{ad}} = \mu M_{x\text{vs}}$$

$$M_{x\text{omin}} = \mu M_{y\text{omin}}$$

$$q a^2 = 1,828 (4,44)^2 = 36,03 \text{ tm}$$

$$q b^2 = 1,828 (2,93)^2 = 15,69 \text{ tm}$$



ν	νa	$M_{x\text{s}}$	$M_{x\text{vs}}$	$M_{y\text{ad}} = \mu M_{x\text{vs}}$	$M_{y\text{s}}$	$M_{y\text{omin}}$	$M_{x\text{omin}} = \mu M_{y\text{omin}}$	$M_{x\text{bmin}} = M_{x\text{omin}}$
1,51	0,0054	0,0060	0,0254	0,00381	0,0378	0,08	0,012	0,012
Facteur Multiplic	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
Moment	-	0,216	0,915	0,137	0,586	1,256	0,168	0,168

$$q a^4 / E h^3 = 0,04 \perp$$

le moment maximum est : $M = 1,255 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_1 b h^2} = \frac{15 \cdot 1,255 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,035 \quad \begin{matrix} K = 47,4 \\ E = 0,9199 \end{matrix}$$

$$A = \frac{1,255 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9199 \cdot 14} = 3,48 \text{ cm}^2 \text{ m pendo.}$$

$$\underline{A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2} \text{ dans les 2 sens.}$$

a) verifications

1. condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68).

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 4,52 = 5,42 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = 0,69 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 5,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 - 0,659}{2} \\ 1 + \frac{0,659}{2} \end{array} \right. \quad \text{avec } \beta = \frac{P_x}{G} = 0,659$$

$$A_{2x} = 2,079 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{2x} \\ A_{2y} \end{array} \right\} A_x \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} 4,52 \text{ cm}^2 \\ \min(5,42; 2,079) \end{array} \right\}$$

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2$$

d'où $A = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$: vérifié.

2. verification de la flèche :

$$\bar{f}_a = l/500 = \frac{293}{500} = 0,58 \quad w_A = 0,0054$$

$$f_s = \frac{q a^4}{E h^3} \cdot w_A = 0,041 \cdot 0,0054 = 0,022 \text{ cm}$$

d'où $f_s < \bar{f}_a$ flèche vérifiée :

3. condition de non fissuration :

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ - vérifié}$$

4. verification des contraintes : $A_x = A_y = 4,52 \text{ cm}^2$.

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 14} = 0,322$$

$$E = 0,9101 \quad K = 40,6$$

$$\sigma_a = \frac{1,255 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 14 \cdot 0,9101} = 2179,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a^b$$

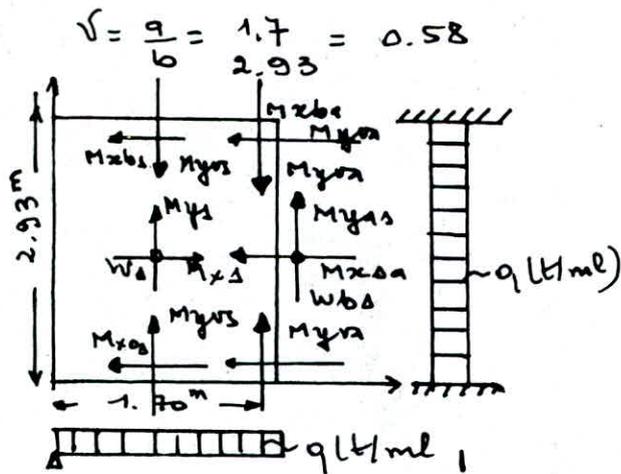
$$\sigma'_b = 53,07 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

5. verification effort tranchant : $T_{\max} = 1,828 \cdot 4,44 = 4,05 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{4,05 \times 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 14} = 3,30 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma'_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ - vérifié}$$

bpalier2

de dimension $1.70 \times 2.93 \text{ m}$; $q_t = 1.828 \text{ t/ml}$.



$$\begin{aligned} M_{x0a} &= -\mu M_{yas} \\ M_{x0a} &= M_{x0b} = \mu M_{y0a} \\ M_{x0a} &= M_{x0b} = \mu M_{y0a} \end{aligned}$$

comme le schéma, ce palier est semi encastré sur 2 cotés, appuyé sur 1 côté, et libre sur l'autre, on utilisera la même méthode, celle de "Bresse"

$$\begin{aligned} q a^2 &= 1.828 \cdot (1.7)^2 = 5.28 \text{ t.m} \\ q b^2 &= 1.828 \cdot (2.93)^2 = 15.69 \text{ t.m} \\ \frac{q a^4}{E h^3} &= \frac{1.828 \cdot (1.7)^4}{1.5 \cdot 10^6 \cdot (0.16)^3} = 0.0023 \end{aligned}$$

$\sqrt{\lambda}$	W_a	W_b	M_{x0}	M_{y0}	M_{y0s}	$M_{x0a} = -\mu M_{y0s}$	M_{y0s}	$M_{x0a} = M_{x0b} = \mu M_{y0s}$	M_{y0s}	$M_{x0a} = M_{x0b} = \mu M_{y0s}$
0.58	0.1511	0.2316	0.0394	0.0267	0.0403	-0.022	-0.0612	0.0091	-0.0852	-0.012
facteur Multip	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
ht.	-	-	0.208	0.418	0.632	-0.345	-0.960	0.142	-1.33	-0.188

- le moment max : 1.33 tm .

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1.33 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0.036 \quad K = 46.4 \quad E = 0.9188$$

$$\Delta = \frac{M}{\sigma_a \cdot E h} = \frac{1.33 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9188 \cdot 14} = 3.69 \text{ cm}^2$$

on adoptera ST8 = 4.02 cm^2 dans les 2 sens.

verification

1/ condition de non fragilité :

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 4,02 = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{2x} = 0,69 \cdot l \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cm}} \begin{cases} \frac{2-s}{s} & A_{2x} = 3,32 \text{ cm}^2 \\ \frac{2+s}{2} & A_{2y} = 6,89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d'où $A_x = 4,02 \text{ cm}^2$; $A_y = 4,02 \text{ cm}^2$

c'est vérifiée pour $A = 4,02 \text{ cm}^2 = 8 \text{ T8}$

2. verification de la flèche :

$$\bar{f}_a = \frac{l}{500} = \frac{1,70}{500} = 3,4 \cdot 10^{-3} ;$$

$$f_a = w \Delta \cdot \frac{q a^4}{E I^3} = 0,0023 \cdot 0,1511 = 3,47 \times 10^{-4}$$

$f_a < \bar{f}_a$ la flèche est vérifiée

3. condition de non-fissuration :

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,99 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la condition est vérifiée.

4. verification des contraintes :

$$A_x = A_y = 4,02 \text{ cm}^2 \quad w = \frac{100 \cdot 4,02}{100 \cdot 14} = 0,287$$

$$E = 0,9155 \quad k = 44,2$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1,33 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 0,9155 \cdot 14} = 2581,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_1}{k} = \frac{2581,30}{44,2} = 58,40 \text{ kg/cm}^2 < 157 \text{ kg/cm}^2 \leq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

5. effort tranchant

$$T_{\max} = q l / 2 = \frac{1,828 \times 2,93}{2} = 2,67 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,67 \times 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,17 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,15 \bar{\sigma}_0 = 6,78 \text{ (kg/cm}^2)$$

- L'effort tranchant est vérifié (épaisseur suffisante)

CALCUL DES DALLES (planchers)

a/ introduction:

Due à l'ossature de notre bâtiment qui est très rigide (ossature à voiles), le plancher adopté est à dalles pleines.

La sollicitation à considérer est celle du 1er genre, $G + 1,2 P$

- étage courant : $G + 1,2 P = 0,840 \text{ t/m}^2$
- terrasse : $G + 1,2 P = 0,900 \text{ t/m}^2$

Donc, la charge à considérer est celle de la terrasse, mais il est évident qu'on adoptera le même ferrailage à tous les niveaux.

- À noter que le plancher haut de vide sanitaire sera exécuté avec le système de frédalles.

Pour le calcul proprement dit, on fera appel :

- si $\frac{a}{b} < 2$ aux tables de 'Bares'
- si $\frac{a}{b} > 2$, on calculera la dalle comme 1 poutre.

b/ présentation des dalles

1° Dalles portant sur 2 sens ; semi-encastées sur 3 côtés, libre 4^{ème}

dalle : 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13.

2° Dalles portant sur 2 sens ; semi-encastées sur 3 côtés et libre sur le 4^{ème} côté - dalle 15' (terrasse).

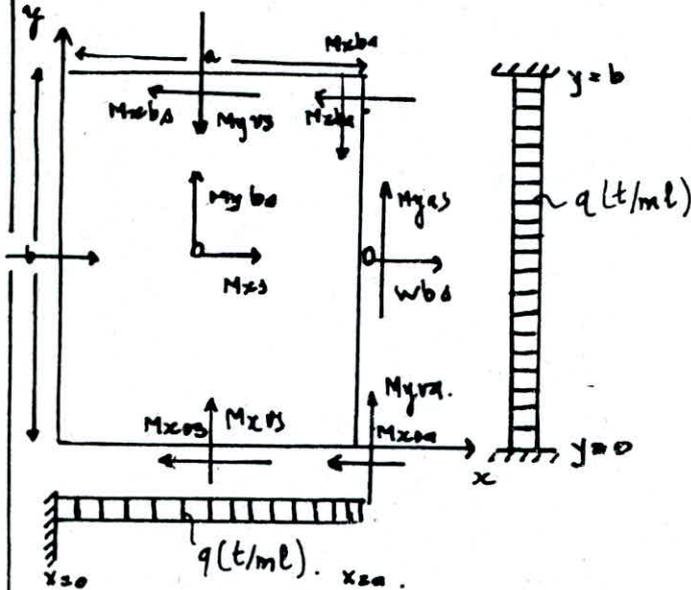
c/ ferrailage et vérification

1^{er} type de dalle :

Ce groupe de dalles sera ferrillé en conséquence de la dalle ①

sous $q = 0,900 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0,900 \text{ t/ml}$.

Nous utiliserons la méthode de Bares.



$$a = 8,24 \text{ m} \quad b = 4,09 \text{ m}$$

$$\nu = \frac{a}{b} = 2$$

$\mu = 0,15$ coeff. de poisson

$$h_0 = 16 \text{ cm} \rightarrow R_1 = 14 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 0,900 \text{ t/ml}$$

$$M_{xsa} = -\mu M_{as}$$

$$M_{xoa} = M_{xba} = \mu M_{yva}$$

$$M_{xos} = M_{xbs} = \mu M_{yrs}$$

$$M_{yos} = \mu M_{xrs}$$

$$q a^2 = 0,900 \cdot 8,24^2 = 61,10 \text{ t.m}$$

$$q b^2 = 0,900 \cdot 4,09^2 = 15,05 \text{ t.m}$$

ν	u_a	u_{ba}	M_{xa}	M_{xs}	M_{yrs} μM_{xrs}	M_{yrs}	M_{yas}	M_{xsa} μM_{yas}	M_{yrs}	M_{xos} μM_{rs}	M_{yva}	M_{xba} μM_{yva}
2	0,0018	0,0021	0,0021	-0,00139	-0,0020	0,0406	0,0450	0,0067	-0,0850	-0,0124	-0,0845	-0,012
Fact. Multi	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
M_{mt}			0,1283	-0,845	-0,122	0,613	0,679	0,101	-1,253	-0,127	-1,275	-0,1812

Elle sera ferrillé par le moment le plus sollicitant $M = 1,27 \text{ t.m}$.

Nous utiliserons les tableaux donnés en page 142-149 tirés du livre de "Pierre Charon"

$$\eta = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,275 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0348 \quad \varepsilon = 0,9201$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{1,275 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9201 \cdot 14} \quad k = 47,6$$

$$A = 3,53 \text{ cm}^2$$

d'où on adoptera dans les 2 sens 8T8 pour lit supérieur et inférieur

$$A = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérification

c.1.1 condition de non fragilité

(P. Charon Page 29.)

- Il faut vérifier que $A \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{array} \right\}$
avec A_0 : étant la section d'armature longitudinale suffisante pour résister aux sollicitations calculées

A_1 : étant la section d'armature évolutive pour résister dans les mêmes cond. que A_0 et aux mêmes sollicitations moy 20%.

A_2 : étant section d'armature pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{2-\beta}{2} \quad \text{: armature disposée selon le petit côté } l_x$$

$$\text{avec } \beta = \frac{l_x}{e_y} \quad \frac{1+\beta}{4} \quad \text{: armature disposée sur } l_y$$

- et en aucun cas, le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale de béton ne doit être inférieur à 0,0008 (RL) , 0,0006 (HA).

$$\text{d'où } \frac{4,02}{bh} = \frac{4,02}{100 \cdot 14} = 0,0028 > 0,0008 > 0,0006.$$

$$2) \quad f = I_x / I_y = 4,09 / 8,24 = 0,496$$

$$A_{2x} = 0,69 \times 100 \times 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(2 - \frac{0,496}{2} \right) = 1,02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{2y} = 1,015 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 1,2 \times 4,02 = 4,824 \text{ cm}^2.$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 1,2 \times 4,02 = 4,824 \text{ cm}^2.$$

$$A_x \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} 4,02 \\ \min(4,824; 1,02) \end{array} \right\} \rightarrow A_x = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_y \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} 4,02 \\ \min(4,824; 1,015) \end{array} \right\} \rightarrow A_y = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{d'où } A = 8T8 = \underline{4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}}. \quad (\text{vérifié}).$$

c.1.2 vérification de la flèche

si les 2 conditions suivantes sont remplies, il est inutile de faire la vérification de la flèche. (CCBA 68 page 361).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \\ \frac{A}{bh} = \bar{w}_0 \leq \frac{20}{\sigma_{en}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec } M_t \equiv \text{étant mom}^{\pm} \text{ en travée calculé} \\ M_x \equiv \text{étant mom}^{\pm} \text{ moxc en travée} \\ \text{comme si la dalle est non encastree} \\ \text{et non continue par bande de larg.} \\ \text{de le sens de } l_x. \end{array}$$

$$M_x = 0,0973$$

$$\text{avec } M_t > 0,75 M_x$$

$$M_x = \mu_x \times l_x^2 = 0,0973 \cdot 0,9 \cdot (4,09)^2 = 1,46 \text{ tm}$$

$$M_t = 1,275 \text{ tm} > 0,75 M_x = 1,095$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{4,09} = 0,039 < \frac{1}{20} \frac{1,275}{1,46} = 0,0436 \quad \text{non vérifié}$$

donc on doit vérifier que : $f < \bar{f}_0$

$$\text{avec } \bar{f}_0 = \frac{l}{500} = \frac{4,09}{500} = 0,818$$

et $w_0 = 0,0018$ étant la flèche au centre de la dalle.

$w_b = 0,0021$ étant la flèche du bord libre ($y=b, x=a$).

$$f_a = 0,0018 \times \frac{q a^4}{E h^3} = 0,0018 \times \frac{0,9 \times 8,4^2}{2,1 \times 10^5 \cdot (0,16)^3} = 9,0097 \text{ cm}$$

$f_b = 0,0108$ cm : d'où la flèche est vérifiée.

c.1.3 condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f}$$

$$\bar{w} f = \frac{A}{2 d b} = \frac{4,02}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,010$$

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

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \cdot \frac{0,010}{1 + 0,10}$$

avec $\phi = 8 \text{ mm}$.

$$\eta = 1,6$$

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

$$\bar{\sigma}_b = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2970,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

donc pas de fissuration.

c.1.4 verification des contraintes

$$A_x = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$w = 100 A = 100 \cdot 4,02$$

$$b \cdot h = 100 \times 14$$

$$\bar{w} = 0,287$$

$$E = 95252$$

$$k = 46,26$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{1,275 \times 10^5}{4,02 \times 0,9251 \cdot 14} = 2475,18 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

vérifié

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2475,18}{46,26} = 53,52 < \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

c.1.5 effort tranchant:

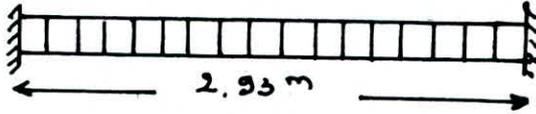
$$T_{\max} = \frac{q \times l}{2} = \frac{0,9 \times 8,24}{2} = 3,708 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot j} = \frac{3,708 \times 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 3,02 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

2^{ème} type

cette dalle se calcule comme une poutre portant sur le petit côté lx . de dimension $(8,7m \times 2,93m) = 15'$
schema statique



$$q = 0,9 \text{ t/ml}$$

- le moment en travée sera
- le moment a l'appui

$$M_t = \frac{q l x^2}{12} = \frac{0,9 \times (2,93)^2}{12} = 0,77 \text{ t.m}$$

$$M_a = \frac{-q l x^2}{20} = \frac{-0,9 \times (2,93)^2}{20} = -0,38 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } M_t = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,77 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9375 \\ k = 65,0 \end{array} \right.$$

$$M_{app} = \frac{15 M_{app}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,38 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0103$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,77 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9375 \cdot 14} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9545 \\ k = 95,0 \end{array} \right.$$

$$A_{py} = \frac{0,38 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9545 \cdot 14} = 1,01 \text{ cm}^2$$

on adoptera suivant le minimum exigé par le RPA 81.

dans les 2 sens, pour lit supérieur et inférieur, en travée et en appui $A = 4 T 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

d. verification

condition de non fragilité

$$A_{ox} = A_{oy} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = A_{1y} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{16 \cdot 5,9}{4200} \cdot \frac{2 - 0,336}{2}$$

$$A_{2x} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{16 \cdot 5,9}{4200} \cdot \frac{1 + 0,336}{2}$$

$$A_{2y} = 1,03 \text{ cm}^2$$

verification de la flèche (Art. 6122 CCBA 68)

$$1^\circ \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{20}{\sigma_{cn}} \quad \frac{2,01}{100 \times 14} \leq \frac{20}{4200} \quad 0,0014 < 0,0047 \text{ vérifié}$$

$$2^\circ \frac{f_0}{l_x} = \frac{16}{2,93} = 5,46 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \frac{0,77}{0,96} = 0,040 \text{ tm}$$

$$\text{avec } M_x = q \frac{l_x^2}{8} = 0,9 \cdot 2,93 \cdot 10^5 = 0,96 \text{ tm}$$
$$f = \frac{l_x}{e_y} =$$

d'où la flèche est vérifiée

condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \cdot \frac{0,0050}{1 + 0,050}$$

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,01}{2 \times 2 \times 100} =$$

$$\sigma_1 = 1428,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_f = 0,0050$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,99 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

d'où pas de risque de fissuration

verification des contraintes

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 14} = 0,143$$

$$E = 0,9375$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{0,77 \times 10^5}{2,01 \cdot 0,9375 \cdot 14} = 2918$$

$$= 2918 \leq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(les valeurs st proches)

$$\sigma_b = \frac{2918}{65} = 44,90 \text{ cm}^2$$

on peut toujours
laisser $A = 2,01 \text{ cm}^2$
ou bien à la limite,
augmenter le pourc. d'arm.

**CALCUL
DES
PIREDAILLES**

CALCUL DES PREDALLES DU PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE

1 introduction:

Voulant éviter la solution d'un coffrage perdu ; nous adoptons un système de predalles prefabriquées avec les avantages suivants -

- suppression des coffrages.
- temps d'exécution et de livraison réduit.

2 calcul

nous considérons 3 phases conformément aux prescriptions de CCBA 68 (art 22) :

1^{er} phase : predalle soumise à son poids propre seulement.

2^{ème} phase : predalle soumise à son poids propre, plus une surcharge constituée de béton coulé sur chontier et une surcharge dite de chontier égale à 100 kg/m^2 .

3^{ème} phase : predalle à pleine résistance sous $G + 1.2 E$.

les predalles sont calculées suivant les règles classiques de la résistance des matériaux.

3 dimensionnement

la longueur d'une predalle sera prise égale à la plus petite portée du panneau, plus 8 cm qui doivent servir comme appui de la dite predalle sur les voiles du vide sanitaire. L'étude se fait pour le panneau de dimension $(564 \text{ cm} \times 293 \text{ cm})$.
Pour le reste des predalles, c'est un calcul identique.

1^{er} phase : (soumise à son poids seulement)

- longueur de la poutre $L = 2.93 \text{ m}$.

- portée libre : $2.93 - 0.16 = 2.77 \text{ m}$

la largeur des bords à prendre en compte de chaque côté de la nervure doit être inférieure à $60 \text{ cm} \times 2 = 1.2 \text{ m}$ je prends 45 cm . (CEBA 68 P 175).

- charge par ml.

$$q_1 = (0.20 \cdot 0.08 + 1.10 \cdot 0.08) \times 2500 =$$

$$q = 260 \text{ kg/ml.}$$

2^{em} phase.

poids propre par ml ... 260 kg/ml

béton frais mposé $\dots 1.2 \times 0.08 \times 1.10 \times 2500 = 264 \text{ kg/ml}$

- surcharge de chantier mposé $= 1.2 \times 1.10 \times 100 \text{ kg/ml} = 132 \text{ kg/ml}$.

d'où $q_2 = 656 \text{ kg/ml}$.

3^{em} phase

Poutre à pleine résistance ($G + 1.2 P$).

charge / ml ... = $(0.20 \times 0.08 + 1.10 \times 0.16) \cdot 2500 = 480 \text{ kg/ml}$

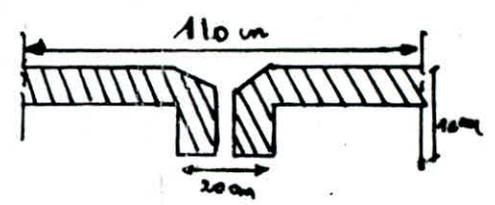
- correction (2 cm) ... = 40 kg/ml

- Mortier de pose ... = 40 kg/ml .

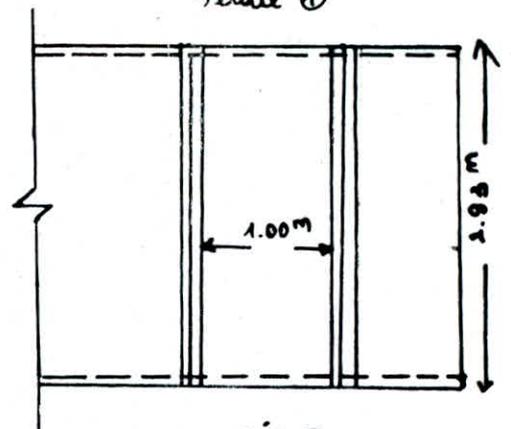
- sable (3 cm) $0.3 \times 1700 = 51 \text{ kg/ml}$.

- surcharge mposé $1.2 \times 175 = 210 \text{ kg/ml}$.

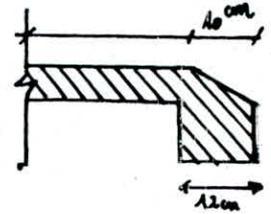
$$q_3 = 821 \text{ kg/ml}$$



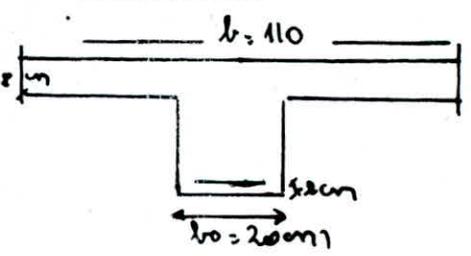
Detail 1



Detail 2



Detail 3



calcul des armatures

Il a été vérifié que le cas le plus défavorable est donné quand le calcul des poutres est fait sous la deuxième phase c'est à dire pour $q = 0.656 \text{ t/ml}$.

a/ ferraillage

$$M = \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{0.656 \times (2.77)^2}{8} = 0.629 \text{ tm}$$

cherchons la position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0.629 \cdot 10^5}{2800 \cdot 110 \cdot 14^2} = 0.0156$$

$$\alpha = 0.1657 \\ \epsilon = 0.9448$$

$$\text{d'où } x = \alpha h = 0.1657 \cdot 14 = 2.319 < h_0 = 16 \text{ cm}$$

cette section se calcule comme une section rectang. largeur [b]

$$A_2 = \frac{M}{\sigma_a \cdot b \cdot h} = \frac{0.629 \times 10^5}{2800 \cdot 0.9448 \cdot 14} = 1.69 \text{ cm}^2$$

on adoptera avec un maximum de sécurité $A_2 = 5T8 = 2,5 \text{ cm}^2$

b/ vérifications

b.1 vérifications des contraintes :

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{110 \cdot 14} = 0.162$$

$$\epsilon = 0.9338 \\ k = 60.5$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0.629 \times 10^5}{2,51 \cdot 0,9338 \cdot 14} = 1916.88 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1916.88}{60,5} = 31.68 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

b.2 vérification à la non fragilité :

$$A_{\min} = 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \cdot 110 \cdot \frac{14 \cdot 5.9}{4200} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 = A_{\min} \quad \text{vérifié}$$

b.3 condition de non fissuration :

$$w_f < \frac{A}{2d^2} = \frac{2,51}{2 \times 2 \cdot 110} = 0.0057$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega f}{\phi (1 + 10 \omega f)}$$

$$k = 1,5 \times 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0057}{8 (1 + 0,057)} =$$

$$\sigma_1 = 1617 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_2 = 3192,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,97 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

verifié

b.4 verification à l'effort tranchant

$$T_{\max} = \frac{q_{\text{tr}} l}{2} = \frac{0,821 \cdot 2,77}{2} = 1,137 \text{ t}$$

on remarque que l'effort tranchant maximum est donné en considérant les charges de la deuxième ()^{me} phase

$$\text{on a : } \sigma' b = 31,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}' b_0 = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma} b = 3,5 \bar{\sigma}' b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma} b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1,137 \times 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 4,64 \text{ kg/cm}^2 < 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

verifié

b.4.1. contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{\text{at}} = \beta_{\text{at}} \cdot \bar{\sigma}_{\text{en}} ; \beta_{\text{at}} = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\bar{\sigma} b}{9 \bar{\sigma}' b} \right)$$

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

$$1 - \frac{\bar{\sigma} b}{9 \bar{\sigma}' b} = 1 - \frac{4,64}{9 \cdot 5,9} = 0,912 \Rightarrow \beta_{\text{at}} = \max \left(\frac{2}{3} ; 0,91 \right) = 0,9$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_{\text{at}} = 0,91 \cdot 2400 = 2190 \text{ kg/cm}^2$$

l'écartement des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$t \leq \inf \left\{ \frac{t_0}{\max(t_1, t_2)} \right\} ; \text{ avec } t_0 = A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{\text{at}}$$

$$t_0 = \frac{1,13 \times \frac{7}{8} \cdot 14 \times 2190}{1137} = 26,65 \text{ cm.}$$

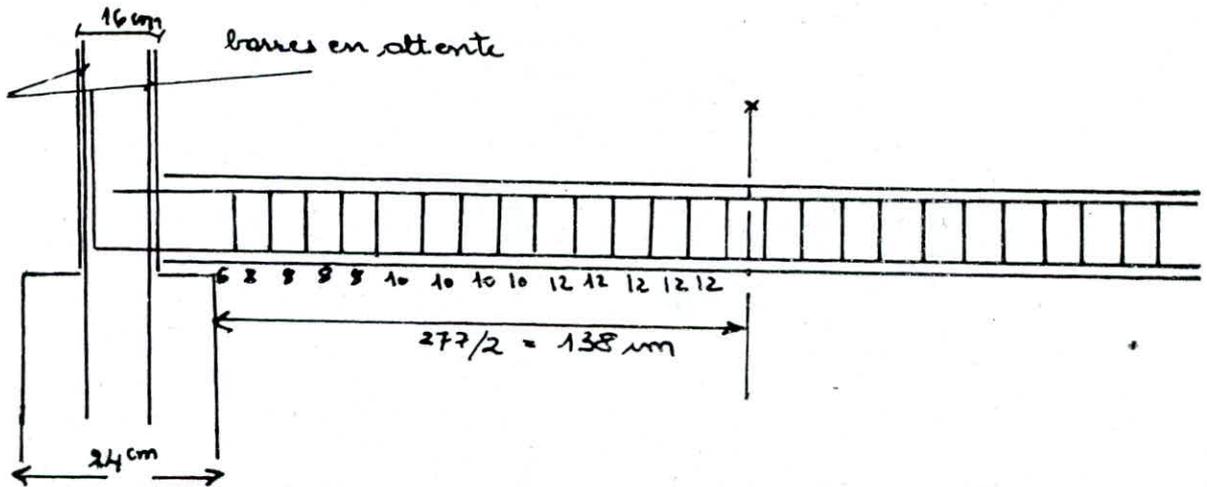
où A_t : section des armatures transversales dans une section soit 2 cadres $\phi 6$ $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\bar{x}_1 = h \left(1 - \frac{0.32b}{\frac{f}{b}} \right) = 14 \left(1 - 0.34 \frac{4.64}{5.9} \right) = 10.69, \text{ cm}.$$

$$\bar{x}_2 = 0.2h = 0.2 \times 14 = 2.8, \text{ cm}.$$

$$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} t_0 = 26.66, \text{ cm} \\ \max(\bar{x}_1 = 10.69; \bar{x}_2 = 2.8, \text{ cm}) \end{array} \right\} = 10.69, \text{ cm}$$

donc $t = 8, \text{ cm}$.



calcul du hourdis

La condition de non fragilité suffit pour la détermination des aciers :

$$A_m = 0.69 \cdot h \cdot \frac{\sigma_{sl}}{\sigma_{em}} = 0.69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5.9}{4200} = 1.357 \text{ cm}^2$$

on prendra donc $A = 5T6/mL = 1.41 \text{ cm}^2$

ferailage dans le sens de la grande portée (armatures de répartition).

le même ferailage $5T6/mL = 1.41 \text{ cm}^2$ suffit

chapeauise (Nappe supérieure).

Il a été vérifié aussi que le ferailage donné par la condition de non fragilité suffit d'où on adoptera $A = 5T6/mL = 1.41 \text{ cm}^2$ dans les 2 sens sous forme de treillis soudés

**CALCUL
DES
FONDITIONS**

CHAP 9

CHOIX DU TYPE DE FONDATION

verification preliminaire

Pour le besoin de s'en assurer, nous predimensionnerons les semelles isolées sous mur "Continues" de 2 voiles voisins

- soient Voile VL5 : longueur : 10,97m .

$$G + 1,2 P = 343,06 \text{ kg}$$

VL7 : longueur : 10,48m

$$G + 1,2 P = 271,19 \text{ kg} .$$

- entre axe VL5 et VL7 = 293 cm = 2,93 m .

- charge/ml pour VL5 $q_1 = \frac{343,06}{10,97} = 31,27 \text{ t/ml} .$

- charge/ml pour VL7 $q_2 = \frac{271,19}{10,48} = 25,87 \text{ t/ml} .$

$\sigma_s = 1, \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2 .$, les longueurs des semelles sous

murs respectives sont : - $B_1 = \frac{q_1}{1 \text{ m } \sigma_s} = \frac{31,27}{100 \cdot 1} = 312,7 \text{ cm}$

$$- B_2 = \frac{q_2}{1 \text{ m } \sigma_s} = \frac{25,87}{100 \cdot 1} = 258,77 \text{ cm}$$

La distance séparant les 2 semelles est égale: $\frac{312,7 + 258,77}{2} = 288 \text{ cm}$

la distance extrême entre 2 voiles est égale à 293 cm .

on peut dire que les distances sont très rapprochées donc :

le choix d'un radier n'est plus qu'indiqué pour notre fondation ,

FONDATION

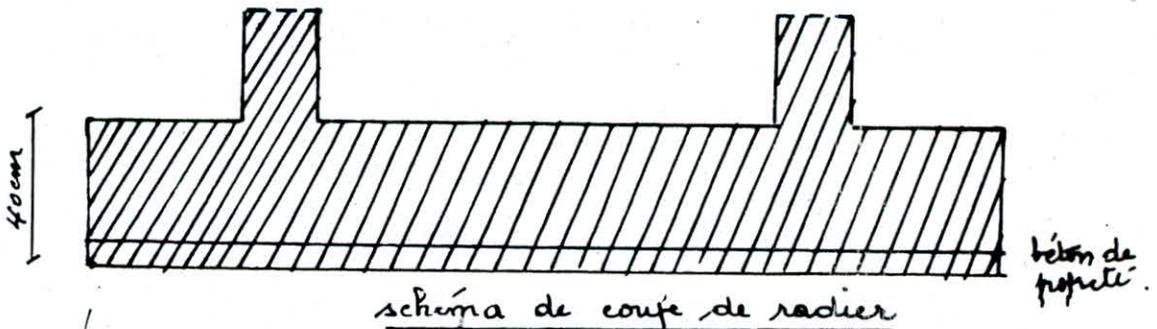
a/ introduction

De l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs de notre bâtiment :

- le nbre de voiles (élévés) dans les 2 sens .
- la portance du sol relativement faible $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar}$
- Des désordres ultérieurs qui peuvent résulter des tassements éventuels .
- et vue la vérification préliminaire
- le type de Fondation retenu est le radier général.

Du point de vue calcul, il sera assimilé à 1 plancher renversé soumis aux forces de réaction du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme .

- le radier sera considéré comme infiniment rigide .



b. déscente de charge (sous SL₀) .

- le poids total de la construction sera donné par la combinaison du 1^{er} genre $G + 1,2 P = 3623,4 \text{ t}$

c/ dimensionnement du radier

d₁ détermination de la surface du radier

on doit avoir : $\sigma = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \leq \bar{\sigma}_0 \rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_0}$ d'où

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{3623,4}{10} = 362,34 \text{ m}^2$$

la surface du radier sans débord $S_0 = 341, \text{ m}^2$

$S_0 \geq S_{\text{radier}}$ donc la solution du radier est à choisir judicieusement

- étant donné que le débord est obligatoire pour 1 radier, ($\geq 30 \text{ cm}$ RPA 81), nous en adopterons un de 100 cm

d₂ surface du radier avec débord

$$S_{\text{radier}} = S_0 + S_{\text{débord}}$$

$$= 341 + 126 = 466, \text{ m}^2$$

d₃ la pression sous le radier sans son poids

$$P_{\text{rad}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{3623,4}{466} = 7,78 \text{ t/m}^2 = q$$

d₄ épaisseur du radier

elle ne doit jamais être inférieure à 25 cm, elle est déterminée

$$\text{avec } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{\text{max}} = q \times \frac{l}{2} = 7,78 \times \frac{3,90}{2} = 15,17 \text{ t}$$

on fera le calcul pour 1 bande de 1 m linéaire de largeur

$$z \geq \frac{T_{\text{max}}}{1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{15,17 \times 10^3}{1,15 \cdot 5,9 \cdot 100} = 22,35 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ t. } z = \frac{7}{8} h \rightarrow h \geq \frac{8}{7} \cdot 22,35 = 25,55 \text{ cm.}$$

$$\text{on prend } \underline{h = 30 \text{ cm}} \quad \underline{h_t = 35 \text{ cm.}}$$

d₄ condition forfaitaire

Pour que le radier joue efficacement son rôle, de répartiteur de charge, il faut qu'il soit assez rigide vis à vis du sol sous adjacent. D'une manière générale, on peut se fixer

$$h_t \geq \frac{l}{10} \quad h_t \geq 39 \text{ cm.} \quad \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm.}$$

d. vérification au poinçonnement

- conformément au CBA 68, nous ferons vérification au poinçonnement. Elle sera faite avec un des voiles les plus chargés par exemple VL5.

- longueur du voile VL5 : $l = 10^m 85$

- charge / ml = $\frac{335,39}{10,85} = 30,85 \text{ t/ml.}$

vérifions que $\bar{\sigma}_{\text{max}} = \frac{1,5 N}{p_e h_t} \leq \bar{\sigma}_b.$

p_e : étant le périmètre de contour parallèle au contour de la surface d'impact à la distance de $h_t/2$.

$h_t = 45 \text{ cm} \quad ; \quad p_e = 2 [(100+40) + (16+40)] = 392 \text{ cm.}$

d'où $\bar{\sigma}_{\text{max}} = \frac{1,5 \cdot 30,85 \cdot 10^3}{392 \cdot 40} = 2,95 < \bar{\sigma}_b$

vérifiée.

d. vérification au soulèvement (effet des sous pressions)

on doit vérifier que : $\frac{P \cdot g}{S} \geq 1,5 \int q z$

ou bien que $P \geq 1,5 \int q z$ avec P : poids du bâtiment

$z = 2,00 + 0,40 = 2,40^m$

$P = 3623,4 \geq 1,5 \cdot 1.448,06 \times 2,4$

$P \geq 1613,016$ vérifiée.

d7 verification des contraintes du sol

on vérifie qu'en tenant compte du poids du radier, on ne doit pas dépasser la contrainte $\bar{\sigma}_0$.

$$\text{poids du radier} : 0,40 \times 2,5 \times 466,0 = 466 \text{ kg.}$$

$$\text{poids du bâtiment} : = 3624,3 \text{ kg.}$$

$$\text{d'où } \frac{N}{S} = \frac{4090,3}{466} = 8,78 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_0 = 10 \text{ t/m}^2.$$

d8 vérification à la stabilité

Nous vérifions la stabilité du radier en calculant les contraintes sous celui-ci. Le radier est soumis à 2 efforts N et M (moment de renversement).

Sous $S P_2$ nous aurons :

$N'_2 =$ Poids sous $S P_2$ du bâtiment + poids du radier

$$N'_2 = G + P + G_{\text{radier}}$$

$$= 3240,96 + 318,71 + 466,06 = 4025,66 \text{ t.}$$

$$M_0(\text{radier}) = 6069,06 + (2,00 + 0,40)482,51 = 7227,08 \text{ kg}$$

sens longitudinal

$$M_0(\text{radier}) = 5809,6 + (2,00 + 0,40)464,16 = 6923,58 \text{ kg}$$

sens transversal.

avec V_L : force sismique à la base 482,51 t (. long^t)

V_T : force " " " " 464,16 (ort tran)

M_0 élast le moment sollicitant le radier.

a / sens longitudinal.

$$I_x = 27775,2 \text{ cm}^4$$

$$V_x = 482,51 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{M}{S} \pm \frac{M}{I} v.$$

$$v_1 = 14,31 \text{ cm.}$$

$$v_2 = 14,32 \text{ cm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{4025,66}{466} + \frac{7227,84}{27 \cdot 775,2} \times 14,31 \quad \text{avec}$$

$$\sigma_1 = 8,64 + 3,73 = 12,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 4,81 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_d = 15 \text{ t/m}^2$$

et à vérifier que $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 10,60 < 1,33 \bar{\sigma}_d = 13,3 \text{ t/m}^2$

b/ sens transversal :

$$I_y = 22857,35 \text{ cm}^4 \quad v_1 = 11,97 \text{ cm} \quad v_2 = 14,32 \text{ cm}$$

$$v_y = 464,16 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{4025,66}{466} + \frac{6923,58 \times 11,97}{22857,35}$$

$$\sigma_1 = 8,64 + 3,63$$

$$\sigma_1 = 12,27 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_d = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 8,64 - 4,33 = 4,30 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_d = 15 \text{ t/m}^2$$

et $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 10,27 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_d = 13,3 \text{ t/m}^2$

d) charge à prendre pour le calcul du radier

on détermine la réaction du sol sans tenir compte du poids du radier.

$$\text{charge du radier} = 0,4 \times 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$$

a) sens transversal b) sens longitudinal

$$q_1 = \sigma_1 - q = 12,27 - 1$$

$$q_1 = 11,27 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = \sigma_2 - q = 13,37 - 1$$

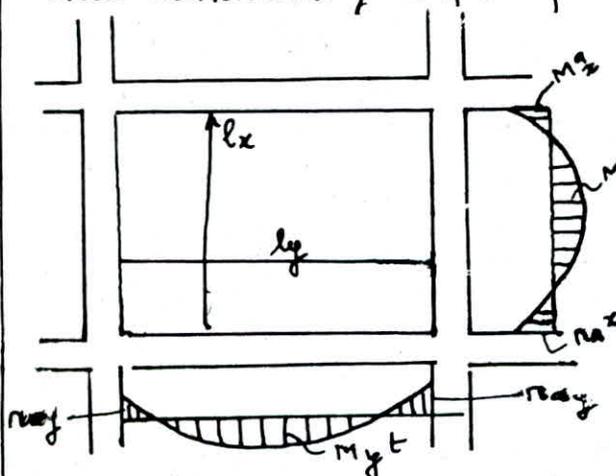
$$q_2 = 11,37 \text{ t/m}^2$$

- sous sp_1 , on prendra $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $q_1 = 7,78 \text{ t/m}^2$

- sous sp_2 , on prendra $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $q_2 = 11,37 \text{ t/m}^2$

détermination des efforts et des ferraillages des panneaux

Le calcul sera effectué en considérant tous les types de panneaux dans les différents cas de charges uniformes. La méthode de calcul est celle de Pigeaud ($0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$). Pour l'exposé, la méthode on peut se référer au polycopié de Monsieur Belzouqui "calcul des ouvrages en béton armé" mais néanmoins, le principe se résume comme suit :



$l_x < l_y$, soit $P(l_x \text{ ligne})$ la charge unif. t. répartie. $\nu = 0,15$.

$$M_0 = (M_1 + \nu M_2) P.$$

P est la charge totale en tonnes sur l'ens. du panneau.

$$P = 2 l_x \cdot l_y.$$

$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = fct \left(\frac{l_x}{l_y} = \beta \right) \\ M_2 = fct \left(\frac{l_y}{l_x} = 1/\beta \right) \end{array} \right\}$ lues sur l'abaque de Pigeaud. M_0 serait le moment en travée si le panneau

était simplement appuyé sur ses 4 côtés. (Or notre cas, tous les panneaux sont semi-encastés sur les 4 côtés (opposés)).

A cet effet le CBA 68 prévoit des réductions.

pour 1 panneau intermédiaire (ou travée intermédiaire).

$$M_E = 0,85 M_0 \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 0,5 M_0.$$

pour 1 panneau de rive (ou travée de rive)

$$M_E = 0,85 M_0 \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 0,5 M_0.$$

avec la condition que $M_E + \frac{M_W + M_C}{2} \geq 1,15 M_0$.

panneaux à étudier

on fera 1 calcul sous sp_1 , puis sous sp_2 , le cas nous donnant le ferrailage le plus défavorable, nous en tiendrons compte et cela pour tous les panneaux, vu la limitation du nombre de pages cette comparaison ne se fera que pour un seul panneau

D'après nos calculs, le cas le plus défavorable est donné pour sp_2 .

1°/ $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_y} = 1.$

panneau	1	2	5	6	8	9	11	12	14
l_x	3,00	3,60	3,90	3,60	3,00	3,00	3,60	3,00	3,90
	(m)								
l_y	6,91	6,91	6,76	6,99	6,99	6,99	6,91	6,91	6,84
$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	0,434	0,520	0,57	0,515	0,429	0,429	0,520	0,434	0,570

2°/ panneau 14

a) calcul de M_1 :

pour $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,570.$

$$M_1 = 0,0482.$$

b/ calcul de M_2 :

$$M_2 = 0,0132.$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = 1,75$$

c/ calcul du poids : $P = q \cdot l_x \cdot l_y = 7,78 \times 3,90 \times 6,84 =$

$$\underline{P = 207,53 t.}$$

$$M_x = (0,0482 + 0,15 \times 0,0132) \cdot 207,53 = 10,41 \text{ t.m}$$

$$M_y = (0,0132 + 0,15 \cdot 0,0482) \cdot 207,53 = 4,25 \text{ t.m}$$

d) calcul de M_a et M_t :

a) suivant lx :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 10,41 = 8,84 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,50 M_x = 0,50 \cdot 10,41 = 5,25 \text{ t.m}$$

b) suivant ly :

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 4,25 = 3,61 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,50 M_y = 0,50 \cdot 4,25 = 2,12 \text{ t.m}$$

3 ferrailage sous $sp1$

a) suivant lx :

$$M_t ; \quad \mu_t = \frac{15 \cdot 8,84 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0039$$

$$\epsilon = 0,9158 \quad \kappa = 44,4$$

$$\sigma_a = 28000 \text{ kg/cm}^2 \\ R = 35$$

$$A_t = \frac{M_t}{\epsilon \sigma_a R} = \frac{8,84 \times 10^5}{0,9158 \cdot 2800 \cdot 35} = 9,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } \underline{\underline{A_t = 9 T12 = 10,18 \text{ cm}^2}}$$

$$M_a, A_a, \quad \mu_a = \frac{15 \cdot 5,25 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0229$$

$$A_a = \frac{5,25 \times 10^5}{0,9338 \cdot 2800 \cdot 35} = 5,74 \text{ cm}^2 \quad \epsilon = 0,9358 \\ \kappa = 60,8$$

$$\text{d'où } \underline{\underline{A_a = 6 T12 = 6,78 \text{ cm}^2}}$$

b) suivant ly :

$$M_t ; \quad \mu_t = \frac{15 \cdot 3,61 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0157$$

$$\epsilon = 0,9563 \\ \kappa = 99,5$$

$$A_t = \frac{3,61 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A_t = 4 T12 = 4,09 \text{ cm}^2}}$$

$$M_a ; \quad \mu_a = \frac{15 \cdot 2,12 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,00927$$

$$\epsilon = 0,9445 \\ \kappa = 75$$

$$A_a = \frac{2,12 \times 10^5}{0,9563 \cdot 2800 \cdot 35} = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A_a = 3 T12 = 3,55 \text{ cm}^2}}$$

Sous sp2 :

$$\bar{q} = 11,37 \text{ t/m}^2$$

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

a) calcul du poids :

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 11,37 \cdot 3,90 \cdot 6,84 = 303,30 \text{ t}$$

b/ $M_x = 15,21 \text{ tm}$ $M_y = 6,19 \text{ tm}$

calcul de M_a et M_t

a) sur l_x : $M_t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 15,21 = 12,92 \text{ tm}$

$$M_a = 0,50 M_x = 0,50 \cdot 15,21 = 7,68 \text{ tm}$$

b/ sur l_y : $M_t = 0,85 \cdot 6,19 = 5,27 \text{ tm}$

$$M_a = 0,50 \cdot 6,19 = 3,09 \text{ tm}$$

c/ ferailage :

surant l_x : $M_t, A_t :$

$$\mu_t = \frac{15 \cdot 12,92 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0380 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9167 \\ k = 46 \end{matrix}$$

$$A_t = \frac{12,92 \cdot 10^5}{0,9167 \cdot 4200 \cdot 35} = 9,58 \text{ cm}^2$$

$M_a, A_a :$ $\mu_a = \frac{15 \cdot 7,68 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0224$

$$A_a = \frac{7,68 \cdot 10^5}{0,9346 \cdot 4200 \cdot 35} = 5,59 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9346 \\ k = 61,5 \end{matrix}$$

surant l_y : M_t, A_t

$$\mu_t = \frac{15 \cdot 5,27 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0154 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9451 \\ k = 76 \end{matrix}$$

$$A_t = \frac{5,27 \cdot 10^5}{0,9456 \cdot 4200 \cdot 35} = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{3,01 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35^2 \cdot 100} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Après comparaison, on remarque que Sous Sp1, on a le cas le plus défavorable

2^{ème} genre de panneaux

Panneau	1	2	3	4	
l_x	3,00 (m)	3,00	3,00	3,00	
l_y	4,56	3,90	4,56	4,64	
	0,657	0,769	0,657	0,646	

on étudiera : panneau 1

1° calcul de M_1 : $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,657$ $M_1 = 0,0466$

2° calcul de M_2 : $\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = 1,52$ $M_2 = 0,019$

3° calcul du poids : ($q = 7,78 \text{ t/m}^2$)

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 7,78 \cdot 3 \cdot 4,56 = 106,43 \text{ t}$$

$$M_x = (0,0466 + 0,15 \cdot 0,019) 106,43 = 5,26 \text{ tm}$$

$$M_y = (0,019 + 0,15 \cdot 0,0466) 106,43 = 2,76 \text{ tm}$$

4° calcul de M_a et M_t :

a) suivant l_x : $M_t = 0,85 \cdot 5,26 = 4,48 \text{ tm}$

$$M_a = 0,50 \cdot 5,26 = 2,64 \text{ tm}$$

b) suivant l_y : $M_t = 0,85 \cdot 2,76 = 2,34 \text{ tm}$

$$M_a = 0,50 \cdot 2,76 = 1,38 \text{ tm}$$

ferailage

a) en travée suivant l_x :

$$A_t = \frac{15 \cdot 4,48 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0195 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9387 \\ K = 66,5 \end{array} \right.$$

$$A_t = 4,86 \text{ cm}^2 \quad A = 10T8 = 5,03 \text{ cm}^2$$

b/ en appui sur lx.

$$\eta = \frac{15 \cdot 2,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,0115$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= 0,9519 \\ \kappa &= 89,0 \end{aligned}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_a \epsilon \kappa} = \frac{2,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9519 \cdot 35} = 2,83 \text{ cm}^2 \quad A = 6T8 = 301 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2°/ sur ty

a/ en travée :

$$M_t = \frac{15 \cdot 2,34 \times 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,010$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= 0,9535 \\ \kappa &= 92,5 \end{aligned}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \epsilon \kappa} = \frac{2,34 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9535 \cdot 35} = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = 6T8 = 6,01 \text{ cm}^2$$

b/ en appui :

$$M = \frac{15 \cdot 1,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0,006$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= 0,9645 \\ \kappa &= 126 \end{aligned}$$

$$A_a = \frac{1,38 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9645 \cdot 100} = 1,45 \text{ cm}^2$$

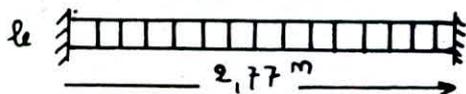
$$A_a = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Remarque : le ferrillage se fera sous sp_1 , plus défavorable que sous sp_2 (après vérification).

3^{ème} type

le panneau s se ferrillera, comme 1 poutre (vu que $\beta < 0,4$) de dimensions 2,77 m et 11 m x 6.

schema statique



$$(q = 7,78 \text{ t/ml})$$

$$M_t = \frac{q l x^2}{12} = \frac{7,78 \cdot 2,77^2}{12} = 5,96 \text{ t/ml}$$

$$M_a = -\frac{q l x^2}{20} = -\frac{7,78 \cdot (2,77)^2}{20} = -2,98 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } \mu_t = \frac{15 M_t}{\sigma_a b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,96 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0,026 \quad \begin{cases} E = 0,9296 \\ \kappa = 56,0 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_a E \kappa} = \frac{7,78 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9296 \cdot 35} = 8,53 \text{ cm}^2$$

on adoptera $8T12 = 9,04 \text{ cm}^2$

verification courante panneau 14

wt lx : $A_x = 10,18 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,69 b h}{\sigma_{cm}} (1 - \beta/2) \quad \beta = 0,570$
 $A_x = 10,18 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 35}{4200} (1 - \frac{0,57}{2})$
 $10,18 \text{ cm}^2 \geq 0,41 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié.}$

wt ly : $A_y = 10,18 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 35}{4200} (1 + \frac{0,570}{4})$
 $10,18 \text{ cm}^2 \geq 0,22 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié.}$

verification des contraintes

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,18}{100 \cdot 35} = 0,290$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E \kappa} = \frac{8,84 \times 10^5}{10,18 \cdot 0,915 \cdot 35} = 2739,14 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{matrix} E = 0,915 \\ \kappa = 43,8 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 62,39 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{1,6}{1 + 10 \cdot 0,010} \quad \mu_f = \frac{10,18}{2 \cdot 5 \cdot 100} = 0,010$$

$$\sigma_1 = 1816,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{12}} = 3107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3107 \text{ kg/cm}^2 \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

CALCUL DE LA CONSOLE

le calcul se fait comme 1 poutre de largeur 1m en console sur le voile périphérique.

1 ferrailage sous sp2

$$q_2 = 11,87 \text{ t/m}^2 \rightarrow q'_2 = 11 \text{ t/ml} \quad ; \quad \sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_E = \frac{q'_2 l^2}{2} = \frac{11,37 (1)^2}{2} = 5,68 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\gamma \sigma_a} = \frac{5,68 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 35 \cdot 4200} = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2 ferrailage sous sp1

$$q_1 = 7,78 \text{ t/m}^2 \rightarrow q'_1 = 7,78 \text{ t/ml}.$$

$$M_E = \frac{q'_1 l^2}{2} = \frac{7,78 \times 1^2}{2} = 3,89 \text{ t.m}.$$

$$A = \frac{M}{\gamma \sigma_a} = \frac{3,89 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 35 \cdot 2800} = 4,53 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

le ferrailage se fera sous sp1.

dans les 2 sens. ; on adoptera $\frac{5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}}{(\text{supérieur et inférieur})}$.

verification des contraintes:

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 35} = 0,161 \quad E = 0,9346.$$

$$K = 61,5.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{3,89 \times 10^5}{5,65 \cdot 0,9346 \cdot 35} = 2104,78 < 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{n} = 34,22 \text{ kg/cm}^2 \leq 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

vérification de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = \quad w_f = \frac{A}{2 d b} = \frac{565}{2 \times 5100} = 0,0056.$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,0056}{1 + 0,0563} = 1065,98 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 3456,12 \text{ kg/cm}^2. \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3456,12 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

FERRAILLAGE DU VOÏLE PERIPHERIQUE

on prévoira un voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau du plancher haut du vide sanitaire destiné à ceinturer les voiles et assurer un bon chaînage et par conséquent il crée un système d'infrastructure très rigide.

le voile a pour dimensions hauteur $h = 2,00\text{m}$

épaisseur $e = 24\text{cm}$.

les 8 cm restants vont servir d'appui (interne) pour les poutrelles du plancher haut du vide sanitaire.

ferrailage

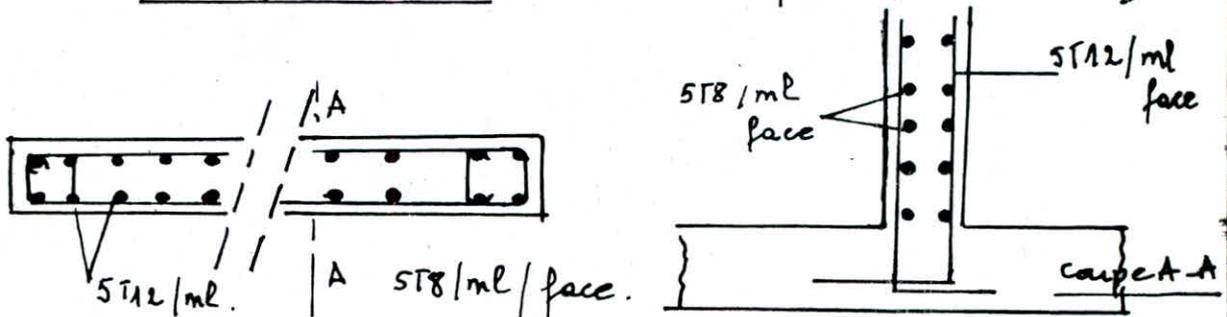
- 1° armature longitudinales plantées supérieures, inférieures de section 70% de la section transversale avec un recouvrement $\tau \geq 50\phi$.
équerre de renforcement dans les angles.

calcul :

$$A = \frac{0,20 \times 24 \times 100}{100} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte 5T12 ($5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et pas face) de longueur.

- 2° armature longitudinales de face $\geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ / face de hauteur
on adopte 5T8 ($2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ / face de hauteur).

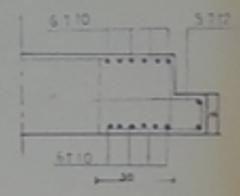
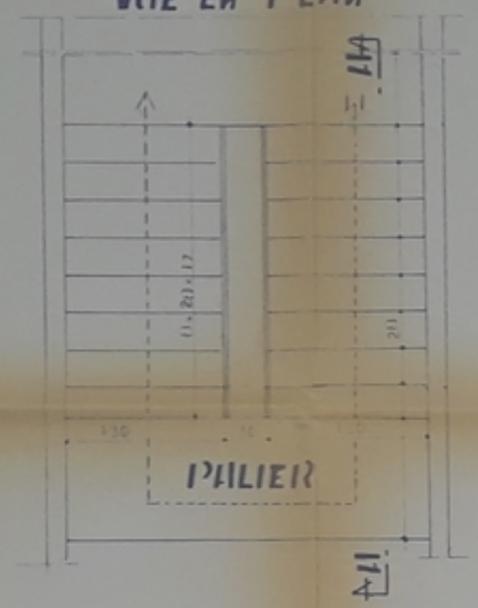


BIBLIOGRAPHIE

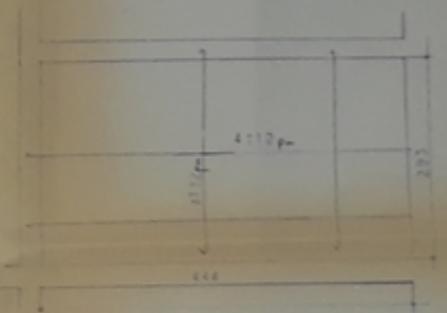
- Règles techniques CCBA 68 . Ed. Eyrolles .
- Règles parasismiques Algerien RPA 81 . (version 83) CTC .
- structures résistantes au séisme - Radu Petrovici .
- Cours de Béton III, II, I ENBA .
- calcul et vérification des ouvrages en béton armé . P. Charon .
- calcul des tours en béton armé M. Diver Ed. Dunod .
- calcul des dalles - BAREŠ - Ed Dunod .
- Aide mémoire de béton armé
- calcul des ouvrages en béton armé Ed. 86. H. Belozougui
- Projet de fin d'étude - Bâtiment R+G . supervisé par N^e Abdel .
(Promotion Janvier 84) .
- Projet de fin d'étude - Bâtiment à usage d'hébergement (R+9)
supervisé par N^e Teghloche - Promotion Janvier 84 -
- Projet de fin d'étude - R+9. Janv. 87 supervisé N^e Abdelgouff
- Projet de fin d'étude - R+9 - Janv 87 - supervisé par N^e Broud .

POUTRE PALIERE

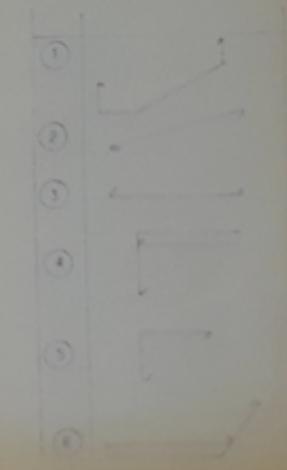
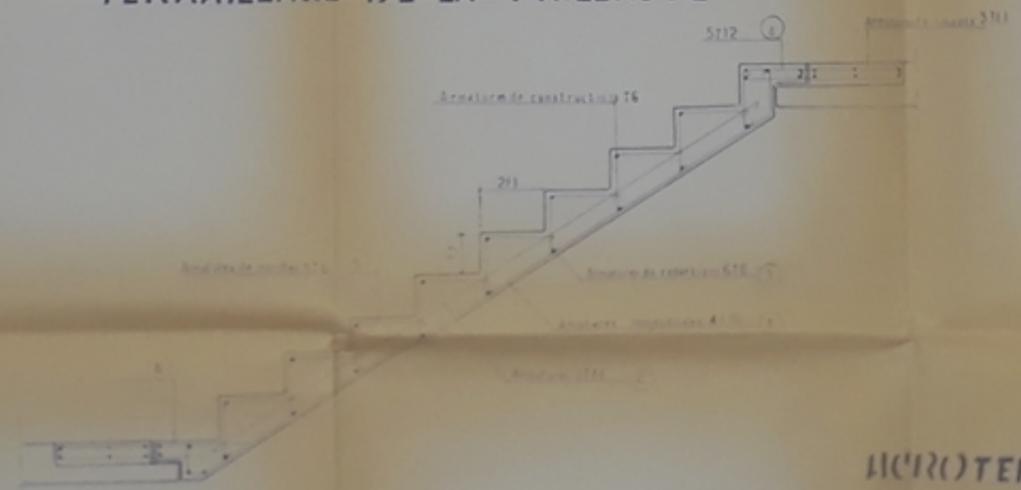
VUE EN PLAN



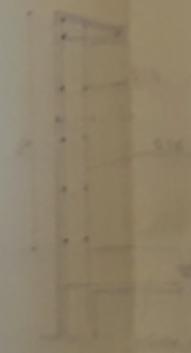
FERAILLAGE DU PALIER



FERAILLAGE DE LA MAILLASS'É



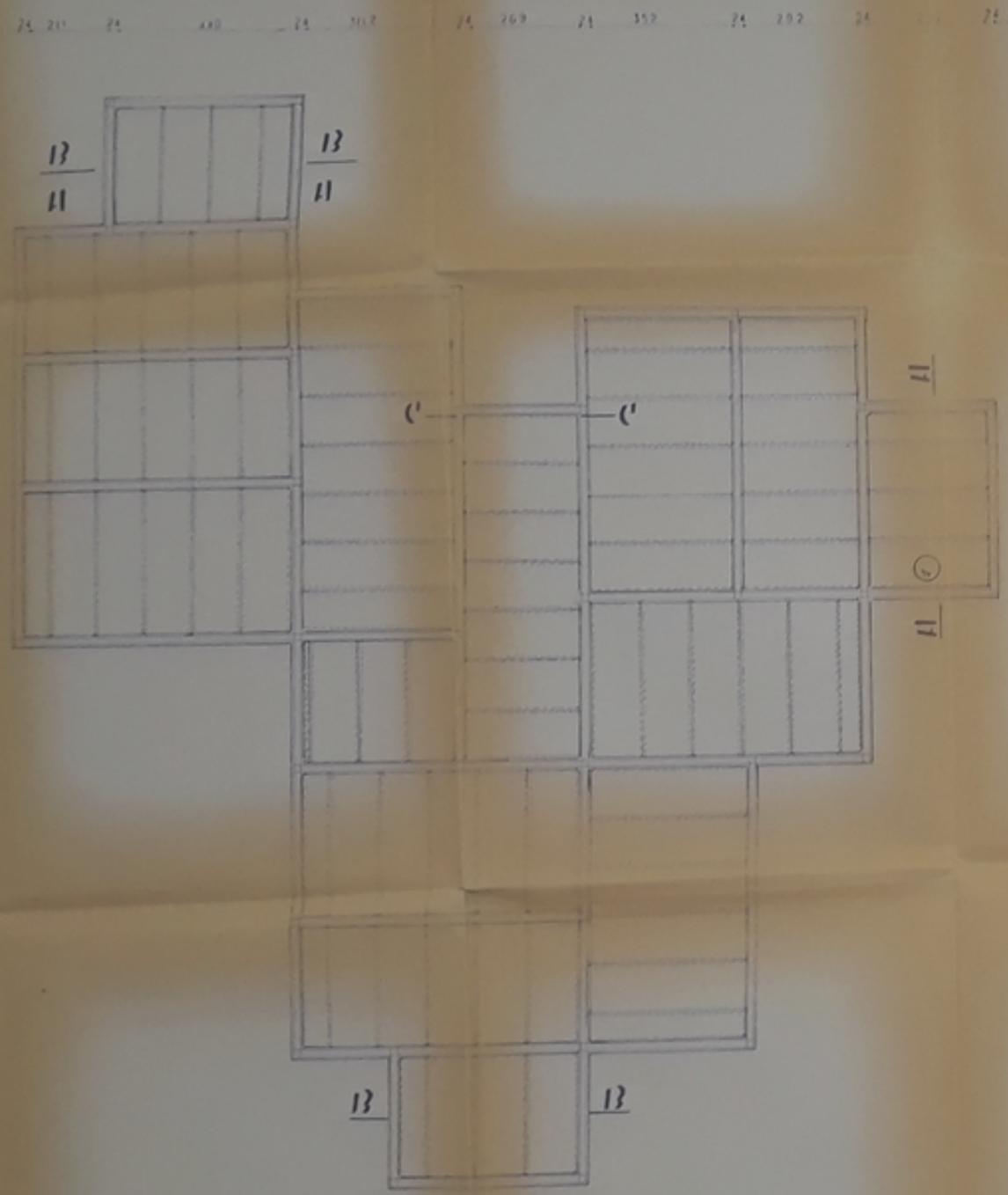
MOULURE



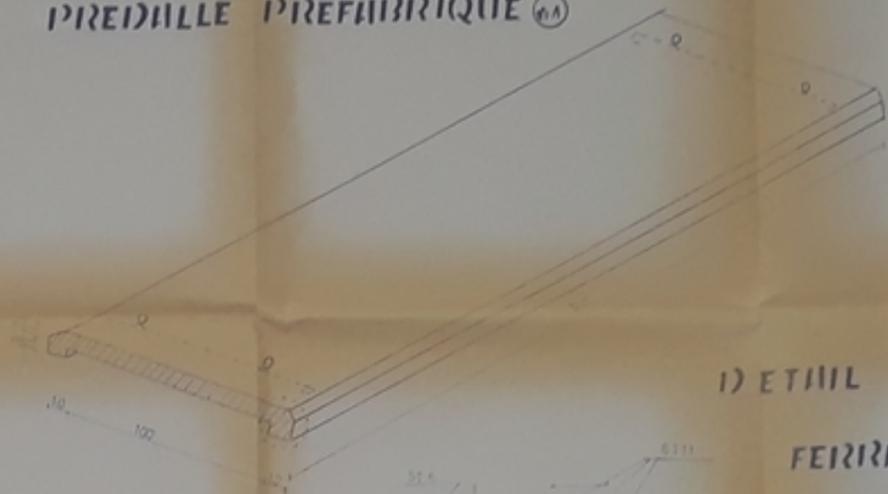
-COUPE III-

12	11	12	12
M	12	5'	12
E	M	12	6. C'
12		12-12.5	12
PLAN CASE D'EGALIER			E ₁₀₀ 1/20
OUIFRAGE ET FERAILLAGE			12/100 1/20
			12
E	M	R	12
	12	12	12
			12
			H
			H
			H

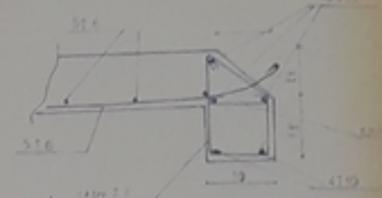
DISPOSITION DES PRELAILLES



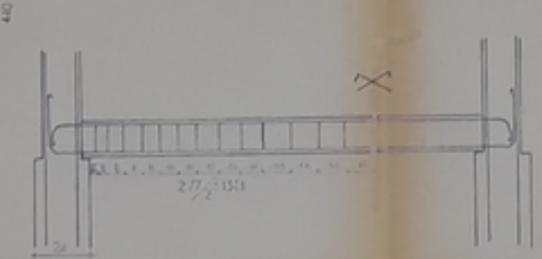
VUE EN PERSPECTIVE D'UN PANNEAU DE PRELAILLE PREFABRIQUE (AA)



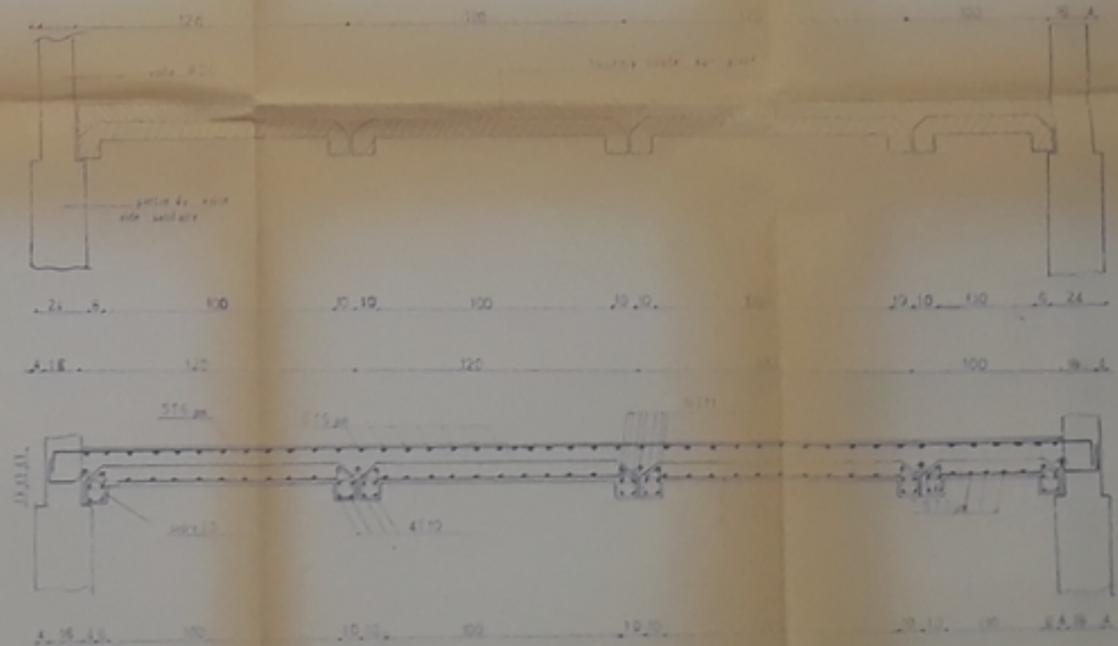
DETAIL DU FERRAILLAGE



COTTE CC



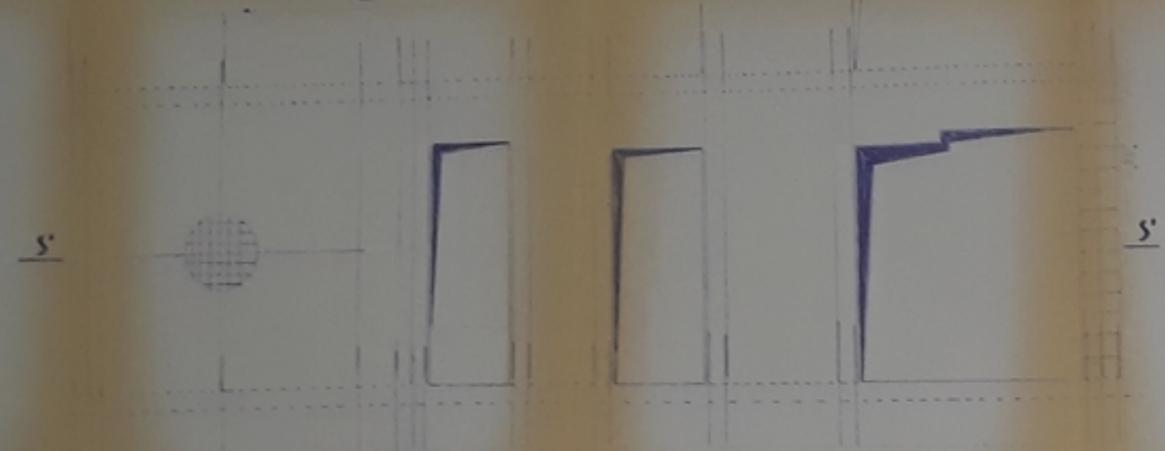
COTTE AH



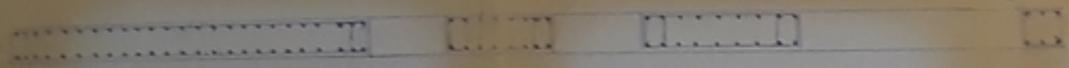
FERRAILLAGE COTTE AB

R	H	D	E	P
M	D	L	S	D
E	M	P		G
P		12	12.5	P
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT VIDE SANITAIRE (PRELAILLE)				E _{VID} V20
				D _{MOUL}
				P _{MOUL}
E _{MOUL}	M	K		P _{MOUL}
	B	D		P _{MOUL}
				B
				E
				H
				H

VOILE V_{T7}



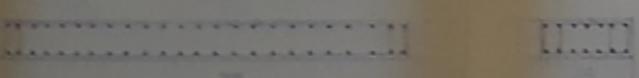
COUPE - S'S -



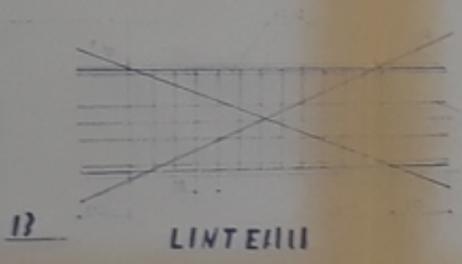
VOILE V_{T2}



COUPE - B-B -

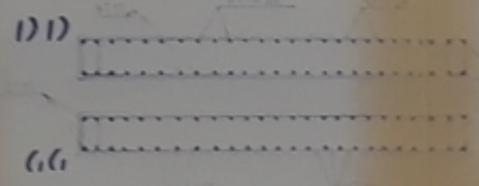


SECTION 1 1

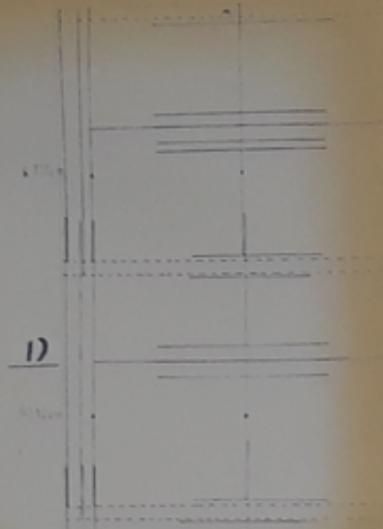


LINTEAU

COUPE



VOILE V_{T1}

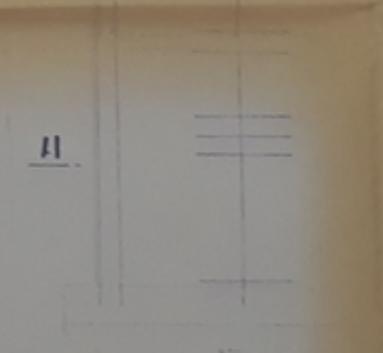
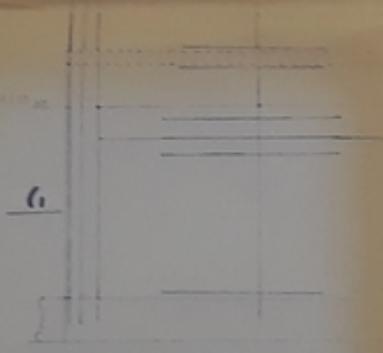
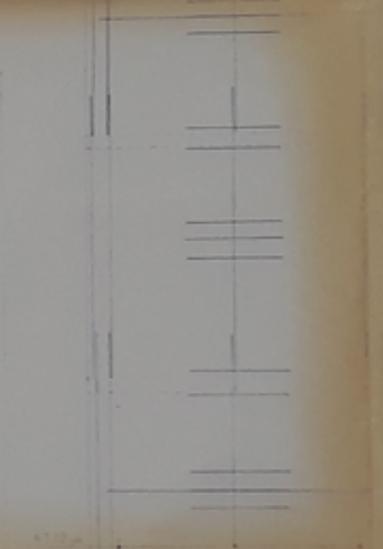
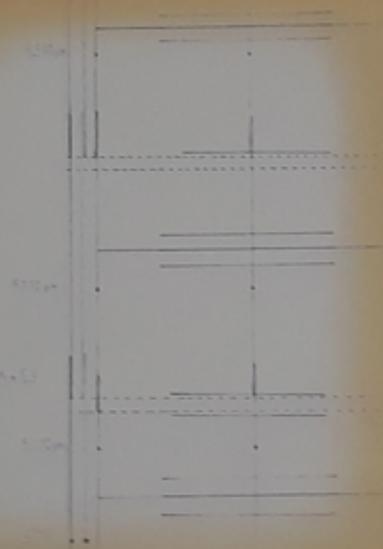


D

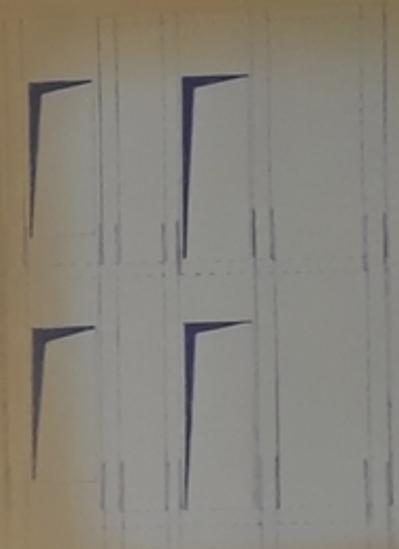
D

C

C

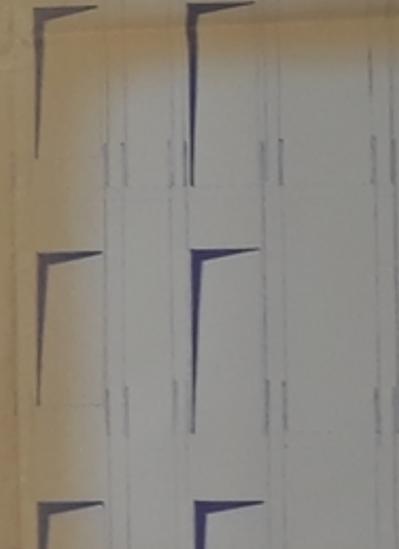


VOILE V_{L6}



D

C



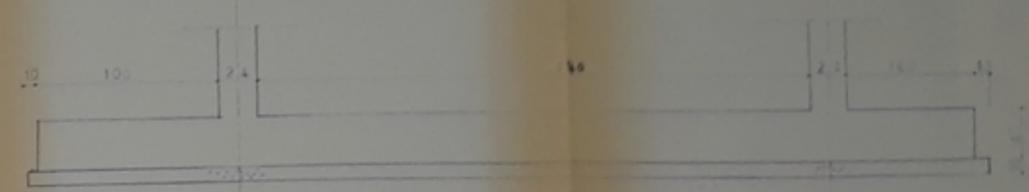
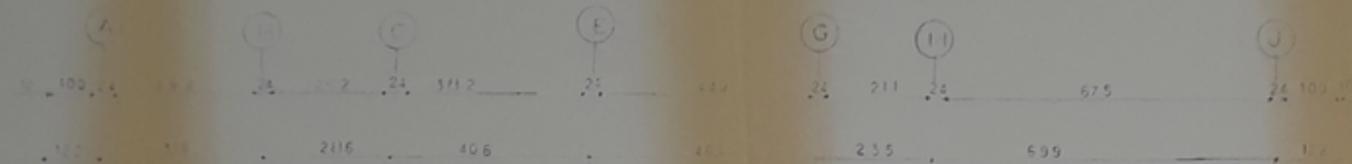
H

المجموعة الأولى من المرساة

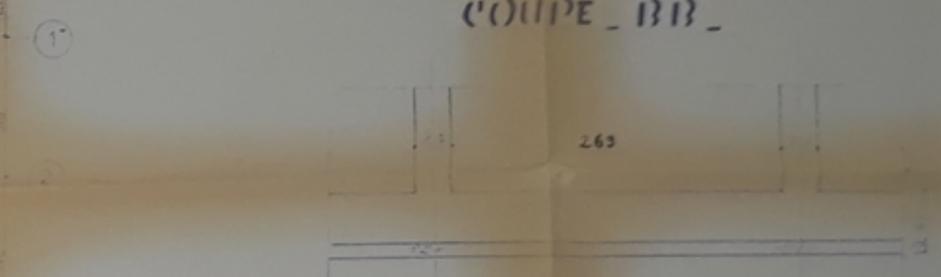
R	H	D	E	P	
M	D	C	S	D	
E	M	P		G	C
P		R	R-5	P	
OFFICIE-FEIBRILIGE					E
DES VOILES					D
E	M	K	D	P	
	B	D	P		
				B	
				E	
				H	
				H	

COFFRAGE RADIER

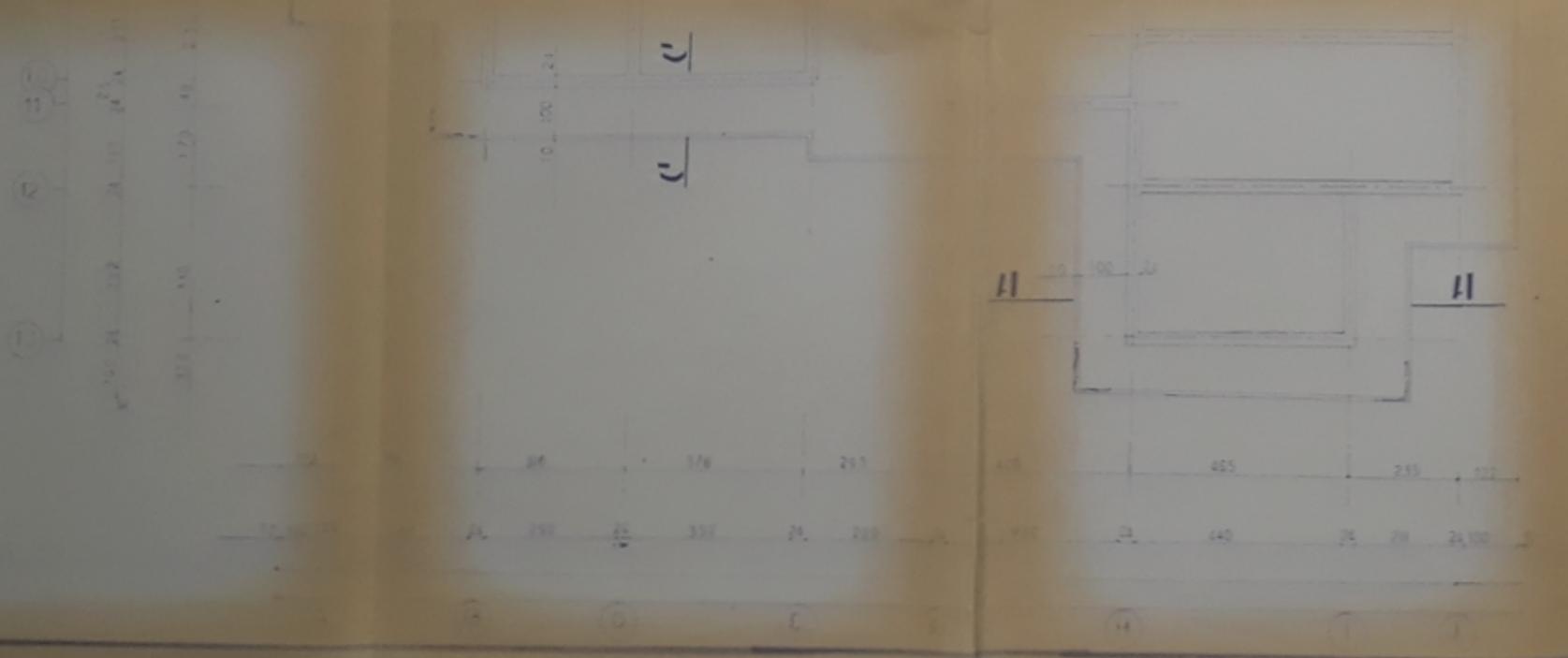
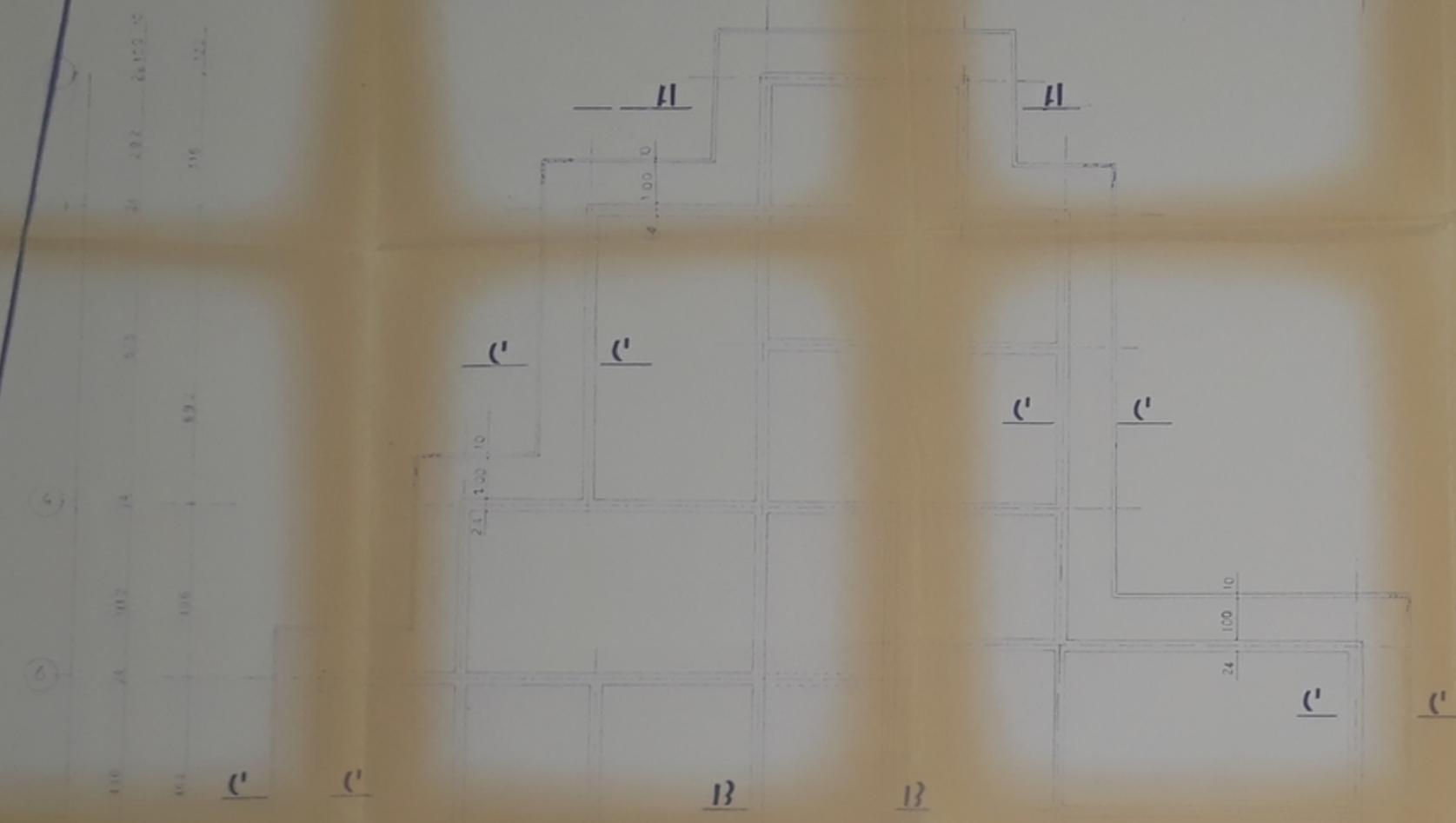
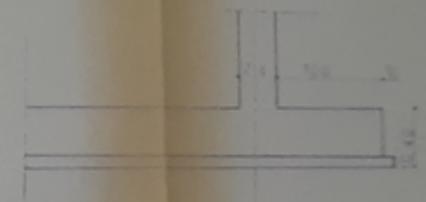
COUPE AA



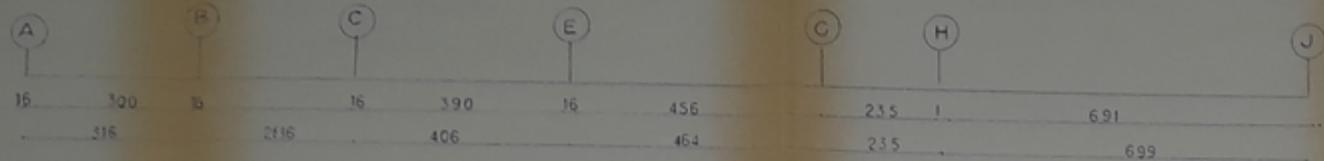
COUPE BB



COUPE CC

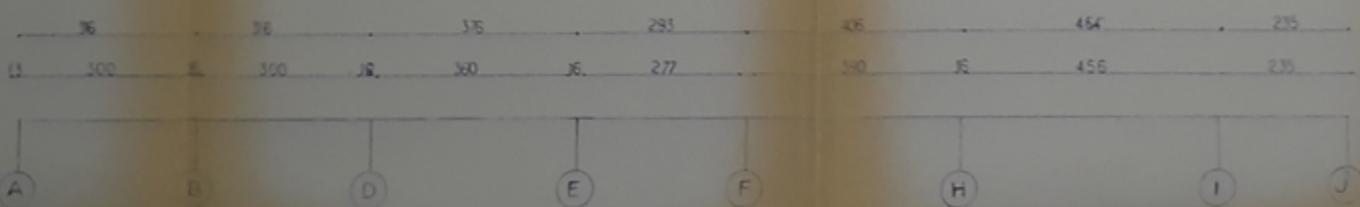
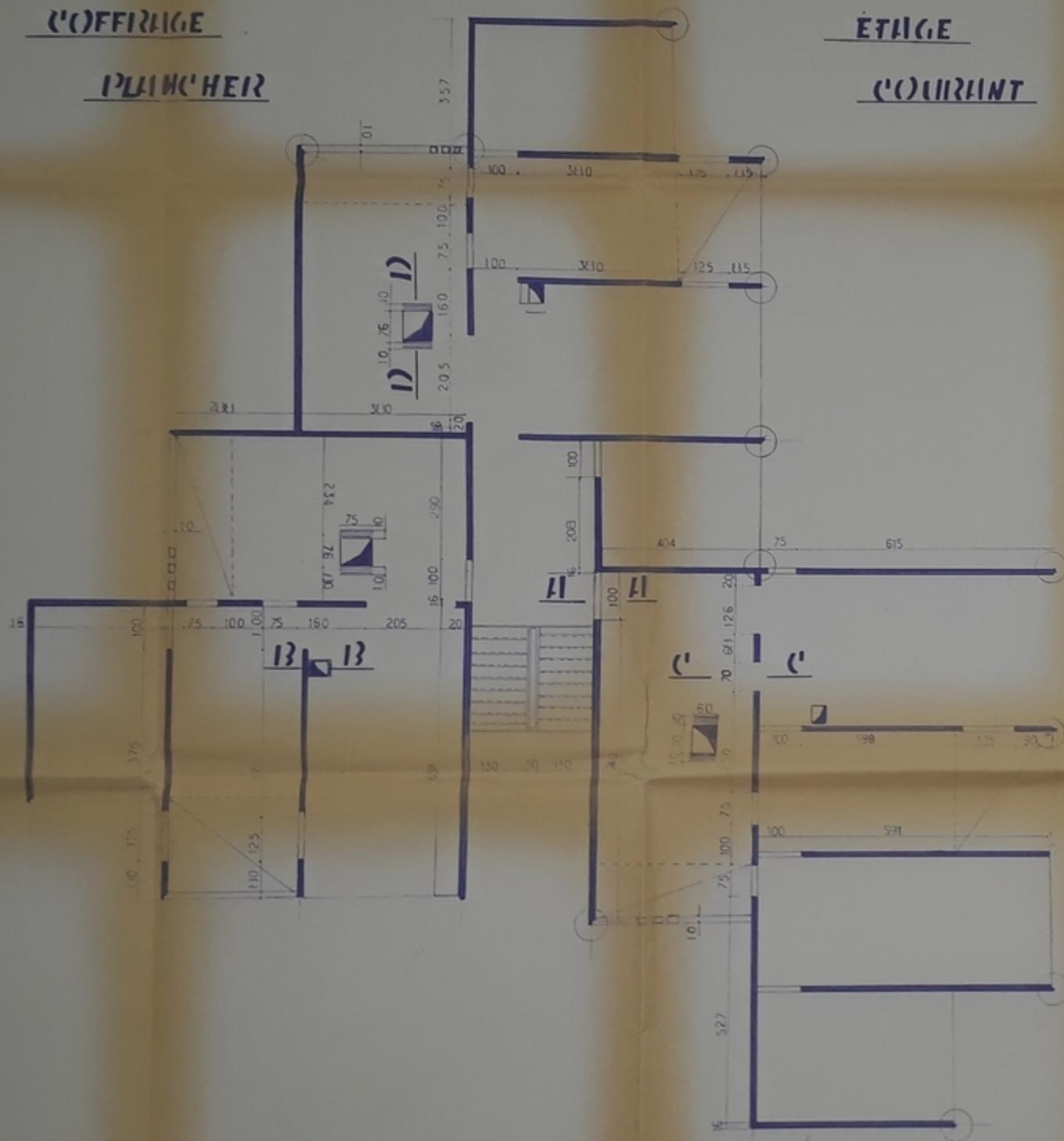


R	H	D	EIP
M	D	L	S
E	H	P	G
P	R	R-5	P
PLAN DE FONDATION			E 150 120
COFFRAGE DU RADIER GENERAL			D 10/06/57
MOLA			P
BELAMERI			P
OPERATION			B
logement			H
GARDE			H

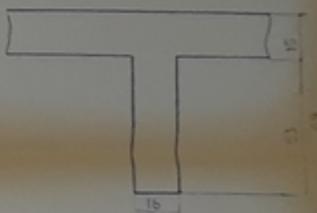


**COFFRAGE
PLANCHER**

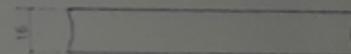
**ETAGE
COURANT**



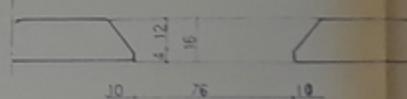
Coupe AA



Coupe CC



Coupe DD



Coupe BB



fb0008
-5-

R	H	D	EP
M	D	L	S
E	M	P	G
P	R	R	5
COFFRAGE PLANCHER			E V20 V50
ETAGE COURANT			D
			P 18/05/87
E	M	K	P
B	D	P	
OPERATION			B
GARDIEN			E
			H
			A

