

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Calcul des éléments résistants
d'un bâtiment R+5*

5 PLANCHES

Proposé par :

E R C A

Etudié par :

USAOUH Hacera

Dirigé par :

M^{me} CHIKH

PROMOTION

1992

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

à mon père et ma mère

à mes frères et soeurs

à tous ceux que j'aime

à tous ceux qui m'aiment.

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Que Mme CHIKH, ma promotrice, trouve ici l'expression de mes vifs remerciements; c'est en effet grâce à ses conseils précieux et à son aide inestimable que j'ai pu mener à bien mon travail.

Que Mr KOUDRI, Mlles HAMZA, BENMOUSSA Ingénieurs au BEDIC, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude et sympathie pour leur aide et leur bénéfique collaboration.

Mes remerciements vont également à tous mes enseignants, qui ont contribué à ma formation.

العنوان : حساب العناصر المقاومة لعنارة ذات طابق أرضي وخصس طوابق علوية.

الملخص : نتطرق في هذا المشروع إلى دراسة بناية خاهة بالإسكان وذلك بتحديد كمية الحديد اللازمة للأهوار الحاملة .

يتم إنجاز هذا المشروع بالمجزائر العاصمة (دالي إبراهيم) التي تقع في منطقة متوسطة الزلزال.

وقد تم الحساب وفقا لنظمة البرابرية للزلزال (RPA88)

Sujet : calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+5 contreventé par voiles.

Ce projet consiste en l'étude des éléments structuraux d'un bâtiment a usage d'habitation .

Le contreventement est assuré par des voiles.

Cet ouvrage sera implanté a ALGER (DELY-IBRAHIM), endroit classé zone de moyenne sismicité.

Le calcul a été fait suivant les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA 88)

subject: Building (Ground-Floor+7) with bearer walls.

Abstract: The aim of this project is to study the resisting elements of five story building .

This building will be set up at ALGIERS (DELLY-BRAHIM) which is located in an area of average seismicity.

The analysis has been made according to the algerian aseismic code (RPA 88)

S O M M A I R E

CHAPITRE I : INTRODUCTION	1
I.1 Présentation de l'ouvrage	
I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment	
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.4 Prédimensionnement	
I.5 Descente de charges.	
CHAPITRE II: ETUDE DU CONTREVENTEMENT	15
II.1 Calcul des inerties équivalentes	
II.2 Etude de la torsion	
2.1 Calcul du centre de torsion	
2.2 Calcul du centre des masses	
CHAPITRE III: ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE	32
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	46
CHAPITRE V : CALCUL DES DEFORMATIONS	60
CHAPITRE VI : ETUDE au VENT	64
CHAPITRE VII: ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES	71
CHAPITRE IIX: FERRALLAGE DES VOILES	79

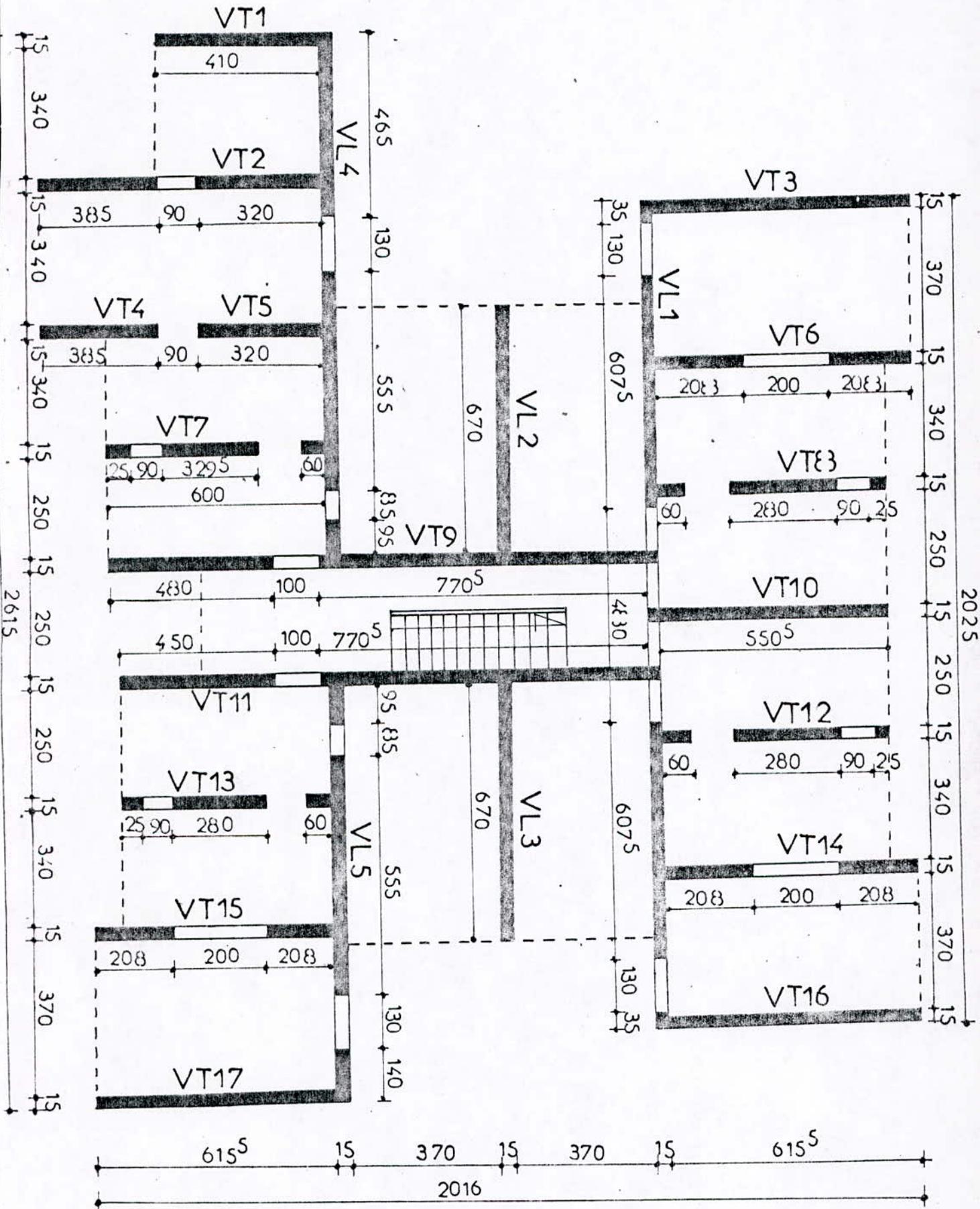
IX.1 Calcul des dalles

IX.2 Calcul des escaliers

CHAPITRE X : ETUDE DES FONDATIONS.	104
CHAPITRE XI : CONCLUSION	109

CHAPITRE I : INTRODUCTION

VUE EN PLAN D'UN ETAGE COURANT



INTRODUCTION

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

L'objet de notre étude est le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC + 5 étages) à usage d'habitation contreventé par voiles. Il sera implanté à Dely Brahim (Alger), endroit classé zone de moyenne sismicité (zone II).

I.2 Caracteristiques géométriques du bâtiment:

L'ossature du bâtiment est constituée uniquement de voiles porteurs d'épaisseur 15cm, dans les deux sens (longitudinal et transversal) assurant ainsi le contreventement de la construction dans les deux sens.

Longueur du bâtiment: 26,15 m

Largeur du bâtiment : 22,03 m

Hauteur du bâtiment : 17,60 m

Hauteur d'étage : 02,85 m

Plancher: Deux types de planchers sont prévus :

- un plancher constitué de dalles flottantes pour le R.D.C
- un plancher en dalles pleines d'épaisseur 14cm pour les étages courants et la terrasse.

Cage d'escaliers: Les escaliers sont constitués d'une seule volée.

Ils sont coulés sur place.

Façades:

Les façades sont réalisées en maçonnerie.

On réalise des murs à double-parois en briques creuses séparées par un isolant (air) de 5cm d'épaisseur, afin d'éviter les ponts thermiques en supprimant toute liaison entre les deux parois.

Paroi extérieure e = 15 cm	130 kg/m ²
isolant e = 5 cm	
paroi intérieure e = 5 cm	45 kg/m ²
enduit en plâtre (e = 2 cm) 0;02 x 1400	<u>28 kg/m²</u>
	G=203kg/m ²

Terrasse:

la terrasse du bâtiment est inaccessible, l'actrotère ayant une hauteur de 50 cm.

Coffrage:

La structure du bâtiment est réalisée par un système de coffrage "tunnel".

Décrochements:

Le bâtiment présente un décrochement en plan de 6,60m pour une largeur de 16,2m, ce qui représente un pourcentage de plus de 40%, ne vérifiant pas la condition énoncée par le RPA88 (art.3.2.1.2). L'ouvrage est régulier en élévation.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux et du sol:

Sol:

La contrainte admissible du sol est de 2 bars à 2,00m de profondeur (sol meuble).

Béton:

. Le béton utilisé est défini par sa résistance caractéristique à la

compression mesurée à 28 jours, à partir d'essais effectués sur des éprouvettes cylindriques de diamètre $\phi = 16\text{cm}$ et de hauteur $h=32\text{cm}$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

. La résistance caractéristique à la traction est donnée par:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

. Le module de déformation longitudinal est fixé par les règles BAEL (art A.2.1,2) à la valeur suivante:

$$\text{Module instantané: } E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

$$\text{Module différé : } E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vi} = 10\,820 \text{ MPa}$$

. L'article A.2.1,3 (BAEL) donne pour le coefficient de poisson, ν , les valeurs suivantes:

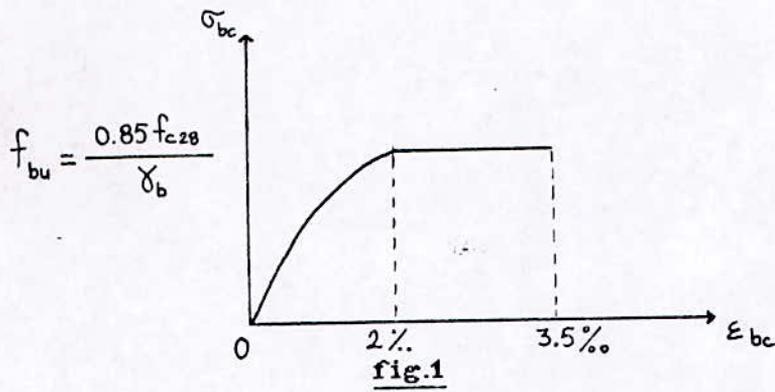
$$\nu = 0 \quad \text{à l'Etat limite ultime (ELU)}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{à l'Etat limite de service (ELS).}$$

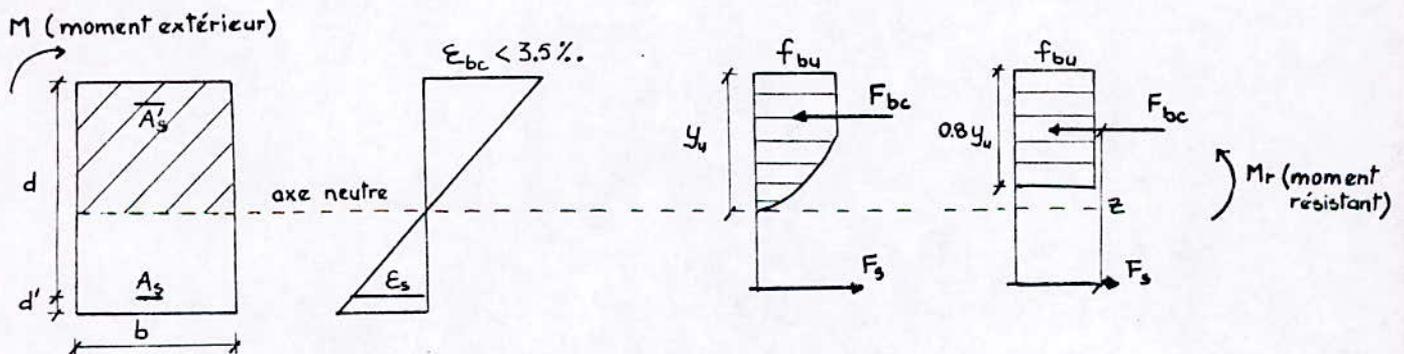
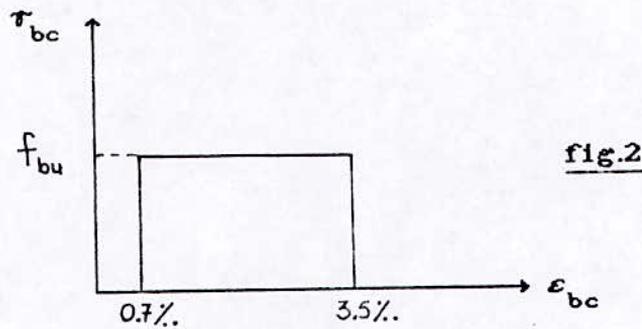
Diagramme contraintes-déformations de calcul:

a - Etat limite ultime de résistance (ELU)

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise un diagramme dit "parabole-rectangle" (fig.1).



Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, le calcul à L'ELU sera effectué selon un diagramme rectangulaire (art. A.4,3,42 BAEL) (fig.2).



. La contrainte limite ultime de compression est donc:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles

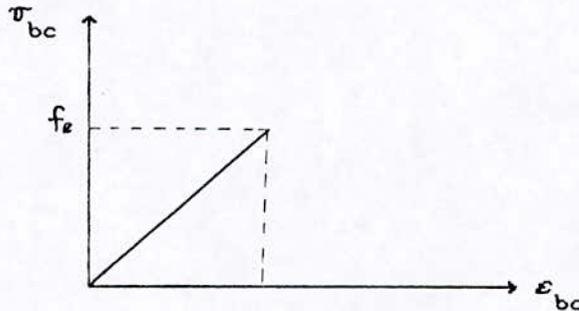
$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables.

. La contrainte limite de cisaillement est donnée par:

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

b - Etat limite de service ELS:

Le diagramme contraintes-déformations est linéaire.



. La contrainte admissible de compression est:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier:

. Résistance caractéristique: le caractère mécanique de référence de l'acier est la valeur de sa limite d'élasticité f_e qui dépend de la nature de l'acier.

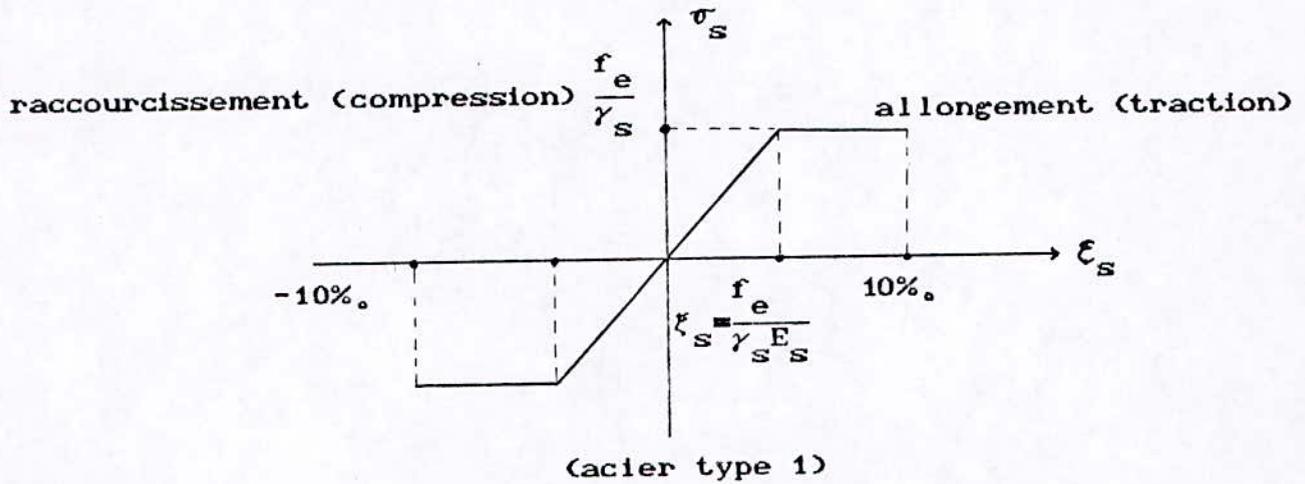
L'acier utilisé est de type 1: FeE 40 ($f_e = 400 \text{ MPa}$) à haute

adhérence.

. Le module de déformation longitudinal est égal à:

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$$

Diagramme contraintes-déformations:



Contraintes ultimes admissibles:

a - Etat limite ultime

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.

b - Etat limite de service

Pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6)$$

Pour une fissuration peu nuisible, aucune vérification particulière n'est demandée en dehors de la vérification à l'ELU.

Hypothèses de calcul:

Les calculs à l'ELU sont faits en admettant les hypothèses suivantes:

a - Hypothèses de base:

- les sections droites restent planes après déformation
- le béton tendu est négligé
- absence de glissement entre l'acier et le béton.

b - Déformations relatives limites:

Allongement de l'acier: 10%.

Raccourcissement du béton $\left\{ \begin{array}{l} 3,5\% \text{ en flexion simple ou composée} \\ 2\% \text{ en compression simple} \end{array} \right.$

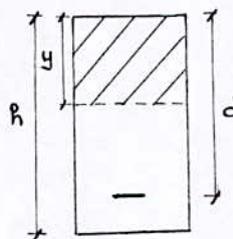
c - Règle des 3 pivots:

Le dimensionnement à l'ELU est conduit, en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des pivots A, B ou C définissant chacun un domaine (fig. 3).

Pivot A $\Leftrightarrow -\infty \leq y \leq 0,259d$

pivot B $\Leftrightarrow 0,259d \leq y \leq h$

pivot C $y \geq h$



7

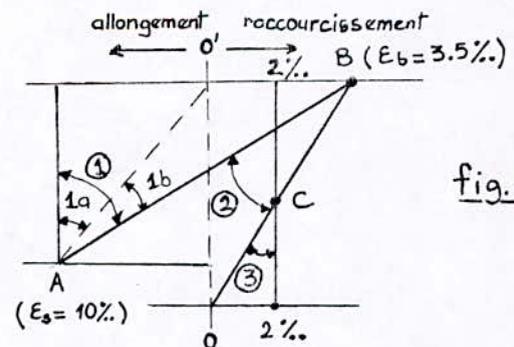


fig. 3

y : position de l'axe neutre.

I.4 Prédimensionnement

Plancher:

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la flèche admissible.

$$f \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{avec } f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$\text{et } I = \frac{be^3}{12}$$

$$e \geq 4,31^3 \sqrt{\frac{q}{E \cdot b}} = 4,3 \times 3,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,716}{1082 \times 10^3 \times 1}}$$

$$e \geq 13,78 \text{ cm}$$

on prend $e = 14 \text{ cm}$

Voiles:

L'article 4.3.1 (RPA 88) fixe l'épaisseur minimale des voiles.

$e \geq 15 \text{ cm}$ (groupe d'usage 2, zone II)

$$e \geq \left[\frac{h_0}{20} ; \frac{h_0}{22} ; \frac{h_0}{25} \right] = \frac{2,85}{20} = 14,25 \text{ cm}$$

L'isolation phonique, vis-à-vis des bruits aériens, se fait avec une épaisseur de 14 à 16 cm.

On adopte $e = 15 \text{ cm}$

Evaluation des charges:

1. Charges permanentes:

Plancher terrasse:

. Gravier de protection: $0,05 \times 1700 \dots \dots \dots = 85 \text{ kg/m}^2$

. Etanchéité multicouche:

.Enduit de planeité = 30kg/m²

.Etanchéité proprement dite . = 20kg/m²

.Forme de pente : 0,10 x 2000 = 200kg/m²

.Isolation thermique : 0,04 x 250 = 10kg/m²

.Dalle en béton armé : 0,14x 2500 = 350kg/m²

.Enduit de plâtre: 0,015 x 1400 = 21kg/m²
G=716kg/m²

Plancher courant:

.Carrelage: 0,02 x 2200 = 44kg/m²

.Mortier de pose: 0,02 x 2000 = 40kg/m²

.Sable: 0,02 x 1800 = 36kg/m²

.Dalle en béton: 0,14 x 2500 = 35kg/m²

.Cloisons: = 75kg/m²

.Enduit de plâtre = 21kg/m²
G=566kg/m²

Escaliers:

dalle inclinée e = 18 cm

h = 16,7 cm

ξ = 30 cm

α = 30°,7

.Poids propre de la pailasse: $\frac{0,18 \times 2500}{\cos 30,7}$ = 523,35g/m²

.Poids propre des marches: $\frac{0,167 \times 2500}{2}$ = 183,7kg/m²

.Mortier de pose: $0,02 \times 2200 \dots \dots \dots = 40\text{kg/m}^2$
 .Revêtement: $0,03 \times 2200 \dots \dots \dots = 66\text{kg/m}^2$
 .garde corps: $\dots \dots \dots = \frac{100\text{kg/m}^2}{G=913.05\text{kg/m}^2}$

Palier:

.Carrelage: $\dots \dots \dots = 44\text{kg/m}^2$
 .Mortier de pose: $\dots \dots \dots = 40\text{kg/m}^2$
 .Sable: $\dots \dots \dots = 36\text{kg/m}^2$
 .dalle pleine: $\dots \dots \dots = \frac{350\text{kg/m}^2}{G=470\text{kg/m}^2}$

Acrotère: $e = 12 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$

.Poits propre de l'acrotère: $0,12 \times 0,5 \times 2500 \dots \dots \dots = 150\text{kg/ml}$

2. Surcharges:

.Plancher terrasse (non accessible sauf pour entretien) $\dots \dots \dots = 100\text{kg/m}^2$
 .Plancher courant (habitation): $\dots \dots \dots = 150\text{kg/m}^2$
 .Séchoir et loggia: $\dots \dots \dots = 150\text{kg/m}^2$
 .Escaliers: $\dots \dots \dots = 250\text{kg/m}^2$
 .Acrotère (main courante): $\dots \dots \dots = 100\text{kg/ml}$
 .Palier: $\dots \dots \dots = 250\text{kg/m}^2$

Détermination des masses concentrées à chaque étage et du poids total de la structure.

Pour le calcul dynamique de la structure, le bâtiment est modélisé par une console dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses. Ces dernières comprennent la masse du

plancher ainsi que celle des éléments (acrotère, escaliers) et des voiles.

Le poids de la structure comprend la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation (RPA83 art. 3.1.3.5).

a - Niveau terrasse:

	dalles	acrotère	$\frac{1}{2}$ voiles	$\frac{1}{2}$ façades
G(+)	263,16	16,77	78,06	16,17
P(+)	36,75	0	0	0
	$\sum G=374,16+$	$\sum P=36,75+$	$\sum (G + \frac{P}{5}) = 381,51+$	

b - Niveau courant:

	dalles	voiles	façades	escaliers	
				volée	palier
G(+)	193,16	156,13	32,35	4,61	9,41
P(+)	51,2	0	0	1,56	5,00
	$\sum G=395,66+$	$\sum P=57,76+$	$\sum (G + \frac{P}{5}) = 407,21+$		

Poids total de la structure:

Niveau Eforts cumulés	T	5	4	3	2	1
G(+)	374,16	769,82	1165,5	1561,14	1956,8	2352,46
P(+)	36,75	94,61	152,37	210,13	267,9	325,65
G + $\frac{P}{5}$	381,51	788,72	1195,93	1603,14	2010,35	2417,56

$$W = 2417,56+$$

I.5 Déscente de charge:

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

La surface revenant à chaque voile sera déterminée par les lignes de rupture des dalles (fig 4).

Pour chaque voile, les charges à considérer sont:

- le poids propre du voile
- le poids du plancher
- le poids des éléments (escaliers, façades, acrotère ...)
- les surcharges d'exploitation.

.Voile VT 11:

Niveau 5:

acrotère: $0,150 \left(\frac{2,5}{2} + \frac{2,5}{2} + 0,15 + 2,7 \right) = 0,8 \text{ t}$

dalles : $0,716 \times 26,51 = 19 \text{ t}$

façades : $\frac{1,34}{2} + \frac{1,34}{2} = 1,34 \text{ t}$

voile VT 11: 13,16 t

$$G = 34,3 \text{ t}$$

$$P = 0,1 \times 26,51 = 2,65 \text{ t}$$

Niveau 4 \longrightarrow RDC:

dalles : $0,566 \times 12,94 = 7,32 \text{ t}$

escalier : palier $0,47 \times 5,46 = 2,56 \text{ t}$

volée $0,7386 \times 4,8 \times 1,3 = 4,6 \text{ t}$

façades $\frac{1,34}{2} + \frac{1,34}{2} = 1,34 \text{ t}$

voile VT 11 : 13,16 t

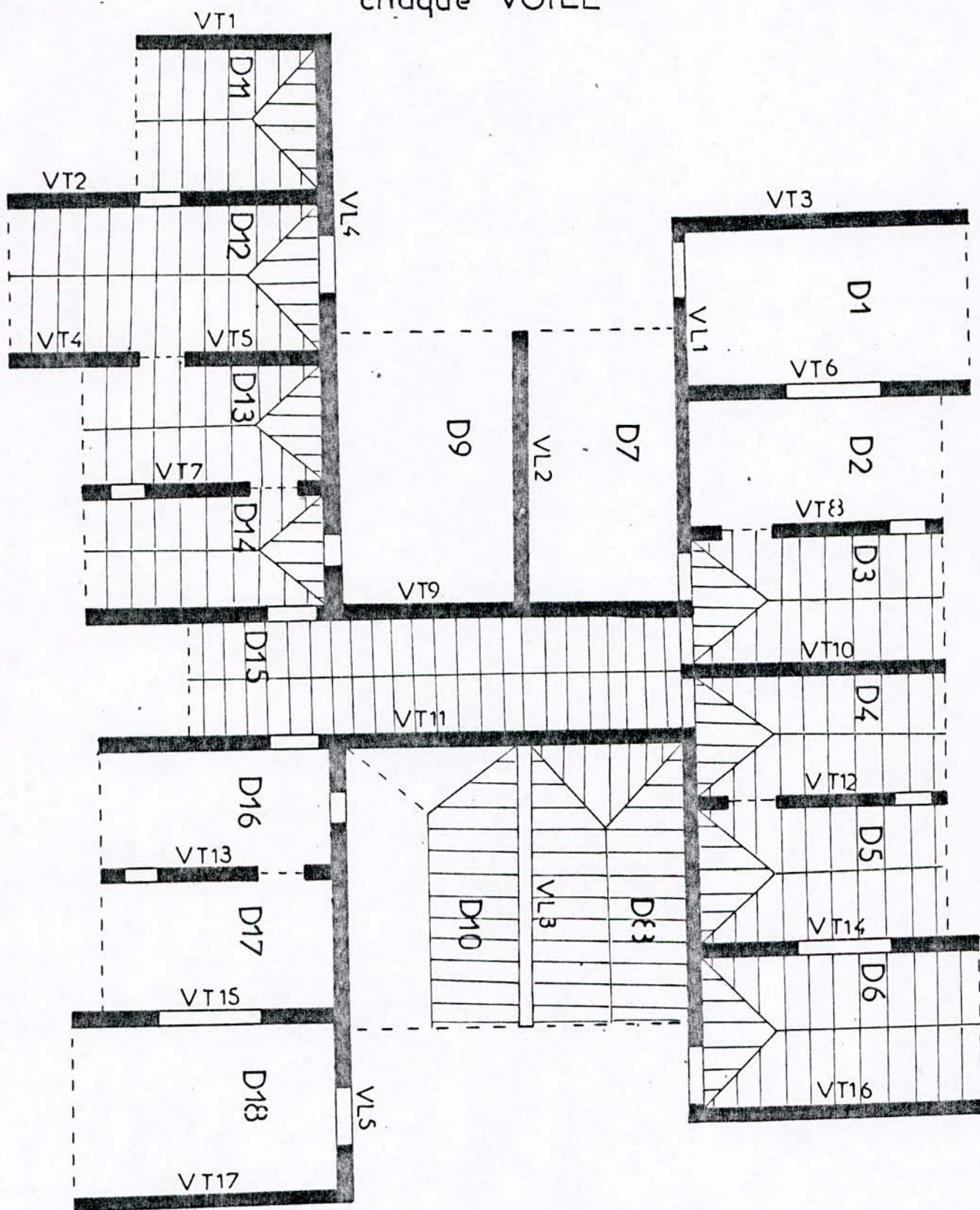
$$G = 29 \text{ t}$$

$$P = P_1 + P_2 = 4,86 \text{ t}$$

$$P_1 = 0,15 \times 12,94 = 1,94 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,25 (5,46 + 4,8 \times 1,3) = 2,92 \text{ t}$$

SURFACE de PLANCHER revenant à
chaque VOILE



- fig. 4 -

Charges cumulées revenant à chaque voile:

voiles	Niv G et P (t)	5	4	3	2	1	RDC
	VT1	G	10,11	18,51	26,31	35,31	43,71
P		0,55	1,38	2,21	3,04	3,87	4,7
VT2	G	35,88	68,02	100,16	132,3	164,4	196,58
	P	1,76	4,4	7,04	9,68	12,32	14,96
VT3.VT16.VT15	G	15,59	28,49	41,39	54,29	67,19	80,09
	P	0,97	2,42	3,87	5,32	6,77	8,22
VT4	G	13,4	24,56	35,72	46,88	58,04	69,2
	P	0,95	2,38	3,81	5,24	6,67	8,1
VT5	G	11,34	21,64	31,94	42,24	54,54	62,84
	P	1,13	2,83	4,53	6,23	7,93	9,63
VT6.VT14.VT15	G	19,97	36,66	53,35	70,04	86,73	103,42
	P	1,76	4,4	7,04	9,68	12,32	14,96
VT7	G	16,96	31,04	45,16	59,28	73,4	87,52
	P	1,55	3,87	6,19	8,51	10,83	13,15
VT8.VT12.VT13	G	15,38	28,19	41	53,81	66,62	79,43
	P	1,4	3,5	5,6	7,7	9,8	11,9
VT9	G	35,07	62,82	90,57	118,32	146,07	173,82
	P	2,71	7,55	12,23	17,23	22,07	26,91
VT10	G	16,21	30,19	44,17	58,15	72,13	86,11
	P	1,22	3,05	4,88	6,71	8,54	10,37
VT11	G	34,4	63,3	92,3	121,3	150,3	179,3
	P	2,65	7,51	12,37	17,23	22,09	26,95
VL1	G	54,96	01,91	148,81	195,81	242,76	289,71
	P	5	12,84	20,7	28,52	36,36	44,2
VL2.VL3	G	24,88	45,97	67,06	88,15	109,24	130,33
	P	2,14	5,34	8,54	11,74	14,94	18,14
VL4	G	29,61	54,81	80,01	105,21	130,41	155,61
	P	2,09	5,23	8,37	11,51	14,65	17,79
VL5	G	25,51	47,45	69,4	91,33	113,27	135,21
	P	1,85	4,63	7,41	10,2	12,97	15,75

CHAPITRE II : ETUDE DU CONTREVENTEMENT

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

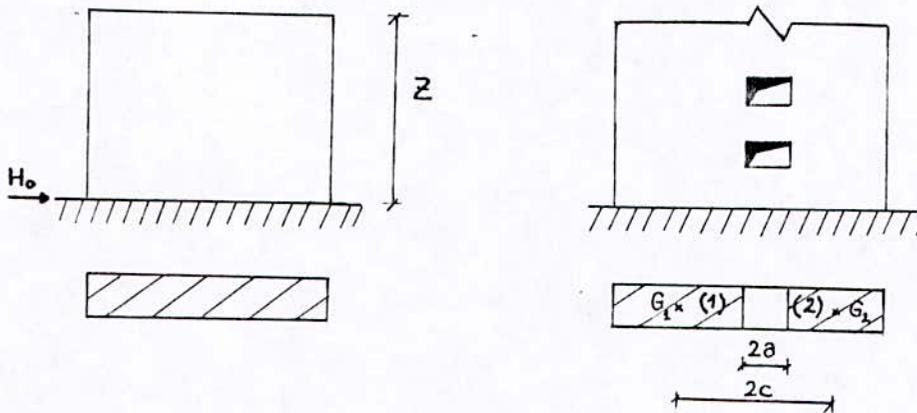
II.1 Inertie équivalente:

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

a - définition:

On appelle "inertie équivalente" I_e , du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui, soumis au même effort horizontal, présenterait une flèche ^{au sommet} égale à celle du refend avec ouvertures.

b - Refend à une file d'ouvertures:



$$I_e = \frac{I \cdot a_n}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(1+I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2}} + 1$$

$$\text{avec: } a_n = \left[\frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} \right] \cdot \frac{20}{11}$$

n: nombre d'étage

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
a _n	1,7	1,39	1,27	1,2	1,16	1,14	1,12	1,10	1,09	1,08	1,02

Quand $n \rightarrow \infty$, $a_n = 1$ ($n > 11$)

I_1, I_2 : moments d'inertie de chaque élément de refend.

I: moment d'inertie total du refend.

$$I = I_1 + I_2 + 2 mc$$

m: moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

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

c: demi-distance entre le c.d.g des deux éléments de refend.

Ω_1, Ω_2 : aires des éléments de refend (1) et (2).

α : degré de monolithisme $\alpha = \omega z$

z: hauteur totale du refend.

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

i: inertie du linteau

a: demi-portée de l'ouverture

h: hauteur d'étage

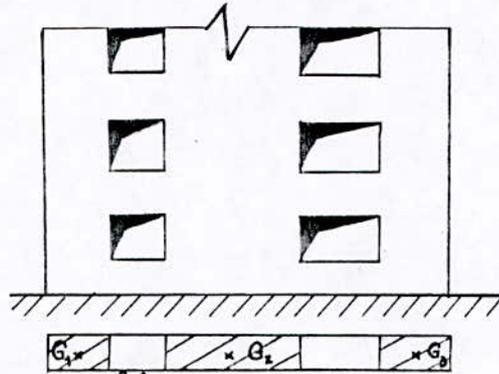
E: coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

E': coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau.

(E = E' les refends et les linteaux sont constitués par un même matériau)

ψ_0 : coefficient donné par l'abaque B.23.b dans l'ouvrage de M. DIVER, correspondant à la cote $z = 0$.

c - Refends à plusieurs files d'ouvertures:



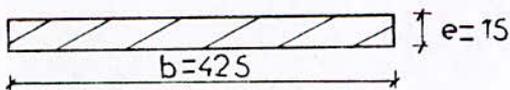
$$I_0 = \frac{a_n I}{11 \cdot (I_1 + I_2 + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1$$

$$\omega^2 = \frac{6}{(I_1 + I_2 + \dots)h} \cdot \left[\frac{1}{a_1^3} c_1^2 + \frac{1}{a_2^3} c_2^2 + \dots \right]$$

APPLICATION

Pour l'évaluation de l'inertie équivalente, on supposera que les refends sont encastres au niveau 0,00.

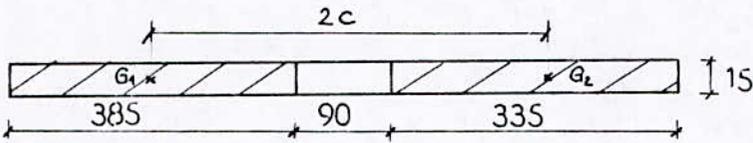
ex: voile plein: VT1



$$I_0 = I = \frac{b^3 e}{12}$$

$$I_0 = 0,96 \text{ m}^4$$

voile à une file d'ouverture: VT2



$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 3,85^3 = 0,71 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 3,35^3 = 0,47 \text{ m}^4$$

$$2c = 4,5\text{m} ; \Omega_1 = 0,58\text{m}^2 \quad \Omega_2 = 0,5\text{m}^2$$

$$m \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 1,21\text{m}^3$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 6,62\text{m}^4$$

$$z = 17,6\text{m}$$

$$\omega^2 = \frac{3I}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h}$$

$$i = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 0,66^3 = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$2a = 0,9\text{m} \quad (a = 0,45\text{m})$$

$$h = 2,85\text{m}, \quad z = 17,6\text{m}$$

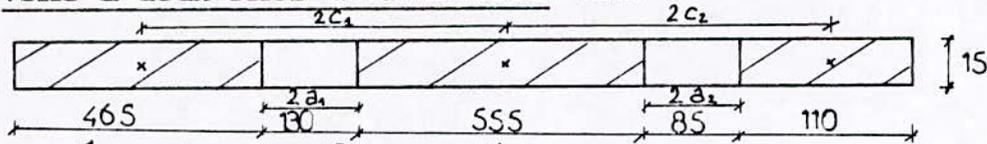
$$\omega = 0,68 \quad \rightarrow \quad \alpha = \omega z = 12,06. \quad (\alpha \rightarrow \infty)$$

$$\psi_0 = 0,67 \left[\begin{array}{l} \alpha = 12,06 \\ \xi = \frac{3}{z} = \frac{0}{z} = 0 \end{array} \right]$$

$$a_n = 1,16$$

$$I_0 = 6,88 \text{ m}^4$$

Voile à deux files d'ouvertures: VL4.



$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 4,65^3 = 1,25\text{m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 5,55^3 = 2,13m^4$$

$$I_3 = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 1,10^3 = 0,016m^4$$

$$x_G = \frac{\sum l_i x_i}{\sum l_i} = \frac{13,45 \cdot \frac{13,45}{2} - 1,3 \left[4,65 \cdot \frac{1,3}{2} \right] - 0,85 \cdot 11,9}{13,45 - 1,3 - 0,85} = 6,5m$$

$$d_1 = |x_G - x_{G1}| = |6,5 - 2,325| = 4,2m$$

$$d_2 = |x_G - x_{G2}| = |6,5 - 8,725| = 2,2m$$

$$d_3 = |x_G - x_{G3}| = |6,5 - 12,9| = 6,4m$$

$$I = \sum I_i + e \cdot \sum l_i d_i^2 \quad \text{avec } d_i = x_G - x_{G_i}$$

$$I = 26,45m^4$$

$$\omega^2 = \frac{6}{(I_1 + I_2 + I_3)h} \left[\frac{I_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{I_2 c_2^2}{a_2^3} \right]$$

$$I_1 = I_2 = 3,9 \cdot 10^{-9} m^4$$

$$2a_1 = 1,3m \rightarrow a_1 = 0,65m$$

$$2a_2 = 0,85m \rightarrow a_2 = 0,425m$$

$$c_1 = 3,2m$$

$$c_2 = 2,09m$$

$$\omega = 0,48 \rightarrow \alpha = \omega z = 8,4 \quad (z = 17,6m)$$

$$\rightarrow \psi_0 = 0,555 \begin{cases} \alpha = 8,4 \\ \xi = 0 \end{cases}$$

$$I_0 = 25,88m^4$$

Tableaux récapitulatifs

.Refends pleins:

Voiles	VL2-VL3	VT1	VT3-VT16 VT17	VT4	VT5	VT7	VT8-VT12 VT13	VT10
b(m)	6,85	4,25	6,30	3,85	3,35	3,29	2,80	5,65
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
I(m ⁴)	4,06	0,96	3,13	0,71	0,47	0,45	0,27	2,26

.Refends à une file d'ouverture:

Voiles	I ₁ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	m(m ³)	I(m ⁴)	ω	α	ψ _c	I _o (m ⁴)
VT2	0,71	0,47	1,21	6,62	0,68	12,06	0,67	6,88
VT6-VT14-VT15	0,14	0,11	0,67	3,03	0,39	6,9	0,53	2,10
VT9	1,38	6,06	3,27	31,41	0,39	6,94	0,52	30,58
VT11	1,14	6,06	3,08	29,31	0,39	6,94	0,52	28,74
VL1	2,8	2,8	4,95	59,48	0,06	1,03	0,13	9,00

Refends à deux files d'ouverture:

Voiles	d_1 (m)	I_1 (m ⁴)	Ω (m ²)	I (m ⁴)	ω	α	ψ_0	I_0 (m ⁴)
VL4	$d_1 = 4,20$	$I_1 = 1,25$	$\Omega_1 = 0,70$					
	$d_2 = 2,22$	$I_2 = 2,13$	$\Omega_2 = 0,83$	26,45	0,48	8,4	0,555	25,88
	$d_3 = 6,40$	$I_3 = 0,016$	$\Omega_3 = 0,16$					
VL5	$d_1 = 4,43$	$I_1 = 0,016$	$\Omega_1 = 0,16$					
	$d_2 = 0,25$	$I_2 = 2,13$	$\Omega_2 = 0,83$	9,77	0,54	9,5	0,565	10,43
	$d_3 = 4,37$	$I_3 = 0,034$	$\Omega_3 = 0,29$					

II. 2 Etude de la torsion:

Les forces horizontales peuvent engendrer deux effets suivant que:

- L'effort appliqué, à un niveau donné, passe par le centre de torsion, il ya alors une translation.

_ L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion la translation est alors accompagnée d'une rotation. Dans ce dernier cas, il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontal par rapport au centre de torsion. Selon le RPA88, l'excentricité est définie par:

$$e = \max (e_c ; 5\%L)$$

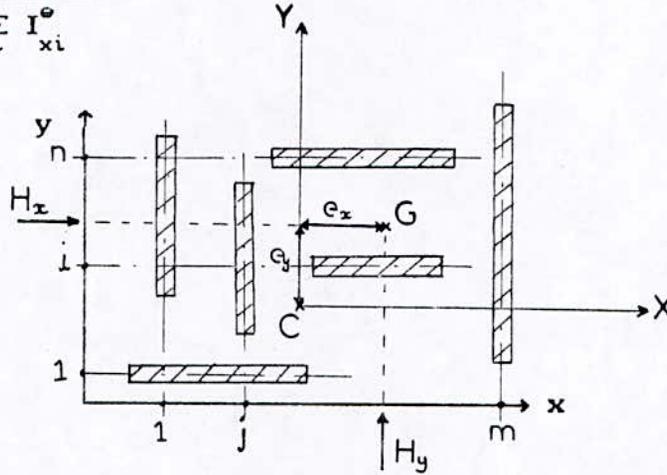
avec e_c : excentricité calculée

L : la plus grande dimension en plan.

2.1 Calcul du centre de torsion:

$$x_c = \frac{\sum_j x_j I_{yj}^{\circ}}{\sum_j I_{yj}^{\circ}}$$

$$x_c = \frac{\sum_i y_i I_{xi}^{\circ}}{\sum_i I_{xi}^{\circ}}$$



Voiles		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Voiles transversaux	$I_y (m^4)$	0,96	6,88	3,13	0,71	0,47	2,1	0,45	0,27	30,6	2,26
	x(m)	0	3,55	4,57	7,8	7,8	8,42	10,65	11,97	13,3	14,62
	$I_y \cdot x$	0	24,42	14,3	5,54	3,66	17,7	4,8	3,23	406,7	33,04

Voiles		11	12	13	14	15	16	17
Voiles longitudinaux	$I_y (m^4)$	28,74	0,27	0,27	2,1	2,1	3,13	3,13
	x(m)	15,95	17,27	18,6	20,82	22,15	24,67	26
	$I_y \cdot x$	458,4	4,66	5,02	43,7	46,5	77,22	81,4
		$x_c = 14,05m$						

Voiles	1	2	3	4	5
$I_x (m^4)$	9	4,02	4,02	25,28	10,43
$y(m)$	15,72	11,87	11,87	8,02	8,02
$I_x \cdot y$	141,5	47,72	47,72	207,55	83,65
$y_c = 9,90 \text{ m}$					

2.2 Calcul du centre des masses:

Pur cela on déterminera le centre de gravité pour chaque élément (dalle, acrotère, voile ...) par rapport à un système d'axes orthonormes

$$x_G = \frac{\sum_i m_i x_i}{\sum_i m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum_i m_i y_i}{\sum_i m_i}$$

a. centre de masse de l'acrotère:

Acrotère	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5	AC6	AC7	AC8	AC9
$l_i (m)$	4	0,65	12,25	0,65	4	6,3	2,02	7,55	3,35
$x_i (m)$	6,51	8,45	14,64	20,82	22,76	24,7	23,72	22,7	24,35
$y_i (m)$	21,7	21,4	21,03	21,4	21,7	18,6	15,6	11,6	7,8
$m_i (+)$	0,6	0,1	1,84	0,1	0,6	0,94	0,3	1,13	0,5
$m_i x_i$	3,9	0,84	26,94	2,08	13,65	23,22	7,12	25,65	11,75
$m_i y_i$	13,02	2,14	38,7	2,14	13,02	17,5	4,65	13,11	3,9

Acrotère	AC10	AC11	AC12	AC13	AC14	AC15	AC16	AC17	AC18
l_i (m)	6,15	4	0,65	6,2	2,7	2,5	3	6,2	1,95
x_i (m)	26,03	24,09	22,15	19,05	15,95	14,69	13,33	10,35	7,13
y_i (m)	4,7	1,6	1,9	2,25	3,6	4,95	3,45	1,95	0,97
m_i (+)	0,92	0,6	0,1	0,93	0,4	0,37	0,45	0,93	0,3
$m_i x_i$	23,95	14,45	2,21	17,7	6,46	5,5	6	9,6	2,14
$m_i y_i$	4,3	0,96	0,2	2,1	1,46	1,85	1,55	1,8	0,3

Acrotère	AC19	AC20	AC21	AC22	AC23	AC24	AC25	AC26	Σ
l_i (m)	3,7	3,7	3,55	4,25	6,6	7,55	2,02	6,3	/
x_i (m)	5,34	1,85	3,7	5,76	7,83	6,6	5,6	4,6	/
y_i (m)	0	1,85	3,7	5,76	7,83	11,6	15,5	18,6	/
m_i (+)	0,55	0,55	0,53	0,64	1	1,13	0,3	0,94	16,77
$m_i x_i$	2,91	1,95	0,94	0	3,3	7,46	1,68	4,3	225,76
$m_i y_i$	0	1,02	8,96	3,7	7,83	13,11	4,65	17,5	172,63

$$x_G = 13,47m$$

$$y_G = 10,3m$$

b - centre de masse des façades:

façades	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9
m_i (t)	2,04	1,87	1,34	1,34	1,87	2,04	2,04	2,04	2,04
x_i (m)	6,50	10,24	13,30	15,95	19,01	22,75	22,7	22,7	24,15
y_i (m)	21,56	20,91	20,91	20,91	21,56	13,4	19,7	1,6	2,25
$m_i x_i$	13,26	19,15	17,8	21,4	35,55	46,41	46,31	49,26	38,24
$m_i y_i$	44	39,1	28,02	39,10	4,4	27,3	19,8	3,26	4,21

façades	F10	F11	F12	F13	F14	F15	F16	F17	F18	Σ
m_i (t)	1,87	1,34	1,34	1,34	1,87	1,87	1,87	2,04	2,04	32,2
x_i (m)	20,45	17,35	14,7	12,05	8,95	5,32	1,8	6,6	6,6	
y_i (m)	2,25	2,25	4,95	1,95	1,95	0,12	3,7	9,75	13,4	
$m_i x_i$	23,25	19,7	16,15	16,15	16,73	9,94	3,36	13,46	13,46	449,83
$m_i y_i$	3,01	6,63	2,61	3,64	0,22	6,92	19,60	19,60	27,30	346,79

$$x_G = 13,97 \text{ m} \quad y_G = 10,77 \text{ m}$$

c - centre de masse des voiles:

Voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VT8	VT9
m_i (t)	4,32	20,32	6,41	3,9	3,25	4,78	3,78	3,28	13,06
x_i (m)	0,075	3,55	4,6	7,1	7,1	8,4	10,65	11,95	13,3
y_i (m)	5,8	4,02	18,65	1,9	6,42	17,06	4,56	18,8	8,9
$m_i x_i$	0,324	72,136	29,7	23,1	40,15	39,2	173,7	83,8	203,52
$m_i y_i$	25,05	81,7	119,54	7,41	20,86	81,5	17,23	61,66	116,23

Voiles	F10	F11	F12	F13	F14	F15	F16	F17	VL1
m_i (t)	5,74	12,76	3,28	3,28	4,78	4,78	6,41	6,41	15,97
x_i (m)	14,6	15,95	17,25	18,6	20,8	22,15	24,65	26	14,44
y_i (m)	18,33	9,06	18,8	4,6	17,06	0,8	18,65	4,75	15,55
$m_i x_i$	83,8	203,52	56,6	61,01	99,4	105,9	158	166,66	230,6
$m_i y_i$	105,21	115,6	61,66	15,09	81,54	22,94	119,54	30,44	248,3
$x_G = 13,52 \text{ m}$ $y_G = 10,71 \text{ m}$									

Voiles	VL2	VL3	VL4	VL5	Σ
m_i (t)	6,96	6,96	12,34	10,42	156,13
x_i (m)	9,95	19,3	6,42	20,85	/
y_i (m)	11,7	11,7	7,87	7,87	/
$m_i x_i$	69,25	134,33	79,22	217,26	2111,6
$m_i y_i$	81,43	81,43	97,11	82	1673,03

d - Centre de masse des escaliers:

$$q = 1,35 G + 1,5 P$$

Eléments		$M_i (+)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
$q = 1,01 t/m^2$	Volée	8,56	15,22	11,8	139,28	101,01
	Palier	$M_1 = 4,16$	$x_1 = 14,62$	$y_1 = 14,82$	60,8	61,65
		$M_2 = 5,81$	$x_2 = 13,97$	$y_2 = 11,6$	81,16	67,39
		$M_3 = 10,23$	$x_3 = 14,62$	$y_3 = 6,98$	149,56	71,38
Σ	28,76	/	/	421,8	301,43	

$$y_G = 14,66 \text{ m} \quad y_G = 10,5 \text{ m}$$

e - Centre de masse des dalles:

$$q = 1,35 G + 1,5 P$$

Plancher terrasse	$q = 1,116 t/m^2$	Dalle \rightarrow	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9
		$S_i (m^2)$	24,13	18,72	13,76	13,76	18,72	24,13	24,8	24,8	24,8
$M_i (t)$	26,93	20,9	15,35	15,35	20,9	26,93	27,68	27,68	27,68		
$X_i (m)$	6,5	10,2	13,3	15,95	19,05	22,75	9,87	19,37	9,87		
$Y_i (m)$	18,73	18,4	18,4	18,4	18,73	13,65	13,65	9,8	9,8		
$M_i X_i$	175,04	213,18	204,15	244,83	398,44	612,66	273,2	536,16	273,2		
$M_i Y_i$	175,04	213,18	204,15	244,83	398,44	612,66	273,2	536,16	273,2		

Plancher terrasse	Dalle \rightarrow	D ₁₀	D ₁₁	D ₁₂	D ₁₃	D ₁₄	D ₁₅	D ₁₆	D ₁₇	D ₁₈
	S _i (m ²)	24,8	13,94	27,03	20,4	15	26,26	13,76	18,72	24,13
M _i (t)	27,68	15,56	30,16	22,76	16,74	29,31	15,35	20,9	26,93	
X _i (m)	19,37	1,77	5,32	8,87	11,97	14,62	17,27	20,37	24,07	
Y _i (m)	9,8	5,75	3,97	4,95	4,95	10,2	5	5	4,68	
M _i X _i	536,16	27,54	160,45	201,88	200,38	428,45	265,09	425,73	648,2	
M _i Y _i	271,26	89,47	119,73	112,66	82,86	298,9	76,75	104,5	126,03	

	Σ
S _i (m ²)	/
M _i (t)	414,8
X _i (m)	/
Y _i (m)	/
M _i X _i	5824,4
M _i Y _i	4651,9

$$X_a = 14,04 \text{ m}$$

$$Y_a = 11,21 \text{ m}$$

Plancher courant $q=0,989\text{t/m}^2$	Dalle \rightarrow	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9
	S_i (m^2)	24,13	18,72	13,76	13,76	18,72	24,13	24,8	24,8	24,8
M_i (t)	23,86	18,51	13,61	13,61	18,51	23,86	24,53	24,53	24,53	24,53
X_i (m)	6,5	10,2	13,3	15,95	19,05	22,75	9,87	19,37	9,87	9,87
Y_i (m)	18,73	18,4	18,4	18,4	18,4	18,73	13,65	13,65	9,8	9,8
$M_i X_i$	155,1	188,8	181,01	217,08	352,6	542,8	242,11	475,14	242,11	242,11
$M_i Y_i$	446,9	340,6	250,4	250,4	340,6	446,9	334,8	343,8	240,4	240,4

Plancher courant	Dalle \rightarrow	D_{10}	D_{11}	D_{12}	D_{13}	D_{14}	D_{16}	D_{17}	D_{18}	Σ
	S_i (m^2)	24,8	13,94	27,03	20,4	15	13,76	18,72	24,13	/
M_i (t)	24,53	13,8	26,73	20,17	14,83	13,61	18,51	23,86	341,6	341,6
X_i (m)	19,37	1,77	5,32	8,87	11,97	17,27	20,37	24,07	/	/
Y_i (m)	9,8	5,75	3,97	4,95	4,95	5	5	4,68	/	/
$M_i X_i$	475,14	24,42	142,2	178,9	177,51	235,04	377,05	574,3	4781,4	4781,4
$M_i Y_i$	240,4	79,35	106,12	99,84	73,41	68,05	92,5	112,14	3745,6	3745,6

$$X_c = 14 \text{ m}$$

$$Y_c = 10,96 \text{ m}$$

Centre de masse au niveau terrasse:

↓ Eléments	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i y_i$
dalles	414,8	44,04	11,21	5823,8	4649,9
$\frac{1}{2}$ voiles	78,06	13,52	10,71	1055,4	836,02
$\frac{1}{2}$ façades	16,17	13,97	10,77	225,9	174,15
acrotère	16,77	13,47	10,3	225,9	172,73
Σ	525,8	/	/	7331	5832,8

$$X_G = 13,94 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,09 \text{ m}$$

Centre de masse au niveau étage courant:

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i y_i$
dalles	341,6	14	10,96	4782,4	4743,9
façades	32,34	13,97	10,77	451,8	348,3
voiles	156,12	13,52	10,71	2110,8	1672,04
escaliers	28,76	14,66	10,5	421,62	302
Σ	558,82	/	/	7766,62	6066,24

$$X_G = 13,9 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,85 \text{ m}$$

Exentricité à chaque niveau:

L'exentricité entre le centre de masse et le centre de torsion est donnée par:

$$e_x = |x_c - x_d|$$

$$e_y = |y_c - y_d|$$

où (x_d, y_d) sont les coordonnées du centre de masse.

(x_c, y_c) sont les coordonnées du centre de torsion.

	x_g (m)	y_g (m)	e_x (m)	e_y (m)
Terrasse	13,94	11,09	0,11	1,19
Etage courant	13,9	10,85	0,15	0,95

Selon le RPA 88 art. 3.2.1.5 on prendra:

	e_x (m)	e_y (m)
Terrasse	1,31	1,31
Etage courant	1,31	1,31

CHAPITRE III :ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

1) INTRODUCTION

Le règlement parasismique algérien impose une étude dynamique si une des conditions de l'article 3.2.1.2 n'est pas vérifiée.

Notre bâtiment présente une partie en saillie dépassant 25% des dimensions globales (conformément aux figures (3-A) et (3-B) du RPA88) c'est pourquoi l'application de la méthode statique équivalente serait inadéquate.

2) CHARGE DYNAMIQUE-MODELISATION

Le but principal de la dynamique des structures est l'étude des forces et des déplacements communiqués à une structure donnée soumise à un chargement dynamique:

On entend par charge dynamique, toute sollicitation variable dans le temps, qui contribue à l'apparition de forces d'inertie opposées aux accélérations créées dans la structure.

L'étude, pour la détermination des périodes et modes propres de vibration, ne peut se faire directement sur une structure. Pour cela, on doit idéaliser notre bâtiment par un modèle mathématique qui reflète, le mieux possible, le comportement dynamique réel de la structure.

Pour un bâtiment courant le modèle mathématique choisi est une console flexible encastrée à sa base. On suppose les masses

concentrées au niveau des planchers, et solidaires à un support, d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

L'inertie attribuée à chaque tronçon est l'inertie totale de l'étage dans le sens considéré.

3) DEGRES DE LIBERTE DYNAMIQUES

Théoriquement un solide, dans l'espace, possède six degrés de liberté: trois rotations et trois translations, mais dans notre cas les planchers sont des éléments infiniment rigides dans leur plan et leurs déformations propres sont négligeables par rapport à celles de l'ensemble du bâtiment. Chaque plancher ne présentera, alors, qu'un seul degré de liberté.

4) EQUATION DU MOUVEMENT

Pour le calcul des modes propres de vibration de la structure, on suppose celle-ci non amortie. L'équation de mouvement d'un tel système est donnée par:

$$m\ddot{u} + Ku = 0$$

avec:

m: matrice de masse

K: matrice de rigidité

u: vecteur déplacement

En supposant que le mouvement est harmonique, une solution est donnée par:

$$u = aV \sin(\omega t + \theta)$$

$aV = u$: représente les modes de déformations du système

V est un vecteur constant.

ω : pulsation du mouvement.

a, θ : constantes dépendant des conditions initiales.

Les accélérations sont, alors données par:

$$\ddot{u} = -\omega^2 u$$

L'équation de mouvement devient:

$$(-\omega^2 M + K) Va \sin(\omega t + \theta) = 0$$

et doit être vérifiée quelque soit t , donc:

$$(K - M\omega^2) V = 0 \quad (1).$$

5- METHODE DE CALCUL

On utilisera une méthode approximative, numérique qui permet de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de vibration (formes et périodes propres).

Dans l'étape actuelle, l'intérêt pratique pour de telles méthodes a beaucoup augmenté du fait que leur application soit facilitée par le développement de l'informatique.

On utilisera dans notre cas la méthode de Stodola

EXPOSE DE LA METHODE

La méthode de Stodola repose sur un calcul itératif qui permet d'approcher peu à peu la solution.

La méthode consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itérations successives jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue: La fréquence (pulsation) de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement.

DETERMINATION DU MODE FONDAMENTAL:

La méthode est fondée sur l'équation (1) que l'on peut écrire:

$$\left[\frac{1}{\omega^2} I - fm \right] V = 0 \quad (2)$$

avec f : matrice de souplesse (f = K⁻¹)

$$f = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & \dots & f_{1i} & \dots & f_{1n} \\ & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ & & f_{22} & f_{2i} & & f_{2n} \\ & & & \vdots & & \vdots \\ & & & & f_{ii} & f_{in} \\ \text{sym.} & & & & & \vdots \\ & & & & & f_{nn} \end{bmatrix}$$

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & \dots & m_2 & & \vdots \\ \vdots & & & \dots & m_i \\ \vdots & & & & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & \dots & 0 m_n \end{bmatrix}$$

ou encore:

$$\frac{1}{\omega^2} V = fmV$$

Le produit matriciel Fm caractérise les propriétés dynamiques de la structure (c'est la matrice dynamique) et on le note D :

$$D = Fm$$

$$\frac{1}{\omega^2} V = DV \quad (3)$$

Cette dernière équation n'est satisfaite que par les vecteurs qui représentent un mode de vibration vrai.

On commence par se donner un vecteur initial $V_1^{(0)}$ dont l'amplitude est arbitraire. L'indice inférieur (1) caractérise le premier mode. L'indice supérieur (0) indique qu'il s'agit de l'hypothèse initiale.

Si on introduit ce vecteur dans le second membre de l'équation (3), une nouvelle déformée sera obtenue:

$$\frac{1}{\omega^2} V_1^{(1)} = D V_1^{(0)} \quad (4)$$

En général la nouvelle déformée différera de l'hypothèse initiale, sauf s'il s'agit du mode vrai, on lui attribue l'indice supérieur (1).

En posant

$$\bar{V}_1^{(1)} = D V_1^{(0)}$$

L'équation (4) s'écrit:

$$\frac{1}{\omega_1^2} V_1^{(1)} = \bar{V}_1^{(1)}$$

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale, on aura:

$$\bar{V}_{k1}^{(1)} = \frac{1}{2} \omega V_{k1}^{(0)}$$

ou

$$\omega_1^2 = \frac{V_{k1}^{(0)}}{\bar{V}_{k1}^{(1)}} \quad (5)$$

V_{k1} étant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire k .

En règle générale la déformée $\bar{V}^{(1)}$ différera de $V^{(0)}$. La vraie fréquence du premier mode sera alors située entre les valeurs maximum et minimum obtenues à partir de l'équation (5):

$$\left(\frac{V_{k1}^{(0)}}{\bar{V}_{k1}^{(1)}} \right)_{\min} < \omega_1^2 < \left(\frac{V_{k1}^{(0)}}{\bar{V}_{k1}^{(1)}} \right)_{\max}$$

On utilise la répartition massique comme facteur de pondération, si une seule itération est effectuée:

$$\omega_1^2 = \frac{(\bar{V}_1^{(1)})^T m V_1^{(0)}}{(\bar{V}_1^{(1)})^T m V_1^{(1)}}$$

L'approximation du mode peut être améliorée en utilisant le procédé itératif pour le calcul des déformées. En effet, après (S) cycles itératifs, on obtient:

$$\omega_1^2 = \frac{V_{k1}^{(s-1)}}{\bar{V}_{k1}^{(s)}}$$

Procédé itératif:

1- On calcule les éléments de la matrice D

$$[D] = [f_{ij}] [m].$$

2- On se donne un vecteur initial $V_1^{(0)}$ (vecteur colonne dont les éléments sont tous égaux à 1).

3- On calcule $[\bar{V}_1^{(1)}] = [D][V_1^{(0)}]$

$$[V_1^{(1)}] = [\bar{V}_1^{(1)}] / \bar{V}_{1n}^{(1)}$$

$\bar{V}_{1n}^{(1)}$: le plus grand élément du vecteur $[\bar{V}_1^{(1)}]$

4- $[\bar{V}_{1n}^{(2)}] = [D][V_1^{(1)}]$

$$[V_1^{(2)}] = [\bar{V}_1^{(2)}] / \bar{V}_{1n}^{(2)}$$

5- On arrête les itérations lorsque $[V_1^{(k)}] \simeq [V_1^{(k-1)}]$.

Détermination du 2^{ème} mode:

Pour la détermination du second mode, on considère une déformation qui ne contient aucune composante du premier mode.

La forme du deuxième mode est exprimée en fonction de ses composantes modales sous la forme suivante:

$$V_2^{(0)} = \phi_1 y_1^{(0)} + \phi_2 y_2^{(0)} + \dots$$

La multiplication à gauche par ϕ_1^T m conduit à:

$$\phi_1^T m V_2^{(0)} = \phi_1^T m \phi_1 y_1^{(0)} + \phi_1^T m \phi_2 y_2^{(0)} + \dots$$

Le vecteur modal ϕ possède les propriétés suivantes:

1- $\phi_j^T K \phi_l = 0$ si $l \neq j$

2- $\phi_j^T m \phi_l = 0$ si $l \neq j$

d'où
$$y_1^{(0)} = \frac{\phi_1^T \cdot m \cdot y_2^{(0)}}{\phi_1^T \cdot m \cdot \phi_1}$$

On élimine cette composante de la déformée initiale.

Le vecteur d'essai se trouve ainsi "épuré".

$$\left[v_{2\acute{e}p}^{(0)} = v_2^{(0)} - \phi_1 y_1^{(0)} \right]$$

d'où
$$v_{2\acute{e}p}^{(0)} = \left[I - \frac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T m \right] v_2^{(0)}$$

$$v_{2\acute{e}p}^{(0)} = S_1 v_2^{(0)}$$

avec
$$M_1 = \phi_1^T \cdot m \cdot \phi_1$$

$$S_1 = I - \frac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T m : \text{c'est la matrice de balayage.}$$

La méthode de Stodola peut à présent être formulée à l'aide de la matrice de balayage.

$$\frac{1}{\omega_2^2} v_2^{(1)} = D S_1 v_2^{(0)}$$

En posant $D_2 = D S_1$, on a:
$$\frac{1}{\omega_2^2} v_2^{(1)} = D_2 v_2^{(0)}$$

Pour la détermination du 2^e mode, on utilisera le même procédé itératif que celui utilisé pour le premier mode avec cette fois-ci la nouvelle matrice dynamique D_2 .

Application au 3^{ème} mode:

Le procédé de balayage peut épurer un vecteur d'essai des contributions des deux premiers modes simultanément.

On aura:

$$\frac{1}{\omega_2^2} V_3^{(1)} = D S_2 V_3^{(0)}$$

avec

$$\begin{cases} S_2 = S_1 - \frac{1}{M_2} \phi_2 \phi_2^T m \\ M_2 = \phi_2^T m \phi_2 \end{cases}$$

on posera $D_3 = DS_2$.

Remarque:

Pour la détermination des caractéristiques d'un mode de vibration, on introduira deux coefficients:

* Coefficient de participation modale: $\bar{\alpha}_i$

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2 \right)}$$

m_k : masse de l'étage k

ϕ_{ki} : amplitude de la déformation au niveau k dans le mode i .

* Coefficient de contribution: γ_i

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2}$$

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\sum_t \bar{\alpha}_t \geq 90\%$$

6- Détermination des matrices caractérisant les propriétés de la structure:

a- Matrice des masses concentrées.

$$m = \begin{bmatrix} 381,51 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 407,21 & & & & \\ \dots & & 407,21 & & & \\ \dots & & & 407,21 & & \\ \dots & & & & 407,21 & \\ 0 & \dots & \dots & 0 & 407,21 & 0 \end{bmatrix} t$$

b- Matrice de souplesse:

L'élanement du bâtiment étant relativement faible, les déformations dues aux efforts tranchants ont une influence sur la réponse dynamique de la structure.

En effet: $\frac{H}{L} < 2$

H : hauteur totale du bâtiment.

L : longueur du bâtiment.

D'où : $f_{ij} = f_{ij}^M + f_{ij}^T$

f_{ij}^M : matrice de souplesse due au moment fléchissant

f_{ij}^T : matrice de souplesse faisant intervenir l'effort tranchant.

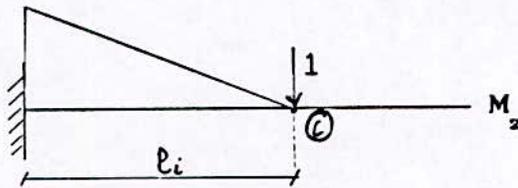
$$f_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{EI} dx + \int_0^H K_y \frac{T_i T_j}{G_r S} dx$$

$$K_y = \frac{\delta}{5} \text{ (section rectangulaire)}$$

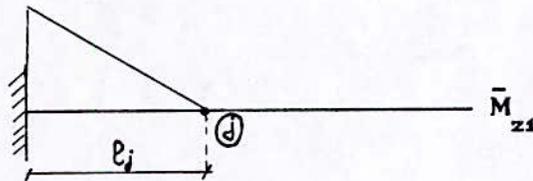
$$\text{on pose } S_r = \frac{5}{\delta} S$$

$$\text{D'où } f_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{EI} dx + \int_0^H \frac{T_i T_j}{G_r S} dx$$

Soit l'application d'une force unitaire en i , déterminons le déplacement en j : f_{ij}



1^{er} cas: $i \geq j$

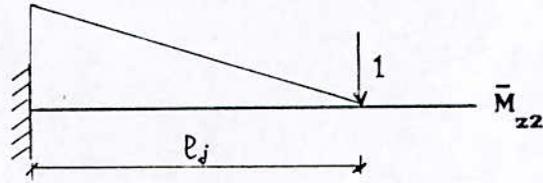


$$\delta_{ij}^M = \frac{1}{EI} \left[(l_i - l_j) l_j \times \frac{l_j}{2} + \frac{1}{2} l_j^2 \frac{2}{3} l_j \right]$$

$$\delta_{ij}^M = \frac{1}{6EI} (3l_i - l_j) l_j^2$$

$$\delta_{ij}^T = \frac{1}{G_r S_r} l_j$$

2^{er} cas: $i \leq j$



$$\delta_{ij}^M = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} l_i^2 \left[(l_j - l_i) + \frac{2}{3} l_i \right]$$

$$\delta_{ij}^M = \frac{1}{6EI} (3l_j - l_i) l_i^2$$

$$\delta_{ij}^T = \frac{1}{GS_r} \cdot l_i$$

$$\begin{cases} l_i = \alpha_i h & ; 1 \leq \alpha_i \leq 6 \\ l_j = \alpha_j h & ; 1 \leq \alpha_j \leq 6 \end{cases}$$

h : hauteur d'étage

$$E/G = 2,5$$

Les résultats donnés par la méthode de Stodala sont obtenus grâce à un programme informatique.

7- Résultats:

a- Sens transvesal y - y.

$f = 10^{-8}$	59,2	44,5	30,7	18,5	8,77	2,33	m/KN
		34,2	24,1	14,8	7,12	1,92	
			17,5	11,1	5,48	1,51	
				7,40	3,84	1,10	
		Sym.			2,19	0,68	
						0,27	

Niveau	Vecteurs propres	
	Mode 1	Mode 2
6	1	- 0,918183
5	0,7889039	- 0,1115704
4	0,5761821	- 0,6115876
3	0,3742457	1
2	0,1988929	0,938267
1	0,0679409	0,515216
Périodes (S)	$T_1 = 0,148$	$T_2 = 0,033$
C. de participation	$\eta_1 = 0,7029$	0,2222

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 87,55 \text{ m}^4 \\ S_{yr} = 12,72 \text{ m}^2 \\ E = 3,2165 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^2 \\ h = 2,85 \text{ m} \end{array} \right.$$

Remarque:

Le niveau 6 correspond au niveau terrasse.

Il a été tenu compte de deux modes de vibration

$$\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 = 92,5 \%$$

b- Sens longitudinal X - X:

$$f = 10^{-7} \begin{bmatrix} 9,71 & 7,31 & 5,03 & 3,03 & 1,44 & 0,38 \\ & 5,62 & 3,96 & 2,43 & 1,17 & 0,31 \\ & & 2,88 & 1,82 & 0,90 & 0,25 \\ & & & 1,21 & 0,63 & 1,80 \\ & \text{Sym.} & & & 0,36 & 0,11 \\ & & & & & 0,04 \end{bmatrix} \text{ m/KN}$$

Niveau	Vecteurs propres	
	Mode 1	Mode 2
6	1	- 0,9203812
5	0,7917473	- 0,1232649
4	0,5807569	0,6016008
3	0,3794581	1
2	0,2036132	0,9498998
1	0,0709629	0,5303088
Périodes (S)	$T_1 = 0,19$	$T_2 = 0,044$
C. de participation	$\eta = 0,7072$	0,2206

$$\begin{cases} I_x = 53,35 \text{ m}^4 \\ S_{xr} = 6,79 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 = 92,78 \%$$

CHAPITRE IV :ETUDE SISMIQUE

Etude Sismique

L'analyse dynamique se prête mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques, que le calcul statique prescrit dans les codes.

Elle permet la détermination des modes propres supérieurs. Pour chaque mode, on évalue les efforts dans la structure puis on effectue une superposition quadratique de ces efforts.

Les forces sismiques de calcul sont déterminées d'après la formule:

$$F_{ik} = A.B.D_i.Q.\gamma_{ik}.m_k$$

F_{ik} : force sismique latérale au niveau k pour le mode i

A : coefficient d'accélération de zone

B : facteur de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

γ_{ik} : coefficient de distribution.

$$\gamma_{ik} = \phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ik}^2} = \phi_{ik} \gamma_i$$

ϕ_{ik} : amplitude au niveau k dans le mode i.

γ_i : facteur de contribution de chaque mode.

m_k : poids de l'étage k.

La force sismique résultante à l'étage k est donnée par:

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ik}^2}$$

Calcul des forces sismiques:

A = 0,15 (zone II, groupe d'usage 2).

B = $\frac{1}{3}$ (structure en voiles porteurs).

Q = 1,2

Ces coefficients sont donnés par le RPA 88.

$$F_{ik} = 0,06 D_i \gamma_i \phi_{ki} m_k$$

Etude de seisme X-X:

* Calcul des coefficients de contribution:

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2}$$

$$\gamma_i = \bar{\alpha}_i \frac{\sum_{k=1}^n m_k}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}$$

$\bar{\alpha}_i$: coefficient de participation donné par le programme.

	6	5	4	3	2	1	Σ
m_k	381,51	407,21	407,21	407,21	407,21	407,21	2417,56
$m_k X_{k1}$	381,51	321,7	236,6	154,7	82,66	28,91	1206,1
$m_k X_{k2}$	-351	-50,1	244,21	407,21	386,8	215,82	853,5

$$\bar{\alpha}_1 = 70,72 \% \quad \Rightarrow \quad \gamma_1 = 1,417$$

$$\bar{\alpha}_2 = 22,06 \% \quad \Rightarrow \quad \gamma_2 = 0,625$$

Seisme X-X	γ_i	D_i	F_{ki}
Mode 1	1,417	2	$0,17 \phi_{ki} m_k$
Mode 2	0,625	1,44	$0,054 \phi_{ki} m_k$

* Forces sismiques:

Niveau	F_k (t)
6	67,57
5	54,87
4	42,32
3	34,26
2	25,20
1	12,65
Somme	236,87

Etude du seisme y-y:

* Coefficients de contribution:

	6	5	4	3	2	1	Σ
m_k	381,51	407,21	407,21	407,21	407,21	407,21	2417,56
$m_k X_{k1}$	381,51	321,7	234,5	152,3	81,03	27,7	1198,8
$m_k X_{k2}$	-351	-45,4	249	407,21	382	209,8	851,6

$$\bar{\alpha}_1 = 70,29 \% \quad \rightarrow \quad \gamma_1 = 1,418$$

$$\bar{\alpha}_2 = 22,22 \% \quad \rightarrow \quad \gamma_2 = 0,63$$

Seisme X-X	γ_i	D_i	F_{ki}
Mode 1	1,418	2	0,1701 $\phi_{ki} m_k$
Mode 2	0,63	1,33	0,0503 $\phi_{ki} m_k$

* Forces sismiques:

Niveau	F_k (t)
6	67,24
5	54,69
4	41,83
3	33,04
2	23,64
1	11,55
Σ	232

Calcul des forces sismiques par la méthode statique équivalente:

$$V = A B D Q W$$

Seisme X-X:

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L_x}}$$

$$H = 17,6 \text{ m}$$

$$L_x = 26,25 \text{ m}$$

$$T = 0,31 \text{ s} \quad \rightarrow \quad D = 2 \text{ (sol meuble)}$$

$$V = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,2 \times 2417,56 = 290,11 \text{ t}$$

V étant l'effort total à la base du bâtiment, la distribution de cet effort aux différents niveaux se fait par la formule:

$$F_k = \frac{V \cdot m_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i}$$

Niveau	6	5	4	3	2	1
$F_k (t)$	79,08	70,34	56,27	42,2	28,13	14,07

Seisme y-y:

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L_y}} \quad \begin{array}{l} H = 17,6 \text{ m} \\ L_y = 22,03 \text{ m} \end{array}$$

$$T = 0,34 \text{ s} \quad \rightarrow \quad D = 2$$

$$V = 290,11 \text{ t}$$

Les efforts aux différents niveaux sont égaux à ceux trouvés dans le seisme X-X.

Les efforts calculés par la méthode dynamique sont supérieurs à 60 % de ceux obtenus par la méthode statique équivalente.

Distribution des charges horizontales:

Le déplacement en plan du bâtiment sous l'action des charges horizontales peut être décomposé en:

- Une translation (parallèlement à la charge horizontale),
- une rotation autour d'un point fixe (en l'occurrence le centre de torsion).

Hypothèse de base:

- Les refends sont parfaitement encastés à la base.
- Le produit EI est constant sur toute la hauteur du bâtiment.

L'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'à la force extérieure.

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

a- Effort engendrés par la translation:

L'effort repris par un voile quelconque est donné par la formule suivante:

$$F'_{xi} = \frac{H \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}} \text{ suivant l'axe X-X}$$

$$F'_{yj} = \frac{H \cdot I_{yj}}{\sum I_{yj}} \text{ suivant l'axe y-y}$$

b- Efforts engendrés par la rotation:

La force extérieure F est réduite par rapport au centre de torsion. On obtient les composantes F_x et F_y et un moment $M = F \cdot e$, e étant l'excentricité de la force F par rapport au centre de torsion.

M est un moment d'axe vertical qui produit une rotation d'ensemble des refends, engendrant l'effort suivant:

$$F''_{xi} = \frac{H \cdot e_y \cdot I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi} y_i^2 + \sum I_{yj} X_j^2}$$

$$F''_{yj} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{yj} \cdot x_j}{\sum I_{xi} y_i^2 + \sum I_{yj} X_j^2}$$

X_j : Coordonnée du centre de gravité du refend j par rapport au

centre de torsion.

y_i : Coordonnée du refend i.

H_x, H_y : Forces sismiques suivant les sens X-X et y-y.

L'effort global que reprend un voile est:

$$F_{xi} = F'_{xi} + F''_{xi} .$$

$$F_{yj} = F'_{yj} + F''_{yj} .$$

Efforts sismiques horizontaux à chaque niveau, pour chaque voile:

Calculons les efforts pour $H_x = 1 \text{ t}$

$$H_y = 1 \text{ t}$$

a- seisme X-X:

$$e_y = 1,31 \text{ m}$$

$$J_o = \sum_i I_{x_i} y_i^2 + \sum_j I_{y_j} X_j^2 = 2978,9 \text{ m}^6 .$$

Selon le RPA88, les efforts négatifs dus à la torsion seront négligés.

voiles	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (m)}$	$F'_x \text{ (} 10^{-3} \text{ t)}$	$F''_x \text{ (} 10^{-3} \text{ t)}$	$F_x \text{ (} 10^{-3} \text{ t)}$
VL1	9	+5,82	168,6	23,03	191,6
VL2	4,02	+1,97	75,3	3,5	78,8
VL3	4,02	+1,97	75,3	3,5	78,8
VL4	25,88	-1,88	485,1	-21,4	485,1
VL5	10,43	-1,88	195,5	-8,62	195,5

* Pour $H_x \neq 1 \text{ t}$.

Niveau	6	5	4	3	2	1
H_x (t)	67,57	54,87	42,32	34,26	25,20	12,65

F_x est donné ci-dessous (en tonnes).

Niv voiles	6	5	4	3	2	1
VL1	12,94	10,51	8,11	6,56	4,83	2,42
VL2	5,32	4,32	3,33	2,70	1,98	0,99
VL3	5,32	4,32	3,33	2,70	1,98	0,99
VL4	32,78	26,62	20,53	16,62	12,22	6,13
VL5	13,21	10,73	8,27	6,70	4,92	2,47

b- Seismique y-y : $e_x = 1,31$ m

$H_y = 1$ t

voiles	I_y (m ⁴)	X(m)	F'_y (10 ⁻³ t)	F''_y (10 ⁻³ t)	F_y (10 ⁻³ t)
VT1	0,96	- 14,05	10,9	- 5,9	10,9
VT2	6,88	- 10,5	78,6	- 31,8	78,6
VT3	3,13	- 9,75	35,7	- 13,1	35,7
VT4	0,71	- 6,25	8,1	- 1,9	8,1
VT5	0,47	- 6,25	5,4	- 1,3	5,4
VT6	2,1	- 5,63	24	- 5,2	24
VT7	0,45	- 3,4	5,1	- 0,67	5,1
VT8	0,27	- 2,1	3,1	- 0,25	3,1
VT9	30,58	0,75	349,3	- 10,1	349,3
VT10	2,26	0,57	25,8	- 0,56	25,8
VT11	28,74	1,9	328,3	24,01	352,3
VT12	0,27	3,22	3,1	0,38	3,48
VT13	0,27	4,55	3,1	0,54	3,64
VT14	2,1	6,8	24	6,3	30,3
VT15	2,1	8,1	24	7,5	31,5
VT16	3,13	10,62	35,7	14,6	50,4
VT17	3,13	11,95	35,7	16,4	52,2

* Pour $H_y \geq 1 \text{ t}$,

Niveau	6	5	4	3	2	1
H_y (t)	67,24	54,69	41,83	33,04	23,64	11,55

Valeurs de F_y , en tonnes:

Niv voiles	6	5	4	3	2	1
VT1	0,733	0,596	0,456	0,360	0,257	0,126
VT2	5,28	4,30	3,29	2,59	1,86	0,91
VT3	2,40	1,95	1,49	1,18	0,844	0,412
VT4	0,544	0,443	0,339	0,267	0,191	0,093
VT5	0,363	0,295	0,226	0,178	0,127	0,062
VT6	1,614	1,312	1,004	0,793	0,567	0,277
VT7	0,343	0,279	0,213	0,168	0,120	0,059
VT8	0,208	0,169	0,129	0,102	0,073	0,036
VT9	23,48	19,1	14,61	11,54	8,26	4,03
VT10	1,735	1,411	1,079	0,852	0,610	0,298
VT11	23,69	19,27	14,74	11,64	8,33	4,07
VT12	0,234	0,190	0,145	0,115	0,082	0,040
VT14	0,245	0,20	0,152	0,120	0,086	0,042
VT15	2,118	1,723	1,317	1,040	0,744	0,364
VT16	3,389	2,756	2,108	1,665	1,191	0,582
VT17	3,510	2,855	2,183	1,724	1,234	0,603

Répartition des efforts T et M dans les voiles:

T : effort tranchant

M: moment fléchissant.

Voile Niv	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VT8	VT9	VT10	VT11
	T (tonnes)										
6	0,73	5,28	2,4	0,54	0,36	1,61	0,34	0,21	23,48	1,73	23,7
5	1,33	9,58	4,35	0,99	0,66	2,92	0,62	0,38	42,58	3,14	42,96
4	1,78	12,87	5,84	1,32	0,88	3,93	0,83	0,51	57,19	4,22	57,7
3	2,14	15,46	7,02	1,59	1,06	4,72	1	0,61	68,73	5,08	69,34
2	2,40	17,32	7,86	1,78	1,19	5,29	1,12	0,68	76,99	5,69	77,67
1	2,53	18,23	8,27	1,88	1,25	5,57	1,18	0,72	81,02	5,98	81,74
RDC	2,53	18,23	8,27	1,88	1,25	5,57	1,18	0,72	81,02	5,98	81,74

Voile Niv	VT12	VT13	VT14	VT15	VT16	VT17	V11	V12	V13	V14	V15
	T (tonnes)										
6	0,23	0,24	2,04	2,12	3,4	3,51	12,94	5,32	5,32	32,78	13,21
5	0,42	0,44	3,69	3,84	6,14	6,36	23,45	9,64	9,64	59,4	23,94
4	0,57	0,59	4,96	5,16	8,25	8,55	31,56	12,97	12,97	79,93	32,21
3	0,68	0,71	5,96	6,20	9,92	10,27	38,12	15,67	15,67	96,55	38,91
2	0,76	0,80	6,68	6,94	11,11	11,51	42,95	17,65	17,65	108,77	43,83
1	0,80	0,84	7,03	7,31	11,69	12,11	45,37	18,64	18,65	114,9	46,3
RDC	0,80	0,84	7,03	7,31	11,69	12,11	45,37	18,64	18,64	114,9	46,3

M(t.m)	Voile Niv	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VT8	VT9
	6		0	0	0	0	0	0	0	0
5		2,09	15,05	6,84	1,55	1,03	4,6	0,98	0,59	66,9 2
4		5,87	42,35	19,24	4,36	2,91	12,94	2,75	1,67	188,27
3		10,96	75,03	35,88	8,14	5,43	24,14	5,13	3,11	351,26
2		17,08	123,09	55,89	12,68	8,45	37,6	7,99	4,84	547,14
1		23,9	172,45	78,3	17,77	11,84	52,67	11,19	6,78	766,56
RDC		31,13	224,41	101,89	23,12	15,41	68,53	14,56	8,82	997,47

M(t.m)	Voile Niv	VT10	VT11	VT12	VT13	VT14	VT15	VT16	VT17
	6		0	0	0	0	0	0	0
5		4,94	67,51	0,66	0,7	5,8	6,03	9,66	10
4		13,91	189,94	1,87	1,96	16,33	16,98	27,17	28,14
3		25,95	354,37	3,5	3,66	30,47	31,68	50,69	52,5
2		40,42	551,97	5,45	5,7	47,46	49,35	78,96	81,78
1		56,63	773,3	7,64	7,99	66,49	69,14	110,62	114,57
RDC		73,69	1006,2	9,94	10,39	86,52	89,97	143,94	149,08

Voile Niv	V11	V12	V13	V14	V15
6	0	0	0	0	0
5	36,88	15,16	15,16	93,42	37,65
4	103,71	42,63	42,63	262,71	105,88
3	193,66	79,6	79,6	490,51	197,67
2	302,3	124,26	124,26	765,68	308,57
1	424,71	174,56	174,56	1075,7	433,48
RDC	554,01	227,68	227,68	1403,1	565,43

Répartition des efforts tranchants dans les trumeaux

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

I_i : inertie du trumeau

T : effort tranchant revenant au voile

voile	Trum	Niv I _i	5	4	3	2	1	RDC
VT2	1	3,17	5,76	7,73	9,29	10,41	10,95	10,95
	2	2,1	3,81	5,12	6,15	6,89	7,25	7,25
VT6	1	0,9	1,63	2,2	2,64	2,96	3,12	3,12
	2	0,71	1,28	1,73	2,07	2,33	2,45	2,45
VT14	1	1,14	2,06	2,78	3,34	3,74	3,93	3,93
	2	0,9	1,62	2,18	2,62	2,94	3,09	3,09
VT15	1	1,19	2,15	2,89	3,47	3,88	4,09	4,09
	2	0,93	1,69	2,27	2,73	3,05	3,21	3,21
VT9	1	4,35	7,9	10,61	12,75	14,28	15,03	15,03
	2	19,12	34,7	46,58	55,98	62,71	66	66
	1	3,75	6,8	9,13	10,98	12,3	12,94	12,94
	2	19,94	36,16	48,56	58,36	65,37	68,78	68,78
VL1	1	6,47	11,72	15,78	19,06	21,47	22,68	22,68
	2	6,47	11,72	15,78	19,06	21,47	22,68	22,68
VL4	1	12,06	21,86	29,41	35,53	40,03	42,3	42,3
	2	20,55	37,24	50,11	60,54	68,2	72,04	72,04
	3	0,16	0,3	0,4	0,48	0,54	0,57	0,57
VL5	1	0,1	0,17	0,23	0,28	0,32	0,34	0,34
	2	12,94	23,46	31,56	38,13	42,95	45,4	45,4
	3	0,2	0,36	0,48	0,58	0,66	0,7	0,7

CHAPITRE V :CALCUL DES DEFORMATIONS

Calcul des déformations

Les forces sismiques engendrent des déplacements qui risquent de déstabiliser l'ouvrage. Il est nécessaire donc de vérifier que ces déplacements restent inférieurs à ceux imposés par les règlements. A partir des forces latérales agissant à chaque niveau, un calcul des déplacements relatifs est fait pour chaque élément du système de contreventement, conformément à l'article 3.2.1.7 du RPA88.

Le déplacement relatif est donné par:

$$\Delta = \frac{X_i - X_{i-1}}{2 B}$$

X_i : déplacement au niveau i

X_{i-1} : déplacement au niveau adjacent ($i-1$).

Le déplacement admissible est limité à :

$$\bar{\Delta} = 0,0075 h$$

h : hauteur d'étage.

Les déplacements sont donnés par :

$$[X] = [\delta] [F]$$

$[\delta]$: matrice de souplesse.

$[F]$: vecteur des forces sismiques.

Pour un voile donné, les déplacements aux différents niveaux seront donc:

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} & \delta_{15} & \delta_{16} \\ & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} & \delta_{25} & \delta_{26} \\ & & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{35} & \delta_{36} \\ & & & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ & & & & \delta_{55} & \delta_{56} \\ & & & & & \delta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix}$$

Sym

La matrice de souplesse fait intervenir l'inertie de chaque voile:

$$B = \frac{1}{3}$$

a- Seisme X-X

Niv		6	5	4	3	2	1	RDC
VL1	X(10 ⁻³ m)	1,6	1,23	0,87	0,56	0,26	0,13	0
	Δ(10 ⁻³ m)	0,55	0,54	0,46	0,45	0,19	0,19	0
VL2	X(10 ⁻³ m)	1,47	1,13	0,79	0,52	0,24	0,12	0
	Δ(10 ⁻³ m)	0,51	0,51	0,4	0,42	0,18	0,18	0
VL3	X(10 ⁻³ m)	1,47	1,13	0,79	0,52	0,24	0,12	0
	Δ(10 ⁻³ m)	0,51	0,51	0,4	0,42	0,18	0,18	0
VL4	X(10 ⁻³ m)	1,41	1,08	0,77	0,49	0,23	0,12	0
	Δ(10 ⁻³ m)	0,49	0,46	0,42	0,39	0,16	0,18	0
VL5	X(10 ⁻³ m)	1,41	1,08	0,77	0,49	0,23	0,12	0
	Δ(10 ⁻³ m)	0,49	0,46	0,42	0,39	0,16	0,18	0

b- Seisme y-y:

Niv		6	5	4	3	2	1	RDC
VT1	X(10 ⁻⁴ m)	8,48	6,47	4,56	2,83	1,37	0,36	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,01	2,86	2,59	2,19	1,51	0,54	0
VT2	X(10 ⁻⁴ m)	8,54	6,54	4,62	2,86	1,39	0,38	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3	2,88	2,64	2,22	1,51	0,57	0
VT3	X(10 ⁻⁴ m)	8,53	6,52	4,61	2,85	1,4	0,36	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,01	2,86	2,64	2,17	1,56	0,54	0
VT4	X(10 ⁻⁴ m)	8,51	6,53	4,56	2,83	1,35	0,37	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,97	2,95	2,59	2,22	1,47	0,55	0
VT5	X(10 ⁻⁴ m)	8,57	6,52	4,65	2,79	1,3	0,37	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,07	2,8	2,79	2,23	1,39	0,55	0
VT6	X(10 ⁻⁴ m)	8,54	6,54	4,63	2,87	1,37	0,37	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3	2,86	2,64	2,25	1,5	0,55	0
VT7	X(10 ⁻⁴ m)	8,36	6,42	4,47	2,72	1,36	0,39	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,91	2,92	2,62	2,04	1,45	0,58	0
VT8	X(10 ⁻⁴ m)	8,43	6,48	4,54	2,59	1,3	0,32	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,92	2,91	2,92	1,93	1,47	0,48	0
VT9	X(10 ⁻⁴ m)	8,54	6,55	4,22	2,86	1,39	0,38	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,98	3,49	2,04	2,2	1,51	0,57	0
VT10	X(10 ⁻⁴ m)	8,52	6,54	4,61	2,86	1,39	0,39	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,97	2,9	2,62	2,2	1,5	0,58	0
VT11	X(10 ⁻⁴ m)	9,17	7,03	4,96	3,07	1,49	0,41	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,21	3,1	1,89	2,37	1,62	0,61	0
VT12	X(10 ⁻⁴ m)	9,4	7,46	5,19	3,24	1,62	0,32	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	2,91	3,4	2,92	2,43	1,95	0,48	0
VT13	X(10 ⁻⁴ m)	10,05	7,78	5,51	3,24	2,27	0,32	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,4	3,4	3,4	1,45	2,92	0,48	0

Niv		6	5	4	3	2	1	RDC
VT14	X(10 ⁻⁴ m)	10,8	8,25	5,83	3,58	1,75	0,46	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,82	3,63	3,37	2,74	1,93	0,69	0
VT15	X(10 ⁻⁴ m)	11,2	8,59	6,08	3,75	1,87	0,5	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,91	3,76	3,5	2,82	2,05	0,75	0
VT16	X(10 ⁻⁴ m)	11,4	9,23	6,52	4,03	1,96	0,53	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	3,25	4,06	3,73	3,1	2,14	0,79	0
VT17	X(10 ⁻⁴ m)	12,5	9,56	6,74	4,19	2,04	0,56	0
	Δ(10 ⁻⁴ m)	4,41	4,23	3,82	3,22	2,22	0,84	0

$$\bar{\Delta} = 2,14 \text{ cm}$$

$$(n = 2,85 \text{ m})$$

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles,

CHAPITRE VI :ETUDE AU VENT

Etude au Vent

1- Introduction:

L'action d'ensemble du vent, soufflant sur une construction, peut-être décomposée en trois forces:

1- Force de trainée T:

composante de la force du vent, de direction parallèle à celle du vent. Elle produit un effet d'entraînement et de renversement.

2- Force de dérive L:

composante de la force dont la direction est perpendiculaire à celle du vent.

3- Force de portance U:

composante suivant une direction ascendante, que peut entraîner un soulèvement et éventuellement un renversement.

2- Détermination des forces:

Les calculs sont conduits suivant les règles Neige et vent NV 65.

a- Force de trainée

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

C_t : coefficient global de trainée

$$C_t = 1,3 \gamma_0$$

γ_0 : coefficient dépendant des dimensions de l'ouvrage

β : coefficient de majoration dynamique, lié à la période propre de vibration de la construction.

$$\beta = \beta_N = \theta (1 + \tau \xi) \text{ pour les surcharges normales}$$

$$\beta = \beta_{\epsilon} = \left(0,5 + \frac{\theta}{2}\right) \cdot \beta_N \text{ pour les surcharges extrêmes.}$$

θ : coefficient global d'action dynamique, dépendant du type de construction.

ξ : coefficient de réponse de la construction

τ : coefficient de pulsation, donné en fonction hauteur du niveau considéré.

δ : coefficient de réduction. Il est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent

d : longueur du maître-couple (R-III-1,13 NV 65)

q : pression dynamique au niveau H. Elle dépend de la région d'implantation du bâtiment du site et de la hauteur au-dessus du sol, du niveau considéré.

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$$

K_s : coefficient de site

K_m : coefficient tenant compte de l'effet de masque

q_H : pression dynamique donnée par:

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

où:

q_{10} : pression dynamique de base s'exerçant à une hauteur de 10 m

H : hauteur du niveau considéré.

Vent normal à la grande face X-X:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{17,6}{26,15} = 0,67 \\ \frac{b}{a} = \frac{22,03}{26,15} = 0,84 \end{array} \right. \longrightarrow \gamma_0 = 1, C_t = 1,3$$

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{h}{a+h}} = 0,17 \text{ s} \longrightarrow \xi = 0,1$$

$$a = 26,15 \text{ m} \longrightarrow \delta = 0,775$$

$$d = a = 26,15 \text{ m.}$$

Vent normal à la petite face y-y:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{17,6}{22,03} = 0,80 \\ \frac{b}{a} = 0,84 \end{array} \right. \longrightarrow \gamma_o = 1, C_t = 1,3$$

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{b}} \sqrt{\frac{h}{b+h}} = 0,20 \text{ s} \longrightarrow \xi = 0,15$$

$$b = 22,03 \text{ m} \longrightarrow \delta = 0,785$$

$$d = b = 22,03 \text{ m.}$$

Pour les deux directions de la construction on a:

$$h < 30 \text{ m} \longrightarrow \theta = 0,7$$

h étant la hauteur totale du bâtiment.

$$K_s = 1 \text{ (région II, site normal)}$$

$$K_m = 1 \text{ (construction non protégée)}$$

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 \text{ (région II).}$$

Force de trainée T (kg/ml):

Niv	H(m)	τ	β	q(kg/m ²)	Sens X - X		Sens y - y	
					T _N (kg/ml)	T _€ (kg/ml)	T _N (kg/ml)	T _€ (kg/ml)
T	17,1	0,35	1	79,67	2099	3673,2	1791,5	3135,1
5	14,25	0,354	1	76,01	2002,6	3504,5	1709,2	2991,1
4	11,4	0,358	1	72,06	1898,5	3322,4	1620,4	2835,7
3	8,55	0,36	1	67,78	1785,7	3125	1524,1	2667,2
2	5,7	0,36	1	63,13	1663,2	2910,6	1419,6	2484,3
1	2,85	0,36	1	58,05	1529,4	2676,4	1305,3	2284,3
RDC	0,00	0,36	1	52,5	1383,2	2420,6	1180,5	2066

Nota:

$$T_{€} = 1,75 T_N$$

6- Force de dérive:

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

La force L tient compte de l'action des tourbillons de KARMAN.

Les règles NV 65 admettent qu'à partir d'une vitesse de 25m/s, il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

V_{cr} : vitesse critique

d : hauteur du maître-couple

S : nombre de STROUHAL

T : période de vibration de la structure.

Seisme X-X:

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,17 \text{ s} \\ d = 26,15 \text{ m} \\ S = 0,30 \end{array} \right\} \rightarrow V_{cr} = 501 \text{ m/s}$$

Seisme y-y:

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,20 \text{ s} \\ d = 22,03 \text{ m} \\ S = 0,30 \end{array} \right\} \rightarrow V_{cr} = 367 \text{ m/s}$$

$V_{cr} > 25 \text{ m/s}$: la calcul de la force L est inutile.

c- force de portance:

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

C_u : coefficient de portance

$$C_u = C_i - C_e$$

C_i : coefficient de sur pression intérieure sur la terrasse

C_e : coefficient de surpression extérieure sur la terrasse

q : pression du vent au sommet du bâtiment

S_u : aire de la terrasse.

(δ est défini précédement)

Seisme X-X:

La construction est fermée, donc:

$$\left. \begin{array}{l} u < 5 \% \\ \gamma_o = 1 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} C_i = 0,6 (1,8 - 1,3\gamma_o) = 0,3 \\ C_o = -0,5 \end{array}$$

$$\text{Soit } C_u = 0,8$$

$$S_u = 392 \text{ m}^2$$

$$q = 79,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\delta = 0,775$$

$$U = 19,36 \text{ t}$$

$$U_E = 1,75 u = 33,88 \text{ t}$$

Seisme y-y:

$$\delta = 0,785$$

$$U = 19,61 \text{ t}$$

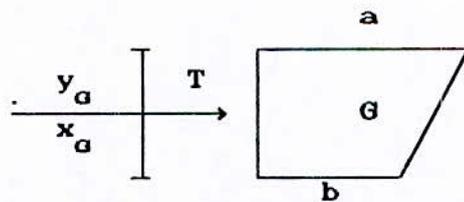
$$U_E = 34,32 \text{ t}$$

$$U_E \ll G$$

G : poids total de l'ouvrage.

L'effet de la portance est donc négligable.

3- Calcul des efforts:



L'effort tranchant est donné par la surface du trapèze, pour le niveau considéré.

$$T = \frac{a + b}{2} \cdot h$$

a : force du vent au niveau k

b : force du vent au niveau k - 1

Niv	T (t)	
	Sens transvesal	sens longitudinal
T	0	0
5	8,73	10,23
4	17,03	19,96
3	24,87	29,14
2	32,21	37,74
1	39	45,71
RDC	45,2	52,97

Les efforts engendrés par le seisme sont plus défavorables.

CHAPITRE VII : ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

ETUDE DES VOILES

VII-1 Introduction:

Parmi les refends ayant participé au contreventement, il y a lieu de distinguer les refends pleins et les refends avec ouvertures.

Les voiles pleins ne posent pas de problème particulier. Pour le calcul des voiles avec ouvertures on utilisera la méthode de MM. Albiges et Goulet.

VII-2 Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux:

2.1 Refends à une file d'ouverture:

Hypothèses

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

a- Etude des linteaux

L'effort tranchant, à la section d'encastrement du linteau est donné par:

$$\Pi = H_o \cdot \frac{m \cdot h}{I} \cdot \phi(\alpha, \xi)$$

H_o : effort tranchant d'ensemble à la base du refend

m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

h : hauteur d'étage

I : inertie totale du refend

ϕ : valeur donnée par l'abaque B.23.a (ouvrage de M. DIVERS) en fonction de α et ξ .

α : degré de monolithisme tenant compte des ouvertures des voiles

$$\xi = \frac{z}{Z}$$

z : côte du niveau considéré

Z : hauteur du bâtiment.

Le dimensionnement du linteau se fait en le considérant comme une poutre encastree aux extremités.

Le moment d'encastrement est:

$$M = \Pi \cdot a$$

b- Etude des trumeaux:

Les forces sismiques engendrent des moments dans les éléments de refends. Ils sont donnés par:

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

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

ψ : coefficient obtenu à partir de l'abaque B.23.b en fonction de α et ξ .

Les forces axiales créées dans le trumeaux sont données par:

$$N = \sum_k^k \Pi_k$$

où $\sum_{i=1}^k \Pi_i$ est la somme des efforts Π_i à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

L'équilibre extérieur à la base du trumeau est donné par:

$$M = M_1 + M_2 + 2N.c$$

M : moment d'ensemble

M_1, M_2, N : efforts à base du trumeau

2.2 Refends à plusieurs files d'ouvertures:

Le calcul des refends à une file d'ouverture peut être généralisé aux refends à plusieurs files d'ouvertures

L'effort tranchant dans la première série de linteaux est

$$\Pi_1 = H_0 h \frac{i_1 c_1}{2 a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^3}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^3}{a_2^3} + \dots \right)} \phi$$

La valeur de la fonction ϕ , qui dépend du degré de monolithisme α et de la côte z du voile est lue à partir de l'abaque B.23a (M.Divers).

De même on évalue $\Pi_2, \Pi_3 \dots$

Les forces axiales dans les trumeaux sont calculées par:

$$N_1 = \sum \Pi_1$$

$$N_2 = \sum \Pi_2 = \sum \Pi_1$$

$$N_3 = \sum \Pi_3 = \sum \Pi_2$$

Les moments dans les trumeaux sont évalués par:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

⋮

L'équilibre extérieur, à la base du trumeau est vérifié par:

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

	Niv	ξ	$\Pi(t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N (t)$	Equilibre
	6	1	0	0	0	0	
	5	0.833	2.94	0.37	0.25	2.94	$M_1 + M_2 + 2NC = 227,2 t.m$
VT2	4	0.677	5.32	3.75	2.48	8.26	$M_{ext} = 224,4 t.m$
	3	0.5	7.12	7.5	4.96	15.38	$(\Delta = 1,26 \%)$
	2	0.333	8.45	11.81	7.82	23.83	
	1	0.167	9.21	16.88	11.17	33.04	
	RDC	0	9.49	21.57	14.28	42.53	

VT6	6	1	0.86	0	0	0.86	Mext = 68.53 t.m Δ = 6,4 %
	5	0.833	1.23	-0.75	-0.59	2.09	
	4	0.677	1.86	-0.64	-0.5	3.95	
	3	0.5	2.4	0.32	0.25	6.35	
	2	0.333	2.63	1.39	1.09	0.98	
	1	0.167	2.21	4.32	3.39	11.19	
	RDC	0	0	9.92	7.79	11.19	

	Niv	ξ	Π(t)	M ₁ (tm)	M ₂ (tm)	N (t)	Equilibre
VT14	6	1	1.08	0	0	1.08	Mext = 80.95 t.m Δ = 6.4 %
	5	0.833	1.55	-0.94	-0.74	2.63	
	4	0.677	2.35	-0.81	-0.63	4.98	
	3	0.5	3.03	0.4	0.32	8.01	
	2	0.333	3.32	1.75	1.37	11.33	
	1	0.167	2.79	5.45	4.28	14.12	
	RDC	0	0	12.52	9.84	14.12	

VT15	6	1	1.13	0	0	1.13	Mext = 89.97 t.m $\Delta = 6.4 \%$
	5	0.833	1.61	-0.98	-0.77	2.74	
	4	0.677	2.44	-0.84	-0.66	5.18	
	3	0.5	3.14	0.42	0.33	8.33	
	2	0.333	3.45	1.82	1.43	11.78	
	1	0.167	2.9	5.67	4.45	14.68	
	RDC	0	0	13.02	10.23	14.68	

VT9	6	5.89	0	0	5.89	Mext = 997.47 t.m $\Delta = 0.4 \%$
	5	8.41	-2.06	-9.03	14.3	
	4	12.74	1.78	7.96	27.04	
	3	16.46	10.28	45.14	43.53	
	2	18.03	20.3	89.15	61.5	
	1	15.14	38.54	169.2	76.7	
	RDC	0	67.33	295.6	76.7	

	Niv	$\Pi(t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N(t)$	Equilibre
VT11	6	6	0	0	6	Mext = 1006.23t.m $\Delta = 8.4 \%$
	5	8.57	-1.77	-9.41	14.57	
	4	12.97	1.33	7.06	27.54	
	3	16.77	8.63	45.88	44.31	
	2	18.36	16.82	89.41	62.67	
	1	15.42	32.53	172.94	78.09	
	RDC	0	57.1	303.52	78.09	

VL1	6	1.83	0	0	1.83	Mext = 554.01 t.m $\Delta = 5.4 \%$
	5	1.83	-0.39	-0.39	3.66	
	4	1.77	17.07	17.07	5.43	
	3	1.72	50.81	50.81	7.15	
	2	1.34	95.81	95.81	8.5	
	1	0.86	148.96	148.96	9.36	
	RDC	0	211.02	211.02	9.36	

	Niv	Γ_1 (t)	Π_2 (t)	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	M_3 (tm)	Equilibre
VL4	6	4.25	9.94	4.25	5.7	- 9.94	0	0	0	$M_1 + M_2 + M_3 + 2$ $(C_1 + C_2) + 2N_2$ $= 1306.15 \text{ t.m}$ $M_{ext}=1403.15$ $\Delta = 6.9 \%$
	5	6.68	15.62	10.9	14.6	-25.56	-13.7	-23.4	-0.17	
	4	10.94	25.55	21.9	29.2	-51.11	-12.3	-20.9	-0.16	
	3	14.38	33.6	36.2	48.4	-84.71	-8.7	-14.8	-0.11	
	2	16.2	37.8	52.4	70.12	-122.6	-6.5	-11.1	-0.08	
	1	14.28	33.4	66.7	89.2	-155.9	18.8	32.04	0.24	
	RDC	0	0	66.7	89.2	-155.9	83.9	142.9	1.07	

VL5	6	4.39	1.4	4.4	-2.99	-1.4	0	0	0	$M_{ext}=565.4 \text{ t.m}$ $\Delta = 12 \%$
	5	7.51	2.4	11.9	-8.1	-3.8	-0.08	-10.8	-0.17	
	4	8.21	2.62	20.1	-13.7	-6.42	-0.1	-13.1	-0.21	
	3	16.64	5.32	36.7	-25.01	-11.7	-0.04	-5.41	-0.08	
	2	19.07	6.1	55.8	-38	-17.8	-0.05	-6.96	-0.11	
	1	17.22	5.5	73.04	-49.7	-23.3	0.093	12.4	0.2	
	RDC	0	0	73.04	-49.7	-23.3	0.59	78.13	1.25	

CHAPITRE IIX :FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1 Introduction:

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir de la combinaison des charges verticales et des charges sismiques.

Le voile est sollicité en flexion composée et doit être dimensionné sur la base de formules données par le RPA 88 (art 3.1.11)

$$G + P \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VIII.2 Prescriptions relatives au ferrailage:

Le calcul des trumeaux se fera en bandes verticales de largeur d:

$$d \leq \min \left[\frac{h}{2} ; \frac{2}{3} l' \right]$$

h : hauteur d'étage

l' : longueur de la zone comprimée.

Le ferrailage des voiles est composé de deux types d'armatures, on disposera:

- des aciers verticaux.
- des aciers horizontaux.

a-Aciers verticaux:

L'effort de traction sollicitant un voile est pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5 %.

* Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être

supérieur à l'épaisseur du voile.

* A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b-Aciers horizontaux:

Selon le RPA (art 4.32.1), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

avec
$$\tau_b = \frac{1,4 T}{0,8 h.b}$$

b : épaisseur du voile

h : hauteur totale de la section.

si $\tau_b \leq 0,25 f_{c28}$ $A_t \geq 0,0015 b.t$

si $\tau_b > 0,25 f_{c28}$ $A_t \geq 0,0025 b.t$

D'autres recommandations communes (pour les deux types d'aciers) sont données dans le RPA 88.

VIII.3 Ferraillage de voiles:

Pour des raisons économiques le ferraillage des voiles se fera en deux secteurs:

Niveau I : RDC, VIV1, NIV2

Niveau II : NIV3, NIV4, NIV5.

Le ferraillage sera calculé sous la combinaison (Nmin, Mmax) et la vérification à la compression sera faite sous (Nmax, Mmax).

Efforts Nmin et Nmax:

$$N_{min} = 0,8G \pm E$$

$$M_{max} = G + P \pm E$$

Voile	Niv comb(t)	5	4	3	2	1	RDC
		VT1	G+P	10,66	19,9	29,12	38,35
	0,8G	8,09	14,81	21,53	28,25	34,97	41,67
VT3 VT16 VT17	G+P	16,56	30,91	45,26	59,61	73,96	88,31
	0,8G	12,47	22,8	33,11	43,43	53,75	64,07
VT4	G+P	14,35	26,94	39,53	52,12	64,71	77,3
	0,8G	10,72	19,65	28,57	37,5	46,63	55,36
VT5	G+P	12,47	24,47	36,47	48,47	60,47	72,47
	0,8G	9,07	17,31	25,55	33,8	42,03	50,27
VT8 VT12 VT13	G+P	16,78	31,7	46,6	61,5	76,42	91,33
	0,8G	12,3	22,55	32,8	43,05	53,3	63,5
VT10	G+P	17,43	33,24	49,05	64,86	80,67	96,48
	0,8G	12,97	24,15	35,33	46,52	57,7	68,9
VL2	G+P	59,96	101,9	169,5	224,3	279,1	333,9
VL3	0,8G	43,9	81,5	119,1	156,6	194,2	231,8
VT7	G+P	18,47	34,9	51,3	67,8	84,2	100,7
	0,8G	13,53	24,8	36,1	47,4	58,7	70

Voile	Trum	Niv comb(t)	5	4	3	2	1	RDC
VT2	1	G+P+E	22,92	46,7	72,32	99,29	126,9	154,8
		0,8G-E	12,3	20,63	27,2	32,3	36,8	40,9
	2	G+P+E	20,6	42,2	65,7	87,1	116	141,8
		0,8G-E	10,5	17,3	22,2	25,82	28,7	31,2
VT6	1	G+P+E	13,2	24,9	37,25	49,8	61,9	71,8
		0,8G-E	6,1	11,1	15,5	19,7	24,3	31,1
	2	G+P+E	12,7	24	35,8	47,9	59,5	69
		0,8G-E	5,7	10,4	14,5	18,4	22,7	29,2
VT14	1	G+P+E	13,7	26	38,9	52,1	64,8	74,7
		0,8G-E	5,5	10,03	13,8	17,3	21,4	28,2
	2	G+P+E	13,2	25,03	37,5	50,26	62,5	71,9
		0,8G-E	5,2	9,3	12,8	16,03	19,8	26,3
VT15	1	G+P+E	13,9	26,2	39,2	52,6	65,4	75,2
		0,8G-E	5,4	9,8	13,5	16,9	20,8	27,7
	2	G+P+E	13,3	25,2	37,8	50,7	63,05	72,5
		0,8G-E	5,06	9,1	12,5	15,6	19,2	25,7
VT9	1	G+P+E	28,9	54,3	83,5	114,1	141,9	154,6
		0,8G-E	-3,4	-7,5	-15,5	-24,8	-31,3	-22,7
	2	G+P+E	37,4	70,1	106,5	144,5	179,5	199,5
		0,8G-E	2,9	3,7	0,8	-3,6	-5,2	8,4
VT11	1	G+P+E	28,4	54,05	83,5	114,5	142,6	155,3
		0,8G-E	-4,3	-8,6	-16,66	-26,3	-33,1	-24,4
	2	G+P+E	37,7	71,8	109,8	149,3	185,9	207,1
		0,8G-E	2,6	4,1	1,9	-1,97	-2,87	11,6

Voile	Trum	Niv comb(t)						
			5	4	3	2	1	RDC
VL1	1	G+P+E	33,6	62,8	91,9	120,6	148,9	176,3
		0,8G-E	18,3	35,3	52,4	69,8	87,7	106,5
	2	G+P+E	33,6	62,8	91,9	120,6	148,9	176,3
		0,8G-E	18,3	35,3	52,4	69,8	87,7	106,5
VL4	1	G+P+E	23,4	45,3	71,1	98,4	123,9	135,1
		0,8G-E	-1,6	-4,6	-11	-19,3	-25,6	-17,7
	2	G+P+E	30,2	58,8	92	127,6	160,6	174,6
		0,8G-E	-3	-7,6	-16,9	-28,7	-37,8	-27,9
	3	G+P-E	29,2	57,9	94,7	135,8	172,4	175,6
		0,8G+E	-22,9	-46,1	-77,4	-113	-144,1	-141,8
VL5	1	G+P+E	16	27,9	48,2	71	91,9	95,6
		0,8G-E	-8,8	-14,4	-28,4	-44,9	-59,5	-56,9
	2	G+P-E	25,9	47,5	74,9	103,9	131,7	147,7
		0,8G+E	5,2	10,9	11,06	9,5	9,1	20,5
	3	G+P-E	9,3	16,9	27,2	38,2	48,7	53,7
		0,8G+E	0,3	1,2	-0,6	-3,1	-5,11	-1,6

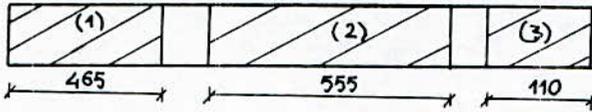
N.B: La valeur de G et P pour chaque trumeau est calculée par:

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

l_i : longueur du trumeau augmentée de la demi-ouverture

l : longueur totale du voile.

Exemple de calcul voile VL4



Trumeau 1

Niveau I (RDC, 1^e et 2^e étages)

FERRAILLAGE VERTICAL

N min = -17,7+
M max = 83,9+.m

Le trumeau est soumis a une flexion composée. Les contraintes sont:

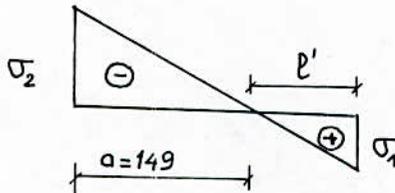
$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \frac{v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \frac{v}{I}$$

I = 1,25m⁴
V = 2,32m
Ω = 0,7m²

$$\sigma_1 = 1,31 \text{ MPa}$$

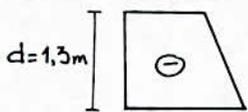
$$\sigma_2 = -1,81 \text{ MPa}$$



Le calcul du trumeau se fera en bandes verticales de largeur d telle que $d < \min(\frac{h}{2}, \frac{2}{3} l')$

$$d = 1,3m$$

Etude de la bande



$$\sigma_1 = -0,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -1,81 \text{ MPa}$$

Caracteristiques de la bande

Ω' = 0,195m²
v' = 0,65 m
I' = 0,03 m⁴

$$\sigma_m = \frac{N}{\Omega} \frac{1}{\sigma'} + \frac{M1}{I} \frac{v'}{I'}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} \frac{1}{\sigma'} + \frac{M1}{I} \frac{v'}{I'}$$

La résolution de ce système donne:

$$N1 = - 0,27 \text{ t}$$

$$M1 = 0,02 \text{ t}$$

$e = \frac{M1}{N1} = 0,07\text{m}$: le centre de pression se trouve a l'intérieur des deux nappes d'armatures. La section est entièrement tendue.

$$A_s = \frac{N}{F_{su}} = \frac{N}{F_e} \quad (\text{Fsu} = F_e: \text{situation accidentelle}).$$

Ou obtient une valeur faible. On adopte le ferrailage minimum.
 $A_s = 0,5 \cdot 10^{-2} \times 149 \times 15 \times \frac{1}{2} = 5,59 \text{ cm}^2 / \text{face}.$

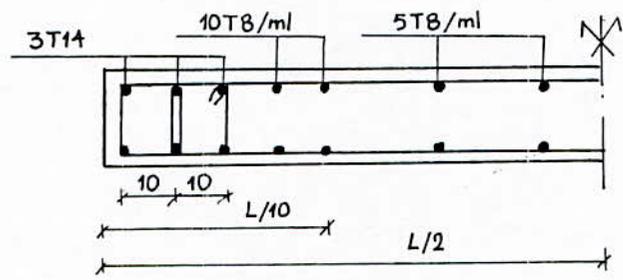
Choix des aciers

Pour le potelet 2 x 3T14

Pour la zone courante: En considérant un demi-voile:

sur une longueur de $\frac{L}{10}$: 10 T 8 / ml

sur une longueur de $\frac{L}{2} - \frac{L}{10}$: 5 T 8 / ml



Le ferrailage sera symétrique.

Vérification des contraintes

$$\sigma_b = \frac{N_{max}}{\Omega} + \frac{M}{I} \frac{v}{I}$$

$$M_{max} = 21,57 \text{ t.m} \quad \sigma_b = 3,27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 F_c 28}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Niveau II (3^e, 4^e et 5^e étages)

$$N_{min} = - 11 \text{ t}$$

$$M_{max} = - 8.7 \text{ t.m}$$

En procédant de la même manière que précédemment, on utilisera un ferrailage minimum sur la zone comprimée de longueur $a = 1,89 \text{ m}$.

pour le potelet : 2 x 2 T12

pour la zone courante:

sur une longueur de $\frac{L}{10}$: 10 T 8 /ml

sur une longueur de $\frac{L}{2} - \frac{L}{10}$: 5 T 8 / ml.

Ferrailage horizontal

La contrainte de cisaillement est donnée par:

$$\tau = \frac{1,4 \text{ T}}{b \cdot 0,8h}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 42,3 \cdot 10^{-2}}{0,15 \times 0,8 \times 4,65} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{---} \quad A = A_{min} = 0,25\% = 0,25 \cdot 10 \times 0,15 \times \frac{1}{2}$$

$$A = 1,87 \text{ cm}^2$$

soit 5 T 8 / ml / face. ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

Pour le ferrailage des trumeaux 2 et 3 ainsi que l'ensemble des voiles, les résultats sont donnés dans les tableaux suivants:

VI2	Tr1	Niv I	31,1	9,9	71,8	14,44	2x2T14	5T8/ml	3,27
		Niv II	15,5	0,32	37,2	14,44	2x2T14	5T8/ml	
	Tr2	Niv I	29,2	7,8	69	12,56	2x2T14	5T8/ml	3,33
		Niv II	14,5	0,25	35,8	12,56	2x2T14	5T8/ml	
VT9 VT11	Tr2	Niv I	- 24,4	57,1	155,3	22,8	2x2T16	5T8/ml	2,94
		Niv II	- 16,7	8,3	83,5	16,9	2x2T16	5T8/ml	
	Tr2	Niv I	11,6	303,5	207,1	28	2x2T16	5T8/ml	2,88
		Niv II	1,9	45,9	109,8	28	2x2T16	5T8/ml	
VT14 VT15	Tr1	Niv I	27,7	13,02	75,2	8,34	2x2T12	5T8/ml	2,7
		Niv II	13,5	0,42	39,2	8,34	2x2T12	5T8/ml	
	Tr2	Niv I	25,7	10,23	72,5	8,34	2x2T12	5T8/ml	2,74
		Niv II	12,5	0,33	37,8	8,34	2x2T12	5T8/ml	
VL1	Tr1	Niv I	106,5	211	176,63	22,8	2x2T16	5T8/ml	3,5
		Niv II	52,4	50,8	91,9	22,8	2x2T16	5T8/ml	
	Tr2	Niv I	106,5	211	176,3	22,8	2x2T16	5T8/ml	3,5
		Niv II	52,4	50,8	91,9	22,8	2x2T16	5T8/ml	
VL4	Tr1	Niv I	- 17,7	83,9	135,1	20,2	2x2T12	5T8/ml	2,3
		Niv II	- 11	- 8,7	71,1	14,2	2x2T12	5T8/ml	
	Tr2	Niv I	- 27,9	142,9	174,6	24,5	2x3T14	5T8/ml	2,51
		Niv II	- 16,9	-14,8	92	20,8	2x2T14	5T8/ml	
	Tr3	Niv I	- 141,8	1,07	175,6	17,7	2x2T20	5T14/ml	10,7
		Niv II	- 77,4	- 0,11	94,7	9,7	2x2T16	5T8/ml	

Nota:

- l'espacement entre les armatures du potelet est pris egal à 10 cm
- En zone courante , sur la longueur 1/10 du trumeau , le ferrailage est de 10T8/ml.

VOILE PERIPHERIQUE

Au niveau du sous-sol, il est prévu un voile périphérique.
Il assurera le chaînage ainsi qu'une stabilité d'ensemble.

dimension: épaisseur: $b = 15\text{cm}$

hauteur : $h = 200\text{cm}$

Ce voile périphérique sera ferrillé d'après la formule suivante
(R P A art 4.5.2)

$$A \geq 0,10 \% b h = 3 \text{ cm}^2$$

soit 5T 8/ ml/ face

et ceci dans les deux sens horizontal et vertical .

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

INTRODUCTION

Le linteau sera calculé comme une poutre encastrée à ses deux extrémités. Il sera soumis à l'action d'un moment fléchissant M et un effort tranchant T . Le calcul se fera en flexion simple. Chaque linteau sera ferrillé sous :

- Son poids propre.
- Le poids du plancher qui lui revient.
- La surcharge d'exploitation du plancher.
- L'effort dû au seisme.

Prescriptions relatives au ferrailage

Le ferrailage minimum est donné par :

* armatures longitudinales : $(A_l, A'_l) \geq 0.0015 BH$

* armatures transversales :

Si $\tau \leq 0.025 F_{c28}$ $A_t \geq 0.0015 bs$

Si $\tau > 0.025 F_{c28}$ $A_t \geq 0.025 bs$

* armatures de peau : $A_c \geq 0.20\%$

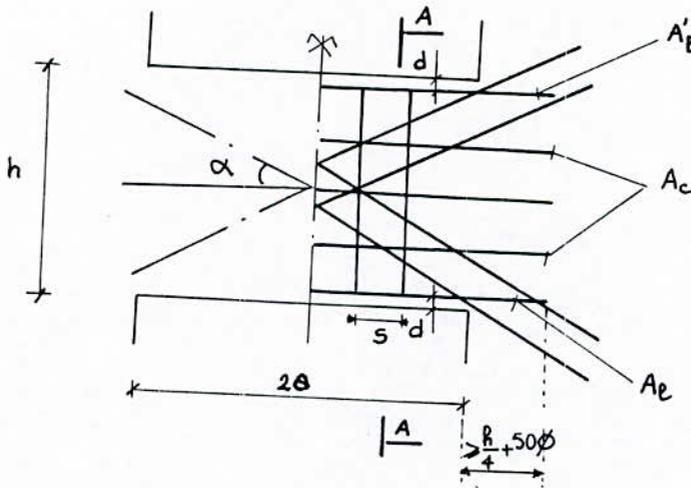


fig. a

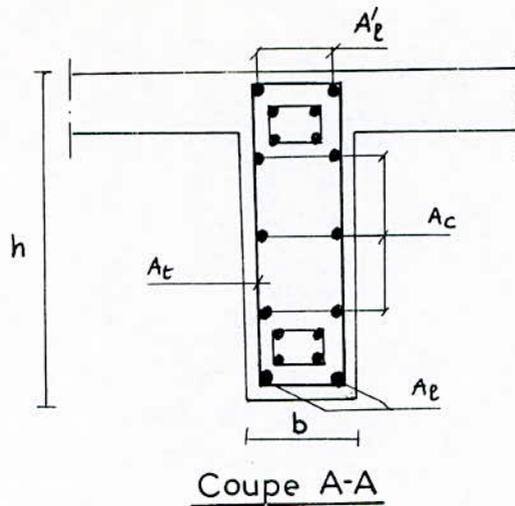
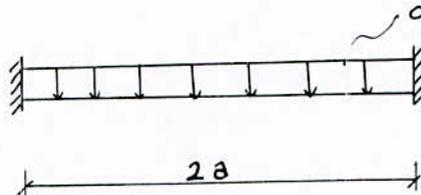


Schéma Statique



Les efforts dûs au seisme sont donnés par :

$$T_e = 1,4 \pi$$

$$M_e = 1.4 \pi$$

On peut négliger les efforts dûs aux charges permanentes étant donné que la portée des linteaux est faible.

Exemple de calcul :

Linteau (1) du voile VL4 au niveau RDC .

L'effort tranchant dû au seisme: $T = \pi = 16.2 \text{ t}$

$$T_e = 1.4 \pi = 1.4 * 16.2 = 22.7 \text{ t}$$

$$a = 0.65 \text{ m}; M_t = 1.4 * 16.2 * 0.65 = 14.74 \text{ tm}$$

$$h = 0.64 \text{ m}$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 F_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement dans le linteau est :

$$\tau_b = T_e / (0.8h * b) = 22.7 * 10^3 / (0.8 * 0.64 * 0.15)$$

$$\implies \tau_b = 2.95 \text{ MPa}$$

Armatures

* $\tau_b > 0.06 F_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$: il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux, transversaux et en zone courante suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (Me, Te) sont repris par des armatures diagonales.
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$\begin{aligned} \text{avec } Tg \alpha &= h-2 d/2 a && \text{(VOIR FIG a)} \\ T &= \pi && \text{(sans majoration)} \\ Ad &= 16.2 \cdot 10E-2 / (2 \cdot 400 \sin 24.4^\circ) = 4.9 \text{ cm}^2 \\ (Tg \alpha &= 0.64 - 2 \cdot 0.025 / 1.3 = 0.45) \\ \text{SOIT 4T14} & \quad (A=6.16 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

* aciers longitudinaux :

$$\begin{aligned} (A_l, A'_l) &\geq 0.0015 \cdot 15 \cdot 64 = 1.44 \text{ cm}^2 \\ \text{soit 2T12} & \quad (A= 2.26 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

* aciers de peau:

$$\begin{aligned} A_c &\geq 0.002 \cdot 15 \cdot 64 = 1.92 \text{ cm}^2 \\ \text{soit 6T8} & \quad (A= 3.02 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

* aciers transverseaux :

$$\tau_b > 0.025 F_{c28} = 0.025 \cdot 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

dans ce cas les armatures transversales sont données par :

$$A_t \geq 0.025 \cdot 15 \cdot 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

on prend 2T8

L'espacement des armatures étant limité par le RPA 88, par la formule suivante :

$$S \leq h/4 = 64/4 = 16 \text{ cm}$$

on adopte S= 15 cm.

CHAPITRE IX :CALCUL DES ELEMENTS

Calcul des dalles

1-Généralités:

Les planchers du bâtiment sont constitués de dalles pleines.

Deux fonctions principales leur sont dévolues:

- Ils supportent leur poids propre et les charges d'exploitation.
- Ils transmettent les efforts verticaux et horizontaux aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations.
- Ils assurent une isolation thermique et phonique pour les différents étages.

2- Méthode de calcul:

Les valeurs des efforts et des flèches sont déterminées grâce aux tables de Barès, à partir du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ et du coefficient μ . On tire d'abord, à partir des tables, les coefficients suivants:

ω_{bs} ; ω_s : coefficients de flèche.

m_{xs} : coefficient de moment dans la direction x ($x = a/2, y = b/2$)

m_{xvs} : coefficient de moment dans la direction x ($x = 0, y = b/2$)

m_{ys} : coefficient de moment dans la direction y ($x = a/2, y = b/2$)

m_{yas} : coefficient de moment dans la direction y ($x = a, y = b/2$)

m_{yvs} : coefficient de moment dans la direction y ($x = a/2, y = 0$)

m_{yva} : coefficient de moment dans la direction y ($x = a, y = 0$)

Ces coefficients seront multipliés par:

$q \frac{a^4}{Eh^3}$: pour obtenir la flèche (h: épaisseur de la dalle)

qa^2 : pour obtenir le moment suivant x

qb^2 : pour obtenir le moment suivant y.

Application:

$$\mu = 0$$

$\gamma = \frac{a}{b}$ (pour des valeurs de γ ne figurant pas sur les tables c
procède à des interpolations).

$$q = 1,35G + 1,5P = 1,116 \text{ t/m}^2 \text{ (plancher terrasse)}$$

$$q = 1,116 \text{ t/ml} \quad (b = 1 \text{ m})$$

$$E = 3,21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

Dalles D1 - D6 - D18:

$$a = 6,155 \text{ m} \quad \gamma = 1,66$$

$$b = 3,7 \text{ m}$$

Les coefficients correspondants seront déterminés par interpolation

$$\gamma_1 = 15 \dots \omega_{s_1} = 0,0055$$

$$\gamma_2 = 1,75 \dots \omega_{s_2} = 0,03$$

$$\omega_s = \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \omega_{s_2} + \frac{\gamma_2 - \gamma}{\gamma_2 - \gamma_1} \omega_{s_1} = 0,0039$$

$$f_s = \omega_s \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,0039 \cdot \frac{1,116 \cdot 6,155^4}{3,2165 \cdot 10^6 \cdot 0,14^3} = 0,71 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

De la même manière on obtient:

$$\omega_{bs} = 0,0043, \quad f_{bs} = \omega_{bs} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,78 \cdot 10^{-9}$$

$$m_{xs} = 0,0015, \quad M_{xs} = m_{xs} \cdot qa^2 = 63 \cdot 10^{-3} \text{ t.m}$$

$$m_{xvs} = -0,0205, \quad M_{xvs} = m_{xvs} \cdot qa^2 = -0,87 \text{ t.m}$$

$$m_{ys} = 0,0374, \quad M_{ys} = m_{ys} \cdot qa^2 = 0,57 \text{ t.m}$$

$$m_{yas} = 0,0417, \quad M_{yas} = m_{yas} \cdot qa^2 = 0,64 \text{ t.m}$$

$$m_{yvs} = -0,0816, \quad M_{yvs} = m_{yvs} \cdot qa^2 = -8,27 \text{ t.m}$$

$$m_{yva} = -0,0015, \quad M_{yva} = m_{yva} \cdot qa^2 = -27 \text{ t.m}$$

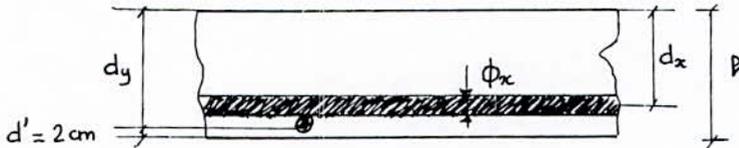
3- Ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, sollicitée en flexion simple.

Sens X . sur appui : $M = M_{xvs}$

sens Y . en travée : $M = \max (M_{ys}, M_{yas})$

. sur appui : $M = \max (M_{yvs}, M_{yva})$



$$d_y = h - d'$$

$$d_x = d_y - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} \quad \text{on choisit } \phi_x = \phi_y = 8 \text{ mm}$$

Ecartement des armatures:

Direction la plus sollicitée : $t_y \leq \min(3h; 33\text{cm})$.

Direction perpendiculaire à la première direction: $t_x \leq \min(4h; 45\text{cm})$

$$h = 14 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad d_y = 12 \text{ cm}$$

$$d_x = 12,2 \text{ cm}$$

$$t_y \leq 33 \text{ cm}$$

$$t_x \leq 45 \text{ cm}$$

Remarque:

L'épaisseur de la dalle étant inférieure à 16 cm, il est inutile de faire un calcul au cisaillement.

Vérifications:

Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Flèche:

$$\bar{f} = \frac{1}{500}$$

a- Dalles encastrées sur 3 côtés:

		D1-D6-D18	D11	D14	D7-D8 D9-D10	D2-D5-D17
Sens x	$M_t(t, m)$	0,06	0,1	0,04	0,04	0,02
	$A_{ef}(cm^2/ml)$	3 T 8	3 T 8	3 T 8	3 T 8	3 T 8
	$M_a(t, m)$	0,87	0,73	0,71	0,86	0,54
	$A_a(cm^2/ml)$	2,29	1,91	1,86	2,26	1,41
	$A_{ef}(cm^2/ml)$	5 T 8	4 T 8	4 T 8	5 T 8	3 T 8
Sens y	$M_t(t, m)$	0,64	0,54	0,54	0,64	0,54
	$A_t(cm^2/ml)$	1,56	1,31	1,31	1,56	1,31
	$A_{ef}(cm^2/ml)$	4 T 8	3 T 8	3 T 8	3 T 8	3 T 8
	$M_a(t, m)$	1,27	1,09	1,07	1,27	1,07
	$a_a(cm^2/ml)$	3,14	2,68	2,63	3,14	2,64
	$A_{ef}(cm^2/ml)$	7 T 8	6 T 8	6 T 8	7 T 8	6 T 8

Remarque:

Dans le sens x, on dispose en travée une section minimale

$$A \geq 0,0008 b h = 1,12 \text{ cm}^2$$

on adopte $A = 1,51 \text{ cm}^2$ soit 3 T 8.

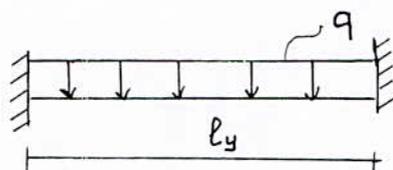
Vérification des flèches:

		D1-D6-D18	D11	D14	D7-D8 D9-D10	D2-D5-D17
	f_{bs} (cm)	0,08				
Sens x	\bar{f} (cm)	1,23	0,85	1,2	1,34	1,1

b- Dalles encastrées sur 2 côtés:

C'est le cas des dalles qui ne portent que dans un seul sens.

La dalle est étudiée comme une poutre encastrée, de largeur 1 m et de portée l_y .



$$M_a = -q \frac{l_y^2}{16}$$

$$M_t = q \frac{l_y^2}{10}$$

		D3 - D4 - D14 - D15 D16	D12
Sens. porteur	M_t (t.m)	0,7	1,29
	A_t	1,7	3,19
	A_{ef}	4 T 8	7 T 8
	M_a	0,43	0,81
	A_a	1,04	1,98
	A_{ef}	3 T 8	4 T 8
Sens porteur	A_t	0,42	0,8
	A_{ef}	4 T 6	4 T 6
	A_a	3 T 8	4 T 8

*La section des armatures de répartition est au moins égale au quart de celle des armatures principales en travée.

Au niveau des appuis, la section est égale à celle des chapeaux prévus pour les grands côtés.

Remarques:

*Le calcul des dalles du plancher courant donne un ferrailage très proche de celui de la terrasse.

On adoptera le même ferrailage pour les deux types de planchers.

*On utilisera un même ferrailage pour tous les panneaux:

Sens y (sens porteur):	en travée:	7 T 8/ml
	sur appuis	7 T 8/ml
Sens x (sens de répartition):	en travée	4 T 8/ml
	sur appuis	5 T 8/ml

CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers prévus sont constitués d'une seule volée ils sont coulés sur place.

La paillasse porte de palier en palier et l'élément résistant est constitué par une dalle inclinée semi-encastree aux deux extrémités.

Les marches au dessus de la dalle sont considérés comme une surcharge et n'interviennent pas dans la résistance.

Charges et surcharges

-Poids propre de la paillasse	$0,18 \times 2,5 = 0,523t$
	<u>cos 30,7</u>
-Poids propre des marches	$0,167 \times 2,2 = 0,184t$
	<u>2</u>
-Revetement (mortier , carre lage)	= 0,106t
-Garde corps :	0,1t
	<u>G = 0,913t</u>
	P = 0,250t

$$Q = 1,35 G + 1,5 P = 1,607 T/m^2$$

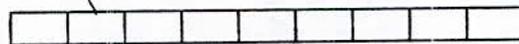
Etude de la paillasse:

La paillasse sera calculée en flexion simple l'épaisseur à prendre est telle que :

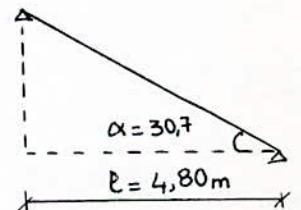
$$\frac{L}{20} < e < \frac{L}{30}$$

On prend : $e = 18 \text{ cm.}$

$$Q = 1,607 t / m^2$$



$$L = 4,8 \text{ m}$$



$$M = Q \frac{L^2}{8} = \frac{1,607 \times 4,8^2}{8} = 4,63 \text{ t.m}$$

A- Ferrailage en travée

$$M_t = 0,80 \quad M_o = 3,7 \text{ t.m}$$

$$U_{bu} = M_t = 3,7 \cdot 10^2 = 0,11$$

$$\frac{bd^2 f_{bu}}{1 \times 0,155^2 \times 14,2}$$

$$U_{bu} < U_{lu} = 0,3$$

$$\alpha = 0,144$$

$$Z = 0,146 \text{ m}$$

$$A_t = M_t = 3,7 \cdot 10^2 = 7,28 \text{ cm}^2$$

$$Z_b \cdot F_{su} = 0,146 \times 348$$

Soit 7 T 12 / ml (A = 7,92 cm²)

b- Ferrailage des appuis

$$M_a = 0,5 \quad M_o = 2,31 \text{ T.m}$$

$$U_{bu} = M_a = 2,31 \cdot 10^2$$

$$\frac{bd^2 f_{bu}}{1 \times 0,155^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$U_{bu} < U_{lu} = 0,3$$

$$\alpha = 0,089$$

$$Z_b = 0,149 \text{ m}$$

$$A_a = M_a = 2,31 \cdot 10^2 = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$Z_b \cdot F_{su} = 0,149 \times 348$$

Soit 7 T 10/ml (A = 5,49 cm²)

C-Armatures de répartition:

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

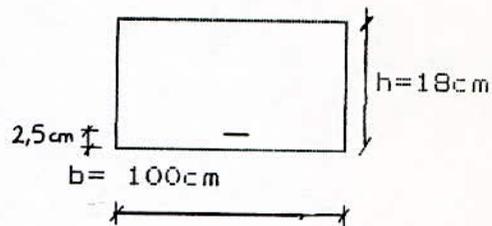
On choisit 5 T 8 / ml (A = 2,51 cm²)

D- Vérifications

* Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$V = q \frac{l}{2} = 1,607 \times \frac{4}{2} = 3,214 \text{ t}$$



$$\tau_u = \frac{3,85}{1 \times 0,155} = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

* Non fragilité

$$A > 0,23 b.d \frac{F_t 28}{F_e} = 0,23 \times 1 \times 0,155 \times \frac{2,1}{400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Verifiée.

Calcul de la poutre noyée

La poutre d'escalier supporte les charges transmises par la paillasse et le palier.

La charge supportée est la somme de:

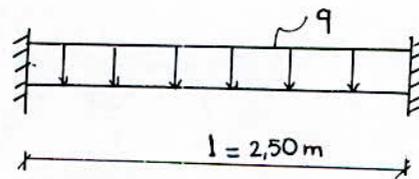
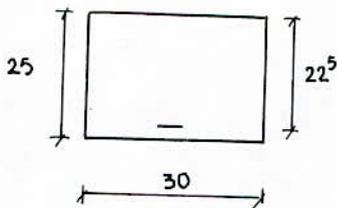
- Poids propre de la poutre $2,5 \times 0,25 \times 0,30 = 0,187 \text{ t/m}$

- réaction de la volée: $q_0 = 1,607 \times \frac{4,8}{2} = 3,85 \text{ t/m}$

- Palier: charge: $(2,5 \times 0,14 \times 0,825) \times 1,35 = 0,39 \text{ t/m}$

Surcharge: $(0,250 \times 0,825) \times 1,5 = 0,39 \text{ t/m}$

$$Q = 4,74 \text{ t/m}$$



. En travée :

$$M = \frac{q l^2}{8} = 3,7 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,80 M_0 = 2,96 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,96 \cdot 10^{-2}}{0,3 \times 0,225 \times 14,2} = 0,14 < \mu_{bu}$$

$$\alpha = 0,185$$

$$Z_b = 0,208$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \times F_{su}} = \frac{2,96 \cdot 10^{-2}}{0,208 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T 14 (A = 4,62 cm²)

. Sur appuis

$$M_a = 0,5 M_o = 1,85 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M_a}{Z_b \times F_{su}} = \frac{1,85 \cdot 10^{-2}}{0,21 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T 12 (A = 3,39 cm²)

Ferrailage transversal

$$A_t = 1 \text{ cadre T 8} + 1 \text{ étrier } \phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$t \ll \frac{A_t \cdot 0,8 F_e}{(\tau_u - 0,5k)b}$$

$$k = 1 \text{ (flexion simple)}$$
$$\tau_u = \frac{V}{b d} = \frac{q l / 2}{b d} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$t \ll 44 \text{ cm}$$

On prend $t = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE X :ETUDE DES FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS

INTRODUCTION

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

La contrainte du sol à 2 m de profondeur est de 2 bars.

Le choix du type de fondation dépend de la charge apportée par le bâtiment et des caractéristiques mécaniques du sol.

Le choix a été porté sur des semelles filantes.

En prenant comme exemple les deux voiles VT2 et VT4, distantes de 3.4 m on a :

$$\text{VT2 : } N = 1.356 + 1.5 P = 1.35 * 196.6 + 1.5 * 14.96 = 287.8 \text{ t}$$
$$q = N/l = 287.8 / 8.1 = 35.54 \text{ t/ml}$$

l étant la longueur du voile

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B1 \geq q / \bar{\sigma}_{sol} = 35.54 / 20 = 2.3 \text{ m}$$

$$\text{VT4 : } N = 105.6 \text{ t}$$
$$q = 105.6 / 3.85 = 27.42 \text{ t/ml}$$

$$B2 \geq q / \bar{\sigma}_{sol} \text{ sol} = 27.42 / 20 = 1.3 \text{ m}$$

d = B1/2 + B2/2 = 1.8 m : ce qui amène à réaliser des semelles filantes sous les voiles VT2 et VT4

CALCUL DES SEMELLES

Le calcul des semelles se fera en compression simple et la vérification des contraintes sera faite en flexion composée.

EXEMPLE DE CALCUL : SEMELLE SOUS VOILE VT1

$$N = 1.356 + 1.5 P = 1.35 * 52.11 + 1.5 * 4.7 = 77.4 \text{ t}$$

$$l = 4.25 \text{ m (longueur du voile)}$$

Le dimensionnement de la semelle se fait à partir de la formule suivante :

$$B \geq N / l \cdot \bar{\sigma}_{sol} ; B : \text{longueur de la semelle}$$

$$B \geq 77.4 / 4.25 * 20 = 0.91 \text{ m}$$

$$\text{=====> } B = 1 \text{ m}$$

on utilisera la méthode des consoles

$$M = \bar{\sigma}_{su} (B-b)/2 * 1 \text{ m} * (B-b)/4 = \bar{\sigma}_{sol} \frac{(B-b)^2}{8} * 1 \text{ m}$$

$$M = 20 * \frac{(1-0.15)^2}{8} * 1 = 1.81 \text{ t.m}$$

$$A = M / (0.8 h * \frac{F}{t su}) = 1.81 * 10E-2 / (0.8 * 0.3 * 348) = 2.16 \text{ cm}^2$$

soit 4 T 10/ml (A=3.14 cm²)

Armatures de repartition : A = A/4

on prendra ^r 4 T 8/ml (A = 2.01 cm²)

Les caractéristiques géométriques ainsi que le ferrailage des autres semelles, sont donnés dans le tableau suivant :

VOILE	B (m)	ht (m)	A princ(/ml)	A rép (/ml)
VT1	1	0,30	7T8	5T8
VT2	2,3	0,60	7T12	5T8
VT3-VT16 VT17-VT4 VT10-VL1	1,40	0,40	5T10	4T8
VT15-VT14 VT6	1,20	0,35	5T10	5T8
VT7-VT8 VT12-VT13	1,10	0,35	4T10	4T8
VT11-VT9	2,55	0,65	7T12	5T8
VL2-VL3	2,05	0,55	6T12	5T8
VL4-VL5	3,2	0,85	7T12	5T8

REMARQUES

1- La hauteur h_1 est donnée par les formules :

$$h_1 = h_t/2 \text{ à } h_t/3$$

on prendra $h_1 \text{ (cm)} \geq (6 \varnothing + 6) \text{ cm}$
 $h_1 = h_t/2$

2- Il y a chevauchement des semelles sous les voiles VT9 et VT11. On réalisera une semelle continue sous les deux voiles.

Cette semelle agit, longitudinalement, comme une poutre renversée continue avec les voiles comme appuis, d'où des armatures supérieures (moment positif en travée) et des armatures inférieures.

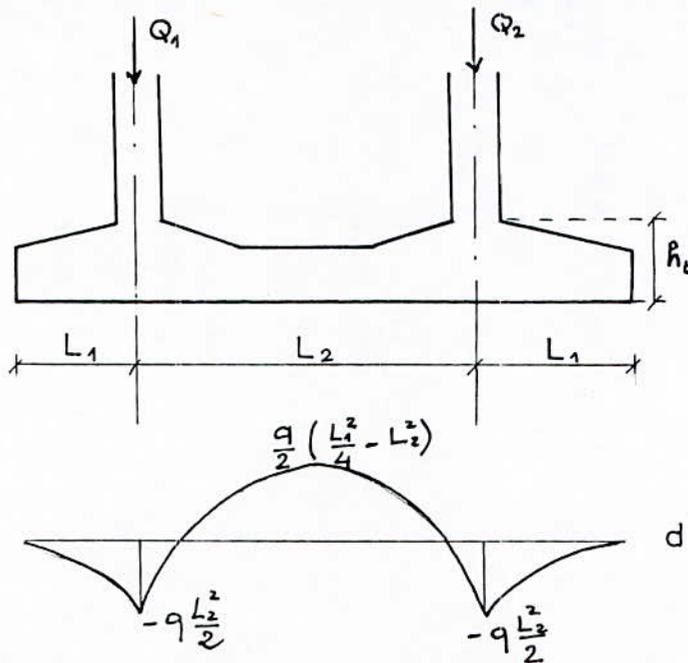


diagramme du moment flechissant

Le moment en travée est $M = q/2 (L_1^2 / 4 - L_2^2)$

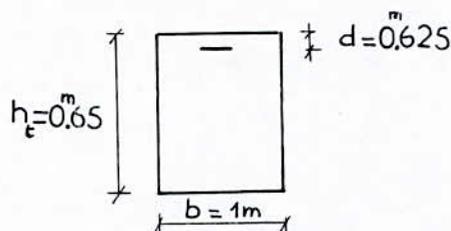
avec $q = (Q_1 + Q_2) / (2 \cdot L_2 + L_1)$

on a $Q_1 = Q_2 = 275.02 \text{ t}$

$$q = (275.02 + 275.02) / (2 \cdot 1.27 + 2.65) = 52.89 \text{ t/ml}$$

$$M = 52.89 / 2 \left(\frac{2.65^2}{4} - 1.27^2 \right) = 3.44 \text{ t.m}$$

CALCUL DES ARMATURES SUPERIEURES



Le calcul se fera à la flexion simple

$$\mu = \frac{M}{b d^2 F_{bu}} = \frac{52.89 * 10E-2}{1 * 0.625^2 * 14.2} = 0.006$$

$$A_s = \frac{M}{b Z F_{su}} = \frac{(52.89 * 10E-2)}{(0.623 * 348)} = 1.58 \text{ cm}^2$$

soit 5T8/ml

CHAPITRE XI :CONCLUSION

CONCLUSION

Vu le grand nombre de voiles porteurs ,le bâtiment étudié présente une grande inertie totale .De ce fait il est considéré comme une construction rigide.

Ceci a donné lieu à des périodes de vibrations faibles .

En fait de tels bâtiments ont été conçus dans un souci de gain de temps et ceci grâce au coffrage tunnel qui permet un décoffrage plus rapide comparé aux autres types de coffrages.

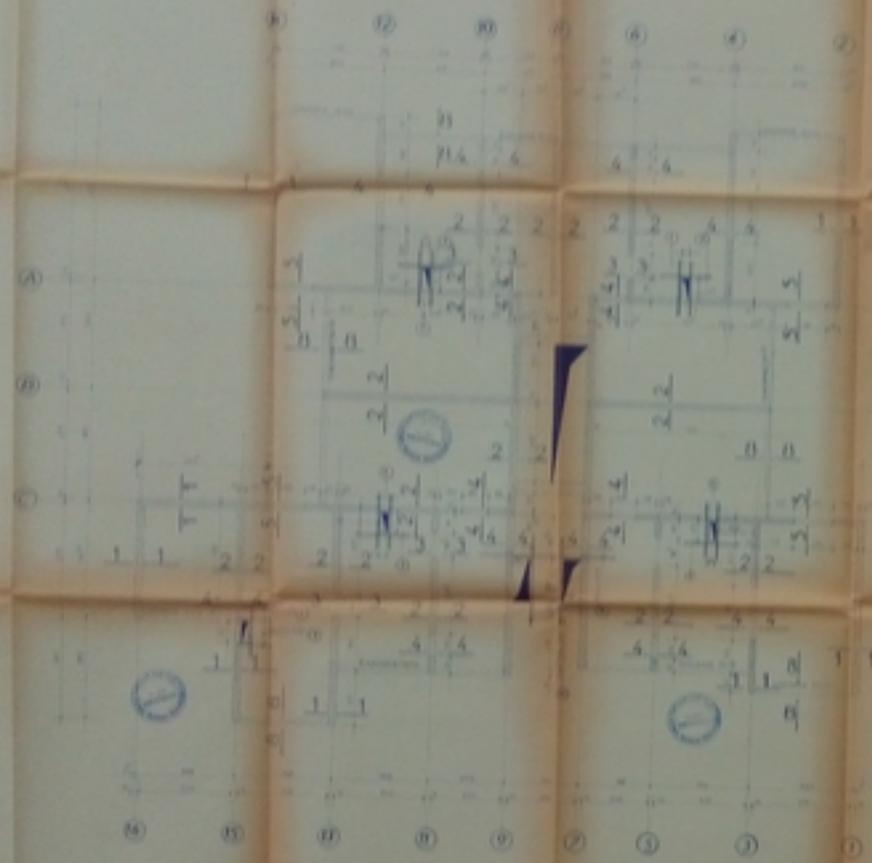
On pourrait réaliser ce meme type de bâtiments en remplaçant un grand nombre de voiles par des cloisons ,ce qui permettrait d'avoir une construction souple et de réaliser un gain en matériaux de construction.

B I B L I O G R A P H I E

- 1 - A. CAPRA - Calcul dynamique des structures en zone sismique (Eyrolles 1982).
- 2 - R.PETROVICI - Structures résistantes aux seismes (Alger 1976).
- 3 - R.W. CLOUGH - Dynamique des structures, tome 1 (Pluralis 1980).
- 4 - MARIO PAZ - Dynamic of structures.
- 5 - L. TZENOV - Calcul des structures parasismiques (ENAL 1985).
- 6 - M. DIVERS - Calcul pratique des tours en béton armé.
- 7 - M. DAOUDI - Conception et calcul des structures soumises aux seismes (OPU 1984).
- 8 - P. CHARON - Calcul des ouvrages en béton armé (Eyrolles 1986).
- 9 - M. BELAZOUGUI - Calcul des ouvrages en béton armé (OPU 1988).
- 10- A. FUENTES - Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé (Eyrolles 1983).
- 11- R. BAYON - L'établissement d'un projet de bâtiment, tome 1 (Eyrolles 1985).
- 12- A. GUERRIN - Traite du béton armé (DUNOD).
- 13- Techniques de l'ingénieur (Paris).

Règlements.

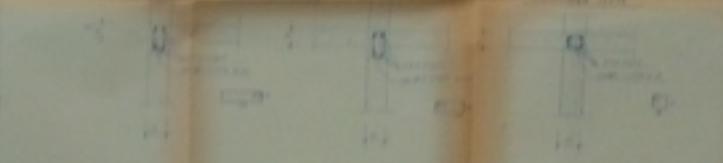
- Règles Parasismiques Algériennes "RPA 88".
- D.T.U. "Règles B.A.E.L 80" (Eyrolles 1982).
- D.T.R.B.C.2.2 "Charges permanentes et charges d'exploitation".



Coupe 1-1

Coupe 2-2

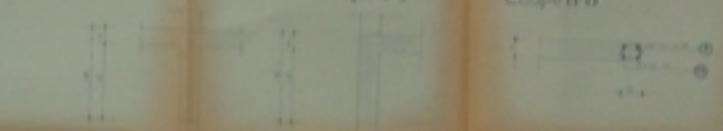
Coupe 3-3



Coupe 4-4

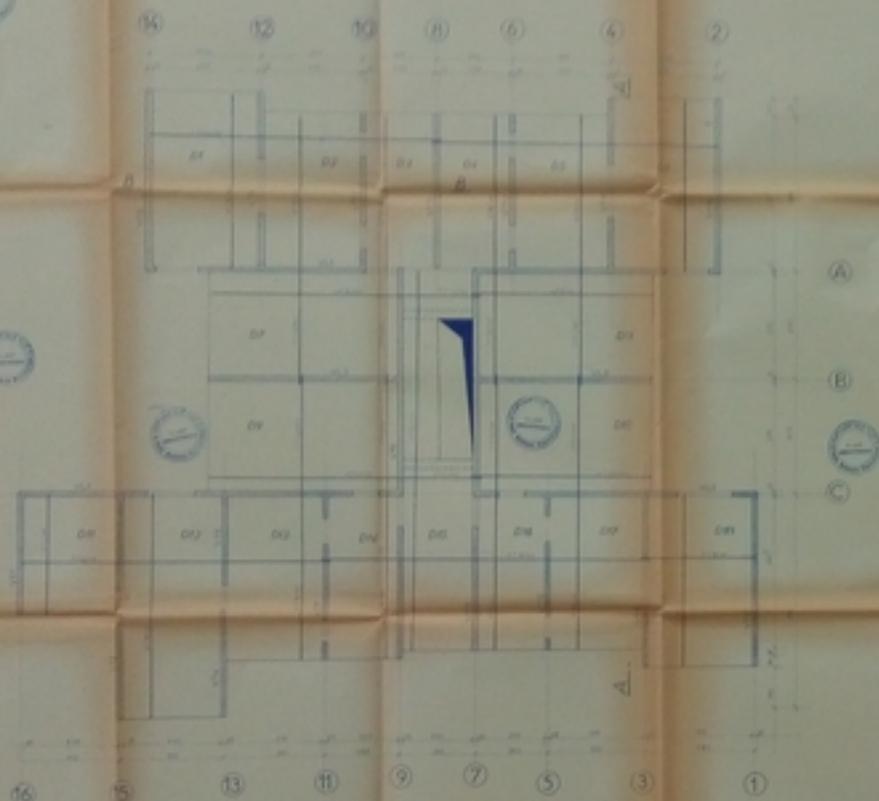
Coupe 5-5

Coupe B-B

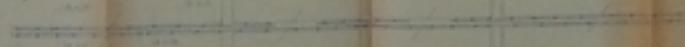


	ERCA
	BÂTIMENT R+5 contreventé par VOILES
PROJET	COFFRAGE du PLANCHER ETAGE COURANT
TITRE	1
	1

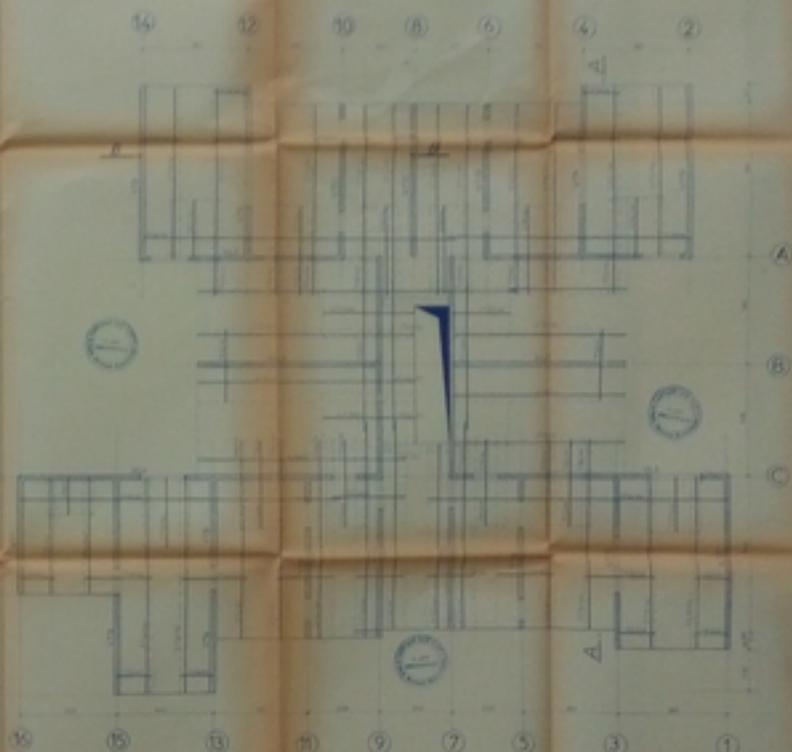
NAPPES INFÉRIEURES



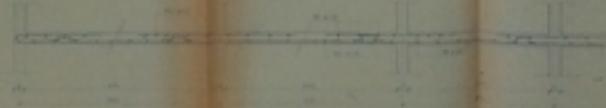
COUPE AA



NAPPES SUPÉRIEURES



COUPE BB



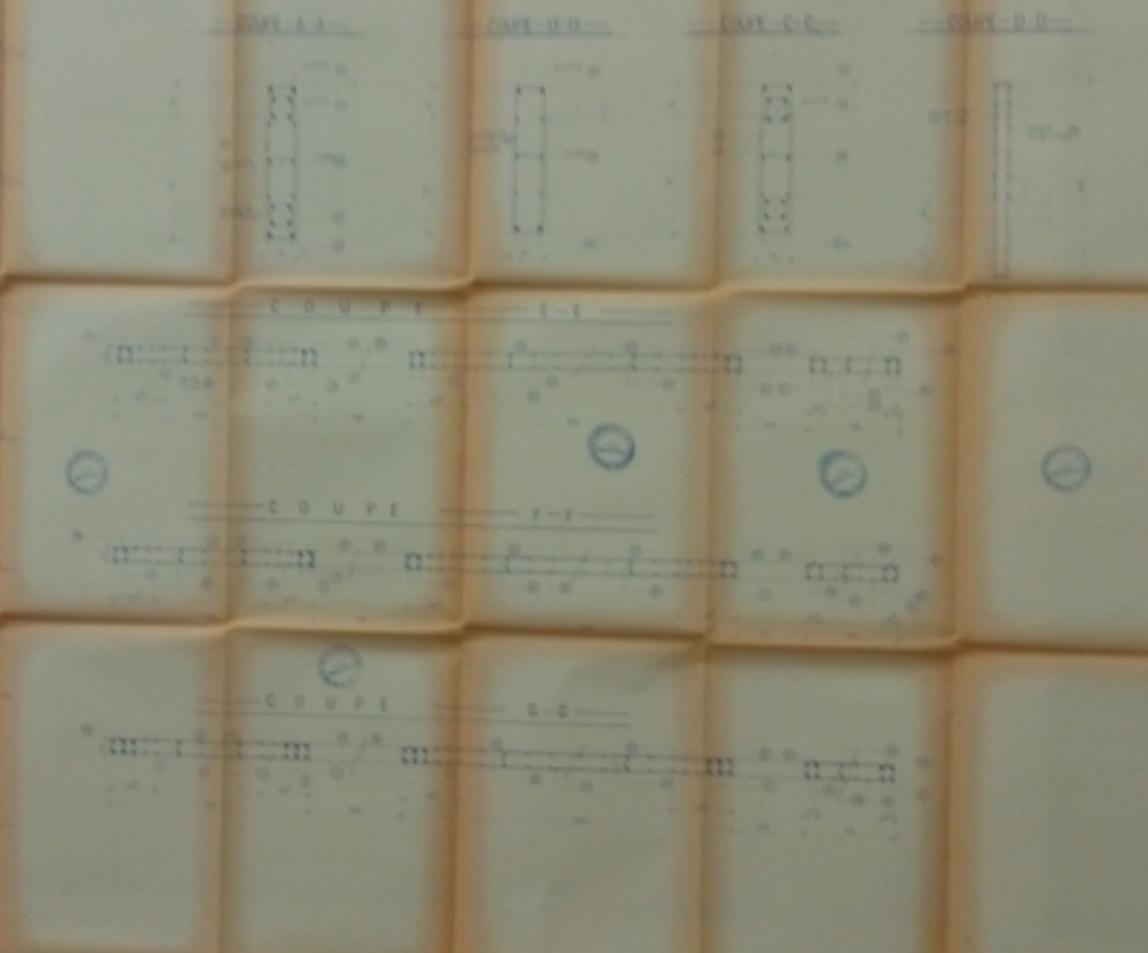
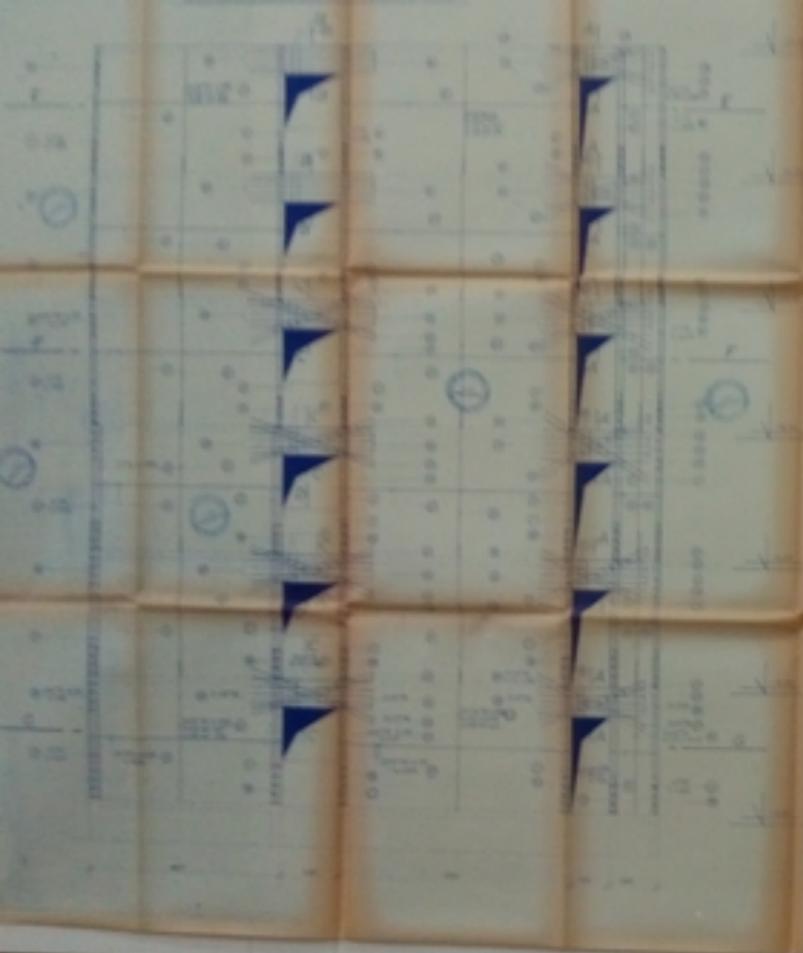
ÉCLAIRAGE
PROJET
TÈRE

E.R.C.A.

BATIMENT R+5
contreventé par VOILES

FERRAILLAGE
du PLANCHER
ÉTAGE COURANT

ÉCHÉLONNÉ

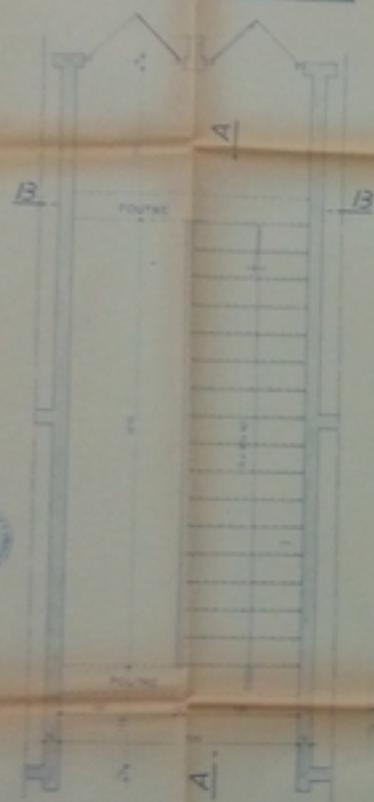


Signature des Auteurs
 Date
 N° de l'ouvrage
 N° de l'édition

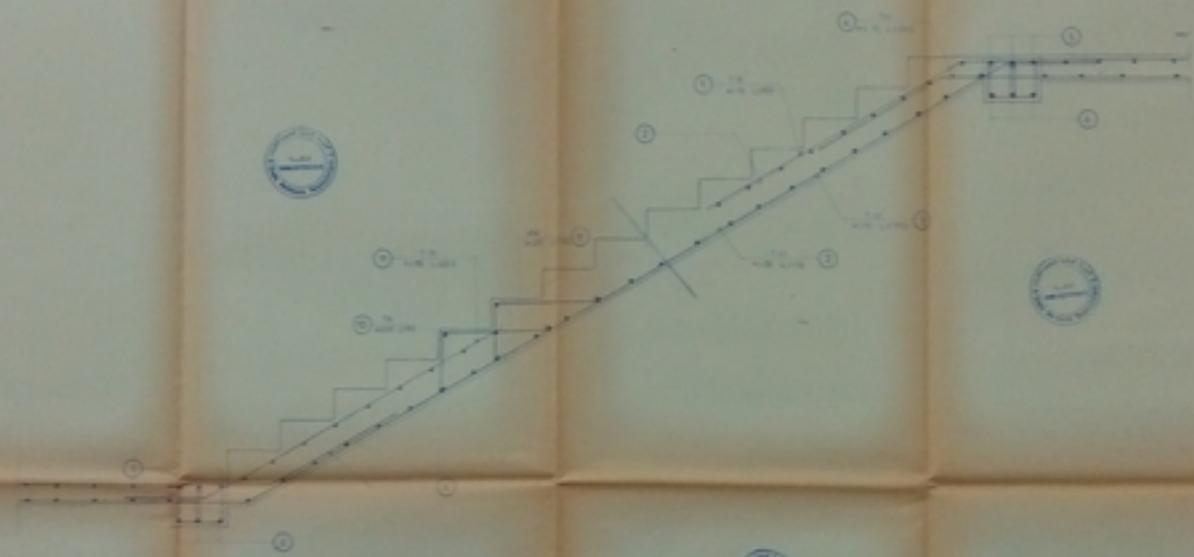
ERCA
 BÂTIMENT S.A.
 commandé par VOILES
 100, rue de la République
 1000 BRUXELLES
 LONGUEVALE V&A

ERCA

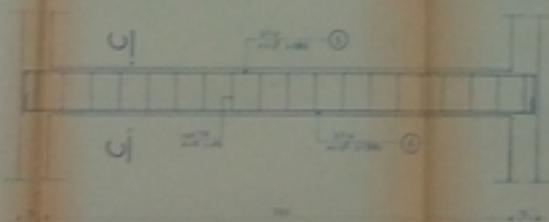
— VUE EN PLAN —



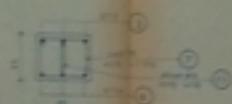
— COUPE A-A —



— COUPE B-B —



— COUPE C-C —



Nomenclature des Aciers

DIAMÈTRE	NOMBRE	LONGUEUR	REMARQUES
10	8	233	2838
10	8	192	1536
10	12	176	2112
10	12	144	1728
10	12	120	1440
10	12	96	1152
10	12	72	864
10	12	48	576
10	12	24	288
10	12	12	144

25/10/54

ERCA
BEDIC

Entreprise spécialisée dans la conception et l'exécution de tous les travaux de construction.

« E.R.C.A. »

PROJET

BATIMENT R+5
contreventé par VOILES

TITRE

FERRAILLAGE
des ESCALIERS

ERCA

100, rue de la République - 92000 Nanterre
TÉLÉPHONE : 30.00.00

