

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المندوبية الوطنية للطب الهندسي  
المكننة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

**BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION R+7**

– VOILES PORTEURS –

Proposé par : CTC

Etudié par :

Y. OURAD  
M.W. KOUIDER

Dirigé par :

A. ABDELGUEREI

PROMOTION : JUIN 85

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ  
اقْرَأْ بِاسْمِ رَبِّكَ  
الَّذِي خَلَقَ نَفْسَكَ  
الْإِنْسَانَ مِنْ  
عَلَقٍ  
عَلِيمٍ  
بِالْقَلَمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ  
اقْرَأْ بِاسْمِ رَبِّكَ  
الَّذِي خَلَقَ نَفْسَكَ  
الْإِنْسَانَ مِنْ  
عَلَقٍ  
عَلِيمٍ  
بِالْقَلَمِ

طدق الله العظيم

Département: Génie Civil.  
Promoteur: M. ABDELGUERFI.  
Étève Ingénieur: KOUIDER M. Wahid  
OURAD Yacine

مصلحة: الهندسة المدنية.  
للموجه: عبد الخرفي  
تلميذ مهندس: قويدر محمد وحيد  
أوراد ياسين

- الموضوع:  
- الملخص: هذا المشروع يتضمن حساب العناصر المقاومة لهجرة خاصة  
بالإسكان، ذات طابق أرضي وسبع طوابق علوية.  
يتم إنجاز هذا المشروع بعين بنيان (ولاية الجزائر) التي تقع في منطقة متوسطة  
الزلازل. وقد تم الحساب وفق الأنظمة الجزائرية للزلازل. (R.P.A 81).

Sujet:

Résumé:

- ce projet consiste à calculer les éléments résistants  
d'un bâtiment à usage d'habitation: Voile (R+7).

ce plan sera implanté à Ain-Benian qui est une zone de moyenne  
sismicité. le calcul a été fait suivant les règles parasismiques  
Algeriennes (R.P.A 81)

Subject:

Abstract:

-This project consists in designing the resisting elements  
of a seven-story residential building realized in bearing wall.  
This building will be set up at Ain-Benian which is located in  
an area of average seismicity. The analysis has been made  
according to the Algerian seismic code (R.P.A 81).

# REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord et avant toute chose DIEU, pour nous avoir permis de fournir ce modeste travail et sans lequel rien ne peut être accompli.

Nous remercions cordialement :

MM. Bounessah , Ouazit , Irki , El-bey , Bezzou ainsi que M. Guenoune pour leur disponibilité et leurs encouragements constants.

M. Abdelguerfi pour ses conseils .

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation .

Nos parents et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet .

# DEDICACES

٢١

- : - ma mère.  
- mon père.  
- toute ma famille.  
- mes frères croyants.  
- tous mes amis.

Mohamed Wahid.

٢٢

- : - La mémoire de ma mère.  
- mon père.  
- toute ma famille.  
- mes frères croyants.  
- tous mes amis.

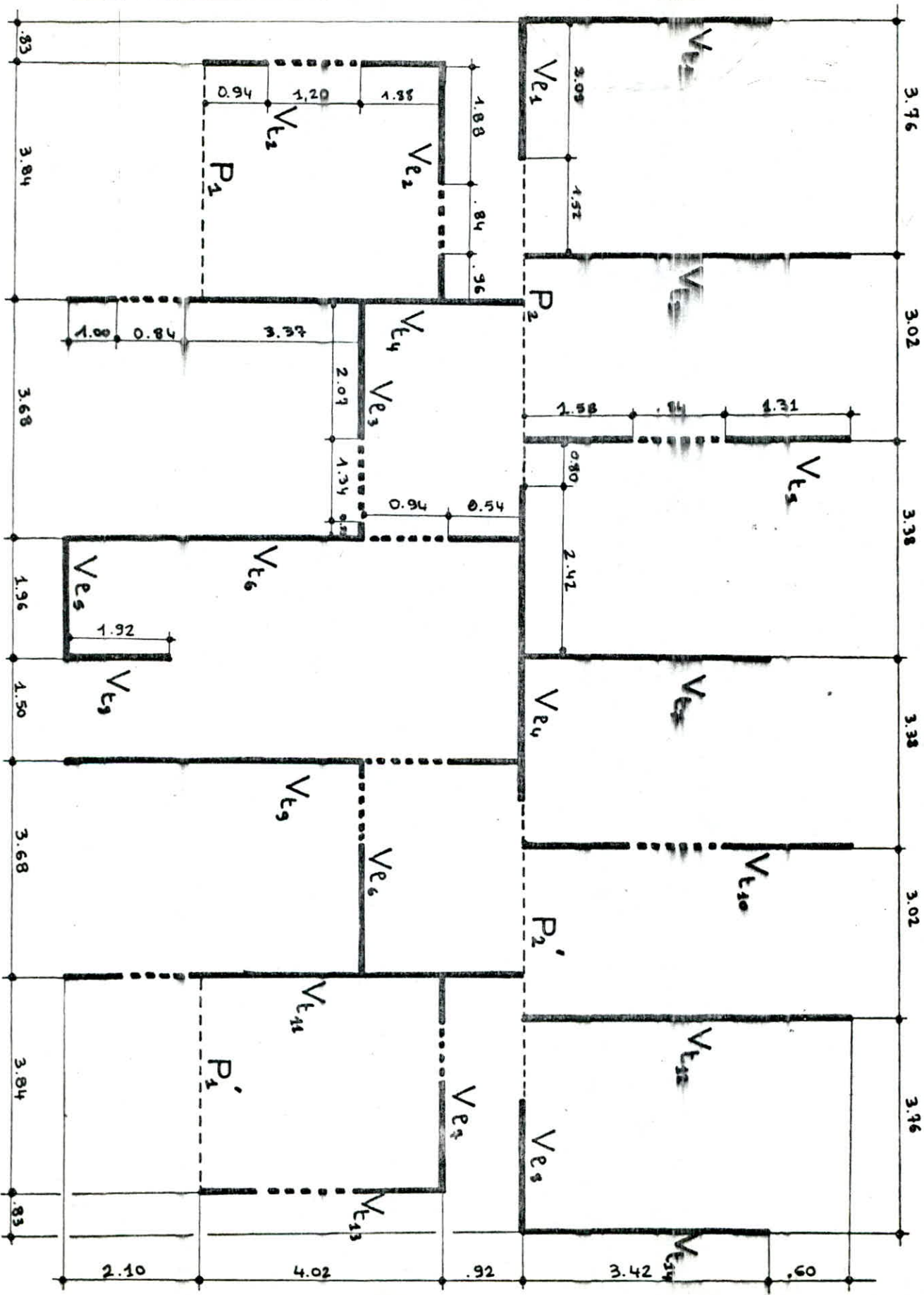
Yacine.

# SOMMAIRE

Introduction	1
Prédimensionnement	4
Descente de charges	6
Calcul des éléments	
- Acrotère	10
- Escaliers	13
- Planchers	20
Calcul des Inerties équivalentes	29
Calcul des centres d'inertie & de masse	31
Calcul pseudo-dynamique	35
Etude au séisme	42
Etude au vent	44
Etude au contreventement	48
Efforts dans les refends	52
Superposition des sollicitations	56
Ferraillage	
- Voiles	64
- Linteaux	68
- Poutres	70
Fondations	73
Voile périphérique	81
Technologie d'exécution	82

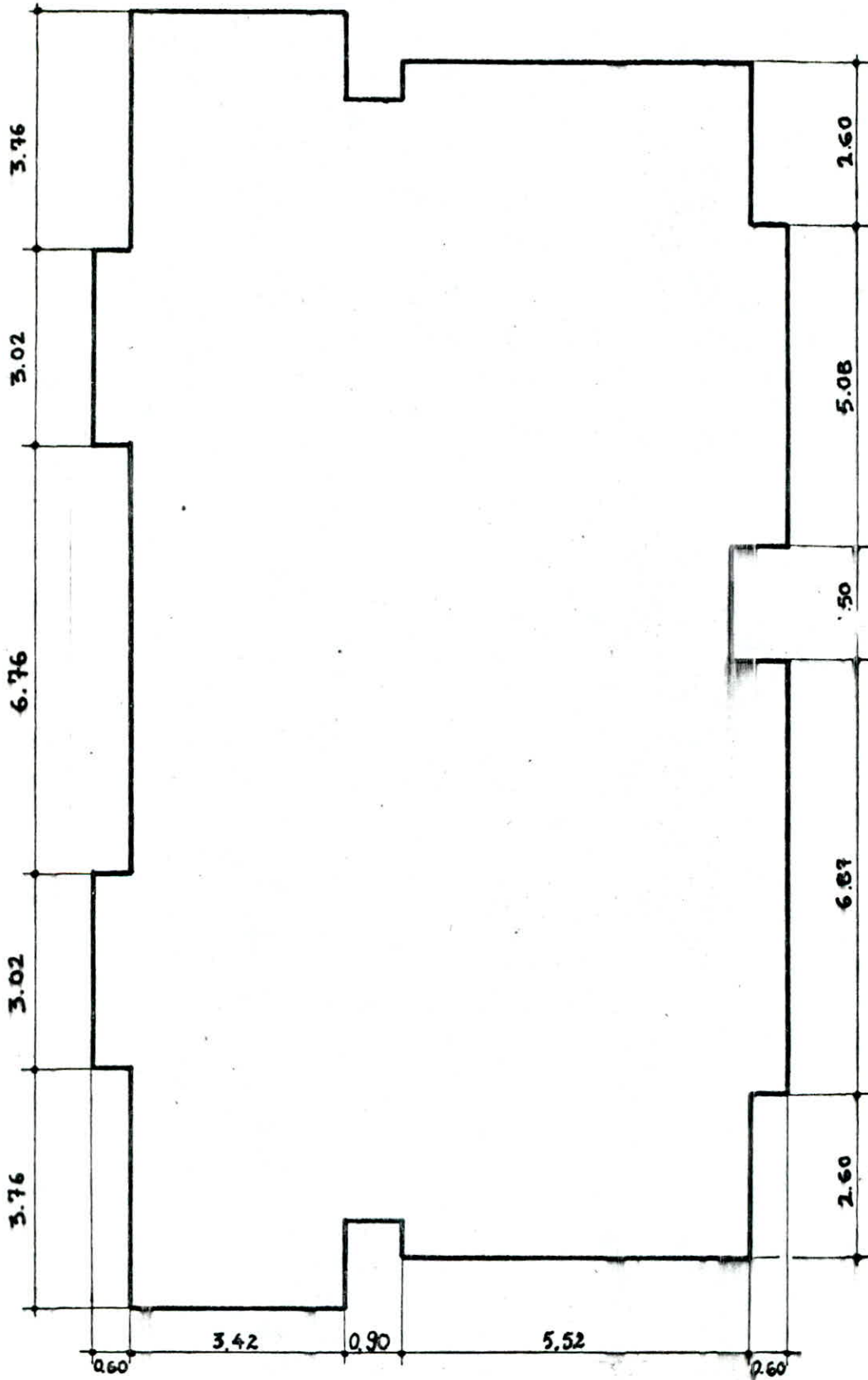
# INTRODUCTION

# IDENTIFICATION DES ELEMENTS DE REFENDS





Vue en plan du bâtiment



Echelle 1/100

# PRESENTATION & DESCRIPTION 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.

Ce bâtiment sera implanté à AIN BENIAN : zone de moyenne sismicité.

Il est composé d'un plancher terrasse (supposé non accessible) à dalle pleine de 16 cm.

Les planchers d'étage courant et le rdc sont aussi à dalles pleines de 16 cm, le tout reposant sur un vide sanitaire de 1 m.

L'ossature de ce bâtiment est constituée uniquement de voiles, assurant le contreventement longitudinal et transversal de la construction, d'épaisseur 16 cm.

Dimensions du bâtiment :

sens longitudinal : 20.32 m.  
sens transversal : 11.06 m.

Il comporte des escaliers type d'étage courant à paillasse adjacentes préfabriquées

Il est à noter que notre bâtiment sera réalisé par un coffrage "Table & Banche"; procédé qui permet de couler les voiles à l'aide des banches ensuite les dalles à l'aide des tables. les façades sont constituées de panneaux préfabriqués.

hauteur d'étage : 2.80 m.  
hauteur totale : 24.90 m.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.9$  bars

# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

## BETON

### Sous SP1

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta' \cdot E \cdot \sigma_{28}$$

$$\sigma_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

- $\alpha$  dépend de la classe du ciment  $\alpha = 1$ ; CPA 325
- $\beta$  dépend du contrôle du béton  $\beta = \frac{5}{6}$  contrôle attenué
- $\delta$  dépend des dimensions relatives de la section et du plus gros agrégat.

Dans le cas des refends dont l'épaisseur est de 16 cm on a :

$$\frac{h_m}{4g} = \frac{16}{4,25} = 3,76 > 1 \quad \text{d'où } \delta = 1$$

- $\delta'$  dépend de la nature de la sollicitation

i) Compression simple :  $\delta' = 0,3$

ii) Flexion simple, ou composée avec traction  $\delta' = 0,6$

iii) Flexion composée avec compression

$$\delta' = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0,6 \end{array} \right. \quad \text{avec } \begin{cases} e_0 = M/N \\ e_1 = h e / 6 \end{cases}$$

- $E$  dépend de la forme de la section et de la sollicitation

i) Compression simple :  $E = 1$  pour toute forme de section

ii) Flexion simple ou composée avec traction et pour une section rectangulaire:  $E = 1$

iii) Autres cas :  $E$  découle de  $F/b$  et  $\bar{\sigma}_b$   $E = 1$

\* Pour le cas de Sections rectangulaires

i)  $\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$

ii) Flexion simple ou composée avec traction

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

\* Contraintes de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \delta' \sigma_{28} \quad (\alpha, \beta, \delta, \delta' : \text{idem que précédemment})$$

$$\sigma = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,025 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 270 = 5,9 \text{ bars}$$

### Sous SP2

le règlement impose des contraintes admissibles majorées au plus de 50% par rapport aux contraintes du 1<sup>er</sup> genre, d'où :

$$\bar{\sigma}_{b02} = 1,5 \cdot 68,75 = 103,1 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_{b2} = 1,5 \cdot 137,5 = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b2} = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

## ACIERS

a/ Barres à haute adhérence H.A : Fe E 40.

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

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

b/ Aciers ronds lisses : Fe E 24

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

## Contraintes admissibles

### a/ Barres à haute adhérence $F_e E_s$

- i) sollicitations du premier genre :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \leq 20 \text{ mm}) \\ 2667 \text{ kg/cm}^2 & (\phi > 20) \end{cases}$
- ii) sollicitations du second genre :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \leq 20) \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & (\phi > 20) \end{cases}$

### b/ Aciers ronds lisses

- i) sollicitations du premier genre :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- ii) sollicitation du second genre :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

### c/ Contraintes admissibles de non fissuration (CCBA 68 art 49)

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad \text{avec} \quad \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$\phi$ : diam. de la plus grosse barre

$\sigma_1$ : contr. de fissuration systématique

$\sigma_2$ : contr. de fissuration accidentelle (température et retrait)

$k = 1,5 \cdot 10^6$  bars/mm  $\rightarrow$  fiss. peu nuisible.

$k = 1 \cdot 10^6$  bars/mm  $\rightarrow$  fiss. préjudiciable.

$k = 0,5 \cdot 10^6$  bars/mm  $\rightarrow$  fiss. très nuisible.

coef. de fissuration :  $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les Adx} \\ 1,6 & \text{pour les H.A} \end{cases} ; \quad \bar{w}_f = \frac{\sigma_1 (\text{tension})}{\text{sect. de béton entourant les barres}}$

### d/ Contraintes admissibles d'adhérence $\bar{\tau}_d$ (CCBA 68, art 30,2)

\* Ancrage normal :  $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$  ;  $\psi_d = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les H.A} \\ 1 & \text{pour les Adx} \end{cases}$

H.A :  $\bar{\tau}_d = 16,59$  ; Adx :  $\bar{\tau}_d = 7,38$

\* Ancrage en pleine masse :  $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$

H.A :  $\bar{\tau}_d = 26,55$  ; Adx :  $\bar{\tau}_d = 11,80$

# PREDIMENSIONNEMENT

## 1. PLANCHER TERRASSE :

l'épaisseur du plancher ( $e$ ) est déterminée à partir des conditions suivantes :

### Condition de limitation des Fleches

Cette condition est importante car elle à la base des fissurations naissantes dans les revêtements et cloisons légères.

On considère la poutre de plus grande portée  $l = 3,60\text{m}$  de section  $(e \times b) = (e \times 100)$  uniformément chargée sous SP1 avec  $G + 1,2P$ .

la condition de flèche se traduit par :

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} \quad ; \quad \frac{5q l^4}{384 EI} \leq \frac{l}{500} \quad \text{d'où } I \geq \frac{500 \times 5q l^3}{384 E} \quad \text{avec } I = \frac{b e^3}{12}$$

ce qui donne :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}}$$

$E_v$  : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges

de longue durée :  $E_v = 7000 \sqrt{f_c}$  à 90j  $G_{90} = 1,2 G_{28}$

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 27} = 426000 \text{ bars} = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{G+1,2P} = 0,727 \text{ t/m}^2 \times 1\text{m}$$

$$\text{d'où } I \geq \frac{500 \cdot 5 \cdot 727 \cdot 360^3}{384 \cdot 128520 \cdot 100} = 17182,25 \text{ cm}^4$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}} = 12,73 \text{ cm.}$$

### Condition de résistance à la flexion

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur de la dalle est comme suit :  $\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40}$  d'où  $10,42 \leq e \leq 13,03$   
 $e = 12 \text{ cm}$

### Condition d'isolation

La loi de masse exige une épaisseur  $h_e \geq 16 \text{ cm}$ .

### Condition de sécurité à l'incendie

l'épaisseur doit être : 7 cm pour une heure de Coupe-feu.  
11 cm — 2 — — — — —

En définitif on prend :

$$e = 16 \text{ cm}$$

## 2. PLANCHERS ETAGE COURANT

Condition de limitation des fleches :

$$I \geq \frac{500 \cdot s \cdot q l^3}{384 \cdot E}$$

$$q = 623 \text{ kg/m}^2$$

$$l_{\max} = 3,60 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{500 \cdot 5 \cdot 623 \cdot 360^3}{384 \cdot 128520 \cdot 100} = 14724,3 \text{ cm}^4$$

$$d'où \quad e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 14724,3}{100}} = 12,1 \text{ cm}$$

Conditions:

- resistance à la flexion :  $10,42 \leq e \leq 13,03$   $e = 12 \text{ cm}$
- isolation acoustique :  $h_e \geq 16 \text{ cm}$
- securité de l'incendie :

## 3. POUTRES :

D'après le RPA.81. art 4.2.12 : Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$(1) \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases} \quad (\text{zone I et II}) :$$

Selon le predimensionnement classique on doit avoir la hauteur de la poutre  $h$ , définie par  $\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{8}$  ; la largeur de la poutre  $b$  est définie par :  $10 \cdot 0,3 h \leq b \leq 0,7 h$ .

$L$  : portée max des poutres

$$L = 3,60 \text{ m} ; \quad 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; \quad 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 20 \text{ cm}$$

des conditions (1) étant vérifiées, ce predimensionnement sera valable dans les 2 sens longitudinal et transversal et ce, pour des raisons de commodité d'exécution.

## 4. VOILES

Pour des raisons de sécurité contre l'incendie et de bonne isolation acoustique, l'épaisseur des voiles est prise égale à 16 cm : D'après le RPA81. art 3.4.1.2 :

- $e \geq 15 \text{ cm}$  en zone II
- $e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) ; \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$  ( $h_e$  : hauteur d'étage)

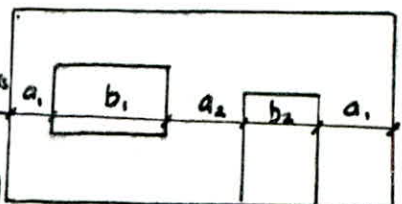
En définitif on prend  $e = 16 \text{ cm}$ .

## 5. ACROTERE

épaisseur  $e = 16 \text{ cm}$

remarques : - les ouvertures dans les murs porteurs extérieurs respecteront les limitations suivantes :

- pour les trumeaux extrêmes  $a_1 \geq 1 \text{ m}$
- pour les autres trumeaux  $a_2 \geq \frac{b_1 + b_2}{3}$  (zone II)



la surface totale des ouvertures dans les murs extérieurs ne sera pas supérieure à :

- $\frac{1}{3}$  de la surface totale en zone II.

EVALUATION DES CHARGESCHARGES PERMANENTESPLANCHER TERRASSE

Gravier de protection	-----	$0,04 \times 1800$	=	72	kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité (multicouches)	-----		=	10	"
Isolation (4 cm)	-----	$0,04 \times 250$	=	10	"
Pare vapeur	-----		=	5	"
Forme de pente 1%	-----	$0,10 \times 2000$	=	200	"
Dalle	-----	$0,16 \times 2500$	=	400	"
Enduit en plâtre	-----		=	30	"
					total....G = 727 kg/m <sup>2</sup>

PLANCHER ETAGE COURANT - RDC

Carrelage (2 cm)	-----		=	44	kg/m <sup>2</sup>
Montier de pose (2 cm)	-----	$0,02 \times 2200$	=	40	"
Sable (2 cm)	-----	$0,02 \times 2000$	=	36	"
Dalle (16 cm)	-----	$0,02 \times 1800$	=	400	"
Enduit en plâtre (2 cm)	-----	$0,16 \times 2500$	=	28	"
Cloison	-----	$0,02 \times 1400$	=	75	"
					total....G = 623 kg/m <sup>2</sup>

ESCALIERS

<u>VOLEE</u> : $h = 18 \text{ cm}$ ; $b = 27 \text{ cm}$ , $\alpha = \text{Arctg} \alpha = 37,5^\circ$					
Poids propre de la paillasse	:	$\frac{0,16 \cdot 2500}{\cos \alpha}$	=	504	kg/m <sup>2</sup>
des marches	:	$\frac{2200 \cdot h}{2}$	=	198	"
Montier (2 cm)	-----		=	40	"
Revêtement (3 cm)	-----	$0,03 \cdot 2200$	=	66	"
Garde corps	-----		=	100	"
					total....G = 908 kg/m <sup>2</sup>

LOGGIA & SECHOIR

Carrelage, montier, sable	-----		=	110	kg/m <sup>2</sup>
Dalle pleine (12 cm)	-----		=	300	"
Enduit en plâtre	-----		=	28	"
					total....G = 438 kg/m <sup>2</sup>

ACROTERE :

		$h = 0,80 \text{ m}$ ; $e = 0,16 \text{ m}$	
Poids	-----	$0,16 \times 0,8 \times 2500$	G = 320 kg/ml

FACADES

Façades en briques creuses		$2,5 \cdot 0,16 = 400$	kg/m <sup>2</sup>
Enduits en plâtre		$0,02 \cdot 2 = 40$	kg/m <sup>2</sup>
			total....G = 440 kg/m <sup>2</sup>

POUTRES :

$$0,16 \times 0,3 \times 2,5 = 0,12 \text{ t/m}^1 \text{ ----- } G = 120 \text{ kg/ml}$$

VOILES :

$$0,16 \cdot 2,5 = 0,4 \text{ t/m}^2 \text{ ----- } G = 400 \text{ kg/m}^2$$

# DESCENTE DE CHARGE

## Introduction:

Le but est de calculer les charges verticales qui s'appliquent sur chaque élément porteur provenant des poids propres, des charges et des surcharges que lui transmettent les planchers et ce, par un découpage suivant des lignes de rupture de béton à 45°.

## Surface de planchers reprise par chaque voile (m<sup>2</sup>)

### a/ Transversal

voiles éléments	VT <sub>1</sub> VT <sub>14</sub>	VT <sub>2</sub> VT <sub>13</sub>	VT <sub>3</sub> VT <sub>12</sub>	VT <sub>4</sub> VT <sub>11</sub>	VT <sub>5</sub> VT <sub>10</sub>	VT <sub>6</sub>	VT <sub>7</sub>	VT <sub>8</sub>	VT <sub>9</sub>
Surf. de Planch.	3,19	2,15	5,34	7,37	4,94	6,98	7,41	1,95	6,71
React. de Poutres	/	3,76	1,91	3,76	1,91	/	/	/	/
Surf. de Sechoir	/	/	1,89	1,57	1,89	/	/	/	/
Surf. de Palier	/	/	/	/	/	4	/	/	4
Surf. d'escalier	/	/	/	/	/	2,46	/	/	2,46
Acrotère transv.	3,39	5,52	0,76	0,60	0,76	/	/	0,90	0,90
Acrotère longit.	2,08	0,3	3,19	5,10	3,00	1,80	3,30	0,83	2,63
Poutres		1,80	1,35	1,80	1,35	/	/	/	/
Facades	1,80	1,80	3,15	5,70	3,00	1,80	3,30	0,83	2,63
Surf du Voile	9,16	9,46	10,84	15,46	9,08	17,74	8,71	4,93	17,74

éléments	Pl. Terrasse	Plancher étage courant	Sechoir	palier	Acrotère trans	Acrotère long	Poutre	Façade	Voile	Escalier (Paillassé)
Poids Unitaire	0,727 t/m <sup>2</sup>	0,623 t/m <sup>2</sup>	0,438 t/m <sup>2</sup>	0,535 t/m <sup>2</sup>	0,320 t/ml	0,320 t/ml	0,120 t/ml	0,44 t/ml	0,44 t/ml	0,908 t/m <sup>2</sup>



b) Longitudinal.

voiles elements	$V_{L1}$ $V_{L8}$	$V_{L2}$ $V_{L7}$	$V_{L3}$ $V_{L6}$	$V_{L4}$	$V_{L5}$
Surf. de Planch.	5,79	4,80	4,64	7,06	0,65
Surf. de Palier	/	/	/	2,72	/
Acrotère transv.	0,46	0,46	/	/	/
Acrotère longit.	1,43	0,60	/	/	/
Façade	0,46	0,46	/	/	/
Surf. du Voile	5,82	9,21	8,16	14,48	4,62

CHARGES VERTICALES PERMANENTES

voiles niv	8	7	6	5	4	3	2	1	Rdc
$V_{T1} ; V_{T14}$	10,32	18,56	26,80	35,04	43,28	51,52	59,76	68,00	76,24
$V_{T2} ; V_{T13}$	12,76	23,04	33,32	43,60	53,88	64,16	74,44	84,72	95,00
$V_{T3} ; V_{T12}$	16,71	30,87	45,03	59,19	73,35	87,51	101,67	115,83	129,99
$V_{T4} ; V_{T11}$	25,09	46,75	68,41	90,07	111,73	133,39	155,05	176,71	198,37
$V_{T5} ; V_{T10}$	15,41	28,37	41,33	54,29	67,25	80,21	93,17	106,13	119,09
$V_{T6}$	20,86	39,61	58,36	77,11	95,86	114,61	133,36	152,11	170,86
$V_{T7}$	14,35	26,87	39,39	51,91	64,43	76,95	89,47	101,99	114,51
$V_{T8}$	5,17	9,57	13,97	18,37	22,77	27,17	31,57	35,97	40,37
$V_{T9}$	22,73	42,33	61,93	81,53	101,13	120,73	140,33	159,93	179,53
$V_{L1} ; V_{L8}$	7,95	14,69	21,43	28,17	34,91	41,65	48,39	55,13	61,87
$V_{L2} ; V_{L7}$	8,45	16,06	23,67	31,28	38,89	46,50	54,11	61,72	69,33
$V_{L3} ; V_{L6}$	6,96	13,44	19,92	26,40	32,88	39,36	45,84	52,32	58,80
$V_{L4}$	13,48	25,70	37,92	50,14	62,36	74,58	86,80	99,02	111,24
$V_{L5}$	3,03	5,46	7,89	10,32	12,75	15,18	17,61	20,04	22,47

# SURCHARGES D'EXPLOITATION

Plancher Terrasse :	P= 100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher Courant+Rdc:	P= 175 kg/m <sup>2</sup>
Escaliers : - Palier	P= 250 kg/m <sup>2</sup>
- Volet	P= 250 kg/m <sup>2</sup>
Loggia & Sechoir	P= 350 kg/m <sup>2</sup>
Acrotère	P= 100 kg/m <sup>2</sup>

niveau voiles	8	7	6	5	4	3	2	1	Rdc
V <sub>T1</sub> ; V <sub>T14</sub>	0,87	1,43	1,93	2,38	2,77	3,11	3,39	3,67	3,95
V <sub>T2</sub> ; V <sub>T13</sub>	1,20	2,29	3,27	4,14	4,90	5,55	6,10	6,65	7,20
V <sub>T3</sub> ; V <sub>T12</sub>	1,34	3,31	5,08	6,66	8,04	9,22	10,20	11,18	12,16
V <sub>T4</sub> ; V <sub>T11</sub>	1,87	4,42	6,72	8,76	10,55	12,08	13,36	14,64	15,92
V <sub>T5</sub> ; V <sub>T10</sub>	1,27	3,17	4,88	6,40	7,73	8,87	9,82	10,77	11,72
V <sub>T6</sub>	1,45	4,29	6,85	9,12	11,11	12,81	14,23	15,65	17,07
V <sub>T7</sub>	1,07	2,37	3,54	4,58	5,49	6,27	6,92	7,57	8,22
V <sub>T8</sub>	0,37	0,71	1,02	1,29	1,53	1,73	1,90	2,07	2,24
V <sub>T9</sub>	1,79	4,58	7,09	9,32	11,27	12,94	14,33	15,72	17,11
V <sub>L1</sub> ; V <sub>L8</sub>	0,77	1,78	2,69	3,50	4,21	4,82	5,33	5,84	6,35
V <sub>L2</sub> ; V <sub>L7</sub>	0,59	1,43	2,19	2,86	3,45	3,95	4,37	4,79	5,21
V <sub>L3</sub> ; V <sub>L6</sub>	0,46	1,27	2,00	2,65	3,22	3,71	4,12	4,51	4,94
V <sub>L4</sub>	0,98	2,90	4,63	6,17	7,51	8,66	9,62	10,58	11,54
V <sub>L5</sub>	0,23	0,34	0,44	0,53	0,61	0,68	0,74	0,80	0,86

**CALCUL  
DES  
ELEMENTS'**

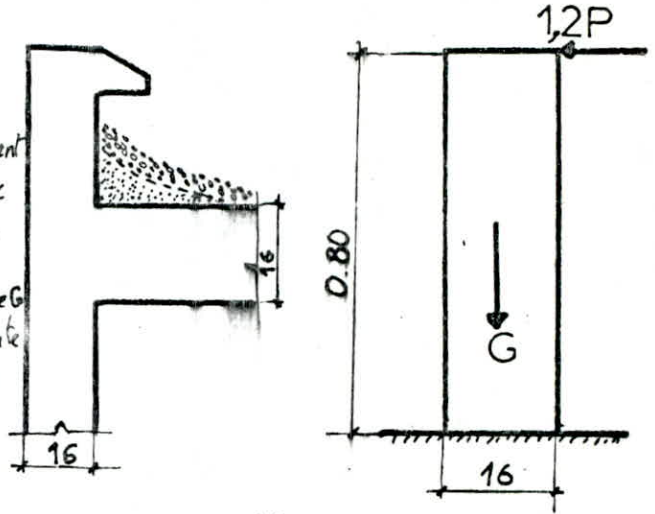
# CALCUL DE L'ACROTERE

## 1. Introduction

L'acrotère est un système extérieurement isostatique assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse.

Elle est sollicitée par son poids propre et la surcharge due à la main courante. La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le calcul se fera pour une bande de 1m dont les dimensions sont :

Largeur : 100 cm ; hauteur : 80 cm ; épaisseur : 16 cm



## 2. Charges et Surcharges

Poids propre :  $G = 0,16 \times 1 \times 0,8 \times 2500 = 320 \text{ kg/ml}$

Surcharge Majorée due à la main courante :  $1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

## 3. Efforts

éléments de réduction :  $M = 1,2 P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,8 = 96 \text{ kg.m}$  (encastrement)

$T = 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$  (tranchant)

$N = G = 320 \text{ kg/ml}$  (normal)

## 4. Excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{96}{320} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} \\ e_1 &= \frac{h}{6} = \frac{16}{6} = 2,67 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (rectangulaire)}$$

## 5. Ferraillage

$$A' : M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 24,903 \times 100 \times 14^2 = 4,88 \text{ t.m} \quad (d=2 \text{ cm})$$

$M_{rb} > M_{est}$

$\therefore$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A$  : calcul par la méthode de M<sup>r</sup> P. CHIRON.

$$M_f = M + N e_a$$

$e_a$  = dist. du centre de pression des armatures tendues

$$e_a = e_0 + \frac{h}{2} - d = 30 + \frac{16}{2} - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$M_f = 96 + 320 \cdot 0,38 = 371,2 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 371,20}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0101 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,955 \\ k = 96 \end{cases}$$

## 6. Vérification

\* Condition de Non fragilité :  $A \geq 0,69 \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a} \cdot b \cdot h$  (art 52 CCBA68)

$$A = 0,877 > 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 14 = 1,357 \text{ cm}^2 = A_{min} \rightarrow A = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

espacement :  $t = 25 \text{ cm}$

\* Espacement

$$t_{min} \leq 3h + 3 \cdot 16 = 48 \text{ cm} \quad (\text{CCBA68 art 57.33})$$

$$t = 25 < 48 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

On prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales afin d'empêcher les ouvertures excessives des fissures vu que l'acrotère est exposé aux intempéries. Les armatures sont dites de peau. (4HA6)

Vérification des contraintes :  $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{86} = 29,17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b = 137 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Calcul de  $\bar{\sigma}_a$  : - position de L'A.N

\* Equation du moment statique :  $\frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0$

$$x = 2,016$$

\* Moment d'inertie :  $I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 2707,4 \text{ cm}^4$

d'où  $\bar{\sigma}_a = n \frac{M_f}{I} (h-x) = 2464,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \bar{\sigma}_a$

\* Vérification de la condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{cases} ; \bar{\sigma}_1 = \frac{k_f}{\rho} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} ; \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{f_k G_b}{\rho}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,28\% ; \bar{\sigma}_1 = 740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \bar{\sigma}_2 = 3041 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Vérification à l'effort tranchant :  $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad (z = \frac{7}{8}h = 12,25 \text{ cm})$

$$T = 1,2P = 120 \text{ kg} ; M = 37120 \text{ kg.cm}$$

$$A\bar{\sigma}_a = 1,13 \times 2800 = 3164 > 120 + \frac{37120}{12,25} = 3150 \text{ kg} : \text{Vérifié}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_b = 0,098 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Vérification au Seisme

(RPA 81 art. 3.3.9)

$$F_p = Z I C_p W_p \quad ; \quad Z = \frac{0,15}{0,25} = 0,6 ; I = \frac{0,15}{0,15} = 1 ; C_p = 0,8 (\text{console})$$

$$F_p = 0,6 \times 1 \times 0,8 = 320 = 153,6 \text{ kg/ml} > 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$$

On redimensionne l'acrotère avec les éléments de réduction suivant : M

$$N = G = 320 \text{ kg/ml} ; M = F_p \cdot h = 153,6 \times 0,8 = 122,88 \text{ kg.cm/ml} ; T = F_p = 153,6 \text{ kg/ml}$$

\* Détermination du type de flexion composée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{122,88}{320} = 38,4 \text{ cm} ; e_0 > \frac{h_f}{6} = 2,67 \text{ cm} \text{ donc section partiellement comprimée}$$

# Ferraillage

12

Ac: Armatures comprimées :  $M_{rb} = \bar{\sigma} b h^2 = 4,88 \text{ t.m}$  (déjà calculé)  
 $M_{rb} > M_{ext} = 0,123 \text{ t.m}$  donc Ac non nécessaires

A<sub>t</sub> M<sub>f</sub> tendues :

$$M_f = M + N e_a$$

calculées par la méthode de M<sup>r</sup> P. CHARON

$$e_a = 86 \text{ cm}$$

$$M_{ext} = 123 + 320 \times 0,86 = 398 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = 0,0109 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9533 \\ \kappa = 92 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,065 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,951 \text{ cm}^2 ; A < A_1 \text{ Condition de non fragilité}$$

On adoptera  $A = 1,13 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml}$  ; espacement  $e = 25 \text{ cm}$

\* Vérification des contraintes

$$\sigma'_c = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{92} = 30,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_c = 137 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a \text{ déjà vérifié.}$$

\* Vérification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a = 3164 \text{ kg} > T + \frac{M}{3} = 1158 \text{ kg}$$

$$(T = 153,6 \text{ kg})$$

$$(M = 12300 \text{ kg.cm})$$

\* Vérification au cisaillement

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = 0,1254 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b = 6,875 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

des armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais nous disposerons des armatures de peau (citées précédemment)

# CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers prévus pour notre bâtiment sont du type : "escaliers à paillasse adjacentes", constituées de paillasse préfabriquées et de paliers intermédiaires. La jonction paillasse-palier est assurée par des becquets qui par scellement s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Dimensionnement : Pour assurer une montée confortable, on vérifie la relation de "BLONDEL"

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ; g: \text{largeur d'une marche}$$

Les dimensions proposées sont :  $g = 27 \text{ cm}$   $h = 18 \text{ cm}$   $h$ : hauteur d'une contre-marche

$$\text{donc } g + 2h = 63 \text{ donc relation vérifiée}$$

On utilise des volées préfabriquées en béton armé. Le poids propre d'un mètre carré d'escalier est approximativement égal à :

$$P = 2500 \left( \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right)$$

$e$ : épaisseur de la paillasse.

$\alpha$ : inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Poids propre :

- Palier :  $G = 0,535 \text{ t/m}^2$

- Volée :  $G = 0,908 \text{ ---}$

Surcharges

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

- Volée :  $P = 0,250 \text{ ---}$

$$q = G + 1,2P$$

- Palier :  $q = 0,835 \text{ t/m}^2$

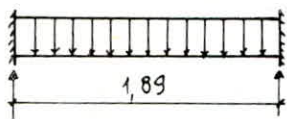
- Volée :  $q = 1,208 \text{ t/m}^2$

$$q = 1,086 \text{ t/ml}$$

$$q = 1,57 \text{ t/ml}$$

## Calcul de la paillasse

On applique la méthode "Charon"



$$M_{\max} = \frac{P l^2}{8} = 1,57 \cdot \frac{1,89^2}{8} = 0,7 \text{ t.m} \rightarrow \mu = \frac{1,57}{6 \cdot 0,86} = 0,0191$$

$$\rightarrow \begin{cases} K = 67,5 \\ \epsilon = 0,9394 \end{cases} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot h} = 1,9 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5 \text{ HRB/ml}$$

espacé 20cm; ( $A = 2,51 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Moment résistant: } M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\epsilon} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,42 \cdot 0,86 \cdot 137 \cdot 14 = 4,85 \text{ t.m} > M_{\text{ext}} \Rightarrow A = 0$$

Armatures de repartition : Elles sont adoptées telles que leur section soit prise forfaitairement au  $\frac{1}{4}$  des armatures ppales :  $\frac{1}{4} \cdot 2,51 = 0,63 \text{ cm}^2$  on prend 4 HRB (20 cm)

## Condition de manutention

espacé de 25cm.

la volée d'escalier sera transportée de l'usine au chantier. Pour tenir compte des augmentations des charges dues aux chocs ou accélérations on prend :

$$1,2 G = 1,2 (0,908 \times 1,30) = 1,42 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 0,7 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{manutention}} = 1,42 \cdot \frac{1,89^2}{8} = 0,63 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} > M_{\text{manutention}} \text{ il est donc inutile}$$

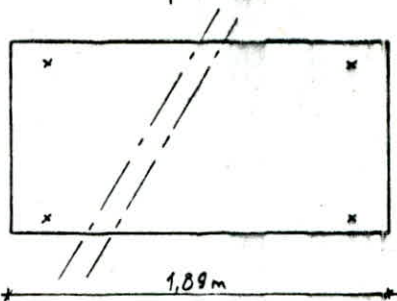
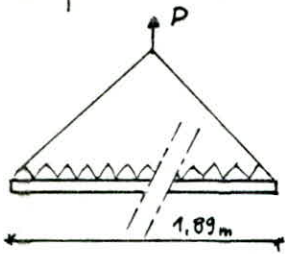
de disposer des aciers supplémentaires.

\* les armatures transversales ne sont pas nécessaires car  $\bar{\epsilon}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot j} < \bar{\epsilon}_b$  (vérifié)

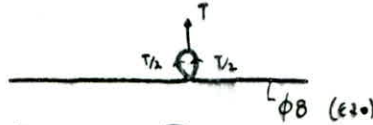
Calcul des crochets

Poids propre de la pailleasse  $G = 1,57 \cdot 1,89 = 2,97^t$   
 Poids propre majoré  $1,2G = 3,56^t$   
 sur les coins de la pailleasse

On dispose 4 crochets



la traction sur chaque crochet  $T = \frac{P}{4} = \frac{3,56}{4} = 0,89^t$   
 la contrainte dans l'acier  $\bar{\sigma} = \frac{T}{2A}$   
 $\bar{\sigma}_a = \frac{0,89 \cdot 10^3}{2 \left( \frac{\pi}{4} \cdot 0,8^2 \right)} = 885,29 \text{ kg/cm}^2$



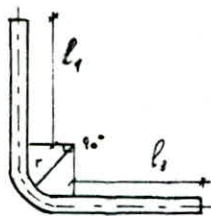
la longueur de scellement droit:

$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$   $\bar{\tau}_d = 1,25 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 5,9 = 7,37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Pour les barres lisses:

$l_d = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{1600}{7,37} = 43,42 \text{ cm} \approx 44 \text{ cm}$

Ancrage

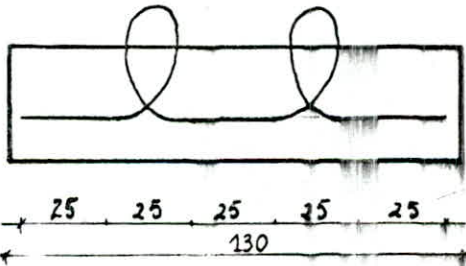


$l_1 = 1,89 l_2 \geq l_d = 2,21r$

$r = 3\phi = 3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm} \therefore l_1 = 0$

$1,89 l_2 \geq 44 - 2,21 \cdot 2,4$

$l_2 \geq 20,43 \text{ cm}$   
 $l_2 = 25 \text{ cm}$



Verification

condition de non fissuration

$\bar{\sigma}_1 = \frac{k_1}{\phi} \frac{\bar{w}_3}{1 + 10 \bar{w}_3}$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$k = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$  acier H-A

$\phi = 8 \text{ mm}$   $\bar{w}_3 = \frac{A}{B_4} = \frac{2,51}{110 \cdot 4} = 0,0063$

$\bar{\sigma}_1 = 1778 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 3183 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \sup(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 la condition de non fissuration du beton est verifiee

Verification des contraintes:

$A = 2,51 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \bar{\epsilon} h} = \frac{70000}{3,01 \cdot 0,931 \cdot 4}$

$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 14} = 0,18 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 57,5 \\ \bar{\epsilon} = 0,871 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = 1784 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1784}{57,5} = 31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\therefore$  contraintes verifiees

Non Fragilite du beton

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

$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36$

$A_{adopte} = 3,01 \text{ cm}^2$

donc condition verifiee



## Verification de la flèche

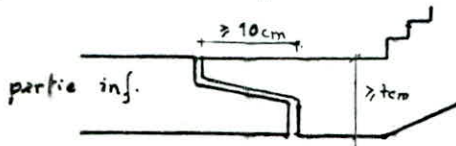
$$E = 7000\sqrt{f_c} = 115022 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EJ} = 0,10 \text{ cm}$$

La flèche admissible est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en béton armé du type paillasse pleines  $\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{1,89}{300}$  l: portée horizontale;  $\bar{f} = 0,63 \text{ cm}$   
 $\therefore f < \bar{f}$  donc condition vérifiée

## Calcul des armatures en boucles des becquets:

Chaque becquet de la paillasse et de la poutre palière sera calculé par une charge linéaire  $q = \chi_q (G + 1,2 P)$   $\chi_q$ : coef de comportement expérimentale  
 On prend  $\chi_q = 1,4$  (calcul du becquet en flexion, sans armatures de suspension et pose de la volée à bain mortier)  
 $Q = 1,4 q l$   $q = 1,4 \cdot (0,535 + 1,2 \cdot 0,25) \cdot 1,30 = 1,52 \text{ t}$  (palière)  
 $q = 1,4 \cdot (0,908 + 1,2 \cdot 0,25) \cdot 1,30 = 2,0 \text{ t}$  (volée)  
 L'épaisseur des becquets doit être supérieure à 7cm.



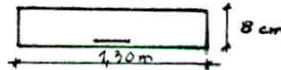
lit de becquet = 8cm

$$Q = 1,4 q l = 1,4 \cdot 1,57 \cdot \frac{1,89}{2} = 2,08 \text{ t.m}$$

la largeur du becquet  $\geq 10 \text{ cm}$  on prend  $L = 15 \text{ cm}$ .  $M = Q L = 2,08 \times 0,15$   
 $M = 0,31 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,31 \cdot 10^6}{2800 \cdot 100 \cdot 62}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,03 \text{ cm}^2$$



$$\mu = 0,0461 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9094 \\ \kappa = 40,2 \end{cases}$$

diamètre des barres  $\phi \leq \frac{\epsilon}{10} = 1,6 \text{ cm}$

On choisit des boucles  $\phi 8$  avec un espacement  $t = 16 \text{ cm}$  ce qui est conforme avec la règle donnée par le C.T.C  $t \leq 2a = 16 \text{ cm}$   
 donc 7 boucles  $\phi 8 / \text{ml} = 3,51 \text{ cm}^2$

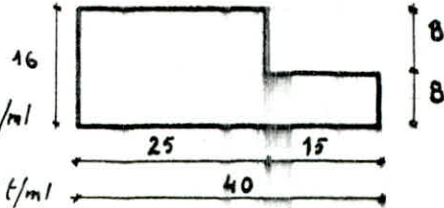
Armatures de repartition: d'après le CTC  $A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$   
 soit 3 HAB = 1,50 cm<sup>2</sup>

## CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

Les poutres palieres sont des poutres noyées dans le palier, qui ont les possibilités d'appui des volets d'escaliers et des paliers.  
On considère la poutre fictive de section  $h_t = h_o = 16\text{cm}$ .  
généralement on prend  $h_o \leq b \leq 2h_o$

### Charges et surcharges

- $q_0 = \frac{I}{l_0} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot \frac{1}{l_0} = \frac{1,57 \cdot 1,89}{2} \cdot \frac{1}{3,30} = 0,45\text{t/ml}$
- Poids propre de la dalle  $400 \cdot 0,4 = 0,16\text{t/ml}$
- Carrelage  $0,044 \cdot 0,4 = 0,0176\text{t/ml}$
- Sable  $0,051 \cdot 0,4 = 0,0204\text{t/ml}$
- mortier de pose  $0,04 \cdot 0,4 = 0,016\text{t/ml}$



Surcharges  $1,2P = 1,2 \times 0,25 \cdot 0,4 = 0,12\text{t/ml}$   $\therefore q = G + 1,2P = 0,78\text{t/ml}$

### Calcul des armatures inférieures (sens longit.)

$$M = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,78 \cdot 3,3^2}{8} = 1,06\text{t.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_s b h^2} = 0,024 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,0899 \\ \kappa = 30,4 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \epsilon h} = 3,04\text{cm}^2 \text{ on prend } 3\text{HA}12 \quad (3,39\text{cm}^2)$$

### Calcul des armatures supérieures (sens trans.)

$$P = q \frac{l}{2} = \frac{1,57 \cdot 1,89}{2} = 2,33\text{t}$$

$$x = 0,275$$

$$M_s = 2,33 \cdot 0,275 = 0,64\text{t.m}$$

donc :

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \xi} = \frac{0,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{3}{8}} = 1,87\text{cm}^2/\text{ml}$$

on adopte :

$$A_s = 3\text{HAB} \quad (2,00\text{cm}^2) \quad t = 25\text{cm}$$

\* Armatures transversales :  $A_t = \frac{R}{\sigma_a}$

Détermination de R :  $\sum M'_0 = 0 \Rightarrow P \cdot 1,935 - R \cdot 1,66 = 0 \Rightarrow R = 2,71\text{t}$

$$A_t = \frac{R}{\sigma_a} = \frac{2,71 \cdot 10^3}{2800} = 0,97\text{cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HAB} = 1,50\text{cm}^2$$

## CALCUL DE LA POUTRE PRINCIPALE (reste du palier)

- Poids de la dalle  $0,4 \times 1,66 = 0,66$
  - Carrelage  $0,044 \cdot 1,66 = 0,07$
  - Mortier de pose  $0,04 \cdot 1,66 = 0,07$
  - Sable  $0,051 \cdot 1,66 = 0,08$
  - Surcharges  $1,2 \cdot 0,25 \cdot 1,66 = 0,50$
- $$q = G + 1,2P = 1,38\text{t/ml}$$

Calcul du moment extérieur :  $M = q \frac{l^2}{8} = 1,38 \cdot \frac{3,3^2}{8} = 1,88 \text{ t.m}$

Armatures :  $M_{rb} = \bar{\kappa} b h^2 = 24,9 \cdot 1,66 \cdot 14^2 = 0,10 \text{ t.m}$

$M_{rb} > M_{ext}$  donc les armatures sup ne sont pas nécessaires

Calcul des armatures tendues :  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{1,88 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 5,48 \text{ cm}^2 \therefore 5 \text{ HA} 12$

Armatures de répartition  $\bar{\sigma}_a = \frac{7}{8} h$   $2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14$  (5,65 cm<sup>2</sup>)

$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41$   $4 \text{ HA} 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ( $f = 25 \text{ cm}$ )

## LIAISON PALIER PAILLASSE

Afin d'assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges normales que sous l'action du séisme on prévoit des armatures sortantes des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la longueur de l'appui. Ces armatures sont en acier doux ou bien en acier HA, disposés forfaitairement encrés à 30 cm dans le béton du palier (minimum), sans oublier de mettre un mortier de clavetage.

la liaison sera calculée pour une charge égale à :

$Q = 0,7 (G + 1,2 D)$  de la volée préfabriquée

$Q = 0,7 (1,57) \cdot 1,89 = 2,08 \text{ t}$

d'où  $A = \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2080}{2800} = 0,74 \text{ cm}^2$

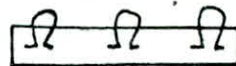
on adoptera 4 HA 8 (= 2,01 cm<sup>2</sup>)  $f = 25 \text{ cm}$

## Vérification des escaliers de levage :

le levage des escaliers est assuré par des boucles disposées en 2 rangées de 3 boucles chacune dans le sens du plus grand côté :  $G = 0,908 \cdot 1,3 = 1,18 \text{ t/ml}$

$q = 1,2 G = 1,2 \cdot 1,18 = 1,42 \text{ t/ml}$

(la majoration de 20% pour tenir compte de l'effet dynamique)



Calcul de A :  $M = q \frac{l^2}{8} = 1,42 \cdot \frac{(1,89/2)^2}{8} = 0,17 \text{ t.m}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,17 \cdot 10^5}{18 \cdot 14 \cdot 2800} = 0,50 \text{ cm}^2$   $A : 3 \text{ HA} 8 (= 2,50 \text{ cm}^2)$

## Vérifications diverses

Contraintes :

- Paillasse :  $A = 5 \text{ HA} 8 = 2,51 \text{ cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 14 \text{ cm}$

$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,180 \rightarrow \begin{cases} \bar{\epsilon} = 0,931 \\ \bar{\kappa} = 57,5 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \bar{\epsilon} h} = 2140 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$  ;  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\kappa}} = \frac{2140}{57,5} = 37,22 < \bar{\sigma}'_b$

- Becquet :  $A = 4,52 \text{ cm}^2$ ,  $b = 1,30 \text{ m}$ ,  $h = 6 \text{ cm}$

$\bar{\omega} = 0,5795 \rightarrow \begin{cases} \bar{\epsilon} = 0,8871 \\ \bar{\kappa} = 29,3 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = 1288 < \bar{\sigma}_a$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 43,98 < \bar{\sigma}'_b$

Poutre paliere:  $A = 3,39 \text{ cm}^2$ ;  $b = 40 \text{ cm}$ ;  $h = 14 \text{ cm}$ ;  $M = 1,06 \text{ t.m}$   
 $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,60 \rightarrow \begin{cases} k = 28,6 \\ \epsilon = 0,8553 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2611 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 91,3 < \bar{\sigma}'_b$$

Poutre principale:  $A = 5,65 \text{ cm}^2$ ;  $b = 1,66 \text{ m}$ ;  $h = 14 \text{ cm}$ ;  $M = 1,88 \text{ t.m}$ .  
 $\bar{\omega} = 0,281 \rightarrow \begin{cases} k = 48,6 \\ \epsilon = 0,9214 \end{cases}$

$$\sigma_a = 2579 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 53,08 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité

\* Paillasse:  $A = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot bh \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2$

\* Becquet:  $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 130 \cdot 6 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,76 \text{ cm}^2$

\* Poutre paliere:  $A = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 166 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,25 \text{ cm}^2$

Condition de fissuration

\* Paillasse:  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0063$

$$\sigma_1 = \frac{k_1}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0063}{1 + 0,063} = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2140 \text{ kg/cm}^2 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\* Becquet:  $\bar{\omega}_f = 0,0087$ ;  $\sigma_1 = 3471 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = 2476 < \min \{ \bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\* Poutre principale:  $\bar{\omega}_f = 0,0085$ ;  $\sigma_1 = 1567 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = 2579 < 2607 \text{ kg/cm}^2$$

FLECHE,

On verifie la condition la plus restrictive:

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102$$

\* Paillasse:  $\frac{A}{bh} = \frac{2,51}{100 \cdot 14} = 0,0018 < 0,0102$  (inutile de verifier la fleche)

\* Becquet:  $\frac{A}{bh} = \frac{4,52}{130 \cdot 6} = 0,0058 < 0,0102$

\* Poutre paliere:  $\frac{A}{bh} = \frac{5,65}{166 \cdot 14} = 0,0243 < 0,0102$

## Armatures transversales

\* Paillasse:  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

$$T_{max} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{1,57 \cdot 1,89}{2} = 1,48 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{1,48 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,2 < 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

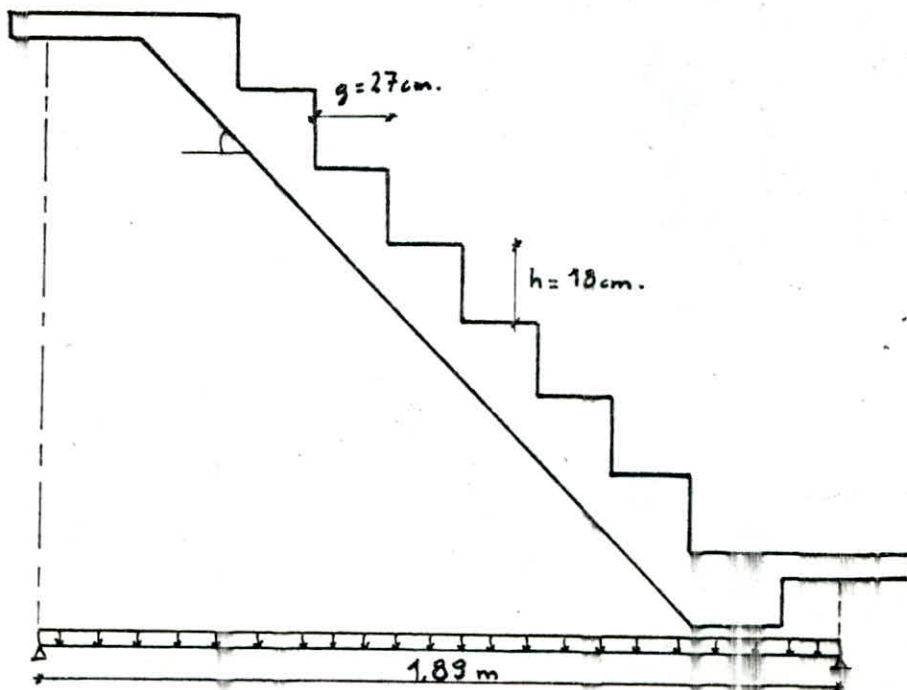
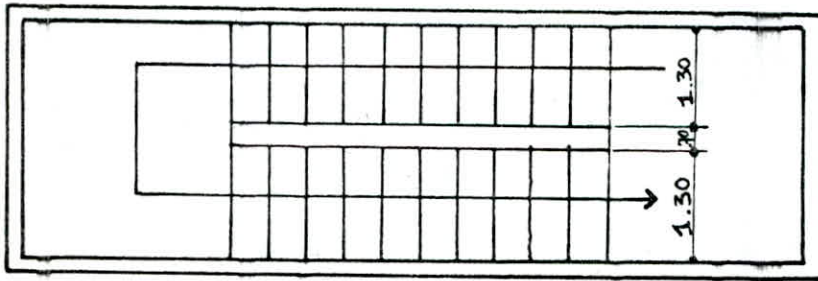
\* Becquet: les armatures en boucles jouent le rôle d'armatures trans. il est donc inutile de justifier leur présence.

\* Poutre palière:  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad T_{max} = q \frac{l^2}{2} = \frac{9,78 \cdot 3,3}{2} = 1,29 \text{ t}$

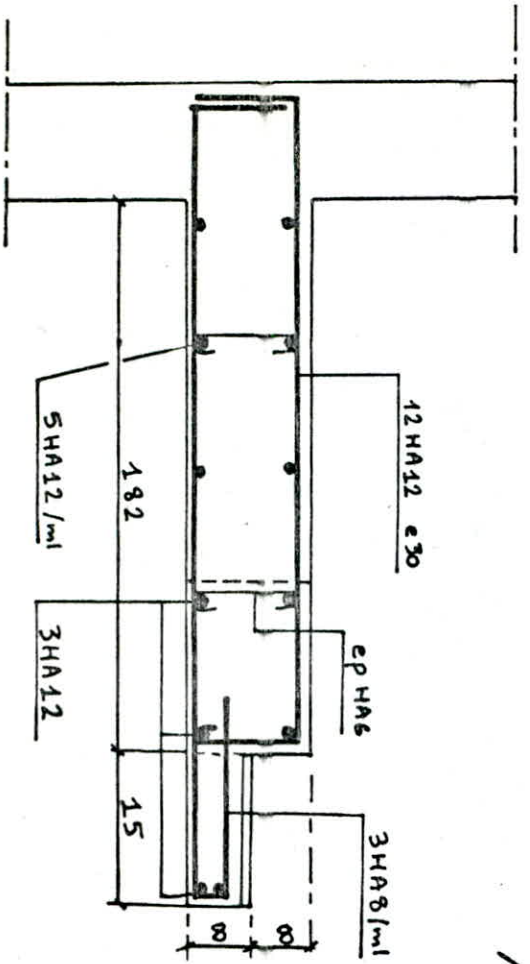
$$\tau_b = \frac{1,29 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,63 < 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{les armatures trans ne sont pas nécessaires}$$

\* Poutre principale:  $T_{max} = \frac{1,38 \cdot 3,3}{2} = 2,88 \text{ t}$

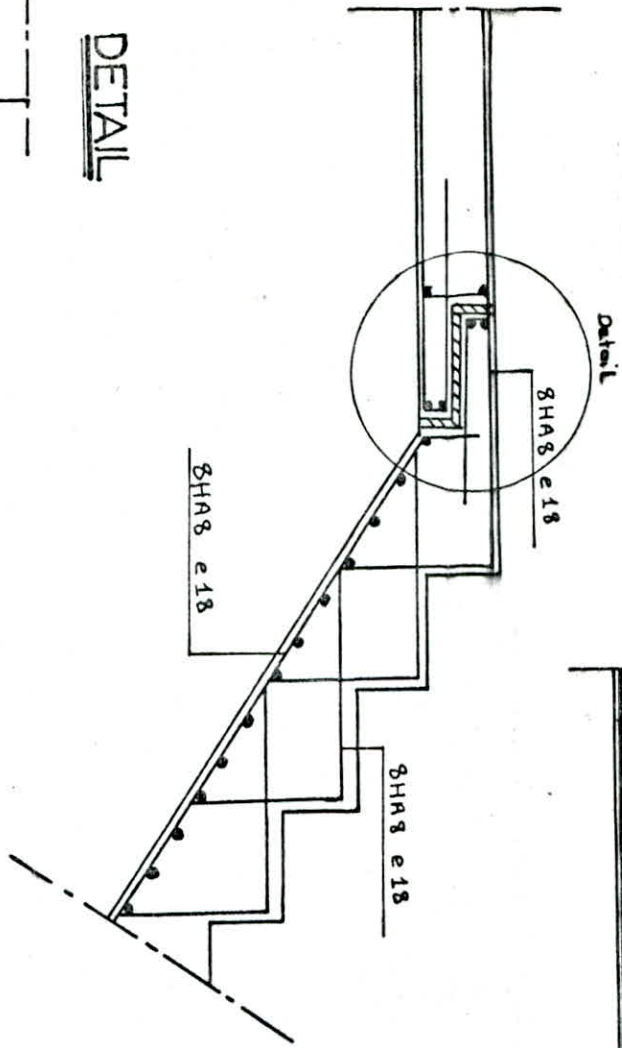
$$\tau_b = \frac{2,88 \cdot 10^3}{166 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,41 < 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{les armatures trans ne sont pas nécessaires}$$



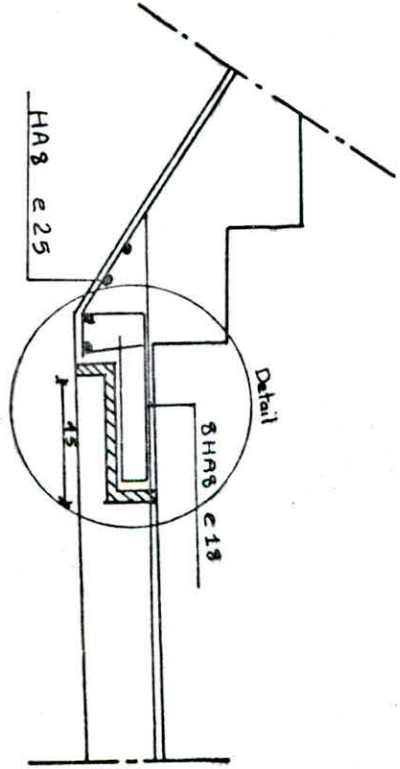
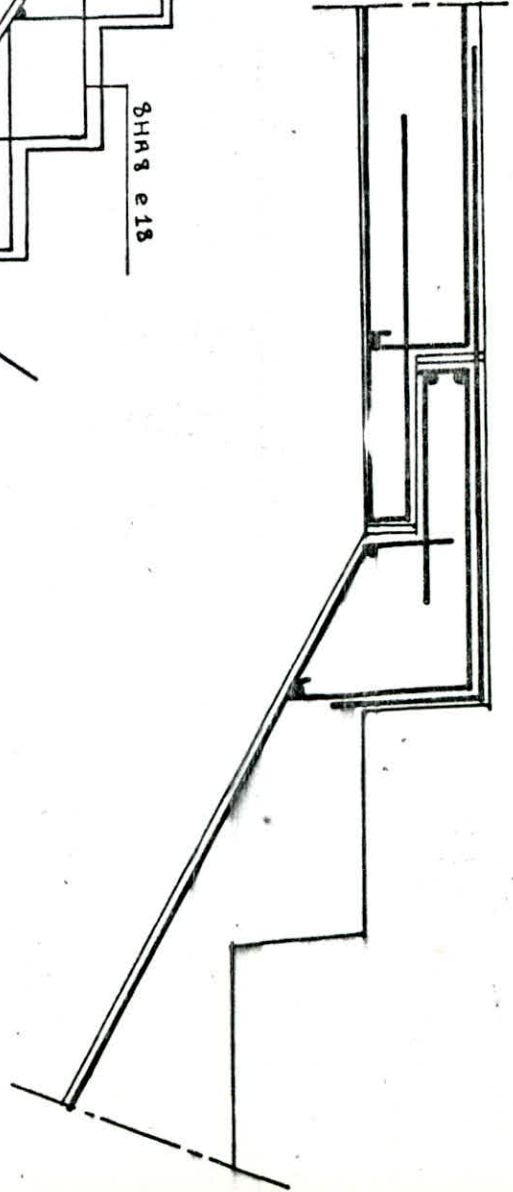
# SCHEMA DE FERRAILLAGE



DETAIL



DETAIL



# CALCUL DES PLANCHERS

des planchers utilisés dans cet ouvrage sont de deux types :

- \* Plancher rez-de-chaussée (Prédalles)
- \* Plancher étage courant (dalles pleines) + terrasse.

## PLANCHER RDC - Prédalles

### Introduction

On définit les prédalles comme des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint, destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher du type « dalle pleine », qui après durcissement d'une lame de béton coulé sur place aura un fonctionnement monolithique ; et ce, avec un treillis soudé pour éviter la fissuration. On fera de sorte que la face supérieure de la prédalle soit rugueuse, pour assurer une bonne adhérence avec la couche de béton coulé.

L'utilisation de ces prédalles présente plusieurs avantages t.q :

- la suppression des coffrages
- la préfabrication aisée et meilleure qualité
- le temps d'exécution et de livraison réduit.

Ce type de plancher a été préféré au corps creux pour sa rigidité.

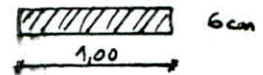
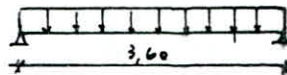
### Principe de Calcul

On distinguera 2 phases dans le calcul de la prédalle : - 1<sup>ère</sup> phase : Sous son poids propre et une surcharge forfaitaire dite « de chantier » correspondant aux poids des ouvriers et du matériel courants, elle sera prise égale à  $100 \text{ kg/m}^2$ .

- 2<sup>ème</sup> phase : On considère la prédalle à pleine résistance sous la combinaison  $G + 1,2 P$ .

### Calcul

schema statique



1.

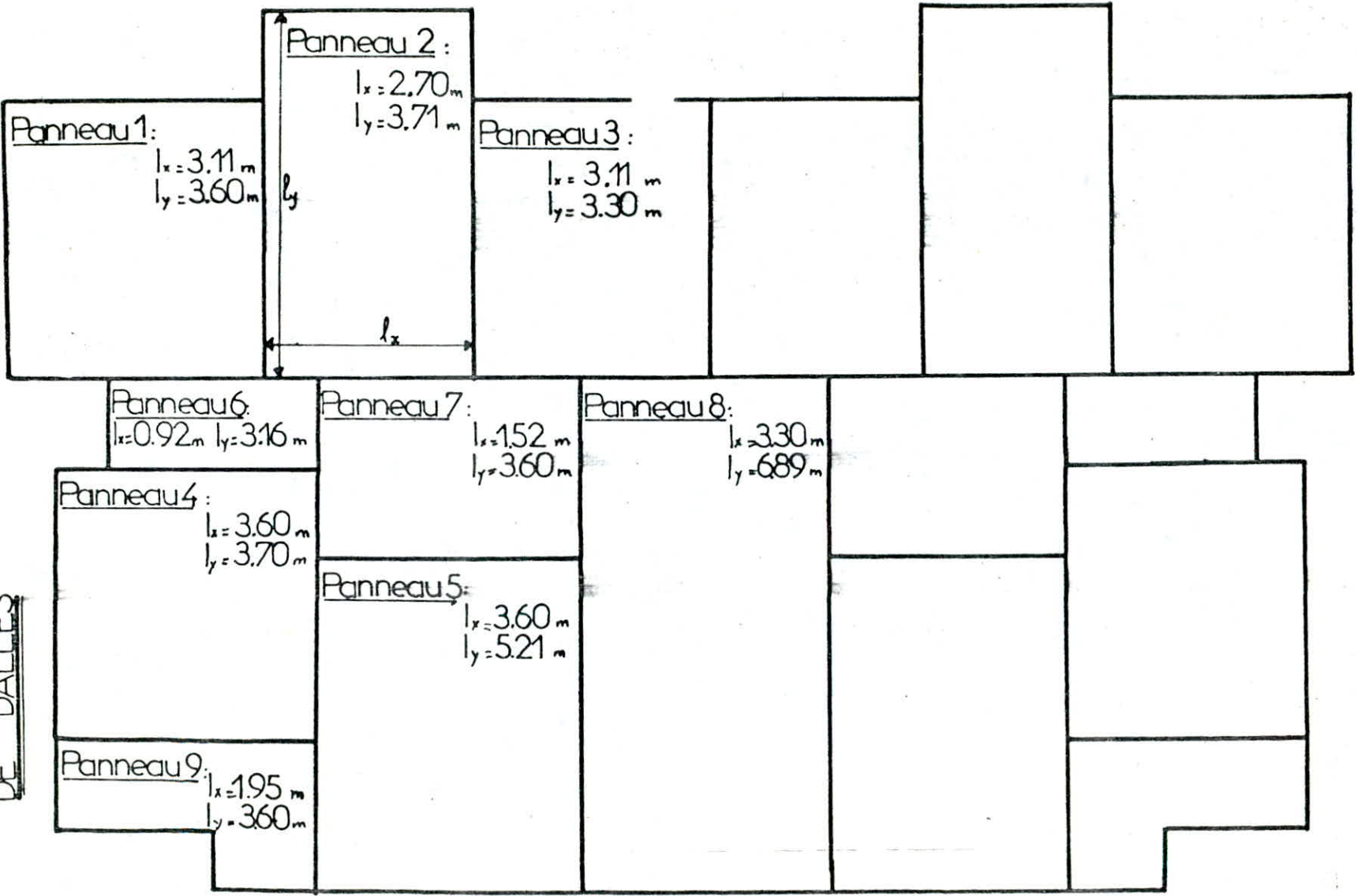
$$q = 0,06 \times 1 \times 2,5 = 0,15 \text{ t/ml} = 150 \text{ kg/ml}$$

- Poids de la prédalle ----- 150
- Béton coulé majoré ----  $1,2(0,06 \times 1 \times 2500) = 180$
- Surcharge de chantier majorée ----  $1,2 \cdot 100 \cdot 1 = 120$

$$q_s = 450 \text{ kg/ml}$$

IDENTIFICATION ET DIMENSIONS DES PANNEAUX

DE DALLES





2-

- dalle	$0,16 \times 1 \times 2500 =$	400
- Carrelage	$44 \times 1 =$	44
- Mortier de pose	$40 \times 1 =$	40
- Sable	$36 \times 1 =$	36
- Surcharge	$175 \times 1 =$	175

$$q_s = 620 + 1,2 \cdot 175 = 730 \text{ kg/ml} = q$$

Effort en travée:

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = \frac{730 \cdot 3,6^2}{10} = 946,08 \text{ kg.m.}$$

Ferrailage:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 946,08 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0352 \text{ où } \begin{cases} E = 0,9196 \\ k = 47,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{47,2} = 59,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{946,08 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9196 \cdot 12}$$

$$A = 3,06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 10 \text{ (} A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Effort sur appui:

$$M_a = \frac{q L^2}{20} = \frac{730 \times 3,6^2}{20} = 473,04 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = 0,0176 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9415 \\ k = 70,5 \end{cases}$$

$$A = 1,495 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 8 \text{ (} A = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Verification à la fissuration

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,14}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0079 ; \sigma_1 = \frac{k \tau}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = 1748 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \tau \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2856 \text{ kg/cm}^2 ; \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ - Condition vérifiée -}$$

Armatures de repartition

$$A_r = \max(A_{\min}, \frac{A}{4}) ; A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \text{ . On prendra } A_r = A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 6 ; (t = 25 \text{ cm})$$

Verification à l'effort tranchant

$$\text{à l'appui: } T = q \frac{L}{2} = \frac{730 \cdot 3,6}{2} = 1314 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1314}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 1,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

\* Appui intermédiaire :

$$M_a = -473,04 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$T_{0.3} = 1314 \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,12 = 137,97 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

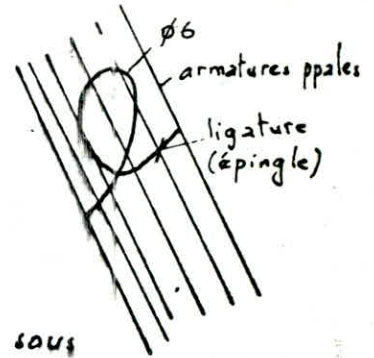
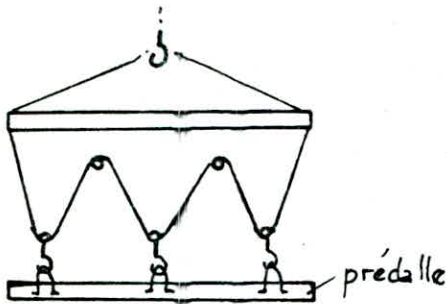
On remarque que  $|M_a| > T_{0.3}$  pour les armatures inférieures

donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les armatures inférieures

$$\text{que } A\bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z}$$

Disposition des aciers de levage :

Pour éviter toute déformation de la prédalle au levage, on effectue cette opération avec un palonnier rigide et un câble sur poulie.



Chaque boucle de levage doit être ancrée sous les armatures principales et liée à ces dernières.

## Plancher etage courant - Dalles pleines

### Introduction:

Les dalles sont des pieces minces et planes dont la largeur est nettement superieure à la hauteur.

le coffrage utilisé est un coffrage tables et banches ce qui nous permet de coffrer separemment les voiles puis le planchers.

Les dalles sont considerées comme toutes pleines, en realité certaines presentent de petites ouvertures reservee au passage des gaines. On distingue 3 types de dalles pour le calcul des efforts:

- Dalles appuyées sur 4 côtés
- Dalles appuyées sur 3 côtés
- Dalles appuyées sur 2 côtés, celles-ci seront calculées comme des poutres de 1m de large.

### Calcul des dalles

Nous supposerons que les dalles sont simplement appuyées sur leurs cotés, en realité la liaison refend-plancher est un encastrement partiel, donc nous calculerons les moments isostatiques en premier temps puis on fera une repartition des moments en travée et sur appuis conformement aux règles du CCA 68, art 55.

### Methode de calcul

On utilisera les tables de R. Bares pour le calcul des efforts et les flèches sur les dalles.

Les etapes de calcul se feront comme suit:

- On determine  $\gamma = a/b$
- Coefficient de poisson  $\mu = 0,15$  pour le beton armé.
- On tire du tableau correspondant au type de charge les valeurs:  
 $w_s$ : coefficient de fleche au milieu de la dalle.  
 $w_{bs}$ : coefficient de la fleche au bord de la dalle appuyée sur 3 cotés.

$M_{xs}$ : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens x.

$M_{ys}$ : \_\_\_\_\_ y.

$M_{ybs}$ : \_\_\_\_\_ du bord libre de la dalle.

les coefficients donnés sont des coefficients multiplicateurs donc les efforts et les flèches seront:

$$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3}$$

q: charge en kg/cm<sup>2</sup>

$$E = 7000 \sqrt{1,26 f_{c28}} = 126000 \text{ bars}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \frac{q a^4}{E h^3} \text{ (fleche au bord)}$$

$$= 128394 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{xs} = M_{xs} q a^2.$$

$$M_{yas} = M_{yas} q a^2.$$

$$M_{ys} = M_{ys} q b^2.$$

$$M_{ybs} = \mu M_{yas}.$$

CALCUL DES EFFORTSCharges de calcul des panneaux.

- Plancher terrasse :  $G + 1,2Q = 0,727 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,847 \text{ t/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G + 1,2Q = 0,623 + 1,2 \cdot 0,175 = 0,833 \text{ t/m}^2$ .
- Plancher comportant une loggia :  $G + 1,2Q = 0,438 + 1,2 \cdot 0,35 = 0,858 \text{ t/m}^2$ .

Vu que les charges sont de même ordre de grandeur.  
On fera le calcul avec la charge la plus défavorable  $q = 0,858 \text{ t/m}^2$ .  
Les efforts seront donnés sous forme de tableau l'un pour les dalles appuyées sur 4 côtés et l'autre pour celle appuyées sur 3 côtés.

Remarque: Si  $\delta < 0,4$  } On considèrera la dalle appuyée sur 2 côtés  
 $\delta > 2,5$  } le sens porteur sera parallèle au plus petit  
des 2 côtés. (panneaux 7, 8) **!!!**  
le panneau 9 sera calculé en console.

PANNEAUX APPUYES SUR 3 COTES

Panneaux	1	2	3	5	6
$\delta$	0,864	1,374	0,942	1,447	0,30
$\omega_s$	0,1452	0,0348	0,1121	0,0283	2,1571
$f_s$	0,2214	0,0953	0,1709	0,3399	0,0252
$\omega_{bs}$	0,2237	0,0473	0,1694	0,0376	4,1259
$f_{bs}$	0,3411	0,1295	0,2583	0,4516	0,0483
$M_{xs}$	0,0404	0,0164	0,0344	0,0143	0,1133
$M_{xs}$	335,27	581,07	285,47	1003	82,28
$M_{ys}$	0,0643	0,0929	0,0405	0,0902	0,0143
$M_{ys}$	715	193,68	378,42	333,04	122,52
$M_{y_{as}}$	0,0963	0,1227	0,0601	0,1212	0,0256
$M_{y_{as}}$	1070,83	767,47	561,55	1347,7	219,33
$M$	160,62	115,12	84,23	202,16	32,90

PANNEAUX APPUYES SUR 4 COTES

Panneaux	$\delta$	$\omega_s$	$f_s$	$M_{xs}$	$M_{ys}$	$M_{ys}$	$M_{ys}$
4	0,973	0,0505	0,1382	0,0444	495,71	0,405	475,71

Coefficients multiplicateurs

Panneaux	1	2	3	4	5	6
$\frac{qa^4}{Eh^3}$	1,525	2,738	1,525	2,737	12,01	0,0117
$qa^2$	8298,66	11809,6	8298,66	11119,68	23289,64	726,21
$qb^2$	11119,68	11809,6	9343,62	11746,02	11119,68	8567,64

PANNEAU 1

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 16 - 1 - \frac{0,8}{2} = 14,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 14,6 - 0,8 = 13,8 \text{ cm}$$

Sens y:

$$M_{oy} = M_{ys} = 715 \text{ kc.m}$$

$$M_t = 607,75 \text{ kc.m} = 0,85 M_0$$

$$M_a = 357,5 \text{ kc.m} = 0,50 M_0$$

En travée:

$$\mu = \frac{15M}{\bar{E}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 607,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 9,017 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9422 \\ K = 71,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{71,5} = 39,16 \text{ kc/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{E}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{607,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9422 \cdot 13,8} = 1,67 \text{ cm}^2$$

on prendra 6 HA6 ( $A = 1,69 \text{ cm}^2$ )

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot \frac{5,9}{4200} \left( \frac{1+0,864}{4} \right)$$

$$= 0,62 \text{ cm}^2 < A \text{ vérifié.}$$

Sur appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot 357,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8} = 0,100 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9552 \\ \kappa = 96,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{357,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9552 \cdot 13,8} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra 4 HA6 (1,13 cm}^2)$$

Sens x

$$M_{0x} = M_{xs} = 335,27 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 284,98 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 167,635 \text{ kg.m}$$

En travée :

$$\mu = 0,0072 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9615 \\ \kappa = 115 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{284,98 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9615 \cdot 14,6} = 0,825 \text{ cm}^2 \quad : 4 \text{ HA6 (1,13 cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14,6 \cdot \frac{5,9}{4200} \left( 1 - \frac{0,864}{2} \right) = 0,80 < A$$

Sur appui :

$$\mu = 0,0042 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9704 \\ \kappa = 154 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{167,635 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6} = 0,42 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ HA6 } = 1,13 \text{ cm}^2)$$

Vérification à la fissuration

On fera la vérification avec le diamètre maximum, d'où la condition sera vérifiée pour tous les panneaux.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{w_j}{1+10w_j} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a ? \\ \text{il suffit que } \sigma_2 \text{ soit supérieur à } \bar{\sigma}_a \text{ et la condition} \\ \text{est vérifiée} \end{array}$$

$$\kappa = 1,5 \cdot 10^4 \quad \text{fiss. peu nuisible.}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{coef de fiss. pour HA.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^4 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{\phi}} = 3193 > \bar{\sigma}_a$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1544,4}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,26 \text{ kg/cm}^2 \quad T = q \frac{l}{2} = \frac{858 \cdot 3,6}{2}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

TABLEAU DE FERRAILLAGE

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$M_x$ (kg.m)	$M_y$ (kg.m)	$A_x$ $cm^2$	$A_{x\text{choisi}}$	$A_y$ $(cm^2)$	$A_{y\text{choisi}}$	$M_a$ $A_a$	$A_{\text{choisi}}$
1	3,11	3,60	335,27	715	0,83	3HA6	1,69	6HA6	1070,8 3,00	6HA8
2	2,70	3,71	581,07	193,68	1,27	6HA6	0,44	3HA6	767,5 2,12	5HA8
3	3,11	3,30	285,47	378,42	0,62	3HA6	0,87	4HA8	564,55 1,54	4HA8
4	3,60	3,70	493,71	475,71	1,14	4HA8	1,04	4HA6	117,5 0,23	3HA6
5	3,60	5,21	1003	333,04	2,37	5HA8	0,87	4HA6	1347,7 3,80	8HA8
6	0,92	3,16	82,28	122,82	1,2	6HA6	0,43	3HA8	219,33 0,60	3HA6
7	1,52	3,60	247,8	/	0,53	3HA6	/	/	123,9 0,31	3HA6
8	3,30	6,89	1167,95	/	2,43	5HA8	/	/	584 1,43	6HA6
9	1,95	3,60	/	/	/	/	/	/	1631 4,36	4HA12

POUTRE NOYEELoggia :

- Poids du garde corps = 0,70 t/m
- Poids de la poutre  $0,3 \cdot 0,858 = 0,257$  t/m

Charge totale : 0,957 t/m

schema statique

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 957 \cdot \frac{3,3^2}{8} = 1303 \text{ kg.m}$$

$$M_e = 0,8 M_0 = 1042 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 651,5 \text{ kg.m}$$

En travée :

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,424$$

$$\bar{\delta} = 0,86$$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} = 25,04$$

$$M_{rb} = 25,04 \cdot 30 \cdot 10^2 = 751 \text{ kg.m}$$

$$M_{rb} < M_{ext} = 1042 \text{ kg.m}$$

$$\Delta M = 1042 - 751 = 291 \text{ kg.m}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\alpha} (h-d')}$$

$$\bar{\alpha} = \bar{\alpha} \bar{\delta} \frac{\Delta M}{\bar{\alpha}}$$

$$\bar{\delta}' = \frac{d'}{h} = \frac{2}{14} = 0,143$$

$$\bar{\alpha} = 1367 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\bar{\alpha} h \bar{\alpha}} + \frac{\Delta M}{\bar{\alpha} (h-d')} = \frac{75100}{0,8586 \cdot 14 \cdot 2800} + \frac{29100}{2800(14-2)} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_a = 651,63 \text{ kg.m} < M_{rb}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 65150}{2800 \cdot 30 \cdot 14} = 0,0594 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9583 \\ \kappa = 105 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{65150}{2800 \cdot 0,9583 \cdot 14} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\alpha}' = \frac{\bar{\alpha}}{\kappa} = \frac{2800}{105} = 26,67 < \bar{\alpha}$$



**CALCUL  
DES  
INERTIES**

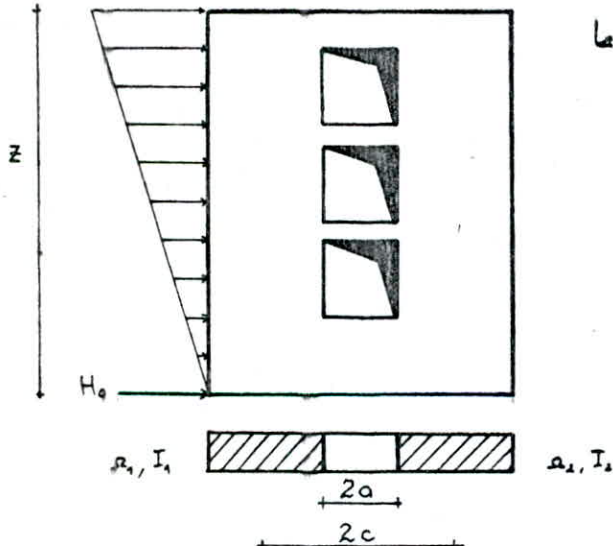
# CALCUL DES INERTIES

## INERTIE EQUIVALENTE

la notion d'inertie équivalente est utilisée pour les structures à voiles.

Le principe est l'assimilation des refends avec ouvertures à des refends pleins ; or notre structure comporte non seulement des refends pleins mais aussi des refends à ouvertures. (dans notre cas il existe seulement des refends à une seule file d'ouvertures) Le refend avec ouvertures est remplacé par un refend fictif dont l'inertie est évalué d'après la méthode exposée par M. Divers (les hypothèses étant vérifiées). Par définition, l'inertie équivalente d'un refend est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal repartit sur toute la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

### a/ Refend à une seule file d'ouvertures



Dans le cas d'un refend plein la flèche au sommet est :

$$f_0 = \frac{11 H_0 Z^3}{60 E I_0}$$

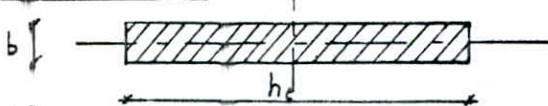
Pour un refend à une file d'ouvertures :

$$f = H_0 Z^3 \left( \frac{11}{60 E I} + \frac{2 m c}{I} \frac{\psi_0}{\alpha^2} \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right)$$

En égalisant les 2 flèches  $f = f_0$  :

$$I_0 = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2 m c}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

### b/ Refend plein



$$I = \frac{b h^3}{12}$$

### Notations :

- m : moment stat. de la sect° / au cdg :  $m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$
- $A_1, A_2$  : Aires des sections pleines planes
- 2c : dist entre les 2 cdg des sect° pleines
- 2a : largeur de l'ouverture
- $\alpha$  : degré de monolithisme ( $\alpha = \omega Z$ ) :  $\omega = \frac{3i E' I c}{E(I_1 + I_2) m q^2 l}$
- l : hauteur d'étage
- i : inertie du linteau ;  $\psi_0$  : coef. Lu sur l'abaque B.23b de M. Divers.
- $E'$  : module d'inertie longit. du matériau constituant le linteau
- E : le refend

Dans ce cas le calcul de l'inertie sera fait pour une section rectangulaire par rapport à l'un des axes passant par son c.d.g.

EXEMPLE DE CALCUL

Refend à une file d'ouvertures

voiles  $V_{L2}, V_{L7}$  :

$$2c = 2,38 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 0,16 \times 1,96 = 0,3136 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,16 \times 1,12 = 0,1792 \text{ m}^2$$

$$2a = 0,84 \text{ m}$$

$$m = 0,2714 \text{ m}^3$$

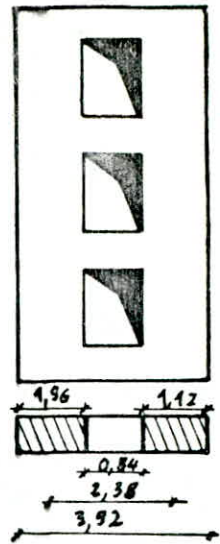
$$I_1 = 0,16 \cdot \frac{1,96^3}{12} = 0,1004 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,16 \cdot \frac{1,12^3}{12} = 0,0187 \text{ m}^4$$

$$I_1 + I_2 = 0,1191 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,765 \text{ m}^4$$

$$i = 0,16 \times \frac{0,84^3}{12} = 0,0071 \text{ m}^4$$



$$\omega = \sqrt{\frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m a^3 l}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0,0071 \cdot 0,765 \cdot 1,19}{0,1191 \cdot 4,274 \cdot 4,42^2 \cdot 2,8}}$$

$$\omega = 1,7 \quad \alpha = \omega^2 = 3,808 \Rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{0,765 \cdot 1,12}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2,38 \cdot 0,2714}{0,1191} \cdot \frac{0,66}{3,808} + 1}$$

$$I_e = 0,845 \text{ m}^4$$

Tableau de valeurs

N° du Voile	Nbre de file d'ouv.	L (m)	2c (m)	2a (m)	m (m³)	I (m⁴)	ω	α	ψ₀	Iₑ (m⁴)
V <sub>T1</sub> , V <sub>T14</sub> V <sub>T7</sub>	0	3,27	-	-	-	0,466	-	-	-	.
V <sub>T2</sub> V <sub>T13</sub>	1	4,02	2,61	1,20	0,262	0,783	2,695	60,36	0,66	0,871
V <sub>T3</sub> V <sub>T12</sub>	0	3,79	-	-	-	0,726	-	-	-	.
V <sub>T4</sub> V <sub>T11</sub>	1	5,97	3,41	0,84	0,439	2,446	1,011	22,66	0,66	2,710
V <sub>T5</sub> V <sub>T10</sub>	1	3,71	2,275	0,84	0,259	0,671	1,934	43,31	0,66	0,741
V <sub>T6</sub>	1	7,21	4,075	0,84	0,398	3,948	0,798	17,87	0,66	4,388
V <sub>T8</sub>	0	1,92	-	-	-	0,094	-	-	-	.
V <sub>T9</sub>	1	7,05	3,995	0,94	0,389	3,687	0,806	18,06	0,66	4,096
V <sub>L1</sub> V <sub>L8</sub>	0	2,08	-	-	-	0,120	-	-	-	.
V <sub>L2</sub> V <sub>L7</sub>	1	3,92	2,38	0,84	0,2714	0,765	1,70	38,08	0,66	0,845
V <sub>L3</sub> V <sub>L6</sub>	1	3,92	2,63	1,34	0,172	0,573	0,960	21,49	0,66	0,623
V <sub>L4</sub>	0	5,32	-	-	-	2,007	-	-	-	.
V <sub>L5</sub>	0	1,96	-	-	-	0,1004	-	-	-	.

**C'ENTRE**

**DE  
MASS'E**

**ET**

**D'INERTIE**

# CALCUL DU CENTRE DE MASSE

le but est la détermination du centre de masse des éléments soumis à des efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axes orthonormé convenablement choisi.

## Elements horizontaux

### a/ Centre de masse du plancher terrasse :

- On évalue la surface de la dalle, puis le poids/m<sup>2</sup>  $G+1,2P$  (t) ainsi que la masse  $(G+1,2P) \times \text{surface}$ .

Dalles (Panneau)	2 x D <sub>1</sub>	2 x D <sub>2</sub>	2 x D <sub>3</sub>	2 x D <sub>4</sub>	2 x D <sub>5</sub>	2 x D <sub>6</sub>	2 x D <sub>7</sub>	2 x D <sub>8</sub>	Total: $\Sigma$
M <sub>i</sub> (t)	9,24	8,48	8,58	17,23	15,64	2,64	4,88	19,96	153,34
Y <sub>i</sub> (m)	8,75	9,05	8,75	3,06	2,80	6,58	6,32	3,60	—
M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>	80,85	76,74	75,07	52,72	43,79	17,37	30,84	71,86	826,62

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{826,62}{153,34} = 5,39 \text{ m}$$

$$X_G = 10,16 \text{ m} \quad (\text{symétrie du bâtiment})$$

### b/ Centre de masse par étage courant :

Dalles (Panneau)	2 x D <sub>1</sub>	2 x D <sub>2</sub>	2 x D <sub>3</sub>	2 x D <sub>4</sub>	2 x D <sub>5</sub>	2 x D <sub>6</sub>	2 x D <sub>7</sub>	1 x D <sub>9</sub>	1 x D <sub>10</sub>	2 x V	Total: $\Sigma$
M <sub>i</sub> (t)	9,09	8,34	8,44	16,94	15,38	2,60	4,80	5,07	9,77	2,97	142
Y <sub>i</sub> (m)	8,75	9,05	8,75	3,06	2,80	6,58	6,32	6,22	2,00	4,65	—
M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>	79,54	75,48	73,85	51,84	43,06	17,11	30,34	31,53	19,56	13,81	807,34

$$Y_G = \frac{807,34}{142} = 5,68 \text{ m} \quad ; \quad X_G = 10,16 \text{ m}$$

### c/ Centre de masse des poutres longitudinales :

Poutres	M <sub>i</sub> (t)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
2 x P <sub>1</sub>	0,65	7,12	4,63
2 x P <sub>2</sub>	0,43	2,18	0,94
Total: $\Sigma$	2,16	—	11,14

$$Y_p = \frac{11,14}{2,16} = 5,16 \text{ m}$$

$$X_p = 10,16 \text{ m}$$

Elements verticauxCentre de masse des Voiles

Voiles	$M_i$ (t)	$Y_i$ (m)	$M_i Y_i$
$V_{T1}, V_{T14}$	$2 \times 4,03$	8,75	35,26
$V_{T2}, V_{T13}$	$2 \times 4,16$	4,11	17,10
$V_{T3}, V_{T12}$	$2 \times 4,77$	9,05	43,17
$V_{T4}, V_{T11}$	$2 \times 6,80$	3,06	20,81
$V_{T5}, V_{T10}$	$2 \times 4,00$	9,05	36,20
$V_{T6}$	$1 \times 7,81$	3,52	27,49
$V_{T7}$	$1 \times 3,83$	8,75	33,51
$V_{T8}$	$1 \times 2,17$	0,96	2,08
$V_{T9}$	$1 \times 7,81$	3,52	27,49
$V_{L1}, V_{L7}$	$2 \times 2,56$	7,12	18,27
$V_{L2}, V_{L3}$	$2 \times 4,05$	6,04	24,46
$V_{L4}, V_{L6}$	$2 \times 3,59$	5,44	19,53
$V_{L5}$	$1 \times 6,37$	7,12	45,35
$V_{L8}$	$1 \times 2,03$	0,08	0,16
Total: 2	97,94	/	565,68

$$Y_G = \frac{565,68}{97,94} = 5,78 \text{ m}$$

$$X_G = 10,16 \text{ m}$$

Centre de masse des murs Façades

Façades	$2.F_1$	$2.F_2$	$2.F_3$	$2.F_4$	$2.F_5$	$2.F_6$	$2.F_7$	$1.F_8$	Total: 2
$M_i$ (t)	4,21	3,38	3,79	1,03	0,50	1,30	4,30	1,68	38,70
$Y_i$ (m)	10,38	37,11	10,38	6,58	0,38	0,08	0,08	1,08	/
$M_i Y_i$	43,70	37,11	39,34	6,78	0,19	0,10	0,34	1,81	256,93

$$Y_G = 6,67 \text{ m}$$

$$X_G = 10,16 \text{ m}$$

Centre de masse de l'acrotère

Acrotère	$M_i$ (t)	$Y_i$ (m)	$M_i Y_i$
$2A_1$	4,08	10,38	42,35
$2A_2$	9,19	10,76	2,07
$2A_3$	9,97	10,98	10,61
$2A_4$	9,19	10,76	2,07
$2A_5$	1,08	10,38	11,23
$2A_6$	1,09	8,75	9,58
$2A_7$	9,46	7,12	3,26
$2A_8$	0,29	6,58	1,94
$2A_9$	0,19	6,04	1,56
$2A_{10}$	1,76	3,36	5,92
$2A_{11}$	0,83	0,61	0,51
$2A_{12}$	0,14	0,30	0,04
$2A_{13}$	4,3	0,08	0,34
Total: 2	26,84	/	182,62

$$Y_G = \frac{182,62}{26,84} = 6,80 \text{ m}$$

$$X_G = 10,16 \text{ m}$$

Centre de Masse au niveau de la terrasse

Elements	Acrotère	Planch.terra	1/2 Voiles	1/2 façades	Poutres	Total: $\Sigma$
$M_i(k)$	26,84	153,34	46,97	19,35	2,16	248,66
$Y_i(m)$	6,80	5,39	5,78	6,67	5,16	✓
$M_i \cdot Y_i$	182,51	826,50	271,49	129,06	11,15	1420,71

$Y_G = 5,71m.$

$X_G = 10,16m.$

Centre de masse au niveau de l'étage Courant

Elements	Plancher.cour	Voiles	Façades	Poutres	Total: $\Sigma$
$M_i(k)$	142	97,94	39,70	2,16	281,80
$Y_i(m)$	5,68	5,78	6,67	5,16	✓
$M_i \cdot Y_i$	806,56	566,09	264,84	11,15	1648,60

$Y_G = 5,85m$

$X_G = 10,16m$

Centre de masse au niveau de R.D.C

Elements	Plancher.RDC	Voiles	1/2 Façades	Poutres	Total: $\Sigma$
$M_i(k)$	142	97,94	19,35	2,16	262,45
$Y_i(m)$	5,68	5,78	6,67	5,16	✓
$M_i \cdot Y_i$	806,56	566,09	129,06	11,15	1519,54

$Y_G = 5,79m$

$X_G = 10,16m$

Excentricités

niveau terrasse :  $e_x = |x_0 - x_1| = |10,16 - 10,16| = 0$   
 $e_y = |y_0 - y_1| = |5,71 - 6,25| = 0,53$

niveau étage courant:  $e_x = |10,16 - 10,16| = 0$   
 $e_y = |5,85 - 6,25| = 0,39$

niveau RDC :  $e_x = |10,16 - 10,16| = 0$   
 $e_y = |5,79 - 6,25| = 0,5$

D'après le RPA 81 (art 3.3.5):

les excentricités accidentelles  $>$  excentricités calculées

$$e_x = e_y = e_a = \frac{\Sigma}{100} = 20,32 = 1,016m.$$

CENTRE DE TORSION

Éléments	$I_{e_i} (m^4)$	$X_i (m)$	$I_{e_i} X_i (m^5)$	Éléments	$I_{e_i} (m^4)$	$Y_i (m)$	$I_{e_i} Y_i (m^5)$
$V_{T_1}$	0,466	0,08	0,0373	$V_{L_1}$	0,120	7,12	0,8544
$V_{T_2}$	0,878	0,91	0,7990	$V_{L_2}$	0,845	6,04	5,1038
$V_{T_3}$	0,726	3,84	2,7878	$V_{L_3}$	0,623	5,44	3,3891
$V_{T_4}$	2,710	4,67	12,6557	$V_{L_4}$	2,007	7,12	14,2898
$V_{T_5}$	0,741	6,70	4,9647	$V_{L_5}$	0,1004	0,08	0,0080
$V_{T_6}$	4,388	8,43	36,9908	$V_{L_6}$	0,623	5,44	3,3891
$V_{T_7}$	0,466	10,16	4,7345	$V_{L_7}$	0,845	6,04	5,1038
$V_{T_8}$	0,094	10,23	0,9616	$V_{L_8}$	0,120	7,12	0,8544
$V_{T_9}$	4,096	11,89	48,7014	$\Sigma$	5,2834	✓	32,9924
$V_{T_{10}}$	0,741	13,62	10,0923				
$V_{T_{11}}$	2,710	15,65	42,4116				
$V_{T_{12}}$	0,726	16,48	11,9645				
$V_{T_{13}}$	0,878	19,41	17,0420				
$V_{T_{14}}$	0,466	20,24	9,4318				
$\Sigma$	20,086	✓	203,575				

Abcisse :

$$X_T = \frac{\Sigma I_{e_i} X_i}{\Sigma I_{e_i}} = \frac{203,575}{20,086}$$

Ordonnée :

$$Y_T = \frac{\Sigma I_{e_i} Y_i}{\Sigma I_{e_i}} = \frac{32,9924}{5,2834}$$

$$X_T = 10,135 \text{ m}$$

$$Y_T = 6,245 \text{ m}$$



**ETUDE  
DYNAMIQUE**

# EVALUATION DE LA PERIODE

## PROPRE D OSCILLATION

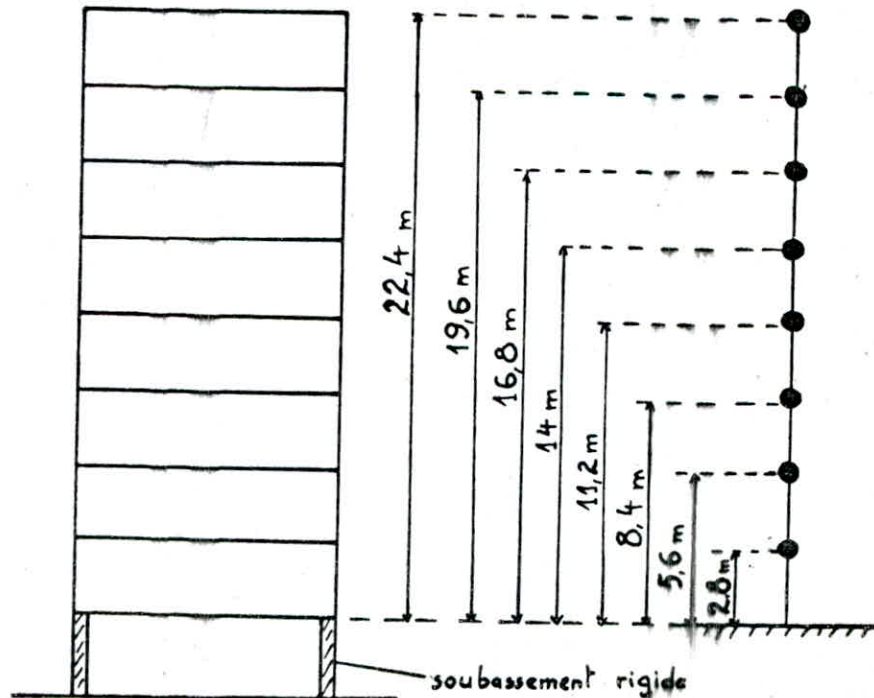
### INTRODUCTION

Effet du seisme : L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps). Ce qui provoque une accélération qui affecte les masses de notre structure liées au sol qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

#### Modelisation

d'idealisation par concentrations des masses procure un moyen simple pour limiter le nombre de degré de liberté à considérer dans l'étude de notre problème.

La modelisation de notre structure se fera donc par une concentration de masse au niveau des planchers portés par une console verticale flexible. L'ensemble vibrera à partir du voile périphérique constituant un soubassement très rigide par rapport à la structure qu'il supporte. On obtient ainsi une console encastrée à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenus par un élément élastique de rigidité égale à celle des éléments résistants et de masse négligeable.



# ETAPES ET METHODES DE CALCUL :

Il existe :

- La méthode exacte : Laborieuse si elle est effectuée manuellement
- Les méthodes approchées :
  - La méthode de LORD RAYLEIGH
  - La méthode de VIANELLO-STODOLA

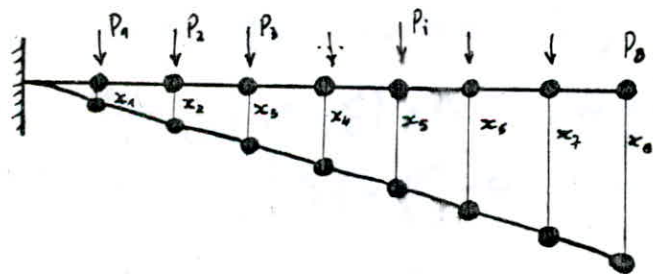
## Méthode de RAYLEIGH :

Elle est basée sur le principe de conservation d'énergie, elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs, mais vu que l'influence de l'amortissement est négligeable sur les valeurs des formes et pulsations propres (démontré par la méthode exacte). Elle peut être utilisée pour la détermination des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

La fréquence propre de vibration d'un système à un degré de liberté constitue une information primordiale; pour cette raison il est souhaitable de savoir déterminer cette fréquence fondamentale de manière simple.

La méthode de RAYLEIGH est très utile pour la détermination du premier mode fondamental; son utilisation pour les modes supérieurs étant très laborieuse. Notons que cette méthode est très pratique pour un système oscillant ayant un grand nombre de degrés de liberté.

On imagine la structure retournée à  $90^\circ$  dans le champ de pesanteur, celle-ci est sollicitée par les forces :  $P_i = m_i g$ ; agissant dans la direction du degré de liberté et soient  $x_1, x_2, \dots, x_n$ . Les déplacements statiques résultants. La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du 1<sup>er</sup> mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces  $P_i$ .



les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante :

$$P = [K] \cdot [D]$$

avec  $[P]$  : vecteur colonne des forces.

$[K]$  : matrice de rigidité de la console.

donc  $[D] = [K^{-1}] [P]$

$[D]$  : vecteurs colonne des déplacements.

on prend  $[S] = [K^{-1}]$  : matrice de souplesse de la console.

d'où :

$$[D] = [S] [P]$$

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix}$$

$$[D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix}$$

$$[S] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

D'où

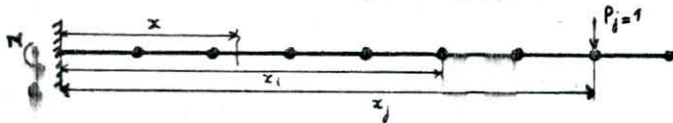
$$\begin{aligned} x_1 &= \delta_{11} P_1 + \delta_{12} P_2 + \dots + \delta_{1j} P_j + \dots + \delta_{1n} P_n \\ x_2 &= \delta_{21} P_1 + \delta_{22} P_2 + \dots + \delta_{2j} P_j + \dots + \delta_{2n} P_n \\ &\vdots \\ x_i &= \delta_{i1} P_1 + \delta_{i2} P_2 + \dots + \delta_{ij} P_j + \dots + \delta_{in} P_n \\ &\vdots \\ x_n &= \delta_{n1} P_1 + \delta_{n2} P_2 + \dots + \delta_{nj} P_j + \dots + \delta_{nn} P_n \end{aligned}$$

### Calcul des coefficients de la matrice de souplesse:

Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles, sauf une. En effet si toutes les forces sont nulles sauf  $P_j$  auxquelles on impose la valeur  $P_j = 1$  on aura :

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \delta_{1j} \\ x_2 &= \delta_{2j} \\ &\vdots \\ x_i &= \delta_{ij} \\ x_n &= \delta_{nj} \end{aligned} \right\} \text{ On peut ainsi calculer les coefficients de la matrice en évaluant les déplacements aux nœuds (masses) pour les } n \text{ cas de forces appliquées.}$$

### Évaluation des déplacements pour $P_j = 1$



$$M = P_j x_j \quad \Rightarrow \quad k = P_j$$

$$M(x) = -P_j x_j + P_j x \quad \rightarrow \quad M(x) = x - x_j \quad ; \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI}$$

$$\text{d'où } \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[ x_j x - \frac{x^2}{2} \right] + C_0 \quad ; \quad \text{pour } x=0 \rightarrow y'(0) = 0 \rightarrow C_0 = 0$$

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

d'où :

$$x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \right] \quad \text{avec } j > i$$

D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI on a :  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

avec  $\delta_{ij}$  : déplacement en  $i$  dû à une force unitaire appliquée en  $j$ .

Après détermination des  $\delta_{ij}$  on calculera les déplacements statiques correspondants à l'action des charges  $P_i$ , statiquement appliquées.

On calculera la période par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot x_i^2}{9 \sum P_i x_i}} \quad \text{Période du 1<sup>er</sup> Mode fondamental.}$$

## DEPLACEMENTS UNITAIRES

 $(EI\delta_{ij})$ 

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8
1	7.32	18.29	29.27	40.25	51.22	62.20	73.17	84.15
2	18.29	58.54	102.44	146.35	190.25	234.15	278.06	321.96
3	29.27	102.44	197.57	296.35	395.14	493.92	592.70	691.49
4	40.25	146.35	296.35	468.31	643.93	819.54	995.16	1170.77
5	51.22	190.25	395.14	643.93	914.66	1189.06	1463.46	1737.86
6	62.20	234.15	493.92	819.54	1189.06	1580.44	1975.68	2370.82
7	73.17	278.06	592.70	995.16	1463.46	1975.68	2509.85	3047.67
8	85.15	321.96	691.49	1170.77	1737.86	2370.82	3047.67	3746.47

DEPLACEMENTS STATIQUES

Niveaux	Poids de niveaux (t)	$x_i$ (m)	$P_i x_i$ (t.m)	$P_i x_i^2$ (t.m <sup>2</sup> )
8	213,4	0,0453	9,6775	0,4388
7	249,4	0,0377	9,3987	0,3541
6	249,4	0,0301	7,5073	0,2260
5	249,4	0,0227	5,6725	0,1290
4	249,4	0,0158	3,9505	0,0628
3	249,4	0,0097	2,4169	0,0234
2	249,4	0,0047	1,1673	0,0055
1	249,4	0,00197	0,3167	0,0040

Sens transversal :

$$\sum I = 18.376 \text{ m}^4$$

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

$$x_i = \sum P_j \delta_{ij}$$

$$\sum P_i x_i = 40,107 \text{ t.m}$$

$$\sum P_i x_i^2 = 1,740 \text{ t.m}^2$$

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

$$\underline{T = 0,677 \text{ s}}$$

Niveaux	Poids de niveaux (t)	$x_i$ (m)	$P_i x_i$ (t.m)	$P_i x_i^2$ (t.m <sup>2</sup> )
8	213,4	0,1659	35,401	5,873
7	249,4	0,1378	34,381	4,740
6	249,4	0,1101	27,462	3,024
5	249,4	0,0832	20,751	1,726
4	249,4	0,0579	14,451	0,837
3	249,4	0,0354	8,841	0,313
2	249,4	0,0171	4,270	0,073
1	249,4	0,0046	1,159	0,0054

Sens longitudinal

$$\sum I = 5.023 \text{ m}^4$$

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

$$x_i = \sum P_j \delta_{ij}$$

$$\sum P_i x_i = 146,717 \text{ t.m}$$

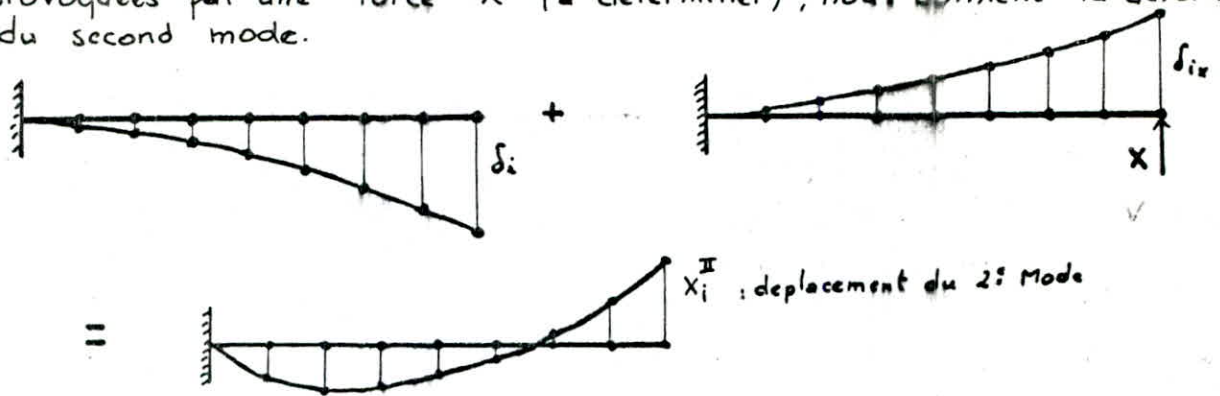
$$\sum P_i x_i^2 = 16,592 \text{ t.m}^2$$

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

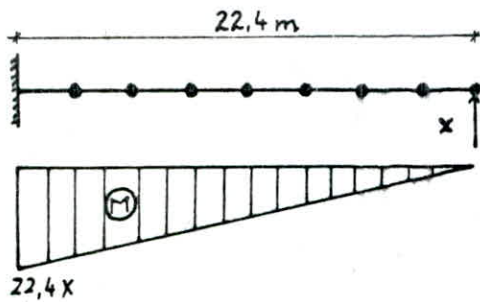
$$\underline{T = 0,353 \text{ s}}$$

# PERIODE DU 2<sup>ème</sup> MODE FONDAMENTAL

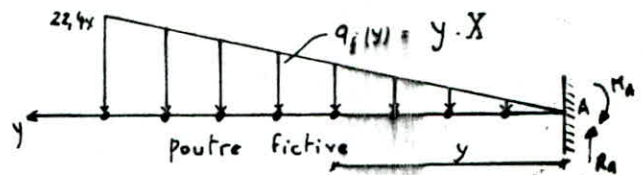
des déformations du 1<sup>er</sup> mode auxquelles, on ajoute les déformations provoquées par une force  $X$  (à déterminer), nous donnent la déformée du second mode.



## Calcul des déformations sous $X$



Après l'application de la force  $X$ , on obtient le diagramme des moments suivant: puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire donc:



$$R_A = \frac{Xl^2}{2} \quad M_A = -\frac{Xl^3}{3}$$

d'où l'équation du moment:  $M_z(y) = M_A + R_A \cdot y - q_i(y) \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3}$

$$\text{donc: } M_z^f(y) = -\frac{Xl^3}{3} + \frac{Xl^2}{2} y - \frac{X}{6} y^3 = v(y)$$

les déplacements  $\delta_{ix} = \frac{1}{EI} M_f(y_i)$  avec  $y_i = 22.4 - h_i$

\* Transversalement:

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= 1,2114 \cdot 10^{-6} X = 1,051 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{2x} &= 4,6351 \cdot 10^{-6} X = 4,022 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{3x} &= 9,9550 \cdot 10^{-6} X = 8,638 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{4x} &= 1,6855 \cdot 10^{-5} X = 14,625 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{5x} &= 2,5019 \cdot 10^{-5} X = 21,709 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{6x} &= 3,4131 \cdot 10^{-5} X = 29,616 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{7x} &= 4,3876 \cdot 10^{-5} X = 38,072 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{8x} &= 5,3936 \cdot 10^{-5} X = 46,801 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$h_i$ : hauteur d'étage =  $h = 2,8 \text{ m}$ .

$$X_i^{II} = X_i^I - \delta_{ix}$$

$$\sum P_i X_i^{II} = 1,240 \text{ (déjà calculé)}$$

$$\sum P_i X_i^I \delta_{ix} = 1,429 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{d'où: } X = \frac{\sum P_i X_i^I}{\sum P_i X_i^I \delta_{ix}} = 868$$

(D'après le principe d'orthogonalité des modes:  $\sum P_i X_i^I X_i^{II} = 0$ )

## Déplacement du second mode $X_{i,r}^{\text{II}}$

41

$$\begin{aligned} X_1^{\text{II}} &= 1,27 \cdot 10^{-3} - 1,051 \cdot 10^{-3} = 2,19 \cdot 10^{-4} \\ X_2^{\text{II}} &= 4,7 \cdot 10^{-3} - 4,022 \cdot 10^{-3} = 6,78 \cdot 10^{-4} \\ X_3^{\text{II}} &= 9,7 \cdot 10^{-3} - 8,638 \cdot 10^{-3} = 1,06 \cdot 10^{-3} \\ X_4^{\text{II}} &= 15,8 \cdot 10^{-3} - 14,625 \cdot 10^{-3} = 1,175 \cdot 10^{-3} \\ X_5^{\text{II}} &= 22,7 \cdot 10^{-3} - 21,709 \cdot 10^{-3} = 0,991 \cdot 10^{-3} \\ X_6^{\text{II}} &= 30,1 \cdot 10^{-3} - 29,616 \cdot 10^{-3} = 4,84 \cdot 10^{-4} \\ X_7^{\text{II}} &= 37,7 \cdot 10^{-3} - 38,072 \cdot 10^{-3} = -3,72 \cdot 10^{-4} \\ X_8^{\text{II}} &= 45,3 \cdot 10^{-3} - 46,801 \cdot 10^{-3} = -1,501 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum P_i X_i^{\text{II}2} &= 1,578 \cdot 10^{-3} \\ \sum P_i X_i^{\text{II}} &= 1,570 \end{aligned}$$

$$T_r = \underline{0,0636s}$$

## Longitudinalement

$\delta_{ix}$  est fonction de  $I$  qui varie suivant le sens  
le reste des paramètres sont constants, donc:  $\delta_{ix_L} \propto \delta_i \cdot \frac{10,376}{6,023}$

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= 4,432 \cdot 10^{-6} X = 3,845 \cdot 10^{-3} \\ \delta_{2x} &= 1,696 \cdot 10^{-5} X = 0,0147 \\ \delta_{3x} &= 3,642 \cdot 10^{-5} X = 0,0316 \\ \delta_{4x} &= 6,166 \cdot 10^{-5} X = 0,0535 \\ \delta_{5x} &= 9,152 \cdot 10^{-5} X = 0,0794 \\ \delta_{6x} &= 1,249 \cdot 10^{-4} X = 0,1083 \\ \delta_{7x} &= 1,605 \cdot 10^{-4} X = 0,1392 \\ \delta_{8x} &= 1,973 \cdot 10^{-4} X = 0,1712 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum P_i X_i \delta_i &= 0,0191 \\ \sum P_i X_i^2 &= 16,592 \end{aligned}$$

$$X = 868$$

## Déplacement du second mode $X_{i,L}^{\text{II}}$

$$\begin{aligned} X_1^{\text{II}} &= 0 \cdot 10^{-4} \\ X_2^{\text{II}} &= 2,408 \cdot 10^{-3} \\ X_3^{\text{II}} &= 3,851 \cdot 10^{-3} \\ X_4^{\text{II}} &= 4,442 \cdot 10^{-3} \\ X_5^{\text{II}} &= 3,786 \cdot 10^{-3} \\ X_6^{\text{II}} &= 1,774 \cdot 10^{-3} \\ X_7^{\text{II}} &= -1,415 \cdot 10^{-3} \\ X_8^{\text{II}} &= -5,313 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum P_i X_i^{\text{II}2} &= 0,0211 \\ \sum P_i X_i^{\text{II}} &= 5,742 \end{aligned}$$

$$T_L = \underline{0,1216s}$$



**ETUDE  
AU  
S'EISME**

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

La formule de base s'écrit :  $V = ABDQW$

Coefficients selon le RPA 81 :

A: facteur d'accélération de zone (art 33.11)

$A = 0,15$  (bâtiment en zone II, à usage d'habitation : usage 2) voir tableau 1.

D: facteur d'amplification dynamique (art 33.12); dépend de la période et du sol.  
(soit plus ou moins argileux, grés et gravillons quaternaires)

transv.  $T_T = 0,353 \rightarrow D_T = 2$

longit.  $T_L = 0,675 \rightarrow D_L = 1,68$

B: facteur de comportement de la structure (art 33.13)

$B = \frac{1}{3} = 0,33$  (struct. à voiles porteurs)

Q: facteur de qualité  $Q = 1 + \sum Pq$  - d'après le tableau 3 -  $Q_L = Q_T = 1,2$

Calcul de W

(art 33.15).  $W$ : Poids de la structure  $\approx$  Totalité des charges permanentes  
 $W = 1444$  t.

Donc les forces sismiques dans les 2 sens sont:

$$V_L = ABDQW = 0,15 \times 0,33 \times 2 \times 1,2 \times 1444 = 171,31 \text{ t}$$

$$V_T = ABDQW = 0,15 \times 0,33 \times 1,68 \times 1,2 \times 1444 = 143,90 \text{ t}$$

Repartition de la force sismique:

selon art 3.3.3

$$F_k = \frac{(V - F_c) w_k h_k}{\sum w_i h_i}$$

$F_k$ : force répartie.

$$T_T = 0,353 < 0,7 \Rightarrow F_{T_T} = 0$$

$$T_L = 0,675 < 0,7 \Rightarrow F_{T_L} = 0$$

$$\sum w_i h_i = 213,4 \cdot 22,4 + 249,4(2,8 + 5,6 + 8,4 + 11,2 + 14 + 16,8 + 19,6) = 24333 \text{ t.m.}$$

Sens longitudinal:

$$F_k = \frac{V_L}{\sum w_i h_i} w_k h_k = \frac{171,31}{24333} w_k h_k = 0,00704 w_k h_k$$

Sens transversal:

$$F_k = \frac{V_T}{\sum w_i h_i} w_k h_k = \frac{143,9}{24333} w_k h_k = 0,00591 w_k h_k$$

Niveaux	$F_k$ longitudinal (t)	$F_k$ transverse (t)	$F_k$ cumulée longit. (t)	$F_k$ cumulée. trans (t)	$M$ cumulée. longit. (t.m)	$M$ cumulée. trans (t.m)
8	33,65	28,25	33,65	28,25	0	0
7	34,41	28,89	68,06	57,14	94,22	79,10
6	29,49	24,76	97,55	81,90	284,79	239,09
5	24,58	20,64	122,13	102,54	557,93	468,41
4	19,67	16,51	141,80	119,05	899,89	755,52
3	14,75	12,38	156,55	131,43	1296,93	1088,86
2	9,83	8,25	166,38	139,68	1735,27	1456,86
1	4,92	4,13	171,30	143,80	2201,13	1847,96
0	0	0	171,30	143,80	2680,77	2250,60

**ETUDE  
AU  
VENT**

# LE VENT

d'action dynamique du vent induit 3 types d'efforts:

- Une action parallèle à l'action du vent: Trainée **T**
- Une action perpendiculaire à l'action du vent: Derive **L**
- Une action verticale de soulèvement: Portance **U**

## DETERMINATION DE T:

Notre construction possède la forme d'un rectangle en plan dont les dimensions sont:

$$a = 20,32 \text{ m}$$

$$b = 11,06 \text{ m}$$

$$h = 24,90 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \text{utilisation de la méthode simplifiée du NV65 art III 2.9 applicables}$$

le bâtiment est situé en zone II donc la pression dynamique de base est:

- pour le vent normal  $q^N = 70 \text{ daN/m}^2$
- pour un vent extrême  $q_{10}^e = 1,75 q_{10}^N = 122,5 \text{ daN/m}^2$

$$\text{l'effort de trainée est: } T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

$C_t$ : coef. de trainée ;  $\beta$ : coef. de majoration dynamique.  
 $\delta$ : coef. de dimension ;  $d$ : coef. de maître couple.

## Calcul des Coefficients

a/ Sens longitudinal

$q_n$ : pression dynamique constante sur toute la hauteur de la construction

$$q_n = (46 + 0,7h) k_r k_s \quad \text{en zone II: } k_r = 1,40$$

$$q_n = 115,44 \text{ daN/m}^2 \quad k_s = 1,30$$

Cette pression devra être réduite par un coefficient de réduction  $\delta$   
 $\delta = 0,78$  car  $h = 24,9 \text{ m}$  donc:  $\delta \cdot q_n = 90,04 \text{ daN/m}^2$   
 $30 \leq \delta q_n \leq 170$ .

$C_t$ : dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élancement puisque notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse (NV65, tableau VII)  $\rightarrow C_t = 1,30$

$\delta_0$  déterminé par le diagramme RIII 5

$$\lambda_0 = \frac{h}{a} = \frac{24,90}{20,32} = 1,22 \quad ; \quad \frac{b}{a} = \frac{11,06}{20,32} = 0,54 \quad \} \delta_0 = 1$$

$$\text{d'où } C_t = 1,3 \times 1 = 1,3$$

$\beta$ : tient compte de l'effet des actions // à la direction du vent;  $\beta = 0(1 + \xi)$

$\xi$ : coef. de réponse =  $f(T)$  (période du mode fondamental d'oscillation) RII.3.

$$T_b = 0,6746 \rightarrow \xi_b = 0,48$$

$$T_t = 0,3527 \rightarrow \xi_t = 0,25$$

$T_L = 0,6746 \mu \rightarrow \xi(0,6746) = 0,48$

-  $\xi$ : coef de pulsation calculé à chaque niveau.  
pour  $h = 24,9 \rightarrow \xi = 0,337$  (NV 65, R III 4)

\*  $\theta = 0,70$  pour  $H \leq 30$  m. donc:  
 $\beta$  calculé =  $\theta(1 + \xi\xi) = 0,7(1 + 0,48 \cdot 0,337) = 0,81 < 1$ .

$\beta = \max(\beta_{calculé}, 1) = 1$

\*  $\delta$ :  $H = 24,9$  m  $\rightarrow \delta = 0,78$

\*  $d$ :  $d = a = 20,32$  m

donc:  $T_n = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot 115,44 \cdot 20,32 = 2378,6$  kg/m  
 $T_e = 1,75 T_n = 4612,5$  kg/m.

DETERMINATION DE L

Pour  $v \leq v_w = 25$  m/s

$T_L = 0,6746 \mu$

le calcul de vitesse theorique est donné par la theorie de KARMAN qui montre que la periode des tourbillons est donné par  $T_k = \frac{d}{5v}$   
 $v$ : vitesse du vent ;  $d$ : largeur du maitre couple  
 $s$ : nombre de stroual (0,25-0,30)

IL y a resonance si  $T = T_k \Rightarrow V_{cr} = \frac{d}{5T}$   
 $V_{cr} = \frac{20,32}{0,3 \cdot 0,6746} = 100,4$  m/s  $> 25$  m/s donc il est inutile de faire un calcul à la resonance et de calculer la derive L.

DETERMINATION DE U

$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

$C_u$ : coef. de portance  $C_u = C_i - C_e$  ;  $C_i$ : coef de depression interieur sur la terrasse constructions fermées (les parois ont une permeabilite en zone II)

alors  $C_i = 0,6(1,8 - C_i) = 0,6(1,8 - 1,3\delta_0) = +0,3$  ( $\delta_0 = 1$ )

$C_e$ : coef de depression exterieure sur la terrasse (selon R III. 6 du NV 65)  
 $\delta_0 = 0 \} C_e = -0,5$   
 $\delta_0 = 1 \}$

d'où  $C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = +0,8$  , or  $\delta = 0,78$

$S_u$ : Surface de la projection horizontale de la terrasse:  $S_u = 224,74$  m<sup>2</sup>  
d'où:  $q_n = 115,44$  kg/m<sup>2</sup>

$U_n = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = 0,8 \cdot 0,78 \cdot 115,44 \cdot 224,74 = 16189$  kg = 16,19 t (normal)  
 $U_e = 1,75 U_n = 28,33$  t

On doit verifier que:  $G > U_e$  or  $G = 2245$  t  $> U_e$   
donc il n'y a pas de risque de Soulevement.

b/ Sens transversal

De même que pour le sens longitudinal:  $T_n = 1294,64$  kg/m.

$V_{cr} > 25$  m/s  $\Rightarrow$  calcul de L inutile;  $U = 16,19$  t ;  $U_e = 28,33$  t

Ces calculs ont été fait pour le dernier niveau, les autres seront reportés dans un tableau:

## FORCE DE TRAINÉE A DIFFERENTS NIVEAUX

niveaux	24.9	24	20	16	12	8	4	0
Z	0,337	0,339	0,345	0,351	0,358	0,360	0,360	0,360
$q_n$ (kg/m <sup>2</sup> )	115,44	114,30	109,20	104,10	99,01	93,01	88,92	83,72
$\delta q_n$ (kg/m <sup>2</sup> )	90,04	89,15	85,18	81,20	77,23	73,25	69,28	65,30
$T_{nT}$ (kg/m) $T_{nL}$ (kg/m)	2378,58 1294,08	2355,09 1281,30	2249,52 1224,13	2144,46 1166,96	2039,61 1109,90	1934,55 1052,78	1831,75 996,79	1724,63 938,50
$T_{eT}$ (kg/m) $T_{eL}$ (kg/m)	4162,52 2264,64	4121,41 2242,28	3936,66 2142,23	3752,80 2042,18	3569,31 1942,33	3385,46 1842,28	3205,57 1744,39	3018,11 1642,38

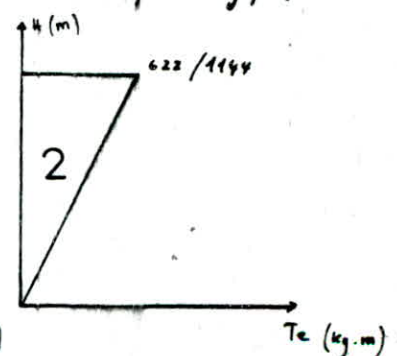
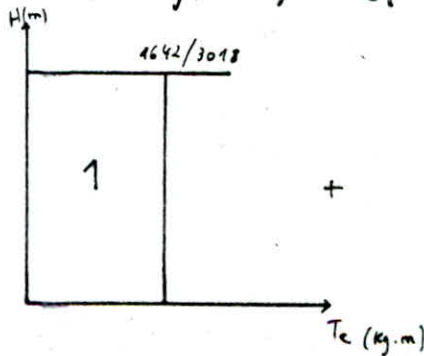
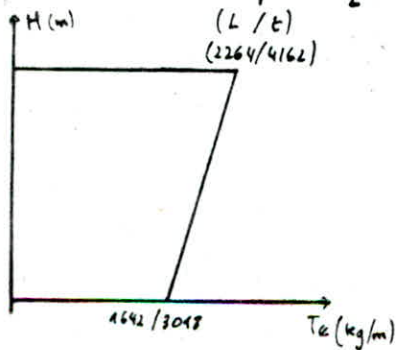
$$\theta = 0,70 ; \delta = 0,78 ; K_s = 1,3 ; K_v = 1,4 ; d_L = 11,06 ; d_n = 20,32$$

$$C_t = 1,3 ; \gamma_t = 0,25 ; \gamma_L = 0,48$$

le diagramme donnant  $T_e$  en fonction de  $M$  peut-être remplacé par un diagramme trapézoïdal équivalent.

$$H = 24,9 \text{ m} ; T_{eL} = 2264,64 \text{ kg/m} ; T_{eT} = 4162,52 \text{ kg/m}$$

$$H = 0 ; T_{eL} = 1642,38 \text{ kg/m} ; T_{eT} = 3018,11 \text{ kg/m}$$



CALCUL DES EFFORTSSens longitudinal

diagramme 1 :  $H_{e1} = P_0 H = 1642,3 \times 24,9 = 40,89 \text{ t}$ .

$M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 509,15 \text{ t.m}$ .

diagramme 2 :  $H_{e2} = P_1 H = 622,76 \times 24,9 = 7,75 \text{ t}$ .

$M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 128,6 \text{ t.m}$ .

Total

$H_e = H_{e1} + H_{e2} = 48,64 \text{ t}$ .

$M_e = M_{e1} + M_{e2} = 637,75 \text{ t.m}$ .

Sens transversal

diagramme 1 :  $H_{e1} = P_0 \cdot H = 75,15 \text{ t}$ .

$M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 935,63 \text{ t.m}$ .

diagramme 2 :

$H_{e2} = P_1 \cdot \frac{H}{2} = 14,25 \text{ t}$ .

$M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 136,51 \text{ t.m}$ .

Total

$H_e = 89,4 \text{ t}$ .

$M_e = 1172,14 \text{ t.m}$ .

CONCLUSION

En comparant les effets du seisme et ceux du vent ; le seisme est plus défavorable que le vent



**ETUDE  
DU  
CONTREVENTEMENT**

# ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Introduction : Notre système de contreventement est constitué de voiles soumis aux forces horizontales dues au séisme puisque ces dernières sont plus prépondérantes que celle du vent.

sollicitations horizontales : Il s'agit de répartir ces forces à chaque niveau entre les différents éléments de contreventement.

Etapes de Calcul :

- Soient  $xx'$  et  $yy'$  les axes // aux refends passant par le centre de torsion du système de contreventement

- La force extérieure  $H$  appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit en  $H_x$  et  $H_y$  et  $M = H_e$

- Les forces provenant des translations deviennent :

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} H_x$$

$$H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} H_y$$

- Les forces provenant de la rotation deviennent :

$$H''_x = \frac{M \cdot x'_i \cdot I_x}{J}$$

$$H''_y = \frac{M \cdot y'_i \cdot I_y}{J}$$

avec  $J = \sum I_x x'^2 + \sum I_y y'^2$  ;  $x'$  et  $y'$  : dist des axes ppaux de chaque refend au centre de torsion

Remarque : D'après le RPA (art 3.3.5)

$H''_x$  et  $H''_y$  sont négligés s'ils sont négatifs

Les forces finales distribuées dans les refends sont :

$$H_x = H'_x + H''_x$$

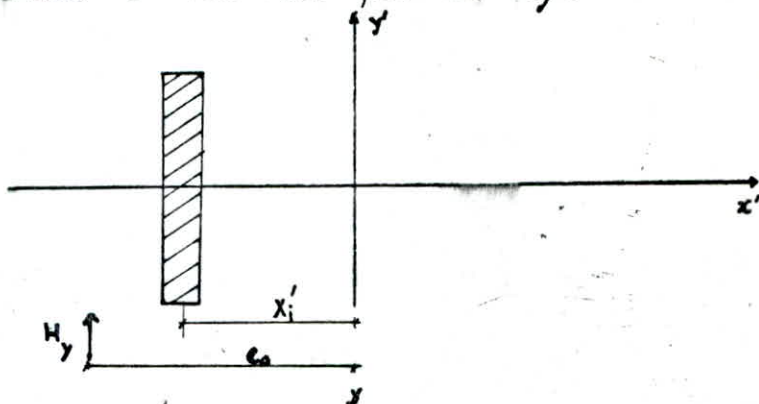
$$H_y = H'_y + H''_y$$

- excentricité théorique :  $e_x = e_y = 1,016 \text{ m}$

- centre de torsion :  $x_t = 6,25 \text{ m}$

$y_t = 10,16 \text{ m}$

Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra une force horizontale  $H = 100 \text{ t}$ , puis on déduira l'effort réel par une règle de trois.



$$\begin{cases} x' = X - X_T \\ y' = Y - Y_T \end{cases}$$

$$\text{avec } \begin{cases} Y_T = 6,25 \text{ m} \\ X_T = 10,16 \text{ m} \end{cases}$$

A partir des tableaux on tire :

$$\begin{aligned} \sum I_{x_i} &= 20,086 \\ \sum I_{y_i} &= 5,284 \\ J &= 509,41 + 6,69 = 516,1 \end{aligned}$$

Repartition des efforts horizontaux : \* Seisme agissant longitudinal :

$$H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} H_y$$

$$H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J}$$

$$H_y = H'_y + H''_y$$

Exemple de Calcul

Voile VL1 :  $H'_y = \frac{0,12}{5,284} \cdot 100 = 2,27^t$

$$H''_y = \frac{100 \cdot 1,016 \cdot 0,87 \cdot 0,12}{516,1} = 0,02^t$$

Voiles	VL1, VL8	VL2, VL7	VL3, VL6	VL4	VL5
$H'_y (t)$	2,27	15,99	11,79	37,91	1,89
$H''_y (t)$	0,02	-0,007	-0,098	0,34	-0,12
$H_y (t)$	2,29	15,99	11,79	38,31	1,89

\* Seisme agissant transversal :

Voiles	VT1	VT14	VT2	VT13	VT3	VT12	VT4	VT11	VT5	VT10	VT6	VT7	VT8	VT9
$H'_{x_i} (t)$	2,32	2,32	4,37	4,37	3,61	3,61	13,5	13,5	3,69	3,69	21,85	2,32	0,02	20,40
$H''_{x_i} (t)$	-0,93	0,93	-1,60	1,60	-0,90	0,90	-2,93	2,93	-0,50	0,50	-1,49	0	0	1,40
$H_{x_i} (t)$	2,32	3,25	4,37	5,97	3,61	4,51	13,5	16,43	3,69	4,19	21,85	2,32	0,02	21,80

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} H_x$$

$$H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J}$$

$$H_x = H'_x + H''_x$$

Efforts dans les refends

$V_{T9}$	$V_{T8}$	$V_{T7}$	$V_{T6}$	$V_{T10}$	$V_{T5}$	$V_{T11}$	$V_{T4}$	$V_{T12}$	$V_{T3}$	$V_{T13}$	$V_{T2}$	$V_{T14}$	$V_{T1}$	$V_{15}$	$V_{14}$	$V_{13}, V_{14}$	$V_{12}, V_{13}$	$V_{11}, V_{12}$	$V_{10}, V_{11}$	No. des <sup>étapes</sup>	Niveau
12,46	0,01	1,33	12,48	2,39	2,11	9,39	7,71	2,58	2,06	3,41	2,50	1,86	1,33	1,29	26,07	8,02	10,88	1,56		I	7
17,24	0,02	1,83	17,28	3,31	2,92	13,00	10,68	3,57	2,85	4,72	3,46	2,57	1,83	1,78	36,10	11,11	15,07	2,16		M	7
17,85	0,02	1,90	17,89	3,43	3,02	13,46	11,06	3,69	2,96	4,89	3,58	2,66	1,90	1,84	37,37	11,50	15,60	2,23		I	6
52,12	0,05	5,55	52,24	10,02	8,82	39,28	32,28	10,78	8,63	14,27	10,45	7,77	5,55	5,38	109,10	33,58	45,54	6,52		M	6
22,35	0,02	2,38	22,40	4,30	3,78	16,85	13,84	4,62	3,70	6,12	4,48	3,33	2,38	2,31	46,79	14,40	19,53	2,80		I	5
102,11	0,09	10,87	102,35	19,63	17,28	76,96	63,23	21,12	16,91	27,96	20,47	15,22	10,87	10,54	293,74	65,78	89,21	12,78		M	5
25,95	0,02	2,76	26,01	4,99	4,39	19,56	16,07	5,37	4,30	7,11	5,20	3,87	2,76	2,68	54,32	16,72	22,67	3,25		I	4
164,7	0,15	17,53	165,08	31,66	27,88	124,13	101,99	34,07	27,27	45,10	33,02	24,55	17,53	17,01	344,75	106,1	143,89	20,61		M	4
28,65	0,03	3,05	28,72	5,51	4,85	21,59	17,74	5,93	4,74	7,85	5,74	4,27	3,05	2,96	59,97	18,46	25,03	3,58		I	3
237,37	0,22	25,26	273,91	45,62	40,18	178,9	147,00	49,11	39,31	65,00	47,58	35,39	25,26	24,51	496,85	152,91	207,38	29,70		M	3
30,45	0,03	3,24	30,52	5,85	5,15	22,95	18,86	6,30	5,04	8,34	6,10	4,54	3,24	3,14	63,74	19,62	26,60	3,81		I	2
317,59	0,29	33,80	318,32	61,04	53,76	239,36	196,68	65,70	52,59	86,97	63,66	47,35	33,80	32,80	664,78	204,59	277,47	39,74		M	2
31,35	0,03	3,34	31,42	6,02	5,31	23,63	19,41	6,48	5,15	7,58	6,28	4,67	3,34	3,24	65,62	20,20	27,39	3,92		I	1
402,85	0,37	42,87	403,78	77,43	68,19	303,62	249,47	83,34	66,71	110,32	80,76	60,06	42,87	41,60	843,25	259,51	351,96	50,41		M	1
31,35	0,03	3,34	31,42	6,02	5,31	23,63	19,41	6,48	5,15	7,58	6,28	4,67	3,34	3,24	65,62	20,20	27,39	3,92		I	rdc
490,63	0,45	52,21	491,76	94,30	83,05	369,77	303,83	101,5	81,25	134,36	98,55	73,14	52,21	50,67	1027	316,06	428,65	61,39		M	rdc

**EFFORTS'  
DANS' LES'  
REFENIDS'**

# DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES REFENDS

La méthode appliquée est la méthode M. DIVERS transformée par MM. ALBIGES & GOULET par des charges triangulaires. Pour le ferrailage des refends. IL faut les calculer sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées

## Refends sans ouvertures (pleins):

le calcul de ce type est simple. C'est celui d'une section rectangulaire en B.A calculée sous les charges verticales et les efforts du seisme soit  $M, N, \pi$  (déjà calculés)

## Refends avec ouvertures:

Les règles RPA 81 & PS 69 conduisent à des efforts horizontaux par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment.

### Hypothèses

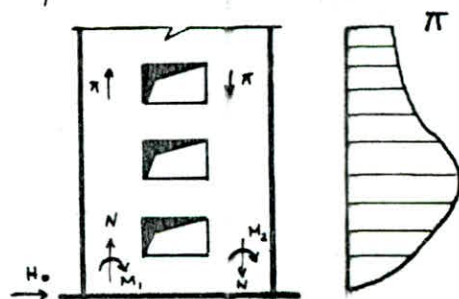
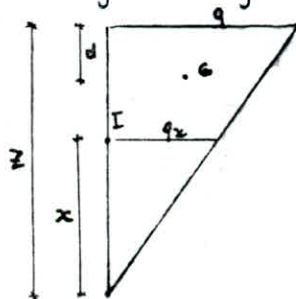
- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de chaque élément de refend
- Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage

### Cas général

$$\pi = H_0 m l \phi \quad N = \sum \pi$$

$$M_1 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 z \int \left[ \frac{(1-f)^2}{2} - \frac{2m\psi}{I} \right] \quad M_2 = \frac{I_1}{I_2} M_1$$

Les moments donnés par ces formules sont valable pour le cas d'une charge uniforme rectangulaire due au vent; il faut donc faire un calcul similaire, pour une charge triangulaire telle que celle due au seisme.



$$M_I = S_T (z-x-d)$$

avec:  $S_T$ : surface du trapèze  
 $d$ : distance du  $edg$  à la grande base.

$$S_T = (q+q_x) \frac{(z-x)}{2} \quad d = \frac{q+2q_x}{3(q+q_x)} (z-x)$$

$$q_x = q \frac{z}{z} = q f$$

$$M_I = (q+q f) \frac{(z-x)}{2} \left[ z-x - \frac{(q+2q f)}{3(q+q f)} (z-x) \right]$$

$$M_I = (z-x)^2 q \left[ \frac{(1+f)}{2} \cdot \frac{(3+3f-1-2f)}{3(1+f)} \right] = q (z-x)^2 \left[ \frac{1+f}{2} \cdot \frac{(2+f)}{3(1+f)} \right]$$

$$M_I = q (z-x)^2 \frac{(2+f)}{6} = q z^2 \left(1 - \frac{z}{z}\right)^2 \frac{(2+f)}{6} = q z^2 \frac{(1-f)^2 (2+f)}{6}$$

Pour une charge triangulaire on a  $H_0 = q \frac{z}{2}$  d'où  $M_I = \frac{H_0 z (1-f)^2 (2+f)}{3}$

Le reste du calcul est exposé dans l'ouvrage de ALBIGES & GOULET

On aura finalement :  $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[ \frac{(1-f)^2 (2+f)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$   $M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$

$$\pi = \frac{H_0 m \rho}{I} \phi$$

$$N = \sum \pi$$

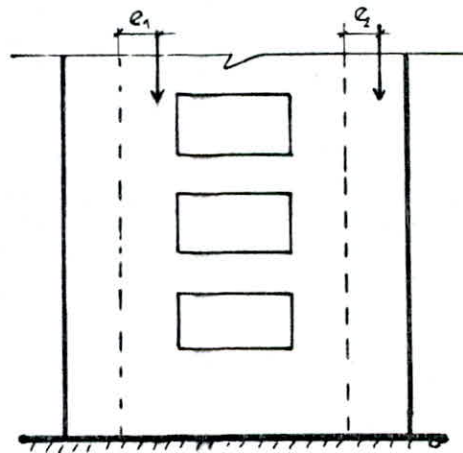
$$\text{erreur} = \frac{M_{\text{ext}} - M_{\text{int}}}{M_{\text{ext}}}$$

Pour les refends à moyennes ouvertures ( $\alpha \geq 10$ ) :  $\phi = (1-f)^2$  (notre cas)  
 Verification: il est conseillé d'effectuer à la base du refend une verification de l'équilibre extérieur.  $M = M_1 + M_2 + 2Nc$ .

### Remarque:

Si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leur axe alors les charges verticales (G et P) sont excentrées comme l'indique la figure ci-après.

La redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments  $M_1, M_2$  (cas d'une seule file d'ouverture) et des efforts  $N_1$  et  $N_2$ , mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, donc on néglige cette excentricité et on ne tient compte que de l'effort normal de compression sur les trumeaux.



$$e_1 = e_2 = 0$$

### Repartition des efforts dans les refends

V<sub>L2</sub>, V<sub>L3</sub> :

$$w = 1,7$$

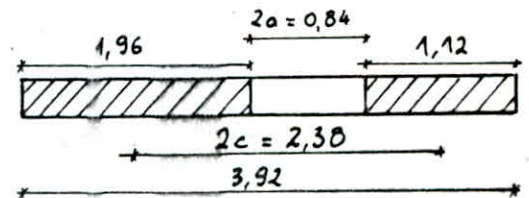
$$I = 0,765, I_e = 0,845$$

$$\alpha = 38,08, m = 0,27$$

$$H_0 = 27,39 \text{ t (effort tranchant à la base)}$$

$$M_{\text{ext}} = 428,65 \text{ t.m à la base}$$

$$M_{\text{int}} = 443,64 \text{ t.m}$$









**SUPERPOSITION**

**DES**

**SOLLICITATIONS**

# SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

## Base de calcul des elements structuraux

Les elements structuraux doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges verticales et des charges sismiques, données sur la base du reglement parasismique en vigueur RPA81.

La combinaison des charges et surcharges pour les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les 2 formules.

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

G: Charge verticale permanente.

Q: Surcharge d'exploitation (sans majoration).

E: Surcharge verticale due au seisme.

Pour les voiles à une ou plusieurs files d'ouvertures la distribution des charges verticales sur les trumeaux se font proportionnellement à leur longueur  $V_i = V \frac{l_i}{l}$  V: charge verticale qui s'applique sur le voile.

$V_i$ : Charge verticale qui revient au trumeau  $i$ .

$l_i$ : longueur du trumeau ( $i$ ) + la  $\frac{1}{2}$  longueur du linteau.

$l$ : longueur du voile.

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	rdc	
Y <sub>TS</sub>	G <sup>(k)</sup>	15,14	22,06	28,97	35,89	42,81	49,72	56,64	63,56
	Q <sup>(k)</sup>	1,69	2,60	3,42	4,12	4,73	5,24	5,75	6,25
	E <sup>(k)</sup>	1,32	3,85	7,41	11,72	16,66	22,06	27,69	33,44
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	18,15	28,51	39,80	51,73	64,20	77,02	90,08	103,25
frumeau1	08G <sub>+</sub> E	13,43	21,50	30,59	40,43	50,91	61,84	73,00	84,29
	08G-E	10,79	13,8	15,77	17,00	17,59	17,72	17,62	17,41
	M <sub>1</sub> <sup>(k-m)</sup>	0,82	0,37	1,34	1,64	2,09	3,87	5,06	6,40
	Y <sub>TS</sub>	G <sup>(H)</sup>	13,23	19,27	25,32	31,36	37,40	43,45	49,49
Q <sup>(H)</sup>		1,48	2,28	2,98	3,60	4,14	4,58	5,02	5,46
E <sup>(H)</sup>		1,32	3,85	7,41	11,72	16,66	22,06	27,69	33,44
G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E		16,03	25,40	35,71	46,68	58,20	70,10	82,20	96,43
frumeau2	08G <sub>+</sub> E	11,90	19,27	27,67	36,81	46,58	56,82	67,28	79,46
	08G-E	9,26	11,57	12,85	13,37	13,26	12,70	11,90	12,58
	M <sub>2</sub> <sup>(k-m)</sup>	0,49	0,22	0,80	0,98	1,25	2,31	3,02	3,82
	Y <sub>T0</sub>	G <sup>(k)</sup>	15,14	22,06	28,97	35,89	42,81	49,72	56,64
Q <sup>(H)</sup>		1,69	2,60	3,42	4,12	4,73	5,24	5,75	6,25
E <sup>(k)</sup>		1,50	4,37	8,41	13,30	18,90	25,02	31,40	37,92
G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E		18,33	29,03	40,80	53,31	66,44	80,00	93,8	107,73
frumeau1	08G <sub>+</sub> E	13,61	22,02	31,59	42,01	53,15	64,80	76,71	88,77
	08G-E	10,61	13,28	14,77	15,41	15,35	14,76	13,91	12,93
	M <sub>1</sub> <sup>(k-m)</sup>	0,93	0,42	1,52	1,86	2,37	4,39	5,74	7,26
	Y <sub>T0</sub>	G <sup>(H)</sup>	13,23	19,27	25,32	31,36	37,40	43,45	49,49
Q <sup>(H)</sup>		1,48	2,28	2,98	3,60	4,14	4,58	5,02	5,46
E <sup>(k)</sup>		1,50	4,37	8,41	13,30	18,90	25,02	31,40	37,92
G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E		16,21	25,92	36,71	48,26	60,44	73,05	85,91	98,91
frumeau2	08G <sub>+</sub> E	12,08	19,79	28,67	38,39	48,82	59,78	71,00	82,34
	08G-E	9,08	11,05	11,85	11,79	11,02	9,74	8,19	6,50
	M <sub>2</sub> <sup>(k-m)</sup>	0,55	0,25	0,91	1,11	1,42	2,62	3,42	4,33

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	ndc	
Y <sub>1</sub>	G <sup>(t)</sup>	33,24	48,97	64,70	80,44	96,17	111,90	127,64	143,37
	Q <sup>(t)</sup>	3,60	5,75	7,65	9,32	10,75	11,94	13,13	14,32
	E <sup>(t)</sup>	2,04	5,94	11,44	18,09	25,71	34,04	42,73	51,59
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	38,88	60,68	83,79	107,85	132,63	157,88	183,50	209,28
Y <sub>2</sub>	08G <sub>+</sub> E	26,63	45,13	63,20	82,44	102,65	123,56	144,84	166,29
	08G <sub>-</sub> E	24,55	33,24	40,32	46,26	51,23	55,48	59,38	63,11
	M <sub>1</sub> <sup>(t-m)</sup>	9,13	23,18	51,98	85,00	125,05	174,91	225,50	277,49
	G <sup>(t)</sup>	6,32	9,31	12,30	15,29	18,28	21,27	24,26	27,25
Y <sub>3</sub>	Q <sup>(t)</sup>	0,68	1,09	1,45	1,77	2,04	2,27	2,50	2,72
	E <sup>(t)</sup>	2,04	5,94	11,44	18,09	25,71	34,04	42,73	51,59
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	9,04	16,34	25,19	36,76	46,03	57,58	69,49	81,56
	08G <sub>+</sub> E	7,10	13,39	21,28	30,32	40,33	51,06	62,14	73,39
Y <sub>4</sub>	08G <sub>-</sub> E	3,02	1,51	-1,60	-5,86	-11,09	-17,02	-23,32	-29,79
	M <sub>2</sub> <sup>(t-m)</sup>	0,02	0,04	0,10	0,16	0,23	0,32	0,42	0,51
	G <sup>(t)</sup>	35,42	51,83	68,23	84,63	101,03	117,43	133,84	149,83
	Q <sup>(t)</sup>	3,83	5,93	7,80	9,43	10,83	11,99	13,15	14,32
Y <sub>5</sub>	E <sup>(t)</sup>	2,13	6,20	11,94	18,88	26,84	35,54	44,61	53,61
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	41,38	63,96	87,97	112,94	138,75	164,96	191,60	218,02
	08G <sub>+</sub> E	30,47	47,66	66,52	86,58	107,66	129,48	151,68	173,72
	08G <sub>-</sub> E	26,21	35,26	42,64	48,82	53,94	58,40	62,46	65,99
Y <sub>6</sub>	M <sub>1</sub> <sup>(t-m)</sup>	8,41	23,13	51,46	83,40	121,94	171,00	220,76	271,92
	G <sup>(t)</sup>	6,90	10,10	13,30	16,60	19,69	22,89	26,09	29,20
	Q <sup>(t)</sup>	0,75	1,16	1,52	1,84	2,11	2,34	2,56	2,79
	E <sup>(t)</sup>	2,13	6,20	11,94	18,88	26,84	35,54	44,61	53,87
Y <sub>7</sub>	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	9,78	17,46	26,76	28,32	48,64	35,54	44,61	53,87
	08G <sub>+</sub> E	7,65	14,28	22,58	32,16	42,59	53,85	65,48	77,23
	08G <sub>-</sub> E	3,39	1,88	-1,30	-5,60	-11,09	-17,23	-23,74	-30,51
	M <sub>2</sub> <sup>(t-n)</sup>	0,02	0,05	0,10	0,17	0,25	0,34	0,45	0,55

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	ndc
$v_{2,2}$ G (t)	9,75	14,37	18,99	23,61	28,23	32,85	37,47	42,09
$v_{2,1}$ Q (t)	0,87	1,33	1,74	2,09	2,40	2,65	2,91	3,16
E (t)	6,23	18,14	34,92	55,22	78,50	103,94	130,47	157,53
$\text{trimeu1}$ G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	16,85	33,84	55,65	80,92	109,13	139,44	170,85	202,78
$\text{trimeu1}$ 08G <sub>+</sub> E	14,03	29,64	50,11	74,11	101,08	130,22	160,45	191,20
$\text{trimeu1}$ 08G-E	1,57	-6,64	-19,73	-36,33	-55,90	-77,66	-109,00	-149,86
$\text{trimeu1}$ M <sub>1</sub> (t.m)	5,69	4,14	11,38	16,03	20,69	25,17	29,51	33,93
$v_{1,2}$ G (t)	6,31	9,30	12,29	15,28	18,27	21,26	24,25	27,24
$v_{1,1}$ Q (t)	0,56	0,86	1,12	1,35	1,55	1,73	1,88	2,05
E (t)	6,23	18,14	34,92	55,92	78,50	103,94	130,47	157,53
$\text{trimeu2}$ G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	13,10	28,30	48,33	71,85	98,32	126,92	156,60	186,82
$\text{trimeu2}$ 08G <sub>+</sub> E	11,28	25,58	44,75	67,44	93,12	120,95	149,87	179,32
$\text{trimeu2}$ 08G-E	-1,18	-10,70	-25,08	-42,99	-63,88	-86,93	-111,07	-135,74
$\text{trimeu2}$ M <sub>2</sub> (t.m)	1,06	0,77	2,12	2,99	3,85	6,55	8,48	10,79
$v_{3,2}$ G (t)	9,39	13,92	18,45	22,98	27,51	32,04	36,57	41,10
$v_{3,1}$ Q (t)	0,89	1,40	1,85	2,25	2,59	2,88	3,15	3,45
E (t)	3,91	11,39	21,93	34,68	49,30	65,28	81,94	98,94
$\text{trimeu1}$ G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	14,19	26,71	42,23	59,91	79,40	100,20	121,68	143,49
$\text{trimeu1}$ 08G <sub>+</sub> E	11,42	22,53	36,69	53,06	71,31	90,91	111,20	131,82
$\text{trimeu1}$ 08GE	3,60	-0,25	-7,17	-16,30	-27,29	-39,65	-52,68	-66,06
$\text{trimeu1}$ M <sub>1</sub> (t.m)	4,90	10,25	12,48	18,27	24,96	39,67	51,25	64,18
$v_{2,2}$ G (t)	4,05	6,00	7,95	9,90	11,85	13,80	15,75	17,70
$v_{2,1}$ Q (t)	0,38	0,60	0,80	0,97	1,12	1,24	1,36	1,49
E (t)	3,91	11,39	21,93	34,68	49,30	65,28	81,94	98,94
$\text{trimeu2}$ G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	8,34	17,99	30,68	45,55	62,27	80,32	99,05	118,13
$\text{trimeu2}$ 08G <sub>+</sub> E	7,15	16,19	28,29	42,60	58,78	76,32	94,54	113,10
$\text{trimeu2}$ 08G-E	-0,67	-6,59	-15,57	-26,76	-39,82	-54,24	-69,34	-84,78
$\text{trimeu2}$ M <sub>2</sub> (t.m)	0,07	0,16	0,19	0,28	0,38	0,60	0,78	0,98

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	ndc	
Y <sub>74</sub> Trimeu 1	G(t)	11,12	16,27	21,42	26,58	31,73	36,88	42,03	46,42
	Q(t)	1,05	1,60	2,08	2,51	2,87	3,18	3,48	3,79
	E(t)	2,24	6,53	12,57	19,88	28,26	37,42	46,97	56,71
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	14,41	24,40	36,07	48,97	62,86	77,48	92,48	106,92
	0,8G <sub>+</sub> E	11,14	19,55	29,71	41,14	53,64	66,92	80,60	93,85
	0,8G-E	6,66	6,49	4,57	1,38	-2,88	-7,92	-13,35	-19,57
M <sub>1</sub> (t-m)	0,07	0,13	0,30	0,48	0,69	1,00	1,31	1,60	
Y <sub>74</sub> Trimeu 2	G(t)	35,63	52,13	68,65	85,15	101,66	118,17	134,68	148,75
	Q(t)	3,37	5,12	6,68	8,04	9,21	10,18	11,16	12,13
	E(t)	2,24	6,53	12,57	19,88	28,26	37,42	46,97	56,71
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	41,24	63,78	87,90	113,07	139,13	165,77	192,81	217,59
	0,8G <sub>+</sub> E	30,74	48,23	67,49	88,00	109,59	131,96	154,71	175,71
	0,8G-E	26,26	35,17	42,35	48,24	53,07	57,12	60,77	62,29
M <sub>2</sub> (t-m)	5,15	8,97	21,40	33,90	48,87	70,76	92,59	119,72	
Y <sub>74</sub> Trimeu 1	G(t)	11,12	16,27	21,42	26,58	31,73	36,88	42,03	46,42
	Q(t)	1,05	1,60	2,08	2,51	2,87	3,18	3,48	3,79
	E(t)	2,73	7,95	15,30	24,20	34,40	45,55	57,18	69,04
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	14,9	25,82	38,80	53,29	69,00	85,61	102,69	119,25
	0,8G <sub>+</sub> E	11,63	20,97	32,44	44,46	59,78	75,05	90,80	106,18
	0,8G-E	6,17	5,07	1,84	-2,94	-9,02	-16,05	-23,56	-31,90
M <sub>1</sub> (t-m)	0,09	0,15	0,37	0,58	0,84	1,22	1,60	1,94	
Y <sub>74</sub> Trimeu 2	G(t)	35,63	52,13	68,65	85,15	101,66	118,17	134,68	148,75
	Q(t)	3,37	5,12	6,68	8,04	9,21	10,18	11,16	12,13
	E(t)	2,73	7,95	15,30	24,20	34,40	45,55	57,18	69,04
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	41,73	65,2	90,63	117,39	145,27	173,90	203,02	229,92
	0,8G <sub>+</sub> E	31,23	49,65	70,72	92,32	115,73	140,09	164,92	188,04
	0,8G-E	25,77	33,75	39,62	43,92	46,93	48,99	50,56	49,96
M <sub>2</sub> (t-m)	6,27	10,92	26,05	41,27	59,49	86,14	112,72	137,23	

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	ndc	
$Y_{12}$	$G(t)$	10,28	14,87	19,46	24,05	28,64	33,23	37,82	42,40
	$Q(t)$	1,02	1,46	1,85	2,19	2,48	2,72	2,97	3,21
	$E(t)$	1,35	3,94	7,59	12,00	17,06	22,59	28,35	34,23
	$G_+Q_+E$	12,67	20,27	28,90	38,24	48,18	58,54	69,14	79,84
trimeau 1	$0,8G+E$	9,57	15,84	23,16	31,24	39,97	49,17	58,61	68,15
	$0,8G-E$	6,87	7,96	7,98	7,24	5,85	3,99	1,91	-0,31
	$M_1(t-m)$	0,17	0,09	0,28	0,38	0,47	0,86	1,11	1,41
	$G(t)$	16,55	23,96	31,34	38,73	46,12	53,51	60,90	68,28
$Y_{13}$	$Q(t)$	1,66	2,35	2,97	3,52	3,99	4,39	4,78	5,18
	$E(t)$	1,35	3,94	7,59	12,00	17,06	22,59	28,35	34,23
	$G_+Q_+E$	19,56	30,25	41,9	54,25	67,17	80,49	94,03	107,69
	$0,8G+E$	14,59	23,14	32,66	42,98	53,96	65,40	77,07	88,85
trimeau 2	$0,8G-E$	11,89	15,23	17,48	18,98	19,84	20,22	20,37	20,39
	$M_2(t-m)$	1,36	0,72	2,23	3,03	3,75	6,85	8,86	11,25
	$G(t)$	10,28	14,87	19,46	24,05	28,64	33,23	37,82	42,40
	$Q(t)$	1,02	1,46	1,85	2,19	2,48	2,72	2,97	3,21
trimeau 1	$E(t)$	1,84	5,38	10,37	16,39	23,30	30,85	38,72	46,75
	$G_+Q_+E$	13,14	21,71	31,68	42,63	54,42	66,80	79,51	92,36
	$0,8G+E$	10,06	17,28	25,94	35,63	46,21	57,43	68,98	80,67
	$0,8G-E$	6,38	6,52	5,20	2,85	-0,39	-4,26	-8,46	-12,83
$Y_{13}$	$M_1(t-m)$	0,23	0,12	0,38	0,52	0,64	1,17	1,52	1,93
	$G(t)$	16,55	23,96	31,34	38,73	46,12	53,51	60,90	68,28
	$Q(t)$	1,66	2,35	2,97	3,52	3,99	4,39	4,78	5,18
	$E(t)$	1,84	5,38	10,37	16,39	23,30	30,85	38,72	46,75
trimeau 2	$G_+Q_+E$	20,05	31,69	44,68	58,64	73,41	88,75	104,40	120,21
	$0,8G+E$	15,08	24,55	35,44	47,37	60,20	73,66	87,44	101,37
	$0,8G-E$	11,4	13,79	14,70	14,59	13,60	11,96	10,00	7,87
	$M_2(t-m)$	1,86	0,98	3,05	4,14	5,12	9,37	12,10	15,37



Combin.	7	6	5	4	3	2	1	n.d.c	
$V_{78}$	G(t)	9,57	13,97	18,37	22,77	27,17	31,57	35,97	40,37
	Q(t)	0,71	1,02	1,29	1,53	1,73	1,90	2,07	2,24
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	10,28	15,00	19,66	24,30	28,9	33,47	38,04	42,61
	Q <sub>8</sub> G <sub>±</sub> E	7,66	11,18	14,70	18,22	21,74	25,26	28,78	30,30
	M(t.m)	0,02	0,05	0,09	0,15	0,22	0,29	0,37	0,45
$V_{41}$	G(t)	14,69	21,43	28,17	34,91	41,65	48,39	55,13	61,87
	Q(t)	1,78	2,69	3,50	4,21	4,82	5,33	5,84	6,35
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	16,47	24,12	30,67	39,12	46,47	53,72	64,97	68,22
	Q <sub>8</sub> G <sub>±</sub> E	11,75	17,14	22,54	27,93	33,32	38,71	44,10	49,50
	M(t.m)	2,16	6,52	12,78	20,61	29,70	39,74	50,41	61,39
$V_{15}$	G(t)	25,70	37,92	50,14	62,36	74,58	86,80	99,02	111,24
	Q(t)	2,90	4,63	6,17	7,51	8,66	9,62	10,58	11,54
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	28,6	42,55	56,31	69,87	83,24	96,42	109,6	122,78
	Q <sub>8</sub> G <sub>±</sub> E	20,56	30,34	40,11	49,89	59,66	69,44	79,22	89,00
	M(t.m)	36,10	109,10	213,74	344,75	496,85	664,78	843,25	1027
$V_{15}$	G(t)	5,46	7,89	10,32	12,75	15,18	17,61	20,04	22,47
	Q(t)	0,34	0,44	0,53	0,61	0,68	0,74	0,80	0,86
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	5,80	8,33	10,85	13,36	15,86	18,35	20,84	23,33
	Q <sub>8</sub> G <sub>±</sub> E	4,37	6,31	8,26	10,20	12,14	14,10	16,03	17,98
	M(t.m)	1,78	5,38	10,54	17,01	24,51	32,80	41,60	50,67
$V_{77}$	G(t)	26,87	39,39	51,91	64,43	76,95	89,47	101,99	114,51
	Q(t)	2,37	3,54	4,58	5,49	6,27	6,92	7,57	8,22
	G <sub>+</sub> Q <sub>+</sub> E	29,24	42,95	56,43	69,92	83,22	96,39	109,56	122,73
	Q <sub>8</sub> G <sub>±</sub> E	21,50	31,51	41,53	51,54	61,56	71,58	81,59	91,61
	M(t.m)	1,83	5,55	10,83	17,53	25,26	33,80	42,87	52,21

Combin.	7	6	5	4	3	2	1	ndc	
$V_{T1}$ & $V_{T1}$	$G(t)$	18,56	26,80	35,04	43,28	51,52	59,76	68,00	76,24
	$Q(t)$	1,43	1,93	2,38	2,77	3,11	3,39	3,67	3,95
	$G+Q+E$	19,99	28,73	37,42	46,05	54,63	63,15	71,67	80,19
	$OBG \pm E$	14,85	21,44	28,03	34,62	41,22	47,81	54,40	60,99
	$M_{V_{T1}}(t-m)$	1,83	5,55	10,87	17,53	25,26	33,80	42,87	52,21
	$M_{V_{T1H}}(t-m)$	2,57	7,77	15,22	24,55	35,39	47,35	60,06	73,14
$V_{T3}$ & $V_{T2}$	$G(t)$	30,87	45,03	59,19	73,35	87,51	101,67	115,83	129,99
	$Q(t)$	3,31	5,08	6,66	8,04	9,22	10,20	11,18	12,16
	$G+Q+E$	34,18	50,11	65,85	81,39	96,73	111,87	127,01	142,15
	$OBG \pm E$	24,70	36,02	47,35	58,68	70,00	81,34	92,66	104,00
	$M_{V_{T3}}(t-m)$	2,85	8,63	16,91	27,27	39,31	52,59	66,71	81,25
	$M_{V_{T2}}(t-m)$	3,57	10,78	21,12	34,07	49,11	65,70	83,34	101,50

**FERRIHILLAGE**

# FERRAILLAGE DES VOILES

## INTRODUCTION

Les voiles sont ferrailées en flexion composée ; car ils sont sollicités par un moment flechissant et un effort normal de traction ou de compression.

Le calcul se fera en flexion composée, sous les sollicitations du second genre données par le RPA :  $0,8G \pm E$  ;  $G \pm E$ .

On divisera la structure en 2 zones :

zone I : R.d.c ; 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage  
 zone II : 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> étage

Après avoir fait l'étude de la repartition des moments dus au seïsme, dans les trumeaux, on aboutit à 2 couples  $(N_{max}, M)$  et  $(N_{min}, M)$  la 1<sup>ère</sup> combinaison est en general plus défavorable que la seconde on ferrailera avec la 1<sup>ère</sup> et on vérifiera avec la seconde.

## DISPOSITIONS GENERALES POUR LE FERRAILLAGE

Ces dispositions sont celle figurant dans le R.P.A.01.

- les armatures transversales doivent être calculées avec la formule :

$$w_t = \frac{E - 8}{6e_n} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad E = \frac{1,4T}{b \cdot j}$$

- la partie courante doit être armée par un quadrillage d'armatures en double nappes, avec le pourcentage minimum donné par :

$$w_t = 0,15\% \text{ dans chaque direction } \begin{cases} E_b \leq 0,028 G_{20} \\ w_t = 0,25\% \quad \underline{\hspace{10em}} \quad : 0,025 G_{20} \leq E_b \leq 0,12 G_{20} \end{cases}$$

- Pour les parties tendues le pourcentage minimum des armatures verticales est de 0,5% de la zone tendue.

- On doit mettre en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement sous forme de potelets de dimensions  $b \times 1,5b$ .

- Les 2 nappes d'armatures doivent au moins être reliées avec 4epingles au  $cm^2$ .

## EXEMPLE DE CALCUL

la methode adoptée est celle de P. CHARON.

Voiles : VT2, VT13 , trumeau 1 (à 1 seule file d'ouvertures)

données :  $M = 1,93 \text{ t.m}$   $h_t = 94 \text{ cm}$   
 $N_{\min} = -12,83 \text{ t}$   $h = 82 \text{ cm}$   
 $N_{\max} = 92,36 \text{ t}$

1<sup>re</sup> Combinaison :  $e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 15,04 \text{ cm}$  ;  $e_0 < \frac{h_t}{2}$   
section entièrement tendue. (S.E.T)

$$d = \frac{1,5b}{2} = \frac{1,5 \cdot 16}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$d_1 = d_2 = 12 \text{ cm}$$

$$z = h_t - d_1 - d_2 = 70 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d_1 = 50 \text{ cm} ; L_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_2 = 20 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N L_2}{2 \bar{\sigma}_a} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N L_1}{2 \bar{\sigma}_a} = 2,18 \text{ cm}^2$$

Vu que le seisme a un caractere alternatif on prendra une section symetrique.

la section etant entièrement tendue ; le pourcentage minimum exigé par le RPA est  $\frac{0,5}{100} \cdot 16,94 = 7,52 \text{ cm}^2$  s'avère le plus preponderant.

On prendra pour les potelets : 8HA 12 = 9,04 cm<sup>2</sup> } pour respecter la  
pour la zone tendue : 6HA 10 = 4,71 cm<sup>2</sup> } condition d'espacement.

Le ferrailage etant au minimum donc on n'a pas besoin de faire la verification avec la 2<sup>me</sup> combinaison.

### trumeau 2

$M = 15,37 \text{ t.m}$   
 $N_{\min} = 7,87 \text{ t}$   
 $N_{\max} = 120,21 \text{ t}$

$h_t = 180 \text{ cm}$   
 $h = 176 \text{ cm}$

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N_{\min}} = 1,95 \text{ cm} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = 31,33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1$$

section partiellement comprimée : S.P.C  
 $d = 12 \text{ cm}$ .

$$M_j = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 21,82 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_j}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0157 \quad \left\{ \begin{aligned} \xi &= 0,978 \\ k &= 212 \end{aligned} \right.$$

$$A_1 = \frac{M_j}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_{\min}}{\bar{\sigma}_a} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh_t} \pm \frac{6M}{bh_t^2}$$

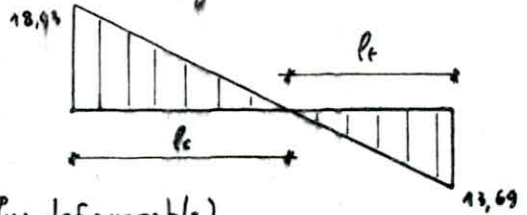
$$l_t = h_t \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 78,9 \text{ cm}$$

$$l_c = h_r - l_t = 109,1 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot l_t \cdot b = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 18,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -13,69 \text{ kg/cm}^2$$



(plus défavorable)

la vérification de la 2<sup>ème</sup> Condition est inutile.

On adopte :

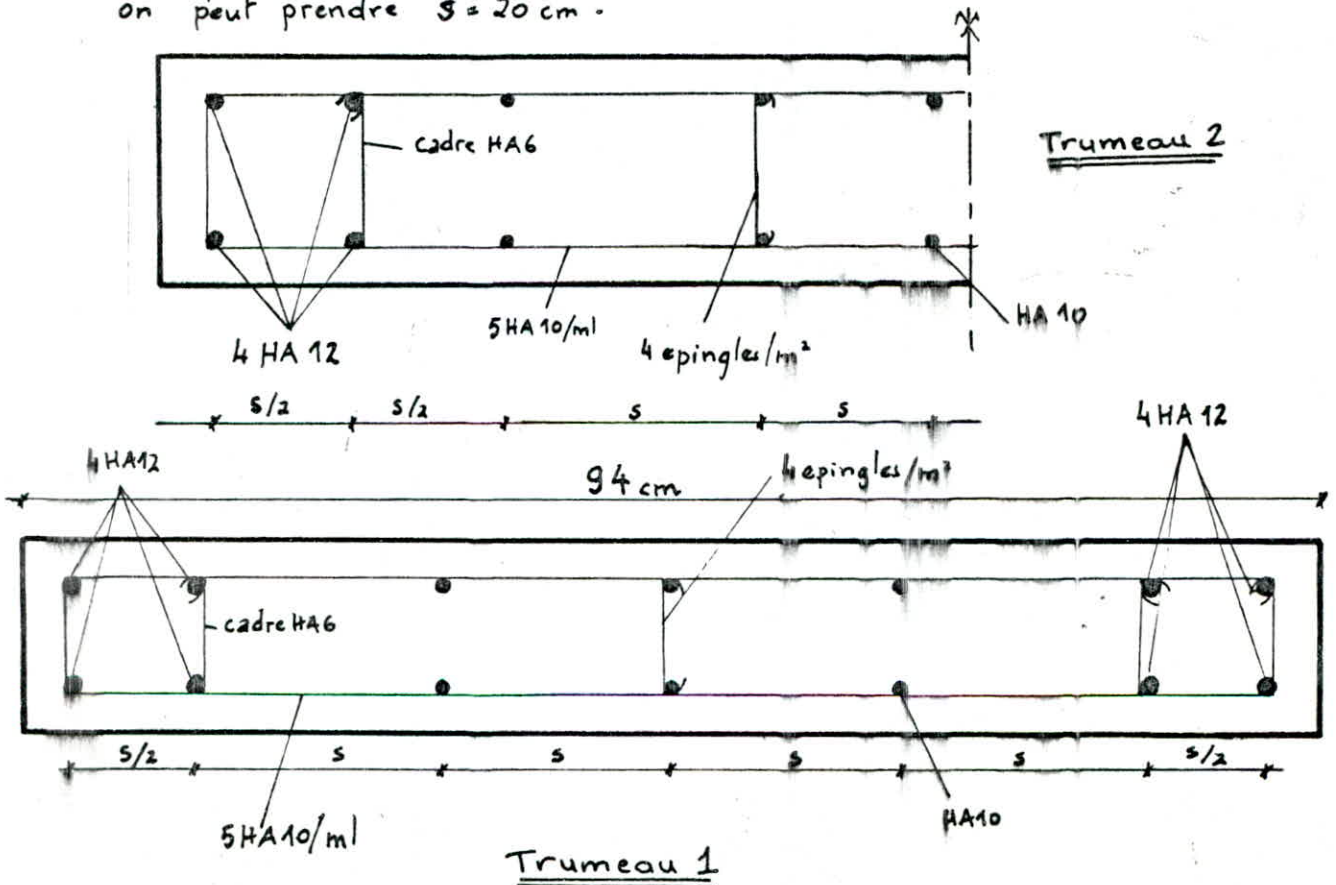
$$\left. \begin{array}{l} 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ pour le potelet} \\ 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ pour la zone tendue} \end{array} \right\} = 7,66 \text{ cm}^2$$

Pour la zone courante le pourcentage minimum résistant à T pour ce voile par ml est  $A_{\min} = 0,15\% / \text{ml}$

$$\text{donc } A = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 10 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 5,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour les armatures horizontales  $w_e = \frac{76 - 8}{6 \text{ cm}} w \rightarrow A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

les espacements des armatures doivent être tel que  $s \leq (30 \text{ cm}, 1,5b)$   
on peut prendre  $s = 20 \text{ cm}$ .



# TABLEAU DE FERRAILLAGE D UN DEMI-VOILE

(symetrie due à l'alternance du seisme)

VOILES	POTELET	zone tendue	nature de la sollicitation	Niveaux	
V <sub>T1</sub> ; V <sub>T14</sub>	4 HA 12	10 HA 10	S.P.C	1	
	4 HA 12	6 HA 10	S.P.C	2	
V <sub>T3</sub> ; V <sub>T12</sub>	4 HA 12	8 HA 10	S.P.C	1	
	4 HA 12	—	S.E.C	2	
V <sub>T7</sub>	4 HA 12	2 HA 10	S.P.C	1	
	4 HA 12	—	S.E.C	2	
V <sub>T8</sub>	4 HA 12	—	S.E.C	1	
	4 HA 12	—	S.E.C	2	
V <sub>L1</sub> ; V <sub>L8</sub>	4 HA 12	6 HA 10	S.P.C	1	
	4 HA 12	8 HA 10	S.P.C	2	
V <sub>L4</sub>	4 HA 16	26 HA 14	S.P.C	1	
	4 HA 12	20 HA 10	S.P.C	2	
V <sub>L5</sub>	4 HA 12	8 HA 10	S.P.C	1	
	4 HA 12	8 HA 10	S.P.C	2	
V <sub>L3</sub> et V <sub>L6</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 16 4 HA 16	8 HA 12 2 HA 14	S.P.C S.E.T	1
V <sub>T9</sub> et V <sub>T6</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	8 HA 10 2 HA 10	S.P.C S.E.T	2
V <sub>L2</sub> et V <sub>L7</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	20 HA 10 2 HA 10	S.P.C S.E.T	1
V <sub>T5</sub> et V <sub>T10</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	16 HA 10 2 HA 10	S.P.C S.E.T	2
V <sub>T4</sub> et V <sub>T11</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 16 4 HA 16	10 HA 14 7 HA 14	S.E.T S.E.T	1
V <sub>T2</sub> et V <sub>T13</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	10 HA 10 4 HA 10	S.E.T S.E.T	2
V <sub>T5</sub> et V <sub>T10</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	4 HA 10 —	S.P.C S.P.C	1
V <sub>T4</sub> et V <sub>T11</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	2 HA 10 —	S.E.C S.E.C	2
V <sub>T2</sub> et V <sub>T13</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	3 HA 10 16 HA 10	S.E.T S.P.C	1
V <sub>T4</sub> et V <sub>T11</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	3 HA 10 8 HA 10	S.E.T S.P.C	2
V <sub>T2</sub> et V <sub>T13</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	3 HA 10 6 HA 10	S.E.T S.P.C	1
V <sub>T5</sub> et V <sub>T10</sub>	trumeau 1 trumeau 2	4 HA 12 4 HA 12	— —	S.P.C S.E.C	2

Pour tout les voiles : zone courante / ml = 10 HA Ø  
 Armatures horizontales / ml = 10 HA Ø

# FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastées à leurs extrémités et seront ferrillés sous l'effort tranchant max de la file considérée.

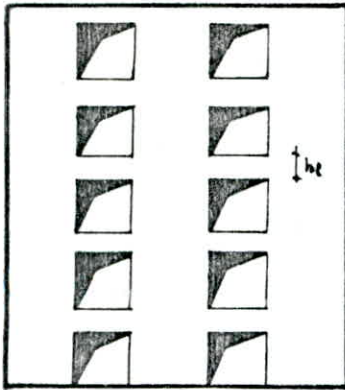
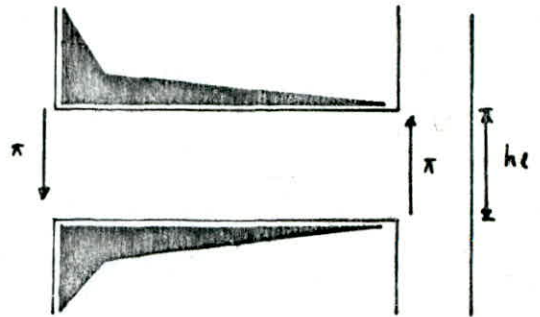
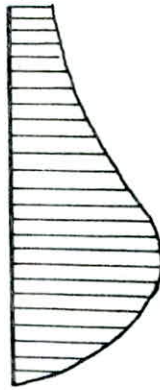
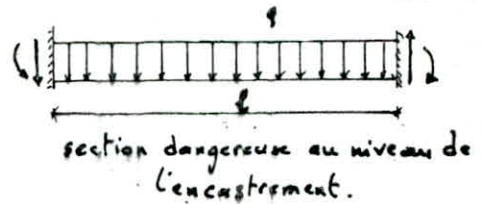


Diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux - Cas général.

$\pi$ : effort tranchant dû au séisme



Moment d'encastement:  $M_e = -\frac{q l^2}{12}$   
 Moment en travée:  $M_t = \frac{q l^2}{24}$



Contraintes admissibles:  $\bar{\sigma}_b = 0,75 \sigma_{28} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$

## Calcul du linteau - voile VL2, VL3

$L = 84 \text{ cm}$ ,  $b = 16 \text{ cm}$ ;  $\pi_{\max} = 27,06 \text{ t}$ ;  $h_t = 81 \text{ cm}$ ;  $d = 3 \text{ cm}$

Le ferrailage sera symétrique vu l'alternance du sens du séisme

Le RPA recommande de prendre un effort tranchant  $T = 1,4 \pi_{\max}$

$\tau_b = \frac{1,4 \times 27,06 \cdot 10^3}{16 \cdot 0,875 \cdot 81} = 33,4 \text{ kg/cm}^2 \approx \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$  (différence  $< 3\%$ )

le linteau est donc vérifié au cisaillement.

### Armatures Longitudinales

$M = 1,4 \pi a$   $a = \frac{L}{2}$ ;  $M = 1,4 \cdot 27,06 \cdot \frac{0,84}{2} = 15,91 \text{ t.m}$  max au niveau de l'appui.

$\mu = \frac{15 \cdot 15,91 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 78^2} = 0,0584$  }  $k = 34,8$   
 $\epsilon = 0,8996$

$A = \frac{15,91 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8996 \cdot 78} = 5,40 \text{ cm}^2 = A_i = A_s$

$\bar{\sigma}_b = \frac{4200}{34,8} = 120,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

on prendra  $4 \text{ HA } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

le % min recommandé par le RPA est de:

Aciers de répartition  $A_r$ :

$A_i = A_s \geq 0,0015 b h_t = 1,94 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$

le RPA recommande  $A_r \geq 0,002 b h_t = 0,002 \cdot 16 \cdot 81 = 2,6 \text{ cm}^2$  ( $A_r = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ )

Aciers transversaux  $A_t$ :

le RPA recommande  $A_t \geq 0,0025 b d$   $15 \leq \frac{h_t}{d} = 20 \text{ cm}$  mit  $d = 15 \text{ cm}$

$A_t \geq 0,0025 \cdot 16 \cdot 15 = 0,6 \text{ cm}^2$   $A_t = 1 \text{ HA } 8 (1 \text{ cm}^2)$

Armatures supplémentaires:

le RPA recommande des aciers supplémentaires  $A_n \geq 0,0015 b h_t = 1,94 \text{ cm}^2$  dans le cas où  $\bar{\tau}_b \geq 0,06 \bar{\sigma}_{28} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\tau}_b = 33,4 > 0,06 \bar{\sigma}_{28} \Rightarrow A_n$  nécessaires.

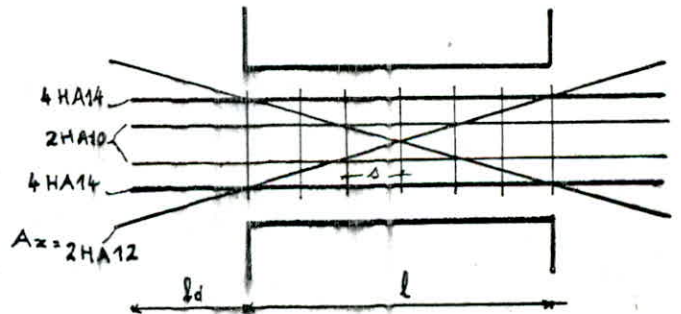
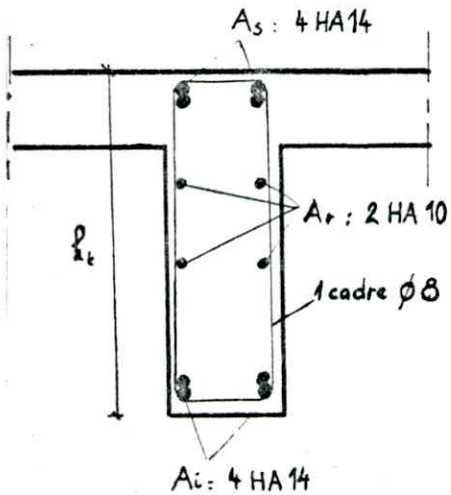
on prendra  $2 \text{ HA } 12 (2,26 \text{ cm}^2)$

Longueur d'ancrage:  $l_d = \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{81}{4} + 50 \cdot 1,4 = 90,25 \rightarrow l_d = 95 \text{ cm}$

$L = \sqrt{l_d^2 + h_t^2} + 2 \frac{l_d}{\cos \alpha} = 385 \text{ cm}$  ( $\cos \alpha = 0,72$ )



voiles	$V_{L2}, V_{L7}$	$V_{L3}, V_{L6}$	$V_{T2}, V_{T9}$	$V_{T4}, V_{T11}$	$V_{T5}, V_{T10}$	$V_{T6}, V_{T9}$
$l$ (cm)	84	134	120	84	84	94
$h_t$ (cm)	81	81	141	81	81	81
$b$ (cm)	16	16	16	16	16	16
$\pi$ (t)	27,06	17,00	8,03	11,86	6,52	9,26
$T$ (t)	37,88	23,80	11,24	16,60	9,13	12,96
$M$ (t.m)	15,91	15,95	6,74	6,97	3,83	6,09
$A$ (cm <sup>2</sup> )	5,40	5,41	1,21	2,29	1,23	1,99
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,94	1,94	3,31	1,94	1,94	1,94
$A_{adapté}$ (cm <sup>2</sup> )	4HA14	4HA14	3HA14	2HA14	2HA14	2HA14
$pd$ (cm)	95	95	110	95	95	95
$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	2,59	2,59	4,51	2,59	2,59	2,59
$A_r$ (cm <sup>2</sup> ) adapté	4HA10	4HA10	10HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$\lambda$ (cm <sup>2</sup> )	15	15	30	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1cadre $\phi 8$	1cadre $\phi 8$	1cadre + tétier	1cadre $\phi 8$	1cadre $\phi 8$	1cadre $\phi 8$
$Z_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	33,4	20,98	5,69	14,64	8,05	11,43
$A_n$	2HA12	2HA12	—	—	—	—
$L$ (cm)	385	380	—	—	—	—



# FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront ferrillées en flexion simple (Annexe A15 ccba68).

On adoptera toujours la plus grande des 2 quantités d'acier

$A_1$  et  $A_2$  avec :  $A_1$  : Section nécessaire déterminée par le Calcul.

$A_2$  : Section minimale imposée par le R.P.A.

On utilise pour le calcul la méthode de P. CHARON.

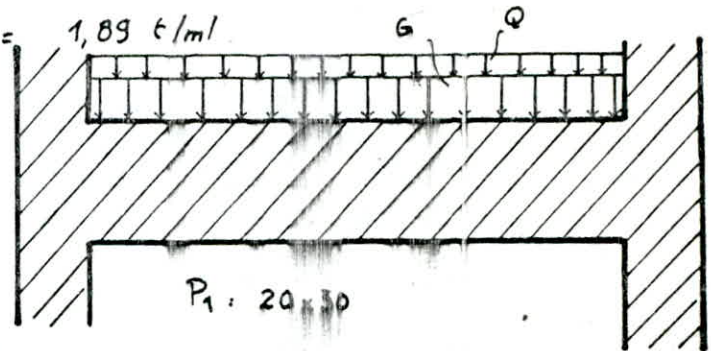
## POUTRE P1

On suppose que le chargement de notre poutre est uniformément réparti.

$$G = 0,12 + \frac{7,52 \cdot 0,623}{3,6} = 1,42 \text{ t/ml}$$

$$Q = \frac{[7,52 + (0,16 \cdot 3,6)] \cdot 0,175}{3,6} = 0,39 \text{ t/ml}$$

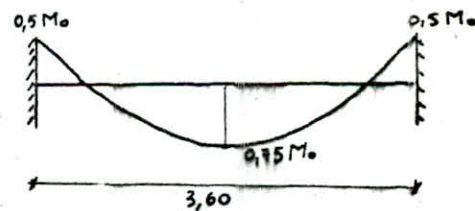
$$q = 1,42 + 1,2 \cdot 0,39 = 1,89 \text{ t/ml}$$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,89 \cdot 3,6^2}{8} = 3,06 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 2,29 \text{ t.m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 1,53 \text{ t.m.}$$



## Armatures longitudinales

Armatures inférieures:

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,29 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 28^2} = 0,0782 \rightarrow \begin{cases} k = 29,7 \\ \varepsilon = 0,884 \end{cases}$$

$$h_t = 30 \text{ cm}; \quad h = 28 \text{ cm}$$

$$G'_b = \frac{\bar{G}_a}{k} = \frac{2800}{29,7} = 96,55 < \bar{G}'_b$$

les armatures comprimées sont donc inutiles.

Soient les armatures tendues :

$$A = \frac{M}{\bar{G}_a \varepsilon h} = 3,29 \text{ cm}^2; \text{ on adopte } 3 \text{ HA}12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$$

Armatures supérieures

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 28^2} = 0,0523 \rightarrow \begin{cases} k = 37,2 \\ \varepsilon = 0,9042 \end{cases}; \quad G'_b = 75,27 < \bar{G}'_b$$

Soient Armatures :

$$A = 2,16 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3 \text{ HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales

Elles seront calculées sous l'effet de l'effort tranchant.

$$T_{\max} = q \frac{\rho}{2} = 1,89 \cdot 3,6 = 3,40^t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3,4 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28} = 6,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$68,5 \leq 96,55 \leq 137$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{96,55}{68,5}\right) 5,9 = 18,23 \text{ kg/cm}^2 < \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b : \text{on adopte des armatures d'âme droite.}$$

- Espacement des cadres:  $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$

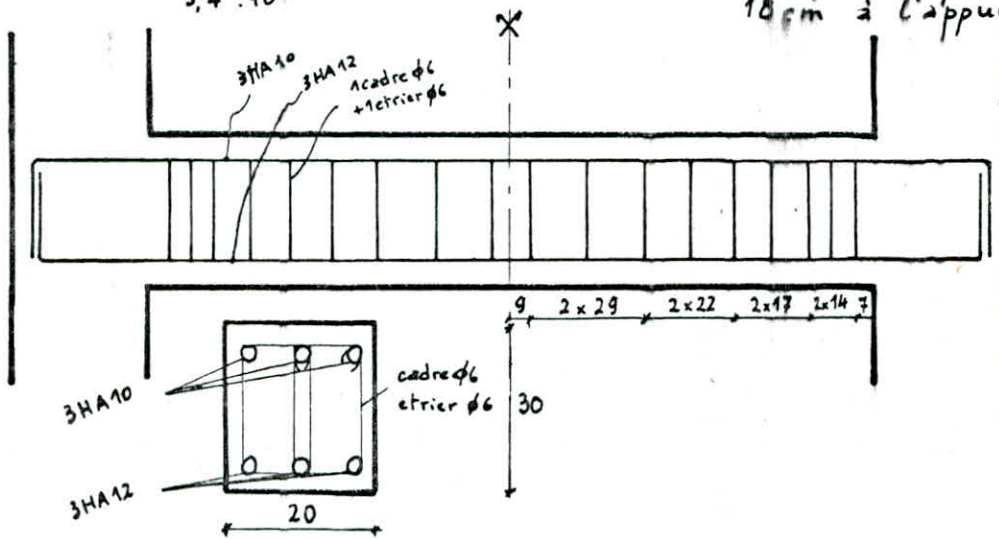
$$\rho_a = \sup\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

$$1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,87 ; \quad \frac{2}{3} = 0,67 \Rightarrow \rho_a = 0,87 \text{ d'où } \bar{\sigma}_{at} = 3651 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ 0,2h \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 18,12 \text{ cm} \\ 5,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend un cadre  $\phi 6$  + étrier  $\phi 6 = 1,91 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{1,91 \cdot 7/8 \cdot 28 \cdot 3651}{3,4 \cdot 10^3} = 29,73 \text{ cm} > \bar{t} ; \text{ on adopte un espacement de } 18 \text{ cm à l'appui}$$



Le RPA donne un espacement  $s \leq \bar{s} = \frac{h}{2} = \frac{28}{2} = 14$

On dispose le cadre suivant la suite de Caquot  
 $7 + 2 \times 14 + 2 \times 17 + 2 \times 22 + 2 \times 29$  demi-portées.

## Verifications

\* Condition de fragilité:

$$A_{min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,54 \text{ cm}^2$$

(2,16 cm<sup>2</sup>)

\* Fissuration:

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

$$k = 1,5 \cdot 10^6 : \text{fissuration peu nuisible} ; \omega_f = \frac{A}{\sigma_f} = \frac{3,39}{20 \times 4} = 0,042$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier HA)} \quad \phi = 1,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 5915 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\* Flèche:

$$s_i \text{ h}_e^{\min} \geq \frac{l_{\max}}{16} \text{ (1)} \quad \text{et} \quad h_e^{\min} \geq \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_t^{\max}}{M_0} \text{ (2)}$$

$A_e^{\max} < b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$  (3) la justification de la flèche est inutile

$$(1) : 30 > \frac{360}{16} = 22,5 \text{ cm} \text{ . vérifié.}$$

$$(2) : 30 > \frac{360}{10} \cdot 0,75 = 27 \text{ cm} \text{ , vérifié.}$$

$$(3) : 3,39 < 20 \cdot 28 \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 5,73 \text{ vérifié.}$$

\* Condition aux appuis

longueur de l'appui: c

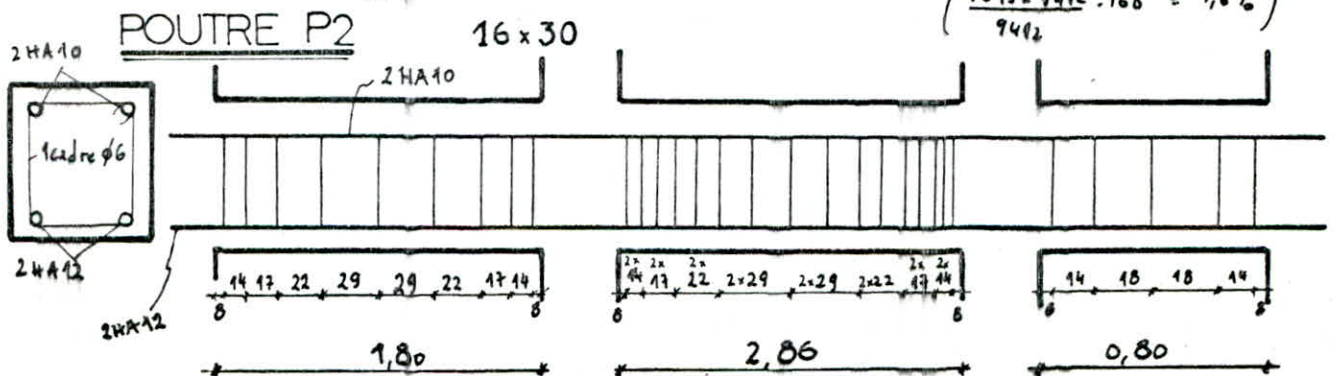
$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \text{ à l'appui} \Leftrightarrow \frac{T \sqrt{2}}{b_0 \frac{c}{\sqrt{2}}} \leq \bar{\sigma}'_b \quad c \geq c_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b}$$

$$c \geq c_0 = \frac{2 \times 3,4 \cdot 10^3}{20 \cdot 68,5} = 4,96 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Armatures inférieures:  $A \bar{\sigma}_a \geq T + M$   $3,39 \cdot 2800 = 9492 \text{ kg}$

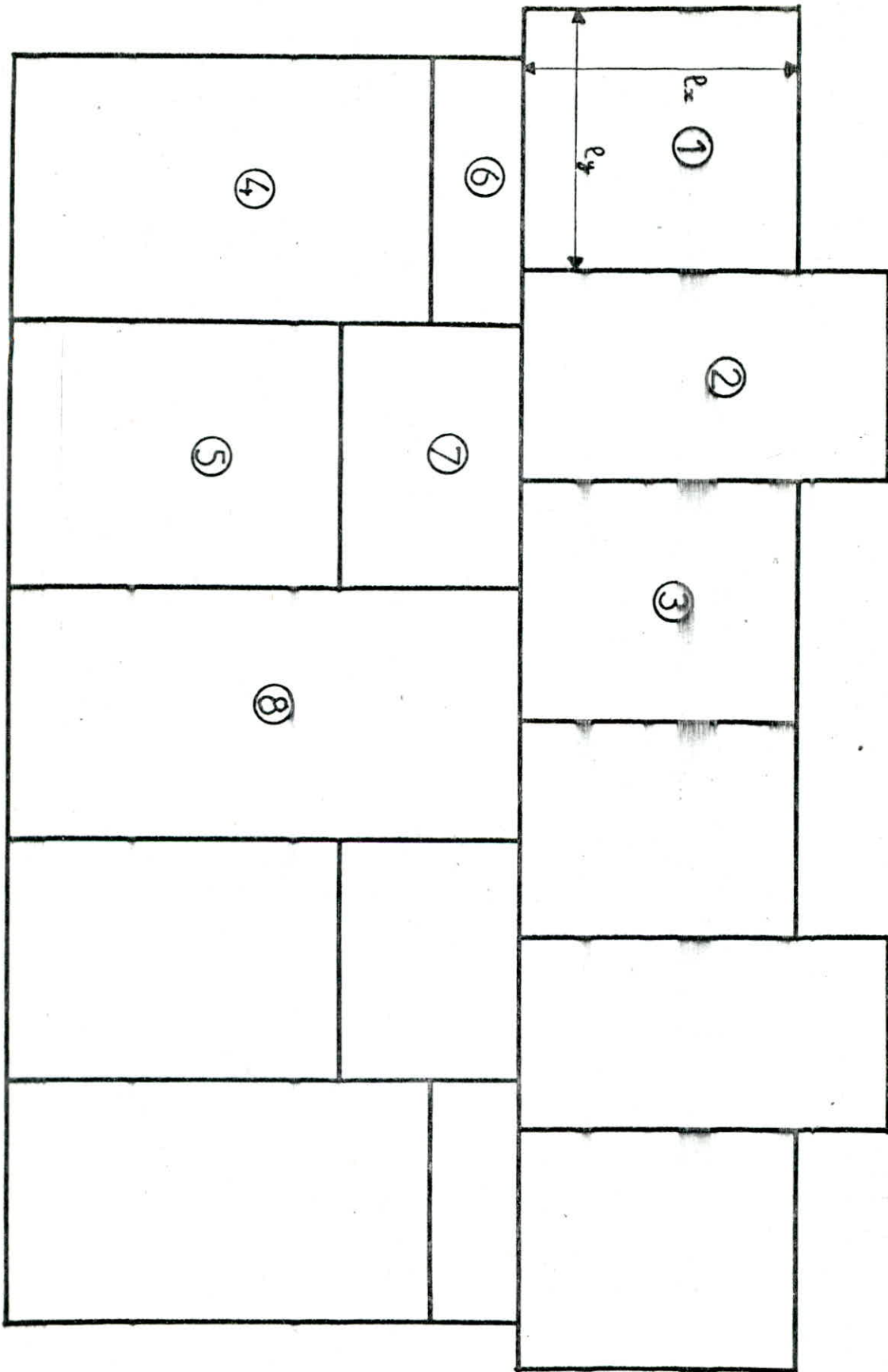
$$3400 + \frac{1,53 \cdot 10^5}{70 \cdot 20} = 9645 \text{ kg} \text{ vérifié (inférieure à 3\%)}$$

$$\left( \frac{9645 - 9492}{9492} \cdot 100 = 1,6\% \right)$$

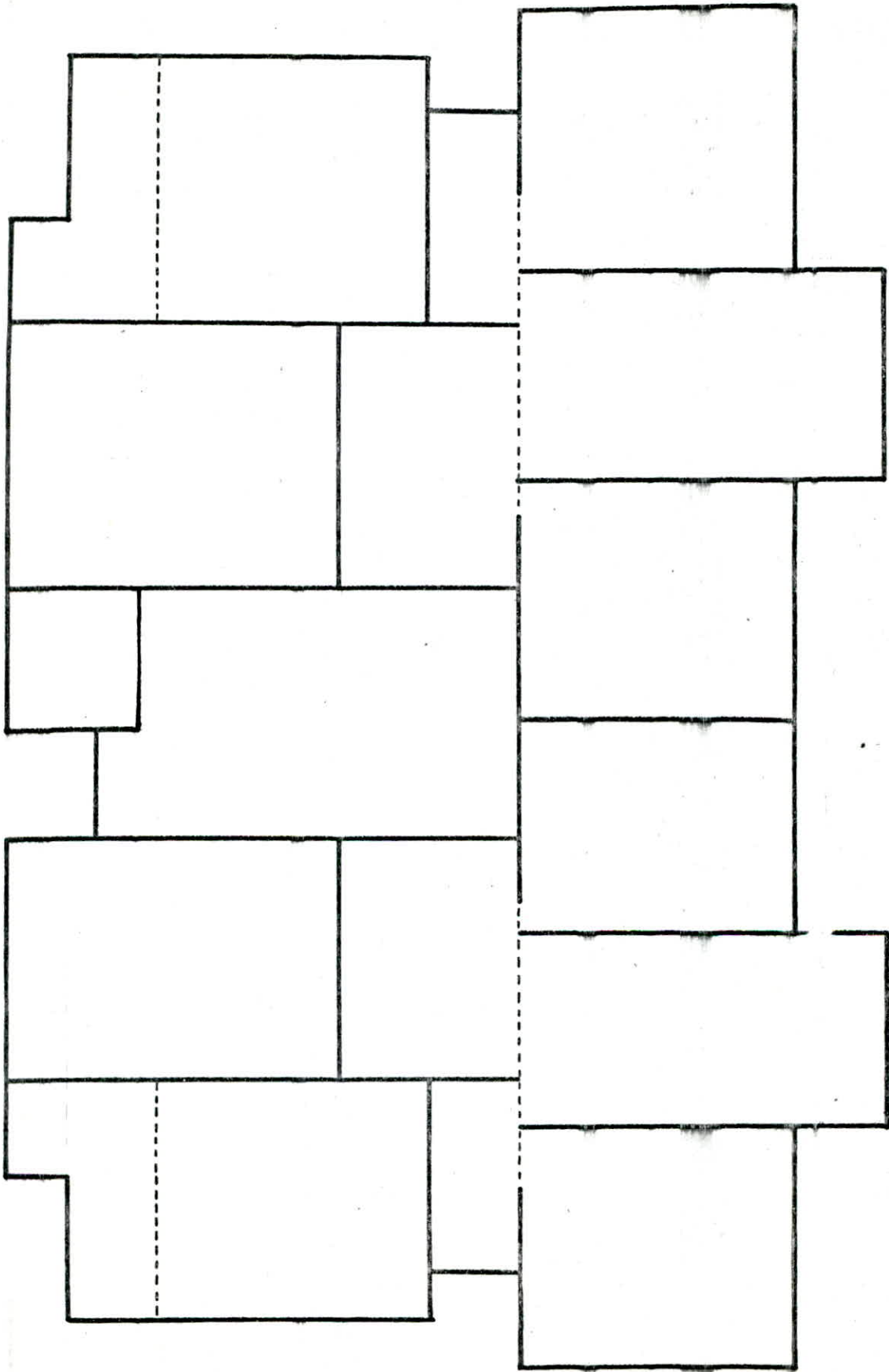


**FONDIATIONS'**

IDENTIFICATION DES PANNEAUX DU RADIER



VIDE SANITAIRE



Calcul de la contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{0,5 B N_s \gamma_H + \gamma_H D (N_q - 1)}{F_s}$$

$$c = 0 \quad D = 1,5 \text{ m} \quad B = 2 \text{ m (largeur de la semelle)}$$

$$F_s = 3 \text{ (sol meuble)}$$

$$\gamma_H = 1,6 \text{ g/cm}^3$$

$$\varphi = 27^\circ \rightarrow \begin{cases} N_s = 13,9 \\ N_q = 13,2 \\ N_c = 24,0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= 1,96 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_s &= 1,92 \text{ bars} \end{aligned}$$

$$c = 0$$

On adopte comme contraintes admissibles du sol  $\bar{\sigma}_s = 1,9 \text{ bars}$

Predimensionnement des semelles

Voiles  $V_{L2}, V_{L7}$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 186,86 \quad h_f = 1,12 \text{ m} \\ M_{\max} &= 10,79 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{186,8 \cdot 10^3}{112B} \pm \frac{6 \cdot 10,79 \cdot 10^3}{112^2 \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \frac{2103,96}{B} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1151,76}{B} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(\frac{1}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{1925,91}{B} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{1925,91}{1,9} = 10,14 \text{ m}$$

On voit bien que les semelles se chevauchent donc on opte pour le radier.

N°	dimensions	Surface	X	Y
1	3,82 x 0,83	3,17	5,49	0,30
2	3,82 x 0,83	3,17	15,43	0,30
3	0,60 x 3,46	2,08	0,42	2,51
4	0,60 x 3,46	2,08	20,50	2,51
5	19,26 x 11,06	213,02	10,46	6,13

$$X_G = 10,46 \text{ m.}$$

$$Y_G = 5,90 \text{ m.}$$



## CALCUL DE LA FONDATION

Le poids du bâtiment étant important, le choix des semelles filantes comme fondations a abouti à des largeurs de semelles occupant tout l'entre-axe des voiles. On a opté donc pour un radier général.

Ce dernier, se calculera comme un plancher renversé car la surcharge qu'elle apportera sera acceptable en plus des avantages apportés par le radier notamment la réduction sensible des tassements différentiels et la rapidité d'exécution. De plus, de la rigidité infinie et de l'indeformabilité dans son ensemble, les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

De plus notre bâtiment est fondé à faible profondeur et la pression de l'ensemble des charges sur la totalité de la surface conduit à une pression voisine de  $\bar{\sigma}_p$

### Calcul du radier

Sous SP1:

$$G + 1,2P = 2245,46 + 1,2 \cdot 190,60 = 2475 \text{ t}$$

$$\text{Surface nécessaire du radier} \quad \bar{\sigma}_p = 1,9 \text{ bars} = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \bar{\sigma}_p \quad S_{\text{néc}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_p} = \frac{2475 \cdot 10^3}{1,94} = 127,50 \text{ m}^2$$

$$\text{dans notre cas} \quad S = 223,52 \text{ m}^2 > S_{\text{néc}}$$

avec débordement

réglementaire de 30cm (afin de soulager le dernier appui)

$$\frac{S_{\text{néc}}}{S} = \frac{127,50}{223,52} = 0,57 > 0,5 \text{ d'où la justification du radier}$$

$$\text{Pression fictive: } P_f = \frac{2475}{223,52} = 11,07 \text{ kg/cm}^2; \text{ proche de } \bar{\sigma}_p \text{ d'où l'utilisation du radier.}$$

Le centre de masse du radier est défini par ses coordonnées

$$X_R = 10,16 \text{ m}; \quad Y_R = 5,76 \text{ m}$$

Le centre de masse du bâtiment est défini par ses coordonnées

$$X_G = 10,16 \text{ m}; \quad Y_G = 5,85 \text{ m}$$

Les 2 centres étant proches, de plus les tassements différentiels ne sont pas à craindre, la réaction du sol est bien uniforme.

## Predimensionnement de l'épaisseur du radier

Le radier est une dalle et il n'est pas pratique de placer des armatures transversales dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement, le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b} \quad \text{avec } T_{max} = q \frac{l_{max}}{2}$$

$l_{max}$  : largeur max des panneaux de dalle :  $l_{max} = 3,60 \text{ m}$ .

$$T_{max} = \frac{11,2 \cdot 3,60}{2} = 20,16 \text{ t/m}$$

$$z \geq \frac{20,16 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 100 \cdot 5,9} = 29,7 \text{ m} \quad z = \frac{7}{8} h \quad h \geq \frac{8}{7} 29,7 = 33,94 \text{ cm}$$

• Condition forfaitaire  $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = 36 \text{ cm}$

finalement on prendra  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

## Verification de la contrainte du sol sous le radier

- Poids du bâtiment : 2475 t
- Poids du radier : 224 t (= 0,4 · 223,52 · 2500)

$$\text{total: } 2699 \text{ t} \quad \text{d'où la contrainte } q' = \frac{2699}{223,52} = 12,1 \text{ t/m}^2$$

## Verification au poinçonnement

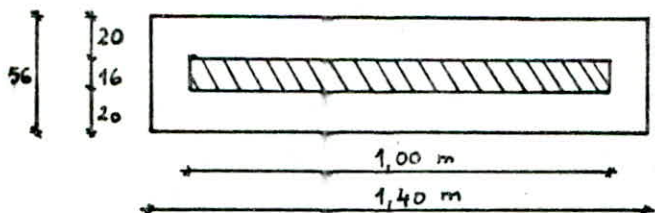
le voile le plus sollicité étant  $V_{r4}$  et  $V_{r11}$

$$q'' = \frac{G + 1,2P}{l} = \frac{195,17 + 1,2 \cdot 15,92}{5,97} = 35,89 \text{ t/m}$$

la condition de non-poinçonnement est:

$$\frac{1,5N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

avec  $P_c$  : perimetre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle comme le cisaillement se fait suivant un angle  $45^\circ$  on aura.



$$\text{d'où } \frac{1,5 \cdot 35,89 \cdot 10^3}{2(140 + 56) \cdot 40} = 3,43 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} \leq 6,78 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$$

verifiée.

## Verification à l'effet de sous-pression

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique que le bâtiment ne se souleve pas habituellement on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement et on vérifie que  $P \geq 1,5 S \cdot z$

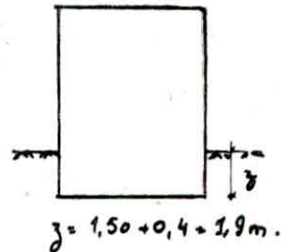
S: Surface du sol en  $m^2$

z: pression hydrostatique en  $t/m^2$

P: Poids total du bâtiment. (t)

$$P = 2475^t \geq 1,5 \cdot S \cdot z = 1,5 \cdot 223,52 \cdot 1,9 = 637^t$$

vérifié



## Verification de la stabilité du radier sous SP2

Le radier est soumis à un effort normal N et à un moment de renversement M.

$$N = G + P + G_{\text{radier}} = 2245,46 + 190,68 + 223,52 = 2660^t$$

les moments par rapport à la base du radier sont:

$$M_x = M_{0x} + H_{0x} h'$$

$$= 2680,77 + 1,9 \cdot 171,3 = 3006,24 \text{ t.m}$$

$h'$ : hauteur entre le r.d.c et la face inférieure du radier  
 $h' = 1,5 + 0,4 = 1,9 \text{ m.}$

$$M_y = M_{0y} + H_{0y} h'$$

$$= 2250,60 + 1,9 \cdot 143,8 = 2523,82 \text{ t.m}$$

Sens longitudinal:

$$G_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} u_x \quad u_x = 10,46 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{11,06 \cdot \overline{19,26^3}}{12} + 2 \left[ \frac{3,82 \cdot \overline{0,83^3}}{12} + 3,82 \cdot 0,83 \cdot \overline{10,05^2} \right] + 2 \left[ \frac{0,6 \cdot \overline{3,46^3}}{12} + 0,6 \cdot 3,46 \cdot \overline{4,97^2} \right]$$

$$I_y = 7332,34 \text{ m}^4$$

$$G_{1,2} = \frac{2660}{223,52 \cdot 10} \pm \frac{2523,82 \cdot 10,46}{7332,34 \cdot 10}$$

$$G_1 = 1,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_2 = 0,79 \text{ kg/cm}^2$$

On doit vérifier que :

- la contrainte moyenne  $G_m = \frac{3G_1 + G_2}{4} \leq 1,35 \bar{G}_0$

- la contrainte max  $G_1 < 1,5 \bar{G}_0$

$$G_m = 1,39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2,53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{vérifié}$$

$$G_1 = 1,39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{vérifié}$$

## Sens transversal

$$G_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} v_y$$

$$v_y = 5,9 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{19,26 \cdot 11,06^3}{12} + 2 \left[ \frac{0,83 \cdot 3,82^3}{12} + 3,82 \cdot 0,83 \cdot 5,6^2 \right] + 2 \left[ \frac{3,46 \cdot 0,6^3}{12} + 0,6 \cdot 3,46 \cdot 3,39^2 \right]$$

$$I_x = 2425,82 \text{ m}^4$$

$$G_{1,2} = \frac{2660}{223,52 \cdot 10} \pm \frac{3006,24 \cdot 5,9}{2425,82 \cdot 10}$$

$$G_1 = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_2 = 0,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_m = 1,62 \text{ kg/cm}^2 < 2,53 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$G_a = 1,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

la stabilité du radier est donc assurée dans les 2 sens.

## CHARGES A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DU RADIER

la charge sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier

$$\text{Charge du radier : } 0,40 \cdot 2,5 = 1 \text{ t/m}^2 = 0,1 \text{ kg/cm}^2$$

Sollicitation du second genre :

sens longitudinal :

$$q_1 = 1,59 - 0,1 = 1,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0,79 - 0,1 = 0,69 \text{ kg/cm}^2$$

Sens transversal :

$$q_1 = 1,92 - 0,1 = 1,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0,46 - 0,1 = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

Donc pour SP2 on prendra  $q = 1,82 \text{ kg/cm}^2$

et pour SP1 on prendra  $q = 1,12 \text{ kg/cm}^2$

Maintenant on doit comparer : (1) :  $\frac{\bar{G}_a(SP_2)}{\bar{G}_a(SP_1)}$  avec (2) :  $\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)}$

$$(1) = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

$$(2) = \frac{1,82}{1,12} = 1,625$$

d'où (2) > (1)

Par conséquent les contraintes du second genre sont plus défavorables.  
Dans ce cas le radier sera calculé comme un plancher renversé  
sous la réaction SP2.

## CALCUL DES MOMENTS DANS LES PANNEAUX DE DALLES

Les panneaux de dalles étant sollicités par des charges uniformément réparties, on déterminera les moments avec la méthode de M<sup>r</sup> PIGEAUD. Le moment au milieu de la dalle dans une bande de 1m de largeur et dans le sens de la petite portée est:

$$\begin{aligned} M_x &= P(M_1 + \nu M_2) & \text{avec } P &= q l_x l_y \\ M_y &= P(M_2 + \nu M_1) \end{aligned}$$

P: Charge totale appliquée sur la dalle.

$M_1, M_2$  moments unitaires pour une charge uniformément répartie  $P=1$  donnés par l'abaque de PIGEAUD. en fonction de  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et  $\frac{1}{\rho}$  respectivement  $\nu = 0,15$ : coef de Poisson pour le béton

Les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son pourtour. Les moments réels sont des fractions des moments, on prendra forfaitairement.

$$\begin{aligned} - \text{Sur appui} & \quad M_{ax} = 0,5 M_x & \quad M_{ay} = 0,5 M_y \\ - \text{En travée} & \quad M_{tx} = 0,85 M_x & \quad M_{ty} = 0,85 M_y \end{aligned}$$

$$\text{la condition } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$$

Remarque: Si  $\rho \leq 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre par bande de 1m dans le sens de la petite portée avec  $M_x = q \frac{l_x^2}{8}$   $M_{ax} = M_{ay} = M_o = 0,5 M_o$

Dans le sens non porteur on mettra des armatures de répartition

$$\frac{A_t}{L} \leq A \leq \frac{A_t}{2}$$

### APPLICATION:

#### Panneau 1

$$\begin{aligned} l_x &= 3,19 \text{ m} & \rho &= 0,86 & \rightarrow & M_1 = 0,0424 \\ l_y &= 3,60 \text{ m} & \frac{1}{\rho} &= 1,16 & \rightarrow & M_2 = 0,0301 \end{aligned}$$

$$P = q l_x l_y = 18,2 \times 3,19 \times 3,60 = 203,77 \text{ t}$$

$$M_x = (0,0424 + 0,15 \cdot 0,0301) \cdot 203,77 = 9,56 \text{ t.m}$$

$$M_y = (0,0301 + 0,15 \cdot 0,0424) \cdot 203,77 = 7,43 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } M_{tx} = 0,85 M_x = 8,13 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,31 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = M_o = 0,5 M_x = 4,78 \text{ t.m}$$

## FERRAILLAGE

\* en travée : Sens  $l_x$  :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\gamma \bar{\sigma}_s} = \frac{8,13 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 36 \cdot 4200} = 6,15 \text{ cm}^2$$

On prendra 10 HA 10/ml =  $7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $t = 10 \text{ cm}$

Sens  $l_y$  :

$$A_{ty} = \frac{6,31 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 36 \cdot 4200} = 4,77 \text{ cm}^2$$

On prendra 10 HA 8/ml =  $5,02 \text{ cm}^2$  avec  $t = 10 \text{ cm}$ .

\* Sur appui :

$$A_{az} = A_{ay} = A_a = \frac{4,78 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 36 \cdot 4200} = 3,61 \text{ cm}^2$$

On prendra 10 HA 8/ml =  $5,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 10 \text{ cm}$ .

Espacements maximaux : sens  $l_x$   $t = \min(3h_t, 33 \text{ cm})$   
 sens  $l_y$   $t = \min(4h_t, 45 \text{ cm})$

Longueur d'ancrage :  $l_a = 40\phi$  barres droites  
 $l_a = 17\phi$  (crochet à  $45^\circ$ , barres HA)

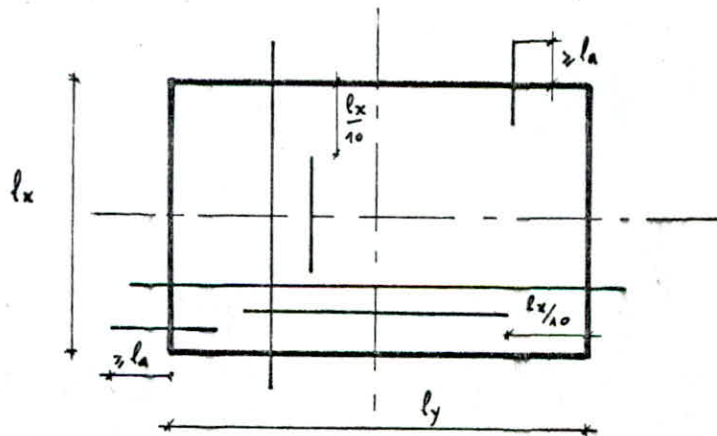
### Dispositions constructives

Chaque barre qui traverse le contour est totalement ancrée au delà de celui-ci d'une longueur :  $l_a$

Armatures supérieures : quadrillage uniforme sur toute la surface  
 une barre sur 2 est arrêtée à  $\frac{l_x}{10}$  avant le nu d'appui.

Armatures inférieures : (chapeaux) 10

Leur largeur à partir du nu de l'appui est égale à  $\max(l_a, \frac{l_x}{5})$   
 on prendra  $\frac{l_x}{4}$



## TABLEAU DES MOMENTS

Panneaux	1	2	3	4	5	6	7	8
$l_x$ (cm)	3,11	2,70	3,11	3,60	3,60	0,92	1,52	3,30
$l_y$ (cm)	3,60	3,71	3,30	5,81	5,21	3,60	3,60	6,89
$\rho$	0,86	0,73	0,94	0,62	0,69	0,26	0,42	0,48
$\frac{1}{\rho}$	1,16	1,37	1,06	1,62	1,45	3,91	2,37	2,09
$M_1$	0,0424	0,0466	0,0394	0,0483	0,0476	/	0,0447	0,0468
$M_2$	0,0301	0,0229	0,0343	0,016	0,0205	/	0,006	0,008
$P$ (t)	203,77	182,31	186,79	380,67	341,36	60,28	99,59	413,81
$M_x$ (t.m)	9,56	9,12	8,32	19,30	17,30	1,92	4,54	19,86
$M_y$ (t.m)	7,42	5,44	7,51	8,85	9,43	/	1,26	6,21
$M_a$ (t.m)	4,78	4,56	4,16	9,65	8,65	0,96	2,27	9,93
$M_{tx}$ (t.m)	8,13	7,75	7,07	16,40	14,70	1,63	3,86	16,88
$M_{ty}$ (t.m)	6,31	4,62	6,38	7,52	8,01	/	1,07	5,28

## FERRAILLAGE

Sections	Panneaux	1	2	3	4	5	6	7	8
Sens $l_x$	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	6,14	5,86	5,34	12,40	11,11	1,23	2,92	12,76
	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	8 HA10	8 HA10	7 HA10	9 HA14	10 HA12	4 HA8	6 HA8	9 HA14
Sens $l_y$	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	4,77	3,49	4,82	5,68	6,05	0,62	08,09	3,99
	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	5 HA12	5 HA10	5 HA12	5 HA12	8 HA10	3 HA8	3 HA8	8 HA8
Sens $l_a$	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	3,61	3,45	3,14	7,29	6,54	0,72	1,71	5,67
	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	5 HA10	5 HA10	4 HA10	10 HA10	6 HA12	3 HA8	4 HA8	5 HA12

## ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

On a un voile peripherique continu entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol.

Le voile assure un bon chainage et une bonne stabilité de l'ensemble.

### Dimensions du voile:

Epaisseur : 16 cm ; hauteur : 1,5 m.  
IL sera ferrillé forfaitairement.

### Armatures longitudinales filantes

sup & inf :

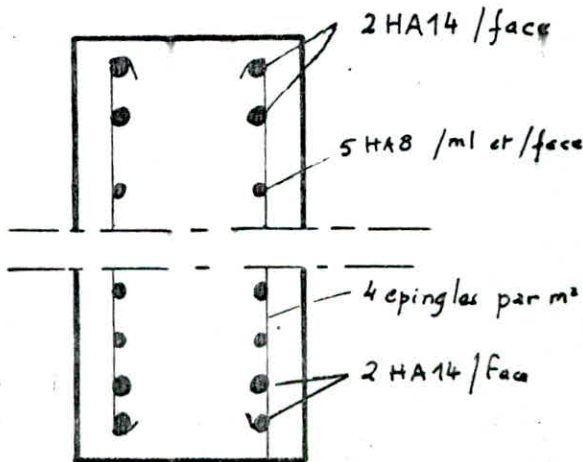
$A \geq 0,2\%$  de la section totale du beton avec recouvrement de  $50\phi$  en equerre de renforcement dans les angles.

$$A \geq \frac{0,2}{100} b h t = \frac{0,2 \cdot 16 \cdot 150}{100} = 4,8 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4 HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup> et ce, par partie sup et inf.

### Armatures longitudinales de peau

$A \geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par ml de hauteur on adoptera 5 HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml et / face





**TECHNOLOGIE**

**D'EXECUTION**

## INTRODUCTION

Durant cette étude, on a eu à calculer une structure à voiles non alignés.

Le bâtiment considéré est un R+7 avec vide sanitaire, des voiles porteurs de résistance et de contreventement avec symétrie dans le sens longitudinal.

La structure a, comme procédé d'exécution le coffrage tables et banches pour le coulage du béton;

## JUSTIFICATION DE CE CHOIX :

Le coffrage est de constitution métallique, il a donc une durée de vie nettement supérieure à celui en bois, ce qui permet une utilisation répétée et une économie en matière d'approvisionnement.

Le coffrage devient facile à manipuler avec des ressources matérielles appropriées (grues), Ceci, a pour conséquence de comprimer la main d'œuvre dont un manque se fait sentir dans notre pays.

La qualité du travail est constante et les ouvriers gagnent de l'expérience par les manipulations consécutives.

Les tables et banches ont été préférées aux tunnels pour diverses raisons:

les tunnels sont plus lourds à transporter et plus encombrants que les tables et banches, donc il faut une manutention puissante (coûteux)

On peut utiliser des tables extensibles par contre pour le tunnel on a des dimensions peu variables.

Dans le coffrage tunnel, on ne peut coffrer que des parties où on a un voile au plus au milieu, par contre pour les banches, on peut coffrer tous les voiles (or il y a des voiles non alignés)

Le tunnel est plus rapide certes, mais plus coûteux  
Un logement par jour pour les tunnels & un logement tous les trois jours pour les tables et banches.

Avec toutes les précautions prises, il existe quand même des défauts qu'il faudrait citer :

- Défauts d'exécution provoquant des effets parasites imprévus (tels que l'excentrement des parois d'un même voile ainsi que la non verticalité des parois)
- Mauvaise vibration provoque une ségrégation du béton et donc des discontinuités préjudiciables apparaissant au niveau des parois des voiles.

Ce sont des défauts imprévus dans l'étude dont la main d'œuvre pourrait être la cause principale (négligence, laisser-aller, indiscipline). Une augmentation de précautions, telles que renforcement des dispositions constructives, ne pourrait être que souhaitable et bénéfique.

### CARACTERISTIQUES

Les coffrages constituent l'outil essentiel de la mise en œuvre du béton.

La qualité du coffrage influe sur :

- La mise en œuvre du coffrage.
- La fourniture ou la fabrication de ce matériel.
- Le coulage du béton.
- Les finitions.

Ces caractéristiques constituent 60% du gros-œuvre de la construction d'un ouvrage.

On dit "moule" en usine et "Coffrage" sur chantier.

Il existe 2 caractéristiques du coffrage :

- Caractéristiques techniques : permettant la fabrication d'un produit de qualité.
- Caractéristiques fonctionnelles : permettent la mise en œuvre du coffrage dans de bonnes conditions de facilité, de rapidité, et de sécurité par une main d'œuvre peu qualifiée.

## MORPHOLOGIE

Les caractéristiques citées précédemment sont en général, obtenues grâce à un assemblage qui se compose :

- Peau coffrante plus ou moins rigide dont la qualité conditionne directement l'état de surface du béton.
- Raidisseurs: limitent les déformations de la peau coffrante et reportent les efforts sur la structure.
- Structure composée de poutres en profilés ou en treillis tubulaire. Celle-ci reporte les efforts sur les points d'appuis (tiges d'entretoises pour les coffrages verticaux et étais ou pieds pour les coffrages horizontaux).
- Equipements qui permettent les réglages, les assemblages de coffrage entre eux, les manutentions et assurent l'accès et la sécurité des ouvriers.
- Accessoires qui liaisonnent les éléments de coffrage ou facilitent le travail des ouvriers.

### Choix de la peau coffrante

La pression exercée donc l'épaisseur du béton, va entraîner le choix de la peau coffrante.

Ce choix conditionnera l'écartement des raidisseurs primaires.

### Choix des raidisseurs et des étais:

Ils peuvent être en bois ou métalliques. En fonction de la charge, leur nature et leur inertie seront calculées pour connaître l'écartement entre les appuis sur les étais (coffrage traditionnel) ou sur les poutres (tables et étaielement)

## BANCHES

### Domaine d'emploi:

Dès que le chantier dispose d'une grue, la réalisation des voiles coulés en place dans des banches permet d'obtenir une bonne qualité de réalisation et un prix de revient minimum. L'emploi est facilité par des hauteurs et des dimensions répétitives.

Le coulage par banches est un moyen assez puissant; les plus courants comportent 2 files de tiges filetées dont l'une se trouve sous la plainte. Pour les banches les plus rigides il existe une seule file (rangée de tiges filetées).

IL existe plusieurs types de banches: - banche bois → 200 fois  
 - banche métallique → 400 fois  
 - banche mixte (bois + métal)

### Equipements :

- Systeme de réglage (verticalité, horizontalité)
- Rehausses
- Pièces d'about
- Tiges d'entretoises
- Console de support en pignon.

### Incorporation dans le béton :

- Ferrures (négatifs de porte et fenêtre, huisseries)
- Electricité (gaine, prise, boîte de dérivation, interrupteur)

### Rotation des coffrages :

Reutilisation des banches d'une manière équitable (et ce, dans un but d'économie de temps et de matériel)

### Mise en œuvre des banches :

- Pour éviter toute erreur, les banches sont numérotées et repérées sur un plan de rotation.
- Le ferrailage est préfabriqué au sol
- Decoffrage tous les jours.

### Operation à suivre :

- Decoffrage des banches déjà réalisés (huilage, nettoyage).
- Mise en place du ferrailage.
- Tiges filetées (fermeture des panneaux).
- Réservations.
- Plaque d'about.
- Coulage du béton.

## TABLES

### Description :

Une table de coffrage est un plateau coffrant solidarisé avec un étiement contreventé en un ensemble monolithique qui le rend indépendant de tout support extérieur.

### Equipements :

- Verins de réglage de la hauteur et horizontalité (à vis avec boulon manivelle)
- Roues pour déplacements.
- Règle de coffrage réglable.
- Complément de coffrage
- Dispositif pour la réalisation de retombées de poutres ou d'allèges
- Garde corps à l'extrémité des tables
- Arrêt de coulage

Manutention des tables :

Le problème majeur de la manutention des tables est d'aller chercher ces tables sous le plancher déjà coulé (pour le décoffrage), pour cela on utilise la passerelle de décoffrage de Service permettant l'accrochage de la table, l'équilibre est ainsi assuré.

Processus d'exécution :

- Décoffrage de la table (qui va servir au coffrage d'une autre dalle) - Mise en place sur le nouveau site, à l'endroit où les voiles ont été réalisés.
- Replage de la verticalité et de l'horizontalité.
- Nettoyage de la table, plus huilage
- Mise en place des reglettes d'extrémité
- Mise en place des arrêts de coulage.
- Lavage à l'eau (Nettoyage de l'appareil)

On décoffre :

Les banches : tous les jours.  
Les tables : tous les 3 jours.

Inconvénient :

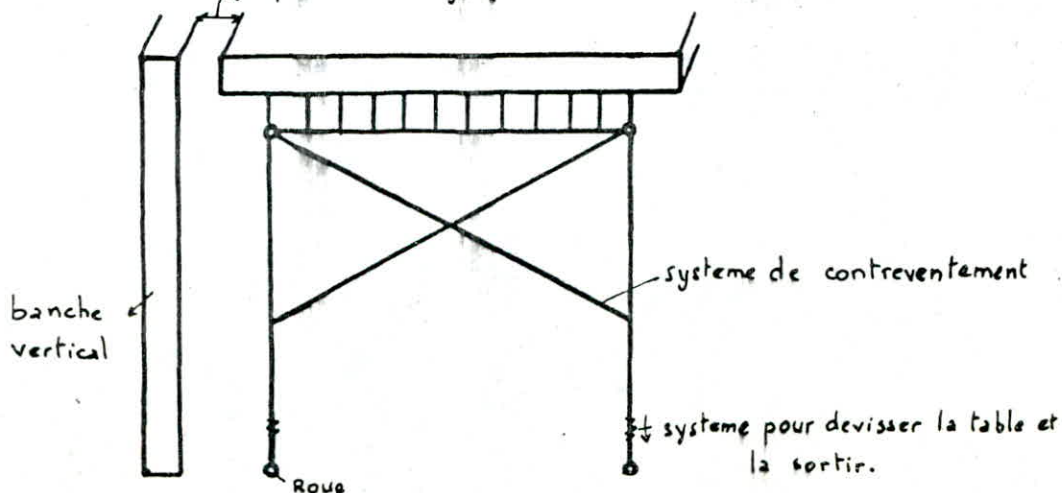
- Pour les tables et banches → Réaliser les banches ainsi que les tables par morceaux.
- Nous aurons besoin de 3 fois plus de table que de banche

JEUX

- Nous avons un programme de 500 logements
- le coffrage est métallique

Donc nous aurons besoin de 2 jeux

jeu pour le décoffrage (éviter la détérioration de la table)



## ENGIN DE LEVAGE

Pour les engins de levage destinés à transporter d'un point à un autre du chantier des objets de construction situés dans un même plan horizontal ou dans des plans de niveaux différents.

Cet équipement possède un accroissement de la productivité du chantier et diminue la fatigue et le nombre d'ouvriers.

On utilise une grue à Tour permettant les 2 opérations de manutention, horizontale et verticale, en balayant une aire de plusieurs dizaines de mètres de rayon.

### Execution de l'installation

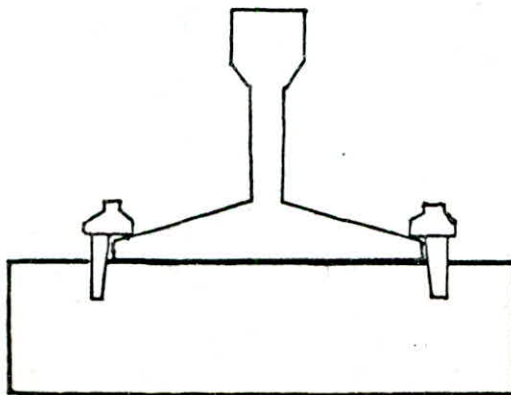
On choisit l'installation d'une grue mobile sur rail, et ce, en premier lieu en insistant sur le prix de revient de la tonne levée.

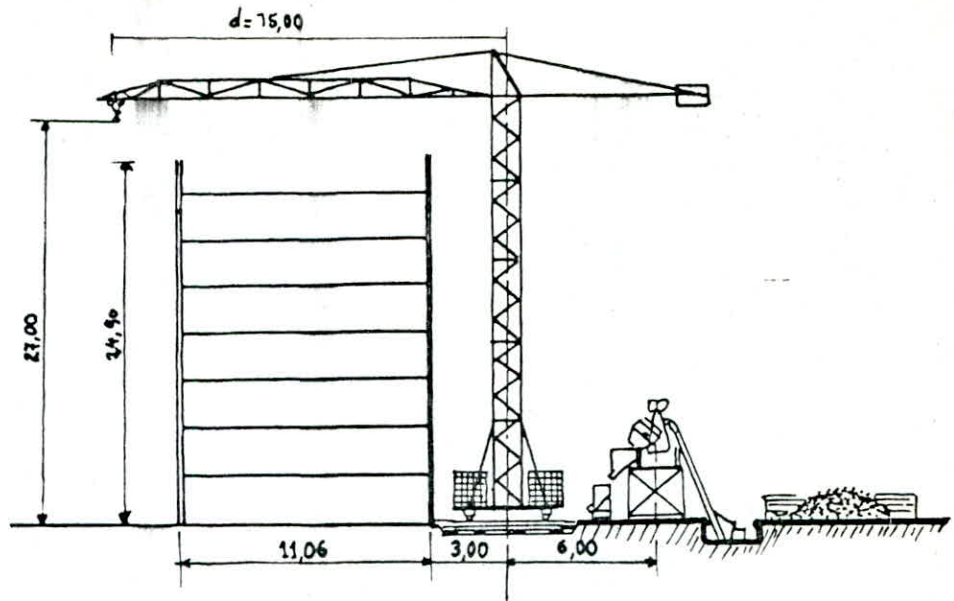
En second lieu sur le temps d'exécution et de déplacement.

À des fins économiques notre projet présente un ensemble de blocs alignés en 2 files plus ou moins symétriques, c'est à dire que la grue se déplaçant sur rail peut couvrir tous les emplacements des blocs, en plus les conditions du site le permettent. On a ni bâtiment élevé ni des lignes électriques, la place disponible est suffisante.

### Etapes successives de cette installation:

1. Implantation de l'emplacement selon le plan d'aménagement et préparation du terrain d'assise.
2. Execution du socle d'appui et pose de la voie (chemin de roulement)
3. Montage de la grue
4. Verification pour autorisation de mise en service.



CARACTERISTIQUES DE LA GRUE :

- Hauteur : 27 m
- Voie intérieure des rails 2,74 m
- Lest sur chariot 10t
- Portée : 15 m
- charge : 3t
- Puissance : 3.15 = 45 t.m
- Position mobile

REMARQUES

- On utilise des bétonnières pour la production du béton.
- Le ferrailage se fait sur place en atelier.
- Les panneaux préfabriqués sont réalisés en usine.



# BIBLIOGRAPHIE

- RPA 81 (version 83).
- Regles NV 65.
- Regles CCBA 68.
- Calcul pratique des tours en B.A M. DIVERS.
- Calcul et verification des ouvrages en B.A. P. CHARON.
- Exercices en B.A. P. CHARON.
- Cours de B.A. M. BELAZOUGUI.
- Calcul pratique des ossatures de batiments en B.A. A. FUENTES.
- Tables pour le calcul des dalles & des parois, R. BARES.
- D.T.U 23.1.
- Traité de B.A. Tome 4. A GUERRIN.
- Aide - mémoire B.A.
- Aide - mémoire R.D.M.
- Aide - mémoire Gros-oeuvre du bâtiment.

