

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

26/86

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2ex

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Batiment à usage d'habitation
ossature voiles porteurs
R + 8**

Proposé par :

B. E. T.

Etudié par :

A. MAUCHE

A. HATTOUM

dirigé par :

MM. CHIKH

PROMOTION JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Batiment à usage d'habitation
ossature voiles porteurs
R + 8**

Proposé par :

B. E. T.

Etudié par :

A. MAUCHE

A. HATTOUM

dirigé par :

MM. CHIKH

PROMOTION JANVIER 1986

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier MM. CHEIKH, notre promoteur pour son aide et ses conseils qu'elle nous a prodigués durant tout le semestre, ainsi que messieurs; Z. GHANI et D. IDJRAOUI qui ont contribué à la bonne marche de ce projet.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants(es) de l'ENPA qui ont contribué à notre formation.

DEDICACES

c'est avec joie que je dedie ce projet de fin d'étude à :-

- ma mère
- mon père
- mes frères et sœurs
- toute ma grande famille
- tous mes amis(es)

Arezki

- ma mère
- mon père
- mon frère et mes sœurs
- mes oncles
- tous mes amis(es)

Alhmadan

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHÈQUE
Ecole Nationale Polytechnique

. CHAPITRE I	
- Presentation de l'ouvrage	1
- Caractéristique des matériaux	2
- Predimensionnement	4
- Calcul de l'acrotère	5
- Evaluation des charges	7
- Descente de charges	8
. CHAPITRE II	
- Etude dynamique	10
. CHAPITRE III.A	
- Etude au Seisme	16
. CHAPITRE III.B	
- Etude au Vent	19
. CHAPITRE IV	
- Etude au Contreventement	25
- Calcul des inerties équivalentes	25
- Centre de masse et d'inertie	29
- Repartition des efforts sismiques	32
. CHAPITRE V	
- Etude des Voiles	36
- Calcul des déformations	43
. CHAPITRE VI	
- Combinaisons	45
- Ferrailage des Voiles (Trumeaux-Linteaux)	50
. CHAPITRE VII	
- Calcul des éléments	63
- Calcul des Planchers (Terrasses-Courants)	63
- Calcul des Predalles du Vide Sanitaire	76
- " des escaliers	84
. CHAPITRE VIII	
- Calcul des Fondations	91
- Voile Peripherique	100

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Dimensions extérieures du Bâtiment.

ECHELLE : 1/100

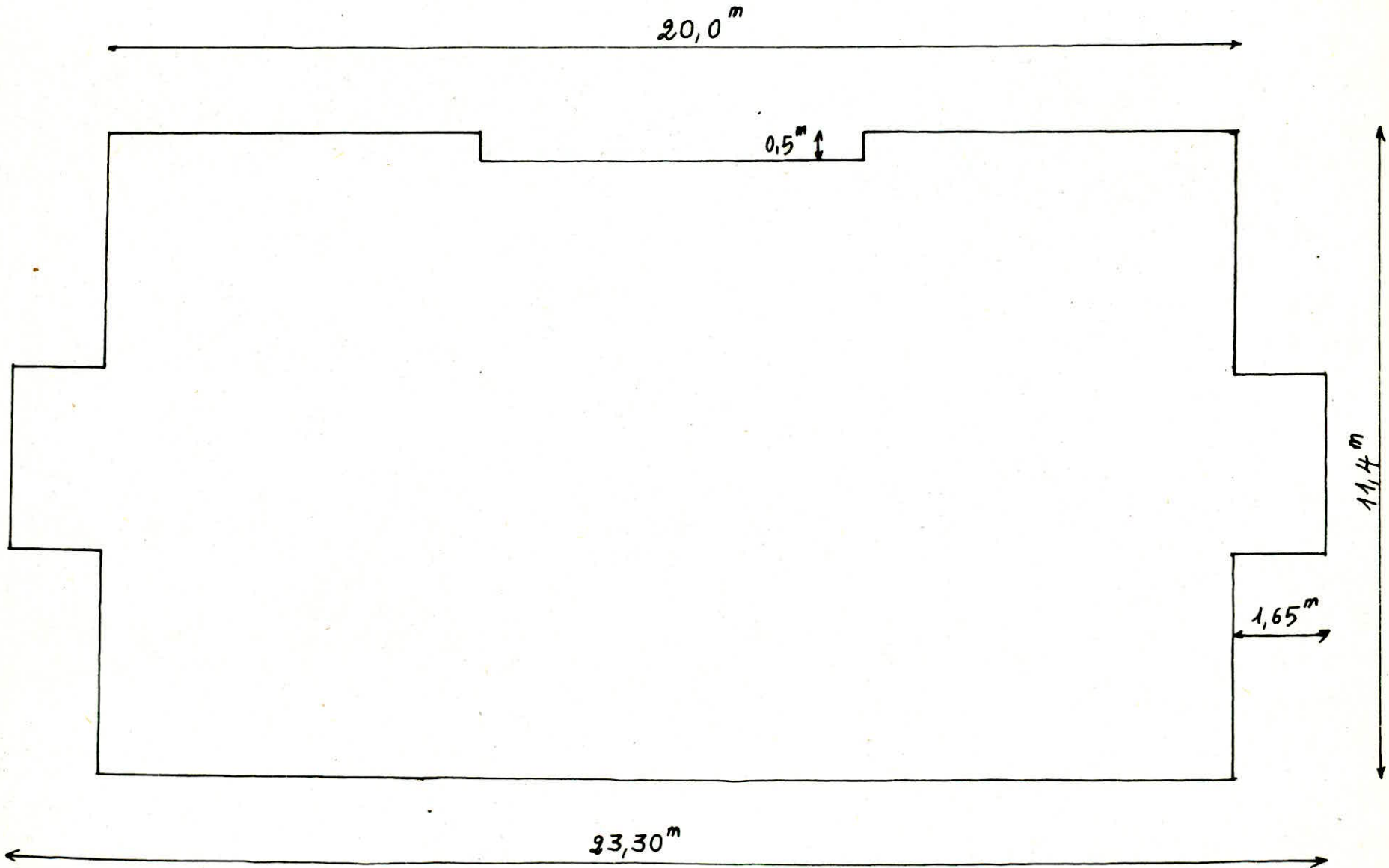
20,0^m

0,5^m

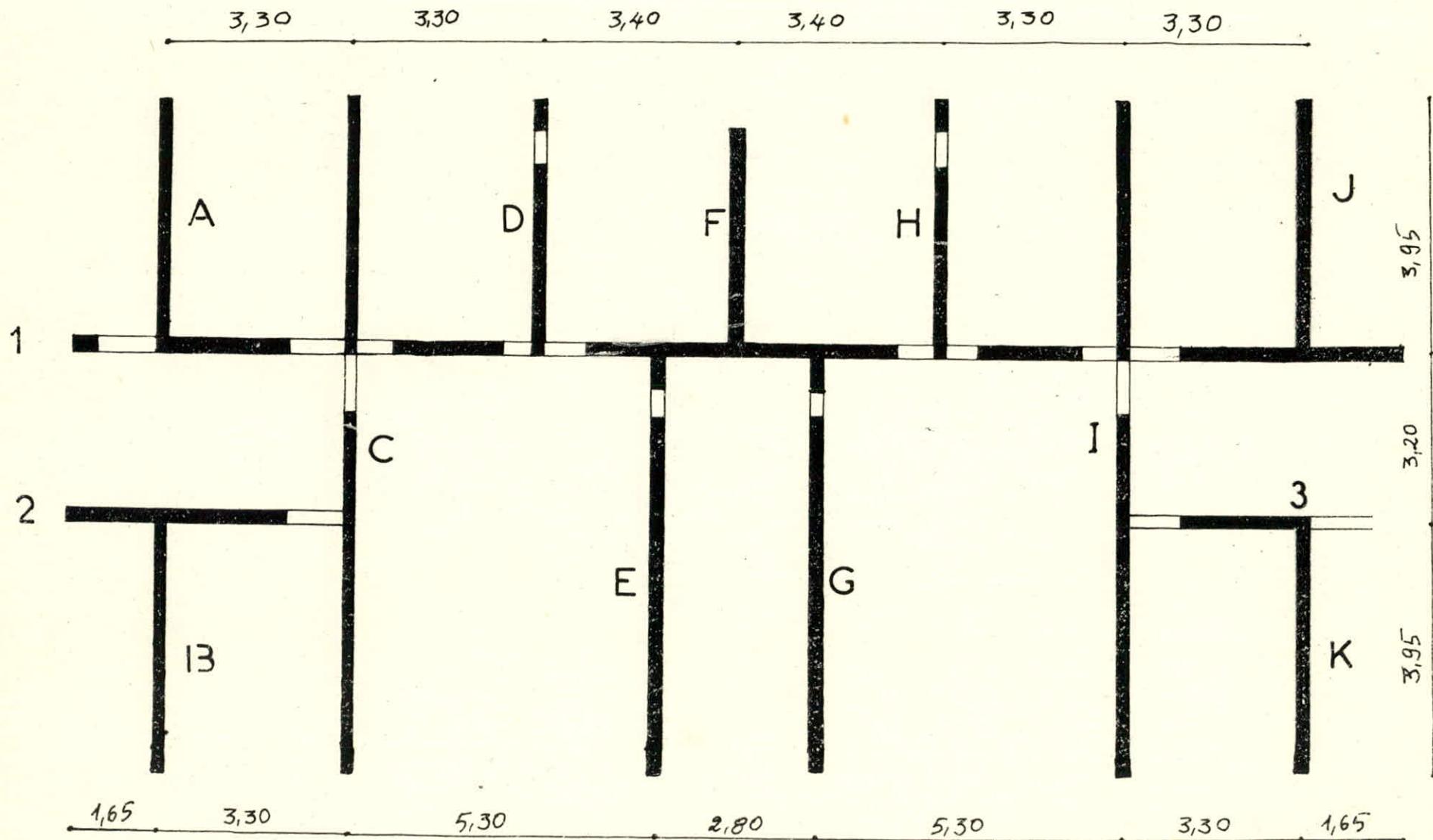
11,4^m

1,65^m

23,30^m



VOILES "étages Courants"



1. **PRESENTATION DE L'OUVRAGE :** Le présent projet consiste à étudier les éléments résistants d'une tour R+8 avec vide sanitaire à usage d'habitation qui sera implantée à Sidi-Aich (Bejaia), qui est classé comme zone de moyenne sismicité (Zone II).
2. **Caractéristiques géométriques :**
L'ossature du bâtiment est constituée uniquement de voiles porteurs d'épaisseur ($e = 20\text{cm}$) dans les 2 sens assurant ainsi le contreventement de la construction.
 - Longueur du bâtiment $L = 23,3\text{m}$
 - largeur du bâtiment $l = 11,4\text{m}$
 - hauteur du bâtiment $h = 27,54\text{m}$
 - hauteur d'étage $h_e = 3,06\text{m}$
3. **Planchers :**
Notre tour comporte 2 types de planchers :
 - a. plancher RDC qui sera formé de predalles qui associent du béton coulé sur place à un béton préfabriqué, pour constituer des dalles pleines.
 - b. Le plancher de l'étage courant et de la terrasse sera un "plancher dalle" de 16cm d'épaisseur.
4. **Cage d'escalier :**
Elle sera réalisée par des voiles d'épaisseur 20cm . L'escalier sera constitué par deux volées adjacentes préfabriquées appuyées sur les piliers coulés sur place.
5. **Vide Sanitaire :** Notre structure comporte un vide sanitaire d'une hauteur $1,50\text{m}$ composé de voiles de 20cm . D'où notre infrastructure constitue un ensemble rigide ; remplissant ainsi les énoncés du PRAB1art222
6. **DECROCHEMENTS :** RPA (art 2.3.1.1) ; les parties en saillie dans une direction considérée, sont acceptées à condition de ne pas dépasser un quart ($1/4$) de la dimension du bloc considéré. ce qui est vérifié pour notre tour, les 2 décrochements sont inférieurs à $1/4$ des 2 longueurs respectives.

$$\phi > 20 \quad \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$$

• Treillis soudé :

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

$$\phi > 6 \rightarrow \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

• Contraintes de traction :

$$1. \text{ Fissuration systématique : } \sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$2. \text{ Fissuration accidentelle : } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi}}$$

avec : K : Coeff dépendant des conséquences de fissuration

η : Coeff. de fissuration

ϕ : Diamètre en mm de la plus grande barre

$\bar{\omega}_f$: Pourcentage de fissuration donné par : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

• Contraintes de compression admissibles pour les murs armés :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \beta'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \beta'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \delta \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{a - 10^{2/3}}{a} \quad a : \text{épaisseur du mur}$$

$$\text{et } \beta = \max \left\{ 1; \frac{l_c}{300} \right\} = 1 \rightarrow \alpha = 0,833$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} \quad \text{avec } \lambda = \frac{l_c \sqrt{12}}{a} = 41,22 \rightarrow \beta = 0,74$$

$$\delta = 0,83$$

$$\delta = 1,1$$

$$\beta'_b = \min (0,342; 0,284) = 0,284 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 78 \text{ kg/cm}^2$$

II. PREDIMENSIONNEMENT :

II. 1. **plancher terrasse** : Il sera dimensionné à partir de la condition de limitation de la flèche, car cette dernière est à la base des fissurations provoquées dans les revêtements et les cloisons.

la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \quad \text{et} \quad f_{\max} \leq \frac{l}{500}$$

$$f_{\max} \geq \frac{5q l^4}{384 EI} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b e^3}{12} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{500} \geq \frac{5 \cdot 9 \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot \frac{b e^3}{12}}$$

$$E = 7000 \sqrt{\frac{\sigma'_1}{f}} \quad , \quad f = 90, \quad \sigma'_{30} = 1,2 \cdot \frac{\sigma'_1}{28}$$

$$q = 920 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où} \quad e = \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}} \quad l_{\max} = 7,20 \text{ m}$$

$$e \geq 23 \text{ cm}$$

• Condition de la résistance à la flexion :

$$\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40} \quad \Rightarrow \quad 144 \leq e \leq 18 \text{ cm}$$

vu les 2 conditions, on prend $e = 16 \text{ cm}$
on adoptera la même épaisseur pour les planchers courants $e = 16 \text{ cm}$.

II. 2. **Voiles** : D'après le RPA 81, art 4.3.1.2 l'épaisseur du voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{en Zone II}$$

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = 15,3 \text{ cm d'étage.} \quad h_e : \text{ hauteur libre}$$

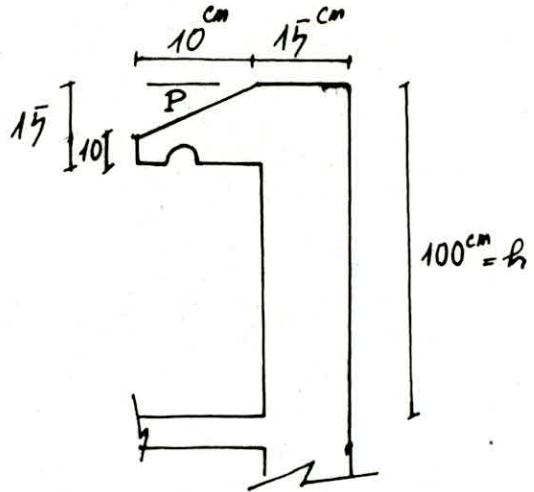
on prendra l'épaisseur des voiles $e = 20 \text{ cm}$

III. Acrotère :

sera calculé comme une console encastrée à sa base au plancher terrasse.

Dimension :

- épaisseur $e = 15 \text{ cm}$
- largeur $b = 100 \text{ cm (ml)}$
- hauteur $h = 100 \text{ cm}$



Effort dans l'acrotère :

a. poids propre

$$G = \rho \cdot e \cdot b + \frac{e \cdot h'}{2} \cdot b \cdot \rho$$

$$G = 2500 \cdot 0,15 \cdot 1 + \frac{0,15 \cdot 0,1}{2} \cdot 0,1 \cdot 2500$$

$$G = 406 \text{ kg/ml} \Rightarrow G : \text{ sous forme d'effort normal}$$

b. surcharge :

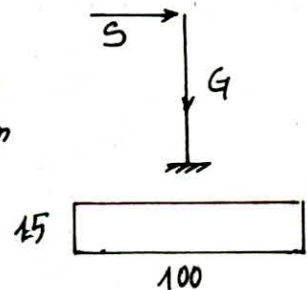
$$S = 100 \times 1,2 = 120 \text{ kg} \quad \text{due à la main courante.}$$

d'où les efforts à l'encastrement :

$$N = G = 406 \text{ kg}$$

$$M = S \cdot 1,0 = 120 \times 1 = 120 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T = 1,2 P = 120 \text{ kg}$$



Ferraillage :

a) excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120 \cdot 10^2}{406} = 29,55 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

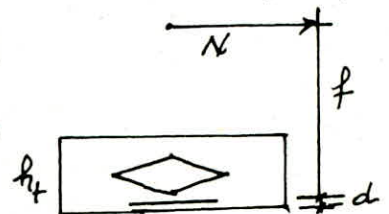
$$e_0 > e_1$$

Section partiellement comprimée.
Le ferraillage d'une telle section se fera exactement comme si elle était sollicitée en f.s en considérant le moment fictif M_f aux aciers tendus.

$$M_f = N \cdot f \quad \text{avec} \quad f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d$$

$$M_f = 406 \left(29,55 + \frac{15}{2} - 2 \right) = 14233 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M = \frac{n M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 14233}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 4,51 \cdot 10^{-3}$$



$$K = 148$$

$$E = 0,96$$

$$A_{f_s} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{14233}{2800 \cdot 0,96 \cdot 13} = 0,403 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{f_c} = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,403 - \frac{406}{2800} = 0,258 \text{ cm}^2$$

Verifications:

1. Des contraintes

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{14233}{0,258 \cdot 0,96 \cdot 13} = > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Non vérifié.

2. Non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot 100 \cdot 13 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_{f_c} \Rightarrow \text{on adoptera } A = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 5T6/1\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

vérification de $\bar{\sigma}_a$: $\bar{\sigma}_a = \frac{14233}{1,26 \cdot 0,96 \cdot 13} = 905 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

vérifié.

3. $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{905}{148} = 6,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

4. à la fissuration:

$$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} \qquad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$k = 1 \cdot 10^6 \text{ fiss. préjudiciable}, \quad n = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$\omega_f = \frac{A}{b_f} = \frac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 3,52 \cdot 10^{-3} \longrightarrow \bar{\sigma}_1 = 906,75$$

$$\bar{\sigma}_2 = 3010,38$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ st bien admissible.}$$

5. Effort tranchant:

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

$$M = -120 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T = 120 \text{ kg}$$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{I}{8} = 11,37$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,41 \cdot 2800 = 3948 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 \left(1 - \frac{10^2}{11,37}\right) = -935 \text{ kg} < 0 \text{ vérifié.}$$

Les armatures tendues ne seront soumis à aucun effort supplémentaire de traction. nous adopterons des armatures horizontales de repartition $A_r = 5T6/1\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

IV. EVALUATION DES CHARGES :

IV. 1. poids propre

1. a. plancher terrasse

protection gravillon	-----	=	90 kg/m ²
étanchéité multicouche	-----	=	20 kg/m ²
chape en béton	-----	=	60 kg/m ²
isolation thermique	-----	=	10 kg/m ²
forme de pente	-----	=	200 kg/m ²
Dalle pleine (16cm)	-----	=	400 kg/cm ²
Enduit	-----	=	20 kg/m ²
		G	= 800 kg/m ²

IV. 2. surcharge P = 100 kg/m²

- d'où $q_1 = G + 1,2P = 920 \text{ kg/m}^2$

1. b. plancher courant :

carrelage	-----	=	44 kg/m ²
mortier de pose	-----	=	40 kg/m ²
sable	-----	=	17 kg/m ²
Dalle pleine (16cm)	-----	=	400 kg/m ²
isolation phonique	-----	=	10 kg/m ²
cloison	-----	=	75 kg/m ²
Enduit	-----	=	20 kg/m ²

G = 610 kg/m²

surcharge : P = 175 kg/m²

$q_2 = G + 1,2P = 820 \text{ kg/m}^2$

plancher terrasse : $q_1 = 920 \text{ kg/m}^2$

plancher courant : $q_2 = 820 \text{ kg/m}^2$

V. Descente de charges:

L'opération consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction; les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

- pour chaque voile on aura à considérer:
- son poids propre
 - La charge de plancher qu'il supporte
 - La part de cloison reportée sur lui
 - Les éléments spéciaux: escaliers, gaine de fumée.

On tiendra compte des surcharges d'exploitation au niveau de chaque étage en appliquant la loi de dégression.

Exemple de calcul: on considérera le voile "A"

NIVEAU Terrasse:

Charge permanente:

- poids propre du plancher $5 \times 0,8 \frac{t}{m^2} = 4 t$
- poids propre de l'acrotère: $0,406(4 + \frac{3,2}{2}) = 2,273 t$

$$G = 6,273 t$$

Surcharge:

$$5 \times 0,1 = 0,5 t$$

Plancher Courant:

Charge permanente:

- poids propre du voile: $4,00 \times 0,2 \times 3,06 \times 2,5 = 6,12 t$
- poids propre du plancher: $5 \times 0,610 = 3,05 t$
- maçonnerie: $0,348 \times 5,55 \times 3,06 = 5,91 t$

$$G = 15,08 t$$

surcharge:

$$5 \times 0,175 = 0,875 t$$

niveau fondation:

$$15,08 \times 8 + 6,273 = 141,99 t$$

La charge permanente revenant au voile "A" jusqu'à la fondation est de $\sim 142 t$

La surcharge d'exploitation revenant au voile "A" jusqu'à la fondation est de $P = 5,75 t$ en tenant compte de la dégression.

Ce raisonnement est valable pour tous les autres voiles.

Voiles	charge (t)	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Σ
F	G	7,78	13,55	-	-	-	-	-	-	-	-	129,73
	P	0,8	1,4	1,26	1,12	0,98	0,84	0,70	0,70	0,70	0,70	9,2
A, B J, K	G	6,273	15,08	-	-	-	-	-	-	-	-	142
	P	0,5	0,875	0,787	0,70	0,6125	0,525	0,437	0,437	0,437	0,437	5,75
I; C	G	31,69	38,07	-	-	-	-	-	-	-	-	374,35
	P	3,58	6,28	5,65	5,024	4,39	3,76	3,14	3,14	3,14	3,14	41,27
E, G	G	19,37	22,95	-	-	-	-	-	-	-	-	225,93
	P	2,2	4,27	3,84	3,42	2,99	2,56	2,13	2,13	2,13	2,13	27,858
H; D	G	12,02	13,03	-	-	-	-	-	-	-	-	129,30
	P	1,30	2,275	2,047	1,82	1,59	1,36	1,137	1,137	1,137	1,137	14,95
1	G	34,40	54,04	-	-	-	-	-	-	-	-	520,85
	P	4,30	7,529	6,77	6,023	5,27	4,51	3,76	3,76	3,76	3,76	49,478
2	G	8,68	15,47	-	-	-	-	-	-	-	-	147,95
	P	0,92	1,61	1,44	1,28	1,127	0,966	0,805	0,805	0,805	0,805	10,582
3	G	8,68	15,59	-	-	-	-	-	-	-	-	149,034
	P	0,920	1,61	1,449	1,288	1,127	0,966	0,805	0,805	0,805	0,805	10,582

Tableau récapitulatif ; donnant les valeurs des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (P), revenant à chaque voile aux différents niveaux.

CHAPITRE ... 2

ETUDE
DYNAMIQUE

EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

I. Introduction

sous l'effet d'actions sismiques, la structure répond en vibrant. Elle effectue tout d'abord, tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées.

Elle leur succède des oscillations libres, avec un certain degré d'amortissement. Le problème fondamental de la dynamique des structures, est la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée.

L'étude dynamique consiste à déterminer les pulsations propres et par la suite les périodes propres d'oscillation de la structure.

Cependant, l'étude ne peut être effectuée directement sur la structure telle qu'elle se présente. Pour cela, il faut modéliser et choisir un modèle reflétant le plus possible la nature du système réel.

On considère un système oscillant constitué de plusieurs masses concentrées soutenues par un élément élastique de masse négligeable. On suppose aussi que chaque masse a un seul degré de liberté : déplacement dans la direction de vibration.

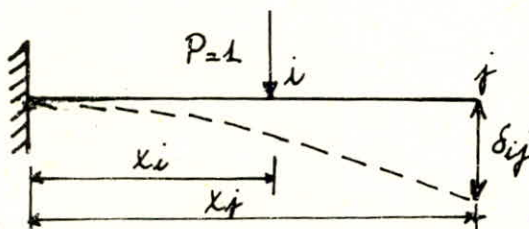
Exposé de la méthode de RAYLEIGH

Cette méthode est basée sur la conservation d'énergie, elle suppose des systèmes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs de pulsation propre, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Application au cas de notre bâtiment :

on imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur. Soient x_1, x_2, \dots, x_n les flèches prises alors par les diverses masses en supposant que les déformations restent entièrement élastiques.

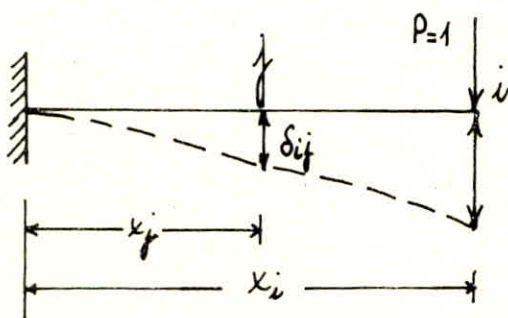
1^{er} cas : section "i" à gauche de la section "j"



$$i \leq j$$

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

2^{ème} cas : section "i" à droite de la section "j"

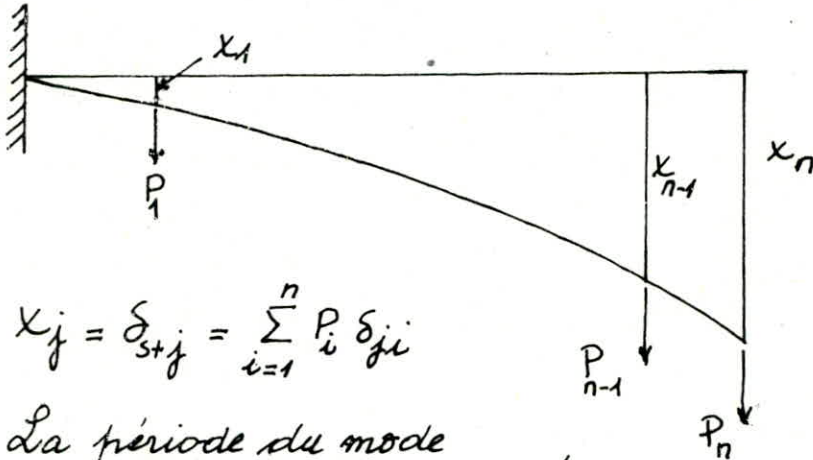


$$i \geq j$$

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

En vertu du théorème de réciprocité de Maxwell-Betti

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$



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

La période du mode fondamental est alors donnée par

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

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut-être accrue en utilisant un procédé itératif de "correction" de la forme choisie.

En admettant $F_{(i)j} = P_j$; on calcule la déformée statique du système. La première approximation des déplacements

$x_j^{(0)} = \delta_{stj}$; on détermine ensuite les coefficients adimensionnels:

$$f_j^{(1)} = \frac{x_j^{(0)}}{x_n^{(0)}}$$

$x_n^{(0)} = \delta_{stn}$: flèche au sommet.

on obtient les forces corrigées: $F_{(i)j} = f_j^{(1)} \cdot P_j$

Ce qui nous permet de calculer en seconde approximation les déplacements $x_j^{(1)}$; nous calculons ensuite

$$f_j^{(2)} = \frac{x_j^{(1)}}{x_n^{(1)}}$$

Le processus itératif est rapidement convergent et les opérations seront arrêtées lorsque :

$$\rho_j^{(m)} = \rho_j^{(m-1)}$$

En prenant $F_{(i)j}^{(m)} = \rho_j^{(m)} P_j$ et $X_j^{(m)} = \rho_j^{(m)} X_n^{(m)}$

nous obtenons :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{X_n^{(m)}}$$

Tableau donnant les déplacements élémentaires de niveau
 $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ [cm/t]. 10^{-5}
 (sens transversal)

N° \ δ_{ij}	δ_{1j}	δ_{2j}	δ_{3j}	δ_{4j}	δ_{5j}	δ_{6j}	δ_{7j}	δ_{8j}	δ_{9j}
1	1,177	2,94	4,7	6,47	8,24	10,0	11,77	13,54	15,30
2		9,41	16,48	23,54	30,61	37,67	44,74	51,8	58,87
3			31,79	47,68	63,58	79,47	95,37	111,26	127,16
4				75,35	103,61	131,87	160,12	188,38	216,64
5					147,17	188,13	232,41	275,99	319,56
6						254,32	317,90	381,48	445,06
7							403,85	490,39	576,33
8								602,83	715,86
9									858,33

Déplacement dans le mode fondamental
sens transversal

Niv	1 ^{ère} iteration			2 ^{ème} iteration			3 ^{ème} iteration		
	$P_i^{(1)}$	$X_i^{(1)}$	$\rho_i^{(1)}$	$P_i^{(2)}$	$X_i^{(2)}$	$\rho_i^{(2)}$	$P_i^{(3)}$	$X_i^{(3)}$	$\rho_i^{(3)}$
9	210,82	9,40	1	210,82	6,36	1	210,82	4,90	1
8	307,09	8,00	0,85	261,03	5,38	0,84	220,57	4,10	0,84
7	307,09	6,61	0,70	215,74	4,40	0,69	149,29	3,37	0,69
6	307,09	5,24	0,55	171,09	3,46	0,54	93,09	2,64	0,54
5	307,09	3,89	0,41	127,26	2,54	0,39	50,65	1,907	0,39
4	307,09	2,72	0,28	88,77	1,74	0,27	24,32	1,32	0,27
3	307,09	1,65	0,17	53,88	1,04	0,16	8,83	0,782	0,16
2	307,09	0,79	0,084	25,81	0,49	0,07	1,98	0,342	0,07
1	307,09	0,21	0,022	6,944	0,129	0,019	0,140	0,093	0,019

la période donnée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{X_9^{(3)}}{g}} = \sqrt{\frac{4,90 \cdot 10^{-2}}{9,81}} \cdot 2\pi$$

$$T_t = 0,443 \text{ s} \quad \text{la période dans le sens transversal.}$$

Sens longitudinal:

Déplacements élémentaires de niveau $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

N° \ δ_{ij}	δ_{1j}	δ_{2j}	δ_{3j}	δ_{4j}	δ_{5j}	δ_{6j}	δ_{7j}	δ_{8j}	δ_{9j}
1	0,512	1,28	2,047	2,818	3,589	4,359	5,127	5,898	6,665
2		4,099	7,179	10,25	13,33	16,41	19,49	22,56	25,64
3			13,849	20,77	27,69	34,62	41,54	48,471	55,39
4				32,82	45,13	57,45	69,75	82,07	94,38
5					64,11	82,26	101,25	120,23	139,22
6						110,79	138,49	166,19	193,89
7							175,94	213,64	251,34
8								262,62	311,87
9									373,94

Déplacement dans le mode fondamental

Niv	1 ^{ère} iteration			2 ^{ème} iteration			3 ^{ème} iteration		
	$P_f^{(1)}$	$X_f^{(1)}$	$\rho_f^{(1)}$	$P_f^{(2)}$	$X_f^{(2)}$	$\rho_f^{(2)}$	$P_f^{(3)}$	$X_f^{(3)}$	$\rho_f^{(3)}$
9	210,82	4,10	1	210,82	2,77	1	210,82	2,128	1
8	307,09	3,48	0,85	261,03	2,34	0,84	220,57	1,78	0,84
7	307,09	2,88	0,702	215,58	1,919	0,69	149,18	1,468	0,69
6	307,09	2,283	0,556	170,74	1,507	0,544	92,88	1,157	0,544
5	307,09	1,67	0,407	124,98	1,104	0,398	49,74	0,846	0,398
4	307,09	1,185	0,289	88,75	0,76	0,274	24,31	0,586	0,274
3	307,09	0,719	0,175	53,74	0,454	0,164	8,76	0,348	0,164
2	307,09	0,844	0,083	25,76	0,213	0,076	1,95	0,161	0,076
1	307,09	0,0927	0,022	6,94	0,056	0,020	0,139	0,042	0,020

d'où la période dans le sens longitudinal

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{x_2^{(3)}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{2,128 \cdot 10^{-2}}{9,81}} = 0,292^s$$

Vue les grandeurs ^{des} deux périodes de vibration qui sont inférieures à $0,5^s$, nous nous sommes contentés d'arrêter nos calculs au premier mode.

toutefois; le calcul du coefficient de participation modale peut confirmer les résultats trouvés;

$$E_i = \frac{[\sum m_i x_i^{(k)}]^2}{\sum m_i \cdot \sum m_i x_i^{(k)^2}}$$

avec :

m_i : masse du niveau (i)

$x_i^{(k)}$: composante du vecteur propre
ou déplacement de la masse (i) au mode (k)

Application 1^{er} mode :

Sens transversal $\longrightarrow E_1 = \text{-----} = 0,813$

Sens longitudinal $\longrightarrow E_1 = \text{-----} = 0,854$

Si $E^k \geq 0,8$ le mode fondamental est prépondérant;
dans le cas contraire l'influence des modes supérieurs n'est pas à négliger.
Or dans notre cas $E^k > 0,80$ donc le calcul des modes supérieurs n'est pas nécessaire.

CHAPITRE 3.A

ETUDE AU
SEISME

ETUDE AU SEISME

Introduction :

Les secousses sismiques engendrent dans les constructions des accélérations pouvant atteindre celle de la pesanteur. Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer selon une direction quelconque.

L'étude consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis de ces actions sismiques et de justifier par le calcul la sécurité de la construction.

Méthode Statique :

Les forces dynamiques sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont équivalents aux effets de l'action sismique.

Force Sismique : (Formule de base) (RPA 81 art 3.3.1)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule :

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

avec :

V : Force latérale totale

A : Coefficient d'accélération des zones $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{groupes d'usage 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15$
Art 3.3.1.1

B : facteur de comportement de la structure "voiles porteurs" $\left\{ B = \frac{1}{4} \cdot \text{art. 3.3.1.3} \right\}$

Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 \frac{P_q}{P}$ art 3.3.1.4

P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité ainsi que les valeurs P_q correspondantes données dans le RPA 81 p. 30). $P_q = 0,3 \rightarrow Q = 1,3$

W : Poids de la structure $\rightarrow W = 2667,61^t$

D : facteur de comportement dynamique moyen
 $D = f(T)$ (RPA 81 p. 31 fig 4)

Détermination de la période T :

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec}$$

H : hauteur du bat^{ent} = 27,54 m
L : Dimension dans le sens de l'action sismique.

Sens Transversal :

$$T_{yy} = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{11,4}} = 0,734^s \quad \left| \longrightarrow D = 1,65 \right.$$

Sol meuble

Sens longitudinal :

$$T_{xx} = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{23,3}} = 0,513^s \quad \longrightarrow D = 1,98$$

mais l'étude pseudo-dynamique nous donne les périodes :

$$\begin{array}{l} T_{xx} = 0,292^s \\ T_{yy} = 0,443^s \end{array} \quad \left| \longrightarrow D = 2 \right.$$

EVALUATION DES FORCES SISMQUES :

Sens longitudinal :

$$V_{xx} = 0,15 \times 1,3 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 2667,61 = 260,10^t$$

Sens transversal :

$$V_{yy} = 0,15 \times 1,3 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 2667,61 = 260,10^t$$

Distribution des forces laterales : La force V est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$V = \bar{F}_t + \sum F_i$$

\bar{F}_t : force au sommet donnée par : $F = 0,07TV$
 \bar{F}_t est prise égale à zero si $T \leq 0,7^s$

$$\begin{array}{l} T_{xx} = 0,292^s \\ T_{yy} = 0,443^s \end{array} \quad \left| \longrightarrow \bar{F}_t = 0 \right.$$

d'où $V = \sum F_i$

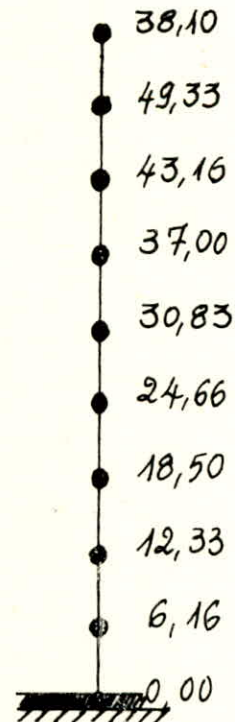
$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad \text{avec } F_k = \text{Effort Horizontal aux niveaux.}$$

Tableau donnant les valeurs de F_k à chaque niveau

NIVEAU	W_k (t)	h_k (m)	$W_k \cdot h_k$	F_k (t)
9	210,87	27,54	5806,1755	38,10
8	307,098	24,48	7517,76	49,33
7	307,098	21,42	6578,04	43,16
6	307,098	18,36	5638,32	36,99
5	307,098	15,30	4698,60	30,83
4	307,098	12,24	3758,88	24,66
3	307,098	9,18	2819,16	18,50
2	307,098	6,12	1879,44	12,33
1	307,098	3,06	939,72	6,16
RDC	307,098	0,00	0,00	0,00
Σ	—	—	39636,12	260,07

Les efforts cumulés engendrés par l'action sismique par hauteur d'étage sont donnés par le tableau ci-dessous.

Sens X-X = Sens Y-Y		
Niveau	EFFORT (t) T TRANCHANT	moment M (t.m)
9	38,10	0
8	87,43	116,58
7	130,60	384,11
6	167,60	788,75
5	198,42	1292,60
4	223,08	1903,77
3	241,58	2586,39
2	253,91	3325,63
1	260,07	4102,59
R.D.C	260,07	4898,41



ETUDE AU VENT

Introduction :

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique R dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante peut se décomposer en 3 forces :

1. Force de Traînée T : Composante de la force du vent, dans la direction parallèle à celle du vent, produisant un effet d'entraînement et de renversement.
2. Force de dérive L : Composante de la force du vent, dans la direction perpendiculaire à celle du vent.
3. Force de portance U : Composante de la force du vent dans la direction verticale ascendante et qui peut entraîner son soulèvement ou un écrasement.

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

a. Détermination de l'effet de Traînée "T"

L'effort de traînée est donné par :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

avec :

* C_t : Coefficient de traînée, lié aux effets aérodynamiques et à l'élanement de l'ouvrage $C_t = 1,3 \delta$

δ_0 : Coefficient dépendant des dimensions donné dans NV65

Vent normal à la grande face :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{27,54}{23,30} = 1,181 \\ \frac{b}{a} = \frac{11,4}{23,3} = 0,4892 \end{array} \right\} \longrightarrow \delta_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$$

Vent normal à la petite face :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{27,54}{11,40} = 2,415 \\ \frac{b}{a} = \frac{11,40}{23,3} = 0,489 \end{array} \right\} \longrightarrow \delta_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$$

* β : Coefficient de majoration dynamique, lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage et lié à la période propre de vibration de la construction et des niveaux considérés.

Il est donné par la formule suivante :

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau)$$

ξ : Coefficient de réponse donné en fct de la période T (NV65)
de vibration peut être exprimé dans le cas d'un bâtiment
dont le contreventement est assuré par voiles en béton :

sens transversal : $T_{yy} = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{h}{l_x+h}} = 0,548^s \rightarrow \xi = 0,35$

sens longitudinal : $T_{xx} = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_y}} \sqrt{\frac{h}{l_y+h}} = 0,336^s \rightarrow \xi = 0,20$

τ : Coefficient de pulsation fct de la hauteur H du niveau
Considéré (NV 65)

θ : Coefficient global dépend du type de construction
 $H_s < 30^m \rightarrow \theta = 0,7$ (habitation).

* δ : Coefficient de dimension ; tient compte des dimensions
de l'ouvrage, donné en fonction du niveau H

$$0 \leq H \leq 30 \rightarrow \delta = 0,76 \text{ (NV 65)}$$

* q : pression du vent : La pression normale du vent
dépend de la région où est implanté l'ouvrage ; du site
et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré
elle est donnée par :

$$q = k_m \cdot k_s \cdot q_H$$

k_s : Coefficient de site ; zone II, site normal $k_s = 1$

k_m : Coefficient de masque * on prendra $k_m = 1$

q_H : pression dynamique donnée par :

$$q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$

q_{10} : pression qui s'exerce à une hauteur de 10 mètres
pour la zone II $\rightarrow q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$

$$q = q_H$$

Remarque : La valeur du produit $(\delta \cdot q)$ doit demeurer
entre 30 et 170 daN/m².

* d : largeur du maître-couple

Vent Transversal $\rightarrow d = b = 23,3^m$

Vent longitudinal $\rightarrow d = a = 11,4^m$

B. Détermination de l'effort de dérive L' :

La force de dérive tient compte de l'action des tourbillons de Karman, qui provoquent des vibrations dans la direction \perp au vent; sa valeur maximale est donnée à chaque niveau par l'expression :

$$L = \delta \cdot C_L \cdot \beta \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

la période $T_K = \frac{d}{SV}$ avec d : largeur du maître couple
 V : vitesse du fluide

S : nombre de Strouhal

T_K : la période des tourbillons ; il y a résonance si
 $T_K = T$ T : période de vibration de la construction.

Les règles NV65 ; admettent qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s ; il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

Application :

Sens longitudinal : $T_{xx} = 0,336^s$; $S = (2,5 \div 3) \cdot 10^{-1}$
 $d = 23,3^m$

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} = \frac{23,3}{0,3 \times 0,336} = 231,15 \text{ m/s}$$

Sens transversal :

$T_{yy} = 0,548^s$ $S = 0,3$, $d = 11,4^m$

$$V_{cr} = \frac{11,4}{0,3 \cdot 0,548} = 69,34 \text{ m/s}$$

$V_{cr} > 25 \text{ m/s}$; Il est inutile de faire un calcul à la résonance ainsi que le calcul de l'effort de dérive L .

Seuls, les grands ouvrages, ($h \gg$) et de grandes périodes ($\geq 1,5^s$) nécessitent un calcul à la résonance.

C. Détermination de l'effort de portance U' :

Il est donné par la formule :

$$U = C_U \cdot \delta \cdot q \cdot S_U$$

avec :

C_U : Coefficient de portance donné par : $C_U = C_i - C_e$

C_i : Coefficient de supression intérieur sur la terrasse
 - construction fermée } $C_i = 0,6(1,8 - 1,35)$
 - perméabilité $\mu \leq 5\%$ } $C_i = 0,3$

C_e : Coefficient de depression extérieur sur la terrasse
 (N.B.5) $\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \delta_0 = 1 \end{array} \right\} C_e = -0,5$

Soit $C_u = 0,3 + 0,5 = 0,8$

δ : Coefficient de dimensions de la toiture est de : 0,76

q : pression du vent pour $h = 27,54$ $q = q_H = 91,038 \text{ dan/m}^2$

S_u : Aire de la toiture terrasse :
 $S_u = 23,30 \times 11,4 = 265,62 \text{ m}^2$

ce qui nous donne : $U = 0,8 \cdot 0,76 \cdot 91,038 \cdot 265,62$
 $U = 14,70 \times 10^3 \text{ dan}$

Sous vent extrême $U_e = 1,75 U = 25,73 \times 10^3 \text{ dan (kg)}$

si on désigne par Q , le poids total à vide de l'ouvrage ; il faut vérifier que $Q \geq U_e$; ce qui est pratiquement toujours vérifié pour une construction en béton armé.

CALCUL DES EFFORTS :

Sens longitudinal :

	1025	
3,06	$h \times x_g$ 991 (1)	
	954 (2)	
	914 (3)	
	871 (4)	
	825 (5)	
	774 (6)	
	718 (7)	
	658 (8)	
	591 (9)	

l'effort tranchant : est la surface du trapeze, pour le niveau considéré appliqué à son centre de gravité x_g .

$H_{(1)} = \frac{a+b}{2} h = \frac{1025 + 991}{2} \times 3,06 = 3,08 \text{ t}$

appliqué à $x_g = \frac{1}{3} \left(\frac{a+2b}{a+b} \right) h = 1,52 \text{ m}$

Moment flechissant :

$M_{(1)} = T_{(1)} (3,06 - x_g) = 4,73 \text{ t.m}$

et c'est le même procédé pour tous les niveaux.

Niv (m)	C_t	$\frac{z_T}{z_L}$	σ	θ	β	δ	q_H (dan/m^2)	$\delta_q = \delta q_H$	K_s	d_L (m)	T_n^L (dan/ml)	T_e^L
		d_T (m)								T_n^T (dan/ml)	T_e^T	
27,54	1,3	0,35	0,334	0,7	1	0,76	91,04	69,19	1	11,4	1025	1794
		0,20								23,3	2095	3667
24,48	1,3	0,35	0,337	0,7	1	0,76	88,0	66,88	1	11,4	991	1734,5
		0,20								23,3	2025	3545
21,42	1,3	0,35	0,344	0,7	1	0,76	84,73	64,39	1	11,4	954	1669
		0,20								23,3	1950	3413
18,36	1,3	0,35	0,347	0,7	1	0,76	81,20	61,71	1	11,4	914	1600
		0,20								23,3	1869	3271
15,30	1,3	0,35	0,354	0,7	1	0,76	77,4	58,82	1	11,4	871	1525
		0,20								23,3	1781	3117
12,24	1,3	0,35	0,357	0,7	1	0,76	73,25	55,67	1	11,4	825	1443
		0,20								23,3	1686	2950
9,18	1,3	0,35	0,36	0,7	1	0,76	68,75	52,25	1	11,4	774	1355
		0,20								23,3	1582	2769
6,12	1,3	0,35	0,36	0,7	1	0,76	63,83	48,51	1	11,4	718	1258
		0,20								23,3	1469	2571
3,06	1,3	0,35	0,36	0,7	1	0,76	58,44	44,41	1	11,4	658	1151
		0,20								23,3	1345	2354
0	1,3	0,35	0,36	0,7	1	0,76	52,5	39,9	1	11,4	591	1034
		0,20								23,3	1208	2114

Coefficients de force de Traînée (suivant L_x et L_y)

Efforts tranchants et Moments flechissants

Niv (m)	Vent transversal				Vent longitudinal			
	H_0 (t)	H_e (t)	M_0 (t.m)	M_e (t.m)	H_0 (t)	H_e (t)	M_0 (t.m)	M_e (t.m)
27,54	0	0	0	0	0	0	0	0
24,48	6,30	11,025	9,63	16,86	3,08	5,39	4,73	8,29
21,42	12,37	21,64	38,30	67,03	6,05	10,59	18,73	32,78
18,36	18,19	31,93	85,07	148,88	8,90	15,57	41,63	72,85
15,30	23,72	45,51	149,08	260,90	11,60	20,30	72,91	127,60
12,24	28,92	50,61	229,21	401,12	14,15	24,76	112,14	196,85
9,18	33,75	59,06	324,23	567,40	16,51	28,90	158,61	277,56
6,12	38,17	66,79	432,73	757,28	18,66	32,66	211,58	370,26
3,06	42,10	73,67	477,85	836,24	20,59	36,04	270,34	473,09
0	45,48	79,59	682,31	1194,05	22,25	38,94	333,81	584,16

$$H_e = 1,75 H_0 \quad , \quad M_e = 1,75 M_0$$

Conclusion : D'après cette étude au vent, et celle du séisme on peut conclure que le séisme est plus défavorable

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

Le contreventement de notre structure est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (séisme-vent).

Ce calcul est fait sous les hypothèses suivantes :

1. les planchers sont indéformables horizontalement
2. les refends sont pratiquement encastres à leur base
3. L'inertie des refends est constante.
4. La raideur de torsion de chaque refend est nulle.

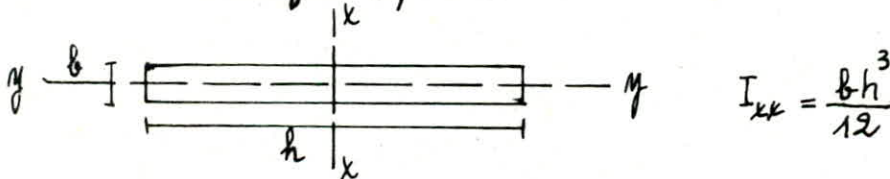
I. CALCUL DES Refends :

Chaque refend est calculé sous les forces horizontales et verticales afin de déterminer le ferrailage nécessaire.

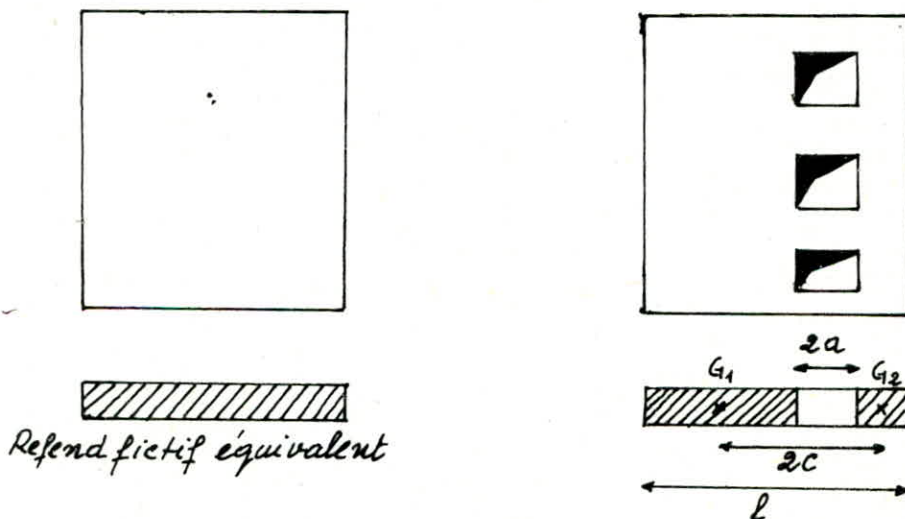
I.1 Inertie équivalente :

L'inertie équivalente " I_e " est égale à l'inertie du refend plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis à une charge répartie horizontale, uniforme pour le vent et triangulaire pour le séisme.

I.1.1 Inertie des refends pleins :



I.1.2 Refends à une file d'ouverture.



avec: i : inertie du linteau
 I : Inertie totale du refend avec une file d'ouverture
 E : module de young longitudinal du materiel du trumeau
 E' : " " " " " " " " du linteau
 Ω_1, Ω_2 : aires des trumeaux

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} : \text{moment statique de chaque trumeau par apport a son C.D.G.}$$

$$I_0 = I_1 + I_2$$

$2C$: distance entre les C.D.G des trumeaux

α : Degre de concordance

α : $\omega \cdot z$

$$\omega^2 = \frac{3iE' \cdot I \cdot C}{(I_1 + I_2)E \cdot m \cdot a^3 \cdot h}$$

la fleche pour une charge triangulaire au sommet :
 pour un refend avec ouvertures $f = H_0 \cdot Z^3 \left[\frac{11}{60EI} \cdot \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right] \dots 1$

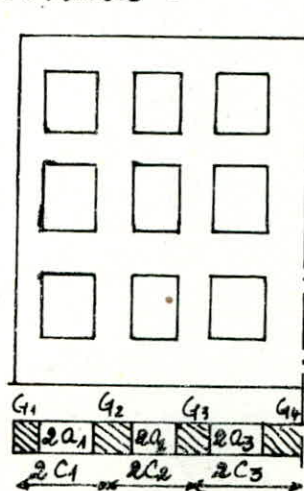
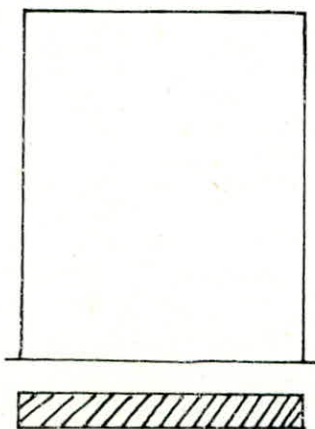
pour un refend plein

$$f = \frac{11}{60} \frac{H_0 Z^3}{E \cdot I_e} \dots (2)$$

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

Remarque : si $\alpha > 10$, on peut, considerer le refend comme etant plein.

I.1.3 Refend a plusieurs files d'ouvertures :



$$\alpha = \omega z \quad \text{avec}$$

$$\omega^2 = \frac{6E'}{Eh(I_1 + I_2 + \dots)} \left(\frac{i_1 C_1^3}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^3}{a_2^3} \dots \right)$$

So' inertie équivalente pour le cas d'une charge triangulaire est :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Exemple de calcul :

voile à une seule file d'ouverture (voiles I, C)

$$I_1 = \frac{0,2 \cdot 6,20^3}{12} = 3,973 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,2 \cdot 4^3}{12} = 1,066 \text{ m}^4$$

$$2c = 1,20 + \frac{6,20}{2} + 2 = 6,30 \text{ m}$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{6,30}{\frac{1}{6,2 \cdot 0,2} + \frac{1}{4 \cdot 0,2}} = 3,048 \text{ m}^3$$

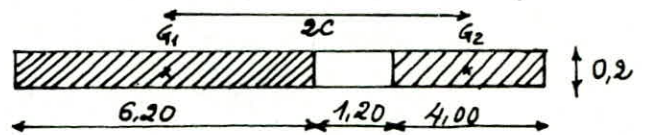
$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 3,973 + 1,066 + 3,048 \times 6,30 = 24,36 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{0,2 \times 1,5^3}{12} = 0,0562 \text{ m}^4 \quad (\text{on prendra } E = E')$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,0562}{3,97 + 1,066} \cdot \frac{24,36}{3,048} \cdot \frac{3,15}{0,6^3 \cdot 3,06} = 1,275$$

$$\omega = 1,29 \quad , \quad \alpha = 1,29 \times 27,54 = 31,099 > 10$$

$$I_e \approx I = 24,69 \text{ m}^4$$



. Voile à plusieurs files d'ouvertures : (voile 3)

$$I_1 = I_3 = \frac{0,2^4}{12} = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,205 \text{ m}^4$$

$$2a_1 = 0,94 \text{ m} \quad a_1 = 0,47 \text{ m}$$

$$2a_2 = 1,20 \quad a_2 = 0,60 \text{ m}$$

$$2c_1 = 0,1 + 0,94 + \frac{2,31}{2} = 2,195 \text{ m} \rightarrow C_1 = 1,0975 \text{ m}$$

$$2c_2 = \frac{2,31}{2} + 0,1 + 1,20 = 2,45 \text{ m} \rightarrow C_2 = 1,227 \text{ m}$$





$$\Omega_1 = 0,04 \text{ m}^2 = \Omega_3$$

$$\Omega_2 = 2,31 \times 0,2 = 0,462 \text{ m}^2$$

$$\omega^2 = \frac{6i}{l \sum I_i} \sum \left(\frac{C_i^2}{a_i^3} \right) = \frac{6 \cdot 0,0562}{3,06(0,205)} \cdot (10,57 + 6,97) = 9,85$$

$$\omega = 3,14 \rightarrow \alpha = 3,14 \times 27,54 = 86,6 \xrightarrow{\text{Tableau (M. Divoz)}} \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 0,634 \text{ m}^4$$

Voile	E, G	I, C	2	3
Schema				
$\Sigma I (m^4)$	2,50	5,03	0,915	0,205
$m (m^3)$	0,793	3,048	0,111	—
$I (m^4)$	5,815	24,96	0,968	0,636
w	1,80	1,29	7,19	3,14
α	48	42,25	73,77	86,6
ψ	0,66	0,66	0,66	0,66
$I_e (m^4)$	6,753	24,69	1,775	0,634




Voile	1	A, B, J, K, H, D	F
ΣI	3,02	—	—
m	—	—	—
I	168	—	—
w	2,53	—	—
α	69,7	—	—
ψ	0,66	—	—
I_e	158,87	1,066	0,598
Schema			

Tableau donnant les inertes équivalentes des différents voiles.

CALCUL DES CENTRES DE MASSES ET D'INERTIE

1. Centre de masse :

Les efforts sismiques étant supposés concentrés au niveau des planchers, d'où la nécessité de positionner le centre de masse des éléments.

$$x_g = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_g = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

a) Centre de gravité des voiles :

Voile	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
A	15,08	1,65	9,20	24,88	138,73
B	15,08	1,65	2,0	24,88	30,16
C	38,07	4,95	5,65	188,44	215,09
D	13,03	8,25	9,20	107,49	119,87
E	22,95	10,25	3,60	235,53	82,62
F	13,55	11,65	5,25	157,85	71,13
G	22,95	13,05	3,60	299,5	82,62
H	13,03	15,05	9,20	196,1	119,89
I	38,07	18,35	5,65	696,58	215,09
J	15,08	21,65	9,20	326,48	138,73
K	15,08	21,65	3,25	326,48	49,01
1	54,04	11,65	7,20	629,56	389,08
2	15,47	2,06	4,00	31,86	61,88
3	15,59	20,82	4,00	324,58	62,36
Σ	307,07	—	—	3570,22	1776,24

$$x_g = 11,62^m$$

$$y_g = 5,78^m$$

b) Centre de gravité des dalles du plancher

Dalle	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	12,14	3,3	9,20	40,06	111,68
2	14,57	2,48	5,60	36,06	81,59
3	12,14	3,3	2,00	40,0	24,28
4	12,14	6,6	9,20	80,12	111,68
5	35,10	7,6	5,65	266,76	198,31
6	10,32	9,95	8,85	102,68	91,33
7	18,54	11,65	3,60	215,99	66,74
8	10,32	13,35	8,85	137,77	91,33
9	35,10	15,70	5,65	551,07	198,31
10	12,14	16,70	9,20	202,73	111,68
11	12,14	20,0	9,20	242,80	111,68
12	14,57	19,17	5,60	279,30	81,59
13	12,14	20,0	2,00	242,80	24,28
Σ	241,16	—	—	2438,20	1328,79

$$x_g = 11,53^m$$

$$y_g = 6,28^m$$

2. Centre de torsion :

Voile	I_{x_i} (m ⁴)	I_{y_i} (m ⁴)	X_i (m)	Y_i (m)	$I_{x_i} \cdot X_i$ (m ⁵)	$I_{y_i} \cdot Y_i$ (m ⁵)
A	1,066	-	1,65	9,20	1,758	
B	1,066	-	1,65	2,00	1,758	
C	24,692	-	4,95	5,65	122,22	
D	1,066		8,25	9,20	8,79	
E	6,753		10,25	3,6	69,21	
F	0,593		11,65	5,25	6,90	
G	6,753		13,05	3,6	88,12	
H	1,066		15,05	9,20	16,04	
I	24,692		18,35	5,65	453,06	
J	1,066		21,65	9,20	23,07	
K	1,066		21,65	2,00	23,07	
1	-	158,87	11,65	7,20	-	1143,86
2	-	1,775	2,06	4,00		7,11
3	-	0,634	20,82	4,00		2,53
Σ	69,88	161,27			813,99	1153,5

$$X_T = \frac{\sum I_{ix} \cdot X_i}{\sum I_{ix}}$$

$$X_T = 11,64^m$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{iy} \cdot Y_i}{\sum I_{iy}}$$

$$Y_T = 7,08^m$$

Détermination du CDG des masses
Concentrées au niveau du plancher

1. plancher terrasse

	M_i (t)	X (m)	Y (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
plancher.Terr.	212,9	11,53	6,28	2455,8	1337,01
acrotère	28,17	11,65	6,48	328,18	182,54
1/2 des voiles 1/2 inférieurs	66,35	11,62	5,78	770,98	338,5
Σ	307,42			3555,0	1903,05

$$X_G = \frac{\Sigma M_i X_i}{\Sigma M_i} = 11,56^m$$

$$Y_G = \frac{\Sigma M_i Y_i}{\Sigma M_i} = 6,19^m$$

2. plancher courant :

	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
plancher	219,9	11,53	6,28	2455,8	1337,01
voiles	132,71	11,62	5,78	1541,9	767,06
Σ	345,61			3997,7	2104,07

$$X_G = 11,58^m$$

$$Y_G = 6,08^m$$

excentricité théorique :

plancher terrasse : $e_x = 11,56 - 11,64 = 0,066^m$

$e_y = 6,19 - 7,08 = 0,89^m$

plancher courant :

$e_x = 11,58 - 11,62 = 0,046^m$

$e_y = 6,08 - 7,08 = 1,00^m$

Torsion d'ensemble (CTE) :

on suppose l'existence à chaque niveau et dans chaque direction de la résultante des forces horizontales une excentricité % au CDG égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment
L'excentricité théorique.

on prend :

$$e_x = e_y = \frac{5 \times 23,3}{100} = 1,16^m$$

I. Repartition des efforts sismiques

L'effort dû au seisme peut être décomposé en 2 :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion. c'est une force de translation.
- une rotation autour de ce centre

Le contreventement étant assuré par les voiles dans les 2 sens, les forces horizontales sont supposées être reprises en totalité par les voiles. Ceux-ci sont soumis à 2 forces :

$H_{i\text{trans}}$: force due à la translation (selon les inerties)

$H_{i\text{rot}}$: force due à la rotation (selon les inerties et les bras de levier).

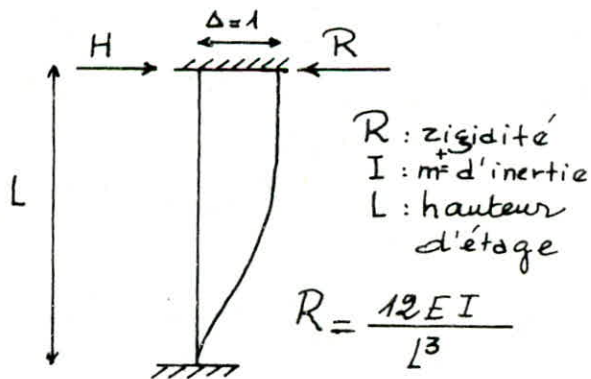
la repartition des efforts se fait comme suit :

- Un refend // à la direction de la force est soumis à un effort de translation et à un autre de rotation.
- Un refend \perp à la direction de la force est soumis uniquement à un effort de rotation.

Méthode du Centre de torsion :

La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle, le refend réagit quand une force (ou un couple) H produit une translation (ou une rotation) unitaire.

Tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et représentent les mêmes conditions aux appuis, donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.



FORCE SISMIQUE TRANSVERSALE :

a. Refend transversal (i)

$$H_i = H_{i\text{rot}} + H_{i\text{trans}} \quad \text{avec}$$

$$H_{i\text{rot}} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_i^{xx} \cdot x_i}{J}$$

$$H_{i\text{trans}} = \frac{H \cdot I_i^{xx}}{\sum I_i^{xx}}$$

b. Refend longitudinal (j)

$$H_j = H_{j\text{rot}} = \frac{H \cdot e_y \cdot I_j^{yy} \cdot y_j}{J}$$

$$H_x = H_y = H$$

FORCE SISMIQUE LONGITUDINALE:

a. Refend transversal:

$$H_i = H_{i\text{rot}} = \frac{H \cdot e_y \cdot I_i^{xx} \cdot x_i}{J}$$

b. Refend longitudinal:

$$H_j = H_j(\text{trans}) + H_j(\text{rot}) = \frac{H \cdot e_y \cdot I_j^{yy} \cdot y_j}{J} + \frac{H \cdot I_j^{yy}}{\sum I_j^{yy}}$$

avec :

H : force horizontale due au seisme

I_i^{xx} : moment d'inertie d'un refend transversal

x_i : son abscisse dans le repere xTy

I_j^{yy} : moment d'inertie d'un refend longitudinal

y_j : son ordonnee dans le repere xTy

J : $\sum I_i^{xx} \cdot x_i^2 + \sum I_i^{yy} \cdot y_i^2$

Lorsque le seisme agit transversalement, en plus de la force de translation, les refends transversaux subissent la force de rotation due a l'excentricite "e", qui peut en consequence augmenter ou diminuer l'effet de la force suivant que la force exterieure passe a droite ou a gauche du centre de torsion. Il en est de meme pour l'autre sens.

Voile	$I_x (m^4)$	$I_y (m^4)$	$X (m)$	$Y (m)$	$I_x X^2 (m^6)$	$I_y Y^2 (m^6)$	Forces due à la Translation		Forces due à la Rotation		Forces Finales	
							$H'_y (t)$	$H'_x (t)$	$H''_y (t)$	$H''_x (t)$	$H_y (t)$	$H_x (t)$
A	1,066	-	-10	-	106,6	-	3,69	-	-1,008	-	2,685	-
B	1,066	-	-10	-	106,6	-	3,69	-	-1,008	-	2,689	-
C	24,692	-	-6,7	-	1108,42	-	85,68	-	-15,65	-	70,03	-
D	1,066	-	-3,4	-	12,32	-	3,69	-	-0,34	-	3,35	-
E	6,753	-	-1,48	-	14,75	-	23,42	-	-0,945	-	22,475	-
F	0,598	-	= 0	-	0	-	2,07	-	0	-	2,07	-
G	6,753	-	+1,32	-	11,76	-	23,42	-	+0,834	-	24,26	-
H	1,066	-	+3,32	-	11,74	-	3,69	-	+0,33	-	4,02	-
I	24,692	-	+6,62	-	1082,02	-	85,68	-	15,46	-	101,14	-
J	1,066	-	+9,92	-	105	-	3,69	-	1,0008	-	4,69	-
K	1,066	-	+9,92	-	105	-	3,69	-	1,0008	-	4,69	-
1	-	158,87	-	1,37	-	298,18	-	288,13	-	24,84	-	313,00
2	-	1,775	-	-2,03	-	7,31	-	3,219	-	-0,411	-	2,808
3	-	0,634	-	-2,03	-	2,621	-	1,149	-	-0,146	-	1,003
Σ	69,88	161,27	-		2664,08	308,11						

Distribution des efforts tranchant dans les nervures (à la base)

Voile Niveau	1	2	3	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
9	45,26	0,41	0,148	0,51	0,51	13,26	0,634	4,24	0,38	6,54	0,766	19,29	0,89	0,89
8	103,83	0,94	0,34	0,99	0,99	25,8	1,24	8,25	0,75	9,05	1,48	37,52	1,73	1,73
7	155,16	1,413	0,50	1,41	1,41	36,79	1,76	11,75	1,089	12,91	2,12	53,48	2,47	2,47
6	199,08	1,81	0,635	1,77	1,77	48,48	2,22	14,76	1,35	16,21	2,66	69,44	3,11	3,11
5	235,78	2,14	0,76	2,07	2,07	54,02	2,6	17,28	1,59	18,98	3,12	78,56	3,65	3,65
4	265,11	2,40	0,86	2,144	2,144	60,29	2,714	19,28	1,78	21,16	3,314	87,67	3,88	3,88
3	287,07	2,60	0,93	2,49	2,49	64,99	2,89	20,78	1,91	22,83	3,76	94,51	4,39	4,39
2	305,99	2,77	0,99	2,61	2,61	69,04	3,27	21,17	1,99	23,95	3,93	99,97	4,59	4,59
1	313,33	2,84	1,015	2,67	2,67	69,69	3,34	22,29	3,75	24,48	4,34	101,35	4,71	4,71

Distribution des moments flechissants dans les refends .

Voile Niveau	1	2	3	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	138,49	1,25	0,45	1,56	1,56	40,57	1,94	12,96	1,16	20,01	2,34	59,02	2,72	2,72
7	4,56,21	4,131	1,49	4,59	4,59	119,52	5,73	38,22	3,45	47,7	6,87	173,83	8,01	8,01
6	931,0	8,45	3,02	8,90	8,90	232,1	11,12	74,17	6,79	87,21	13,35	337,48	15,57	15,57
5	1540,19	13,99	4,96	14,32	14,32	380,45	17,91	119,34	10,92	136,81	21,5	549,97	25,10	25,10
4	2259,31	20,54	7,29	20,65	20,65	545,75	25,86	172,21	15,78	194,9	31,04	790,3	36,26	36,26
3	3070,55	27,88	9,92	27,20	27,20	730,23	34,16	231,21	21,23	259,6	41,17	1058,63	48,13	48,13
2	3948,98	35,84	12,76	34,82	34,82	929,1	41,78	294,8	27,07	329,5	52,68	1347,83	61,56	61,56
1	4885,32	44,31	15,79	42,80	42,80	1140,37	51,78	359,58	33,16	402,78	64,70	1653,74	75,61	75,61
0	5844,10	53,0	18,89	50,97	50,97	1353,62	62	427,78	44,63	477,68	77,98	1963,87	90,02	90,02

T

M

ETUDE DES VOILES

I. Introduction :

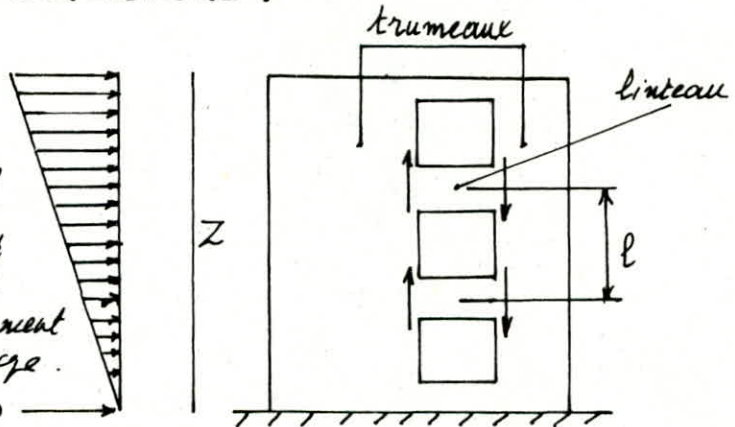
Les voiles ayant participé au contreventement feront l'objet de notre étude.

Parmi ces refends nous distinguerons les refends pleins et les refends avec une ou plusieurs ouvertures. La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitants chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de M^e M. Diver "Calcul pratique des tours en Béton armé".

1. REFEND à UNE FILE D'OUVERTURE :

Les hypothèses de calcul

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



a) Etude des linteaux :

Les étapes de calcul sont exposées dans l'ouvrage de M. Diver.

- Etablir $\xi = \frac{z}{Z}$ avec : z : cote du niveau considéré
 Z : hauteur du bâtiment
- ayant α et ξ , on détermine Φ à partir de l'abaque B. 23. a

L'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau est donné par la formule suivante

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

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

Le dimensionnement du linteau se fait en le considérant comme une poutre encastree avec

$$M = T \cdot a$$

b) Etude des éléments de refends :

Le calcul de ces éléments est effectué au droit de chaque linteau.

- avec α et ξ on trouve la valeur de Ψ à partir de l'abaque B. 23. b. (M. Diver)

- Les moments dans les trumeaux sont donnés par :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

- Puis, les forces axiales dans les éléments de refends provoquées par l'action sismique. à chaque étage on obtient $N = \sum \pi$ ou $\sum \pi$ et la somme des efforts à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

la vérification de l'équilibre extérieur à la base du refend est donné par :

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

M : moment d'ensemble
 M_1, M_2, N : efforts à la base

Cas des petites ouvertures :

Le refend se comporte comme un mur plein on a :

$$\pi = H_0 \cdot \frac{m l}{I} (1-f)$$

Cas de grandes ouvertures : pour ce cas, la répartition des moments est proportionnelle aux inerties des trumeaux.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M \quad \text{et} \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M$$

2. REFENDS À PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES :

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.

L'effort tranchant dans les linteaux est donné par :

$$\pi_1 = H_0 l \frac{i_1 \cdot c_1}{2 a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^3}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^3}{a_2^3} + \dots \right)} \cdot \Phi$$

pour le calcul de Φ , on utilise l'abaque B.19 (M. Diver) et de même on évalue π_2, π_3, \dots

Les forces axiales (efforts normaux) provoqués dans chaque élément de refend sont données par :

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \sum \pi_1 \\
 N_2 &= \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \\
 N_3 &= \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \\
 &\vdots \\
 N_i &= \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1}
 \end{aligned}$$

avec : $(\sum \pi_1; \sum \pi_2; \dots)$ étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré

Moments dans les éléments de refend sont évalués par :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

$$\vdots$$

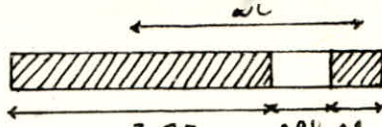
$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

ψ : donné par l'abaque B.23.6

Comme dans le cas des refends à une file d'ouvertures, il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

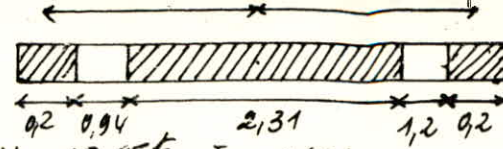
$$\begin{aligned}
 M &= M_1 + M_2 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) \\
 &\quad + 2N_3(C_3 + C_4 + \dots) + \dots
 \end{aligned}$$

Voile 2



$H_0 = 2,84t$
 $2c = 2,84$
 $m = 0,111$
 $I_2 = 1,775$
 $M = M_1 + M_2 + 2Nc = 49,0t$

Voile 3



$H_0 = 10,45t$
 $I_3 = 0,634$
 $2c_1 = 2,19$
 $2c_2 = 2,45$
 $2a_1 = 0,94$
 $2a_2 = 1,20$
 $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(c_1 + c_2) + 2N_2c_2$
 $M = 17,85t$

VOILE "2"

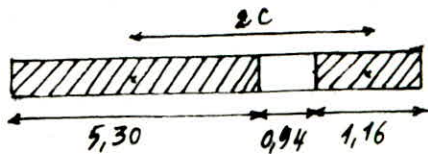
Niv	f	φ	ψ	π	$\frac{(1-f)^2(2+f)}{3}$	$\frac{2mc\psi}{I}$	$\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc\psi}{I}$	M _i	M ₂	N
9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,20	0,02	0,108	$7,2 \cdot 10^{-3}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	$273, 10^{-3}$	0	0,106
7	0,77	0,40	0,05	0,217	0,026	$9,25 \cdot 10^{-3}$	0,01675	1,302	0	0,323
6	0,66	0,55	0,10	0,298	0,0578	0,0185	0,0393	3,06	0	0,621
5	0,55	0,70	0,170	0,380	0,101	0,0314	0,0696	5,429	0	1,001
4	0,44	0,81	0,270	0,440	0,156	0,0499	0,106	8,269	0	1,441
3	0,33	0,88	0,350	0,478	0,224	0,0647	0,1593	12,404	0	1,919
2	0,22	0,95	0,450	0,516	0,304	0,0832	0,2208	17,225	0	2,43
1	0,11	0,98	0,55	0,532	0,396	0,101	0,295	23,014	0	2,967
R.D.C	0	1	0,670	0,543	0,50	0,1239	0,376	29,33	0	3,51

VOILE "3"

Niv	f	φ	ψ	π ₁	π ₂	$\frac{(1-f)^2(2+f)}{3}$	M ₁	M ₂	M ₃	N ₁	N ₂	N ₃
9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,20	0,03	0,154	0,083	$7,2 \cdot 10^{-3}$	$-4,12 \cdot 10^4$	-0,636	$-4,12 \cdot 10^4$	0,154	-0,071	-0,083
7	0,77	0,40	0,05	0,309	0,166	0,0264	$-4,63 \cdot 10^4$	-0,658	$-4,63 \cdot 10^4$	0,463	-0,38	-0,25
6	0,66	0,55	0,10	0,425	0,228	0,0978	$-7,52 \cdot 10^4$	-1,17	$-7,52 \cdot 10^4$	0,888	-0,57	-0,47
5	0,55	0,70	0,170	0,542	0,291	0,101	$-1,24 \cdot 10^3$	-1,917	$-1,24 \cdot 10^3$	1,43	-0,82	-0,76
4	0,44	0,81	0,270	0,627	0,337	0,156	$-2,047 \cdot 10^3$	-3,157	$-2,04 \cdot 10^3$	2,05	-1,11	-1,10
3	0,33	0,88	0,350	0,681	0,366	0,224	$-2,27 \cdot 10^3$	-3,50	$-2,27 \cdot 10^3$	2,73	-2,26	-1,47
2	0,22	0,95	0,450	0,735	0,395	0,304	$-2,63 \cdot 10^3$	-4,06	$-2,63 \cdot 10^3$	3,47	-2,60	-1,86
1	0,11	0,98	0,550	0,758	0,408	0,396	$-2,78 \cdot 10^3$	-4,29	$-2,78 \cdot 10^3$	4,27	-2,95	-2,27
R.D.C	0	1	0,670	0,774	0,416	0,50	$-3,07 \cdot 10^3$	-4,74	$-3,07 \cdot 10^3$	5,00	-3,31	-2,69

Valeurs de "M" et "N" dans les trumeaux des voiles "2" et "3"

Voile "E"



$$H_0 = 22,30 \text{ t}$$

$$2c = 4,17$$

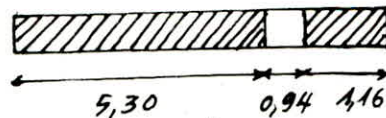
$$m = 0,793$$

$$I_E = 6,75$$

$$\alpha >> 10$$

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc = 403,9 \text{ t}$$

Voile "G"



$$H_0 = 24,48 \text{ t}$$

$$2c = 4,17$$

$$m = 0,793$$

$$I_G = 6,75$$

$$\alpha > 10$$

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc = 425,50 \text{ t}$$

	Niv	$f = \frac{z}{Z}$	ϕ	ψ	π	$\frac{(1-f)^2(2+f)}{3}$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi$	M_1	M_2	N
VOILE "E"	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0,88	0,2	0,02	1,6	$7,2 \cdot 10^{-3}$	$9,79 \cdot 10^{-3}$	$-2,59 \cdot 10^{-3}$	-1,57	$-16,4 \cdot 10^3$	1,60
	7	0,77	0,40	0,05	3,20	0,0260	0,0245	$1,5 \cdot 10^{-3}$	0,910	$9,54 \cdot 10^3$	4,80
	6	0,66	0,55	0,10	4,40	0,0578	0,0489	$8,9 \cdot 10^{-3}$	5,40	$56,63 \cdot 10^3$	9,20
	5	0,55	0,70	0,17	5,61	0,101	0,0832	0,0178	10,80	0,113	14,81
	4	0,44	0,81	0,27	6,49	0,156	0,1322	0,024	14,56	0,162	21,30
	3	0,33	0,88	0,35	7,05	0,224	0,171	0,053	32,165	0,337	28,35
	2	0,22	0,95	0,45	7,61	0,304	0,220	0,084	50,978	0,534	35,96
	1	0,11	0,98	0,55	7,85	0,396	0,269	0,127	77,07	0,808	43,81
RDC	0	1	0,67	8,016	0,50	0,328	0,172	104,38	1,09	51,826	
VOILE "G"	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0,88	0,2	0,02	1,76	$7,2 \cdot 10^{-3}$	$9,79 \cdot 10^{-3}$	$-2,59 \cdot 10^{-3}$	-1,725	$-18,08 \cdot 10^3$	1,76
	7	0,77	0,40	0,05	3,52	0,0260	0,0245	$1,5 \cdot 10^{-3}$	0,999	$10,47 \cdot 10^3$	5,28
	6	0,66	0,55	0,10	4,84	0,0578	0,0489	$8,9 \cdot 10^{-3}$	5,929	$62,16 \cdot 10^3$	10,12
	5	0,55	0,70	0,17	6,16	0,101	0,0832	0,0178	11,85	0,124	16,28
	4	0,44	0,81	0,27	7,12	0,156	0,1322	0,024	15,989	0,167	23,40
	3	0,33	0,88	0,35	7,74	0,224	0,171	0,053	35,310	0,370	31,14
	2	0,22	0,95	0,45	8,36	0,304	0,220	0,084	55,962	0,580	39,50
	1	0,11	0,98	0,55	8,624	0,396	0,269	0,127	84,609	0,887	48,125
R.D.C	0	1	0,67	8,80	0,50	0,328	0,172	114,58	1,20	56,924	

Tableaux donnant "M" et "N" dans les trumeaux des voiles "G" et "E"



$$H_0 = 69,69$$

$$T_1' = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi)^2$$

$$M_1 = \frac{I_1}{\Sigma I} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2mc \psi}{I} \right]$$

$$M = M_1 + M_2 + 2NC = 1697,85 \text{ t.m}$$



$$H_0 = 101,35$$

$$T_1' = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi)^2$$

$$M_2 = \frac{I_2}{\Sigma I_i} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2mc \psi}{I} \right]$$

$$M = M_1 + M_2 + 2NC = 1150,66 \text{ t.m}$$

NiV	$\xi = \frac{z}{Z}$	ψ	ϕ	T_1'	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3}$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi$	M_1	M_2	N
9	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,03	0,20	6,76	$7,2 \cdot 10^{-3}$	0,03	-0,0228	-34,446	-9,25	6,76
7	0,77	0,05	0,40	13,54	0,0264	0,09	-0,0236	-35,655	-9,57	20,30
6	0,66	0,10	0,55	18,62	0,0578	0,10	-0,0422	-63,755	-17,11	38,92
5	0,55	0,17	0,70	23,69	0,101	0,17	-0,0687	-103,93	-27,90	62,61
4	0,44	0,27	0,81	27,42	0,156	0,27	-0,1132	-171,02	-45,92	90,03
3	0,33	0,35	0,88	29,79	0,224	0,35	-0,125	-189,75	-50,95	119,82
2	0,22	0,45	0,95	32,16	0,304	0,45	-0,145	-220,142	-58,18	151,98
1	0,11	0,55	0,98	33,17	0,396	0,55	-0,154	-232,81	-62,51	185,15
RDC	0,00	0,67	1,00	33,85	0,50	0,67	-0,170	-256,98	-60,00	234,30

NiV	$\xi = \frac{z}{Z}$	ψ	ϕ	T_1'	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3}$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi$	M_1	M_2	N
9	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,03	0,20	9,84	$7,2 \cdot 10^{-3}$	0,03	-0,0228	-50,09	-13,45	9,84
7	0,77	0,05	0,40	19,70	0,0264	0,05	-0,0236	-51,85	-13,92	29,54
6	0,66	0,10	0,55	27,08	0,0578	0,10	-0,0422	-92,72	-24,89	56,62
5	0,55	0,17	0,70	34,46	0,101	0,17	-0,0687	-151,14	-40,58	91,08
4	0,44	0,27	0,81	39,88	0,156	0,27	-0,1132	-248,71	-66,78	130,96
3	0,33	0,35	0,88	43,33	0,224	0,35	-0,125	-275,96	-74,10	174,29
2	0,22	0,45	0,95	46,77	0,304	0,45	-0,145	-320,56	-86,07	221,06
1	0,11	0,55	0,98	48,25	0,396	0,55	-0,154	-338,58	-90,91	269,31
RDC	0,00	0,67	1,00	49,24	0,50	0,67	-0,170	-373,73	-100,35	318,65

Tableaux donnant "M" et "N" dans les trumeaux des voiles "I" et "C"



$$\pi_i = H_0 \cdot l \frac{i_i \cdot c_i}{2a_i^3 (\sum i_i \cdot \frac{c_i^3}{a_i^3})} \Phi$$

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2 (2+f)}{3} - \Psi \right]$$

Niv	f	Φ	Ψ	$\frac{(1-f)^2 (2+f)}{3}$	$\frac{(1-f)^2 (2+f)}{3} - \Psi$	π ₁	π ₂	π ₃	π ₄	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	
9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,20	0,02	$7,2 \cdot 10^{-3}$	-0,012	7,14	4,32	4,32	3,45	-12,80	-5,48	-57,0	-5,48	$29,5^2$	3,14	1,17	0	-0,87	-3,45	
7	0,77	0,40	0,05	0,026	-0,024	6,28	8,64	8,64	6,90	-24,0	-10,3	-106,8	-10,3	59^3	9,42	7,53	0	-2,61	-10,35	
6	0,66	0,55	0,10	0,0578	-0,042	8,64	11,88	11,88	9,48	-42,2	-18,0	-187,9	-18,0	-97,3	18,07	6,76	0	-5,01	-19,83	
5	0,55	0,70	0,17	0,101	-0,069	11,0	15,13	15,13	12,07	-69,01	-29,5	-307,2	-29,5	159^1	29,07	10,90	0	-8,06	-31,90	
4	0,44	0,81	0,27	0,156	-0,114	12,73	17,50	17,50	13,97	-114,01	-48,8	-507,6	-48,8	262^4	41,8	15,67	0	-10,9	-45,87	
3	0,33	0,88	0,35	0,224	-0,126	13,83	19,02	19,02	15,18	-126,02	-53,9	-561,1	-53,9	290^6	55,6	20,86	0	-15,4	-61,05	
2	0,22	0,95	0,45	0,304	-0,146	14,91	20,5	20,5	18,4	-146,02	-62,5	-650,1	-62,5	330^7	70,57	26,46	0	-19,6	-77,43	
1	0,11	0,98	0,55	0,396	-0,154	15,4	21,18	21,18	16,9	-154,1	-65,9	-685,8	-65,9	355^2	85,9	32,24	0	-23,8	-94,33	
R.D.C	0,00	1,00	0,67	0,50	-0,170	15,72	21,61	21,61	17,25	-170,2	-72,8	-757,06	-72,8	392^4	101,6	38,13	0	-28,2	-111,58	

Tableau donnant "M" et "N" dans les trumeaux du voile N°1

CALCUL DES DEFORMATIONS

I. Introduction :

Le système de contreventement étant assuré par une structure à voiles porteurs ; nous devons vérifier que les déformations horizontales, imposées par le séisme horizontal, ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

à partir des forces sismiques agissant à chaque niveau, on calculera les déformations élastiques, et conformément au RPA 81 art 337.1, on multipliera celles-ci par un coefficient $\frac{1}{2B} \geq 1$ pour tenir compte de la ductilité de la structure.

Les déplacements relatifs dans le plan horizontal sont donnés par la formule suivante

$$\Delta f_j = \frac{f_j - f_{j-1}}{h_j} \cdot \frac{1}{2B}$$

$h_j = h$: hauteur d'étage

f_j, f_{j-1} : fleches aux niveaux $j, j-1$

f_j : donné par :

$$f_j = \sum \delta_{ij} \cdot F_i$$

avec : $\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} x_j^2 \left(x_i - \frac{x_i}{3} \right)$ déplacement unitaire ($P=1^t$)

Déplacement admissible relatif ; donné par le RPA 81

$$\Psi = 0,0075 = 7,5 \cdot 10^{-3}$$

Tableau des fleches a chaque niveau
et des déplacements relatifs

Niveau Voiles	Fleche 10^{-3}	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$V_{tA}; V_{tB}$ $I = 1,066 \text{ m}^4$	f_j	0,213	0,73	1,626	2,648	3,776	4,98	6,224	7,485	8,751
	Δf_j	0,104	0,283	0,409	0,50	0,553	0,59	0,609	0,618	0,63
V_{tC} $I = 24,69 \text{ m}^4$	f_j	0,245	0,937	1,877	3,055	4,353	5,74	7,172	8,621	10,09
	Δf_j	0,120	0,332	0,467	0,577	0,636	0,679	0,702	0,710	0,715
V_{tD} $I = 1,066 \text{ m}^4$	f_j	0,261	0,983	2,001	3,264	4,634	6,152	7,686	9,246	10,81
	Δf_j	0,128	0,354	0,499	0,618	0,659	0,744	0,752	0,764	0,768
V_{tE} $I = 6,75 \text{ m}^4$	f_j	0,283	1,064	2,162	3,518	5,016	6,609	8,246	9,926	11,603
	Δf_j	0,138	0,382	0,538	0,664	0,734	0,7807	0,802	0,82	0,822
V_{tF} $I = 0,598 \text{ m}^4$	f_j	0,297	1,12	2,269	3,684	5,246	6,913	8,626	10,366	12,106
	Δf_j	0,145	0,403	0,563	0,693	0,766	0,816	0,839	0,852	0,853
V_{tG} $I = 6,753 \text{ m}^4$	f_j	0,317	1,199	2,438	3,976	5,676	7,486	9,346	11,266	13,186
	Δf_j	0,155	0,432	0,607	0,753	0,833	0,888	0,911	0,941	0,942
V_{tI} $I = 24,69 \text{ m}^4$	f_j	0,40	1,51	3,11	5,098	7,23	9,56	11,95	14,38	16,817
	Δf_j	0,196	0,544	0,784	0,974	1,045	1,142	1,171	1,191	1,194
V_{tH} $I_H = 1,066 \text{ m}^4$	f_j	0,32	1,2	2,461	4,004	5,707	7,525	9,402	11,306	13,213
	Δf_j	0,156	0,43	0,618	0,756	0,834	0,891	0,92	0,933	0,934
$V_{tJ}; V_{tK}$ $I = 1,066 \text{ m}^4$	f_j	0,375	1,333	2,866	4,665	6,65	8,772	10,96	13,165	15,38
	Δf_j	0,183	0,499	0,722	0,881	0,973	1,04	1,072	1,078	1,088
$V_{t(1)}$ $I = 158,87 \text{ m}^4$	f_j	0,16	0,593	1,217	1,978	2,814	3,705	4,622	5,55	6,483
	Δf_j	0,078	0,212	0,305	0,373	0,41	0,436	0,45	0,455	0,457
$V_{t(2), (3)}$ $I_2: 1,775 \text{ m}^4$ $I_3: 0,634 \text{ m}^4$	f_j	0,129	0,487	0,987	1,602	2,281	3,004	3,746	4,502	5,261
	Δf_j	0,063	0,175	0,245	0,301	0,333	0,353	0,363	0,37	0,371

COMBINAISONS

Les éléments doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charge sur la base des règlements RPA 81

Les refends seront calculés sous la sollicitation la plus défavorable, c'est $G + E + Q$ qui donne un effort normal très important. Or le moment à la base de chaque refend est grand, donc on prendra l'effort normal le plus petit donné par la combinaison $0,8 \pm E$ car c'est dans ce cas que l'on peut avoir un effort de traction.

$$G + E + Q \dots 1$$

$$0,8G \pm E \dots 2$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : Effort sismique.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produit à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur $\pm E$ tient compte de la réversibilité des charges sismiques.

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique, alors qu'elle est tout à fait improbable, une partie (40,60)% représente effectivement l'effet des accélérations verticales.

Le voile est soumis à un effort normal et à un moment flechissant, alors il sera ferrillé en flexion composée.

Ci-après, les tableaux donnant les valeurs des efforts agissants ^{sur} les voiles et leur combinaisons.

Niv Vol.	G (t)		Q (t)		E (t)		G + Q + E		0,8G ± E		M (t.m)	
	A et B	J et K	A, B	J, K	A, B	J, K	A, B	J, K	A, B	J, K	A, B	J, K
8	21,35	21,35	1,375	1,375	-	-	22,725	22,725	17,08	17,08	1,56	2,72
7	36,43	36,43	2,162	2,162	-	-	38,592	38,592	29,144	29,144	4,59	8,017
6	51,51	51,51	2,862	2,862	-	-	54,372	54,372	41,208	41,208	8,90	15,57
5	66,59	66,59	3,474	3,474	-	-	70,064	70,064	53,273	53,273	14,32	25,1
4	81,67	81,67	3,99	3,99	-	-	85,66	85,66	65,336	65,336	20,65	36,26
3	96,75	96,75	4,437	4,437	-	-	101,187	101,187	77,40	77,40	27,20	48,13
2	111,83	111,83	4,874	4,874	-	-	116,704	116,704	89,464	89,464	34,82	61,56
1	126,91	126,91	5,312	5,312	-	-	132,222	132,222	101,528	101,528	42,80	75,61
RDC	142	142	5,75	5,75	-	-	147,75	147,75	113,60	113,60	50,96	90,02

Niv Vol.	G (t)		Q (t)		E (t)		G + Q + E		0,8G ± E		M (t.m)	
	D	H	D	H	D	H	D	H	D	H	D	H
8	25,05	25,05	3,57	3,57	-	-	28,62	28,62	20,04	20,04	1,94	2,34
7	38,08	38,08	5,62	5,62	-	-	43,70	43,70	30,464	30,464	5,73	6,87
6	51,11	51,11	7,44	7,44	-	-	58,55	58,55	40,888	40,88	11,12	13,35
5	64,14	64,14	9,04	9,04	-	-	73,18	73,18	51,312	51,312	17,91	21,50
4	77,17	77,17	10,39	10,39	-	-	87,56	87,56	61,736	61,736	25,86	31,046
3	90,20	90,20	11,52	11,52	-	-	101,72	101,72	72,16	72,16	34,16	41,17
2	103,23	103,23	12,66	12,66	-	-	115,89	115,89	82,584	82,584	41,78	52,68
1	116,26	116,26	13,803	13,803	-	-	130,063	130,063	93,008	93,008	51,78	64,70
RDC	129,29	129,29	14,95	14,95	-	-	144,24	144,24	103,432	103,432	62,00	77,98

Niv Voiv	G (t)		Q (t)		E (t)		G+Q+E		0,8G+E		0,8G-E		(-) M ₁ (t.m)		(-) M ₂ (t.m)	
	C	I	C	I	C	I	C	I	C	I	C	I	C	I	C	I
8	89,76	89,76	9,86	9,86	6,76	9,84	86,38	109,45	62,56	81,64	49,05	61,96	34,44	50,1	8,25	13,45
7	107,83	107,83	15,52	15,52	20,3	29,54	143,65	152,89	106,59	115,8	65,96	56,72	35,65	51,85	9,57	13,92
6	145,9	145,9	20,53	20,53	38,92	56,62	205,35	223,05	155,64	173,34	77,8	60,1	63,75	92,72	17,12	24,89
5	184	184	24,92	24,92	62,61	91,08	246,85	300,0	209,81	238,28	84,6	56,12	103,92	151,14	27,9	40,58
4	222	222	28,68	28,68	90,03	130,96	340,75	381,68	267,63	308,59	87,57	46,67	171,02	248,7	45,92	66,78
3	260	260	31,82	31,82	119,8	174,3	411,75	466,23	328	382,4	88,26	33,78	189,75	275,9	50,95	74,1
2	298	298	34,96	34,96	151,98	221,06	485,14	554,2	390,5	459,6	86,58	17,5	220,42	320,5	59,18	86,07
1	336	336	38,10	38,10	185,15	269,31	559,5	634,6	454,15	538,3	83,85	-0,31	232,8	338,5	62,5	90,91
RDC	374,3	374,3	41,27	41,27	234,4	318,65	650	734,2	533,8	618,1	65,05	-19,2	256,98	373,7	69,04	100,35

Niv Voiv	G (t)		Q (t)		E (t)		G+Q+E		0,8G+E		0,8G-E		(+) M ₁ (t.m)		(+) M ₂ (t.m)	
	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E
8	42,32	42,32	6,47	6,47	1,76	1,60	50,55	50,39	39,61	39,45	32,09	32,25	7,725	-1,57	-0,048	-0,046
7	65,27	65,27	10,31	10,31	5,28	4,80	80,86	80,38	57,49	57,01	46,93	47,4	0,999	0,91	+0,01	-0,019
6	88,22	88,22	13,72	13,72	10,12	9,20	112,06	111,17	80,69	79,77	60,45	61,37	5,93	5,40	0,062	0,056
5	111,17	111,17	16,72	16,72	16,28	14,81	144,17	142,12	105,21	103,74	72,65	74,12	11,85	10,80	0,124	0,113
4	134,12	134,12	19,28	19,28	23,40	21,3	176,8	174,07	130,69	128,59	83,89	85,99	15,98	14,56	0,167	0,152
3	157,07	157,07	21,41	21,41	31,14	28,35	209,6	200,02	156,79	154,0	94,51	97,306	35,31	32,16	0,370	0,337
2	180,02	180,02	23,54	23,54	39,5	35,96	243,06	239,9	183,51	179,97	104,51	108,05	55,96	50,87	0,58	0,534
1	202,9	202,9	25,67	25,67	48,12	43,18	276,76	272,45	210,49	206,18	114,25	118,56	84,61	77,07	0,87	0,808
RDC	225,9	225,9	27,87	27,87	56,92	51,81	310,69	305,6	237,65	232,55	123,81	128,91	114,58	104,4	1,20	1,09

VOILE "F"		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
	G (t)	21,33	34,88	48,43	61,98	75,53	89,08	102,63	116,18	129,73
	Q (t)	2,2	3,46	4,58	5,56	6,40	7,10	7,80	8,5	9,20
	E	-	/	/	/	/	/	/	-	-
	G+Q+E	23,53	38,34	53,01	67,54	81,93	96,18	110,43	124,68	138,93
	0,8G+E	17,064	27,904	38,744	49,584	60,424	71,264	82,104	92,944	103,784
	M (t.m)	1,16	3,45	6,79	10,92	15,78	21,23	27,07	33,16	44,63

NIV Voile	G (t)		Q (t)		E (t)		G+Q+E		0,8G+E		0,8G-E		M (t.m)	
	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
8	24,15	24,27	2,53	2,51	0,106	0,154	26,78	26,93	19,42	19,57	19,21	19,26	=0	-0,636
7	39,62	39,86	3,97	3,97	0,323	0,463	43,91	44,23	31,68	32,35	31,03	31,42	1,302	-0,658
6	55,09	55,44	5,25	5,25	0,621	0,888	60,96	61,58	44,63	45,24	43,45	43,47	3,06	-1,177
5	70,56	71,04	6,37	6,37	1,001	1,43	77,93	78,84	57,44	58,26	55,44	55,40	5,42	-1,917
4	86,03	86,63	7,33	7,33	1,441	2,057	94,80	96,01	70,26	71,36	67,38	67,24	8,26	-3,157
3	101,50	102,22	8,135	8,135	1,919	2,738	111,54	113,09	83,11	84,51	79,28	79,03	12,40	-3,503
2	116,97	117,81	8,94	8,94	2,43	3,473	128,34	130,22	96,00	97,72	91,14	90,77	17,22	-4,067
1	132,44	133,40	9,745	9,745	2,967	4,231	145,15	147,37	108,91	110,95	102,98	102,48	23,01	-4,294
R.D.C	147,95	149	10,58	10,58	3,51	5,005	162,04	164,58	121,87	124,20	114,85	114,19	29,33	-4,742

	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
G (t)	88,46	142,31	196,56	250,61	304,66	358,7	412,70	466,8	520,85
Q (t)	11,83	18,60	29,89	34,40	38,16	41,92	45,68	47,90	49,44
E ₁ (t)	3,14	9,42	18,07	29,07	41,08	55,64	70,57	85,97	101,69
E ₂	1,17	3,53	6,77	10,90	15,67	20,86	26,46	32,24	38,13
E ₃	—	—	—	—	—	—	—	—	—
E ₄	-0,87	-2,61	-5,01	-8,065	-11,60	-15,44	-19,59	-23,87	-28,23
E ₅	-3,45	-10,35	-19,83	-31,90	-45,87	-61,05	-77,43	-94,33	-111,58
M ₁	-12,8	-24,0	-42,20	-69,01	-114,01	-126,02	-146,02	-154,02	-170,02
M ₂	-5,48	-10,27	-18,07	-29,55	-48,82	-53,96	-62,52	-65,95	-72,80
M ₃	-57,0	-106,88	-187,92	-307,3	-507,67	-561,11	-650,18	-685,8	-757,06
M ₄	-5,48	-10,27	-18,07	-29,55	-48,82	-53,96	-62,52	-65,95	-72,80
M ₅	-29,52	-55,35	-97,33	-159,15	-262,63	-290,63	-336,76	-355,21	-392,12
G+Q+E ₁	103,43	170,53	239,25	309,57	380,86	452,5	525,24	597,69	671,98
G+Q+E ₂	101,46	164,64	227,95	291,40	354,73	417,72	481,13	543,96	608,42
G+Q+E ₃	100,29	161,11	211,18	280,15	339,04	396,86	454,67	511,72	507,29
G+Q+E ₄	99,42	158,5	216,17	272,43	327,46	381,42	435,08	487,85	542,06
G+Q+E ₅	96,84	150,76	201,35	248,60	293,20	335,81	377,24	417,39	458,71
0,8G+E ₁	73,91	128,42	175,31	229,5	285,52	342,6	400,77	459,41	518,37
0,8G+E ₂	71,94	117,53	164,01	211,38	259,30	307,82	356,46	405,68	454,81
0,8G+E ₃	70,76	114,08	157,24	200,40	243,72	286,96	330,20	373,44	416,68
0,8G+E ₄	69,89	111,39	152,24	192,40	232,12	271,52	310,61	349,57	388,45
0,8G+E ₅	67,31	103,65	137,41	168,58	197,85	225,91	252,77	279,11	305,10
0,8G-E ₁	67,62	104,58	139,17	171,41	201,92	231,32	259,63	287,47	314,99
0,8G-E ₂	69,59	110,47	150,47	189,58	228,05	266,10	303,74	341,20	378,55
0,8G-E ₃	70,76	114,00	157,24	200,40	243,72	286,92	330,2	373,44	416,91
0,8G-E ₄	71,63	116,61	162,26	208,55	255,32	302,40	348,79	397,31	444,8
0,8G-E ₅	74,21	124,35	177,07	232,28	289,59	348,01	407,63	467,77	528,26

VOILE "1"

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction :

Vu la hauteur de notre bâtiment (de nos voiles), on peut diviser cette hauteur en 3 niveaux.

niveau 1 : RDC, 1^{er}, 2^{ème}
niveau 2 : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}
niveau 3 : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}

A partir des combinaisons prises en compte, on aura 2 types d'efforts

(N_{max}, M_{corr}) , (N_{min}, M_{corr}) , (M_{max}, N_{corr})

avec N_{max} , N_{min} efforts donnés par les combinaisons

M_{max} et M_{corr} : moments dans le trumeau

Le ferrailage se fera sous la combinaison (N_{min}, M_{corr})
et la vérification sous (N_{max}, M_{corr}) .

Prescriptions relatives au ferrailage des voiles :

art 4.3.2.2 : la vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$\bar{T} = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul

$$\bar{N} = 0$$
$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

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

art 4.3.2.5 : la vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec :

$\bar{T} = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul
 M : calculé à partir de la valeur de T

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,75 \sigma'_{28}$$

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

art 4.3.3.1 : Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma} - \sigma}{\sigma_{en}} 100$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\bar{T}}{b.z}$$

art 4.3.3.2. Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous.

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } \bar{\epsilon}_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \quad 0,15\% \\ \text{pour } 0,025 \sigma'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b \leq 0,120 \sigma'_{28} \quad 0,25\% \end{array} \right\} \text{ Dans chaque direction}$$

art 4.3.3.4. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$t = \min(1,5b, 30) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

4.3.3.11. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4.3.3.12. Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}} \quad \text{cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaires pour reprendre les efforts de traction.}$$

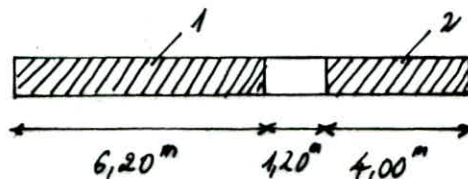
Exemple de Calcul : (Voile C)

Aux extrémités de chaque trumeau, les potelets seront dimensionnés par : $[b \cdot (1,5 - 2)b]$
 Les aciers calculés seront répartis dans la zone tendue avec une concentration de ces aciers dans les potelets qui doivent être ferrailés, au moins comme pour les poteaux de rive des ossatures auto-stables en zone I donné par la formule :

$$A_{p, \min} = \frac{9,9}{100} (b \cdot 1,5 \cdot b) = 5,4 \text{ cm}^2$$

efforts sollicitants le voile C : Niv I

. TRUMEAU 1	[$N_{\min} = 85,05 \text{ t}$	[$N_{\max} = 650 \text{ t}$
		$M_{\text{corr}} = -256,98 \text{ t.m}$		$M_{\text{corr}} = -256,98 \text{ t.m}$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{256,98}{65,05} = 3,95^m$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{6,20}{6} = 1,03^m$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ SPC

Section d'acier : $A_s = A_{s'} - \frac{N}{\sigma_a}$

Contraintes admissibles :

Flexion avec Trachon : $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}_{b_0}$

Flexion avec Compression :

si $e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}_{b_0}$

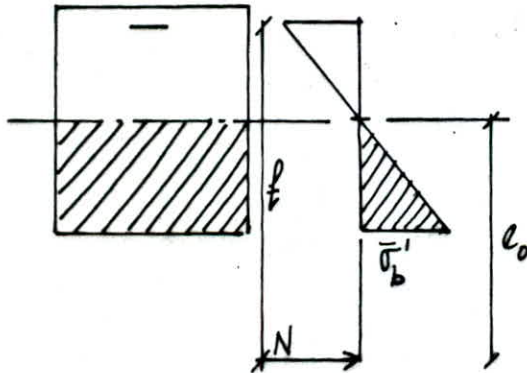
si $e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}_{b_0}$

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

$$e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}_{b_0} = 2 \times 69 = 138 \text{ kg/cm}^2$$

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

1. Calcul du moment fictif : M_f



$$M_f = N \cdot f$$

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 3,95 + 3,10 - 0,15$$

$$f = 6,90^m$$

$$M_f = N \cdot f = 448,84 \text{ t.m}$$

2. Calcul du moment résistant du béton :

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \bar{y} \cdot \left(h - \frac{f}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,33 \quad , \quad \bar{y} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) h = 0,89$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} h = 0,33 \cdot 605 = 199 \text{ cm}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot (138 \cdot 20 \cdot 199 \left(605 - \frac{199}{3}\right)) = 1480 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} > M_f \rightarrow A'_s = 0$$

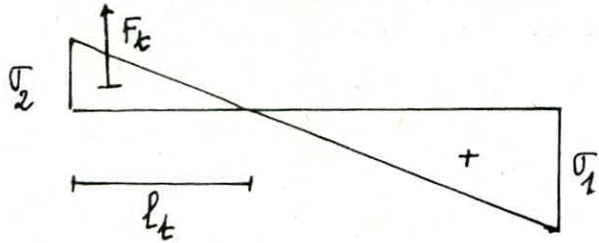
d'où la section d'acier tendus en flexion simple :

$$A_{s'} = \frac{M_{ext}}{h \cdot \bar{y} \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{448,84 \cdot 10^5}{0,89 \cdot 605 \cdot 4200} = 19,84 \text{ cm}^2$$

d'où la section d'acier tendus en flexion composée :

$$A_s = A_{s'} - \frac{N}{\sigma_a} = 19,84 - \frac{65,05 \cdot 10^3}{4200} = 4,35 \text{ cm}^2$$

3. Calcul de la Zone tendue et son ferrailage :



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh_t} \pm \frac{M}{I} \cdot \frac{h_t}{2} = \frac{N}{bh_t} \left(1 \pm \frac{6M}{N h_t} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{65,05}{20 \times 620} \left(1 + \frac{6 \cdot 3,95}{6,20} \right) \cdot 10^3 = 26,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -15,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = \frac{15,62}{15,62 + 26,43} \cdot 6,20 = 2,24 \text{ m}$$

la section d'acier minimale imposée par le RPA est :

$$A_{min} \geq 0,005 \cdot l_t \cdot b = 0,005 \cdot 2,24 \cdot 20 = 22,479 \text{ cm}^2 > A_{f_c}$$

$$\text{Force de traction : } F_t = \sigma_2 \cdot l_t \cdot \frac{b}{2} = 15,62 \times 2,24 \cdot \frac{20}{2} = 34,98 \text{ t}$$

d'où la section d'armatures tendues :

$$A_t = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{34,98 \cdot 10^3}{4200} = 8,33 \text{ cm}^2$$

on prendra le max de : $(A_t ; A_{min} ; A_{f_c})$
pour ce cas le max est :

$$A_{min} = 22,48 \text{ cm}^2 \text{ que l'on répartira dans } l_t$$

on mettra : 6T12 dans des potelets $(20 \times 40) \text{ cm} \times \text{cm}$
 $6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

$$A_r = A_{min} - 6,78 = 22,5 - 6,78 = 15,72 \text{ cm}^2$$

A_r : étant la section d'acier à répartir dans
 $(l_t - 40) = 224 - 40 = 184 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{15,72}{1,84} = 8,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 12T10/\text{ml} = 9,42 \text{ cm}^2$$

soit 6T10/ml/face avec $e = 15 \text{ cm}$

4. Ferrailage de la Zone Courante :

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{1,4 \cdot 69,69 \cdot 10^3 \cdot 8}{20 \cdot 7 \cdot 605} = 9,21 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\Rightarrow \text{on adoptera le min : } A_{c1} = \frac{0,25}{100} \cdot 100 \cdot b = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5. Section d'acier relative au joint de reprise de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 69,69 \cdot 10^3}{4200} = 25,55 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_{c1} + A_{vj} \text{ (ml)}$$

la section A_{vj} sera répartie, avec A_{c1} , dans la zone courante l cad :

$$l = h_t - 2l_t = 620 - 2 \times 224 = 172 \text{ cm}$$

$$A_{vj} = \frac{25,55}{1,72} = 14,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_c = 5 + 14,85 = 19,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_c = 12T14/\text{ml}$$

$$A_c = 6T14/\text{face}/\text{ml} \text{ avec } c = 19 \text{ cm}$$

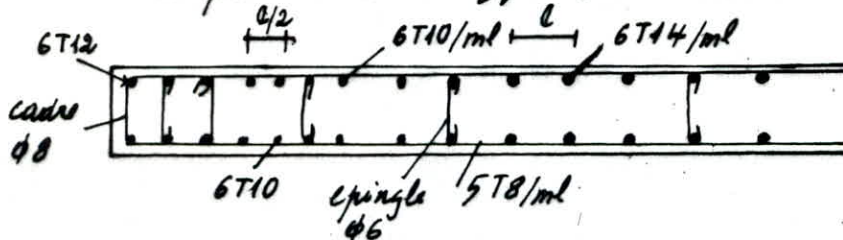
6. Armatures horizontales : Les armatures de la section transversale résistantes à l'effort tranchant doivent être calculées selon :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma} - \sigma}{\sigma_{en}} = \frac{8,21 - \sigma}{4200} = 5 \cdot 10^{-5}$$

on prend le minimum donné par : $A_h = \frac{0,25}{100} \cdot b \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_h = 10T8 = 6,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{face}/\text{ml} \rightarrow c = 20 \text{ cm}$$

Les armatures seront disposées symétriquement vu la réciprocity de l'effet du séisme.



Niv I.

Armatures transversales :

pour les potelets :

1 cadre $\phi 8$ + 1 epingle $\phi 8$ et on disposera de 4 epingle $\phi 6$ par m²

Niveau 2 :

$$\begin{cases} M_{cor} = 189,75 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N_{min} = 88,26 \\ T = 65 \text{ t} \end{cases} \quad \begin{cases} c_0 = 2,14 > \frac{h_t}{6} \rightarrow \text{S.P.C} \\ c_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(1 + \frac{2 \times 2,14}{6,12}\right) \cdot 69 = 117,4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$M_f = N \cdot f \text{ avec } f = 5,099$$

d'où $M_f = 88,26 \cdot 5,090 = 450 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\alpha} \cdot h^2 \quad \begin{matrix} \bar{\alpha} = 0,29 \\ \bar{\delta} = 0,90 \end{matrix}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 117 \cdot 20 \cdot 0,90 \cdot 0,29 \cdot (605)^2 \quad \bar{\gamma} = 111 \text{ cm}$$

$$M_{RB} = 1117,3 \text{ t}\cdot\text{m} > M_{\text{ext}} (M_f) = 450 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow A' = 0$$

d'où $A_{f_s} = \frac{M}{\bar{\delta} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{450 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 605 \cdot 4200} = 19,67 \text{ cm}^2$

$$A_{f_c} = A_{f_s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 19,67 - \frac{88,26 \cdot 10^3}{4200} < 0$$

Zone tendue :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e_0}{h_t} \right) \rightarrow \begin{matrix} \sigma_1 = 22,45 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -7,87 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

d'où $l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = \frac{7,87}{7,87 + 22,45} \cdot 620 = 161 \text{ cm}$

d'où $F_t = \sigma_2 \cdot l_t \cdot \frac{b}{2} = 7,87 \cdot 161 \cdot \frac{20}{2} = 12,67 \text{ t}$

$$A_t = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a} = \frac{12,67 \cdot 10^3}{4200} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,005 \cdot 161 \cdot 20 = 16,1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 16,1 \text{ cm}^2 ;$$

6T12 dans les potelets (20x40) = 6,78 cm²

$$A_r = 16,1 - 6,78 = 9,32 \text{ cm}^2 \text{ qui sera répartie dans } l = l_t - 40 = 121 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{9,32}{1,21} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml} = 10T10/\text{ml}$$

soit $A_r = 5T10/\text{ml}/\text{face} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Zone Courante :

$$l = h_t - 2l_t = 6,20 - 2 \times 1,61 = 2,98 \text{ m}$$

$$\sigma_f = 1,4 \cdot \frac{65 \cdot 10^3 \cdot 8}{20 \cdot 7 \cdot 605} = 7,59 \text{ kg/cm}^2 < 0,12 \sigma_{28}'$$

$$\Rightarrow A_{e1} = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acier relatif à la reprise du coulage :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot \frac{65 \cdot 10^3}{4200} = 23,83 \text{ cm}^2 \text{ qui sera répartie dans la Zone Courante: } \rightarrow A_{vj} = \frac{23,83}{2,98} = 7,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où

$$A_c = A_{c1} + A_{vj} = 5 + 7,99 = 12,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $A_c = 12 \text{ T12/ml}$, $A_c = 6 \text{ T12/ml/face} \rightarrow e = 15$

armatures horizontales :

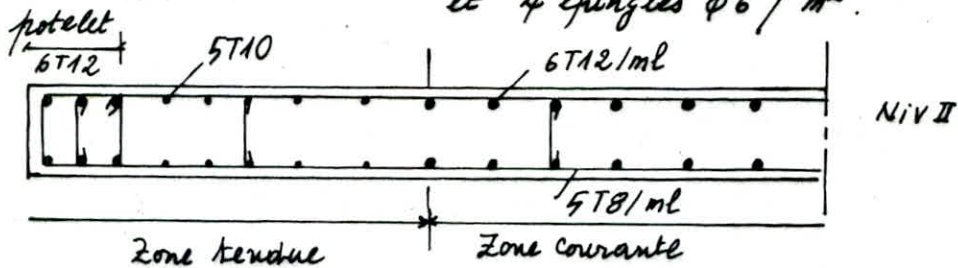
$$\bar{\omega}_t = \frac{\sigma_b - \sigma}{\sigma_{en}} = \frac{7,59 - 8}{\sigma_{en}} < 0$$

on prend le minimum : $A_H = A_{min} = \frac{0,25}{100} \cdot 100 \cdot b = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

soit $A_H = 10 \text{ T8} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_H = 5 \text{ T8/ml/face} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

armatures transversales : 1 cadre $\phi 8$ + 1 étrier $\phi 8$
et 4 épingles $\phi 6/\text{m}^2$.



Niveau III :

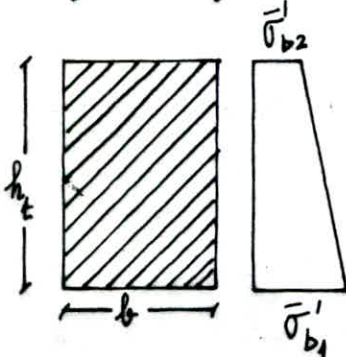
$$M_{com} = 63,75 \text{ t.m}$$

$$N_{min} = 77,8 \text{ t}$$

$$T = 48,48 \text{ t}$$

$$c_0 = \frac{M}{N} = 0,819 \text{ m} < \frac{h_t}{6} = 1,03 \text{ m} \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\bar{\sigma}_b = 88 \text{ kg/cm}^2$$



Les contraintes dans le béton sont données par :

$$\bar{\sigma}'_{b1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \frac{h_t}{2}$$

$$\sigma'_{b1} = 11,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 5,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

dans ce cas le RPA préconise le minimum

$$\bar{\sigma} = 1,4 \frac{T}{b \cdot z} = 1,4 \cdot \frac{48,48 \cdot 10^3 \cdot 8}{20 \times 7 \cdot 605} = 6,4 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28}$$

d'où $A_{min} = \frac{0,15}{100} \cdot h \cdot b = \frac{0,15}{100} \cdot 605 \cdot 20 = 18,15 \text{ cm}^2$

$$A_p = [6 \text{ T12}] \cdot 2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 18,15 - 13,56 = 4,59 \text{ cm}^2 \text{ qui sera répartie dans}$$

$$l = h_c - 2 \cdot 40 = 605 - 80 = 525 \text{ cm}$$

$$A_{c_j} = \frac{0,25 \cdot 100 \cdot 20}{100} = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \bar{\sigma}_s = 6,4 < 0,025 \bar{\sigma}'_{28}$$

armature relative au joint de collage :

$$A_{y_j} = 1,1 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 48 \cdot 48 \cdot 10^3}{4200} = 17,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{y_j / \text{ml}} = \frac{17,77}{5,25} = 3,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_c = 5 + 3,38 + \frac{4,59}{5,25} = 9,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

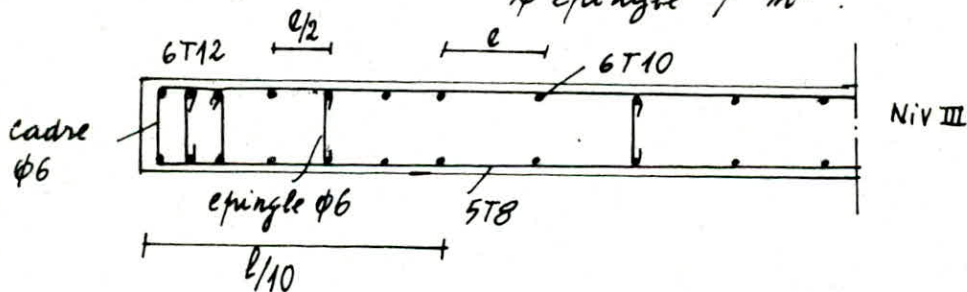
$$A_c = 12 \text{ T}10 / \text{ml} \longrightarrow A_c = 6 \text{ T}10 / \text{ml} / \text{face} \longrightarrow c = 15 \text{ cm}$$

armature horizontale :

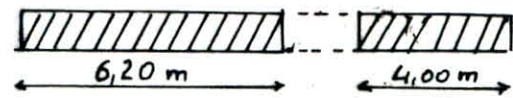
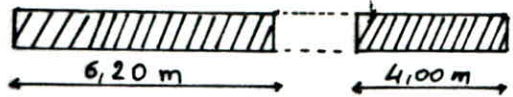
$$\bar{\omega} = \frac{\bar{\sigma} - \bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}_{en}} < 0 \longrightarrow A_H = A_{\min} = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot b = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_H = 10 \text{ T}8 / \text{ml} \longrightarrow A_H = 5 \text{ T}8 / \text{face} / \text{ml} \longrightarrow c = 20 \text{ cm}$$

armature transversale : 1 cadre $\phi 6$ + 1 étrier $\phi 6$
4 épingle / m^2



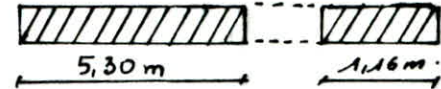
C, I.



Combinaison	Voile C	Trumeau I			Trumeau II				
	Niveau	1	2	3	1	2	3		
M (t.m)	256,98	189,75	63,75	69,04	50,95	17,12			
N min (t)	65,05	88,26	77,8	65,05	88,26	77,8			
Nat. soll	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C			
Ferraillage:	Zone tendue	P_t (cm)	224	161	-	75	-	-	
		A_t cal (cm ²)	22,40	16,1	18,25	7,414	12	12	
		Potelet	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	
		Dim	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	
		A_t cm ² /m ²	5T10	5T10	-	5T8	-	-	
	centrale	A_c cal	19,41	13,99	4,20	15,14	11,28	7,24	
		A_c choix	6T14	6T14	5T10	5T14	5T12	5T10	
		Horiz	A_H cal	5	5	5	5	5	5
			A_H choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace	t_{tr}	20	20	20	20	20	20	
t_{long}		20	20	20	20	20	20		
Verification	M (t.m)	256,98	189,75	63,75	69,04	50,95	17,12		
	N max (t)	650	411,75	205,35	650	411,75	205,35		
	Nat. soll	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	69,18			89,61				

Combinaison	Voile I	Trumeau I			Trumeau II				
	Niveau	1	2	3	1	2	3		
M (t.m)	373,73	275,96	92,72	100,35	74,1	24,89			
N min (t)	-19,2	33,78	60,1	-19,2	33,78	60,1			
Nat. soll	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C			
Ferraillage:	Zone tendue	P_t (cm)	293	270	102,2	174	139	1	
		A_t cal (cm ²)	30	27	10,2	17,4	13,9	-	
		Potelet	6T14	6T14	6T14	6T14	6T14	6T14	
		Dim	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	
		A_t cm ² /m ²	5T12	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	
	centrale	A_c cal	10,99	10,58	9,10	14,23	13,66	8,25	
		A_c choix	5T12	5T12	5T12	7T12	6T12	6T10	
		Horiz	A_H cal	A min	A min	A min	A min	A min	A min
			A_H choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace	t_{tr}	20	20	20	10	15	15	
t_{long}		20	20	20	20	20	20		
Verification	M (t.m)	373,73	275,96	92,72	100,35	74,10	24,89		
	N max (t)	734	466,23	223,05	734	466,23	223,05		
	Nat soll	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	88,35	-	-	110	-	-		

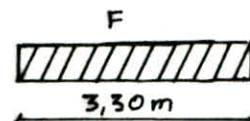
voile G ; E



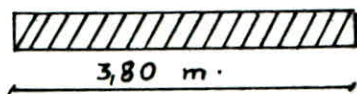
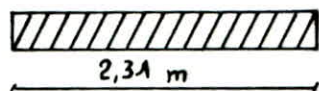
Combinaison	Voile G	Trumeau I			Trumeau II			
	Niveau	1	2	3	1	2	3	
M (t.m)	114,58	35,31	5,929	1,20	0,370	0,062		
N min (t)	123,816	34,516	60,456	123,816	34,516	60,456		
Nat. Soll	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
Ferrailage	Zone Tendue	ρ_t (cm)	-	-	-	-	-	
		A_t (cm ²)	-	-	-	-	-	
		Potelet	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
		Dim	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40
		A_t cm ² /ml/A	-	-	-	-	-	-
	Centrale	Ac cal	2,078	1,848	-	7,73	6,68	-
		Ac choix	5T8	5T8	5T8	5T10	5T10	5T10
	Horiz	AH cal	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin
		AH choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace	t_{tr}	20	20	20	20	20	20
t_{long}		20	20	20	20	20	20	
Verification	M (t.m)	114,58	35,31	5,929	1,20	0,370	0,062	
	N max (t)	310,63	209,62	112,06	310,63	209,62	112,06	
	Nat. Soll	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	
	G_b' (kg/cm)	41,52	1	1	60	1	1	

Combinaison	Voile E	Trumeau I			Trumeau II			
	Niveau	1	2	3	1	2	3	
M (t.m)	104,4	32,165	5,40	1,09	0,337	0,056		
N min (t)	128,316	33,306	61,376	128,316	33,306	61,376		
Nat. Soll	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
Ferrailage	Zone tendue	ρ_t (cm)	-	-	-	-	-	
		A_t (cm ²)	-	-	-	-	-	
		Potelet	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
		Dim	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40
		A_t cm ² /ml/A	-	-	-	-	-	-
	Centrale	Ac cal	2,20	1,58	-	7,36	6,57	-
		Ac choix	5T8	5T8	5T8	5T10	5T10	5T10
	Horiz	AH cal	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin
		AH choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace	t_{tr}	20	20	20	20	20	20
t_{long}		20	20	20	20	20	20	
Verification	M (t.m)	104,4	32,165	5,40	1,09	0,337	0,056	
	N max (t)	305,53	206,83	111,14	305,53	206,83	111,14	
	Nat. Soll	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	
	G_b' (kg/cm)	28,94	-	-	60	-	-	

Ferrailage des Voiles
A, B, J, K; D, H; F



Voiles		A, B			J, K			D			H			F		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Combinaison	Niveau															
	M (t.m)	50,97	27,20	8,50	50,02	48,13	15,57	62,0	34,16	11,12	77,98	41,17	40,88	44,63	21,23	6,75
	Nmin (t)	113,60	77,40	41,20	113,6	77,40	41,2	103,43	72,10	40,88	103,43	72,16	13,35	103,78	71,00	38,74
	Nat solle	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
Zone fendue	ρ_t (cm)	-	-	-	32,0	-	-	-	-	-	22,0	-	-	-	-	-
	A_t cm ² /%	-	-	-	3,4	-	-	-	-	-	2,2	-	-	-	-	-
	Potelet	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
	Dim	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x40	20x30	20x30	20x30
	A_t cm ² /ml	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ferrailage	Centrale															
	A_c cap	3,36	3,21	3,10	3,43	3,36	3,27	3,36	3,34	3,10	5,44	3,40	3,10	5,34	5,20	5,10
	A_c choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Horiz															
	A_H cap	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}	A_{min}
	A_H choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
Espac	t_{tr} (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	t_{long}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Verification	M (t.m)	50,97	27,20	8,50	50,02	48,13	15,57	62,0	34,16	11,12	77,98	41,17	40,88	44,63	21,23	6,75
	Nmax (t)	147,75	101,18	54,37	147,75	101,18	54,37	144,24	101,72	58,55	144,24	101,72	58,55	138,53	96,18	53,01
	Nat solle	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	G_b (kg/cm ²)	26,98	/	/	33,84	/	/	25,38	/	/	29,32	/	/	31,78	/	/



Voile		3			2			
Combinaison.	Niveau	1	2	3	1	2	3	
	M (t.m)	4,74	4,067	1,177	29,33	10,40	3,06	
	N min (t)	114,195	79,038	43,47	114,85	79,038	43,45	
	Nat. supp	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	
Ferrailage.	Zone tendue	Pt (cm)	-	-	-	-	-	
		A _t caB cm ²	6,93	6,93	6,93	11,40	11,40	11,40
		PotePot	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
		A _t cm ² /m ² /P	-	-	-	-	-	-
	cm ² /m ² /P	A _c caB cm ² /m ² /P	3,3	3,10	2,8	3,40	3,20	2,90
		A _c choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
		Hori ³ cm ² /m ² /P	A _H caB.	A _{min}	A _{min}	A _{min}	A _{min}	A _{min}
	A _H choix		5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace t (cm)	t _{cr}	20	20	20	20	20	20
t _{Pong}		20	20	20	20	20	20	
Verification	M (t.m)	4,74	4,067	1,177	29,33	12,40	3,06	
	N max (t)	164,585	113,03	61,58	162,04	111,55	60,96	
	Nat supp.	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C.	
	Q _u ⁱ (kg/cm ²)	36,71	-	-	26,46	-	-	



Voile I		Trumeau I			II			III			IV			V			
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
Combinaison.	M (t.m)	170	126	42,2	72,8	53,96	18,07	757,06	561,11	187,92	72,8	53,96	18,07	392,12	290,63	93,33	
	N min (t)	315	234,32	133,17	378,55	250,50	150	416,68	287	157,24	388,45	221,56	152,23	305,1	226	177,07	
	Nat. soil	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	
Ferrillage.	Zone tendue	R_t (cm)	30	30	-	-	-	-	131	137	84	-	-	-	96,0	125,0	-
		A_t (cm ²) cap	23,35	10,06	12,0	6,6	6,6	6,6	55,88	13,70	8,36	6,6	6,6	6,6	26,36	12,5	19,5
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
		Potelet	8T20	6T16	6T16	8T20	6T20	6T20	6T20	6T16	6T14	8T20	6T20	6T20	6T20	6T14	6T14
		A_{tr} (cm ² /m ²)	-	-	-	-	-	-	12T14	5T10	-	-	-	-	8T14	6T10	-
	Centrique	A_c cap cm ² /m ² /B	30,20	25,08	22,57	31,02	28,56	21,41	32,12	27,28	17,91	31,20	27,8	-	32,10	21,36	13,56
		A_c choix	20T14	18T14	16T14	20T14	18T14	16T14	20T14	18T14	12T14	20T14	18T14	16T14	20T14	16T14	9T14
	Horiz	A_H cap.	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin	Amin
		A_H choix	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
	Espace t (cm)	t_G	10	12	15	10	12	15	10	15	15	10	12	12	12	12	10
t_{Pong}		20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
M (t.m)	170	126	42,20	72,80	53,96	18,07	757,06	561,11	187,92	72,8	53,96	18,07	392,12	290,63	93,33		
N max (t)	672,0	452,5	239,25	608,42	417,72	228,0	570,3	336,86	221,18	542,06	381,42	216,17	681,87	335,81	201,35		
Nat. soil	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
σ_b' (kg/cm ²)	93,3	-	-	100,5	-	-	88,4	-	-	102,5	-	-	93,82	1	1		

I. Ferrailage des linteaux :

1. Les linteaux sous l'action de M et T seront calculés en flexion simple. La méthode utilisée sera celle des "Contraintes admissibles".

Il convient cependant de tenir compte de la réciprocité du séisme en prévoyant un ferrailage symétrique. Le linteau sera calculé comme une poutre encastrée à ses 2 extrémités.

2. Efforts à considérer :

$$\bar{T} = 1,4 T$$

M : Calculé à partir de T

3. Contraintes :

- a. de cisaillement :

$$\bar{\tau} = 0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

- b. de flexion

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{28} = 206 \text{ kg/cm}^2$$

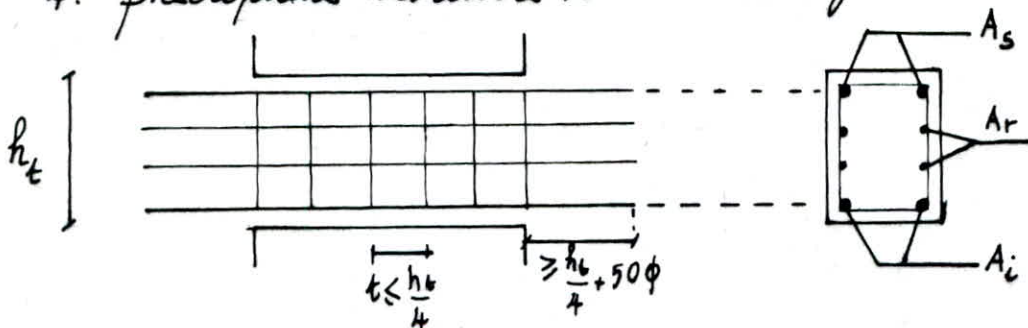
- c. Traction dans les armatures

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

Le linteau sera soumis à :

1. son poids propre
2. le poids propre du plancher qui repose sur lui
3. la surcharge d'exploitation sur le plancher
4. surcharge due au séisme.

4. prescriptions relatives au ferrailage :

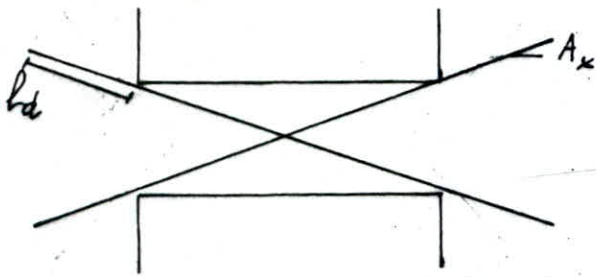


Il faut respecter le minimum donné par :

$$\left[\frac{A_i}{A_s} \right] \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$$

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t$$

- Si $\bar{\sigma}'_b \geq 0,065 \sigma'_{28}$; on ajoutera des armatures d'angle disposées comme suit.



$$l_d \geq 100 \phi$$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$$

Application: voile 1. (trumeau T2.3)

1. Caractéristiques :
 on considérera le linteau
 le plus défavorable pour
 la commodité d'exécution
 du ferrailage.

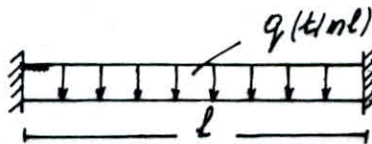
$$2a = l = 94 \text{ cm}$$

$$h_t = 89 \text{ cm}$$

$$b^t = 20 \text{ cm}$$

$$\pi = 15,72 \text{ t}$$

Schema statique :



$$M_{enc} = -\frac{q l^2}{12}$$

$$M_{tranci} = \frac{q l^2}{24}$$

Les Effort maximums sont au niveau de l'encastrement :

$$M = 1,4 \pi \cdot a + q \frac{l^2}{12}$$

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

q : etant ; la charge du plancher,
 le poids propre du linteau
 et la surcharge, revenant
 au linteau.

Efforts tranchant :

poids propre : $T = 0,171 \text{ t}$

charge et surcharge : $T = 0,64 \text{ t}$

seisme : $T = 1,4 \cdot \pi = 1,4 \cdot 15,72 = 22,06 \text{ t}$

$$T_T = \sum T_i = 22,06 + 0,64 + 0,171 = 22,88 \text{ t}$$

Moment flechissant :

poids propre : $M = 0,0268 \text{ t}\cdot\text{m}$

charge et surcharge : $M = 0,10 \text{ t}\cdot\text{m}$

Seisme : $M = 1,4 \pi \cdot a = 1,4 \cdot 15,72 \cdot 0,47 = 10,34 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_T = \sum M_i = 10,46 \text{ t}\cdot\text{m}$$

17) Armatures longitudinales : (A_s, A_i)

a. Calcul de M_{RB} .

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b \left(h - \frac{y}{3} \right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}'_b}{15\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = \frac{15 \cdot 206}{15 \cdot 206 + 4200} = 0,42$$

$$\bar{\gamma} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0,85 \quad \bar{y} = \bar{\alpha} h = 35,7 \text{ cm}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \times 20 \times 35,7 \times 206 \left(85 - \frac{35,7}{3} \right) = 53,7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{RB} > M_{ext} \longrightarrow A' = 0$$

$$A_f = \frac{M_{ext}}{\bar{\sigma}'_a \cdot \bar{\gamma} \cdot h} = \frac{10,46 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,85 \cdot 84} = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = A_i = A_s = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 20 \cdot 89 = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_f > A_{min} \longrightarrow A_s = A_i = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_s = A_i = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

2/ armatures transversales : (A_t)

$$\frac{A_t}{t} \leq \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}'_{at}} = \frac{1,4 \cdot 15,72 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 84 \cdot 4200} = 0,0712 \text{ cm}$$

$$1 \text{ cadre } T8 + \text{epingle } T8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,025 \cdot b \cdot \frac{h_t}{4} = 0,025 \times 20 \times 22 = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \text{ avec } t = 15 \text{ cm} < \frac{h}{4} = 22 \text{ cm}$$

Verification de l'effort tranchant :

$$\tau_g = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{7/8 \cdot h \cdot b} = \frac{22,88 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 84 \cdot 20} = 15,56 \text{ kg/cm}^2 < 0,12 \bar{\sigma}'_{20}$$

$$\tau_g = 15,56 \text{ kg/cm}^2 < 0,065 \bar{\sigma}'_{20} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$$

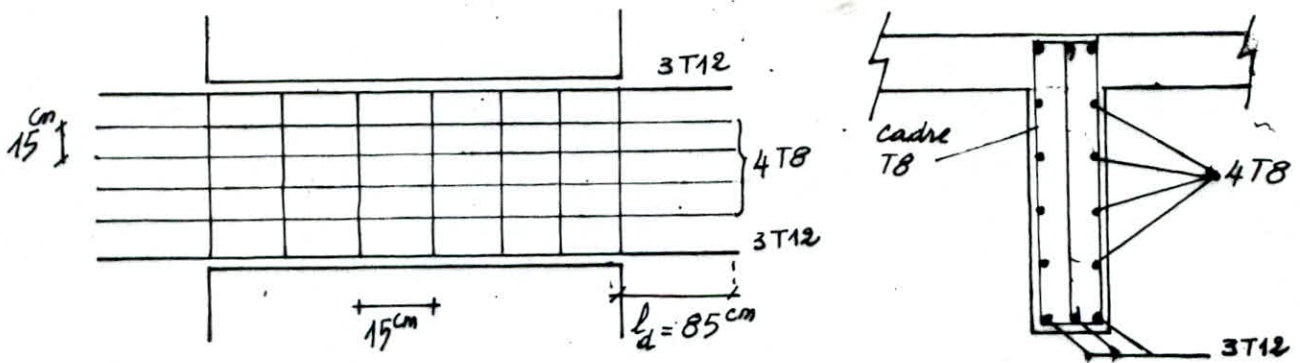
done ne necessite pas d'armature d'angle.

3/ armatures de repartition : (A_r)

$$A_r \geq 0,0025 \cdot b \cdot h_t = 0,0025 \times 20 \times 89 = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_r = 8T8 (4,82 \text{ cm}^2) \quad e = 15 \text{ cm}$$

Schema de ferrailage :

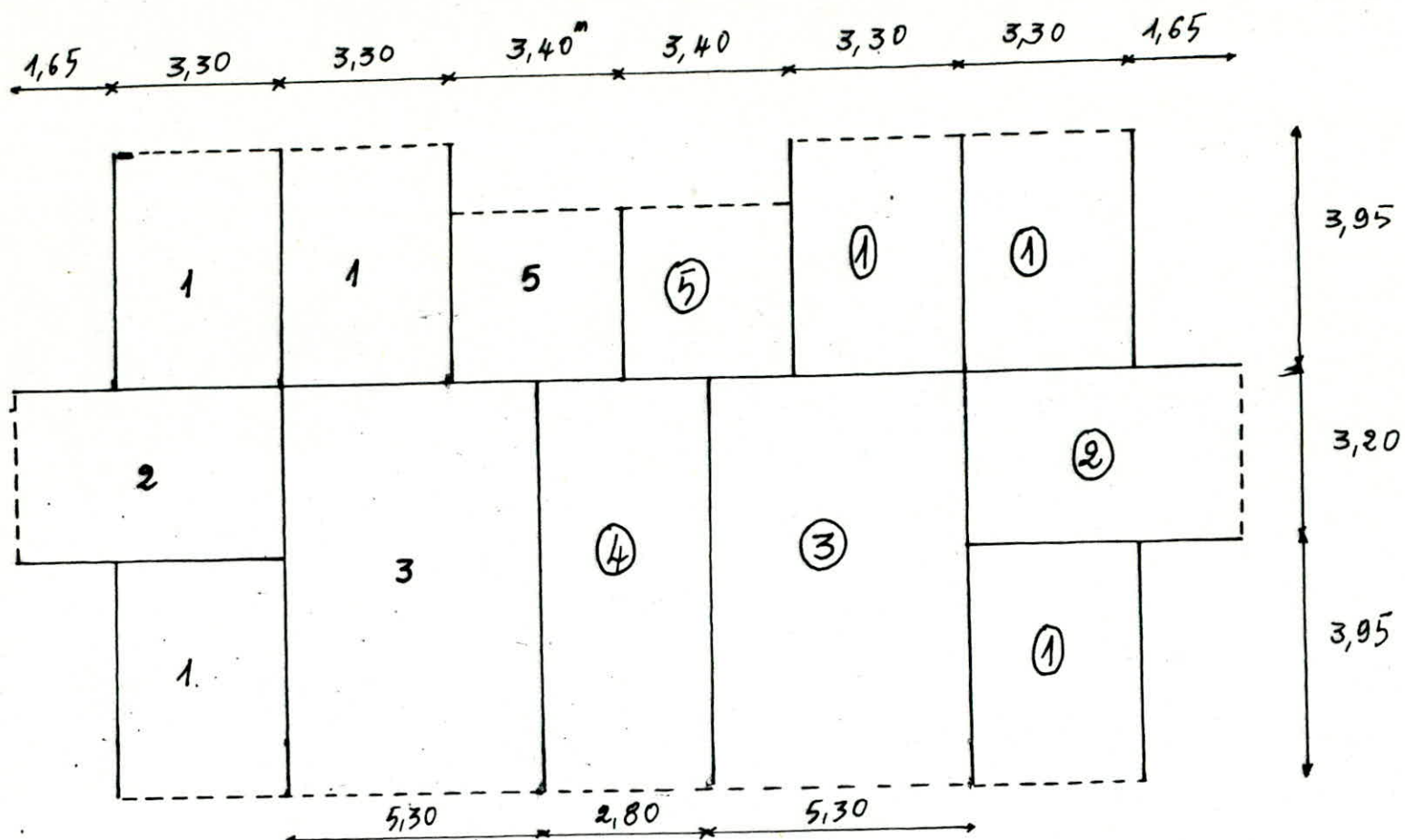


Dans le cas où $\tau_s > \bar{\tau}_s$, on doit frotter la section de façon à ce que l'effort peut-être repris, totalement par les armatures. Cela revient à réduire l'épacement des armatures transversales à l'encastrement et à vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures principales et qui est :

$$\tau = \frac{T}{A_c} \text{ avec } A_c : \text{section cisailée par T.}$$

- Ferrailage des linteaux -

Voile	C	E	G	I	2	3	3	3	1	1	1	1	1	1
Linteaux	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₂₋₃	T _{4-4'}	T _{5-5'}	T _{6-6'}
ℓ (cm)	120	94	94	120	94	120	120	94	120	120	94	94	94	94
h _t (cm)	89	89	89	89	89	56	116	89	56	116	89	96	96	89
b (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
π (t)	33,85	8,01	8,80	49,24	0,54	0,416	0,416	0,77	15,72	15,72	15,72	21,75	21,75	17,25
T (t)	49,75	12,44	13,54	71,27	1,57	1,82	2,00	1,95	23,21	23,39	22,88	31,06	31,06	24,9
M (t.m)	20,70	7,85	4,46	23,53	0,38	0,59	0,64	0,64	9,67	9,71	10,46	10,28	10,28	8,23
A. calculé (cm ²)	6,90	1,30	1,48	7,84	0,12	0,32	0,15	0,21	5,41	2,42	3,44	3,42	3,42	2,74
A. min (cm ²)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	1,68	3,48	2,67	1,68	3,48	2,67	2,87	2,87	2,67
A. adopté (A _i =A _s)	5T14	2T14	2T14	6T14	2T14	2T12	4T12	2T14	4T14	4T14	4T12	4T12	4T12	2T14
ℓ _d (cm)	100	95	95	95	95	70	90	95	80	95	85	85	85	85
A _r (cm ²)	3,56	3,56	3,56	3,56	3,56	2,24	4,65	3,56	2,24	4,65	3,56	3,56	3,56	3,56
A _r adopté	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	4T10	10T8	6T10	4T10	10T8	8T8	8T8	8T8	6T10
A _c (cm ²)	1c.T10 1E.T8	1c.T10	1c.T10	1c.T10 1c.T10	1c.T10	1c.T8	1c.T10	1c.T10	1c.T10	1c.T10	1.cad. T10	1.cad. T.10	1cad T10	1cad T10
t (cm)	15	15	15	15	15	10	25	15	10	25	15	15	15	15
σ _b (kg/cm ²)	31,10	8,46	12,89	48,40	1,06	1,92	1,02	1,31	25,02	12	15,55	21,12	21,12	16,97
A _x (cm ²)	4T10	-	-	4T10	-	-	-	-	4T8	-	-	4T10	4T10	4T10
L (cm)	100	-	-	100	-	-	-	-	80	-	-	100	100	100



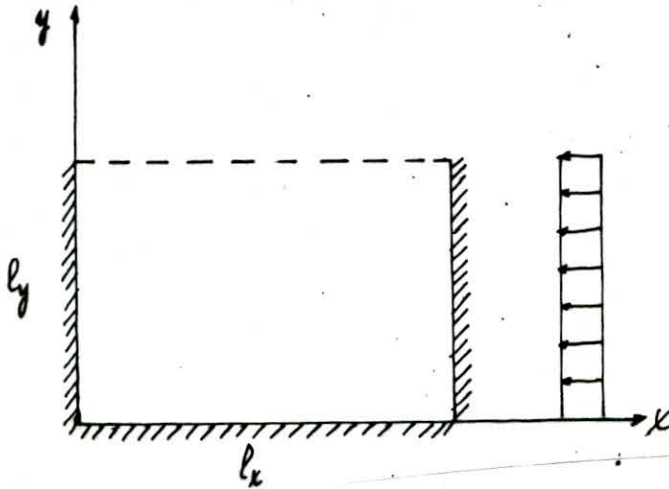
panneaux des planchers terrasses et courants.

CALCUL DES PLANCHERS

Plancher Terrasse ::

est constituée par une juxtaposition de plusieurs panneaux (plancher-dalle). On suppose une liaison refend-plancher comme encastrement parfait. Ces panneaux seront calculés comme des dalles encastrees sur 3 (trois) cotés, libre sur le quatrieme et soumis a une charge uniforme.

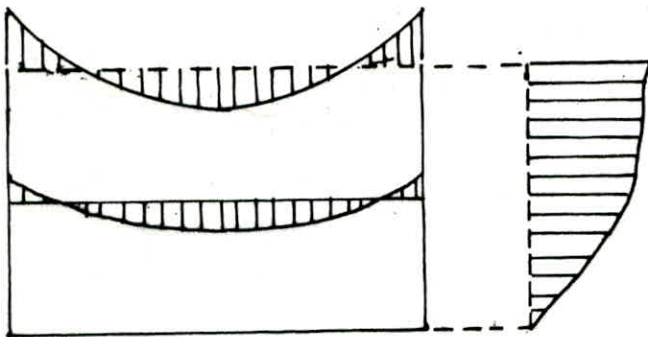
La methode de calcul est la suivante :



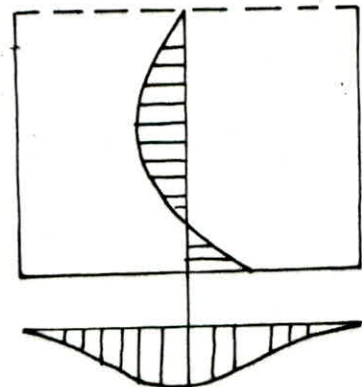
Les moments en un point (x, y) du panneau sont donnes par la formule suivante :

$$\begin{cases} M_x = \alpha P l_x^2 \\ M_y = \beta P l_y^2 \end{cases} ; \quad (\alpha) \text{ et } (\beta) \text{ sont donnes par les rapports des raideurs.}$$

Diagramme de variation des moments :



Dans le sens des y .



dans le sens des x

Exemple de calcul :
 On étudiera le panneau le plus défavorable, (panneau N°3)

1. Détermination de la charge :

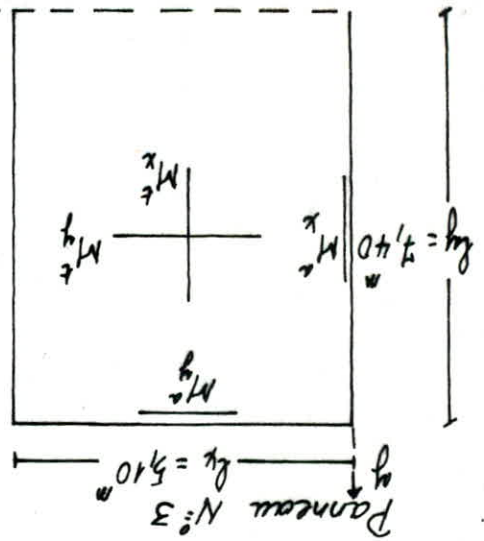
$q = g + 1,2 p$
 g : charge permanente = 800 kg/m^2
 p : surcharge = 100 kg/m^2
 alors $q = 920 \text{ kg/m}^2 = 0,920 \text{ t/m}^2$

Remarque : Afin de tenir compte de l'intervention importante des déformations par fluage qui augmentent les moments en travée et diminuent les moments sur appuis, on multipliera les moments en travée et diminuera les moments sur appuis par un coefficient égal à $\frac{3}{2}$ (Art 55, c.c.84.68).

le rapport $\epsilon = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7,40}{5,10} = 1,45$

en fait de ϵ , et du tableau 5a de J. HANN, nous avons les coefficients suivants : $m_x, m_y, \alpha_x, \alpha_y$ (nombres d'arrondis)

et $M_x^t = \frac{q \cdot L_x^2}{8}$
 $M_y^t = \frac{q \cdot L_y^2}{8} = 34,72 \text{ t}$
 avec $\alpha = q \cdot L_x \cdot L_y = 34,72 \text{ t}$
 et $m_x = \frac{\alpha}{\epsilon}, m_y = \frac{\alpha}{\epsilon}$



$\epsilon = 1,45$
 J. HANN
 Tableau

Moment en travée :

$M_x^t = \frac{0,920 \times 5,10 \cdot 7,40}{44} = 0,789 \text{ t.m}$
 $M_y^t = \frac{0,920 \times 5,10 \cdot 7,40}{34,72} = 0,324 \text{ t.m}$

$M_x^t = 0,789 \times \frac{2}{3} = 1,183 \text{ t.m}$
 $M_y^t = 0,324 \times \frac{2}{3} = 0,486 \text{ t.m}$

art 55 c.c.84.68

Moments sur appuis :

$$M_a^x = \frac{Q}{r_x} = \frac{34,72}{19,4} = 1,789 \text{ t.m}$$

$$M_a^y = \frac{Q}{r_y} = \frac{34,72}{54,4} = 0,638 \text{ t.m}$$

art 55 CCBA68 :

$$\begin{cases} M_a^x = \frac{2}{3} \cdot 1,789 = 1,198 \text{ t.m} \\ M_a^y = \frac{2}{3} \cdot 0,638 = 0,425 \text{ t.m} \end{cases}$$

1. Ferrailage :

Diametre des barres :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

Enrobage :

$$c = \max \{ 1 \text{ cm} ; \phi \}$$

Sens porteur (x-x)

travée : $M_x^t = 1,183 \text{ t.m}$

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

$$\mu_t = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,183 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,0301 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,925 \\ \kappa = 52 \end{cases}$$

d'où la section d'acier

$$A_x^t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,183 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,92 \cdot 14} = 3,28 \text{ cm}^2$$

∴ $A_x^t = 6T10 / \text{ml} = 4,02 \text{ cm}^2$ avec $c = 16 \text{ cm}$

appui $M_x^a = 1,198 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,198 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,0305 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,924 \\ \kappa = 51,5 \end{cases}$$

$$A_x^a = \frac{1,198 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,92 \cdot 14} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 6T10 / \text{ml} \quad c = 16 \text{ cm}$$

sens porteur (y-y) :

1. travée : $M_y^t = 0,486 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,013 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,945 \\ \kappa = 83,5 \end{cases}$$

$$A_y^t = 1,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_y^t = 6T6 / \text{ml} = 1,69 \text{ cm}^2$$

2. appui : $M_y^a = 0,425 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0114 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,95 \\ \kappa = 89,5 \end{cases}$

$A_y^a = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml soit } A_y^a = 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$

2. Vérifications :

2.1. fleche :

$f = \frac{q l^4}{E d^3} \cdot 0,0351$

$f = \frac{920 \cdot (5,10)^4}{116081,86 (0,14)^3} \cdot 0,0351 = 0,19 \text{ cm} < \frac{f}{a} = \frac{l_k}{500} = \frac{510}{500} = 1,02 \text{ cm}$
verifiée.

2.2. Condition de non fissuration du beton

appui $A_x^a = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \phi = 10 \text{ mm}$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{4,71}{2 \times 2 \times 100} = 0,0117$

$K = 1,5 \cdot 10^6$
 $\eta = 1$

$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1 \cdot 0,0117}{10 \cdot 1,117} = 1574,072 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,5,9}{10}} = 3524 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ \text{max}(1574, 3524) \end{array} \right\} = 1574 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

C'est bien la contrainte admissible \rightarrow pas de fissuration.

2.3. Vérification des contraintes :

a. aciers $A_x^a = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \phi = 10$

$\bar{\omega}_f = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{4,71 \cdot 100}{100 \cdot 14} = 0,336 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,808 \\ \kappa = 40,4 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,198 \cdot 10^5}{4,71 \cdot 0,808 \cdot 14} = 1998 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{1998}{40,4} = 49,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$
les contraintes sont vérifiées.

2.4. Condition de non fragilité :

suivant $(\kappa - \kappa_0)$: $A \geq \{ A_0 ; \text{min}(A_1, A_2) \}$

A_0 : armatures longitudinales suffisantes pour résister aux sollicitations calculées.

A_1 : section d'acier évaluée pour résister dans les mêmes conditions que A_0 et aux mêmes sollicitations.

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \begin{cases} \frac{2-\beta}{2} & \text{pour aciers disposés selon } l_x \\ \frac{1+\beta}{4} & \text{pour aciers disposés selon grand côté } l_y \end{cases}$$

$\beta = I_x/I_y = 0,70$

appui x-x

$$A_0^x = 3,28 \text{ cm}^2$$

$$A_1^x = 1,2 \cdot 3,28 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_2^x = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+\beta}{4} \right) = 0,57 \text{ cm}^2$$

appui y-y

$$A_0^y = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_1^y = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_2^y = 1,357 \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \left\{ \begin{array}{l} 3,28 \\ \min(3,93; 0,57) \end{array} \right\} = 3,28 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$A_y \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,14 \\ \min(1,36; 0,88) \end{array} \right\} = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

2.5 Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{920 \cdot 7,2}{2} = 3312 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3312}{100 \cdot \frac{7,2}{8} \cdot 14} = 2,70 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\tau}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{vérifié}$$

armatures de répartition données par:

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

1. Traversé (sens x-x)

$$A_x^t = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$1 \leq A_r \leq 2,01$$

$$\text{Soit } A_r = 1,5 \text{ cm}^2 < 1,69 \text{ cm}^2$$

sens y-y
1) traversé:

$$A_y^t = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,5 \text{ cm}^2 < A_x^t$$

2. appui

$$A_x^a = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 1,5 \text{ cm}^2 < 1,69$$

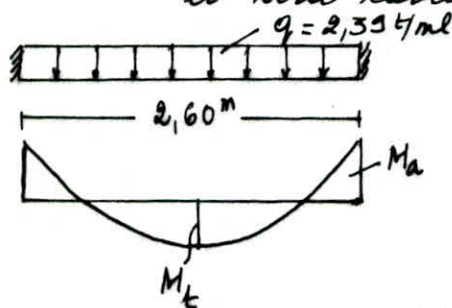
vérifié.

Tableaux donnant les caractéristiques et le ferrailage des plaques (panneaux).

1. Caractéristiques.

panneaux	3	2	1	4	5	
$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x}$	l_y (m)	7,20	4,75	3,80	7,4	3,2
	l_x (m)	5,10	3,00	3,30	2,60	3,2
ε		1,45	1,58	1,15	2,84 > 1,60	1,0
m_x		44	45,9	42,4	-	50,5
m_y		107	137	64,5	-	44,2
r_x		19,4	20,6	17,8	-	24,0
r_y		54,4	70,4	31,3	-	18,0
$Q = 9 \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{6}$		34,72	13,11	11,58	-	9,715

plaque N°4. Vu que $\varepsilon > 1,60 \rightarrow$ la plaque est considérée comme une poutre dalle encastree aux extrémités et sera calculée par la méthode classique de la RDM.



$$M_a = - \frac{q \cdot l^2}{12} = - \frac{2,39 \cdot 2,6^2}{12} = -1,34 \text{ t.m}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{2,39 \cdot 2,6^2}{24} = 0,67 \text{ t.m}$$

Ferrailage : appui $M_a = \frac{2}{3} \cdot 1,34 = 0,898 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0242 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,932 \\ \kappa = 58,5 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{0,898 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,93 \cdot 14} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 678 = 3,01 \text{ cm}^2 \quad \varnothing = 15 \text{ cm}$$

$$M_t = 1,5 \cdot 0,67 = 1,0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mu = 0,027$$

$$\varepsilon = 0,928$$

$$k = 54,5$$

$$A_t = \frac{1,0 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,928 \cdot 14} = 2,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

recapitulatif :

$$A_a = 6T8/\text{ml} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 6T8/\text{ml}$$

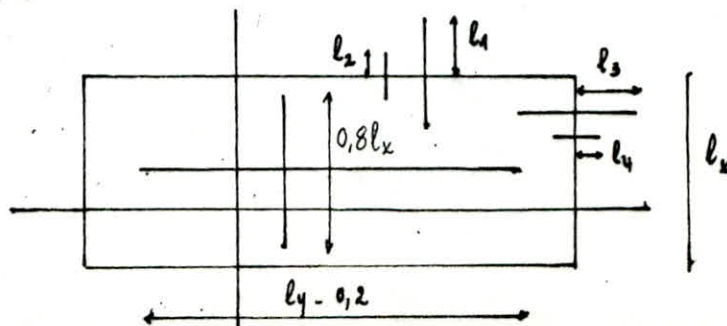
verification de la fleche :

$$f = \frac{q \cdot l^4}{E I^3} \cdot 0,0351 = \frac{22390 (2,60)^4 \cdot 0,0351}{116081,86 \cdot 10^4 \cdot (0,14)^3} = 0,0562 \text{ cm} < \frac{f}{l}$$

2. Ferrailage :

panneaux		3	2	1	4	5
M_a (t·m) /ml	M_a^x	1,198	0,190	0,431	0,898	0,145
	M_a^y	0,425	0,063	0,244	0,808	0,127
M_t (t·m) /ml	M_t^x	1,183	0,954	0,40	1,0	0,808
	M_t^y	0,486	0,954	0,40	1,0	0,607
A_a (cm) /ml	A_a^x	6T10	4T6	4T8	6T8	4T6
	A_a^y	6T6	4T6	4T6	6T8	4T6
A_t (t·m) /ml	A_t^x	6T10	6T8	4T6	6T8	5T8
	A_t^y	6T6	6T8	4T6	6T8	5T8
e (cm)		15	25 15	25	15	25 20

3. Arrêt des BARRES



avec :

$$l_2 = \max \left\{ \frac{l_1}{2}, l_d \right\} \quad \text{et} \quad l_1 = \max \left\{ 0,2 l_x, l_d \right\}$$

$$\text{avec } l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1,5)$$

Arrêt des barres inférieures dans le sens de la petite portée :
on arrête une barre sur deux ; la barre arrêtée a une longueur de $0,8 l_x$.

panneau 3 :	$0,8 l_x = 0,8 \cdot 5,10$	$= 4,08^m$
" 2 :	$0,8 l_x = 0,8 \cdot 3,00$	$= 2,40^m$
" 1 :	$0,8 l_x = 0,8 \cdot 3,30$	$= 2,64^m$
" 4 :	$0,8 l_x = 0,8 \cdot 2,60$	$= 2,08^m$
" 5 :	$0,8 l_x = 0,8 \cdot 3,20$	$= 2,56^m$

arrêts des barres inférieures dans le sens de la grande portée :
on arrête une barre sur deux, la barre arrêtée a une longueur $l_y - 0,2 l_x$.

panneau 3 :	$7,2 - 0,2 \cdot 5,10$	$= 6,18^m$
" 2 :	$4,75 - 0,2 \cdot 3,00$	$= 4,15^m$
" 1 :	$3,80 - 0,2 \cdot 3,30$	$= 3,14^m$
" 4 :	$7,4 - 0,2 \cdot 2,60$	$= 6,88^m$
" 5 :	$3,2 - 0,2 \cdot 3,2$	$= 2,56^m$

arrêt des barres supérieures dans le sens de la petite portée
et la grande (dans les 2 sens)
la longueur des barres arrêtées est déterminée par :

$$l_1 = \max \left\{ (l_d; 0,2 l_x) \right\}$$

$$l_2 = \max \left\{ \frac{l_d}{2}, \frac{l_1}{2} \right\}$$

$$l_3 = \max \left\{ l_d, 0,2 l_x \right\}$$

$$l_4 = \max \left\{ \frac{l_d}{2}, \frac{l_3}{2} \right\}$$

N°3

d'où $l_1 = l_3 = \max (l_d; 0,2 l_x)$

$l_2 = l_4 = \max \left(l_d; \frac{l_{1,3}}{2} \right)$

$l_1 = l_3 = 102^{\text{cm}}$

et $l_2 = l_4 = 51^{\text{cm}}$

$$\begin{cases} l_d = 43^{\text{cm}} \\ 0,2 l_x = 102^{\text{cm}} \end{cases}$$

panneaux	$0,8 l_x (m)$	$l_y - 0,2 l_x (m)$	$l_1 = l_3 (cm)$	$l_2 = l_4 (cm)$
1	2,64	3,14	66	33
2	2,40	4,15	60	30
4	2,08	6,88	52	26
5	2,56	2,56	64	32

I. Calcul des prédalles du plancher haut du vide Sanitaire :

1. Choix du système des prédalles :

En l'impossibilité d'un coffrage "tunnel" pour ce plancher, et voulant éviter la solution d'un coffrage perdu, nous adoptons un système de prédalles préfabriquées jointives présentant les avantages suivants :

- suppression des coffrages, réduction de l'étaielement
- facilité d'incorporation des canalisations.
- Préfabrication : sur le chantier, en usine fabrication soignée de chaque élément, réalisation aussi d'éléments non réguliers, réservation facile.
- Temps d'exécution et de livraison réduit.

1.2 Définitions et Calcul des prédalles :

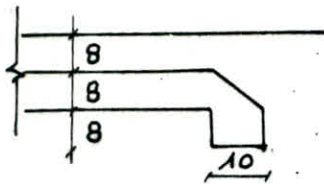
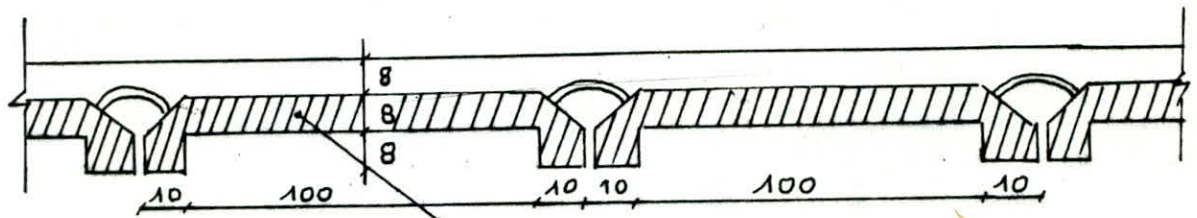
Ce sont des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure d'un plancher type dalle pleine qui après durcissement d'une lame de béton, d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles est coulé sur le chantier.

Dans le calcul, nous aurons à considérer 3 phases conformément aux prescriptions du CEB 68 art. 22.

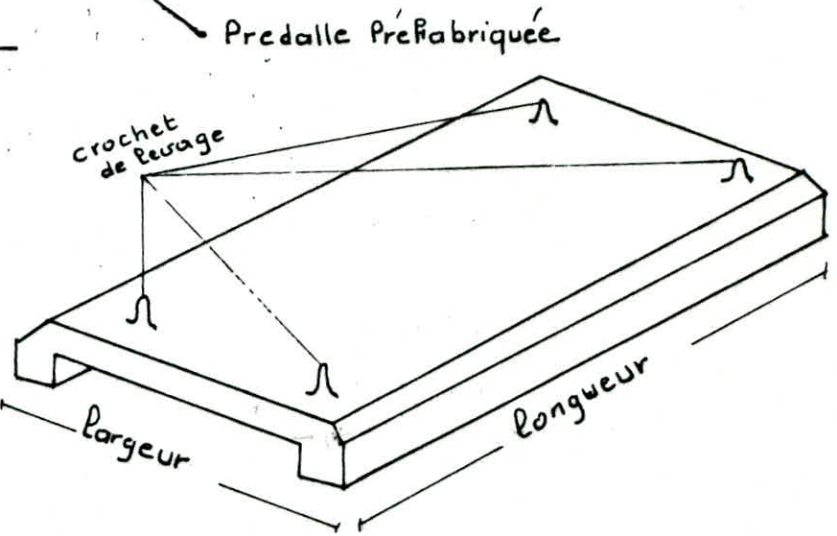
- 1^{ère} phase : Prédalle soumise à son poids propre.
- 2^{ème} phase : Prédalle soumise à son poids propre, plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur chantier et une charge forfaitaire dite de chantier 100 kg/m^2 , correspondant aux ouvriers, aux matériaux susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre.
- 3^{ème} phase : prédalle à pleine résistance sous $G+1,2P$. Les prédalles seront calculées suivant les règles classiques de la résistance des matériaux et armées en conséquence.

1.3 Dimensionnement :

la longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau plus 10 cm qui doivent servir comme appui de la dite prédalle sur les voiles du vide sanitaire. la largeur sera prise égale à $1,0 \text{ m}$.
L'étude sera faite pour les prédalles du panneau N° 2 et sera similaire pour tous les autres panneaux.



Detail d'une predalle et de son système de levage.

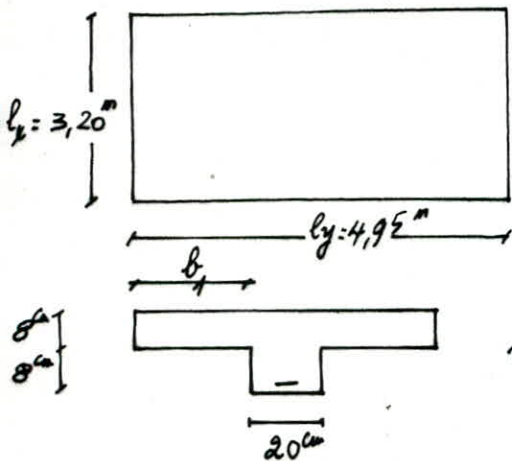


Des armatures de ligature sont prévues au niveau de la jonction de deux predalles consécutives, ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T. nous utiliserons les méthodes exposées dans le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé de P. Charon. pour les 2 types de section : rectangulaire ou section en T.

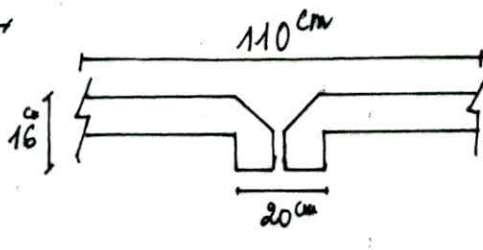
Exemple de Calcul

Panneau N°2 :

1^{ère} phase : Prestalle soumise à son poids propre



Longueur de la prestalle : $l_x = 3,20^m$
portée libre : $l^x = 3,20 - 0,2 = 3,0^m$



b_1 : largeur de la table donnée par

$$b_1 \leq \frac{100}{2} = 50^{\text{cm}}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{300}{10} = 30^{\text{cm}} \rightarrow \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{on prendra } b_1 = 45^{\text{cm}}$$

$$b_1 = (6 \div 8) h_0 = 48^{\text{cm}}$$

charge par mètre linéaire q :

$$q = [(0,20 \cdot 0,08) + (1,10 \cdot 0,08)] \cdot 2500$$

$$q = 260 \text{ kg/ml}$$

2^{ème} phase : prestalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée de béton frais et de chantier (ouvrier et matériel)

poids propre : $q = 260 \text{ kg/ml}$

Béton frais majoré : $1,2 \cdot 0,08 \cdot 1,10 \cdot 2500 = 264 \text{ kg/ml}$

surcharge de chantier : $1,2 \cdot 1,10 \cdot 100 = 132 \text{ kg/ml}$

d'où $q = 656 \text{ kg/ml}$

Comparaison des 2 valeurs de charge / ml ; dans les 2 cas montre que la 2^{ème} phase est la plus défavorable.

Etude de la 2^{ème} phase :

le moment flechissant est donné par :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{656 \cdot 3,00^2}{8} = 738 \text{ kg.m}$$

position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 738 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 13^2} = 0,0183 \rightarrow \begin{array}{l} \alpha = 0,178 \\ \epsilon = 0,94 \\ k = 69 \end{array}$$

$$x = \alpha h = 0,178 \cdot 13 = 2,32 \text{ cm} < h_0$$

l'axe neutre tombe dans la table, on calcule la section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

section d'armature :

$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{738 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,94 \cdot 13} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,001 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_2 = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,14}{110 \cdot 13} = 0,219 \rightarrow \begin{array}{l} \epsilon = 0,924 \\ k = 51,5 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{738 \cdot 10^2}{3,14 \cdot 0,92 \cdot 13} = 1955 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1955}{51,5} = 38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Verification a la Non-fragilite' :

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{c0}} = 0,69 \cdot 110 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,38 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$$

verifie'.

Verification a la Non-fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{3,14}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0261$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot R}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0261}{1 + 0,261} = 4967,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot R}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn} \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

3^{ème} phase: Predalle à pleine résistance sous $G+1,2P$

- Charge / ml : $(0,08 \cdot 0,2 + 1,10 \cdot 0,16) \cdot 2500 = 480 \text{ kg/ml}$
- Carrelage (2^{cm}) : $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/ml}$
- mortier de pose : $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$

$$G = 564 \text{ kg/ml}$$

- surcharge majorée : $P = 1,2 \cdot 175 = 210 \text{ kg/ml}$

$$q = 564 + 210 = 774 \text{ kg/ml}$$

Moment flechissant :

$$M = \frac{q l^2}{8} = 774 \cdot \frac{3,00^2}{8} = 870,75 \text{ kg.m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 774 \cdot \frac{3,00}{2} = 1161 \text{ kg}$$

position de l'axe neutre :

$$M = 0,0087 \quad \alpha = 0,126$$
$$E = 0,958$$
$$K = 109$$

$$x = \alpha h = 0,126 \cdot 22 = 2,77 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h = (110 \times 22) \text{ cm}^2$

la section d'acier :

$$A_3 = \frac{870,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,95 \cdot 22} = 1,47 \text{ cm}^2$$

La section à prendre en compte est $\max(A_2, A_3)$

Cad $\max(3,14; 1,47)$

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification du cisaillement :

$T_{\max} = 1161 \text{ kg}$ on dispose des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1161}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 5,10 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\bar{\sigma}}_b \quad \text{pas de cisaillement.}$$

Contraintes admissibles des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad f_{at} = \max \begin{cases} 2/3 & = 0,666 \\ 1 - \frac{\sigma_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} & = 0,903 \end{cases}$$

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

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_{at} = 0,903 \cdot 2400 = 2169 \text{ kg/cm}^2$$

L'écartement des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$t \leq \inf \begin{cases} t_0 \\ \max(t_1, t_2) \end{cases}$$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad A_t : 2 \text{ cadres } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t_0 = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 13 \cdot 2169}{1161} = 24 \text{ cm}$$

$$t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 13 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 5,10}{5,9} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2h = 0,2 \times 13 = 3 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_1 = 10 \text{ cm}$$

$$t_0 = 24 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 3 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 8 \text{ cm}$ à l'appui.

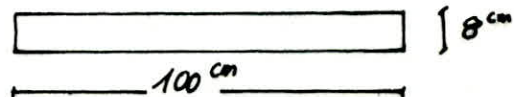
Calcul des armatures longitudinales :

1^{ère} phase :
charge / ml

$$q_1 = 1,0 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$$

$$M_k^1 = q \frac{l^2}{10} = \frac{200 \cdot 1^2}{10} = 20 \text{ kg.m} \quad (\text{travée})$$

$$M_k^2 = q \frac{l^2}{20} = 200 \cdot \frac{1^2}{20} = 10 \text{ kg.m} \quad (\text{Encastrement})$$

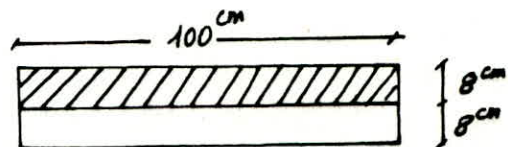


2^{ème} phase ;
 $q_1 = 200 \text{ kg/ml}$

$$\text{Béton frais} : 1,2 \cdot 0,08 \cdot 1,2500 = 240 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surch. chantier} : 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ ''}$$

$$q_2 = 560 \text{ kg/ml}$$



Tracé :

$$M_t^2 = q \cdot \frac{l^2}{10} = 560 \cdot \frac{1^2}{10} = 56 \text{ kg.m}$$

$$M_a^2 = q \cdot \frac{l^2}{20} = 560 \cdot \frac{1^2}{20} = 28 \text{ kg.m}$$

3^{ème} phase :

- Dalle : $0,16 \cdot 1 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/ml}$

- Carrelage : $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/ml}$

- Mortier de joint : $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$

- Sable : $0,03 \cdot 1700 = 51 \text{ kg/ml}$

- surcharge : $1,2 \cdot 175 = 210 \text{ kg/ml}$

$$G = 745 \text{ kg/ml}$$

Moments flechissants :

$$M_t^3 = q \cdot \frac{l^2}{10} = 745 \cdot \frac{1^2}{10} = 74,5 \text{ kg.m}$$

$$M_a^3 = q \cdot \frac{l^2}{20} = 745 \cdot \frac{1^2}{20} = 37,25 \text{ kg.m}$$

Ferraillage :

3^{ème} phase : par P. Charu

$$M = \frac{15 M_t^3}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 74,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,00814 \rightarrow \begin{matrix} E=0,95 \\ K=108 \end{matrix}$$

$$A_3 = \frac{M_t^3}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{74,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,95 \cdot 7} = 0,396 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2 > A_3$$

soit $A = 576 \text{ /ml} \cdot 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Armatures de repartition : Les predalles sont considérées comme des pontes dalles, la section d'acier de repartition sera donnée par la condition suivante :

$$A_2 = \frac{A}{4} \quad \text{mais nous adopterons } 576 \text{ /ml} \quad \text{par commodité d'exécution.}$$

Chapeaux : (nappe supérieure)

3^{ème} phase :

$$M = \frac{M_a^3 \cdot 15}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{37,25 \cdot 15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,00407$$

$$E = 0,97$$

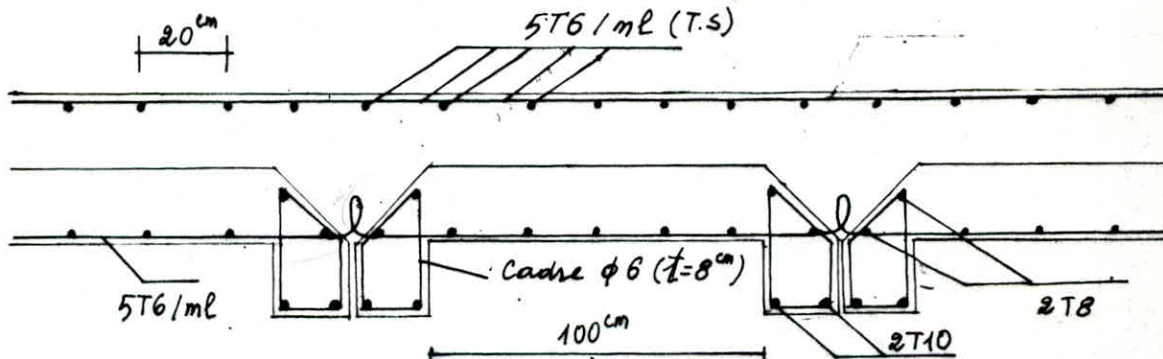
$$d'où \quad A = \frac{37,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,97 \cdot 7} = 0,195 \text{ cm}^2$$

$$k = 158$$

Le ferrailage minimum vérifiant la condition de non fragilité est :

$$A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 5T6/ml$$

Donc dans les 2 sens et pour les 2 nappes on adoptera, 5T6/ml sous forme de treillis soudé avec un écartement $e = 20 \text{ cm}$.

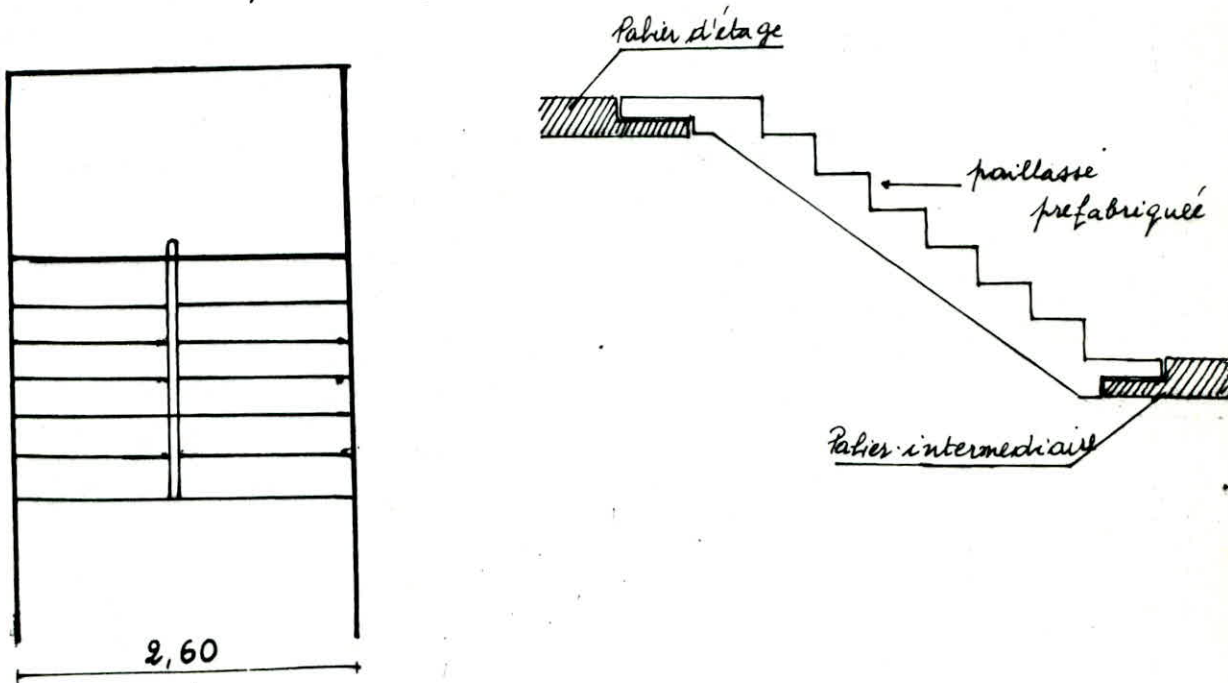


Coupe du plancher "prestalle"

CALCUL DES ESCALIERS

INTRODUCTION :

L'escalier de notre bâtiment est en B.A à volées préfabriquées alors que les papiers seront coulés sur place. Les papiers s'encastrent dans les refends, tandis que la volée repose simplement sur les deux papiers.



Caractéristiques :

largeur des marches : $g = 30 \text{ cm}$
 hauteur de Contre-marche : $h = 17 \text{ cm}$
 nombre de marches : $n = 9$

Ces dimensions doivent vérifier la relation de "BLONDEL"

$$60 \leq 2h + g \leq 84$$

$$g + 2h = 64 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

1. ETUDE DE LA PAILLASSE : La pailleasse sera calculée en flexion simple pour les charges normales $q + 1,2 p$.

1. épaisseur de la pailleasse : Dans le cas de la dalle portant sur 2 côtés, l'épaisseur à considérer est comprise entre :

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

$$\text{avec } l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,84} = 284,7 \text{ cm}$$

$$9,5 \leq e \leq 14,23 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

2. CHARGES et SURCHARGES :

• poids propre ($e=14$) --- $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = 415,18 \text{ Kg/ml}$

• poids propre des marches --- $\frac{2200 \cdot 17 \cdot 10^{-2}}{2} = 187 \text{ ''}$

• Revêtement --- $2200 \cdot 0,05 \cdot 1 = 110 \text{ ''}$

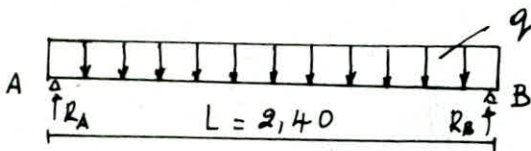
• poids propre. Garde corps --- $= 100 \text{ ''}$

$$G = 818,18 \text{ Kg/ml}$$

• Surcharge $P = 250 \cdot 1,2 \cdot 1 = 300 \text{ Kg/ml}$

d'où $q = G + 1,2 P = 1118,18 \text{ Kg/ml}$

3. DETERMINATION DES EFFORTS :



$$T = R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = 1342,4 \text{ Kg}$$

$$M = q \cdot \frac{L^2}{8} = 805,45 \text{ Kg.m}$$

Remarque :

• La charge q peut se décomposer en :

$q_x = q \cos \alpha =$ perpendiculaire à la poutre

$q_y = q \sin \alpha =$ parallèle à la poutre

$$M_{\max} = q \cdot \frac{L^2}{8} = 805,45 \text{ Kg.m}$$

4. FERRAILLAGE :

$$M = 805,45 \text{ Kg.m}$$

$$h = 14 - 2,5 = 11,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 80545}{2800 \cdot 100 \cdot 11,5^2} = 0,0326 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,922 \\ \kappa = 49,4 \end{matrix}$$

d'où $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{80545}{2800 \cdot 0,922 \cdot 11,5} = 2,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A = 5T10 / \text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

armatures de répartition données :

$$\frac{1}{4} A_{\text{long}} \leq A_r \leq \frac{1}{2} A_{\text{long}} \rightarrow \begin{matrix} A = 1,50 \text{ cm}^2 \\ A = 5T6 / \text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

5. VERIFICATIONS :

a. FISSURATION :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = 7,85 \cdot 10^{-3}$$

$$\kappa = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 10$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} k \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{7,85 \cdot 10^3}{1 + 7,85 \cdot 10^2} = 1746,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{10} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b. DES CONTRAINTES :

$$A = 3,24 \text{ cm}^2 \quad , \quad \bar{\omega}_f = 0,278 \quad \begin{array}{l} E = 0,917 \\ k = 45,4 \end{array}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{805,45 \cdot 10^2}{3,24 \cdot 0,917 \cdot 11,5} = 2431,90 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2431,90}{45,4} = 54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

c. Effort tranchant :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_a}{b \cdot \bar{I}} \quad \text{avec } T_{\max} = 1342,4 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}'_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{1342,4}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 11,5} = 1,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Non FRAGILITÉ :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 11,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,24 \text{ cm}^2 > A = 1,11 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

e. FLECHE :

$$f = \frac{5q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1118,18 \cdot (2,4)^4}{384 \cdot 116081,8 \cdot 10^4 \cdot \frac{0,14^3}{12}} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{L}{300} = \frac{240}{300} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow f < \frac{f}{l} = 0,8 \text{ cm}$$

la fleche est vérifiée.

(3)

2. ETUDE DU PALIER: sera calculé comme une dalle encastree sur deux cotés et libre sur les 2 autres.

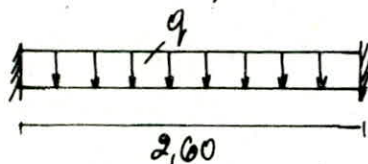
1. CHARGES et SURCHARGES:

· poids propre du palier --- $2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ kg/ml}$
 · Revêtement --- $220 \cdot 0,05 = 110 \text{ "}$

$$G = 485 \text{ kg/ml}$$

· surcharge $P = 250 \cdot 1,2 = 300 \text{ kg/ml}$

· d'où $q = G + 1,2P = 485 + 300 = 785 \text{ kg/ml}$
 on ajoutera à q , la charge totale de la volee $q = 1118,18 \text{ kg/ml}$
 $q = 785 + 1118,18 = 1903,18 \text{ kg/ml}$



$$M_t = 0,8 M_0 \quad \text{travée}$$

$$M_a = 0,4 M_0 \quad \text{appui}$$

avec $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1903,18 \cdot \frac{2,6^2}{8} = 1608,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$

d'où

$$M_t = 0,8 \cdot 1608,6 = 1286,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot 1608,6 = -643,44 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2. FERRAILLAGE:

1. En travée $M_t = 1,286 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,286 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0405$$

$$\varepsilon = 0,914$$

$$k = 43,4$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 64,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,28 \cdot 10^5}{0,914 \cdot 2800 \cdot 13} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on prendra $A_t = 5T10 / \text{ml}$ $A = 3,32 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Armature de repartition:

$$\frac{1}{4} A \leq A_r \leq \frac{1}{2} A$$

$$0,98 \leq A_r \leq 1,96$$

$$\Rightarrow A = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T6 / \text{ml} \rightarrow e = 2$$

2. appui :

$$M = 0,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0287 \rightarrow \begin{cases} \bar{\epsilon} = 0,927 \\ \kappa = 53,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,927 \cdot 13} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

VERIFICATIONS : EN TRAVEE

1. FISSURATION :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{3,92}{2 \cdot 10 \cdot 2} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \cdot \frac{9,8 \cdot 10^{-3}}{1 + 9,8 \cdot 10^2} = 2142,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiee!}$$

2. CONTRAINTES :

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,28 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,914 \cdot 13} = 600,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \text{ verifiees.}$$

3. Cisaillement :

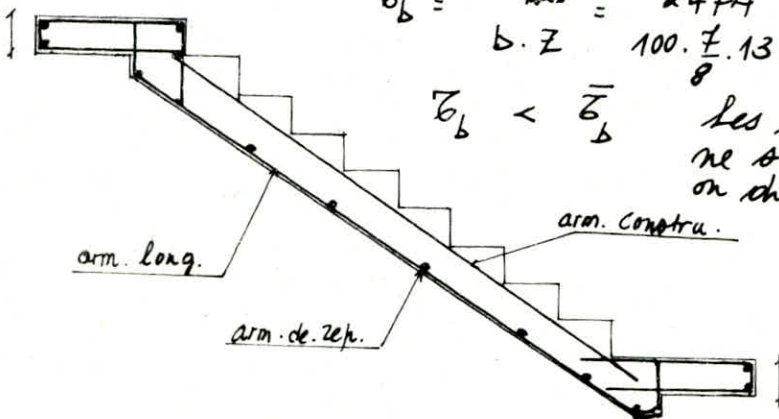
$$T_{\text{max}} = q \cdot \frac{L}{2} = 1,903 \cdot \frac{2,6}{2} = 2,474 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot Z} = \frac{2474}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,17 \text{ kg/cm}^2$$

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

Les armatures transversales ne sont pas necessaires, mais on propose de armatures constructives



Schema de Ferrailage

3. ETUDE DES BEQUETS :

seront calculés sous une charge linéaire égale à :

$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot l$$

γ_q : coeff. comportement = 1,4 (CTC)
 q : charge de calcul de la pailleasse.

$$Q = 1,4 \cdot 1118,18 \cdot 2,40 = 3757,08 \text{ kg}$$

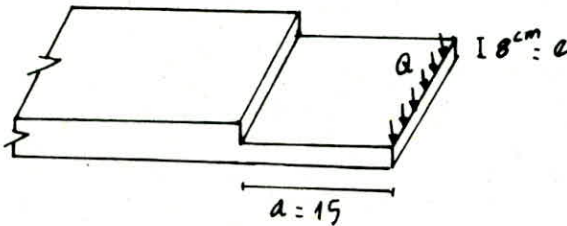
Dimensions :

1. épaisseur : on prendra :
 pour le béton $e = 7 \text{ cm}$ (CTC)
 pour la pailleasse $e = 8 \text{ cm}$ (CTC > 7 cm)

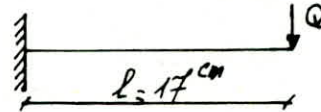
2. largeur : Elle ne doit pas être inférieure à 10 cm
 on prendra :

$$a = 15 \text{ cm}$$

$$l = 17 \text{ cm}$$



Les armatures en bout de béquets des pailleasses et folies seront calculées en flexion avec une portée $l = 17 \text{ cm}$.



le moment : $M = Q \cdot l = 638,70 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$

Ferraillage :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{63870}{2800 \cdot 0,90 \cdot 6} = 5,06 \text{ cm}^2$$

on prendra $A = 8T10 / \text{ml}$ $t = 12 \text{ cm}$

armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_2 \leq \frac{A}{2} \Rightarrow A_r = 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$1,26 \leq A_r \leq 2,53$$

verification aux cisaillement :

la charge à considérer est : $Q = \gamma'_q \cdot q \cdot l$
 avec $\gamma'_q = 1$

$$Q = 2,4 \times 1 \cdot (1118,18) = 2683,63 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$$

Q : étant la charge linéaire :

$$Q = \frac{2683,63}{1,2} = 2236,36 \text{ kg/ml}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{22366}{8 \cdot 6 \cdot 100} = 5,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

4. LIAISON PAILLASSE - PALIER.

Afin d'assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales que sous l'action du seisme, il doit obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasses et des paliers par armatures partant des extrémités de la paillasse et scellées dans un chaînage coulé après pose de la voilée sur toute la largeur de l'appui.

Les aciers devront être disposés au droit des cardes des paliers et devront avoir un diamètre supérieur à 8^{mm}.

Calcul des aciers de liaisons Voilée - palier.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids propre total (G+1,2P) de la voilée préfabriquée soit :

$$q = 0,7 \cdot 1118,18 \cdot 2,4 = 1878,54 \text{ kg/ml}$$

pour les besoins de calcul, on considérera les liaisons voilée - palier comme étant des semi-encastres.

$$\text{appui: } M_a = - \frac{q l^2}{20} = \frac{-1878,54 \cdot 2,4^2}{20} = -541,019 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

$$\text{d'où } A_a = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{541,019 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,921 \cdot 11,5} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on prendra : } A = 4T8/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{avec un recouvrement } l_d = 50\phi = 50 \cdot 0,8 = 40 \text{ cm}$$

travée

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = 1082,038 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

$$A_t = 3,72 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 8T8/\text{ml} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

armatures de répartition :

$$\frac{1}{4} A \leq A_2 \leq \frac{1}{2} A$$

$$0,93 \leq A \leq 1,86$$

$$\text{on prend } A = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

FONDACTIONS

ETUDE DU SOL :

Le rapport du sol qui nous a été délivré est celui d'un terrain situé à Sidi-Aïch (W. Béjaïa)

• Puits de reconnaissance :

Trois (3) puits ont été creusés d'un métrage total 8,4 mètres pour identifier la nature du sol. Elles revêtent un dépôt éluvionnaire composé de blocs gresseux dans une gangue d'argile moyenne marron sous une petite couche de terre végétale d'épaisseur variant de 0,60 m à 0,9 m.

1- ESSAIS PENETROMETRIQUES : En se basant sur l'exécution, de six (6) essais de pénétration à l'aide d'un penetromètre dynamique lourd de type BORRO B2; nous pouvons conclure sur l'évolution de la résistance du sol en fonction de la profondeur et repérer éventuellement un horizon dur.

a. PRINCIPE DE L'ESSAI : L'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le terrain d'un train de tiges par l'action d'un mouton de masse M (kg) tombant répétitivement d'une hauteur fixe H . L'appareil enregistre le nombre de coups N nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur fixée L .

b. EXPLOITATION DES RESULTATS : Grâce à l'analogie avec les pieux réels, on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des "Hollandais" pour calculer la résistance de pointe R_p en fonction de la profondeur.

$$R_p = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{P + M} \cdot \frac{1}{A}$$

avec :

M : Masse du mouton en Kg

H : Hauteur de chute en Cm

P : Masse des tiges + Mandrin en Kg

A : Section de la pointe en cm^2

L : Enfoncement de référence en Cm

N : nbre de coups nécessaire pour enfoncer la pointe d'une profondeur L .

Les résultats des essais de pénétration dynamique sont représentés sur des graphes qui expriment la résistance de pointe R_p , en bars; en fonction de la profondeur, en mètres.

Caracteristiques du Sol :

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,6 \text{ t/m}^3 && \text{poids volumique des terres} \\ C &= 0,2 \text{ b} && \text{Cohesion} \\ \phi &= 30^\circ && \text{angle de frottement} \longrightarrow \begin{cases} N_q = 18,4 \\ N_c = 30,1 \\ N_\gamma = 21,8 \end{cases} \\ \frac{\sigma}{s} &= 1,5 \text{ b} \end{aligned}$$

Le taux de travail admissible peut être calculé par la formule de Terzaghi :

$$q_{adm} = \frac{CN_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \gamma B \cdot N_\gamma}{3}$$

avec :

$$D = 1,5 \text{ m} \quad q_{adm} = 2,54 \text{ b}$$

$$B = 1,5 \text{ m} \text{ (largeur de la semelle)}$$

Evaluation des Tassements: Le tassement en un point donné, est évalué par la formule suivante :

$$\Delta H_i = \frac{H_i \cdot C_c}{1 + e_0} \log \frac{\Delta \sigma}{\max(\sigma_1, \sigma'_c)}$$

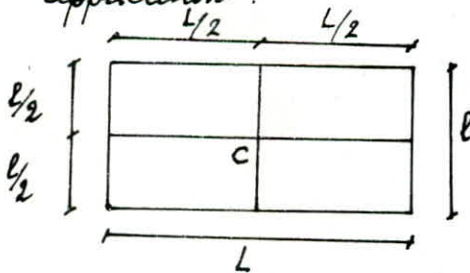
avec H_i : hauteur de la couche
 e_0 : indice des vides initial
 C_c : indice de compression

pour le calcul des contraintes σ_1, σ_2 au centre de la semelle (Lrl) on décomposera celle-ci en quatre petits rectangles de dimension $(\frac{L}{2}, \frac{l}{2})$ de façon à avoir le centre de la semelle sur chaque coin du petit rectangles les valeurs de $K = f(\frac{L}{2}, \frac{l}{2})$.

Les contraintes σ_1, σ_2 sont données par :

$$\sigma_1 = \sum \delta_i H_i \quad \text{et} \quad \sigma_2 = q \cdot K$$

application :



Tassement au point C.

$$\sigma_1 = \gamma \cdot \frac{H}{2} = 1,6 \cdot \frac{8,5}{2} = 6,8 \text{ b} < \sigma'_c = 7,5 \text{ b}$$

surconsolidé.

$$\sigma_2 = K \cdot q = 15,5 \cdot K \quad K' = f\left(\frac{L}{2}, \frac{l}{2}\right) = 0,14$$

$$K = 4 K' = 0,56$$

$$\sigma_2 = 8,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 0,14$$

d'où $\Delta H_c = 8,20 \text{ cm}$

pour un radier on admet des tassements pouvant atteindre 30 cm. on voit que ΔH_c est inférieur au tassement admissible.

ETUDE DES FONDATIONS :

En general, les voiles reposent sur des semelles filantes, mais tenant compte du poids du bâtiment ainsi que de la qualité du sol, il s'est avéré, pour notre cas, que la stabilité des semelles n'est pas vérifiée pour une largeur B dépassant presque la moitié de l'entraxe entre deux voiles, ce qui nous a obligé à porter notre choix sur un radier general qui sera ancré à une profondeur $D = 1,5 \text{ m}$ où le taux de travail $\bar{\sigma}_s = 1,15$ est

A. Calcul du Radier :

1. Surface nécessaire du radier :

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec} \quad N = G + 1,2 P \quad \begin{array}{l} G = 2667,1 \text{ t} \\ P = 270,97 \text{ t} \end{array}$$

$$N = 2992,26 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où} \quad S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2992,26}{15} = 199,84 \text{ m}^2$$

la surface totale du radier y compris le débords ($0,15 \text{ m}$) est de :

$$S_t = 24,3 \cdot 12,4 - (1,5 \cdot 4) \cdot 4 = 277,32 \text{ m}^2 > S_{nec}$$

2. Pression sous le radier :

$$P = \frac{N}{S_t} = \frac{2992,26}{277,32} = 1,078 \text{ kg/cm}^2$$

3. Prédimensionnement du Radier :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

le panneau le plus défavorable est le N° 3.

$$\begin{array}{l} l_x = 5,10 \text{ m} \\ l_y = 7,20 \text{ m} \end{array} \quad T_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 l_x + l_y} = 22,77 \text{ t} \\ T_y = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{3 l_y} = 18,34 \text{ t} \end{array} \right.$$

d'où

$$z \geq \frac{T_{max}}{1,15 b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{22,77 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 100 \cdot 5,9} = 32,1 \text{ cm}$$

$$h = 36,4 \text{ cm} \longrightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

1. Vérification de la contrainte du sol :

ou tenant compte du poids du radier :

$$\text{poids radier} = 277,32 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 277,32 \text{ t}$$

$$1^{\text{er}} \text{eme} : N = G + 1,2 P = (2667,71 + 277,32) + 1,2(270,97) = 3270,19 \text{ t}$$

$$\text{d'où } P' = \frac{3270,19}{277,32} = 11,79 \text{ t/m}^2 = 1,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$$

2^{eme}eme : La combinaison à prendre en compte pour Nst :

$$N = G + P + P_{\text{radier}}, \text{ et le moment de renversement } M.$$

$$N = 2667,71 + 270,97 + 277,32 = 3198 \text{ t}$$

$$M = 4898,41 \text{ t} \cdot \text{m}$$

les contraintes :

$$\sigma_{(1,2)_b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} u.$$

a/ sens Transversal :

$$I_{xx} = 3860,91 \text{ m}^4$$

$$v = 6,2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{xx} = 3860,91 \text{ m}^4 \\ v = 6,2 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,879 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,306 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,28 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

b/ sens longitudinal :

$$I_{xx} = 14827,2 \text{ m}^4$$

$$v = 12,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{xx} = 14827,2 \text{ m}^4 \\ v = 12,5 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,494 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,692 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 1,494 + 0,692}{4} = 1,29 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

2. Vérification au poinçonnement : nous ferons la vérification pour le voile le plus défavorable.

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{où } P_c : \text{ périmètre cisaille'}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de cisaillement

$$P_c = 2u' \cdot u' = 2(140 + 60) = 400 \text{ cm}$$

$$N = G + 1,2 P \quad \text{pour le voile F}$$

$$N = 42,65 \text{ t/ml}$$

$$1,5 \cdot \frac{42650}{400 \cdot 40} = 3,99 \text{ kg/cm}^2 < 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque au poinçonnement

3. Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier :

Sollicitation du 1^{er} genre : $q_1(S_{P1}) = 1,078 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitation du 2^{ème} genre :

- sens transversal :

$$q_1(S_{P2}) = \sigma_1 - \frac{P_2}{S_t} = 1,079 - \frac{277,32 \cdot 10^1}{277,32}$$

d'où $q_1(S_{P2}) = 1,779 = 1,78 \text{ kg/cm}^2$

- sens longitudinal :

$$q_1(S_{P2}) = 1,49 - 0,1$$

d'où $q_1(S_{P2}) = 1,39 \text{ kg/cm}^2$

En comparant : $\frac{\bar{\sigma}_a(S_{P2})}{\bar{\sigma}_a(S_{P1})} = 1,5$ et $\frac{q(S_{P2})}{q(S_{P1})} = \frac{1,78}{1,078} = 1,65$

Les sollicitations du 2^{ème} genre sont plus défavorables la contrainte à considérer pour le ferrailage du radier sera celle produite par le 2^{ème} genre par conséquent :

$$q = 1,78 \text{ kg/cm}^2 = 17,80 \text{ t/m}^2$$

- Détermination des moments dans les panneaux de dalles.

Les dalles étant sollicitées par une charge uniformément répartie. La détermination des moments se fait de même manière que pour le calcul des dalles.

$$0,4 \leq \beta \leq 1 \quad \text{où} \quad \beta = \frac{l_x}{l_y}$$

Les moments :

sens de la petite portée l_x : $M_x = M_x \cdot q \cdot l_x^2$
 " " grande portée l_y : $M_y = M_y \cdot M_x$

Espacement :

sens $l_x \Rightarrow t = \min(3h_x, 32) \text{ cm}$
 sens $l_y \Rightarrow t = \min(4h_x, 45) \text{ cm}$

Longueur d'ancrage l_d :

$l_d = 40 \phi$ barres droites

$l_d = 17 \phi$ crochets à 45°

pour tenir compte des appuis réels de notre dalle nous répartirons les moments forfaitairement comme suit :

$$M_{\text{appui}} = 0,5 M_{\text{cal}} \quad , \quad M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{cal}}$$

4. Exemple de calcul (panneau N°1).

$$l_x = 3,30 \text{ m} \rightarrow f = \frac{3,3}{3,8} = 0,868$$

$$l_y = 3,80 \text{ m}$$

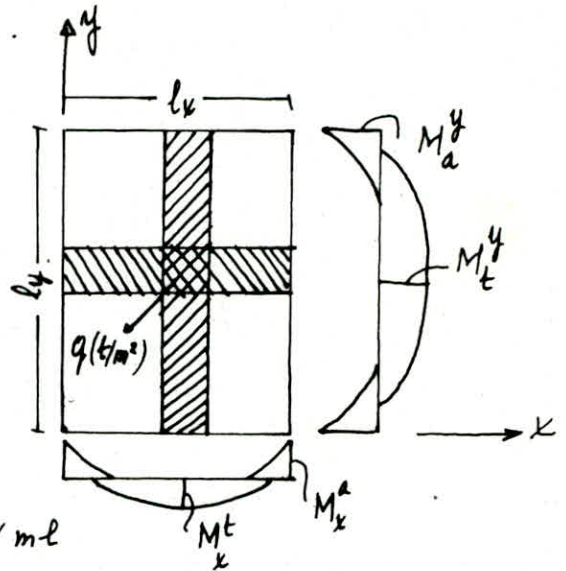
$$f = 0,868 \xrightarrow{\text{abaque}} \mu_x = 0,0531$$

$$\mu_y = 0,802$$

$$\text{d'où : } M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0531 \cdot 17,8 \cdot (3,3)^2$$

$$M_x = 10,29 \text{ t.m / ml}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,802 \cdot 10,29 = 8,25 \text{ t.m / ml}$$



Moments aux appuis :

$$M_x^a = 10,29 \cdot 0,5 = 5,14 \text{ t.m / ml}$$

$$M_y^a = 8,25 \cdot 0,5 = 4,12 \text{ t.m / ml}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 \cdot 10,29 = 8,74 \text{ t.m / ml}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot 8,25 = 7,01 \text{ t.m / ml}$$

1. Ferrailage :

Le ferrailage est fait par la méthode approchée :

1. travée
sens (x-x)

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\sigma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{8,74 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 35 \cdot 4200} = 6,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } A_x^t = 8T10 / \text{ml} = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

sens (y-y)

$$A_y^t = \frac{7,01 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 35 \cdot 4200} = 5,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } A_y^t = 8T10 / \text{ml} \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

2. sur appui :

sens x-x

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\sigma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,14 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 35 \cdot 4200} = 4,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } A_x^a = 8T8 \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

sens y-y

$$A_y^a = 8T8 \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

reCAPITULATIF :

travée :

$$A_x^t = A_y^t = 8T10 / \text{ml} \rightarrow t = 12 \text{ cm} < \bar{t} = 32 \text{ cm}$$

appui :

$$A_x^a = A_y^a = 8T8 / \text{ml}$$

2. vérification des contraintes:

appui (sens x-x) : $M_x^a = 5,14 \text{ t}\cdot\text{m}$ $A_x^a = 4,02 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,02}{100 \cdot 35} = 0,114 \longrightarrow \begin{matrix} E = 0,943 \\ K = 74 \end{matrix}$$

$$\sigma_x = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{5,14 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 0,943 \cdot 35} = 3756,59 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_x}{K} = \frac{3756,59}{74} = 51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad \text{vérifiés.}$$

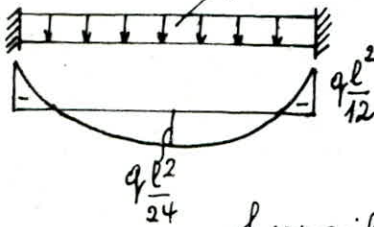
panneau N° 4.

$$l_x = 2,60 \text{ m}$$

$$l_y = 7,20 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{2,60}{7,20} = < 0,4$$

le panneau est alors calculé, comme une poutre encastrée à ses deux extrémités par la méthode $q = 46,28 \text{ t/ml}$ classique de la RDM.



encastement : $M_a^v = \frac{q l_x^2}{12} = 26,20 \text{ t}\cdot\text{m}$

travée : $M_t^x = \frac{q l_x^2}{24} = 13,10 \text{ t}\cdot\text{m}$

ferraillage :

1. travée

$$A_{t_x}^t = \frac{M_t^x}{\sigma_a} = \frac{13,10 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 35 \cdot 4200} = 10,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $A_{t_x}^t = 10 \text{ T12/ml} \longrightarrow e = 10 \text{ cm}$

2. appui

$$A_x^a = 2 \cdot A_{t_x}^t = 20,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^a = 10 \text{ T16/ml} \longrightarrow e = 10 \text{ cm}$$

armatures de répartition :

$$A_{r_2}^t = \frac{1}{4} A_{t_x}^t = \frac{11,31}{4} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{r_2}^a = \frac{20,36}{4} = 5,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit :

$$A_{r_2}^t = 6 \text{ T8/ml} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

vérification des contraintes :

appui : $M_x^a = 26,20 \text{ t}\cdot\text{m}$ $A_x^a = 20,36 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{20,36}{35} = 0,58 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,88 \\ \kappa = 29,2 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{26,20 \cdot 10^5}{20,36 \cdot 0,88 \cdot 35} = 4178 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{4178}{29,2} = 143 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot 137 = 206 \text{ kg/cm}^2$$

verifiées.

Vérification à la fissuration du béton.

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

$$\sigma_1 = 5059,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

$$\sigma_2 = 2257 \text{ kg/cm}^2 \text{ . verifiée.}$$

Tableau donnant les moments dans les panneaux:

Panneaux	$\beta = l_x/l_y$	μ_x	μ_y	$M_x \text{ (t}\cdot\text{m)/ml}$	$M_y \text{ (t}\cdot\text{m)/ml}$
1	0,868	0,0531	0,802	10,29	8,15
2	0,673	0,0701	0,525	12,84	6,74
3	0,701	0,0728	0,550	32,68	16,70
4	< 0,4	—	—	26,20	—
5	1	0,0423	1,0	7,62	7,62

Tableau de ferrailage:

Section panneaux	Travée (X-X)			Travée (Y-Y)			appui (X-X)		
	$A_x \text{ cm}^2/\text{ml}$	A _{chois} ^x	t ^(cm)	A ^y	A _{chois} ^y	t ^(cm)	$A_a^x = A_a^y$	A _{choi} ^a	t ^(cm)
1	6,23	8T10	12	5,48	8T10	12	4,01	8T8	12
2	8,48	8T12	12	4,45	8T10	12	4,99	8T10	12
3	20,58	10T16	10	11,03	10T12	10	12,7	10T12	10
4	10,18	10T12	10	2,82	6T8	15	20,36	10T16	10
5	4,08	8T8	12	4,08	8T8	12	3,61	8T8	12

VOILE PERIPHERIQUE

Au niveau du sous-sol, il est prévu un voile périphérique ce dernier assurera le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble, capable de remplir les fonctions suivantes.

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain
- transmettre au sol de fondation la totalité des efforts supportés par la structure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Dimension :

Épaisseur $e = 20 \text{ cm}$
hauteur $h_t = 150 \text{ cm}$

Il sera ferrillé forfaitairement d'après l'art 3.3.8.5 du RPA 81. donné par :

armature

$$A \geq 20\% \cdot e \cdot h_t = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 150}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = 8T10 / \text{ml} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Ces aciers seront répartis par partie supérieure et inférieure,

armatures filantes de peau :

$$A \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

$$\text{on adoptera } A = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}.$$

Remarque : Ce ferrailage minimum n'est valable qu'aux voiles n'assurant pas la continuité des voiles de contreventement.

