

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G. Civil

المدرسة الوطنية لتكنولوجيا البناء
BIBLIOTHEQUE - المعمارية
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

**ETUDE D'UN BATIMENT
TOUR R + 16 + 1 SOUS-SOL
CONTREVENTE PAR VOILES**

Proposé par :

COSIDER

Dirigé par :

Mr.T.SAICHI

Etudié par :

MM.H.BELALOUI

F.BAKHTI

PROMOTION

JUIN 92

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

**ETUDE D'UN BATIMENT
TOUR R + 16 + 1 SOUS-SOL
CONTREVENTE PAR VOILES**

Proposé par :

COSIDER

Dirigé par :

Mr.T.SAICHI

Etudié par :

MM.H.BELALOUI

F.BAKHTI

PROMOTION

JUILLET 1992

DEDICACES



Je dedie ce modeste travail à :

A ma mère , mon père pour leurs sacrifices.

A mes grands parent.

A moi-même

A mon frère mrézek .

A mes soeurs .

Au blues qui me donne de l'espoir

A tous les amies :

LAMINE , HAKIM , SAMY , MOHAMED , MATI , HALIM , etc...

Farid BAKHTI

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de mes très chers parents.

Hakim.

REMERCIEMENTS

Nos vifs remerciements à notre promoteur M^rToufik SAICHI

pour son aide précieuse et efficace ainsi qu'à tout

le personnel de COSIDER .

Nous tenons à remercier aussi tout ceux qui ont contribué

à notre formation de près ou de loin .

SOMMAIRE

I- INTRODUCTION

II- PREDIMENSIONNEMENT

III- DESCENTE DE CHARGES

IV- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

V- ETUDE SISMIQUE

VI- ETUDE AU VENT

VII- ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES
HORIZONTALES

VIII- ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES
VERTICALES

IX- FERRAILLAGE DES VOILES ET DES
LINTEAUX

X- CALCUL DES ELEMENTS

XI- ETUDE DES FONDATIONS

TABLE DES MATIERES

I. INTRODUCTION	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques des matériaux	4
II. PREDIMENSIONNEMENT	6
II.1 Dalles	6
II.2 Voiles	7
II.3 Escaliers	7
III. DESCENTE DE CHARGE	10
III.1 Détermination des charges permanentes et les surcharges d'exploitation	10
IV. CARACTERES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	18
IV.1 Inertie	18
IV.2 Centre de torsion, centre de masse	29
IV.3 Excentricité	29
IV.4 Inertie polaire	30
V. ETUDE SISMIQUE	32
V.1. Méthodes de calcul	33
V.2. Exposé de la méthode	35
V.3. Calcul des forces sismiques	52
VI. ETUDE AU VENT	57

VII. ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES	68
VII.1 Distribution des forces sismiques latérales aux voiles	68
VII.2. Détermination des sollicitations dans les voiles ..	71
VIII. ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES	87
VII.1 Détermination des charges vertivcales	87
VII.1.1 Répartition des charges verticales aux trumeaux	87
VII.2 Combinaison des charges	107
IX. FERRAILLAGE DES VOILES ET DES LINTEAUX	115
IX.1 Ferrailage des voiles	115
IX.2 Ferrailage des linteaux	127
X. CACUL DES ELEMENTS	132
X.1. Dalles	133
X.2. Escaliers	147
X.3. Poutres	158
X.4. Poteaux	168
X.5. Acrotère	180
XI. FONDATIONS	187
BIBLIOGRAPHIE	

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

- _ Presentation de l'ouvrage
- _ Caractéristiques des matériaux

I. INTRODUCTION

1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a été proposé par COSIDER, il traite un bâtiment tour à usage d'habitation 'RDC +16étages + 1 sous sol'.

Cet tour fait partie d'une opération de 64 Logements, Locaux de commerces.

Le lieu d'implantation est à Tizi-Ouzou : la région est classée suivant RPA en zone de moyenne sismicité (zone II)

Les dimensions du bâtiments en plan :

- Longueur $L = 35,70$ m
- Largeur $l = 28,25$ m
- Hauteur totale $H = 55$ m
- Hauteur d'étage $h_e = 3,00$ m

La structure est contreventée par des voiles dans le sens longitudinal et transversal assurant une stabilité au bâtiment lors d'un seisme ou bien d'un vent et d'assurer une bonne résistance aux sollicitations des charges verticales.

L'épaisseur des voiles est de 20 cm.

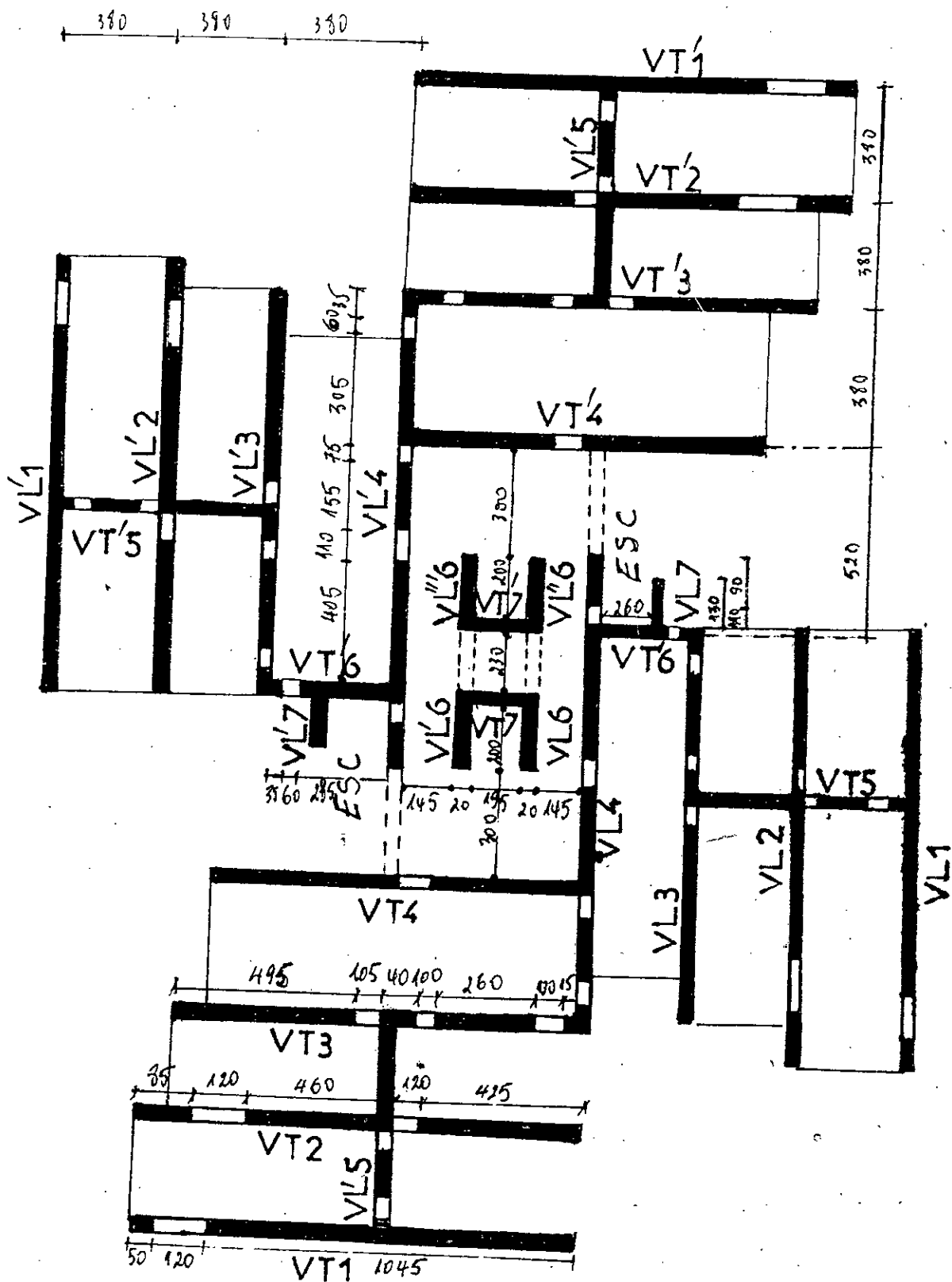
Le choix d'une structure en voiles est dû à des raisons :

- * D'après la hauteur ($H=55$ m), une structure en voiles est plus économique et moins flexible
- * la rapidité de l'exécution en choisissant un coffrage tunnel.

Le type de plancher constitué de dalles pleines dont l'épaisseur est de 15cm, coulée sur place.

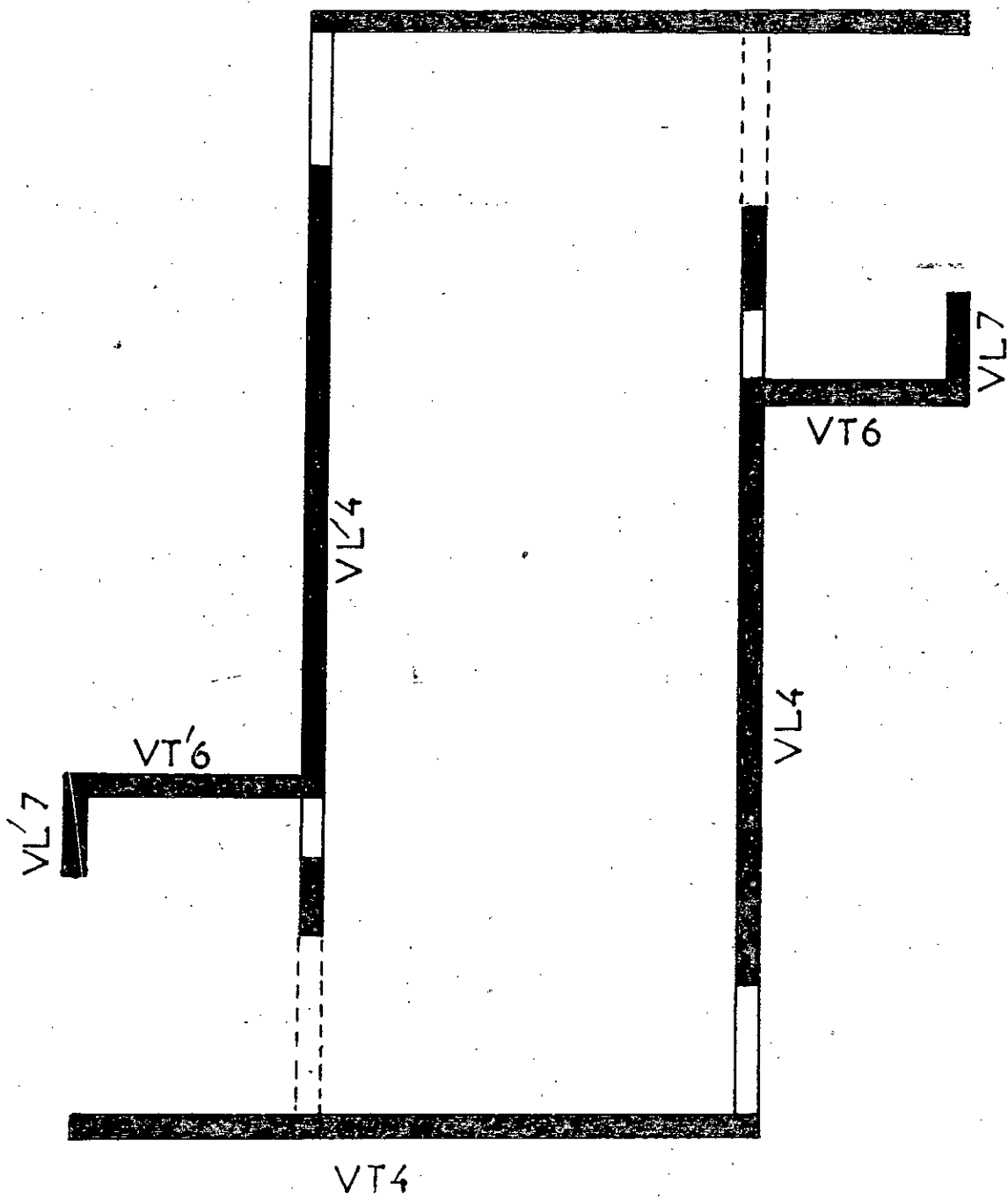
Les façades sont composées de panneaux préfabriqués de 15cm d'épaisseur, ces panneaux prennent appuis sur les bouts libres des planchers.

Les escaliers sont à double volée préfabriquées prenant appuis sur des paliers préfabriqués.



COUPE

ETAGE COURANT



ETAGE TECHNIQUE

I.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

BETON : le beton armé utilisé pour la réalisation de notre ouvrage sera conformé aux règles B.A.E.L.

La composition du béton pour 1 m³

350 kg de ciment (CPA 325)

400 Litres de sable propre

300 Litres de gravier

175 Litres d'eau.

* La résistance caractéristique à la compression à 28 jours:

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

* La résistance caractéristique à la Traction f_{t28} :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$$

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

* Contrainte limitée ultime en compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \gamma_b : \text{coefficient de sécurité}$$

$$- \gamma_b = 1,15 \quad \text{situation accidentelle.}$$

$$- \gamma_b = 1,5 \quad \text{situation durable} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

* contrainte limite de service en compression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

* Contrainte ultime de cisaillement :

$$\text{fissuration peu nuisible} \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{fissuration prejudiciale} \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

ou fissuration très prej.

* Module de déformation longitudinale : E

$$\text{Chargement de courte durée } E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164 \text{ MPa.}$$

$$\text{Chargement de longue durée } E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10813,86 \text{ MPa.}$$

ACIER : on utilise des aciers naturels :

* acier H.A FeE 40 type 1 $f_e = 400 \text{ MPa}$

* acier R.L FeE 24 $f_e = 235 \text{ MPa}$

on utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ (limite d'élasticité)

* La contrainte ultime $f_{su} = f_e / \gamma_s$

$$\gamma_s : \text{coef de sécurité} \quad \left| \begin{array}{l} 1 \quad \text{situation accidentelle} \\ 1,15 \quad \text{situation durable} \end{array} \right.$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

* La contrainte de traction des aciers en service limite :

$$\begin{array}{l} \text{fiss Prej} \quad \rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e, 150 \eta) \\ \text{fiss tr\`es Prej} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}(1/3 f_e, 110 \eta) \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \eta=1 \text{ R.L} \\ \eta=1,6 \text{ HA} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT

- Dalles
- Voiles
- Escaliers

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

1. Plancher à dalles pleines :

* Conditions de résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis $1/35 \leq e \leq 1/30$
- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $1/50 \leq e \leq 1/40$

Prenons le cas de la plus grande portée $l_{max} = 3,80$
On a des dalles qui reposent sur 3 appuis :

$$380/50 \leq e \leq 380/40 \quad \rightarrow \quad 7,6 \leq e \leq 9,5 \text{ (cm)}$$

* Condition d'isolation acoustique :

Selon "B.A.E.L 83" l'épaisseur du plancher $e \geq 15$ cm pour qu'il y aurait une bonne isolation acoustique.

* Condition de sécurité à l'incendie :

- $e_{min} = 7$ cm pour 1H de feu.
- $e_{min} = 11$ cm pour 2H de feu.

* Condition de limitation de la flèche :

$$L_{max} \leq 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad f_{max} \leq L_{max}/500 \text{ (cm)}$$

$$L_{max} \geq 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad f_{max} \leq (L_{max}/1000) + 0,5 \text{ (cm)}$$

On prend une bande de largeur de 1m et de longueur $L_{max} = 3,80$ (m)
et on prend au préalable l'épaisseur de la dalle $e = 15$ (cm).

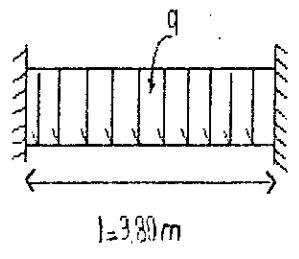
$$Q = 350 \cdot 1 = 350 \text{ [KG/M]}$$

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

$$\text{Poids de la dalle : } 2500 \cdot 1 \cdot 0,15 = 375 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids de revêtement } (44+40+36) = \frac{120 \text{ Kg/ml}}{G = \Sigma = 495 \text{ Kg/ml}}$$

$$q = 1,35 \cdot 495 + 1,5 \cdot 350 = 668,25 + 525 = 1193,25 \text{ [Kg/ml]}$$



La flèche de la déformée maximale est à $x = l/2$ (au milieu) est donnée par la formule :

$$f = \frac{q l^4}{38. EI}$$

$$\frac{q l^4}{38. EI}$$

l (cm)
500

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

(100 cm = 1m)

$$e > \sqrt[3]{\frac{12.500 q l^3}{304 E b}}$$

$l = 3.80$ (m)
 $b = 1.00$ (m)
 $E = 10818.86 \cdot 105$ kg/m²
 $q = 1193.25$ kg/m²

$$e > 0.0981 \text{ m} \quad e = 10 \text{ cm}$$

d'où l'épaisseur du plancher
 $e \geq \max(9, 5, 15, 11, 10)$
 $e = 15$ cm.

|| → ??

2 Voiles :

Article 4.3.1 R.P.A 88

Construction des groupes d'usage 1 et 2 en zone II et III

$e_{min} = 15$ cm

$e \geq \max(he/20, he/22, he/25) = he/20$; ---> 15 --> $he = 300$ cm

! ---> 20 --> $he = 400$ cm

avec he : hauteur d'étage.

On prend alors l'épaisseur du voile $e = 20$ cm

Dalle machine : dû au chargement important de la dalle machine
(Poids des machines et poids des ascenceurs)

$e = 20$ cm

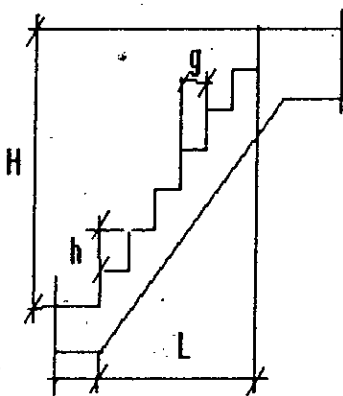
Escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contres marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL

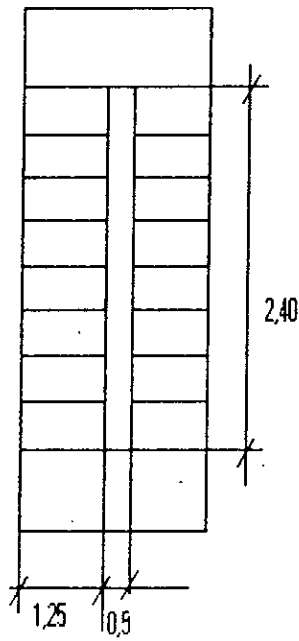
$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

- Limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement.
- Limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics :

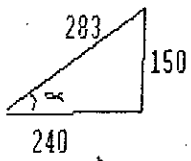
* g : giron ou marche de l'escalier $22 \leq g \leq 33$ (cm).
* h : hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20$ (cm)
* L : emmarchement $1 \leq L \leq 2$ (m)



Coupe



Vue en plan



$\Rightarrow \alpha = 32^\circ$

Soit n: nombre de marches

h: hauteur de la marche $H = n \cdot h \implies h = H/n$

La longueur de la ligne de foulée $L = g(n-1)$

$$\implies g = \frac{L}{n-1}$$

$$59 \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 66 \text{ (cm)}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \geq 59 \end{array} \right.$$

$$\iff nL + 2H(n-1) \leq 66 n(n-1)$$

$$n^2 - n \left(\frac{66+L+2H}{66} \right) + 2H/66 = 0$$

$$L = 2,40 \text{ (m)}$$

$$H = 1,50 \text{ (m)}$$

$$n^2 - 9,18 \cdot n + 4,54 = 0$$

$$n = 8,65 \approx 9 \implies n=9$$

$$g = 240/(9-1) = 30 \text{ cm}$$

$$h = 150/9 = 16,66 \text{ cm}$$

Verification : $30 + 2 \cdot 16,66 = 63,32$

on a bien $59 \leq 63,32 \leq 66 \text{ (cm)}$

Les caractéristiques de l'escalier :

$$\underline{n=9 \quad h=16,66 \approx 17 \text{ cm} \quad g=30 \text{ cm}}$$

Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est une dalle inclinée supportant les marches

Son épaisseur $6 \leq ep \leq 15 \text{ cm}$

La dalle est simplement appuyée.

$$L/30 \leq ep \leq L/20 \quad \text{et} \quad L=283$$

$$(283/30) \leq ep \leq (283/20)$$

$$\iff 9,43 \leq ep \leq 14,15$$

$$\text{moyen } ep = (9,43 + 14,15)/2 = 11,79$$

$$\underline{ep \approx 12 \text{ cm}}$$

CHAPITRE 3

DESCENTE DE CHARGES

III. DESCENTE DE CHARGES :

III.4 DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES (G) ET LES SURCHARGES D'EXPLOITATION (Q) :

1) Plancher terrasse (inaccessible)

* Charges permanentes :

- Protection gravillon 5cm -----	0,05.1700 =	85 kg/m ²
- Etanchéité -----		= 10 kg/m ²
- Forme de pente 10 cm (1,5 %) -----	0,10.2000 =	200 kg/m ²
- Par_vapeur -----		= 5 kg/m ²
- Liège d'isolation 4 cm -----	0,04.400 =	16 kg/m ²
- Par_vapeur -----		= 5 kg/m ²
- Dalle pleine -----	0,15.2500 =	375 kg/m ²
	G = Σ =	696 kg/m ²

* Charges d'exploitation : Q = 100 kg/m²

I.2) Plancher terrasse (accessible)

* Charges permanentes :

- Carrelage 2cm -----	0,02.2200 =	44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm -----	0,02.2000 =	40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	0,02.1800 =	36 kg/m ²
- Etanchéité -----		= 10 kg/m ²
- Forme de pente -----		= 200 kg/m ²
- Par_vapeur -----		= 5 kg/m ²
- Liège d'isolation 4 cm -----		= 16 kg/m ²
- Par_vapeur -----		= 5 kg/m ²
- Dalle pleine -----		= 375 kg/m ²
- Enduit de platre 2 cm -----	0,02.1200 =	24 kg/m ²
	G = Σ =	755 kg/m ²

* Charges d'exploitation Q=150 kg/m²

I.3) Plancher courant (accessible)

* Charges permanentes :

- Carrelage 2cm -----	=	44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm -----	=	40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	=	36 kg/m ²
- Cloison -----	=	75 kg/m ²
- Dalle pleine -----	=	375 kg/m ²
- Enduit de platre 2 cm -----	=	24 kg/m ²
	G = Σ =	594 kg/m ²

* Charges d'exploitation Q=175 kg/m².

I.4) Plancher RDC :

$$G = 594 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ kg/m}^2$$

I.5) Plancher sous-sol :

- Mortier de pose 2cm -----	=	40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	=	36 kg/m ²
- Dalle pleine -----	=	375 kg/m ²
	G = Σ =	451 kg/m ²

* Charges d'exploitation Q=350 kg/m². (dep3t)

I.6) Panneau de façade :

$$G = 0,15.2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

7) Machines-Ascenseurs:

On a deux machines ascenseurs.
 $G=2 \cdot (1,95)=3,9 \text{ t}$

8) Balcon:

* Charges permanentes :

- Carrelage 2cm -----	= 44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm -----	= 40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	= 36 kg/m ²
- Dalle pleine -----	= 375 kg/m ²
- Enduit de platre 2 cm -----	= 24 kg/m ²
$G = \Sigma = 519 \text{ kg/m}^2$	

* Charges d'exploitation $Q=350 \text{ kg/m}^2$.

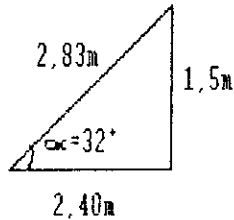
9) Escalier:

* Charges permanentes :

- Carrelage 2cm -----	= 44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm -----	= 40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	= 36 kg/m ²
- Dalle pleine 15cm -----	= 375 kg/m ²
- Enduit de ciment 2 cm ----- 0,02.2000	= 40 kg/m ²
$G = \Sigma = 594 \text{ kg/m}^2$	

* Charges d'exploitation $Q=250 \text{ kg/m}^2$.

10) Volée :



* Charges permanentes :

- Carrelage 2cm -----	= 44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm -----	= 40 kg/m ²
- Lit de sable 2cm -----	= 30 kg/m ²
- Paillasse $(0,12 \cdot 2500) / \cos(32^\circ)$ -----	= 353,75 kg/m ²
- Marche $(0,17 \cdot 220) / 2$ -----	= 187 kg/m ²
- Garde corps -----	= 100 kg/m ²
$G = \Sigma = 754,75 \text{ kg/m}^2$	

* Charges d'exploitation $Q=250 \text{ kg/m}^2$.

11) Acrotère :

On a deux types d'acrotères :
 Acrotère terrasse accessible $h=1,10 \text{ m}$
 Acrotère terrasse inaccessible $h=0,50 \text{ m}$

$G = 0,298 \cdot 10^3 \text{ Kg/m}^2$
 $G = 0,161 \cdot 10^3 \text{ Kg/m}^2$

voir page 18p

??
11

POIDS DES VOILES REVENANT A L' ETAGE COURANT

SENS	VOILE	L(m)	S(brute)	S(ouvert)	S(nette)	Poids (Kg) e. 2500. Sn
L	VL1, VL'1	10.45	36.45	2.64	33.81	2(16905)
O	VL2, VL'2	10.45	36.45	5.28	31.17	2(15585)
N	VL3, VL'3	11.65	34.95	7.37	27.58	2(13790)
G	VL4, VL'4	13.65	40.95	4.81	33.14	2(16570)
I	VL5, VL'5	7.60	22.80	4.73	18.07	2(9035)
T	VL6, VL'6	2.20	6.60	----	6.60	
	VL"6, VL"'6	//	//	----	//	4(3300)
	VL7, VL'7	1.40	4.20	----	4.20	2(2100)
T	VT1, VT'1	12.15	36.45	2.64	33.81	2(16905)
R	VT2, VT'2	12.15	36.45	5.28	31.17	2(15585)
A	VT3, VT'3	11.65	34.95	7.37	27.58	2(13790)
N	VT4, VT'4	10.45	31.35	2.64	28.71	2(14355)
S	VT5, VT'5	7.60	22.80	4.73	18.07	2(9035)
V	VT6, VT'6	3.90	11.70	1.32	10.38	2(5190)
	VT7, VT'7	2.35	7.05	----	7.05	2(3525)

= 317940 Kg

= 317.940 t

He = 3.00 m , e = 20 cm , H1 = 2.20 m

POIDS DES VOILES REVENANT A L' ETAGE TECHNIQUE

SENS	VOILE	L(m)	S(brute)	S(ouvert)	S(nette)	pds(kg) e. 2500. Sn
ONG	VL4, VL'4	9.90	29.7	4.84	24.86	12430
	VL7, VL'7	1.30	3.9	----	3.90	1950
TRAN	VT4, VT'4	8.45	25.35	----	25.35	12675
	VT6, VT'6	2.90	8.7	----	8.7	4350
						Σ=62810

Poids des planchers :

plancher	G(kg/m ²)	Q(kg/m ²)	Surface(m ²)	Charge(t)	Surcharge(t)
Terrasse INAC.	696	100	94,67	65,89	9,47
Terrasse ACC.	755	150	569,22	429,76	85,38
Etage courant	594	175	550,34	307,23	90,51
RDC	594	500	557,76	331,31	278,88
Sous-Sol	451	350	557,76	251,55	195,22

Poids des panneaux de façade:

terrasse inaccessible $\Sigma f = 12,56$ t
 étage courante $\Sigma f = 93,66$ t

Poids des escaliers :

$p = 2 [(0,535 \times 1,3 \times 2,6) + (0,755 \times 1,25 \times 2,4)]$
 $= 8,147$ t
 escalier (Etage-courant) = $8,147 \times 2 = 16,29$ t.

Voile (Ascenseur) étage technique :

$6(2 \times 0,2 \times 1,3), 2500 = 7,8$ t

Poids revenant à chaque niveau :

Terrasse inaccessible (58):

Plancher	----->	65,89 t	
Voiles	----->	62,81 t	Q = 9,47 t
Acrotère	----->	$0,161 \times 4,78 = 7,7$ t	
Panneau de façade	----->	12,56 t	
		G = $\Sigma = 148,96$ t	Q = $\Sigma = 9,47$ t

Terrasse accessible (55):

Plancher	-----> 429,76t	Q= 85,38t
Voiles	-----> 158,97 t	
Acrotère	-----> 0,298*150,72 =44,7t	
Ascenseur	-----> 3,9+ 7,8 = 11,7 t	
Panneau de façade	-----> 77,1/2 = 38,55 t	
Escalier	-----> 16,29/2 = 8,15 t	<u>Q = 3,19 t</u>
	G =Σ =691,83 t	Q =Σ = 88,57t

Etage courant :

Plancher	-----> 307,23 t	Q=90,51t
Voile	-----> 317,94 t	
Panneau de façade	-> 77,1 t	
Escalier	-----> 16,29 t	<u>Q=6,38t</u>
	G =Σ =691,83 t	Q =Σ = 88,57t

1er Etage :

Plancher	-----> 307,23 t	Q=90,51t
Voile	-----> 329,6 t	
Panneau de façade	-> 38,55 t	
Escalier	-----> 16,29 t	<u>Q=6,38t</u>
	G =Σ =691,67 t	Q =Σ = 88,57t

RDC :

Plancher	-----> 331,31 t	Q=278,88t
Voile	-----> 413,31 t	
Escalier	-----> 16,29 t	<u>Q=6,38t</u>
	G =Σ =760,91 t	Q =Σ = 285,26t

CONCLUSION

La valeur de w comprend la totalité des charges permanentes.
On est dans le cas du bâtiment à usage d'habitation, on prendra donc en considération 20% des charges d'exploitation:

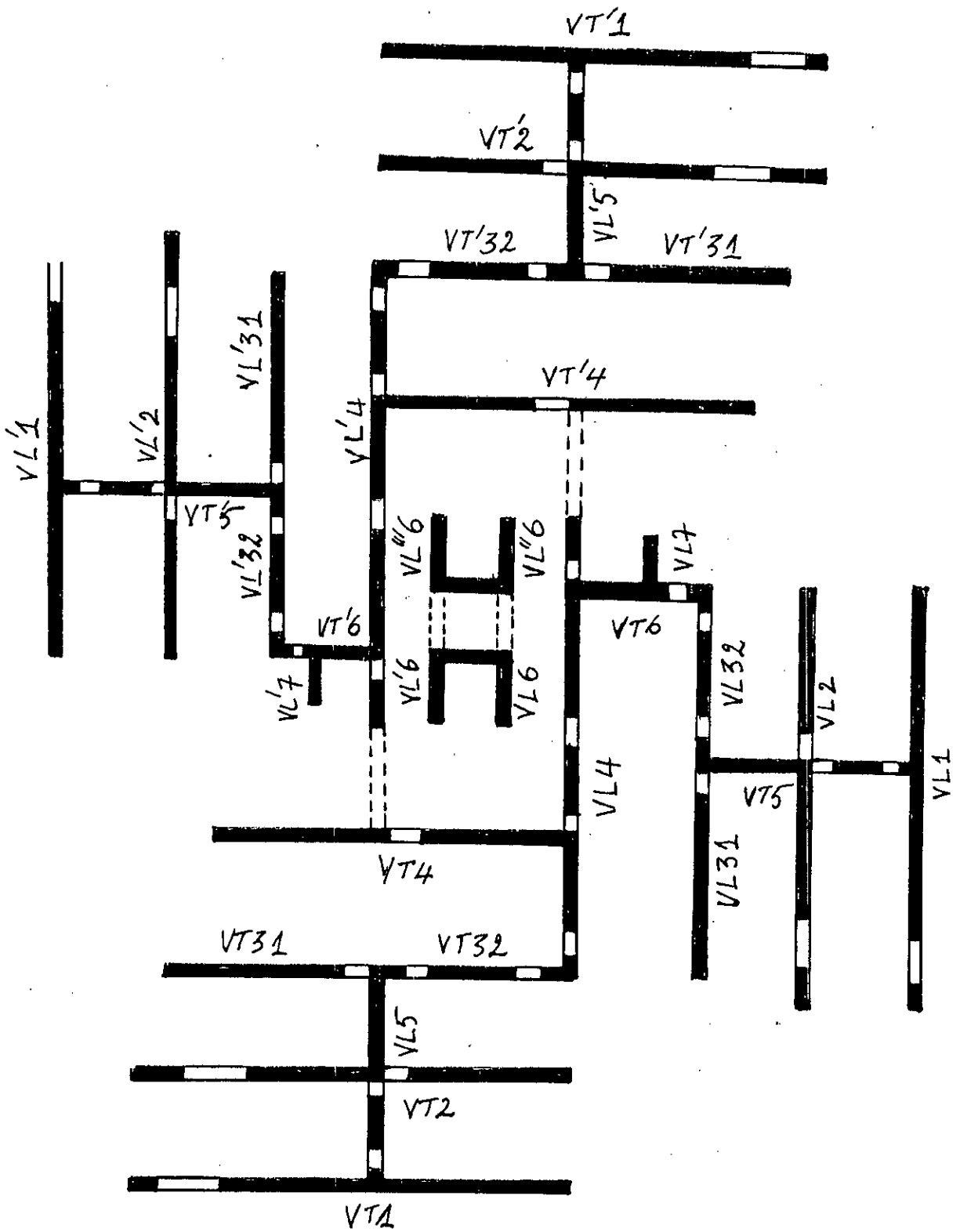
$$W = G + 0,2 Q$$

	G(t)	Q(t)	W(t)
Terrasse	118,98+691,83 = 840,79	9,17+88,57= 98,04	860,40 t
Etage courant	718,56	96,89	737,94t
1er étage	691,67	96,89	711,05 t
RDC	760,91	285,26	817,96 t

CHAPITRE 4

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

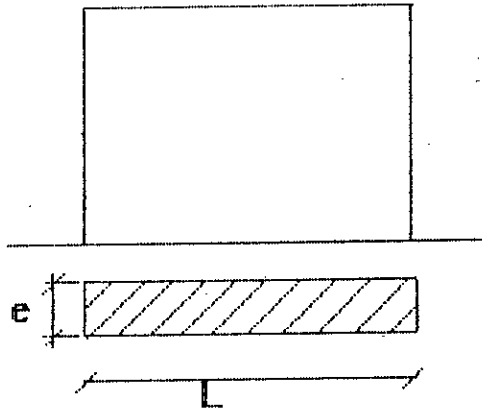
- Inertie
- Centre de Torsion
- Centre de masse
- Excentricité
- Inertie polaire



IV.1 Inertie

La structure de notre tour comporte deux types de refends: des refends pleins et des refends avec ouvertures.

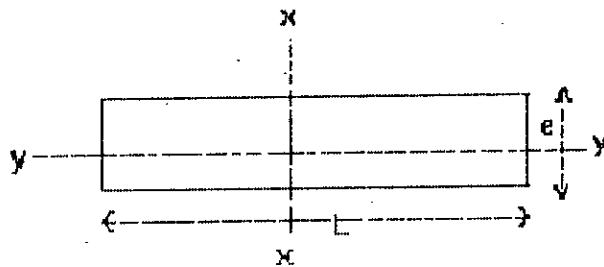
1) REFEND PLEIN :



Voile longitudinal :

$$I_x = \frac{e l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{1 e^3}{12}$$



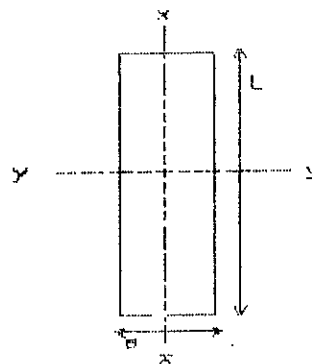
$$I_y \ll I_x \quad (I_y \neq 0)$$

Voile transversale :

$$I_x = \frac{1 e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{1 l^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \quad (I_x \neq 0)$$



2/ REFEND AVEC OUVERTURE :

Ce sont des refends avec une seule ou plusieurs files d'ouvertures constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appelé linteaux.

Pour le calcul des inerties à files d'ouvertures, on utilisera la méthode de "Marius Diver" laquelle est basée sur l'analyse d'un système indéformable: plancher sur appuis élastique(voiles ou refends).

Conditions d'application :

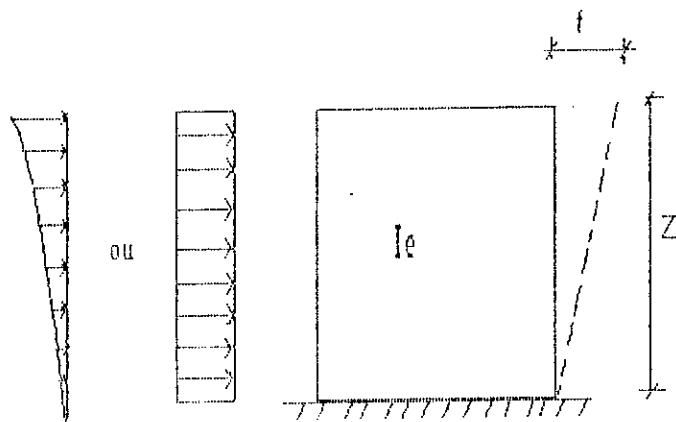
.Le produit EI doit être constant sur toute la hauteur de refends ,ou s'il varie ,il suit la même variation pour tous les refends .

.Les refends sont des consoles parfaitement encastées à leurs bases.

.Pour le calcul de leur inertie ,nous utiliserons la notion d'inertie équivalente.

Définition :

L'inertie équivalente est égale à l'inertie de refend plein fictif qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis, au vent ou seisme.



a/ Cas d'un vent :

.La flèche au sommet d'un refend plein s'exprime par :

$$f = \frac{M_B Z^3}{8EI_B} \quad (I)$$

.Pour une file d'ouverture, la flèche au sommet d'un refend est :

$$f = \frac{H_B Z^3}{E(I_1 + I_2)} \frac{2\pi c \nu_B}{l^2 \alpha} + \frac{H_B Z^3}{8EI} \quad (II)$$

.Pour le développement des formules se référer à la méthode d'ALBIGES et GOULET.

En égalisant (I) et (II) :

$$l_{ev} = \frac{l}{\frac{16 \pi c}{I_1 + I_2} \frac{\nu_B}{\alpha^2} + 1}$$

.Pour plusieurs file d'ouvertures, la flèche au sommet d'un refend est :

$$f = \frac{H_B Z^3}{E I_B} \nu_B \alpha^2 + \frac{H_B Z^3}{8EI} \quad (III)$$

.En égalisant (I) et (III) :

$$l_{ev} = \frac{l}{\frac{8I}{I_B} \frac{\nu_B}{\alpha^2} + 1}$$

b/ Cas d'un seisme :

.La flèche au sommet d'un refend plein s'exprime par:

$$f = \frac{11}{60} \frac{H_0}{E} \frac{Z^4}{I_0}$$

. Pour une file d'ouverture :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} \frac{2mc \psi_0}{I \alpha^2} + \frac{11}{60} \frac{H_0 Z^3}{EI}$$

$$I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

a_n est un coefficient dépendant du nombre de niveau de la structure 'n' :

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

Si $n \geq 11$ alors $a_n = 1$.

.Pour plusieurs files d'ouvertures :

$$L_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60 I \psi_0}{11 I_0 \alpha^2} + 1}$$

$I_0 = \sum I_i$: inertie des trumeaux .

c : demi_distance entre les centres de gravités des deux trumeaux.

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

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} \quad (\text{refend à une seule file d'ouverture})$$

A_1, A_2 : les aires des deux trumeaux.

ψ_0 : Coefficient dépendant de " α " (même sur abaque a la côte zéro)

α : coefficient de monolithisme qui exprime le taux de participation du linteau à la déformation de l'ensemble.

$$\alpha = Z \sqrt{\frac{3 E' i I_c}{E I_0 n a^3 H}} \quad (\text{refend avec une file d'ouvertures})$$

H: hauteur d'étage .
 i: inertie transversale du linteau .
 a: demi-portée de l'ouverture.
 Z: hauteur du Batiment
 E': module d'élasticité du matériaux composant le linteau.
 E: module d'élasticité du matériaux composant le refend.

.Refend à plusieurs files d'ouvertures :

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum c_j M_i ; I_0 = \sum I_j$$

$$M_i = M_{i-1} + R_i \left[D - \sum_{j=1}^{n-1} c_j \right]$$

.D. est la distance séparant le cdg du trumeau et le cdg du refend .

$$D = \frac{1}{\sum_{i=1}^n R_i} \left[\sum_{i=2}^n R_i \cdot \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right]$$

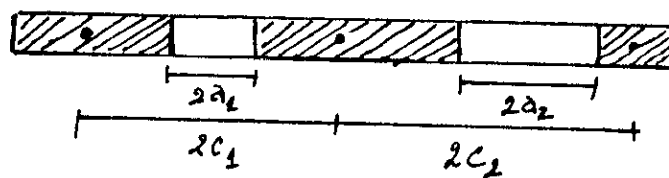
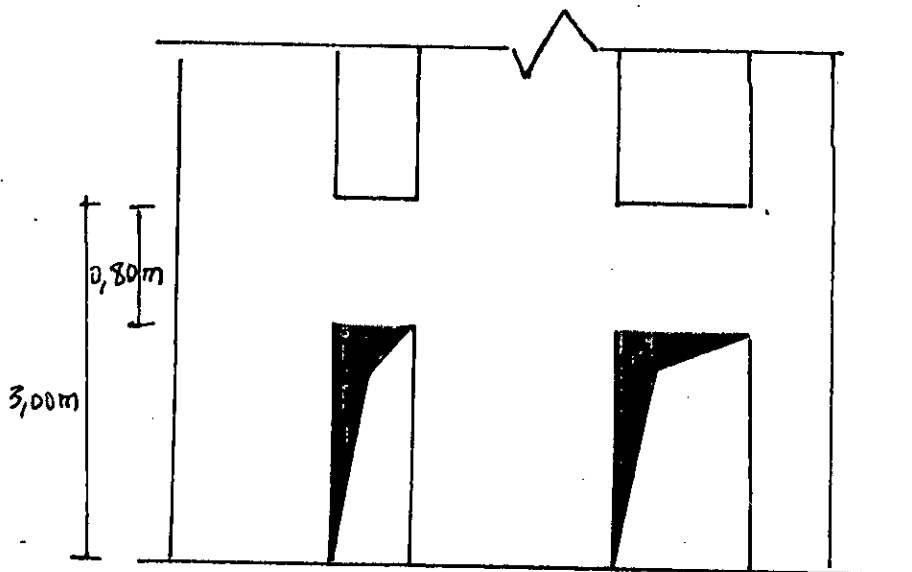
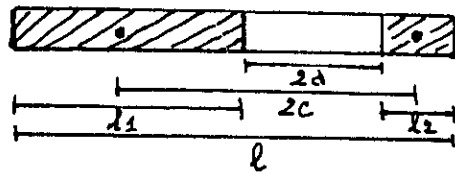
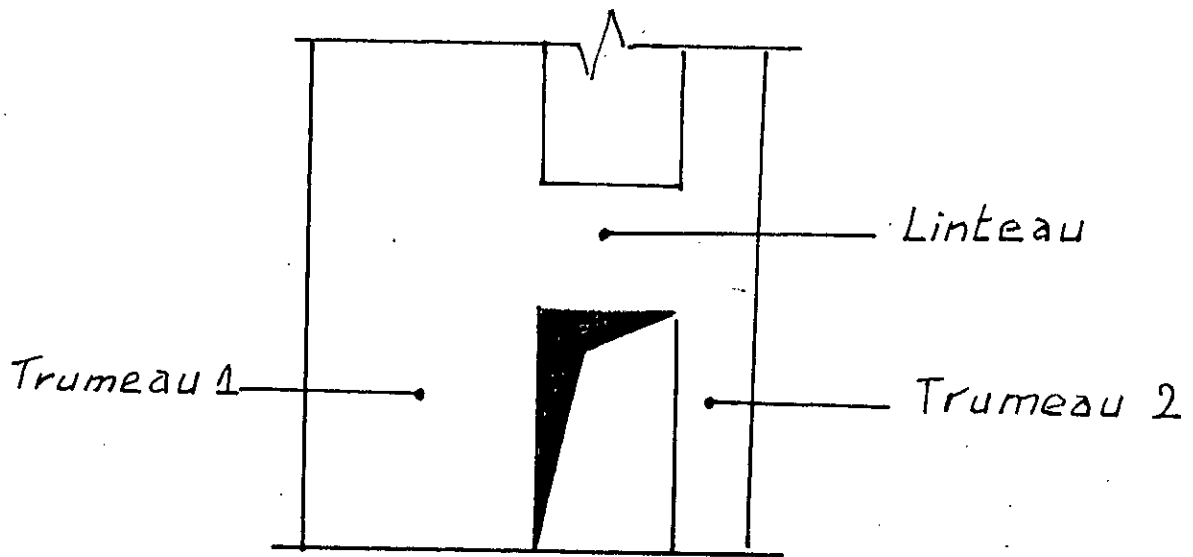
$$\alpha = Z \sqrt{\frac{6E'}{EI_0 H} \sum \left(\frac{i_j c_j^2}{x_j^3} \right)}$$

E=E' c'est le même matériau qui compose les linteaux et les trumeaux.

N. B:

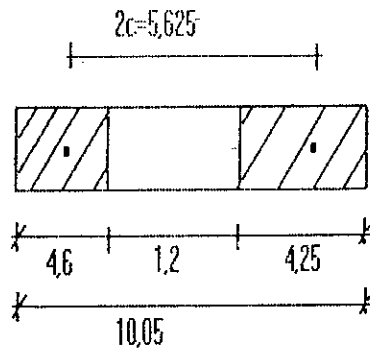
* $\alpha < 1$ --> nous sommes en présence d'ouvertures de grandes dimensions , la rigidité du linteau devient très faible et l'inertie équivalente sera égale à $I_e = I_1 + I_2 \sim I_0$

* $\alpha > 1$ --> les ouvertures sont de petites dimensions et n'affectent pas les éléments du refend que localement : $I_e = I_0 + 2mc$.



ii/ Refend à une file d'ouverture :

-Voile VL2, VL'2, VT2, VT'2 :



$$i = 0,0085 \text{ m}^4 \quad I_1 = 1,622 \text{ m}^4 \quad I_2 = 1,279 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 2,901 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 0,2 * 4,6 = 0,92 \text{ m}^2 \quad A_2 = 0,2 * 4,25 = 0,85 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = 2,485 \text{ m}^3$$

$$I = I_0 + 2mc = 2,901 + 2,485 * 5,625 = 16,879 \text{ m}^4$$

$$m = 2,485 \quad c = 2,812 \quad a = 0,6$$

$$w^2 = \frac{3i}{I_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h} = 0,259 \Rightarrow w = 0,51$$

$$\rightarrow \alpha = 27,996 \approx 28$$

$\alpha > 10 \rightarrow$ Refend a des petites ouvertures dans ce cas l'effet du linteau est extrêmement important, les trumeaux travaille ensemble et se compose comme un seul refend plein .

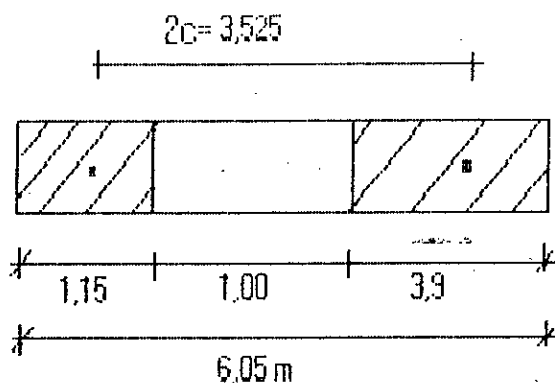
$$\psi_0(\text{vent}) = 0,465$$

$$\psi_0(\text{seisme}) = 0,63$$

$$I_{ev} = 16,502 \text{ m}^4$$

$$I_{es} = 16,530 \text{ m}^4$$

- Voile v1S, v1'S, vtS, vt'S :



$$i = 0,0085 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 0,23 \text{ m}^2 ; A_2 = 0,78 \text{ m}^2$$

$$m = 0,626 \text{ m}^3$$

$$I_1 = 0,025 \text{ m}^4 ; I_2 = 0,989 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 1,014 \text{ m}^4 ; I = 3,22 \text{ m}^4$$

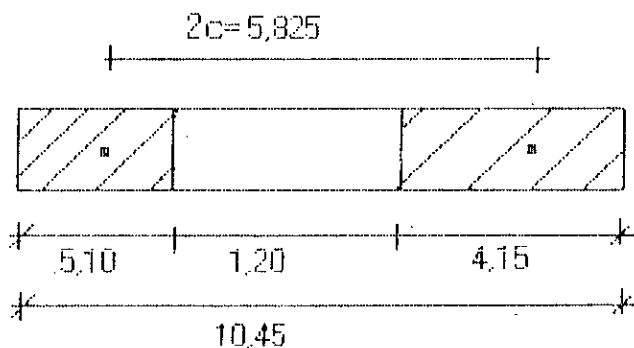
$$\rightarrow w = 0,779$$

$$\rightarrow \alpha \approx 43$$

$$\psi_0(\text{vent}) = 0,5 ; \quad \psi_0(\text{seisme}) = 0,665$$

$$I_{ev} = 3,209 \text{ m}^4 ; \quad I_{es} = 3,194 \text{ m}^4$$

Voile VT4 , VT'4 :



$$i = 0,0085 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 1,02 \text{ m}^2 \quad ; \quad A_2 = 0,83 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 2,21 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_2 = 1,191 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 3,4 \text{ m}^4$$

$$m = 2,67 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow I = 18,927 \text{ m}^4$$

$$w = 0,49 \quad \rightarrow \alpha \approx 27$$

$$\psi_0(\text{vent}) = 0,465$$

$$\psi_0(\text{seisme}) = 0,63$$

$$I_{ev} = 18,909 \text{ m}^4$$

$$I_{es} = 18,909 \text{ m}^4$$

Voile VL4, VL'4 :

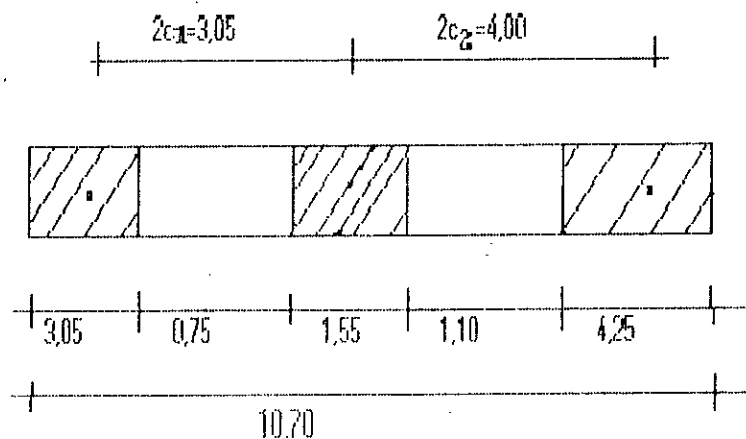


TABLEAU RECAPULATIF

=====

SENS	VOILES	Ies(m4)	Iev(m4)
L	VL1, VL'1	19.019	19.019
O	VL2, VL'2	16.502	16.530
N	VL31, VL'31	2.020	2.020
G	VL32, VL'32	0.293	0.293
I	VL4, VL'4	19.355	19.315
T	VL5, VL'5	3.194	3.209
U	VL6, VL'6	0.1775	0.1775
D	VL6", VL"'6	0.1775	0.1775
I	VL7, VL'7	0.046	0.046
N			
A			
L			
E			
T	VT1, VT'1	19.019	19.019
R	VT2, VT'2	16.502	16.530
A	VT31, VT'31	2.020	2.020
N	VT32, VT'32	0.293	0.293
S	VT4, VT'4	18.910	18.910
V	VT5, VT'5	3.194	3.209
E	VT6, VT'6	0.428	0.428
R	VT7, VT'7	0.216	0.216
S			
A			
L			
E			

SEISME : Ilong=121.488 m4
Itrans=121.164 m4
VENT: Ilong=121.574 m4
Itrans=121.250 m4

$$i_1 = i_2 = 0,0085 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 0,61 \text{ m}^2 \quad GG_1 = 3,915 \quad I_1 = 0,473 \text{ m}^4$$

$$A_2 = 0,31 \text{ m}^2 \quad GG_2 = 0,865 \quad I_2 = 0,062 \text{ m}^4$$

$$A_3 = 0,85 \text{ m}^2 \quad GG_3 = 3,135 \quad I_3 = 1,279 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 1,814 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + \sum A_i (GG_i)^2 = 19,75 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow w = 0,8 \quad \rightarrow a \sim 44$$

$$\psi_0(\text{vent}) = 0,5$$

$$\psi_0(\text{seisme}) = 0,665$$

$$I_{ev} = \frac{19,75}{\frac{8 \cdot 19,75}{1,814} \frac{0,5}{(44)^2} + 1} = 19,315 \text{ m}^4$$

$$I_{es} = \frac{19,75}{\frac{11 \cdot 19,75}{60 \cdot 1,814} \frac{0,665}{(44)^2} + 1} = 19,355 \text{ m}^4$$

Tableau récapitulatif:

Centre de masse Centre de torsion :

Centre de masse :

Le centre de gravité de la structure est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (seisme, ...).

Les coordonnées de C.D.M. sont :

$$x_{cm} = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_{cm} = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Dans notre structure présente une même architecture pour toutes les niveaux.

Vue l'antisymétrique parfaite en plan de notre structure, alors il est inutile de calculer le centre de masse.

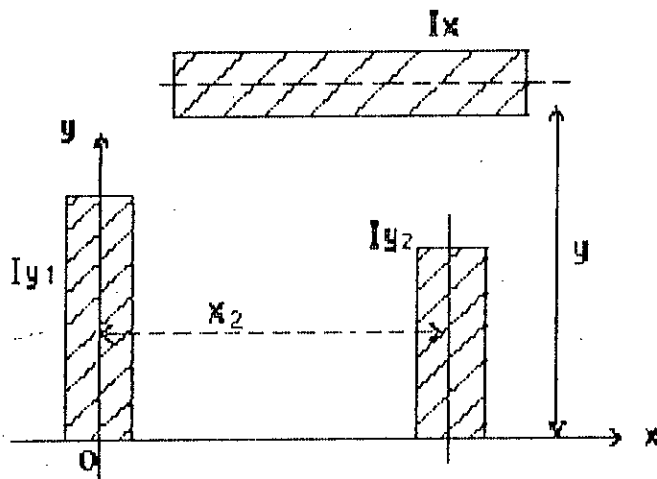
$$\begin{cases} x_{cm} = 14,125 \text{ m} \\ y_{cm} = 17,800 \text{ m} \end{cases}$$

C_{cm} {

$$\begin{cases} x_{cm} = 14,125 \text{ m} \\ y_{cm} = 17,800 \text{ m} \end{cases}$$

IV.2 Centre de torsion :

Le centre de torsion d'une structure est le barycentre des inerties de l'ensemble des voiles constituant le contreventement de la structure.



$$x_{ct} = \frac{\sum I_{yi} x_i}{\sum I_{yi}} \quad y_{cm} = \frac{\sum I_{xi} y_i}{\sum I_{xi}}$$

avec: I_{xi} : inertie d'un refend longitudinal.

I_{yi} : inertie d'un refend transversal.

x_i : distance algébrique d'un refend transversal par rapport à l'axe Oy

y_i : distance algébrique d'un refend longitudinal par rapport à l'axe Ox

Puisque la structure est antisymétrique d'où nous déduisons donc que le centre de torsion est confondu avec le centre de masse.

IV.3. Excentricité :

Sens longitudinal : $e_x = x_{cm} - x_{ct} = 0$

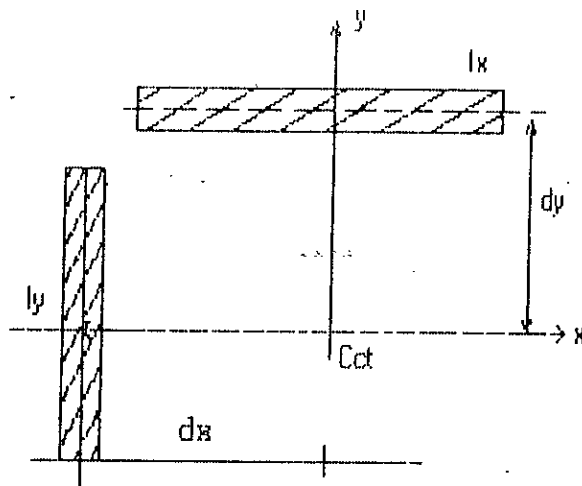
Sens transversal: $e_y = y_{cm} - y_{ct} = 0$

Le R.P.A exige une excentricité accidentelle à chaque niveau et dans les deux sens égale :

$e_{acc.} = 5\% L$; L: étant la plus grande dimension du bâtiment.

$e_{acc.} = 5\% \cdot 35,70 = 1,785 \text{ m}$ d'où: $e_x = e_y = 1,785 \text{ m}$

IV.4. Inertie polaire :



$$I\theta = \sum [I_{x_i} (d_{y_i})^2] + \sum [I_{y_i} (d_{x_i})^2]$$

L'inertie de torsion va permettre d'effectuer la distribution au niveau des voiles, des efforts dus à une excentricité du centre de masse par rapport au centre de torsion du bâtiment.

sens	voile	Ix	Dy	Ix.Dy^2	Iy	Dx	Iy.Dx^2
L O N G I T U D I N A L E	VL1	19.019	-14.125	3794.588			
	VL2	16.502	-10.325	1759.206			
	VL31	2.020	-6.525	86.003			
	VL32	0.293	-6.525	12.475			
	VL4	19.315	-2.725	143.426			
	VL5	3.194	2.725	23.717			
	VL6	0.177	-1.175	0.245			
	VL7	0.046	-5.525	1.404			
	VL'1	19.019	14.125	3794.588			
	VL'2	16.502	10.325	1759.206			
	VL'31	2.020	6.525	86.003			
	VL'32	0.293	6.525	12.475			
	VL'4	19.315	2.725	143.426			
	VL'5	3.194	-2.725	23.717			
	VL'6	0.177	1.175	0.245			
	VL''6	0.177	-1.175	0.245			
	VL'7	0.046	5.525	1.404			
T R A N S V E R S A L E	VT1				19.019	-17.85	6059.880
	VT2				16.502	-14.05	3257.540
	VT31				2.020	-10.25	212.226
	VT32				0.293	-10.25	30.783
	VT4				18.910	-6.45	786.703
	VT5				3.194	-4.20	56.342
	VT6				0.428	-1.25	0.669
	VT7				0.216	-1.25	0.337
	VT'1				19.019	17.85	6059.881
	VT'2				16.502	14.05	3257.536
	VT'31				2.020	10.25	212.226
	VT'32				0.293	10.25	30.783
	VT'4				18.91	6.45	786.703
	VT'5				3.194	4.20	56.342
VT'6				0.428	1.25	0.669	
VT'7				0.216	1.25	0.337	
SOMME !				11642.62 !	SOMME ! 20808.96 !		

INERTIE POLAIRE ! I₀ = 32451.578 m⁶ !

CHAPITRE 5

ETUDE SISMIQUE

INTRODUCTION :

Le bâtiment subit une action dynamique, se traduit par des sollicitations produites par des charges qui varient rapidement pendant le temps et contribuent à l'apparition des forces d'inerties.

Comme hypothèse fondamentale, nous considérons que la relation entre les forces et les déplacements répond à une loi bilinéaire (la structure est élastique, on a une proportionnalité entre déformations et sollicitations).

ANALYSE :

La structure est considérée comme une console verticale encastree au sol, elle supporte des masses supposées concentrées au niveau des planchers; seuls les efforts horizontaux sont considérés.

On a un degré de liberté par niveau (nous obtiendrons ainsi un oscillateur multiple d'ordre 18)

Le but de l'étude est de déterminer les modes propres de vibration de la structure, ceci afin de pouvoir examiner son comportement plus ou moins exacte. (ie les déplacements qui en résultent sous un seisme).

La déformée à un instant donné est définie par les N composantes du vecteur v dans le cas du système linéaire, il existe une représentation utile qui est celle des modes de vibrations libres.

Ces modes correspondent à N allures de déplacements indépendants, dont les amplitudes peuvent servir de coordonnées généralisées pour représenter un déplacement v quelconque qui sera obtenu par la superposition d'autre vecteur V_i plus simple où i représente le mode.

Pour chaque composante modale V_i , les déplacements sont donnés par le vecteur modal ϕ_i multiplié par l'amplitude modale γ_i .

$$V_i = \phi_i * \gamma_i$$

V.1 *Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour la détermination des périodes propres de vibration d'un système :

- Méthode exacte
- Méthode approximatives

Généralement, le calcul exact des caractéristiques propres de vibration d'une structure par les méthodes mathématiques est extrêmement laborieux. C'est pour cela que des méthodes approchées ont été élaborées, basées sur des hypothèses.

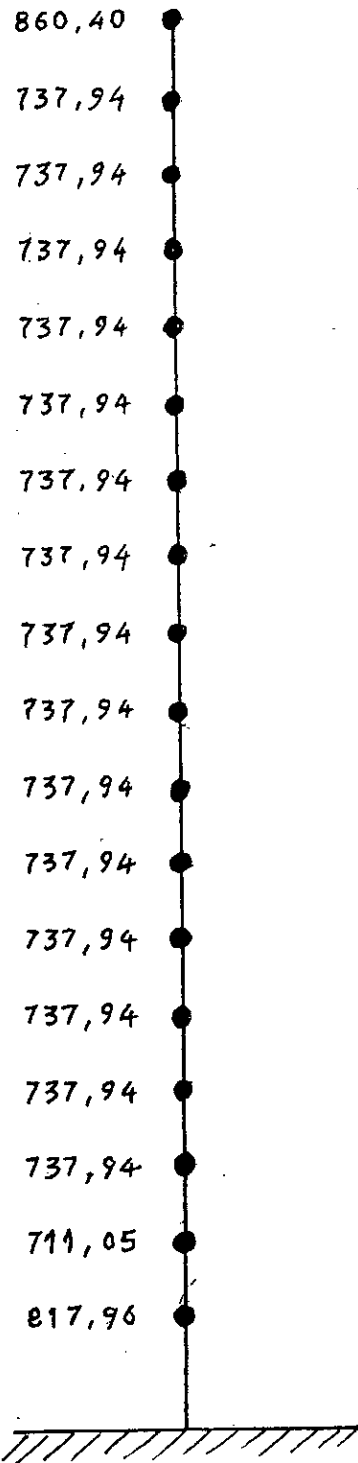
Les méthodes approximatives les plus connues sont

- Méthode de RAYLEIGH.
- Méthode de HOLZER .
- méthode de STODOLA.

Nous avons opté pour la dernière méthode, car cette dernière permet une étude rapide de précision satisfaisante.

Hypothèses de calcul :

- i) Les masses sont concentrées au niveau du plancher
- ii) La variation de EI est constante en hauteur
- iii) Les planchers sont supposés indéformables dans le plan horizontal



* MODELISATION DE LA STRUCTURE *

V.2. EXPOSE DE LA METHODE :

L'équation générale de mouvement d'un oscillateur multiple libre est donnée par la relation matricielle ci-dessous :

$$M\ddot{v} + K\dot{v} = \ddot{v}$$
$$\Rightarrow \frac{1}{\omega^2} \ddot{v} = F M \ddot{v} \quad (I)$$

où v : est le vecteur déplacement

[F]: matrice de souplesse.

$= [K]^{-1}$: inverse de la matrice de rigidité

[M]: matrice des masses

ω : la pulsation propre

Le produit matriciel $F.M$ caractérise les propriétés dynamiques de la structure.

On appelle "Matrice Dynamique" noté " Δ " ce produit $F.M$ l'équation (I) devient sous forme plus explicite :

$$\frac{1}{\omega^2} \ddot{v} = \Delta \ddot{v} \quad (I')$$

On commence par donner un vecteur initial $v_1(0)$ qui doit représenter au mieux le premier mode. Son amplitude est choisie arbitrairement.

L'indice inférieur (1) caractérise le 1er 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 (I'), on aura :

$$\frac{1}{\omega^2} U_1^{(1)} = D U_1^{(0)}$$

En général la nouvelle déformée diffèrera de l'hypothèse initiale sauf s'il s'agit d'un vrai mode, on lui attribue l'indice superieur (1).

On note le produit matriciel $DV_1^{(0)} = \bar{V}_1^{(1)}$

$\bar{V}_1^{(1)}$ est proportionnel à la déformée .

$1/\omega^2$ est le facteur inconnu .

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

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale, on peut donc déduire directement la fréquence "w" en considérant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire(k), on aura :

$$\bar{V}_{k1}^{(1)} = \frac{1}{\omega^2} U_{k1}^{(0)} \Rightarrow \omega_1^2 = \frac{U_{k1}^{(0)}}{\bar{V}_{k1}^{(1)}} \quad (2)$$

Si la déformée supposée était un vrai mode, la meme fréquence serait obtenue en calculant le rapport de l'équation (2) pour n'importe quelle coordonnée de la structure.

La vraie fréquence du premier mode sera alors située entre les valeurs maximales et minimales obtenues à partir de l'équation (2) d'où :

$$\left(\begin{array}{c} U_{k1}^{(8)} \\ \bar{U}_{k1}^{(1)} \end{array} \right)_{\min} < W_1^2 < \left(\begin{array}{c} U_{k1}^{(8)} \\ \bar{U}_{k1}^{(1)} \end{array} \right)_{\max}$$

En répétant le procédé, c'est à dire en recalculant :

$$\bar{V}_1(2) = D.V_1(1) \dots \dots \rightarrow X V_1(n) = D.V_1(n-1)$$

L'approximation du mode peut être satisfaite jusqu'à obtenir : $V_1(n-1) \approx V_1(n)$ avec N: nombre d'itérations effectués.

Determiner la pulsation exacte par :

$$W_1^2 = \frac{U_{k1}^{(N-1)}}{\bar{U}_{k1}^{(N)}}$$

DETERMINATION DU SECOND MODE :

Le second mode fait intervenir une matrice dite de balayage permettant d'éliminer l'influence du premier mode sur le mode suivant .

Cette matrice de balayage est donnée par :

$$S_1 = I - \frac{1}{M_1} \cdot \phi_1 \cdot \phi_1^T \cdot M$$

où : ϕ_1 : est le vecteur propre du 1er mode.

ϕ_1^T : est le vecteur transposé du vecteur propre .

M : est la matrice des masses

M_1 : est la matrice généralisée.

I : est la matrice identité.

D'où la matrice dynamique du second mode sera :

$$D_2 = D \cdot S_1 \quad \text{avec } D: \text{matrice dynamique du 1er mode} \\ S_1: \text{matrice de balayage.}$$

Le procédé itératif du second mode est identique à celui du 1er mode.

Les itérations s'effectuent avec la nouvelle matrice dynamique D_2 .

Lorsque le procédé converge, la fréquence du second mode est obtenue par la relation :

$$\omega_2^2 = \frac{U_{k2}^{(s-1)}}{U_{k2}^{(s)}} \quad s: \text{désigne le nombre} \\ \text{d'itérations effectuées}$$

Détermination du troisième mode :

La détermination du troisième mode fait intervenir une matrice de balayage S_2 qui élimine à la fois les composantes des deux premiers modes. Elle est définie par :

$$S_2 = S_1 - \frac{1}{M} \cdot \phi_2 \cdot \phi_2^T$$

avec : S_2 : matrice de balayage du second mode
 S_1 : matrice de balayage du premier mode.

Le procédé itératif se fait alors avec la nouvelle matrice dynamique $D_3 = D \cdot S_2$

D : matrice dynamique du mode fondamental.
 S_2 : matrice de balayage du second mode.

Lorsque le procédé converge, la fréquence du troisième mode est obtenue par la relation :

$$\omega_3^2 = \frac{U_{k3}^{(s-1)}}{U_{k3}^{(s)}} \quad s: \text{désigne le nombre} \\ \text{d'itérations effectuées}$$

Les modes superieurs se determinent avec la matrice dynamique : $D_n = D \cdot S_{n-1}$

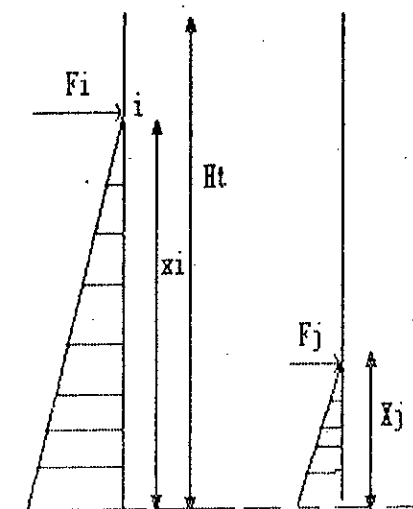
où: S_{n-1} : Matrice de balayage du (n-1)eme mode

*Etude des proprietés mécaniques de la structure:

Calcul de la matrice de souplesse globale :

Elle est symetrique, la composante δ_{ij} de la matrice est définie comme étant le déplacement produit au niveau(i) par une force unitaire appliquée au niveau(j).

En conservant la modélisation de la structure déjà fixée, et pour une force unitaire concentrée appliquée au niveau(i), la déformée à un niveau quelconque "j" sera donnée par l'intégral de MOHR.



$$\delta_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{EI} dx + \int_0^H \frac{T_i \cdot T_j}{G \cdot S_r} dx = \delta_M + \delta_T$$

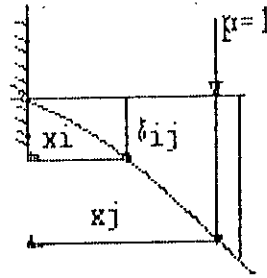
où δ_M : fleche due au moment fléchissant

δ_T : fleche due à l'effort tranchant

Détermination des coefficients δ_{ij} :

$$\delta_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{M_i M_j}{EI} dx = \text{déplacement dû à } M$$

$$\begin{cases} M_i = (x_i - x)P \\ M_j = (x_j - x)P \end{cases}$$



$$\text{D'où : } \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} (x_i - x) (x_j - x) P^2 dx$$

Après résolution de l'intégrale, on obtient en posant $P=1$:

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} (x_i - \frac{x_j}{3}) \rightarrow (j < i)$$

Or, d'après MAXWELL BETTI : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ d'où :

$$\delta_{ji} = \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} (x_i - \frac{x_j}{3}) \rightarrow (j < i)$$

Donc les déplacements dus à M se calculeront comme suit :

$$j < i \rightarrow \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} (x_i - \frac{x_j}{3}) \rightarrow (j < i)$$

$$j > i \rightarrow \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} (\frac{x_j}{3} - x_i) \rightarrow (j < i)$$

$$i = j \rightarrow \delta_{ii} = \delta_{jj} = \frac{x_j^3}{3EI} = \frac{x_j^3}{3EI}$$

Notation : On négligera l'effort tranchant dans le calcul de la matrice de souplesse, car on est en présence d'un bâtiment élancé dont la hauteur (55m) est très grande par rapport à sa longueur (35,7m)

Justification :

La flèche en tête due au moment fléchissant est :

$$\boxed{V_M = \frac{PH^4}{8EI}} \quad \text{Avec } \frac{d^2V}{dx^2} = \frac{M}{EI} \Rightarrow V_M = \left(\int \int \frac{M}{EI} dx^2 \right)$$

La flèche en tête due à l'effort tranchant est :

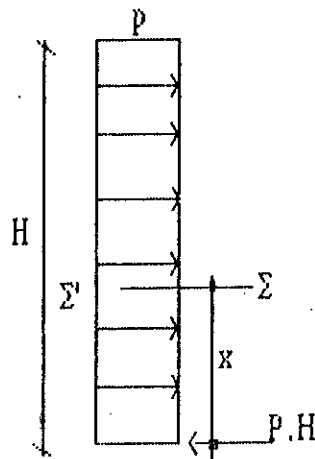
$$V_T = \int_0^H \frac{T}{GSr} dx$$

$$\text{Or } T(x) = P.H - P.X = P(H-X)$$

D'où :

$$V_T = \int_0^H \frac{P(H-X)}{GSr} dx = \frac{P}{GSr} \int_0^H (H-X) dx$$

$$\boxed{V_T = \frac{PH^2}{2GSr}}$$



Pour une section

$$\left\{ I = \frac{ab^3}{12} \right.$$

$$\left\{ Sr = \frac{5}{6} a.b \right.$$

$$\left\{ G = E(2(1+\nu)) \right.$$

Avec : a, b : Dimensions de la section .

Sr : Section réduite .

E : Module d'élasticité longitudinale instantanée

G : Module d'élasticité transversale instantanée

En faisant le rapport des deux flèches, on obtient:

$$\frac{V_M}{V_T} = \frac{PH^4 * 2G S_r}{8 EI PH^2} = \frac{H^2 GS_r}{4 EI} = \frac{H^2 5/6 ab E * 12}{4 * 2(1+\nu) E ab^3}$$

$$\frac{V_M}{V_T} = \frac{5 (H)^2}{4(1+\nu) (b)^2}$$

Béton fissuré --> ($\nu=0$) --> $\frac{V_M}{V_T} = \frac{5 (H)^2}{4 (b)^2} = 1,25 \frac{(H)^2}{(b)^2}$

Si on prend le voile (VL1) dont la longueur est (10,45 m) :

Au niveau 18 : H=55 m ; on aura donc :

$$\frac{V_M}{V_T} = \frac{5 (55)^2}{4 (10,45)^2} = 41,208 \text{ ---> } \frac{V_T}{V_M} \approx 2,4 \%$$

Donc, on voit bien que le rapport de la flèche due à l'effort tranchant, à la flèche due au moment fléchissant est négligeable .

On conclut alors, que pour les déformations dues à l'effort tranchant seront négligées, car le bâtiment est très élancé.

- 45 -

860,40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
				737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
						737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
							737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
								737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
									737,94	0	0	0	0	0	0	0	0	0
										737,94	0	0	0	0	0	0	0	0
											737,94	0	0	0	0	0	0	0
												737,94	0	0	0	0	0	0
													737,94	0	0	0	0	0
														737,94	0	0	0	0
															711,05	0	0	0
																		817,96

MATRICE MASSES DIAGONALE

-44-

144,926	130,325	118,793	107,400	96,214	85,305	74,740	64,591	54,925	45,842	37,321	29,520	22,480	16,269	10,956	6,611	3,502	1,099
	119,945	109,577	99,277	89,116	79,163	69,485	60,153	51,236	42,802	34,921	27,663	21,095	15,287	10,308	6,227	3,114	1,037
		100,360	91,155	82,019	73,021	64,230	55,716	47,547	39,793	32,522	25,805	19,709	14,304	9,659	5,843	2,926	0,976
			83,032	74,921	66,879	58,975	51,278	43,858	36,783	30,123	23,947	18,323	13,321	9,010	5,459	2,758	0,914
				67,823	60,737	53,719	46,841	40,169	33,774	27,724	22,099	16,937	12,338	8,361	5,076	2,550	0,953
					54,594	48,464	42,403	36,400	30,764	25,325	20,231	15,551	11,356	7,713	4,692	2,362	0,792
						43,209	37,966	32,791	27,755	22,926	18,373	14,166	10,373	7,064	4,308	2,173	0,730
							33,528	29,102	24,745	20,526	16,515	12,780	9,390	6,415	3,924	1,885	0,669
								25,413	21,736	18,127	14,657	11,394	8,407	5,767	3,540	1,797	0,607
									18,726	15,728	12,799	10,008	7,425	5,118	3,156	1,609	0,546
										13,329	10,941	8,623	6,442	4,469	2,772	1,421	0,484
											9,083	7,237	5,460	3,820	2,388	1,233	0,423
												5,851	4,477	3,172	2,005	1,045	0,362
													3,494	2,523	1,621	0,857	0,300
														1,874	1,237	0,669	0,239
															0,853	0,481	0,177
																0,293	0,166
																	0,055

SYMETRIQUE

MATRICE DE SOUPLESSE LONGITUDINALE ET TRANSV.

*- déplacements nodaux *-
=====

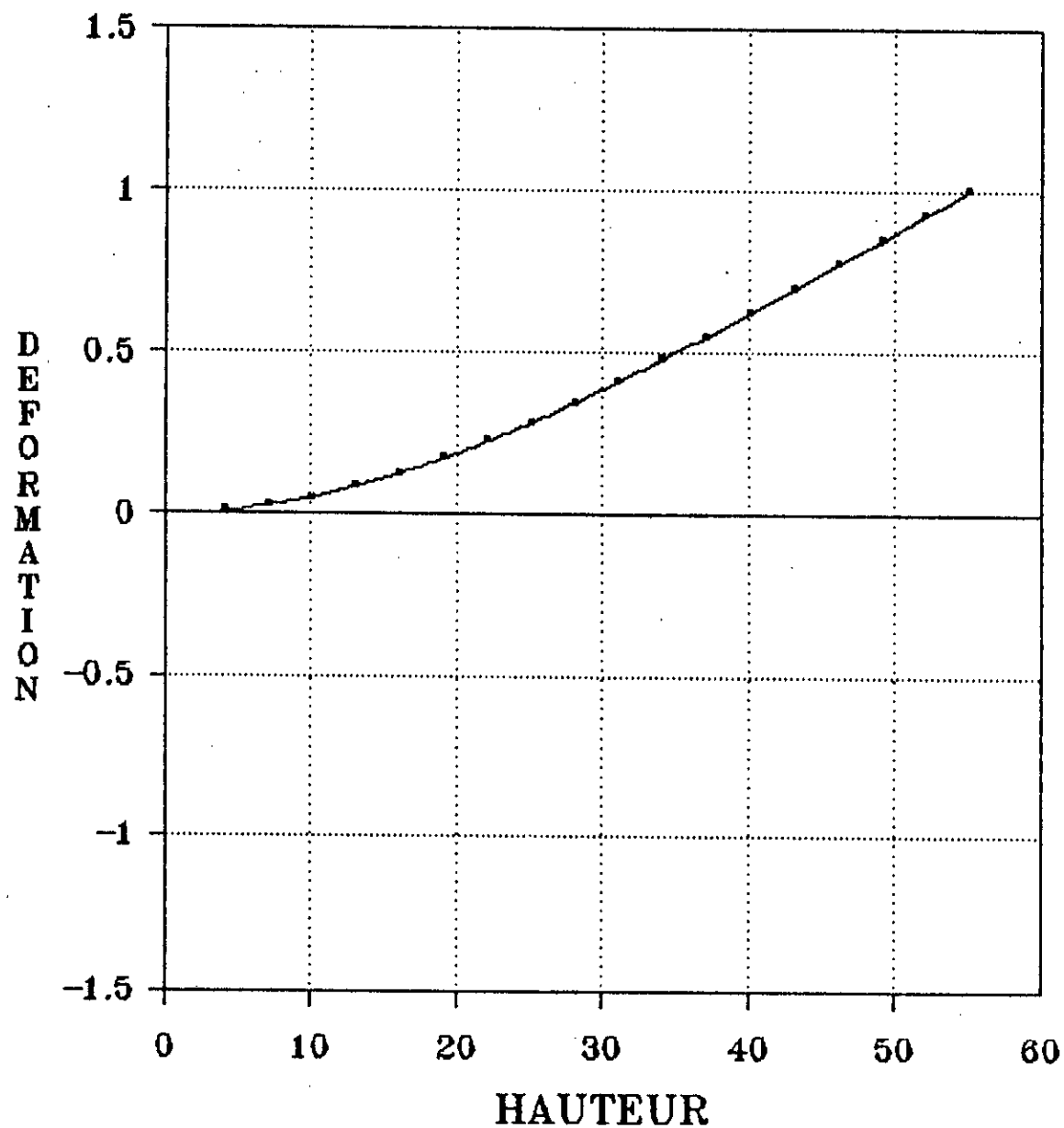
Niveau	valeur initiale	mode 1	mode 2	mode 3
18	1	1.000	1.000	0.993
17	1	0.924	0.703	0.459
16	1	0.848	0.410	-0.039
15	1	0.772	0.130	-0.454
14	1	0.697	-0.130	-0.741
13	1	0.623	-0.362	-0.868
12	1	0.551	-0.556	-0.825
11	1	0.480	-0.705	-0.626
10	1	0.412	-0.805	-0.308
9	1	0.346	-0.852	0.071
8	1	0.284	-0.848	0.447
7	1	0.227	-0.796	0.757
6	1	0.174	-0.703	0.951
5	1	0.127	-0.580	1.000
4	1	0.086	-0.438	0.905
3	1	0.052	-0.292	0.694
2	1	0.026	-0.160	0.422
1	1	0.009	-0.058	0.166

modes	1	2	3
coefficient de participation	63.96%	19.57%	6.70%
periodes	1.45	0.231	0.082

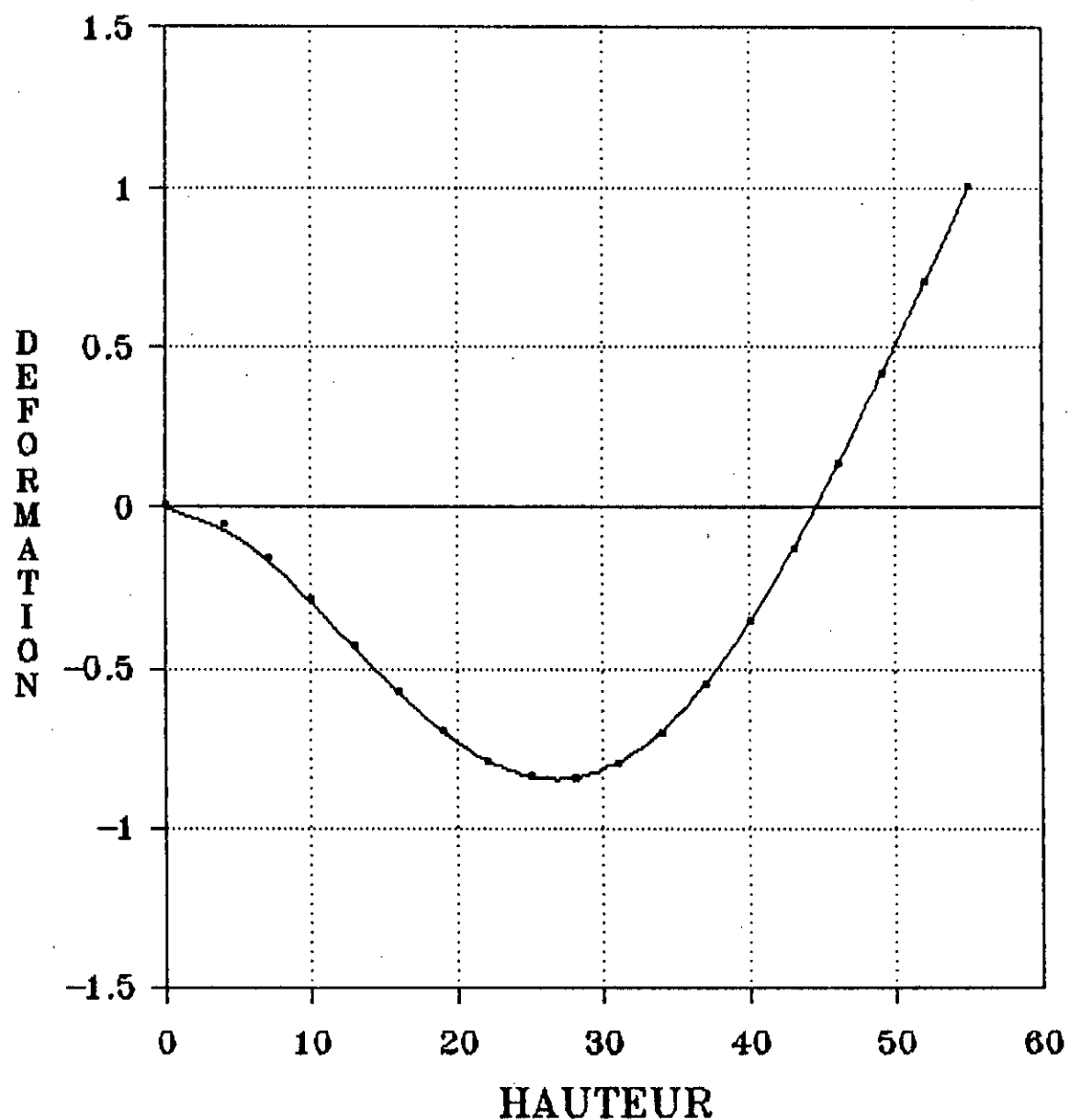
somme des coefficient de participation=90.23%>90%

DEPLACEMENTS MODAUX

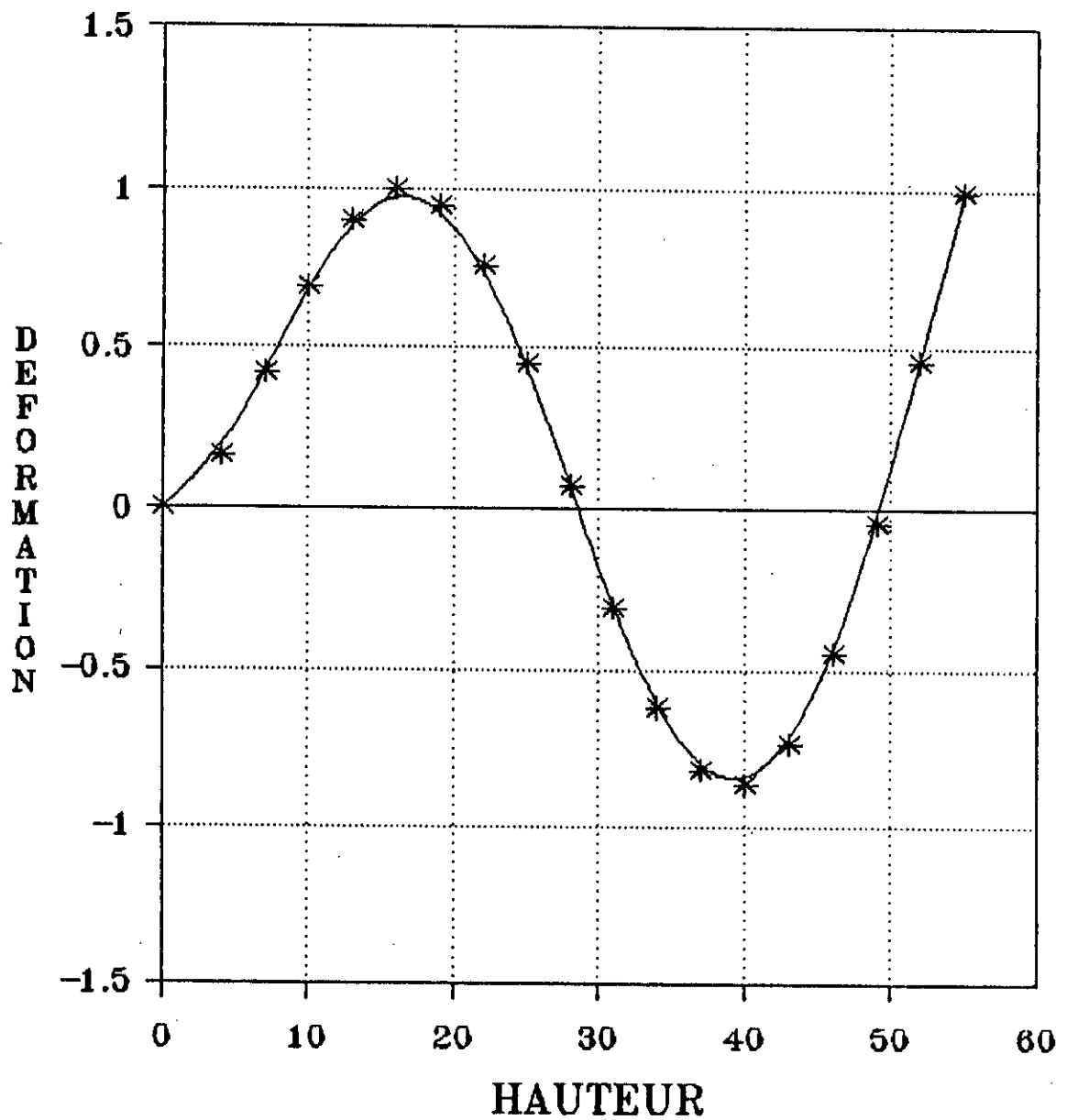
MODE 1



DEPLACEMENTS MODAUX
MODE 2

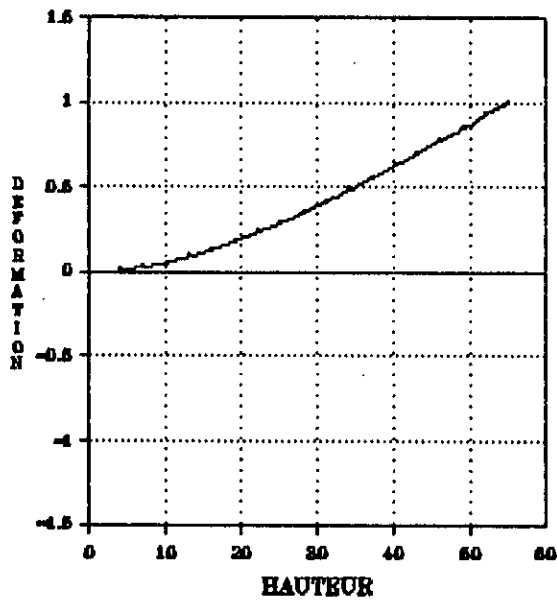


DEPLACEMENTS MODAUX
MODE 3



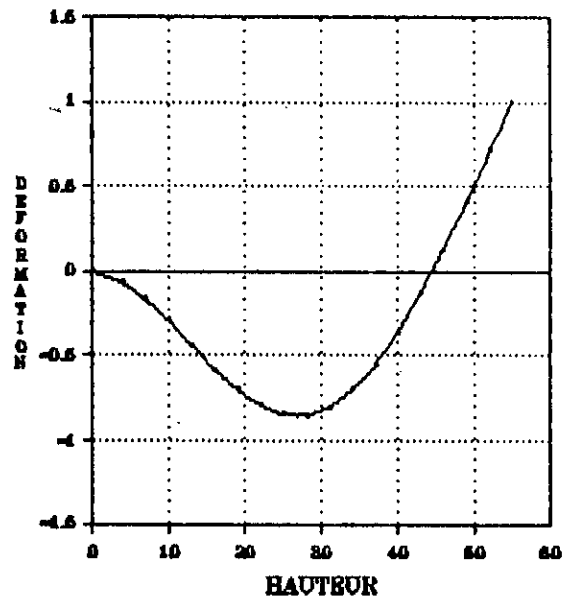
DEPLACEMENTS MODAUX

MODE 1



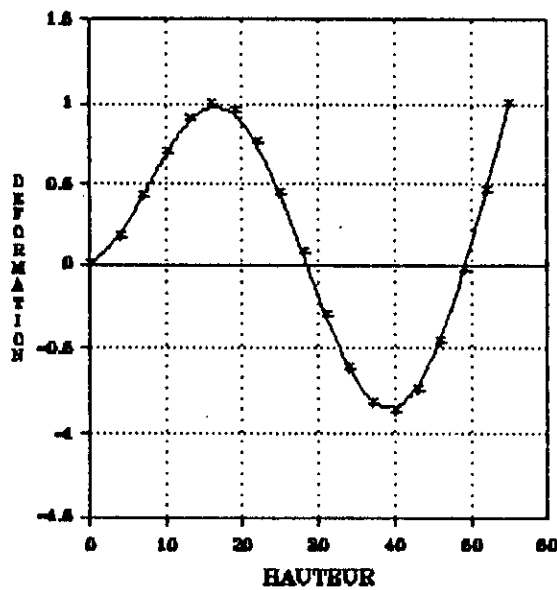
DEPLACEMENTS MODAUX

MODE 2



DEPLACEMENTS MODAUX

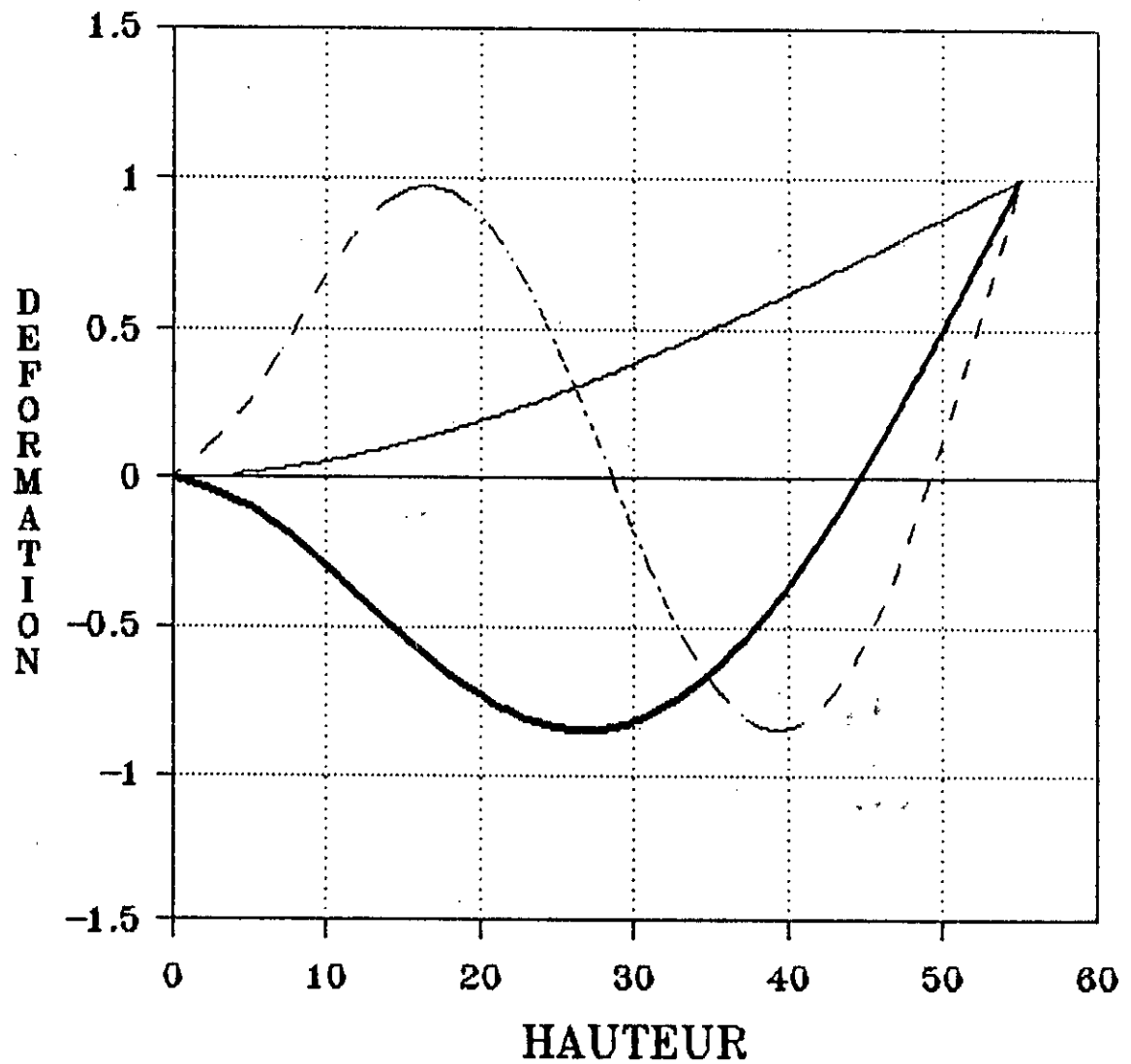
MODE 3



COMPARAISON DES

DEPLACEMENTS MODAUX

COMPARAISON DES DEPLACEMENTS MODAUX



Remarque :

Le comportement de la structure est le même dans le sens transversal que dans le sens longitudinal :

$$E = 32164195,12 \text{ KN/m}^2$$

$$I_{\text{long}} = 121,488 \text{ m}^4 \quad \} \quad EI_{\text{long}} = 39,08 * 10^8 \text{ KN/m}^2$$

$$I_{\text{trans}} = 121,164 \text{ m}^4 \quad \} \quad EI_{\text{trans}} = 38,97 * 10^8 \text{ KN/m}^2$$

η : coefficiente participation

$$\eta(1) = 63,96 \%$$

$$\eta(2) = 19,57 \%$$

$$\eta(3) = 6,7 \%$$

$\sum \eta(i) = 90,23 \% > 90\%$, donc l'énergie vibratoire sera désignée aux trois premiers modes de vibrations propres dans les deux sens.

dissipée

Calcul des périodes de chaque mode : $T = \frac{2\pi}{\omega}$

	mode 1	mode 2	mode 3
ω	4,3225	27,21835	76,5168
T(s)	1,45	0,231	0,082

V.3 Forces sismiques :

* force sismique latérale au niveau K pour le mode i :

$$F_{ki} = A D_i B Q \gamma_i M_k$$

* force sismique résultante (effort tranchant) au niveau K due au mode i

$$T_{ki} = \sum_{j=k}^n F_{ji}$$

* force sismique totale à la base (effet tranchant à la base) due au mode i est :

$$S_i = A D_i B Q \alpha_i \sum_{k=1}^n M_{ki}$$

A: coefficient d'accélération de zone A=0,15

B: facteur de comportement de la structure B=1/3

Q: facteur de qualité Q=1,15

$$\gamma_i = \phi_{ki} \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k \phi_{ki} \right|}{\sum_{k=1}^n M_k \phi_{ki}^2} \quad \text{coefficient de distribution}$$

$$\alpha_i = \frac{\left(\sum_{k=1}^n M_k \phi_{ki} \right)^2}{\sum_{k=1}^n M_k \phi_{ki}^2} \frac{1}{\sum_{k=1}^n M_k} \quad \text{coefficient de participation modale}$$

M_k : Poids de l'étage K

Détermination de D_i : (facteur d'amplification dynamique) pour chaque mode en fonction des périodes propres et des conditions du sol.

Pour un amortissement ($\xi = 10\%$)

$$\text{Sol fermé} \begin{cases} 0,1 \leq T \leq 0,5 \text{ (s)} & D=2 \\ T > 0,5 \text{ (s)} & D = \frac{0,896}{\sqrt[3]{T^2}} \\ T < 0,1 \text{ (s)} & D=10 T + 1 \end{cases}$$

	mode 1	mode 2	mode 3
T_i	1,45	0,231	0,082
D_i	0,699	2,00	1,82

force sismique latérale :

$$F_{ki} = A D_i B \gamma_i M_k$$

$$k_i = A D_i B Q$$

1^{er} mode $K_1 = 0,15 \cdot 1/3 \cdot 0,699 = 0,0402$

2^{eme} mode $K_2 = 0,15 \cdot 1/3 \cdot 1,15 \cdot 2,000 = 0,1150$

3^{eme} mode $K_3 = 0,15 \cdot 1/3 \cdot 1,15 \cdot 1,820 = 0,1046$

Coefficient de distributions

$\Sigma Mk.\phi k1=5720.49$ $\Sigma Mk.\phi k2=3596.95$ $\Sigma Mk.\phi k3=2340.21$

$\Sigma Mk.(\phi k1)=3853.25$ $\Sigma Mk.(\phi k2)=4913.81$ $\Sigma Mk.(\phi k3)=6064.43$

$\gamma 1=1.484 \phi k1$ $\gamma 2=0.7327 \phi k2$ $\gamma 3=0.385 \phi k3$

NIV	MODE 1		MODE 2		MODE 3	
	$\phi k1$	$\gamma 1$	$\phi k2$	$\gamma 2$	$\phi k3$	$\gamma 3$
18	1.000	1.484	1.000	0.732	0.993	0.383
17	0.924	1.371	0.703	0.514	0.458	0.176
16	0.848	1.259	0.410	0.300	-0.038	-0.014
15	0.772	1.146	0.129	0.094	-0.453	-0.175
14	0.697	1.034	-0.131	-0.096	-0.741	-0.286
13	0.623	0.925	-0.362	-0.265	-0.868	-0.335
12	0.551	0.818	-0.556	-0.407	-0.825	-0.318
11	0.480	0.713	-0.705	-0.516	-0.625	-0.241
10	0.412	0.612	-0.804	-0.588	-0.308	-0.118
9	0.346	0.514	-0.852	-0.623	0.071	0.027
8	0.284	0.422	-0.848	-0.620	0.447	0.172
7	0.227	0.337	-0.796	-0.582	0.757	0.292
6	0.174	0.258	-0.703	-0.514	0.951	0.366
5	0.127	0.188	-0.579	-0.423	1.000	0.385
4	0.086	0.128	-0.438	-0.320	0.905	0.349
3	0.052	0.077	-0.292	-0.214	0.693	0.267
2	0.026	0.038	-0.159	-0.116	0.422	0.162
1	0.009	0.013	-0.057	-0.042	0.165	0.063

FORCES SISMQUES LATERALES

=====

N I V	Mk (t)	MODE 1		MODE 2		MODE 3	
		K1 =0.0402		K2 =0.1150		K3 =0.1046	
		δ_1	Fk1(t)	δ_2	Fk2(t)	δ_3	Fk3(t)
18	860.40	1.148	51.328	0.732	72.420	0.383	34.469
17	737.94	1.371	40.671	0.514	43.619	0.176	13.585
16	737.94	1.259	37.348	0.300	25.458	-0.014	- 1.081
15	737.94	1.146	33.996	0.094	7.977	-0.175	-13.508
14	737.94	1.034	30.674	-0.096	-8.146	-0.286	-22.076
13	737.94	0.925	27.440	-0.265	-22.488	-0.335	25.858
12	737.94	0.818	24.266	-0.407	-34.539	-0.318	-24.546
11	737.94	0.713	21.151	-0.516	-43.789	-0.241	-18.602
10	737.94	0.612	18.155	-0.588	-49.899	-0.118	-9.108
9	737.94	0.514	15.247	-0.623	-52.869	0.027	2.084
8	737.94	0.422	12.518	-0.620	-52.615	0.172	13.276
7	737.94	0.337	9.997	-0.582	-49.390	0.292	22.539
6	737.94	0.258	7.653	-0.514	-43.619	0.366	28.251
5	737.94	0.188	5.577	-0.423	-35.897	0.385	29.717
4	737.94	0.128	3.797	-0.320	-27.156	0.349	26.938
3	737.94	0.077	2.284	-0.214	-18.160	0.267	20.609
2	711.05	0.038	1.086	-0.116	-9.488	0.162	12.048
1	817.96	0.013	0.427	-0.042	-3.950	0.063	5.390

La force sismique latérale résultante à l'étage k est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_k = \sqrt{\sum (F_{ki})^2} = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

où k indique l'étage

i indique le mode (i = 1, 2, 3)

après le calcul, on obtient :

Niveau	Fk(i)
18	95,222
17	61,166
16	45,212
15	37,441
14	38,660
13	43,901
12	42,372
11	52,066
10	50,723
9	55,063
8	55,689
7	55,202
6	52,529
5	46,933
4	38,433
3	27,563
2	15,372
1	3,973

CHAPITRE 6

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

* INTRODUCTION :

Le vent est assimilé à des charges ou des forces statiquement appliquées à la construction, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de la région, du site, des dimensions, de l'altitude. Notre tour est implanté en région II et dans un site normal.

L'étude est faite selon le règlement Français (NEIGE ET VENT 65).

Les dimensions de la tour :

-hauteur	h=55.00m
-grand côté	a=35.70m
-petit côté	b=28.25m

* ETUDE AU VENT :

L'action du vent sur une construction dans une direction donnée est la résultante F de tous les actions sur les différentes parois de la construction conformément aux règles III-1,5

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

avec:

T : forces de trainée dans la direction horizontale et parallèle à celle du vent.

(elle produit un effet d'entraînement et de renversement)

L : force de dérive dans la direction perpendiculaire au vent.

U : force de portance de direction verticale ascendante qui produit un soulèvement.

1) FORCE DE TRAINEE :

La force de trainée T par unité de longueur est la composante de la force de vent dans la direction parallèle à celle du vent.

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

avec :

C_t : coefficient de traînée (de forme).

$C_t = C_{t0} \gamma_0$ qui fonction de l'élanement de la tour et de la rigidité de la surface offerte au vent.

- C_{t0} : dépend de la catégorie du bâtiment.

- γ_0 : il est relatif à l'une des façades, t fonction du rapport des dimensions b/h et b/a

β : coefficient de majoration dynamique tenant compte de la période d'oscillation de la structure .

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

- θ : coefficient dépendant de la hauteur de la construction.

- ξ : coefficient de reponce donne en fonction de la période.

- τ : coefficient de pulsation détermine à chaque niveau considéré en fonction de la période .

δ : coefficient de réduction, il est déterminé en fonction de la plus grande dimension de la construction (horizontal ou vertical offerte au vent et de la cote H du point le plus haut de cette surface).

d : largeur du maître-couple (c'est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent).

q : pression du vent .

$$q = q_H K_S K_m$$

- K_S : coefficient du site .

- K_m : coefficient de l'effet du masque .

- q_H : pression dynamique .

$$q_H = q_{10} 2.5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

q_{10} : pression dynamique de référence ($H = 10.00m$) .

VENT NORMAL SUR LA FACE S₀ (grande surface)

$$a = 35.70 \text{ m}$$

$$b = 28.25 \text{ m}$$

$$Z = 55.00 \text{ m}$$

$$\lambda_o = \frac{h}{a} = 1.54$$

$$\frac{b}{a} = 0.79$$

d'après fig R-III-5 NV65 $\longrightarrow \gamma_o = 1$

on est dans le cas d'une construction de catégorie I (prismes de trois ou quatre côtés) .

$$C_{to} = 1.3$$

$$\longrightarrow C_t = 1.3$$

θ est donnée fonction de la cote du sommet Hs $30 < Hs < 60$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (Hs - 30) \longrightarrow \theta = 0.95$$

ξ en fonction de la periode T

Annexe 4-532 nv 65 qui donne pour un contreventement par voile en B.A.

$$T = 0.08 \frac{h}{\sqrt{l}} \left[\frac{h}{1+h} \right]^{1/2}$$

$$h = 55.00 \text{ m}$$

$$l_x = 35.70 \text{ m}$$

$$\longrightarrow T = 0.57 \text{ s}$$

fig R-III-3 NV 65 $\longrightarrow \xi = 0.45$

$$\beta = 0.95 (1 + 0.45 \tau)$$

fig R-III-4 NV 65 nous donne τ (H)

pression du vent q

$$q = K_s K_m q_H$$

notre structure se trouve en site normal , région II

$$K_s = 1 \quad (1.242 \text{ NV } 65)$$

on se trouve dans le cas d'un ouvrage non abrité $K_m = 1$

$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$ avec altitude $\leq 1000\text{m}$

$$\longrightarrow q_H = 175 \frac{H + 18}{H + 60} \quad (1.241 \text{ NV } 65)$$

la largeur du maitre couple $d = a = 35.70 \text{ m}$

d'ou $T = C_t \beta \delta q d = 46.41 \beta \delta q_H$

VENT NORMAL SUR LA FACE Sb (petite surface)

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = 1.95$$

$$C_t = 1.3$$

$$T = 0.67 s \longrightarrow \xi = 0.5$$

$$\beta = 0.95 (1 + 0.5\xi)$$

la largeur de maitre couple $d = b = 28.25\text{m}$

$$\longrightarrow T = 36.72 \beta \delta q_H$$

SENS LONGITUDINAL

le digramme represente les forces de trainée sur toute la hauteur du batiment peut être décomposé en deux diagramme .

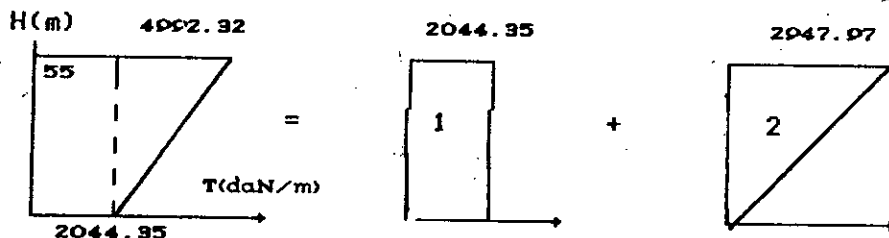


diagramme 1:

effort tranchant $T_1 = 2044.35 \times 55 = 112.44 \text{ t}$

moment de renversement $M_1 = 112.44 \times 55/2 = 3092.1 \text{ tm}$

diagramme 2:

$$T_2 = 2947.97 \times 55/2 = 81.07 \text{ t}$$

$$M_2 = T_2 \times (2/3) \times 55 = 2972.57 \text{ tm}$$

*****!
 ! TABLEAU RECAPITULATIF !
 !*****!

H(m)	C	B		S	QH(daN)	T(daN/m ²)	
		LONG	TRANS			LONG	TRANS
55	0.294	1.076	1.090	0.90	111.08	4992.32	4001.36
52	0.299	1.078	1.092	0.90	109.37	4924.60	3946.99
49	0.302	1.079	1.093	0.89	107.57	4794.18	3842.41
46	0.308	1.082	1.096	0.85	105.66	4509.91	3614.45
43	0.314	1.084	1.099	0.82	103.64	4275.45	3429.58
40	0.316	1.085	1.100	0.80	101.50	4088.81	3279.83
37	0.322	1.088	1.103	0.78	99.23	3908.21	3134.84
34	0.325	1.089	1.104	0.77	96.81	3767.47	3021.92
31	0.330	1.091	1.107	0.76	94.23	3626.09	2911.07
28	0.335	1.093	1.109	0.76	91.48	3526.72	2831.22
25	0.340	1.095	1.111	0.76	88.53	3419.24	2744.86
22	0.343	1.096	1.113	0.76	85.36	3299.82	2651.34
19	0.349	1.100	1.116	0.76	81.96	3179.95	2552.60
16	0.356	1.102	1.119	0.76	78.29	3043.08	2444.85
13	0.358	1.103	1.120	0.76	74.31	2890.99	2322.64
10	0.360	1.104	1.121	0.76	70.00	2725.79	2189.87
7	0.360	1.104	1.121	0.76	65.30	2542.77	2042.84
4	0.360	1.104	1.121	0.76	60.16	2342.63	1882.04
0	0.360	1.104	1.121	0.76	52.50	2044.35	1662.92

TOTAL

$$T = T_1 + T_2 = 193.51 \text{ t}$$

$$M = M_1 + M_2 = 6046.67 \text{ tm}$$

pour un vent extrême :

$$T_{\text{ext}} = 1.75 T = 338.64 \text{ t}$$

$$M_{\text{ext}} = 1.75 M = 10613.17 \text{ tm}$$

SENS TRANSVERSALE

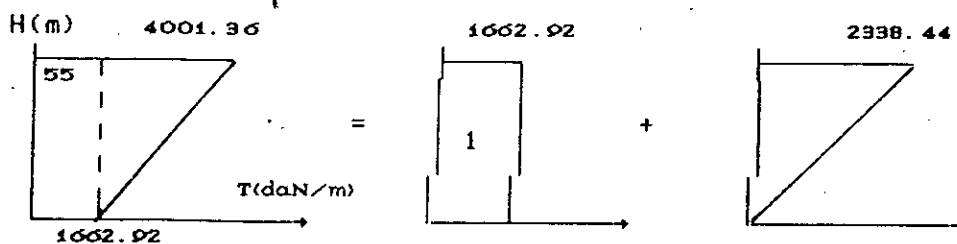


diagramme 1:

$$T_1 = 1662.92 \times 55 = 91.46 \text{ t}$$

$$M_1 = T_1 \times H/2 = 2515.15 \text{ tm}$$

diagramme 2:

$$T_2 = 2338.44 \times 55/2 = 64.31 \text{ t}$$

$$M_2 = T_2 \times (2/3) \times 55 = 2358.03 \text{ tm}$$

TOTAL

$$T = T_1 + T_2 = 155.77 \text{ t}$$

$$M = M_1 + M_2 = 4873.18 \text{ tm}$$

pour un vent extrême :

$$T_{\text{ext}} = 1.75 T = 272.60 \text{ t}$$

$$M_{\text{ext}} = 1.75 M = 8528.06 \text{ tm}$$

2) FORCE DE DERIVE

pour la prise en compte des tourbillons de KARMAN on admet que la construction est soumise à une force de dérive périodique perpendiculaire à la direction du vent et de répartition triangulaire dont l'action est assimilée à celle d'une force statique, sa valeur est donnée par :

$$L = \delta C_t \beta' q_{cr} d \frac{H}{h}$$

avec :

δ : coefficient de dimension

C_t : coefficient de dérive

(généralement pris égal à 0.2 Annexe 8.8.43 NV65)

β' : coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement

q_{cr} : la pression dynamique critique correspond à la vitesse de résonance

d : largeur de maître couple .

H : la cote de niveau considéré compté à partir du sol.

DETERMINATION DE LA VITESSE CRITIQUE :

la théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T = \frac{d}{S \times V}$$

V : étant la vitesse du fluide .

d : la largeur du maître couple .

S : nombre de STROUHAL fonction de la rugosité des surfaces, de la forme, de la construction et de la viscosité du fluide .

$$S = 0.25 \div 0.30$$

T : étant la période de la construction .

il y a résonance lorsque $T = T_k$

$$d'ou \quad V_{cr} = \frac{d}{S \times T}$$

on prend $S = 0.25$

sens longitudinal

$$T = T_K = 0.57 \text{ s} \longrightarrow V_{cr} = \frac{35.70}{0.25 \times 0.57} = 250.53 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

sens transversal

$$T = T_K = 0.67 \text{ s} \longrightarrow V_{cr} = \frac{28.25}{0.25 \times 0.67} = 168.66 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

NV 65 annonce qu'à partir d'une vibration critique $> 25 \text{ m/s}$ il est inutile de faire un calcul à la résonance et de calculer L .

CONCLUSION

Les bâtiments tours sont des ouvrages prismatiques de section rectangulaire, l'action du vent sur les parois ne présente pas d'importance; les planchers absorbent les efforts résultants mais il faut noter que les efforts du vent sur la paroi peut être pris en considération et en particulier en phase d'exécution des parois non contreventées afin d'éviter les désordres avant tout exécution

3) DETERMINATION DE LA PORTANCE

$$U = C_U \delta q S_U$$

C_U : coefficient de portance

$$C_U = C_i - C_e$$

- C_i : coefficient de surpression intérieure sur la terrasse construction fermée

$$C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_o)$$

$$\gamma_o = 1 \longrightarrow C_i = 0.3$$

- C_e : coefficient de dépression extérieure sur la terrasse

$$\alpha = 0$$

$$\gamma_o = 1 \longrightarrow C_e = -0.5$$

d'où $C_u = 0.3 + 0.5 = 0.8$

- coefficient δ

la plus grande dimension de la toiture est $a = 35.70$ m

pour $H = 55$ m $\longrightarrow \delta = 0.74$

- pression du vent q

pour $H = 55$ m

$$q_H = 111.08 \text{ daN/m}^2$$

$$K_s = 1$$

$$\longrightarrow q = 1 \times 111.08 \text{ daN/m}^2$$

- surface de terrasse

$$S_u = 569.22 \text{ m}^2$$

- l'effet de portance

$$U = 0.8 \times 0.74 \times 569.22 \times 111.08 = 39.21 \text{ t}$$

- sous vent extrême $U_{ext} = 1.75 U = 68.61 \text{ t}$

$$W(\text{poids du bâtiment}) > U_{ext}$$

l'effet de portance ne sera pas pris en compte .

CHAPITRE 7

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

- Distribution des forces sismiques latérales aux voiles
- Détermination des sollicitations dans les voiles

VII.1 Distribution des forces latérales aux voiles :

La méthode utilisée est celle qui est exposée dans le livre "Calcul pratiques de bâtiments en béton armé" (Marius Diver), C'est la méthode du centre de torsion.

Hypothèses :

- Les planchers sont indéformables dans leur plan
- Les refends sont supposés encastrés à leur base
- Le nombre d'étages est au moins égal à quatre
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur.

Exposé de la méthode :

Puisque la résultante des forces extérieures ne coïncide pas avec le centre de gravité des inerties donc cette dernière crée un moment de torsion dû à l'excentricité donc elle sera décomposée comme suit

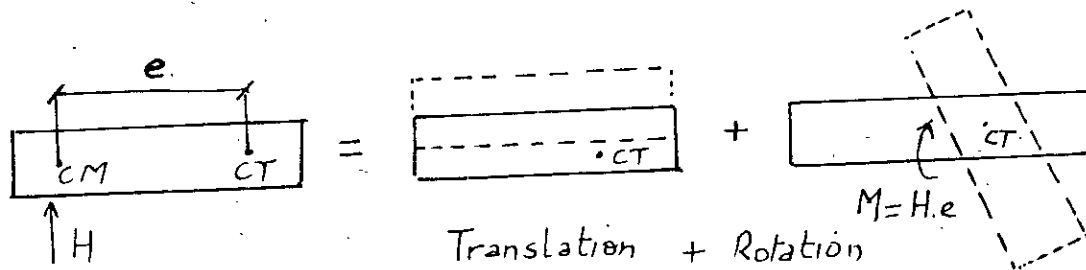
- .Effort de translation
- .Effort de rotation

Notation : la déformation due à la translation est dans la même direction que la charge horizontale.

-La déformation due à la rotation se fait autour d'un point fixe appelé: "centre de torsion", ce dernier devant avoir les priorités suivantes.

-Un effort horizontal passant par ce point entraîne uniquement une translation.

-Un couple dont l'axe vertical passe par ce point engendre uniquement une rotation.



Formules utilisées:

Effort engendré par la translation:

L'effet de translation ne concerne que les refends parallèles à la direction de l'effort horizontal.

$$\text{Sens longitudinal} \quad H'_{kx} = \frac{F_{kx} \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

$$\text{Sens transversal} \quad H'_{ky} = \frac{F_{ky} \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

Effort engendré par la rotation :

L'effet de rotation est dû à l'excentricité qui existe entre le centre de masse et le centre des inerties.

Cet effort est donné par les formules suivantes :

Sens Longitudinal :

$$H''_{kx} = \frac{F_{kx} \cdot e_y \cdot I_{xi} \cdot d_{yi}}{\sum I_{xi} \cdot d_{yi}^2 + \sum I_{yi} \cdot d_{xi}^2}$$

Sens transversal :

$$H''_{ky} = \frac{F_{ky} \cdot e_x \cdot I_{yi} \cdot d_{xi}}{\sum I_{xi} \cdot d_{yi}^2 + \sum I_{yi} \cdot d_{xi}^2}$$

Superposition des efforts :

Vu que les deux efforts dus à la translation et à la rotation se produisent en même temps, donc on peut faire la superposition afin d'obtenir l'effort final horizontal revenant à chaque voile donné comme suit :

$$H_{kx} = H'_{kx} + H''_{kx} = F_{kx} \left[\frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} + \frac{e_y \cdot I_{xi} \cdot d_{yi}}{I_0} \right]$$

$$H_{ky} = H'_{ky} + H''_{ky} = F_{ky} \left[\frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_x \cdot I_{yi} \cdot d_{xi}}{I_0} \right]$$

Application numérique : Dans notre cas :

S I_x = 121,164 m⁴ ; e_x=e_y= 1,785 m
S I_y = 121,488 m⁴ ; I_q= 32451,578 m⁶

D'où :

$$H_{kx} = F_{kx} \left(\frac{I_{yi}}{121,164} + \frac{1,785 \cdot I_{xi} \cdot d_{yi}}{32451,578} \right)$$

$$H_{ky} = F_{ky} \left(\frac{I_{xi}}{121,164} + \frac{1,785 \cdot I_{yi} \cdot d_{xi}}{32451,578} \right)$$

Nota :

Les (I_{xi}.d_{yi}) ou I_{yi}.d_{xi} sont parfois négatifs selon leurs positions dans le repère orthonormé dont l'origine est le centre de torsion donc les efforts dûs à la rotation sont parfois négatifs dans le sens étudié, or le seisme travaille dans les deux sens donc on ne prend pas en considération le signe (-).

Les résultats sont données sous forme de tableaux comme suit.

 DISTRIBUTION DES FORCES LATERALES AUX VOILES
 (SENS LONGITUDINAL)

NIV.	Fkx(t)	VL1	VL2	VL31	VL32	VL4	VL5	VL6	VL7
		VL'1	VL'2	VL'31	VL'32	VL'4	VL'5	VL'6	VL'7
		$I_x = 19.019$	16.502	2.020	0.293	19.315	3.194	0.1175	0.046
		$dy = 14.125$	10.325	6.525	6.525	2.725	2.725	1.175	15.525
18	95.222	16.313	13.826	1.666	0.238	15.406	2.542	0.133	0.0380
17	61.166	10.478	8.881	1.070	0.152	9.896	1.633	0.085	0.0244
16	45.212	7.745	6.564	0.791	0.113	7.315	1.207	0.063	0.0180
15	37.441	6.414	5.436	0.655	0.093	6.057	0.999	0.052	0.0149
14	38.660	6.623	5.613	0.676	0.096	6.255	1.032	0.054	0.0154
13	43.901	7.521	6.374	0.768	0.109	7.103	1.172	0.061	0.0175
12	42.372	7.259	6.152	0.741	0.105	6.855	1.131	0.059	0.0169
11	52.066	8.919	7.559	0.911	0.130	8.424	1.390	0.072	0.0210
10	50.723	8.689	7.364	0.887	0.126	8.100	1.354	0.071	0.0202
9	55.063	9.433	7.995	0.963	0.137	8.909	1.470	0.077	0.0220
8	55.689	9.540	8.086	0.974	0.139	8.931	1.486	0.078	0.0222
7	55.202	9.457	8.015	0.966	0.138	9.010	1.473	0.077	0.0221
6	52.529	8.999	7.627	0.919	0.131	8.499	1.402	0.073	0.0210
5	46.933	8.040	6.814	0.821	0.117	7.593	1.253	0.065	0.0187
4	38.438	6.585	5.581	0.672	0.096	6.219	1.026	0.053	0.0153
3	27.563	4.722	4.002	0.482	0.068	4.459	0.735	0.038	0.0110
2	15.372	2.695	2.232	0.269	0.038	2.487	0.410	0.021	0.0061
1	3.973	0.680	0.576	0.069	0.010	0.642	0.106	0.005	0.0016
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	S(base)	80.446	68.163	8.215	1.173	75.956	12.534	0.657	0.187
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

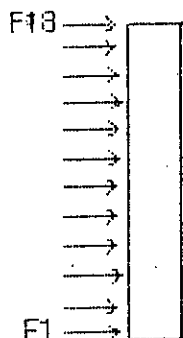
 DISTRIBUTION DES FORCES LATERALES AUX VOILES
 (SENS TRANSVERSAL)

NIV	Fkx(t)	VT1	VT2	VT31	VT32	VT4	VT5	VT6	VT7
		VT'1	VT'2	VT'31	VT'32	VT'4	VT'5	VT'6	VT'7
		$I_y = 49.019$	16.502	2.020	0.293	18.91	3.194	0.428	0.216
		$d_x = 17.850$	±14.050	±10.250	±10.250	±6.45	±4.200	±1.250	±1.250
18	95.222	16.720	14.178	1.694	0.247	15.500	2.571	0.339	0.1704
17	61.166	10.740	9.107	1.088	0.159	9.956	1.651	0.218	0.1094
16	45.212	7.939	6.732	0.804	0.117	7.359	1.220	0.161	0.0809
15	37.441	6.574	5.575	0.666	0.097	6.130	1.011	0.133	0.0670
14	38.660	6.788	5.756	0.688	0.101	6.293	1.043	0.138	0.0692
13	43.901	7.709	6.536	0.781	0.112	7.146	1.185	0.156	0.0785
12	42.372	7.440	6.309	0.754	0.110	6.897	1.144	0.151	0.0758
11	52.066	9.142	7.752	0.926	0.135	8.475	1.405	0.185	0.0932
10	50.723	8.907	7.552	0.902	0.132	8.256	1.369	0.181	0.0908
9	55.063	9.669	8.198	0.980	0.143	8.963	1.486	0.196	0.0985
8	55.689	9.778	8.292	0.991	0.144	9.065	1.503	0.198	0.0996
7	55.202	9.693	8.219	0.982	0.143	8.985	1.490	0.196	0.0988
6	52.529	9.224	7.821	0.935	0.136	8.550	1.418	0.187	0.0940
5	46.933	8.241	6.988	0.835	0.122	7.639	1.267	0.167	0.0840
4	38.438	6.749	5.723	0.684	0.099	6.256	1.037	0.137	0.0688
3	27.563	4.840	4.104	0.490	0.071	4.486	0.744	0.098	0.0493
2	15.372	2.699	2.288	0.273	0.039	2.502	0.415	0.055	0.0275
1	3.973	0.697	0.591	0.071	0.010	0.646	0.107	0.014	0.0071
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	S(base)	82.430	69.900	8.360	1.220	76.379	12.675	1.671	0.8403
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

VII.2 Détermination des efforts tranchants et moments flechissants dans les voiles pleins :

Les sollicitations (M,N,T) sont calculés en assimilant les voiles à des consoles encastrées à leurs bases et soumises aux charges horizontales.

Exemple :



Voile plein

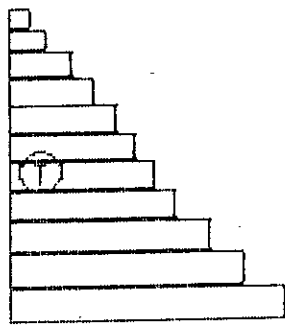


Diagramme de l'effort tranchant

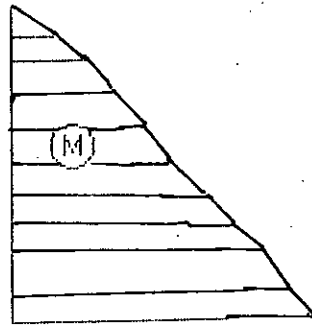


Diagramme du moment flechissant

Effort tranchant par niveau :

$$\begin{array}{l}
 V_{18} = F_{18} \\
 V_{17} = F_{18} + F_{17} \\
 V_{16} = F_{18} + F_{17} + F_{16} \\
 \dots \\
 V_1 = F_{18} + \dots + F_1
 \end{array}
 \Rightarrow V_i = \sum_{i=1}^{i=18} F_i$$

avec V_i effort tranchant dans le voile au niveau(i). F_i = Force sismique revenant au voile au niveau(i)

Moment flechissant par niveau :

$$\begin{array}{l}
 M_{18} = 0 \\
 M_{17} = h F_{18} \\
 M_{16} = h [2F_{18} + F_{17}] \\
 \dots \\
 M_0 = h [18F_{18} + 17F_{17} + \dots + F_1]
 \end{array}
 \Rightarrow M_0 = h \sum_{i=1}^{i=20} (i) F_i \quad \text{Moment à la base}$$

D'où les tableaux donnant les valeurs des efforts tranchants et des moments flechissant dans les voiles pleins.

Efforts tranchants et moments flexionnants.

*****				*****			
	VL1, VL'1			VL2, VL'2			
NIVEAU	Hkx(t)	T(t)	M(tm)	Hkx(t)	T(t)	M(tm)	
18	16.313	16.313	0	13.826	13.826	0	
17	10.478	26.791	48.939	8.881	22.707	41.478	
16	7.745	34.536	178.251	6.564	29.271	151.077	
15	6.414	40.950	411.171	5.436	34.707	348.489	
14	6.623	47.573	766.941	5.613	40.320	650.022	
13	7.521	55.094	1265.480	6.374	46.694	1072.515	
12	7.259	62.353	2780.031	6.152	52.846	1635.090	
11	8.919	71.272	2780.031	7.559	60.405	2356.203	
10	8.689	79.961	3844.677	7.364	67.769	3258.531	
9	9.433	89.394	5149.206	7.995	75.764	4364.166	
8	9.540	98.934	6721.917	8.086	83.850	5697.093	
7	9.457	108.391	8591.430	8.015	91.865	7281.570	
6	8.999	117.390	10786.117	7.627	99.492	9141.642	
5	8.040	125.430	13332.974	6.814	106.306	11300.192	
4	6.585	132.015	16256.119	5.581	111.887	13777.658	
3	4.722	136.737	19575.311	4.002	115.889	16590.782	
2	2.695	139.432	23304.712	2.232	118.121	19751.578	
1	0.680	140.112	27452.412	0.576	118.697	23266.735	
0	----	140.112	32020.446	----	118.697	27137.985	

```

*****
*                               *                               *
*                               VL31,VL'31                       *                               VL32,VL'32                       *
* NIVEAU * Hkx(t) * T(t) * M(tm) * Hkx(t) * T(t) * M(tm) *
*-----*-----*-----*-----*-----*-----*-----*
* 18      1.666      1.666      0      0.238      0.238      0      *
* 17      1.070      2.736      4.998      0.152      0.390      0.714      *
* 16      0.791      3.527      18.204      0.113      0.503      2.598      *
* 15      0.655      4.182      41.991      0.093      0.596      5.991      *
* 14      0.676      4.858      78.324      0.096      0.692      11.172      *
* 13      0.768      5.626      129.231      0.109      0.801      18.429      *
* 12      0.741      6.367      197.016      0.105      0.906      28.089      *
* 11      0.911      7.278      283.902      0.130      1.036      40.467      *
* 10      0.887      8.165      392.622      0.126      1.162      55.953      *
* 9       0.963      9.128      525.837      0.137      1.299      74.925      *
* 8       0.974      10.102      686.436      0.139      1.438      97.794      *
* 7       0.966      11.068      877.341      0.138      1.576      124.977      *
* 6       0.919      11.987      1101.450      0.131      1.707      156.888      *
* 5       0.821      12.808      1361.520      0.117      1.824      193.920      *
* 4       0.672      13.480      1660.014      0.096      1.920      236.424      *
* 3       0.482      13.962      1998.948      0.068      1.988      284.688      *
* 2       0.269      14.231      2379.768      0.038      2.026      338.916      *
* 1       0.069      14.300      2803.281      0.010      2.036      399.222      *
* 0       -----      14.300      3269.694      -----      2.036      465.636      *
*****

```

* VL6, VL'6, VL"6, VL'"6 *				* VL7, VL'7 *				
* NIVEAU *	* Hkx(t) *	* T(t) *	* M(tm) *	* Hkx(t) *	* T(t) *	* M(tm) *		
* 18	0.113	0.133	0	0.0380	0.0380	0		
* 17	0.085	0.218	0.399	0.0244	0.0624	0.114		
* 16	0.063	0.281	1.452	0.0180	0.0804	0.415		
* 15	0.052	0.333	3.348	0.0149	0.0953	0.958		
* 14	0.054	0.387	6.243	0.0154	0.1107	1.786		
* 13	0.061	0.448	10.299	0.0175	0.1282	2.946		
* 12	0.059	0.507	15.699	0.0169	0.1451	4.491		
* 11	0.072	0.579	22.620	0.0210	0.1661	6.471		
* 10	0.071	0.650	31.278	0.0202	0.1863	8.950		
* 9	0.077	0.727	41.886	0.0220	0.2083	11.987		
* 8	0.078	0.805	54.675	0.0222	0.2305	15.650		
* 7	0.077	0.882	69.879	0.0221	0.2526	20.004		
* 6	0.073	0.955	87.729	0.0210	0.2736	25.116		
* 5	0.065	1.020	108.446	0.0187	0.2923	31.048		
* 4	0.053	1.073	132.223	0.0153	0.3076	37.858		
* 3	0.038	1.111	159.219	0.0110	0.3186	45.590		
* 2	0.021	1.132	189.549	0.0061	0.3247	54.278		
* 1	0.005	1.137	223.275	0.0016	0.3263	63.940		
* 0	-----	1.137	260.414	-----	0.3263	74.581		

VL4, VL'4			VL5, VL'5			
NIVEAU	Hkx(t)	T(t)	M(tm)	Hkx(t)	T(t)	M(tm)
18	15.406	15.406	0	2.542	2.542	0
17	9.896	25.302	46.218	1.633	4.175	7.626
16	7.315	32.617	168.342	1.207	5.382	27.777
15	6.057	38.674	388.317	0.999	6.381	64.074
14	6.255	44.929	724.314	1.032	7.413	119.514
13	7.103	52.032	1195.098	1.172	8.585	197.193
12	6.855	58.887	1821.978	1.131	9.716	300.627
11	8.424	47.311	2625.519	1.390	11.106	433.209
10	8.100	75.411	3630.993	1.354	12.460	599.109
9	8.909	84.320	4862.700	1.470	13.930	802.389
8	8.931	93.251	6347.367	1.486	15.416	1047.459
7	8.010	102.261	8111.787	1.473	16.889	1338.777
6	8.499	110.760	10182.990	1.402	18.291	1680.762
5	7.593	118.353	12586.474	1.253	19.544	2077.620
4	6.219	124.572	15345.016	1.026	20.570	2533.110
3	4.459	129.031	18477.272	0.735	21.305	3050.310
2	2.487	131.518	21996.629	0.410	21.715	3631.425
1	0.642	132.160	25910.532	0.160	21.821	4277.686
0		132.160	30220.910		21.821	4989.409

	* VT1, VT'1			* VT2, VT'2		
* NIVEAU	* Hky(t)	* T(t)	* M(tm)	* Hky(t)	* T(t)	* M(tm)

* 18	16.720	16.720	0	14.478	14.178	0
* 17	10.740	27.460	52.160	9.107	23.285	42.534
* 16	7.939	35.399	182.700	6.732	30.017	154.923
* 15	6.574	41.973	421.437	5.575	35.592	357.363
* 14	6.788	48.761	786.093	5.756	41.348	666.579
* 13	7.709	56.470	1297.032	6.536	47.884	1099.839
* 12	7.440	63.910	1977.381	6.309	54.193	1676.751
* 11	9.142	73.052	2849.460	7.752	61.945	2416.242
* 10	8.907	81.959	3940.695	7.552	69.497	3341.548
* 9	9.669	91.628	5277.807	8.198	77.695	4475.386
* 8	9.778	101.406	6889.803	8.292	85.987	5842.287
* 7	9.693	111.099	8806.017	8.216	94.206	7467.150
* 6	9.224	120.323	11055.527	7.821	102.027	9374.632
* 5	8.241	128.564	13666.008	6.988	109.015	11588.195
* 4	6.749	135.313	16662.180	5.723	114.738	14128.801
* 3	4.840	140.153	20064.291	4.104	118.842	17013.612
* 2	2.699	142.852	23886.863	2.288	121.130	20254.966
* 1	0.697	143.549	28137.984	0.591	121.721	23859.706
* 0		143.549	32819.760		121.721	27829.605

VT31, VT'31				VL32, VL'32			
NIVEAU	Hky(t)	T(t)	M(tm)	Hky(t)	T(t)	M(tm)	
18	1.694	1.694	0	0.247	0.247	0	
17	1.088	2.782	5.082	0.159	0.406	0.741	
16	0.804	3.586	18.510	0.117	0.523	2.700	
15	0.666	4.252	42.696	0.097	0.620	6.228	
14	0.688	4.940	79.638	0.101	0.721	11.616	
13	0.781	5.721	131.400	0.112	0.833	19.167	
12	0.754	6.475	200.325	0.110	0.943	29.217	
11	0.926	7.401	288.675	0.137	1.078	42.096	
10	0.902	8.303	399.228	0.132	1.210	58.209	
9	0.980	9.283	534.690	0.143	1.353	77.952	
8	0.991	10.274	698.001	0.144	1.497	101.754	
7	0.982	11.256	962.134	0.143	1.640	130.047	
6	0.935	12.191	1120.035	0.136	1.776	163.260	
5	0.835	13.026	1384.509	0.122	1.898	201.801	
4	0.684	13.026	1688.061	0.099	1.997	246.036	
3	0.490	14.200	2032.743	0.071	2.068	296.262	
2	0.273	14.473	2420.026	0.039	2.107	352.692	
1	0.071	14.544	2850.727	0.0103	2.117	415.443	
0		14.544	3325.059		2.117	484.546	

* * * * * VT4, VT'4 * * * * *				* * * * * VT5, VT'5 * * * * *			
* NIVEAU *	* Hky(t) *	* T(t) *	* M(tm) *	* Hky(t) *	* T(t) *	* M(tm) *	
* 18 *	15.500	15.500	0	2.571	2.571	0	
* 17 *	9.956	25.456	46.500	1.651	4.222	7.713	
* 16 *	7.359	32.815	169.368	1.220	5.422	28.092	
* 15 *	6.130	38.945	390.681	1.011	6.453	64.797	
* 14 *	6.293	45.238	728.829	1.043	7.493	120.861	
* 13 *	7.146	52.384	1202.691	1.185	8.681	199.413	
* 12 *	6.897	59.281	1833.7050	1.144	9.825	304.008	
* 11 *	8.475	67.756	2642.562	1.405	11.230	438.078	
* 10 *	8.256	76.012	3654.687	1.369	12.599	605.838	
* 9 *	8.963	84.975	4894.849	1.486	14.085	811.395	
* 8 *	9.065	94.040	6389.935	1.503	15.588	1059.207	
* 7 *	8.985	103.025	8167.141	1.490	17.078	1353.783	
* 6 *	8.550	111.575	10253.423	1.418	18.496	1699.593	
* 5 *	7.639	119.214	12674.428	1.267	19.763	2100.891	
* 4 *	6.256	125.47	15453.076	1.037	20.800	2561.478	
* 3 *	4.486	129.956	18608.134	0.744	21.544	3084.466	
* 2 *	2.502	132.458	22153.058	0.415	21.959	3672.084	
* 1 *	0.646	133.104	26095.360	0.107	22.066	4325.581	
* 0 *		133.104	30436.974		22.066	5045.275	

VT6, VT'6				VT7, VT'7			
NIVEAU	Hky(t)	T(t)	M(tm)	Hky(t)	T(t)	M(tm)	
18	0.3389	0.3389	0	0.1704	0.1704	0	
17	0.2177	0.5566	1.0167	0.1094	0.2798	0.5112	
16	0.1609	0.7175	3.7032	0.0809	0.3607	1.8618	
15	0.1332	0.8507	8.5422	0.0670	0.4277	4.2945	
14	0.1376	0.9883	15.9333	0.0692	0.4969	8.0103	
13	0.1562	1.1445	26.2893	0.0785	0.5754	13.2168	
12	0.1508	1.2953	40.0788	0.0758	0.6512	20.1495	
11	0.1853	1.4806	57.7542	0.0932	0.7444	29.03583	
10	0.1805	1.6611	79.8714	0.0908	0.8352	40.1553	
9	0.1960	1.8571	106.9719	0.0985	0.9337	53.7804	
8	0.1982	2.0553	139.6437	0.0966	1.0333	70.2066	
7	0.1965	2.2518	178.4814	0.0988	1.1321	89.7327	
6	0.1870	2.4388	224.0745	0.0940	1.2261	112.6551	
5	0.1670	2.6058	276.9840	0.0840	1.3101	139.2558	
4	0.1368	2.7426	337.7110	0.0688	1.3789	169.7868	
3	0.0981	2.8407	406.6656	0.0493	1.4282	204.4545	
2	0.0547	2.8954	484.1424	0.0275	1.4557	243.4068	
1	0.0141	2.9095	570.3055	0.0071	1.4628	286.7262	
0		2.9095	665.1968		1.4628	334.4340	

Méthode de Mr ALBIGES et J.GOULET

Hypothèse :

-Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartie le long de la fibre moyenne de chaque élément de voile.

-Les éléments du voile (trumeaux) subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

-Il est admis en outre que :

* La hauteur d'étage "h" est constante .

*Les linteaux qui lient les deux trumeaux du voile ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.

*Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle des trumeaux.

Remarque :

L'action des forces horizontales (on est dans le cas d'un seisme) pouvant changer de signe, il s'avère donc nécessaire tenir compte de (M,N,T) en particulier dans les combinaisons d'actions avec ceux de charges verticales.

1) Voiles à une seule file d'ouverture :

* $\alpha < 1$:

Le voile sera calculé comme une voile avec ouvertures de grandes dimensions .

Pratiquement $\alpha \rightarrow 0$ en conséquence $\phi=0$ ($\pi=0$) la rigidité des linteaux étant très faible.

Les deux éléments du voile sont simplement entretoisés par les linteaux donc subit les mêmes déformations horizontales.

La répartition de moment fléchissant est proportionnelles aux inerties du voile.

Sollicitation au niveau des linteaux $\rightarrow \pi=0$; $M=0$
Sollicitation au niveau des trumeaux

$$M_i = (I_i / (I_1 + 2)) M$$

$$T_i = (I_i / (I_1 + I_2)) T$$

Verification :

$$M_{ext} = 2/3 \cdot V \cdot H = M_{int} = M_f + M_2 + 2 N_c$$

$$* 1 < \alpha < 10$$

Le voile sera calculé comme en voile avec ouvertures moyennes :

Pour chaque niveau (j) on doit déterminer :

$\xi = X / Z$ avec X: hauteur d'un niveau donnée par rapport au niveau d'encastrement du voile.

$X(\alpha, \xi), \Delta(\alpha, \xi)$ fonction dépendant de (α, ξ) donnée par les abaques.

Sollicitations au niveau des linteaux :

- effort tranchant π à la section d'encastrement des linteaux en chaque niveau est :

$$\pi = (H_0 \cdot m \cdot h_e / I) X ; H_0 \text{ l'effort sismique à la base du voile donnée}$$

- Le moment d'encastrement : $M = \pi \cdot a$

Sollicitations au niveau des trumeaux :

$$M_i = (I_i / (I_1 + I_2)) H_0 Z [(1/3)(1 + \xi)^2 (2 + \xi) - (2m_c / I) \Delta(\alpha, \xi)]$$

Effort normal en chaque niveau :

$$N_i^j = \sum \pi_i$$

Effort tranchant en chaque niveau :

$$T_i = T (I_i / I_1 + I_2)$$

$$* \alpha > 10$$

Le voile sera calculé comme un voile à petite ouverture dans ce cas on peut considérer que $\alpha \rightarrow \infty$

Le voile se comporte comme un mur plein, l'influence des ouvertures ayant un caractère local

$$\pi = (1/I) H_0 m h_e (1-\xi)$$

$$M = \pi a$$

Sollicitation au niveau des trumeaux :

L'influence des ouvertures n'ayant qu'un caractère local, le voile sera traité dans son ensemble comme dans le cas d'un voile plein.

2) Voiles à plusieurs files d'ouvertures :

Dans le cas des voiles à plusieurs files d'ouvertures le degré de concordance a n'a plus de rapport avec la largeur des ouvertures. Il s'agit ici de déterminer le rapport d'ouverture.

S (ouverture)

S totale

1- $S_o/ST < 10\%$ --> voiles pratiquement monolithiques

2- $S_o/ST > 10\%$ --> voiles à ouvertures moyennes

3- $S_o/ST < 25\%$ --> voiles à petites ouvertures

Exemple : (VL4, VL'4)

rapport $S_o/ST = 17,3\%$ le rapport est compris entre 10% et 25% .

Sollicitations dans les linteaux :

$$\pi_i(j) = \frac{H_0}{2} h_e \left(\frac{m_i(1-\xi^2)}{I} + \frac{i_j 2c_i}{2a_i^3 R} X \right)$$

$$R = \sum i_j \frac{(2c_i)^2}{2a_i^3}$$

$$M_i(j) = \pi_i(j) a_i$$

Sollicitation dans les linteaux :

$$M_i(j) = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[(1-\xi)^2 / 2 - \Delta \right]$$

$$T_i(j) = T(j) \frac{I_i}{\sum I_i}$$

$$N_i(j) = \sum_{i=1}^{j-1} \pi_i - \sum_{i=1}^{j-1} \pi_{i-1}$$

$$X = -\left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) \frac{\text{ch } \alpha(1-\xi)}{\text{ch } \alpha} + \frac{2 \text{sh } \alpha \xi}{\alpha \text{ch } \alpha} + \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} + \xi^2\right)$$

$$\Delta = -\left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) \frac{\text{sh } \alpha(1-\xi)}{\alpha \text{ch } \alpha} - \frac{2 \text{ch } \alpha \xi}{\alpha^2 \text{ch } \alpha} + \frac{\xi^3 - 3\xi^2 + 2}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2}$$

$i_1 = i_2 = 0,0085 \text{ m}^4$

$C_1 = 1,525 \text{ m} \quad a_1 = 0,375 \text{ m}$

$C_2 = 2 \text{ m} \quad a_2 = 0,550 \text{ m}$

$m_1 = A_1 G G_1 = 2,39 \text{ m}^3$

$m_2 = m_1 + A_2 G G_2 = 2,66 \text{ m}^3$

$\rightarrow R = 0,579$

$I_1/I_0 = 0,26 \quad I_2/I_0 = 0,034 \quad I_3/I_0 = 0,705$

$h_e = 3 \text{ m}$

$H_0 = 75,956 \text{ t}$

$I = 19,75 \text{ m}^4$

Linteau :

$\pi_1 = 13,785 (1-\xi) + 24,153 X$

$M_1 = 0,375 \pi_1$

$\pi_2 = 15,38 (1-\xi) + 10,026 X$

$M_2 = 0,55 \pi_2$

Trumeau :

$T_1 = 0,261 T ; T_2 = 0,034 T ; T_3 = 0,705 T$

$M_1 = 545,174 (1-\xi)^2 - 1090,384 \Delta$

$M_2 = 71,019 (1-\xi)^2 - 142,0038 \Delta$

$M_3 = 1472,597 (1-\xi)^2 - 2945,194 \Delta$

$N_1 = \sum \pi_1 ; N_3 = \sum \pi_2 ; N_2 = \sum \pi_1 - \sum \pi_2$

VL2, VL'2

$$\frac{I_1}{I_0} = 0.559 ; \quad \frac{I_2}{I_0} = 0.441 ; \quad a = 0.6$$

$\alpha > 10$

$M_1 = M_2 = 0$

Refend monolithique

Niveau	1-ξ	Π	M linéaire	N	T	T ₁	T ₂
18	0	0	0	0	13.826	7.729	5.797
17	0.054	1.62	0.972	1.62	22.707	12.693	10.014
16	0.109	3.28	1.968	4.90	29.271	16.362	12.909
15	0.164	4.94	2.964	9.84	34.707	19.401	15.306
14	0.218	6.56	3.936	16.40	40.320	22.539	17.781
13	0.273	8.22	4.932	24.62	46.694	26.102	20.592
12	0.327	9.85	5.910	34.47	52.846	29.541	23.305
11	0.382	11.50	6.900	45.97	60.405	33.766	26.639
10	0.436	13.13	7.878	59.10	67.769	37.883	29.886
9	0.491	14.58	8.868	73.88	75.764	42.352	33.412
8	0.545	16.41	9.846	90.29	83.850	46.872	36.878
7	0.600	18.07	10.842	108.36	91.865	51.352	40.512
6	0.654	19.69	11.814	128.05	99.492	55.616	43.876
5	0.709	21.35	12.810	149.40	106.306	59.425	46.881
4	0.764	23.00	13.800	172.40	111.887	62.545	49.342
3	0.818	24.63	14.778	197.03	115.889	64.782	51.107
2	0.873	26.29	15.774	223.32	118.121	66.029	52.091
1	0.927	27.91	16.746	251.23	118.697	66.352	52.345
0	1.000			251.23	118.697	66.352	52.345

VT2 , VT'2 :

===== $\alpha > 10$

M1=M2=0

$\bar{\tau} = (H_0 \text{ m he}) / I = 30.88(1 - f)$; Mlint = $\tau_a = 0.6 \tau$

```
*****
```

Niveau	1-f	τ	Mlint	N	T	T1	T2
18	0	0	0	0	14.178	7.925	6.252
17	0.054	1.67	1.002	1.67	23.285	13.016	10.269
16	0.109	3.36	2.016	5.03	30.017	16.779	13.237
15	0.164	5.06	3.036	10.09	35.592	19.896	15.696
14	0.218	6.73	4.038	16.82	41.348	23.113	18.234
13	0.273	8.43	5.058	25.25	47.884	26.767	27.767
12	0.327	10.10	6.06	35.35	54.193	30.294	23.899
11	0.382	11.80	7.08	47.15	61.945	34.627	27.318
10	0.436	13.46	8.076	60.61	69.497	38.849	30.648
9	0.491	15.16	9.096	75.77	77.695	43.431	34.263
8	0.545	16.83	10.098	92.60	85.987	48.067	37.920
7	0.600	18.53	11.118	111.13	94.206	52.661	41.545
6	0.654	20.19	12.114	131.32	102.027	57.033	44.994
5	0.709	21.89	13.134	153.21	109.015	60.939	60.939
4	0.764	23.59	14.154	176.80	114.738	64.138	50.599
3	0.818	25.26	15.156	202.06	118.433	66.433	52.409
2	0.873	26.96	16.176	229.02	121.130	67.712	53.418
1	0.927	28.63	17.178	257.65	121.721	68.042	53.679
0	1	--	---	257.65	121.721	68.042	53.679

```
*****
```

VT4 , VT'4 :

=====

$\alpha > 10$

M1=M2=0

$\bar{\pi} = (H_0 \text{ m he}) / I = 32.32(1 - \xi) ; M_{\text{int}} = \pi a = 0.6 \pi$

Niveau	$1 - \xi$	$\bar{\pi}$	M_{int}	N	T	T1	T2
18	0	0		0	15.500	10.075	5.425
17	0.054	1.74		1.74	25.456	16.546	8.910
16	0.109	3.52		5.26	32.815	21.330	11.485
15	0.164	5.30		10.56	38.945	25.314	13.631
14	0.218	7.04		17.60	45.238	29.405	15.883
13	0.273	8.82		26.42	52.384	34.050	18.334
12	0.327	10.57		36.99	59.281	38.533	20.748
11	0.382	12.35		49.34	67.756	44.041	23.715
10	0.436	14.09		63.43	76.012	49.408	26.604
9	0.491	15.87		79.30	84.975	55.234	29.741
8	0.545	17.61		96.91	94.040	61.126	32.914
7	0.600	19.39		116.30	103.025	66.966	36.059
6	0.654	21.14		137.44	111.575	72.524	39.051
5	0.709	22.91		160.35	119.214	77.489	41.725
4	0.764	24.69		185.44	125.470	81.555	43.914
3	0.818	26.44		211.48	129.956	84.471	45.485
2	0.873	28.21		239.69	132.458	86.098	46.360
1	0.927	29.96	17.976	269.65	133.104	86.518	46.580
0	1	--	---	269.65	133.104	86.518	46.580

I1/I0 = 0.650

I2/I0 = 0.441

VPS, VPS :

$\alpha > 10$

M1=M2=0

$\bar{\pi} = (H_0 \text{ m he}) / I = 7.39(1 - \xi) ; M_{\text{int}} = \bar{\pi} a = 0.5 \bar{\pi}$

Niveau	1- ξ	$\bar{\pi}$	M _{int}	N	T	T1	T2
18	0	0	0	0	2.571	0.064	2.507
17	0.054	0.40	0.200	0.40	4.222	0.105	4.116
16	0.109	0.80	0.400	1.20	5.422	0.135	5.286
15	0.164	1.21	0.605	2.41	6.453	0.161	6.292
14	0.219	1.61	0.805	4.02	7.496	0.187	7.309
13	0.273	2.02	1.010	6.04	8.681	0.217	8.464
12	0.327	2.42	1.210	8.46	9.825	0.246	9.579
11	0.382	2.82	1.410	11.28	11.230	0.281	10.949
10	0.436	3.22	1.610	14.50	12.599	0.315	12.284
9	0.491	3.63	1.815	18.13	14.085	0.352	13.733
8	0.545	4.03	2.015	22.16	15.588	0.390	15.198
7	0.600	4.43	2.215	26.59	17.078	0.427	16.651
6	0.654	4.83	2.415	31.42	18.496	0.462	18.034
5	0.709	5.24	2.620	36.66	19.763	0.494	19.269
4	0.764	5.64	2.820	42.30	20.800	0.520	20.280
3	0.818	6.04	3.020	48.34	21.544	0.539	21.005
2	0.873	6.45	3.225	54.79	21.959	0.549	21.410
1	0.927	6.85	3.425	61.64	22.066	0.552	21.514
0	1	--	---	257.65	121.721	68.042	53.679

I1/I0 = 0.025

I2/I0 = 0.375

VL4, VL'4

N°	ξ	Φ	Ψ	$1-\xi$	T	T ₁	T ₂	T ₃	κ_1	M _{e1}	π_2	M _{e2}	N ₁	N ₂	N ₃	M ₁	M ₂	M ₃
18	1	0.044	0	0	15.406	4.006	0.462	10.938	1.063	0.398	0.441	0.242	1.063	-0.622	-0.441	0	0	0
17	0.945	0.110	0.004	0.054	25.302	6.578	0.759	17.964	3.401	1.275	1.933	1.063	4.464	-2.090	-2.374	-2.772	-0.361	-7.487
16	0.891	0.205	0.012	0.109	38.617	8.480	0.978	23.158	6.454	2.420	3.732	2.053	10.918	-4.812	-6.106	-6.607	-0.861	-17.846
15	0.836	0.300	0.026	0.164	38.674	10.055	1.160	27.458	9.507	3.565	5.530	3.041	20.425	-8.789	-11.636	-13.686	-1.783	-36.968
14	0.782	0.387	0.045	0.218	44.929	11.681	1.348	31.900	12.352	4.832	7.233	3.978	32.777	-13.908	-18.869	-23.157	-3.017	-62.550
13	0.727	0.470	0.068	0.273	52.032	13.528	1.561	36.943	15.415	5.668	8.911	4.901	47.892	-20.112	-27.780	-33.512	-4.366	-90.522
12	0.673	0.546	0.096	0.327	58.887	15.311	1.767	41.810	17.695	6.636	10.503	5.777	65.687	-27.304	-38.283	-46.378	-6.042	-125.275
11	0.618	0.617	0.128	0.382	47.311	12.301	1.419	33.591	20.168	7.563	12.061	6.633	85.755	-35.411	-50.344	-60.011	-7.817	-162.097
10	0.566	0.679	0.162	0.436	75.411	19.607	2.262	53.542	22.410	8.404	13.513	7.432	108.165	-44.308	-63.857	-73.001	-9.510	-197.187
9	0.509	0.740	0.202	0.491	84.320	21.923	2.530	59.867	24.642	9.241	14.971	8.234	132.807	-53.999	-78.828	-88.819	-11.570	-239.914
8	0.454	0.793	0.244	0.545	93.251	24.245	2.797	66.208	26.666	10.000	16.333	8.983	159.473	-64.312	-95.161	-104.115	-13.563	-289.229
7	0.400	0.839	0.288	0.6	102.261	26.588	3.068	72.605	28.535	10.701	17.640	9.702	188.008	-75.207	-112.801	-117.757	-15.340	-318.081
6	0.345	0.880	0.336	0.654	110.760	28.798	3.323	78.640	30.270	11.351	18.881	10.384	218.278	-86.596	-131.682	-133.177	-17.349	-359.732
5	0.291	0.917	0.384	0.709	118.353	30.772	3.551	84.031	31.921	11.970	20.098	11.054	250.199	-98.419	-151.78	-144.645	-18.843	-390.708
4	0.236	0.943	0.435	0.764	124.572	32.389	3.737	88.446	33.308	12.490	21.205	11.663	283.507	-110.522	-172.985	-156.085	-20.333	-421.610
3	0.182	0.966	0.487	0.818	129.031	33.548	3.871	91.612	34.608	12.978	22.266	12.246	318.115	-122.864	-195.251	-166.210	-21.652	-448.959
2	0.127	0.979	0.540	0.873	131.518	34.195	3.945	93.378	35.680	13.380	23.242	12.783	353.795	-135.302	-218.493	-173.295	-22.574	-468.096
1	0.073	0.953	0.593	0.927	132.160	34.362	3.965	93.834	35.796	13.423	23.812	13.097	389.591	-147.286	-242.305	-178.092	-23.200	-481.055
0	0	—	0.644	1	132.160	34.362	3.965	93.834	—	—	—	—	389.591	-147.286	-242.305	-167.010	-20.453	-424.108

CHAPITRE 8

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES

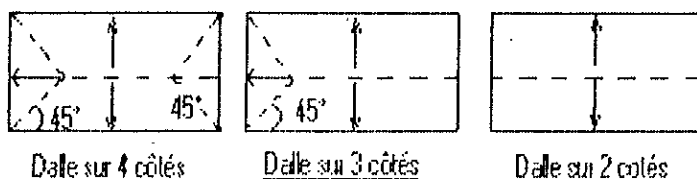
- Determination des charges verticales
- Combinaison des charges.

VIII.1 Détermination des charges verticales

Introduction :

On désigne par les charges verticales, les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q). Ces charges seront transmises aux éléments porteurs qui les descendent jusqu'aux fondations.

Pour ce, on utilise la méthode des lignes de rupture telle que la rupture de la dalle chargée uniformément se produit par la diagonale à 45°.



Dans une première étape, on déterminera le schéma de répartition de toutes les surfaces; par suite on calculera les valeurs de ces surfaces.

Connaissant la surface totale revenant à chaque élément (voile, poutre noyée...etc) et aussi la charge ou surcharge, par mètre carré on déterminera la charge totale et la surcharge totale revenant à cet élément.

VIII.2 Répartition des charges verticales aux trumeaux:

Dans le cas de voiles à files d'ouvertures, l'existence de ces dernières fait que les charges verticales ne peuvent être considérées centrées dans les éléments du voile car la participation des linteaux au cheminement de ces charges, d'où création d'excentricités de ces charges par rapport aux axes neutres des trumeaux.

Néanmoins, les moments créés par les excentricités restent toujours faibles par rapport à ceux créés par les forces horizontales (seisme, vent...etc).

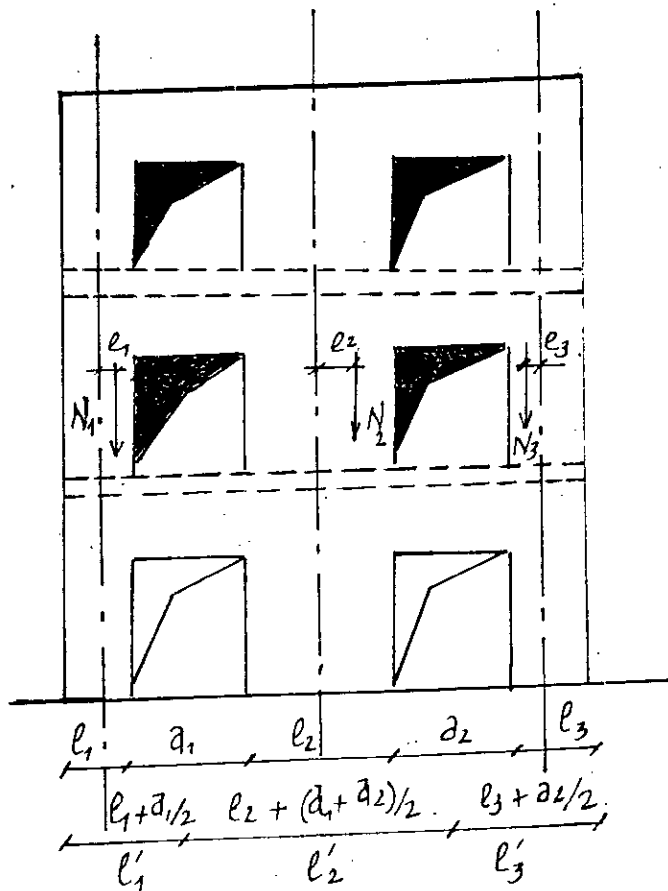
Alors en supposant que les charges sont concentrées et en négligeant les valeurs des moments tels aux excentricités on aura :

$$\begin{aligned} M_1 &= N_1 \cdot e_1 \quad \} \\ M_2 &= N_2 \cdot e_2 \quad \} \approx 0 \\ M_3 &= N_3 \cdot e_3 \quad \} \end{aligned}$$

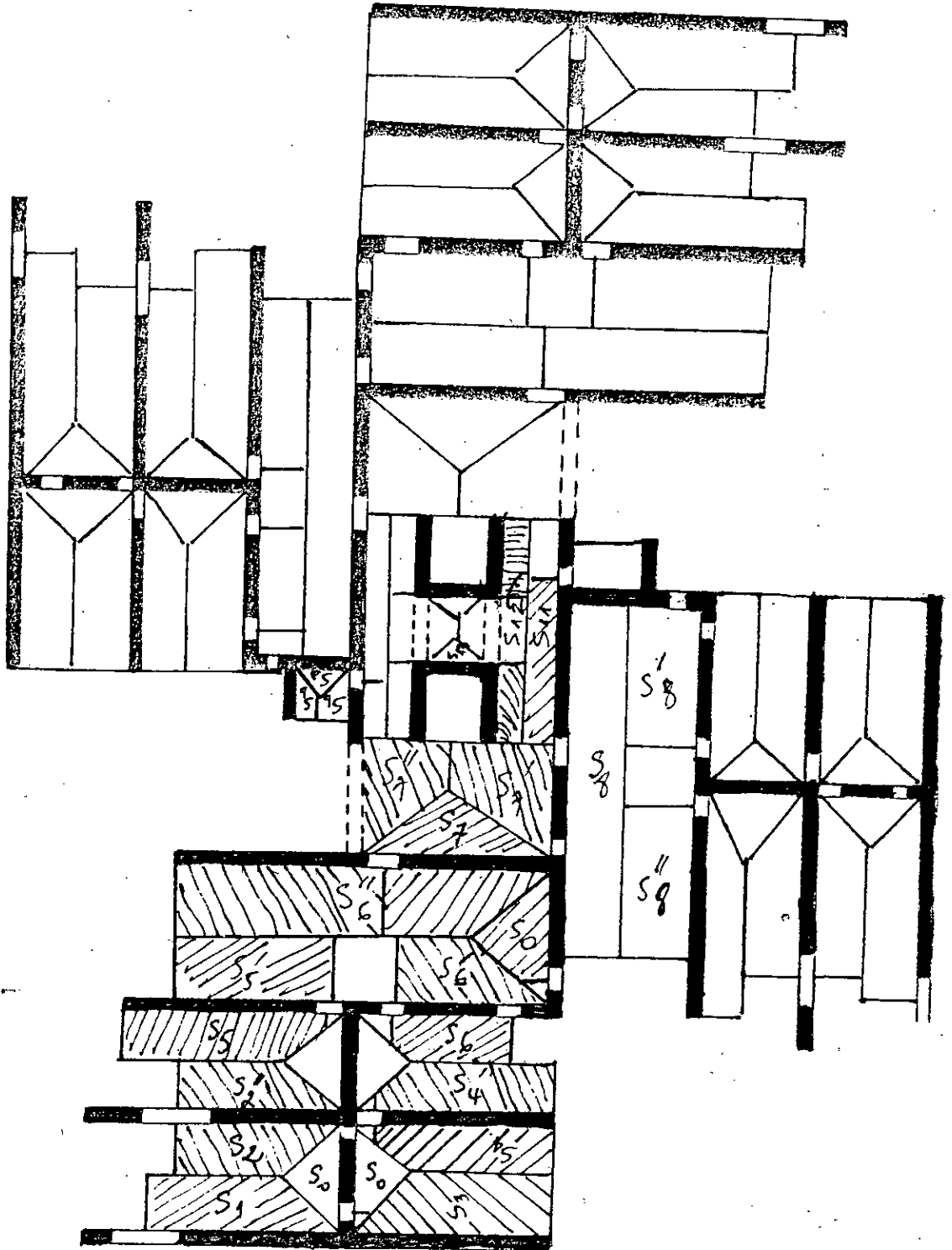
L'effort normal revenant au trumeau sera :

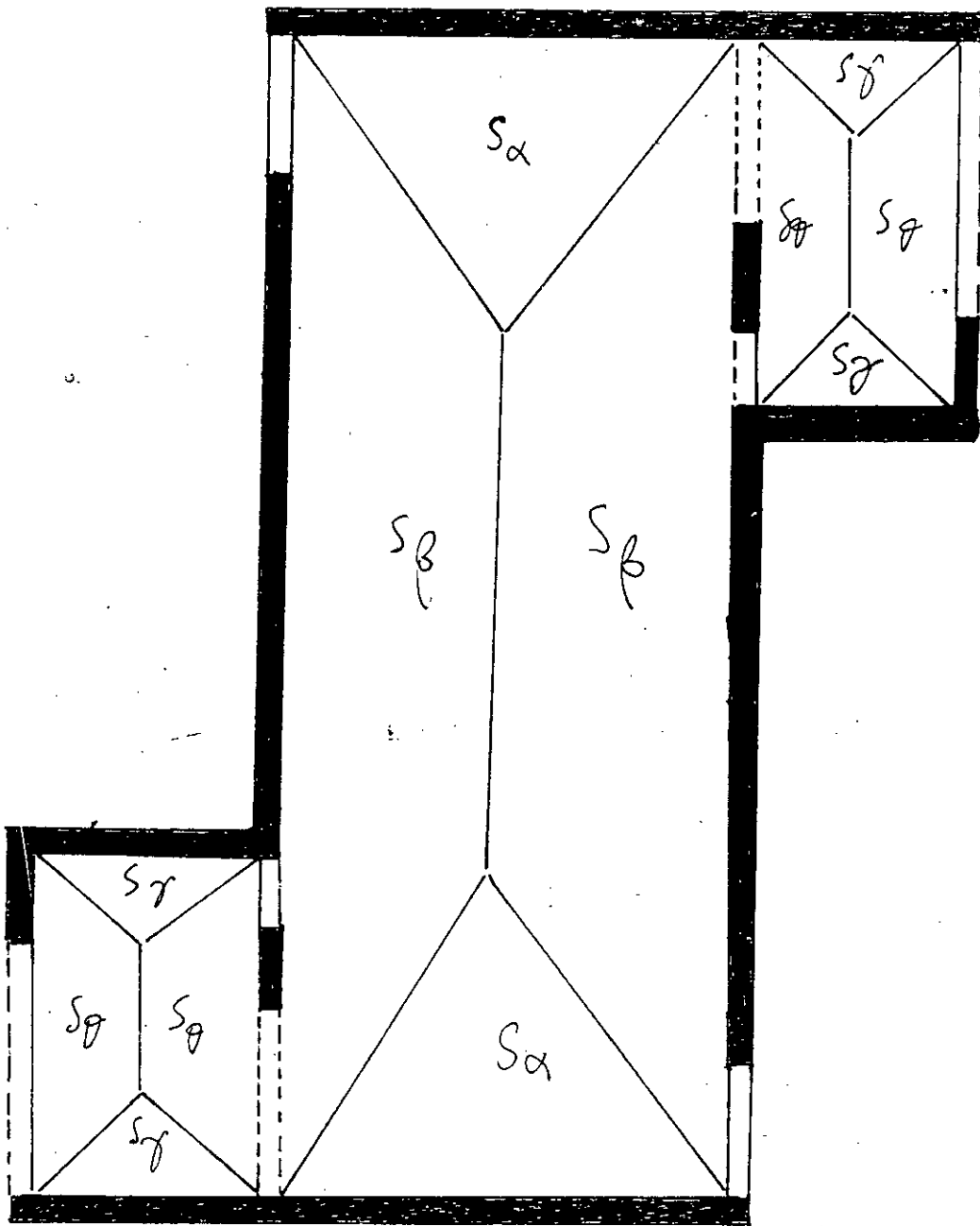
$$N_{ij} = N_j \cdot \frac{l'_i}{l}$$

avec : N_j : Effort normal total du voile au niveau(j)
 l'_i : Longueur du trumeau (i) + demi portée de l'ouverture (i)
 l : Longueur total du voile.



REPERAGE DES SURFACES DE
CHARGES REVENANT A
CHAQUE VOILE





CALCUL DES SURFACES REVENANT AUX VOILES

DESIGNATION	DETAIL DE CALCUL	Si (m ²)
S, S9	$(3.6)^2/4$	3.24
S0	$3.24 - 0.22$	3.02
S1	$(6.5)(3.6)/2 - 1.62$	10.08
S2, S'2	$(5.2)(3.6)/2 - 1.62$	7.74
S3	$(5.45)(3.6)/2 - 1.62$	8.19
S4, S'4	$(4.85)(3.6)/2 - 0.18$	8.55
S5	$(4.47)(3.6)/2 - 0.137$	9.72
S'5	$(4.37)(3.6)/2$	7.87
S6	$(3.75)(3.6)/2 - 0.245$	6.51
S'6, S'8	$(5.9)(3.6)/2 - 0.32$	10.30
S"6	$(10.35)(3.6)/2 - 1.62$	17.01
S7	$(5.25)^2/4$	6.89
S'7, S"7	$7.875 - 3.445$	4.43
S8	$(10.2)(3.6)/2 - 1.62$	16.74
S"8	$(3.6)(4.45)/2$	8.00
S10	$(3.6)^2/4 - 0.101$	3.14
S11	$(1.45)(5.15)/2$	3.74
S12	$(14.45)(3.6)/2$	1.45
S13	$(1.95)^2/4$	0.95
Sa	$(2.6)^2/4$	1.69
Sb	$((2.6)(1.3) - 1.69)/2$	0.85

SURFACES REVENANT A CHAQUE VOILE

! SENS !	VOILE	SURFACES REVENANT AUX VOILES	! Si (m ²) !

	VL1, VL'1	S1 +S3	! 17.78 !
L O N G I T U D I N A L	VL2, VL'2	S2 +S'2 +S4 +S'4	! 32.58 !
	VL31, VL'31	S5 +S'8	! 14.51 !
	VL32, VL'32	S6 +S"8	! 20.02 !
	VL4, VL'4	S10 +S8 +S'7 +S11	! 28.04 !
	VL5, VL'5	2S0 +2S	! 12.52 !
	VL6, VL'6, VL"6, VL"'6	S12	! 1.45 !
	VL7, VL'7	Sb	! 0.84 !
T R A N S V E R S A L E	VT1, VT'1	S1 +S3	! 17.78 !
	VT2, VT'2	S2 +S'2 +S4 +S'4	! 32.58 !
	VT31, VT'31	S6 +S'6	! 16.81 !
	VT32, VT'32	S5 +S'5	! 17.59 !
	VT4, VT'4	S7 +S"6	! 23.90 !
	VT5, VT'5	2S + 2S0	! 12.52 !
	VT6, VT'6	S9 +Sa	! 4.93 !
	VT7, VT'7	S13	! !

ETAGE TECHNIQUE.

DESIGNATION	DETAIL DE CALCUL	Si (m ²)
S _α	(5.25) ² /4	6.89
S _β	((12.65)(5.25)-2.689)/2	26.32
S _γ	(2.6) ² /4	1.69
S _θ	((5.2)(2.6)-2(1.69))/2	3.38
S _{θ'}	((5.25)(5.2)-6.89)/2	10.21

SURFACES REVENANT AUX VOILES DE L'ETAGE TECHNIQUE

VOILE	SURFACE REVENANT AU VOILE	Si (m ²)
VT4, VT'4	S _α + S _γ	8.58
VT6, VT'6	S _θ	1.69
VL4, VL'4	S _β + S _θ	13.60
VL7, VL'7	S _θ	3.38

ETAGE TECHNIQUE
CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE VOILE

```

*****
*
SENS ! VOILE ! PLANCHER (G=696Kg/m², Q=100Kg/m²) ! ACROTERE (G=0.298Kg
!
! -----
! S(m²) ! G(t) ! Q(t) ! L(m) ! G(t)
! -----
! VL4, VL'4 ! 13.60 ! 9.455 ! 1.36 ! 6.35 ! 1.892
LONG ! -----
! VL7, VL'7 ! 3.38 ! 2.35 ! 0.34 ! 1.30 ! 0.387
! -----
! VT4, VT'4 ! 8.58 ! 5.97 ! 0.86 ! 10.45 ! 3.114
TRANS ! -----
! VT6, VT'6 ! 1.69 ! 1.18 ! 0.17 ! 2.80 ! 0.834
! -----
*****

```


ETAGE COURANT

CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	VOILE	PLANCHER (G=594Kg/m ² , Q=175Kg/m ²)		
		S(m ²)	G(total)	Q(total)
L O N G I T U D I N A L	VL1, VL'1	17.78	10.361	3.115
	VL2, VL'2	32.58	19.352	5.701
	VL31, VL'31	14.50	8.613	2.537
	VL32, VL'32	20.02	11.891	3.503
	VL4, VL'4	28.04	16.655	4.907
	VL5, VL'5	12.52	7.436	2.191
	VL6, VL'6 VL"6, VL""6	1.45	0.863	0.253
T R A N S V E R S A L	VT1, VT'1	17.78	13.423	2.667
	VT2, VT'2	32.58	24.597	24.887
	VT31, VT'31	16.80	13.439	2.520
	VT32, VT'32	17.59	13.280	2.638
	VT4, VT'4	23.90	18.044	3.585
	VT5, VT'5	12.52	9.452	1.878
	VT7, VT'7	0.95	0.717	1.425

VOILE	PLANCHER		PALIER		VOLEE		Gtot	Qtot	
	S(m ²)	G(t)	Q(t)	G(t)	Q(t)	G(t)			Q(t)
VL7, VL'7	0.84	0.50	0.15	0.94	0.44	2.27	0.75	3.70	1.34
VT6, VT'6	4.93	2.93	0.86	0.94	0.44	2.27	0.75	6.13	2.05

REZ DE CHAUSSEE
CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	VOILE	PLANCHER (G=594Kg/m ² , Q=500Kg/m ²)								
		S(m ²)	G(total)	Q(total)						
L O N G I T U D I N A L	VL1, VL'1	17.78	10.561	8.890						
	VL2, VL'2	32.58	19.352	16.290						
	VL31, VL'31	14.50	8.613	7.257						
	VL32, VL'32	20.02	11.891	10.010						
	VL4, VL'4	28.04	16.655	14.020						
	VL5, VL'5	12.52	7.436	6.260						
	VL6, VL'6	1.45	0.863	0.725						
	VL"6, VL"'6									
T R A N S V E R S A L	VT1, VT'1	17.78	10.561	8.890						
	VT2, VT'2	32.58	19.352	16.290						
	VT31, VT'31	16.80	9.979	8.400						
	VT32, VT'32	17.59	10.448	8.795						
	VT4, VT'4	23.90	14.196	11.950						
	VT5, VT'5	12.52	7.436	6.260						
		VT7, VT'7	0.95	0.564	0.475					

	VOILE	PLANCHER	PALIER	VOLEE	Gtot	Qtot				
		S(m ²)	G(t)	Q(t)	G(t)	Q(t)	G(t)	Q(t)		
	VL7, VL'7	0.84	0.50	0.42	0.94	0.44	2.27	0.75	3.70	1.61
	VT6, VT'6	4.93	2.93	2.47	0.94	0.44	2.27	0.75	6.13	3.65

SOUS - SOL
CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	VOILE	PLANCHER (G=451Kg/m ² , Q=350Kg/m ²)		
		S(m ²)	G(total)	Q(total)
L O N G I T U D I N A L	VL1, VL'1	17.78	8.018	6.223
	VL2, VL'2	32.58	14.693	11.403
	VL31, VL'31	14.50	6.539	5.075
	VL32, VL'32	20.02	9.029	7.007
	VL4, VL'4	28.04	12.646	9.814
	VL5, VL'5	12.52	5.646	4.382
	VL6, VL'6 VL"6, VL"'6	1.45	0.653	0.507
T R A N S V E R S A L	VT1, VT'1	17.78	8.018	6.223
	VT2, VT'2	32.58	14.693	11.403
	VT31, VT'31	16.80	7.576	5.880
	VT32, VT'32	17.59	7.933	6.156
	VT4, VT'4	23.90	10.778	8.365
	VT5, VT'5	12.52	5.646	4.382
	VT7, VT'7	0.95	0.428	0.332

VOILE	PLANCHER		PALIER		VOLEE		Gtot	Qtot
	S(m ²)	G(t)	Q(t)	G(t)	Q(t)	G(t)	Q(t)	
VL7, VL'7	0.84	0.38	0.30	0.94	0.44	2.27	0.75	3.60
VT6, VT'6	4.93	2.22	1.73	0.94	0.44	2.27	0.75	5.43

CHARGES ET SURCHARGES REVENANT AUX VOILES
(POIDS PROPRE DES VOILES + POIDS DES PANNEAUX FACADES)

SENS	VOILE	Pp=eLh. 2.5 (t/m3)	Gpan (Kg/m2)	Span (m2)	G (t)
L O N G I T U D I N A L	VL1, VL'1	17.925	375	4.631	1.736
	VL2, VL'2	17.400	//	9.262	3.473
	VL31, VL'31	3.900	//	/	/
	VL32, VL'32	7.425	//	4.631	1.736
	VL4, VL'4	15.525	//	9.262	3.473
	VL5, VL'5	8.925	//	/	/
	VL6, VL'6 VL"6, VL'"6	3.000	//	/	/
	VL7, VL'7	1.950	//	/	1.736
T R A N S V E R S A L	VT1, VT'1	17.925	//	4.631	1.736
	VT2, VT'2	17.400	//	4.631	3.473
	VT31, VT'31	3.900	//	/	/
	VT32, VT'32	7.425	//	9.262	3.473
	VT4, VT'4	12.075	//	4.631	1.736
	VT5, VT'5	8.925	//	/	/
	VT6, VT'6	4.200	//	/	/
	VT7, VT'7	1.950	//	/	/

TERRASSE ACCESSIBLE
CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	VOILE	PLANCHER (G=755Kg/m ² , Q=150Kg/m ²)			ACROTERE (G=0.298t/m ²)	
		S(m ²)	G(t)	Q(t)	L(m)	G(t)
L O N G I T U D I N A L	VL1, VL'1	17.78	13.423	2.667	10.45	3.561
	VL2, VL'2	32.58	24.597	4.887	10.45	3.450
	VL31, VL'31	14.50	10.947	2.175	2.60	0.774
	VL32, VL'32	20.02	15.115	3.003	4.45	1.475
	VL4, VL'4	28.04	21.170	4.206	10.70	/
	VL5, VL'5	12.52	9.452	1.878	6.05	1.773
	VL6, VL'6 VL"6, VL"'6	1.45	1.940	0.634	2.10	0.625
VL7, VL'7	0.84	0.634	0.126	1.30	/	
T R A N S V E R S A L	VT1, VT'1	17.78	13.423	2.667	10.45	3.561
	VT2, VT'2	32.58	24.597	24.887	10.45	3.561
	VT31, VT'31	16.80	13.439	2.520	2.60	0.774
	VT32, VT'32	17.59	13.280	2.638	4.95	1.475
	VT4, VT'4	23.90	18.044	3.585	/	/
	VT5, VT'5	12.52	9.452	1.878	6.05	1.8782
	VT6, VT'6	4.93	3.722	0.739	/	/
VT7, VT'7	0.95	0.717	1.425	2.10	0.611	

CONCLUSION: CHARGES PERMANENTES REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	voile	TERRASSE	ETAGE	R.D.C	SOUS	ACROTERE	POIDS	POIDS
			COURANT		SOL		VOILE	PANNEAU

L	VL1, VL'1	13.423	10.561	10.561	8.018	3.561	17.925	1.736
O	VL2, VL'2	24.597	19.352	19.352	14.693	3.450	17.400	3.475
N								
G	VL31, VL'31	10.974	8.613	8.613	6539	0.774	3.900	----
I								
T	VL32, VL'32	15.115	11.891	11.891	9.029	1.475	7.425	1.736
U								
D	VL4, VL'4	30.625	16.655	16.655	12.646	1.892	15.525	3.475
I								
N	VL5, VL'5	9.452	7.436	7.436	5.646	1.773	8.925	----
A								
L	VL6, VL'6 VL"6, VL"'6	1.095	0.864	0.864	0.653	0.625	3.000	----
	VL7, VL'7	2.986	3.698	3.698	3.578	0.387	1.950	----
T	VT1, VT'1	13.423	10.561	10.561	8.018	3.561	17.925	1.736
R	VT2, VT'2	24.597	19.352	19.352	14.693	3.450	17.400	3.475
A								
N	VT31, VT'31	13.439	9.979	9.979	7.546	0.774	3.900	----
S								
V	VT32, VT'32	13.439	10.448	10.448	7.933	1.475	7.425	----
E								
R	VT4, VT'4	24.015	14.196	14.196	10.778	2.298	12.075	1.736
S								
A	VT5, VT'5	9.452	7.436	7.436	5.646	1.802	8.925	----
L								
	VT6, VT'6	4.898	6.128	6.128	5.423	0.834	4.200	----
	VT7, VT'7	0.717	0.564	0.564	0.564	0.428	0.611	----

Spanneau= (3.6)(3) - (1.24)² = 9.262

CONCLUSION: SURCHARGES D'EXPLOITATION REVENANT A CHAQUE VOILE

SENS	voile	TERRASSE	ETAGE	R.D.C	SOUS	CAGE
			COURANT		SOL	D'ASSENCUR

L	VL1, VL'1	2.667	3.115	8.890	6.223	-----
D	VL2, VL'2	4.887	5.701	16.290	11.403	-----
N						
G	VL31, VL'31	2.175	2.537	7.250	10.010	-----
I						
T	VL32, VL'32	3.003	3.503	10.010	7.007	-----
U						
D	VL4, VL'4	5.564	4.907	14.020	9.814	-----
I						
N	VL5, VL'5	1.878	2.191	6.260	4.382	-----
A						
L	VL6, VL'6 VL"6, VL"'6	2.175	0.253	0.725	0.507	0.650
	VL7, VL'7	0.464	1.334	1.607	1.481	-----
	VT1, VT'1	2.667	3.115	8.890	6.223	-----
T						
R	VT2, VT'2	4.887	5.701	16.290	11.403	-----
A						
N	VT31, VT'31	2.520	2.940	8.400	5.880	-----
S						
V	VT32, VT'32	2.638	3.078	8.795	6.156	-----
E						
R	VT4, VT'4	3.585	4.182	11.950	8.365	
S						
A	VT5, VT'5	1.878	2.191	6.260	4.382	-----
L						
	VT6, VT'6	0.908	2.049	3.652	2.912	-----
	VT7, VT'7	1.425	0.166	0.475	0.332	0.650

Charges et surcharges revenant aux voiles pleines

Niv.	VL ₁	VL' ₁	VT ₁	VT' ₁	VL ₃₁	VL' ₃₁	VL ₃₂	VL' ₃₂	VT ₃₁	VT' ₃₁	VT ₃₂	VT' ₃₂	VL ₆	VL' ₆	VL'' ₆	VL''' ₆	VL ₇	VL' ₇	VT ₇	VT' ₇	VL ₆	VL' ₆	VL'' ₆	VL''' ₆
	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ	NG	NQ
18	47.206	5.782	24.234	4.712	37.642	6.506	24.192	5.460	36.101	5.716	16.060	2.957	9.021	1.798	3.618	2.241	5.342	3.078						
17	77.428	8.897	36.747	7.249	58.694	10.009	38.071	8.400	57.447	8.794	26.388	5.006	14.669	3.132	6.132	2.407	9.203	3.331						
16	107.902	12.012	49.26	9.786	79.746	13.512	51.95	11.340	78.793	11.872	36.716	7.055	20.317	4.466	8.646	2.573	13.064	3.584						
15	137.872	15.127	61.773	12.323	100.798	17.015	65.825	14.280	100.139	14.950	47.044	9.104	25.965	5.800	11.16	2.739	16.926	3.837						
14	168.094	18.242	74.286	14.86	121.85	20.518	79.708	17.220	121.485	18.028	57.372	11.153	31.613	7.134	13.674	2.905	20.787	4.090						
13	198.316	21.357	86.799	17.397	142.902	24.021	93.587	20.160	142.834	21.106	67.700	13.202	37.261	8.468	16.188	3.071	24.648	4.343						
12	228.538	24.472	99.312	19.934	163.954	27.524	107.466	23.100	164.177	24.184	78.028	15.251	42.909	9.802	18.702	3.237	28.510	4.596						
11	258.760	27.587	111.825	22.471	185.006	31.027	121.347	26.040	185.523	27.262	88.356	17.300	48.557	11.136	21.216	3.403	32.371	4.849						
10	288.982	30.702	124.338	25.008	206.058	34.530	135.224	28.980	206.869	30.340	98.684	19.349	54.205	12.47	23.730	3.569	36.232	5.102						
9	319.204	33.817	136.851	27.545	227.110	38.033	149.103	31.920	228.215	33.418	109.012	21.388	59.853	13.804	26.244	3.735	40.094	5.355						
8	349.426	36.932	149.364	30.082	248.162	41.536	162.982	34.860	249.561	36.496	119.34	23.447	65.501	15.138	28.758	3.901	43.955	5.608						
7	379.648	40.047	161.877	32.619	269.214	45.039	176.861	37.800	270.907	39.574	129.668	25.496	71.149	16.472	31.272	4.067	47.816	5.861						
6	409.870	43.162	174.39	35.156	290.266	48.542	190.740	40.740	292.253	42.652	139.99	27.545	76.797	17.806	33.786	4.233	51.677	6.114						
5	440.092	46.277	186.903	37.693	311.318	52.045	204.619	43.619	313.599	45.730	150.324	29.594	82.447	19.140	36.300	4.399	55.539	6.367						
4	470.314	49.392	199.416	40.230	332.37	55.548	218.498	46.498	334.945	48.808	160.652	31.643	88.093	20.474	38.814	4.565	59.400	6.620						
3	500.536	52.507	211.929	42.767	353.422	59.051	232.377	49.377	356.291	51.886	170.98	33.693	93.741	21.808	41.328	4.731	63.261	6.873						
2	530.758	61.397	224.442	50.017	374.474	69.061	246.256	58.256	377.637	60.681	181.30	37.344	99.389	23.415	43.842	5.206	67.123	7.598						
1	558.437	67.620	234.955	55.092	392.664	76.068	257.702	65.702	396.468	66.837	190.923	40.184	104.917	24.896	46.220	5.538	70.776	8.105						

-101-

 ! VT2,VT'2,VL2,VL'2 !

EFFORTS N/niveau			REPARTION AUX TRUMEAUX			

NIV	Ng	Nq	trumeau(1)		trumeau(2)	
			N1g	N1q	N2g	N2q

18	68.549	10.588	35.460	5.478	33.080	5.109
17	109.051	16.289	56.42	8.428	52.62	7.86
16	149.553	21.990	77.37	11.37	72.17	10.61
15	190.055	27.691	98.33	14.329	91.71	13.36
14	230.557	33.34	119.29	17.27	111.26	16.11
13	271.059	39.093	140.24	20.22	130.80	18.865
12	311.561	44.794	161.20	23.17	150.35	21.61
11	352.063	50.495	182.16	26.12	169.90	24.36
10	392.563	56.196	203.11	29.07	189.44	27.12
9	433.067	61.897	224.07	32.02	208.99	29.87
8	473.569	67.598	245.03	34.97	228.53	32.62
7	514.071	73.299	265.98	37.92	248.08	35.37
6	554.573	79.000	286.94	40.87	267.62	38.12
5	595.075	84.701	307.89	43.82	287.17	40.87
4	635.577	90.403	328.85	46.77	306.72	43.62
3	676.079	96.103	349.81	49.72	326.26	46.37
2	716.581	112.393	370.76	58.15	345.81	54.24
1	752.424	123.796	389.31	64.05	363.11	59.74

! VT4, VT'4 !

! EFFORTS N/niveau ! REPARTION AUX TRUMEUX

NIV	trumeau(1)		trumeau(2)			
	N1g	N1q	N2g	N2q		
18	54.420	7.767	29.683	4.236	24.736	3.530
17	82.427	11.949	44.960	6.517	37.466	5.431
16	110.434	16.131	60.236	8.798	50.197	7.332
15	138.441	20.313	75.513	11.079	62.927	9.233
14	166.448	24.495	90.789	13.360	75.658	11.134
13	194.455	28.677	106.066	15.642	88.388	13.035
12	222.462	32.859	121.349	17.923	101.119	14.935
11	150.469	37.041	136.619	20.204	113.849	16.836
10	278.476	41.223	151.896	22.485	126.580	18.737
9	306.483	45.405	167.172	24.766	139.310	20.638
8	334.490	49.587	182.449	27.047	152.040	22.539
7	362.497	53.769	197.725	29.328	164.771	24.440
6	390.504	57.951	213.002	31.609	177.501	26.341
5	418.511	62.133	228.278	33.890	190.232	28.242
4	446.518	66.315	243.555	36.171	202.962	30.143
3	474.525	70.497	258.831	38.425	215.693	32.044
2	502.532	82.447	274.108	44.971	228.423	37.475
1	527.121	90.812	287.520	49.533	239.600	41.278

! VT5,VT'5,VL5,VL'5 !

! EFFORTS N/niveau ! REPARTION AUX TRUPEAUX !

NIV	Ng	Nq	trumeau(1)		trumeau(2)	
			N1g	N1q	N2g	N2q
18	27.586	4.069	7.52	1.11	20.062	2.959
17	43.947	6.260	11.98	1.71	31.961	4.552
16	60.308	8.451	16.44	2.31	43.860	6.146
15	76.669	10.642	20.91	2.91	55.759	7.739
14	93.030	12.833	25.37	3.49	67.658	9.333
13	109.391	15.024	29.83	4.09	79.577	10.926
12	125.752	17.215	34.29	4.69	91.456	12.520
11	142.113	19.406	38.75	5.29	103.354	14.113
10	158.474	21.597	43.22	5.890	115.253	15.706
9	174.835	23.788	47.68	6.487	127.152	17.300
8	191.196	25.979	52.14	7.085	139.051	18.893
7	207.557	28.170	56.60	7.682	150.950	20.487
6	223.918	30.361	61.06	8.280	162.849	22.080
5	240.279	32.552	65.53	8.877	174.748	23.674
4	256.640	34.743	69.99	9.475	186.647	25.267
3	273.001	36.934	74.45	10.073	198.546	26.861
2	289.362	43.194	78.92	11.780	210.445	31.413
1	302.723	47.576	82.56	12.975	220.162	34.600

! VL4,VL'4 !

! EFFORTS N/niveau !			REPARTION AUX TRUPEAUX					

! NIV	! Ng	! Nq	! trumeau(1)		! trumeau(2)		! trumeau(3)	
			! N1g	! N1q	! N2g	! N2q	! N3g	! N3q

! 18	! 68.447	! 10.471	! 21.909	! 3.351	! 15.832	! 2.422	! 30.705	! 4.697
! 17	! 104.377	! 15.378	! 33.410	! 4.922	! 24.143	! 3.557	! 46.823	! 6.898
! 16	! 140.307	! 20.285	! 44.911	! 6.493	! 32.454	! 4.692	! 62.941	! 9.099
! 15	! 176.237	! 25.192	! 56.412	! 8.063	! 40.765	! 5.827	! 79.059	! 11.301
! 14	! 216.167	! 30.099	! 69.193	! 9.634	! 50.001	! 6.962	! 96.972	! 13.502
! 13	! 248.097	! 35.006	! 79.414	! 11.205	! 57.386	! 8.0976	! 111.295	! 15.703
! 12	! 284.027	! 39.913	! 90.915	! 12.775	! 65.695	! 9.232	! 127.413	! 17.904
! 11	! 319.957	! 44.820	! 102.416	! 14.346	! 74.008	! 10.367	! 143.532	! 20.106
! 10	! 355.887	! 49.727	! 113.917	! 15.917	! 82.319	! 11.502	! 159.650	! 22.307
! 9	! 391.817	! 54.634	! 125.418	! 17.487	! 90.630	! 12.637	! 175.768	! 24.508
! 8	! 427.747	! 59.541	! 136.919	! 19.058	! 98.941	! 13.772	! 191.886	! 26.709
! 7	! 436.677	! 64.448	! 139.777	! 20.629	! 101.007	! 14.907	! 195.892	! 28.911
! 6	! 499.607	! 69.355	! 159.920	! 22.200	! 115.563	! 16.042	! 224.122	! 31.112
! 5	! 535.537	! 74.262	! 171.421	! 23.770	! 123.874	! 17.177	! 240.240	! 33.313
! 4	! 571.467	! 79.169	! 182.922	! 25.341	! 132.185	! 18.312	! 256.359	! 35.515
! 3	! 607.397	! 84.076	! 194.423	! 26.912	! 140.496	! 19.447	! 272.477	! 37.716
! 2	! 643.327	! 98.096	! 205.924	! 31.3990	! 148.806	! 22.690	! 288.595	! 44.005
! 1	! 675.357	! 107.910	! 216.183	! 34.541	! 156.215	! 24.960	! 302.963	! 48.408

Combinaison des charges :

Les combinaisons des charges sont données par l'article 3.3.2 R.P.A 88

$G+Q+E$ (3.1.A)

$0,8G \pm E$ (3.1.B)

avec : G =charge permanente
: Q =surcharge d'exploitation
: E =charge dûe au seisme

Notation :

1ere Combinaison : elle comprend la totalité des charges et est utilisée pour la vérification de la résistance du béton en compression.

2eme Combinaison : tient compte de la réduction de la charge verticale "G" et prend en compte la valeur " $\pm E$ " pour la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression dans les voiles.

Elle est utilisée pour le calcul du ferrailage de flexion.

Combinaison des charges voiles pleins

Niv.	VL ₁ VL' ₁ VT ₁ VT' ₁		VL ₃₁ VL' ₃₁		VL ₃₂ VL' ₃₂		VL ₆ VL' ₆ VL'' ₆ VL''' ₆		VL ₇ VL' ₇		VT ₃₁ VT' ₃₁		VT ₃₂ VT' ₃₂		VT ₇ VT' ₇		VT ₆ VT' ₆	
	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q	0.8G	G+Q
18	37.76	52.98	19.38	28.94	30.11	44.14	4.27	8.42	7.21	10.81	19.35	29.65	28.88	41.81	2.89	5.859	12.84	19.01
17	61.94	86.325	29.39	43.99	46.95	68.70	7.36	12.534	11.73	17.80	30.45	46.47	45.95	66.24	4.90	8.53	21.11	31.39
16	86.32	119.91	39.41	59.04	63.79	93.258	10.45	16.64	16.25	24.78	41.56	63.29	63.03	90.66	6.91	11.21	29.37	43.77
15	110.29	152.99	49.42	74.09	80.63	117.81	13.54	20.76	20.77	31.76	52.66	80.10	80.11	115.08	8.92	13.89	37.63	56.148
14	134.47	186.33	59.42	89.14	97.48	142.36	16.63	24.87	25.29	38.74	63.76	96.92	97.18	139.51	10.93	16.579	45.89	68.52
13	158.65	219.67	69.43	104.19	114.32	166.92	19.71	28.99	29.80	45.72	74.86	113.74	114.26	163.93	12.95	19.25	54.16	80.90
12	182.83	253.01	79.44	119.24	131.16	191.47	22.80	33.10	34.32	52.71	85.97	130.56	131.34	188.36	14.96	21.93	62.42	93.27
11	207.00	286.34	89.46	134.29	148.00	216.03	25.89	37.22	38.84	59.6	97.07	147.38	148.41	212.78	16.97	24.61	70.68	105.65
10	231.18	319.68	99.47	149.34	164.84	240.58	28.98	41.33	43.364	66.67	108.17	164.20	165.49	237.20	18.98	27.29	78.94	118.03
9	255.36	353.02	109.48	164.39	181.68	265.143	32.07	45.44	47.88	73.65	119.28	181.02	182.57	261.63	20.99	29.97	87.20	130.43
8	279.54	386.35	119.49	179.44	198.58	289.69	35.164	49.56	52.40	80.63	130.38	197.84	199.64	286.05	23.00	32.65	95.47	142.78
7	303.72	419.69	129.50	194.49	215.37	314.25	38.25	53.67	56.91	87.62	141.48	214.56	216.72	310.48	25.01	35.33	103.73	155.16
6	327.89	453.03	139.51	209.54	232.21	338.80	41.34	57.79	61.43	94.60	152.59	231.48	233.80	334.90	27.02	38.01	111.99	167.53
5	352.07	486.36	149.52	224.59	249.05	363.36	44.43	61.90	65.95	101.58	163.69	248.29	250.87	359.32	29.04	40.69	120.25	179.91
4	376.25	519.70	159.53	239.64	265.89	387.91	47.52	66.02	70.47	108.56	174.79	265.11	267.95	383.75	31.05	43.37	128.52	192.29
3	400.42	553.04	169.54	254.69	282.73	412.47	50.60	70.13	74.99	115.54	185.90	281.93	285.03	408.17	33.06	46.05	136.78	204.67
2	424.60	592.15	179.55	274.45	299.57	443.53	53.69	74.721	79.51	122.80	197.00	304.21	302.10	438.31	35.07	49.04	145.04	218.64
1	446.74	626.06	187.96	290.04	314.17	473.68	56.62	78.881	83.93	129.81	206.16	321.54	317.17	463.30	36.97	51.75	152.73	231.10

- 107 -

- 109 -

Niveau	Trumeau (1)						Trumeau (2)					
	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E
18	35.46	5.478	0	40.938	28.368	28.368	33.08	5.109	0	38.189	26.464	26.464
17	56.42	8.428	1.62	65.888	46.756	43.516	52.62	7.86	1.62	62.100	43.716	40.476
16	77.37	11.37	4.90	93.640	66.796	56.996	72.172	10.61	4.90	87.682	62.637	52.83
15	98.33	14.32	9.84	122.490	88.504	68.824	91.71	13.36	9.84	114.91	83.208	63.528
14	119.29	17.27	16.40	152.960	111.832	79.032	111.26	16.11	16.40	143.77	105.408	72.608
13	140.24	20.22	24.62	185.080	136.812	87.572	130.80	18.86	24.62	174.28	129.26	80.02
12	161.20	23.17	34.47	218.840	163.43	94.49	150.35	21.61	34.47	206.43	154.75	85.81
11	182.16	26.12	45.97	254.25	191.698	99.758	169.90	24.36	45.97	240.23	181.89	89.95
10	203.11	29.07	59.10	291.28	221.588	103.388	189.44	27.12	59.10	275.66	210.652	92.452
9	224.07	32.02	73.88	329.97	253.136	105.376	208.99	29.87	73.88	312.74	241.072	93.312
8	245.03	34.97	90.29	370.29	286.314	105.734	228.53	32.62	90.29	351.44	273.114	92.534
7	265.98	37.92	108.36	412.26	321.144	104.424	248.08	35.37	108.36	391.81	306.824	90.104
6	286.94	40.87	128.05	455.86	357.602	101.502	267.62	38.12	128.05	433.79	342.146	86.046
5	307.89	43.82	149.40	501.11	395.712	96.912	287.17	40.87	149.40	477.44	379.136	80.336
4	328.85	46.77	172.40	548.02	435.48	90.68	306.72	3.62	172.40	521.74	417.776	72.976
3	349.81	49.72	197.03	596.56	476.878	82.818	326.26	46.37	197.03	569.66	458.038	63.978
2	370.76	58.15	223.32	652.23	519.928	73.288	345.81	54.24	223.32	623.37	499.968	53.328
1	389.31	64.05	251.23	704.59	562.678	60.218	363.11	59.74	251.23	674.08	541.718	39.258

$V L 2, V L' 2, V T 2, V T' 2$

VT_4, VT_4'

Niv.	Trumeau (1)						Trumeau (2)					
	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E
18	29.683	4.236	0	33.919	23.746	23.746	24.736	3.530	0	28.266	19.788	19.788
17	44.960	6.517	1.74	53.217	37.708	34.228	37.466	5.431	1.74	44.637	31.712	28.232
16	60.236	8.798	5.26	74.294	53.448	42.928	50.197	7.332	5.26	62.789	45.417	34.897
15	75.513	11.079	10.56	97.152	70.970	49.850	62.927	9.233	10.56	82.720	60.901	39.781
14	90.789	13.360	17.60	121.749	90.231	55.031	75.658	11.134	17.60	104.392	78.126	42.426
13	106.066	15.642	26.42	148.128	111.272	58.432	88.388	13.035	26.42	127.843	97.130	44.290
12	121.349	17.923	36.99	176.262	134.069	60.089	101.849	14.935	36.99	153.774	118.469	44.489
11	136.619	20.204	49.34	206.163	158.635	60.176	113.849	16.836	49.34	180.025	140.419	41.739
10	151.896	22.485	63.43	237.811	184.946	58.086	126.580	18.737	63.43	208.747	164.694	37.834
9	167.172	24.766	79.30	271.238	213.037	54.437	139.310	20.638	79.30	239.248	190.748	32.148
8	182.449	27.047	96.91	306.406	242.869	49.049	152.040	22.539	96.91	271.489	218.542	24.722
7	197.725	29.328	116.30	343.353	274.48	41.88	164.771	24.440	116.30	305.511	248.116	15.516
6	213.002	31.609	137.44	382.051	307.841	32.961	177.501	26.341	137.44	341.282	279.440	4.560
5	228.278	33.890	160.35	422.518	342.972	22.2724	190.232	28.242	160.35	378.824	312.536	-8.164
4	243.555	36.171	185.04	464.766	379.884	9.804	202.962	30.443	185.04	418.145	347.409	-22.670
3	258.831	38.452	211.48	508.763	418.544	-4.445	215.693	32.044	211.48	459.217	383.991	-38.968
2	274.108	44.971	239.69	558.769	458.769	-20.403	228.423	37.475	239.69	505.588	422.428	-56.951
1	287.520	49.533	269.65	606.703	606.703	-39.634	239.600	41.278	269.65	550.528	461.330	-77.970

-110-

VL5, VL5, VT5, VT5

Niv.	Trumeau (1)						Trumeau (2)					
	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E	G(t)	Q(t)	E(t)	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E
18	7.52	1.11	0	8.63	5.800	5.800	20.062	2.959	0	23.021	16.049	16.049
17	11.98	1.71	0.40	14.09	9.984	9.184	31.961	4.552	0.40	36.913	25.968	25.168
16	16.44	2.31	1.20	19.95	14.352	11.952	43.860	6.146	1.20	51.206	36.288	33.888
15	20.91	2.91	2.41	26.23	19.138	14.318	55.759	7.739	2.41	65.559	47.017	42.197
14	25.37	3.49	4.02	32.88	24.316	16.276	67.658	9.333	4.02	81.011	58.146	50.106
13	29.83	4.09	6.04	39.96	29.904	17.824	79.557	10.926	6.04	96.523	69.685	57.605
12	34.29	4.69	8.46	47.44	35.892	18.972	91.456	12.520	8.46	112.436	81.624	64.704
11	38.75	5.292	11.28	55.322	42.28	19.72	103.354	14.113	11.28	128.747	93.963	71.4032
10	43.22	5.890	14.50	63.61	49.076	20.076	115.253	15.706	14.50	145.459	106.702	77.702
9	47.68	6.487	18.13	72.297	56.274	20.014	127.152	17.300	18.13	162.582	119.851	83.591
8	52.14	7.085	22.16	81.385	63.872	19.552	139.051	18.893	22.16	180.104	133.400	89.074
7	56.60	7.682	26.59	90.872	71.87	18.69	150.950	20.487	26.56	198.027	147.35	94.170
6	61.06	8.280	31.42	100.76	80.268	17.428	162.849	22.080	31.42	216.349	161.699	98.859
5	65.53	8.877	36.66	111.067	89.084	15.764	174.748	23.674	36.66	235.082	176.458	103.138
4	69.99	9.475	42.30	121.765	98.292	13.692	186.647	25.267	42.30	254.214	191.617	107.017
3	74.45	10.073	48.34	132.863	107.900	11.220	198.546	26.861	48.34	273.747	207.176	110.496
2	78.92	11.780	54.79	145.49	117.926	8.346	210.445	31.413	54.79	296.648	223.146	113.566
1	82.56	12.975	61.64	157.175	127.688	4.408	220.162	34.600	61.64	316.402	237.769	114.489

111

! VL4, VL'4 !

TRUMEAU (1)						
NIV	G	Q	E	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E
****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
18	21.909	3.351	1.063	26.323	18.590	16.464
17	33.410	4.922	4.464	42.796	31.192	22.264
16	44.911	6.493	10.918	62.322	46.846	25.010
15	56.412	8.063	20.425	84.900	65.554	24.704
14	69.193	9.634	32.777	111.604	88.131	22.577
13	79.414	11.205	47.892	138.511	111.423	15.639
12	90.915	12.775	65.587	169.277	139.319	7.145
11	102.416	14.346	85.755	202.517	167.687	-3.822
10	113.917	15.917	108.165	237.999	199.298	-17.031
9	125.418	17.487	132.807	275.712	233.141	-32.472
8	136.919	19.058	159.473	315.450	269.008	-49.937
7	139.777	20.629	188.008	348.414	299.829	-76.266
6	159.920	22.200	218.278	400.398	346.214	-90.342
5	171.421	23.770	250.199	445.390	387.335	-113.062
4	182.922	25.341	283.507	491.770	429.844	-137.169
3	194.423	26.912	318.115	539.450	473.653	-162.576
2	205.924	31.399	353.795	591.118	518.534	-189.055
1	216.183	34.541	389.591	640.315	562.537	-216.644

! VL4, VL'4 !

TRUMEAU (3)

NIV	B	D	E	B+D+E	O.BG+E	O.BG-E
18	30,705	4,697	-9,441	35,843	24,123	25,005
17	46,923	6,899	-2,374	56,095	35,084	39,832
16	62,941	9,099	-6,106	78,146	44,246	56,458
15	79,059	11,301	-11,636	101,996	51,611	74,883
14	96,972	13,502	-18,869	129,343	58,708	96,446
13	114,295	15,703	-27,780	154,778	61,256	116,816
12	127,413	17,904	-38,283	183,600	63,647	149,213
11	143,532	20,106	-50,334	213,982	64,471	165,169
10	159,650	22,307	-63,857	245,814	63,863	191,577
9	175,768	24,508	-78,828	279,104	61,786	219,442
8	191,886	26,709	-95,161	313,756	58,347	249,669
7	195,892	29,911	-112,901	337,534	43,913	269,514
6	224,122	31,112	-131,682	386,916	47,615	310,979
5	240,240	33,313	-151,780	428,333	40,412	343,972
4	256,359	35,515	-172,985	464,759	32,102	378,072
3	272,477	37,716	-195,251	505,444	22,703	413,232
2	288,595	44,005	-218,493	551,093	12,383	449,369
1	302,963	48,408	-242,385	593,676	0,065	484,675

! VL4, VL'4 !

TRUMEAU (2)						
NIV	G	Q	E	G+Q+E	O. 6G+E	O. 6G-E

18	15,832	2,422	-0,622	18,876	12,043	13,287
17	24,143	3,557	-2,090	29,790	17,224	21,404
16	32,454	4,692	-4,812	41,958	21,151	30,775
15	40,765	5,827	-8,789	55,390	23,823	41,401
14	50,001	6,962	-13,908	70,871	26,092	53,908
13	57,386	8,097	-20,112	85,595	25,796	66,020
12	65,697	9,232	-27,304	102,233	25,253	79,861
11	74,008	10,367	-35,411	119,786	23,795	94,617
10	82,319	11,502	-44,308	138,129	21,547	110,163
9	90,630	12,637	-53,979	157,246	18,525	126,483
8	98,941	13,772	-64,312	177,025	14,840	143,464
7	101,007	14,907	-75,207	191,121	5,598	156,012
6	115,563	16,042	-86,596	218,201	5,954	179,046
5	123,874	17,177	-98,419	239,470	0,680	197,519
4	132,185	18,312	-110,522	261,019	-4,774	216,270
3	140,496	19,447	-122,764	282,807	-10,467	235,260
2	148,806	21,690	-135,302	306,798	-16,257	254,346
1	156,215	24,960	-147,286	329,461	-22,314	272,258

CHAPITRE 9

FERRAILLAGE DES VOILES ET DES LINTEAUX

X.1 FERRAILLAGE DES VOILES

INTRODUCTION :

Les éléments de la structure sont soumis à des forces verticales (Charges permanentes et surcharges) et des forces horizontales (Seisme et Vent).

Les forces verticales provoquent seulement des efforts normaux mais les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Chaque refend sera donc sollicité en "flexion composée" et ferrillé selon les prescriptions du RPA 88.

* Types d'Armatures :

Pour qu'un refend puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués, il lui faut trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

1°) Armatures verticales :

Ce sont des armatures de flexion et sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du refend et reprennent les efforts de flexion.

Le RPA préconise un minimum d'Armatures verticales sur toute la zone tendue qui est de l'ordre de 0,5% de l'air de celle-ci (Section du béton tendu).

Les aciers peuvent être encastrés à l'extrémité du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Les longueurs de recouvrement des barres verticales sont de: 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 9: Barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

2°) Armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend. Leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant.

Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchent le flambement de celle-ci.

Elles sont munies de crochets de 135° ayant une longueur égale à 10~~0~~. Dans le cas où il existe un talon de rigidité, les barres devront être ancrées sans crochets.

3°) Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Elles sont d'autant plus utiles qu'elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales et les maintenir verticalement au moment du coulage.

Les conditions sur le recouvrement sont les mêmes que pour les armatures verticales.

Règles communes aux armatures :

.L'espacement des barres doit être pris comme suit:
 $S < \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

.Le diamètre des barres des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Hypothèse de calcul :

La fissuration étant peu nuisible, le calcul sera fait à l'E.L.U

Méthode de calcul :

On a trois types de sections :

- Section partiellement comprimée (S.P.C)
- Section entièrement comprimée (S.E.C)

- Section entièrement tendue (S.E.T)

1) Section partiellement comprimée :

Une section est dite partiellement comprimée

Si : N est un effort de compression et
l'excentricité $e_0 = M/N > h/6$

* N est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures.

2) Section entièrement comprimée :

Une section est dite entièrement comprimée si :
N est un effort de compression $e_0 = M/N < h/6$

3) Section entièrement tendue :

Une section est dite entièrement tendue si N est un effort de traction et c est entre les deux naës d'aciers.

Nous allons réaliser un même ferrailage pour chaque quatre niveaux à partir de la base:

Niveau 0,4,8,12,16

Verification au cisaillement :

On doit vérifier le voile sous les deux conditions suivantes .

Condition (R.P.A 88)

$$t_b = \frac{1,4 T_i}{0,8 b_0 L_i} < \bar{t}_b = 0,20 f_{c28}$$

Cette dernière est déjà vérifiée dans le chapitre (Etude des voiles sous charges horizontales)

Condition (B.A.E.L 83)

$$t_u = \frac{1,4 V_E}{b_0 d} < t_u = \min(0,13 f_{c28}, 4MPa)$$

avec $t_u = 3,25 MPa$

bo : epaisseur du voile

d : hauteur utile du voile

1,4: coefficient de majoration

Pour cela on prendra les voiles les plus sollicités

Voile plein (Voile VT1)

$$\begin{array}{l} VE = 140.112 \text{ t} \\ bo = 0,20 \\ d = 9,405 \end{array} \quad \tau_u = \frac{1,4}{0,20 \cdot 9,405} = 117.31 \text{ t/m}^2 = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Verifié

(VL2, VL'2)

Voile à file d'ouverture : les deux trumeaux ont la même :

$$\begin{array}{l} VE = 251.23 \text{ t} \\ bo = 0,20 \\ d = 3.68 \text{ m} \end{array} \quad \begin{array}{l} \Sigma I_i = I_1 + I_2 = 2.90 \text{ m}^4 \\ I_1 = 1.62 \\ I_2 = 1.27 \end{array} \quad \tau_u = \frac{1,4 (I_1 \cdot VE)}{bo \cdot d \cdot \Sigma I_i} = \frac{1,4 \cdot 1.62 \cdot 251.23}{2.13} = 267.5 \text{ t/m}^2$$

trumeau (1)

$$\tau_u = 226.50 \text{ t/m}^2 = 2,265 \text{ MPa. Verifié}$$

trumeau (2)

Ferrailage transversale :

$$\frac{A_t}{bo \cdot St} > \frac{\tau_u - 0,5K}{0,8 fe} \quad (\text{Armatures avec } \alpha = 90^\circ)$$

avec $K=0 \rightarrow$ Reprise de betonnage (coulage par niveau)

$$\tau_u = \frac{1,4 VE}{bo \cdot d}$$

St = Espacement transversal = 20 cm

bo = 20 cm

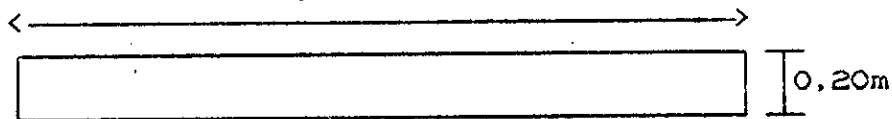
fe = 25 MPa

$$A_t > bo \cdot St \cdot \frac{\tau_u}{0,8 fe}$$

on adopte : 4 HA10 Sens longitudinal
4 HA10 Sens transversal.

Ferrailage à la base (niveau zéro)

APPLICATION : (VT1, VT'1) voiles les plus sollicités
10,45m



$$M = 32819,76 \text{ tm} \quad I = 19,019 \text{ m}^4$$

$$N_{\min} = 446,70 \text{ t} \quad V = 10,45/2 = 5,225 \text{ m}$$

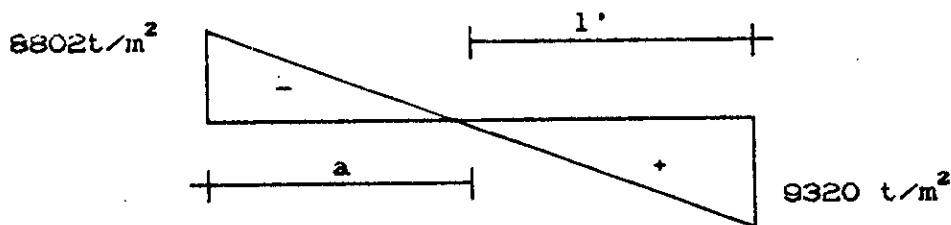
$$T_E = 140,112 \text{ t} \quad \Omega = 2,09 \text{ m}^2$$

CONTRAINTES :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{12} = \frac{446,70}{2,09} \pm \frac{32819,76 \cdot 5,225}{19,019}$$

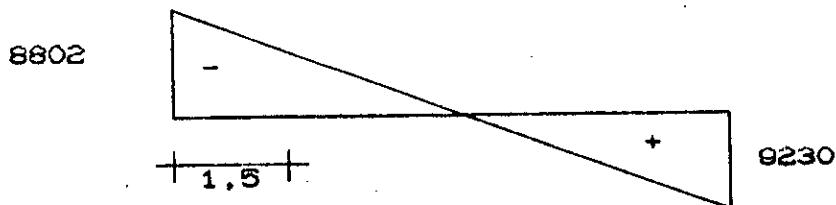
$$\sigma_1 = 9230 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = -8802 \text{ t/m}^2$$



$$a + l' = 10,45$$

$$\frac{l'}{9230} = \frac{10,45}{18032} \Rightarrow l' = 4,349 \text{ m} \quad ; \quad a = 5,101 \text{ m}$$

$$d = \text{Min}(h/3 ; 2l'/3) ; h/2 = 3/2 = 1,5 \quad ; \quad 2l'/3 = 3,566$$



on considère la bande :



$$\Omega' = 0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$I = 0,2 (1,5)^3 / 12 = 0,056 \text{ m}^4$$

$$v' = d/2 = 1,5 / 2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot V'}{I} = -7538,55 \\ \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v'}{I} = -8802,00 \end{cases}$$

$$\longrightarrow N_1 = -2453,54 \text{ t}$$

$$M_1 = 47,17 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,019 \text{ m} \quad d_1 = d_2 = 0,025 \text{ m}$$

$$e_1 = d/2 - d_1 + e_0 = 1,5/2 - 0,025 + 0,019 = 0,719 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 - d_2 - e_0 = 0,681 \text{ m}$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1 e_1}{(e_1 + e_2) f_{su}} = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_1 e_2}{(e_1 + e_2) f_{su}} = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = \frac{A_1 + A_2}{2d} \text{ (section par ml et par face)}$$

$$A_{su} = \frac{3,62 + 3,40}{3,00} = 2,34 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

section minimale:

$$A_{s \text{ min}} = 0,5 \% A_D = (0,5/100) \cdot 100 \cdot 20 \cdot (1/2)$$

$$A_{s \text{ min}} = 5 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

on voit que : $A_{s \text{ min}} > A_{su}$

Nous prendrons $A_{s \text{ min}} \longrightarrow 4 \text{ HA14}$

espacement:

$S_t = 20 \text{ cm}$ et au L/10 de l'extrémité

l'espacement sera réduit de moitié

Verification au cisaillement

$$T = 1,4 V = 196,156 \text{ t}$$

$$z = 0,9 L = 8,36 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot z} = 117,31 \text{ t/m}$$

$$\overline{\tau} = 0,2 f_{c28} = 284 \text{ t/m}^2$$

on a : $\tau_b < \tau$ vérifiée

$$\bar{e} = 0,025 f_{c28} = 82,5 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_b < \bar{e} \longrightarrow \omega_t = 0,15 \text{ ‰}$$

armatures horizontales:

$$A_s = \omega_t \cdot e \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} / 2 \text{ faces}$$

$$A_t / \text{ml} / \text{face} = 1,5 \text{ m}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

Nous prendrons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ HA10} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification à la compression :

$$M = \frac{2}{3} HV = \frac{2}{3} 54 \cdot 140 \cdot 112 = 5137,44 \text{ tm}$$

$$N = G + Q = 626,06 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = 1710,93 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma} \text{ vérifiée}$$

Schéma du ferrailage

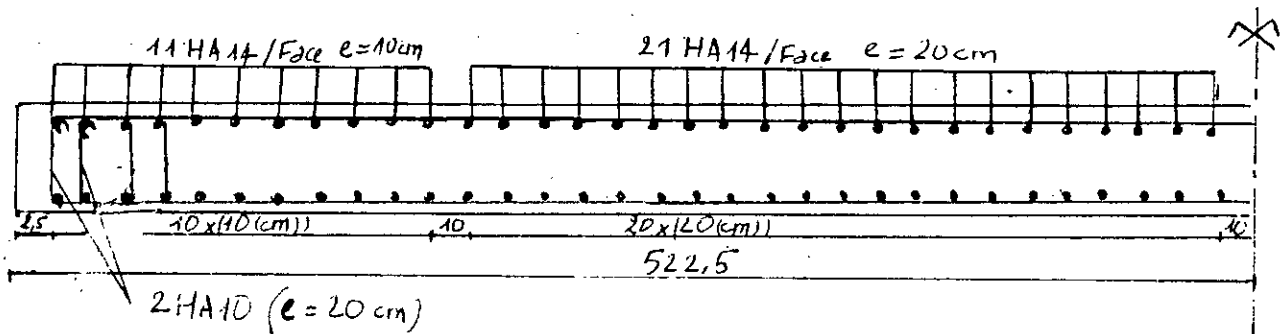


TABLEAU RÉCAPITULATIF DONNANT LE FERRAILLAGE
DES VOILES (/m1) A TOUS LES NIVEAUX

VOILE	NIV	L(cm)	NATURE SECTION	Amin (cm ²)	As(cm ²) calculée	Aadoptée (cm ²)	NOMBRE DE BARRES
	0		SPC	5.000	2.183	6.16	4HA14
VL5	4		SPC	5.000	1.037	//	//
VL'5	8	605	SPC	//	0.395	//	//
	12		SPC	//	0.078	//	//
	16		SEC	//	0.000	//	//
VL7	0		SPC	5.000	0.121	6.16	4HA14
VL7	4		SPC	5.000	0.038	//	//
VL'7	8	130	SPC	//	0.003	//	//
	12		SEC	//	0.000	//	//
	16		SEC	//	0.000	//	//
VL2	0		SPC	5.000	5.851	6.16	4HA14
VL'2	4		SPC	5.000	2.891	//	//
VT2	8	1045	SPC	//	1.132	//	//
VT'2	12		SPC	//	0.243	//	//
	16		SPC	//	0.000	//	//

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LE FERRAILLAGE
DES VOILES (/ml) A TOUS LES NIVEAUX

VOILE	NIV	L (cm)	NATURE SECTION	Amin (cm ²)	As (cm ²) calculée	Aadoptée	NOMBRE DE BARRES
	0		SPC	5.000	0.070	6.16	4HA14
VL32	4		SPC	5.000	0.001	//	//
VL'32	8	495	SEC	//	0.000	//	//
	12		SEC	//	0.000	//	//
	16		SEC	//	0.000	//	//
	0		SPC	5.000	4.141	6.16	4HA14
VT31	4		SPC	5.000	2.058	//	//
VT'31	8	260	SPC	//	0.811	//	//
	12		SPC	//	0.191	//	//
	16		SPC	//	0.000	//	//
	0		SPC	5.000	0.000	6.16	4HA14
VT32	4		SPC	5.000	0.000	//	//
VT'32	8	495	SEC	//	0.000	//	//
	12		SEC	//	0.002	//	//
	16		SEC	//	0.078	//	//

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LE FERRAILLAGE
DES VOILES (/ml) A TOUS LES NIVEAUX

VOILE	NIV	L(cm)	NATURE SECTION	Amin (cm ²)	As(cm ²) calculée	Aadoptee	NOMBRE DE BARRES
VL5	0	210	SPC	5.000	0.323	//	4HA14
VL'6	4		SPC	5.000	0.148	//	//
VL"6	8		SPC	//	0.047	//	//
VL'''6	12		SPC	//	0.004	//	//
	16		SPC	//	0.000	//	//
	0	260	SPC	5.000	4.081	//	4HA14
VL31	4		SPC	5.000	2.032		
VL'31	8		SPC	//	0.803	//	//
	12		SPC	//	0.193	//	//
	16		SPC	//	0.000	//	//

VL4, VL'4

=====

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LE FERRAILLAGE
DU VOILE VL4, VL'4 (7ml) A TOUS LES NIVEAUX

VOILE	NIV	L(cm)	NATURE	Amin	As(cm ²)	Aadoptee	NOMBRE DE
			SECTION	(cm ²)	calculee		BARRES
T	0		SPC	5.000	0.3573	6.16	4HA14
R	4		SPC	5.000	0.1323	//	//
M	8	305	SPC	//	-0.0293	//	//
E	12		SPC	//	-4.4513	//	//
A	16		SPC	//	-3.3853	//	//
U	0		SPC	5.000	-4.0893	6.16	4HA14
1	4		SPC	5.000	-3.2523	//	//
T	8	155	SPC	//	-2.1493	//	//
R	12		SPC	//	-1.3163	//	//
U	16		SPC	//	-34.000	//	//
2	0		SEC	5.000	4.6403	6.16	4HA14
T	4	425	SEC	5.000	-4.0893	//	//
R	8		SEC	//	-3.2523	//	//
U	12		SEC	//	-2.1493	//	//
3	16		SEC	//	-1.3163	//	//

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LE FERRAILLAGE
DES VOILES (/m²) A TOUS LES NIVEAUX

VOILE	NIV	L(cm)	NATURE SECTION	Amin (cm ²)	As(cm ²) calculee	Aadoptee	NOMBRE DE BARRES
	0		SPC	5.000	0.520	6.16	4HA14
VT7	4		SPC	5.000	0.256	//	//
VT'7	8	205	SPC	//	0.098	//	//
	12		SPC	//	0.020	//	//
	16		SEC	//	0.000	//	//
	0		SPC	5.000	5.220	6.16	4HA14
VT4	4		SPC	5.000	2.599	//	//
VT'4	8	1045	SPC	//	1.032	//	//
	12		SPC	//	0.260	//	//
	16		SPC	//	0.001	//	//
	0		SPC	5.000	0.647	6.16	4HA14
VT6	4		SPC	5.000	0.283	//	//
VT'6	8	295	SPC	//	0.078	//	//
	12		SPC	//	0.003	//	//
	16		SEC	//	0.000	//	//

IX 2 FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Introduction :

Les linteaux sont des poutres particulières, doublement encastrées et dont le comportement est très complexe.

Ils sont sollicités par un effort tranchant très important qui sera transmis aux trumeaux sous forme d'un effort Normal "N" et un moment fléchissant "M".

Il sera nécessaire de procéder à un ferrailage symétrique de la section transversale, car le seisme change de sens.

Les linteaux sont soumis:

- A leur poids propre .
- Aux charges et surcharges du plancher qui leur revient .
- Aux charges dûes au seisme.

* Combinaison des efforts :

Soit (π) l'effort tranchant dans le linteau, dû au seisme. Cet effort tranchant sera majoré de 40% d'après le (RPA 88), d'ou :

$$\begin{cases} VE = 1,4 \pi \\ ME = VE \cdot L/2 \end{cases}$$

où L est la largeur du linteau .

On aura donc :

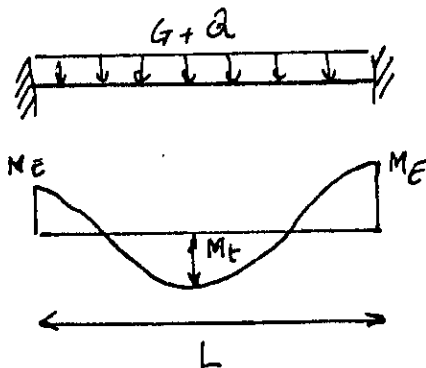
$$\begin{cases} V = VE + V(G+Q) \\ M = ME + M(G+Q) \end{cases}$$

avec :

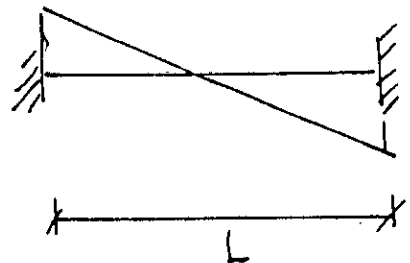
$$\begin{cases} V(G+Q) = (G+Q) \cdot L/2 \\ M(G+Q) = \begin{cases} -(G+Q) L^2/24 & \text{en travée} \\ -(G+Q) L^2/12 & \text{à l'encastrement} \end{cases} \end{cases}$$

Diagramme des moments :

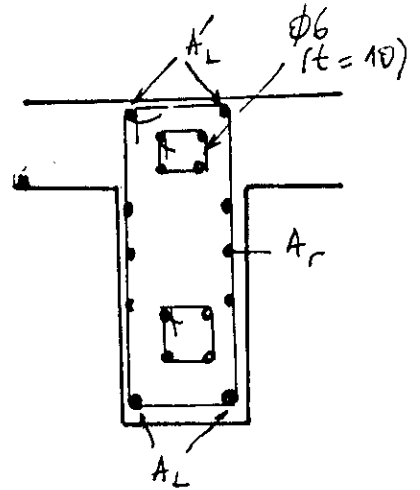
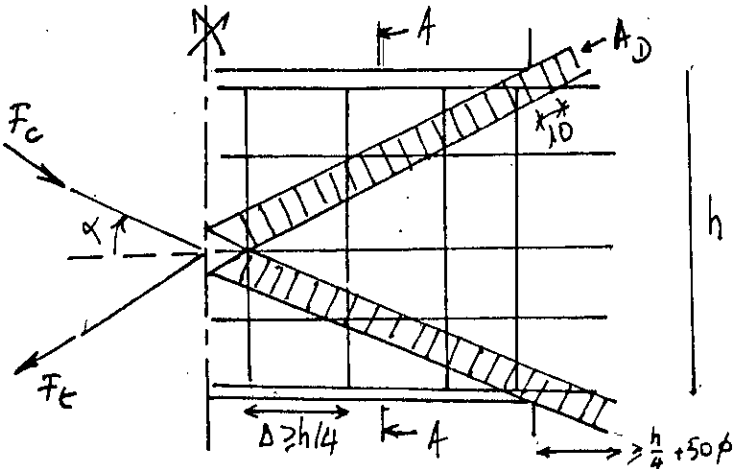
sous $G+Q$



sous le seisme



* Prescriptions relatives au ferrailage:
(Cas où $c_b > 0,06 f_{c28}$)



- { $(A_l, A'l) > 0,15\% b_0 h$
- { $A_r > 0,20\% b_0 h$
- { $A_t > 0,25\% b_0 s \rightarrow \tau_b > 0,25 f_{c28}$
- { $A_s > 0,15\% b_0 h \rightarrow \tau_b > 0,06 f_{c28}$

Avec : $(A_l, A'l)$: Armatures de flexion

A_r : Armatures de répartition

A_t : Armatures transversals

A_s : Armatures supplémentaires inclinées, de couture des fissures provoquées par l'effort Tranchant.

Nota :

Dans chaque voile à files d'ouvertures, on donnera le ferrailage du linteau le plus sollicité, les autres linteaux seront exécutés par le même ferrailage.

Application : (Voile VL2, VL'2)

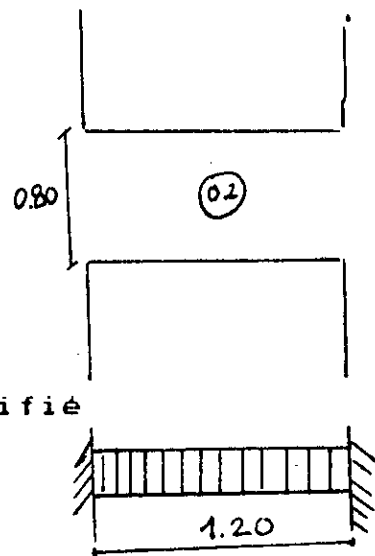
$\mu_{max} = 30,11 \text{ t}$

$T = 1,4 \mu_{max} = 42,154 \text{ t}$

Vérification au cisaillement :

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 * 25 = 5 \text{ MPa.}$

$\tau_b = 42,154 \cdot 10^{-2} = 3,29 < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{verifié}$



N.B : les linteaux étant des poutres particulières soumises en général à des efforts tranchants très importants dûs particulièrement au séisme, donc la relation $\tau_b = T/z \cdot b$ ne sera pas vérifiée car le béton seul ne pourra jamais s'opposer au cisaillement, donc on admettra la fissuration du linteau, ce qui ne met pas en ruine la structure, car un linteau fissuré représente une zone de décharge pour la structure.

En plus, on est dans le cas où $\tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$, donc il y'a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (Supérieurs et Inférieurs), transversaux et en zone courante (Armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,T) seront repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement .

1°) Armatures longitudinales :

$$A_l = A_l' > 0,15 \% \text{ bo } h = 0,15\% * 20 * 80 = 2,40$$

$$\text{Soit } 2HA14 \rightarrow A_l = A_l' = 3,08 \text{ cm}^2$$

2°) Armatures transversales :

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t > 0,25 \% \text{ bo } St$$

$$\text{Or } St < h/4 = 80/4 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t > 0,25 \% * 20 * 20 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 2HA10 \rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant repris par les armatures transversales :

$$\text{On a : } \frac{A_t}{\text{bo } St} > \frac{\tau_u - 0,5K}{0,8 f_e} \Rightarrow \tau_u < \frac{0,8 f_e A_t}{\text{bo } St} + 0,5K$$

$$\text{Or : } \tau_u = V_u \Rightarrow V_u = \tau_u \cdot \text{bo } d$$

$$\Rightarrow V_u = \text{bo } d \left(\frac{0,8 f_e A_t}{\text{bo } St} + 0,5K \right)$$

A.N: F.P.N $\Rightarrow K=1$; d'où:

$$V_u = 0,2 * 0,72 \left(\frac{0,8 * 400 * 1,57 * 10^{-4}}{0,20 * 0,15} + 0,5 \right) = 0,234 \text{ MN}$$

3°) Armatures de peau (Ar):

$$A_r > 0,20\% \text{ boh} = 0,20\% * 20 * 80 = 3,20 \text{ cm}^2$$

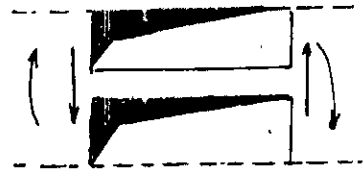
$$\text{Soit } 6HA10 \rightarrow A_r = 4,71 \text{ cm}^2$$

4°) Armatures inclinées (AD) :

L'effort tranchant (p) est décomposé en Ft et Fc avec :

Ft: Effort de traction dans AD

Fc: Effort de compression dans AD



Et: comme le seisme change de sens, donc AD sera déterminée en traction simple.

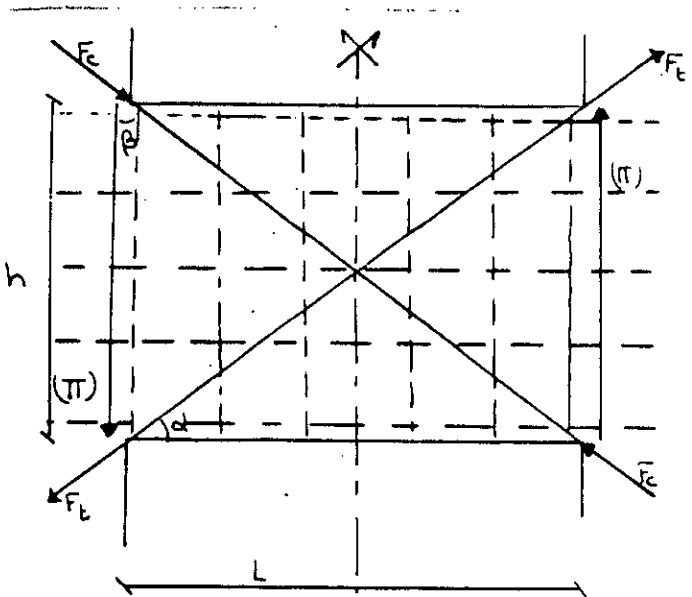
$$AD = \frac{F_t}{\sigma_s \leq 10}$$

$$\cos b = \sin a = \frac{\pi/2}{F_t} = \frac{\pi}{2F_t} h$$

$$\Rightarrow F_t = \frac{\pi}{2 \sin a}$$

$$\text{D'où: } A_D = \frac{\pi}{2 \sin a \sigma_s \leq 10}$$

$$A_D = 0,15 \% \text{ bo h}$$



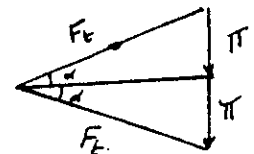
Et comme les armatures inclinées vont reprendre le supplément d'effort tranchant alors :

$$\Delta \pi = \pi - V_u = 0,3010 - 0,234 = 0,067 \text{ MN}$$

$$\text{tg } \alpha = h/L = 80/120 = 0,65 \Rightarrow \sin \alpha = 4,47 * 10^{-1}$$

$$\text{D'où } A_D = \frac{\Delta \pi}{(2 \sin \alpha \sigma_s \leq 10)} = 10,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \text{ min}} = 0,15 \% \text{ bo h} = 2,34 \text{ cm}^2$$



Soit 8HA16 --> $A_D = 16,08 \text{ cm}^2$

- Ancrage des barres :

$$L_d > h/4 + 50 \phi = 80/4 + 50 \cdot 1,6 = 99,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_d = 100 \text{ cm}$$

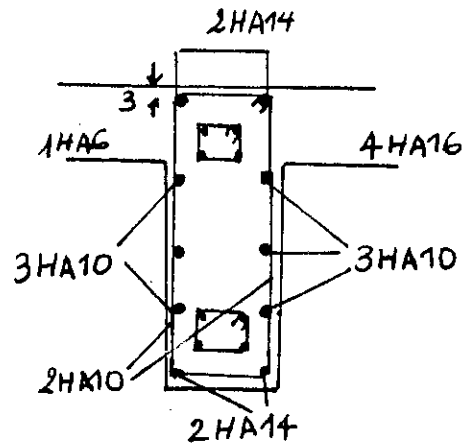
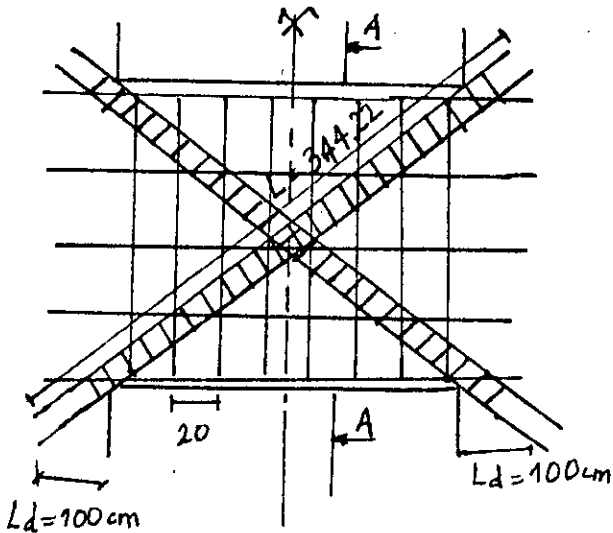


TABLEAU RECAPULATIF: FERRAILLAGE DES LINTEAUX

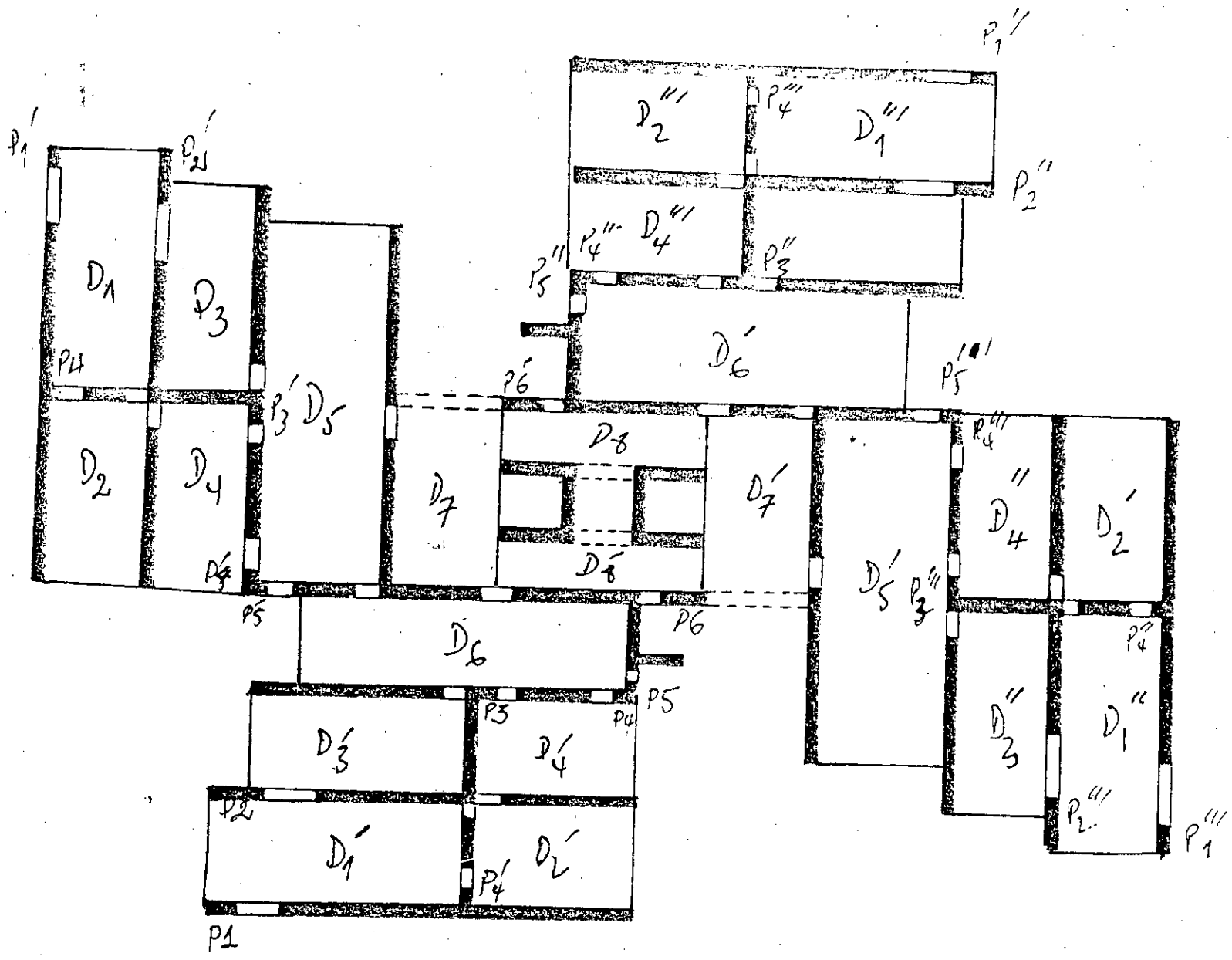
VOILE	L(m)	M	T	cd	A1 (cm ²)	Ad (cm ²)	At (cm ²)	Ac (cm ²)
VT2 VT'2	1.20	0.1720	0.286	2.24	2.40	5.72	1.00	3.20
VT5 VT'5	1.00	0.0339	0.0678	0.53	1.41	0	0.72	3.20
VT4 VT'4	1.20	0.1797	0.2996	2.34	2.40	5.98	1.00	3.20
VL4 L1 VL'4	0.75	0.1342	0.3579	2.79	2.40	5.12	1.00	3.20
L2	1.10	0.1309	0.2380	1.86	2.40	4.44	1.00	3.20

CHAPITRE 10

CALCUL DES ELEMENTS

- Dalles
- Escaliers
- Poutres
- Poteaux
- Acrotères

- 132 -



8.1 LES DALLES

INTRODUCTION

DEFINITION :

Les dalles sont des éléments de construction en béton armé horizontaux destinées essentiellement au cheminement des charges verticales aux éléments poteurs, ces éléments infiniment rigides suivant leur plans, servent en plus au cheminement des efforts horizontaux (vent-sisme) aux éléments de contreventement.

NATURE DES DALLES:

Vue le procédé technologique permettant la construction des dalles dans des intervalles de temps très réduits tel que le procédé de coffrage tunnel, le plancher adopté est celui des dalles pleines constituent un système de dalles continues, celles-ci reposant sur deux, trois ou quatre appuis linéaires.

La dalle présente une grande rigidité par rapport à celles des planchers houis.

METHODE DE CALCUL :

La méthode est celle qui consiste à prendre une bande de 1 mètre perpendiculaire aux lignes d'appuis, à la manière d'une poutre.

Les aciers longitudinaux calculés dans le sens porteur sont dit "principaux"; les aciers disposés parallèlement aux appuis sont appelés aciers de "répartition".

* Pour les dalles reposant sur deux côtés parallèles et comportant un ou deux bords libres et celle reposant sur trois travaillent dans un seul sens : $l_x/l_y < 0.4$

* Pour les dalles sur trois appuis travaillant dans les deux sens $0.4 < l_x/l_y < 1$.

l_x : la plus petite portée.
 l_y : la plus grande portée

La dalle ne porte que dans un seul sens si le rapport l_x/l_y est inférieur à 0,4.

Designation du panneau de dalle	$l_x(x)$	$l_y(y)$	$\frac{l_x}{l_y}$	
D_1, D_1', D_1'', D_1'''	36	6,50	0,554	$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$
D_2, D_2', D_2'', D_2'''	36	5,45	0,66	$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$
D_3, D_3', D_3'', D_3'''	36	6	0,60	$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$
D_4, D_4', D_4'', D_4'''	36	5,45	0,66	$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$
D_5, D_5', D_5'', D_5'''	36	10,51	0,34	$\frac{l_x}{l_y} < 0,4$
D_7, D_7'	?	6,21	0,67	$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$
D_R, D_R'	1,45	6,7	0,22	$\frac{l_x}{l_y} < 0,4$

Nous utiliserons les tables de BARRES.

DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Panneau reposant sur trois côtés portant dans les deux sens :

Pour ce type de panneaux, on fait recours à la méthode élastique résultant de la théorie d'élasticité, en utilisant la méthode de "BARRES" qui donne en fonction du coefficient de poisson et du rapport $g = a/b$ des coefficients multiplicateurs suivant les tables.

Hypothèse :

- Le matériau de la dalle est homogène, isotrope, parfaitement élastique et suit la loi de HOOKE.

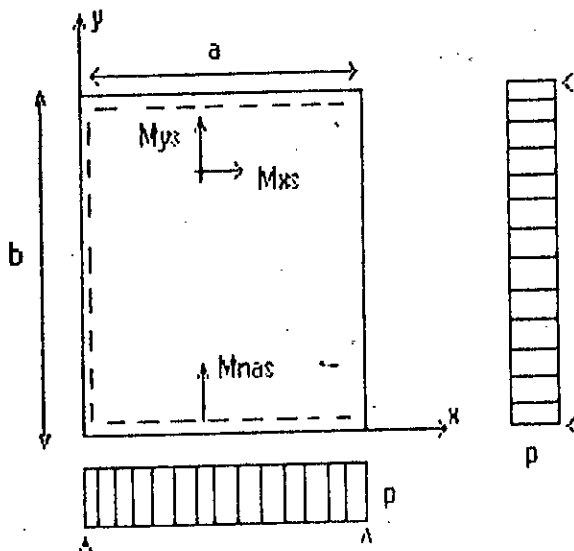
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux quatre dimensions.

- Le plan moyen de la dalle est supposé non chargé d'effort normal.

- Le déplacement de la fibre neutre (plan moyen) est faible.

Principe :

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour, puis on procèdera à la ventilation de ces sollicitations sur la tréevée et les appuis (compte tenu de l'encastrement crée par la liason plancher-voile)



Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$M_{xs} = \mu_{xs} p a^2; \text{ moment dans la direction } (x-x) \\ \text{avec } x=a/2 : y=b/2$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} p b^2; \text{ moment dans la direction } (y-y) \\ \text{avec } x=a/2 : y=b/2$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} p b^2; \text{ moment dans la direction } (y-y) \\ \text{avec } x=a : y=b$$

Les coefficients multiplicateurs (μ_{xs} ; μ_{ys} ; μ_{yas}) sont tirés à partir des tables de "BARRES" en fonction de :

$\gamma = a/b$: rapport des dimensions du panneau de dalle considéré.

Le coefficient de poison; selon le règlement BAEL $\mu=0$ car les dalles ne seront pas exposées aux intempéries.

On les calculera à l'état limite ultime (fissuration peu nuisible).

La charge ultime :

$$\begin{aligned} \text{Plancher terrasse : } P_u &= 1,35 * 0,755 + 1,5 * 0,15 \\ P_u &= 1,244 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Plancher étage courant : } P_u &= 1,35 * 0,594 + 1,5 * 0,175 \\ P_u &= 1,064 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Plancher sous sol : } P_u &= 1,35 * 0,451 + 1,5 * 0,35 \\ P_u &= 1,134 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

D'où les panneaux seront calculés par la charge $P_u = 1,244 \text{ t/m}^2$

Panneaux de dalle D1-D1'-D1''-D1''' :

$$\gamma = \frac{a}{b} = 6,5 = 1,805 \quad \text{on a } 1,75 < \gamma < 2,00$$

D'où on interpole pour trouver les coefficients multiplicateurs qui correspondent à γ

$$\begin{aligned} \gamma_1 = 1,75 & \rightarrow \mu_{xs1} = 0,0038; \mu_{ys1} = 0,1051; \mu_{yas1} = 0,1213 \\ \gamma_3 = 2 & \rightarrow \mu_{xs2} = 0,0022; \mu_{ys2} = 0,1106; \mu_{yas2} = 0,1232 \\ \gamma_2 = 1,805 & \end{aligned}$$

$$\mu_{xs} = \frac{2-1,805}{2-1,75} (0,0038-0,0022) + 0,0022 = 0,0034$$

$$\mu_{ys} = \frac{1,805-1,75}{2-1,75} (0,1106-0,1051) + 0,1051 = 0,1063$$

$$\mu_{yas} = \frac{1,805-1,75}{2-1,75} (0,1232-0,1213) + 0,1213 = 0,1217$$

$$\begin{aligned} M_{xs} &= \mu_{xs} P_u a^2 = 0,00344 * 1,244 * (6,5)^2 \\ &= 0,181 * 10^{-2} \text{ MNm/ml} \end{aligned}$$

$$M_{ys} = 0,1063 * 1,244 * (3,6)^2 = 1,71 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{yas} = 0,1217 * 1,244 * (3,6)^2 = 1,96 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D2-D2'-D2''-D2''' :

$$P_u = 1,244 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = a/b = 5,45/3,60 = 1,513$$

$$1,5 < 1,513 < 1,75$$

$$\Rightarrow \mu_{xs} = 0,0064; \mu_{ys} = 0,098; \mu_{yas} = 0,119$$

$$M_{xs} = 0,236 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ys} = 1,580 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{yas} = 1,92 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D3-D3'-D3''-D3''' :

$$\gamma = 6/3,6 = 1,66; \quad 1,50 < \gamma = 1,66 < 1,75$$

$$\mu_{xs} = 0,0048; \mu_{ys} = 0,1025; \mu_{yas} = 0,1205$$

$$M_{xs} = 0,215 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ys} = 1,625 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{yas} = 1,943 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D4-D4'-D4''-D4''' :

$$\gamma = 5,45/3,6 = 1,513$$

$$M_{xs} = 0,236 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ys} = 1,580 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{yas} = 1,920 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D5-D5'-D6-D6' :

$$\gamma = 10,50/3,6 = 2,916$$

Ces panneaux portent dans un seul sens donc ils seront calculés comme des poutres sur deux appuis.

$$\begin{aligned} M_u \max &= P_u l x^2 / 8 = 1,244 * (3,6)^2 / 8 \\ &= 2,015 * 10^{-2} \text{ MNm/ml} \end{aligned}$$

Panneaux D7-D7' :

$$\gamma = a/b = 3/5,25 \approx 0,6 \Rightarrow$$

$$\mu_{xs} = 0,0602; \mu_{ys} = 0,0396; \mu_{yas} = 0,0651$$

$$M_{xs} = 0,674 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ys} = 1,358 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{yas} = 2,232 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D8-D8' :

$$\gamma = a/b = 6,7/1,45 = 4,62$$

Ces panneaux portent dans un seul sens

$$M_{u \text{ max}} = 1,244 \cdot (1,45)^2 / 8$$

$$= 0,327 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

FERRAILLAGE DES PANNEAUX DE DALLE

Dans l'étude précédente, les dalles sont considérées comme encastrées sur trois ou quatre cotés, or en réalité nos dalles présentent une continuité dans leurs sens porteurs, alors pour tenir compte de leur continuité on applique les prescriptions des règles BAEL 83 donc la répartition des moments isostatiques sera faite comme suit :

- Pour une travée intermédiaire : $M_{ap} > 0,5 M_o$
- Pour une travée de rive : $M_{ap} > 0,3 M_o$

On prend $M_t = 0,85 M_o$
 $M_a = 0,50 M_o$

On a $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} = 0,85 M_o + \frac{0,5 + 0,5}{2} M_o > 1,25 M_o$

$\Rightarrow 1,35 M_o > 1,25 M_o$

D'où l'inégalité est vérifiée .

panneaux	Sens y-y M=M _{yas}			Sens x-x M _{xs}
	appui de rive 0,3 M (MNm/ml)	travée 0,85 M (MNm/ml)	Appui intermédiaire 0,50 M (MNm/ml)	travée (MNm/ml)
D_1, D_1', D_1'', D_1'''	0,00538	0,01666	0,0098	0,00154
D_2, D_2', D_2'', D_2'''	0,00576	0,01632	0,0096	0,002

Panneaux intermédiaire :

	Sens y-y M=Myas		Sens x-x Mxs
panneaux	Appui intermediaire 0,50m(MNm/ml)	travele 0,75m(MNm/ml)	travée (MNm/ml)
$0_3-0'_3-0''_3-0'''_3$	0,00971	0,0146	0,00183
$0_4-0'_4-0''_4-0'''_4$	0,0096	0,0144	0,0020
$0_5-0'_5-0''_5-0'''_5$	0,0101	0,0151	0
$0_7-0'_7$	0,0112	0,0167	0,00573
$0_8-0'_8$	0,00163	0,00245	0

.Suivant le sens y-y on calculera le ferrailage en fonction de :

$$M_{appui} = 0,0112 \text{ MNm/ml}$$

$$M_{travele} = 0,0167 \text{ MNm/ml}$$

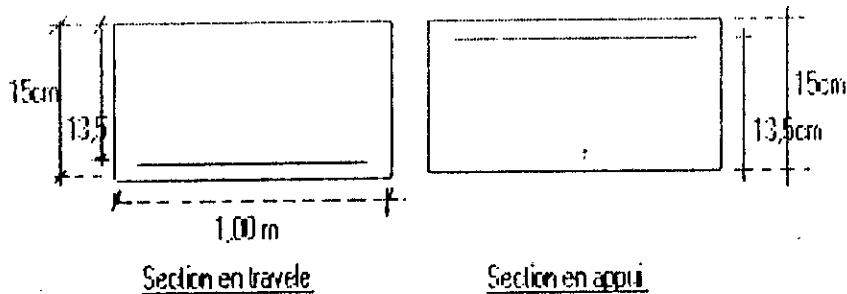
Pour les panneaux de rive et intermédiaire .

.Suivant le sens x-x on calculera le ferrailage en fonction de :

$$M_{travée} = 0,00573 \text{ MNm/ml}$$

Ferrailage :

- Données :
- Acier HA FeE40
 - Fissuration peu nuisible
 - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
 - $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,9h = 0,135 \text{ m}$



Panneau	sens y-y		sens x-x
	Panneau de rive plus interne		tous les panneaux
Zone	Appui	travé	travé
M(MNm/ml)	0,0112	0,0167	0,00573
μ_{bu}	0,040	0,067	0,022
α	0,051	0,0867	0,028
z (m)	0,132	0,130	0,133
A (cm ² /ml)	2,287	3,85	1,23

*Condition de non fragilité :

Pour les dalles rectangulaires dont l'épaisseur h est telle $12 < h < 30$ cm

$$A_{min} > \frac{0,23 b d f_t 28}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On doit avoir :

$$A_y > \rho \frac{3-\alpha}{2} b h$$

$$A_x > \rho b h$$

Pour les acrotères à haute adhérence

$$F_e E_{40} \rho = 0,0008$$

D'ou

$$A_y > 0,0008 \cdot \frac{3-0,34}{2} \cdot 100 \cdot 15 = 1,596 \text{ cm}^2$$

$$A_x > 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en travée :

sens y-y --> 5HA10 (3,95 cm²) avec e_y = 20 cm
sens x-x --> 5HA8 (2,50 cm²) avec e_x = 20 cm

Ferraillage sur appui :

sens y-y --> 5HA8 (2,50 cm²) avec e_y = 20 cm
sens x-x --> 5HA8 (2,50 cm²) avec e_x = 20 cm

*Vérification de la condition d'espacement :

Article B.2.4.3 BAEL

Pour les dalles chargées uniformément

.Suivant la direction la plus sollicitée.

$$e < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Donc les conditions mentionnées ci-dessus sont satisfaites dans notre cas.

* Vérification des contraintes :

Ces vérifications seront faites pour le panneau le plus sollicité.

Soit D1 --> section entravée A_s = 3,95 cm²/ml

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,615 \text{ cm}$$

- Inertie de la section efficace :

$$I_I = b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 = 7918,238 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} (G+Q) = 0,85 (0,755 + 0,15) * 10^{-2} * (3,6)^2 \\ = 1,3 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ser} (G) = 0,85 (0,755) * 10^{-2} = 0,011 \text{ MNm/ml}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K y = 164,43 * 4,615 * 10^{-2} = 7,6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

- vérification de la flèche :

$$\frac{h_0}{l} = \frac{15}{360} = 0,0416 < \frac{1}{15}$$

donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$M_{ser} (G) = 0,011 \text{ MNm/ml}$$

$$M_{ser} (G+Q) = 0,013 \text{ MNm/ml}$$

$$\sigma_s(g) = \frac{15 * 0,011 * (0,135 - 0,04615)}{7918,238 * 10^{-8}} = 183,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(G+Q) = 15 K (d-y) = 220 \text{ MPa}$$

- Inertie de la section rendue homogène :

$$I_0 = b \frac{h^3}{12} + 15 A_s \frac{(h - d)^2}{2} = 29903,7 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 2,9 * 10^{-3}$$

- flèche sous G et Q :

$$M_{ser}(G+Q) = 0,013 \text{ MNm/ml}$$

$$\sigma_s(G+Q) = 220 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 * ft_{28}}{(4\rho\sigma_s + ft_{28})} = 0,208$$

$$\lambda_i = 0,05 \frac{ft_{28}}{5\rho} = 7,24$$

- Inertie fictive : I_f

$$I_{fpi} = \frac{I_0}{(1 + \lambda_i \mu)} = 1,19 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = f_1 = M_{ser}(G+Q) \frac{l^2}{10E_i I_f} = 4,4 * 10^{-3} \text{ m}$$

- flèche instantanée sous G :

$$M_{ser}(G) = 0,011 \text{ MNm/ml}$$

$$\sigma_s(G) = 183,46 \text{ MPa}$$

$$\rho_G = 0,13$$

$$I_{fgi} = 1,54 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = f_2 = 2,85 * 10^{-3} \text{ m}$$

- flèche différée sous G :

$$l_v = \frac{0,02 ft_{28}}{5\rho} = 2,89$$

$$d'où I_{fgv} = 2,17 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 5,56 * 10^{-3} \text{ m}$$

d'où la flèche totale :

$$\Delta f = f_{pi} - f_{gi} + f_{gv} \text{ (B.6.5.2 BAEL 83)}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 7,11 * 10^{-3} \text{ m} = 7,11 \text{ mm} < \overline{\Delta f} = \frac{360}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

Dalles RDC - Commerce :

$$P_u = 1,35 * 0,594 + 1,50 * 0,500 = 1,552 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,0155 \text{ MN/m}^2$$

Tableau donnant les moments M_{xs} , M_{ys} et M_{yas} pour les panneaux de dalle reposant sur 3 cotés et portant les deux sens.

N° dalle	μ_{xs}	μ_{ys}	μ_{yas}	$M_{xs} 10^{-2}$	$M_{ys} 10^{-2}$	$M_{yas} 10^{-2}$
$D_1-D_1'-D_1''-D_1'''$	0,0034	0,1063	0,1217	0,2167	2,054	2,3516
$D_2-D_2'-D_2''-D_2'''$	0,0064	0,098	0,119	0,2834	1,8936	2,299
$D_3-D_3'-D_3''-D_3'''$	0,0048	0,1025	0,1205	0,2576	1,9805	2,3284
$D_4-D_4'-D_4''-D_4'''$	0,0064	0,098	0,119	0,2834	1,8936	2,299
D_7-D_7'	0,0602	0,0336	0,0651	0,8398	1,692	2,781

Panneaux D5-D5'-D5''-D5''' :

$$M_u \text{ max} = P_u l x^2 / 8 = 2,51 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

Panneaux D8-D8' :

$$M_u \text{ max} = 0,0155 * (1,45)^2 / 8 = 0,407 * 10^{-2} \text{ MNm/ml}$$

d'où le tableau récapitulatif :

N° dalle	Sens porteur Myas . 10 ² MNm/ml	Sens repartisseur Mxs . 10 ⁻² MNm/ml
D ₁ -D' ₁ -D'' ₁ -D''' ₁	2,3516	0,2167
D ₂ -D' ₂ -D'' ₂ -D''' ₂	2,293	0,2834
D ₃ -D' ₃ -D'' ₃ -D''' ₃	2,3284	0,2576
D ₄ -D' ₄ -D'' ₄ -D''' ₄	2,2299	0,2834
D ₅ -D' ₅ -D'' ₆ -D''' ₆	2,510	0
D ₇ -D' ₇	2,781	0,8398
D ₈ -D' ₈	0,407	0

Panneaux de rive :

panneaux	Sens y-y M=Myas		Sens x-x Mxs	
	appui de rive 0,3 M(MNm/ml)	travé 0,65M(MNm/ml)	Appui intermédiaire 0,50M(MNm/ml)	travé (MNm/ml)
D ₁ -D' ₁ -D'' ₁ -D''' ₁	0,00705	0,01938	0,01175	0,002467
D ₂ -D' ₂ -D'' ₂ -D''' ₂	0,00689	0,0195	0,01149	0,002834

Panneaux intermédiaires :

	Sens y-y	M-Myas	Sens x-x Max
panneaux	Appui intermediaire 0,50m(MNm/ml)	travée 0,75m(MNm/ml)	travée (MNm/ml)
$D_3-D'_3-D''_3-D'''_3$	0,011642	0,01746	0,002576
$D_4-D'_4-D''_4-D'''_4$	0,0111	0,0167	0,002834
$D_5-D'_5-D''_6-D'''_6$	0,01255	0,0188	0
$D_7-D'_7$	0,0139	0,0208	0,008398
$D_8-D'_8$	0,00203	0,00305	0

Suivant le sens y-y :

Mappui = 0,0139 MNm/ml
Mtravée = 0,0208 MNm/ml

Suivant le sens x-x :

Mtravée = 0,0084 MNm/ml

Ferraillage :

Panneau	sens y-y		sens x-x
	Panneau de rive plus interne		tous les panneaux
M (MNm/ml)	Appui	travée	travée
	0,0139	0,0208	0,0084
ρ_s	0,054	0,060	0,0325
ρ	0,0694	0,104	0,041
ρ_{tr}	0,130	0,129	0,133
$A' (cm^2/ml)$	3,04	4,62	1,82

Condition de non fragilité :

$A_{min} > (0,23 b d f_{t28}) / f_e = 1,63 \text{ cm}^2$
Elle est vérifiée.

Ferraillage sur appui :

sens y-y --> 5HA10 (3,95 cm²) avec $e_y=20 \text{ cm}$
sens x-x --> 5HA 8 (2,51 cm²) avec $e_x=20 \text{ cm}$

Ferraillage en travée :

sens y-y --> 5HA12 (5,65 cm²) avec $e_y=20 \text{ cm}$
sens x-x --> 5HA 8 (2,50 cm²) avec $e_x=20 \text{ cm}$

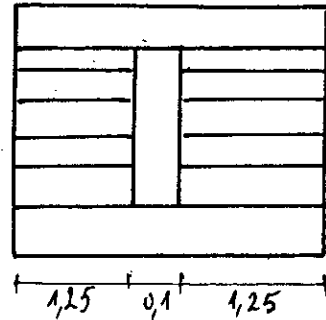
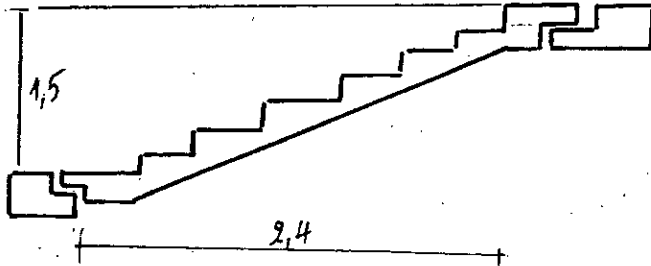
X2 Escaliers

Calcul des escaliers :

Charges permanentes $G = 754,75 \text{ kg/m}^2$
Charges d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Garde-corps 100 $Q = 250 \text{ kg/ml}$

On utilise des escaliers préfabriqués dite de types courants.

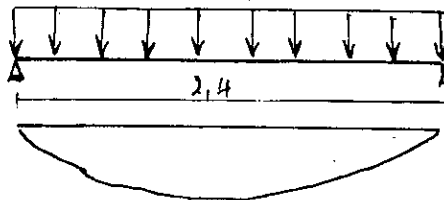


Charge permanente totale :
 $G = 754,75 \cdot 1,25 + 100 = 1043,43 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 250 \cdot 1,25 = 312,5 \text{ kg/ml}$

$q = 1,35 G + 1,5 Q = 1877,38 \text{ kg/ml}$

Calcul des sollicitations



$M_u = ql^2/8 = (2,4)^2(1,877)/8 = 1,351 \text{ t.m}$

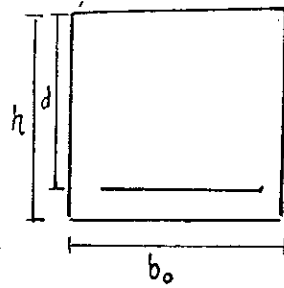
$V_{u\max} = ql/2 = 2,4 \cdot 1,877/2 = 2,25 \text{ t}$

Ferraillage de la pailleasse :

Les escaliers ne sont pas exposés aux intempéries donc on considère la fissuration comme peu nuisible d'où un calcul à l'état limite ultime suffit.

Données:

$$\begin{aligned} b_0 &= 1\text{ m} \\ h &= 0,12\text{ m} \\ d &= 0,9 \text{ h} = 10,8 \\ f_e &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$



$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,351 \cdot 10^{-2}}{1(0,108)^2 \cdot 14,2} = 0,081 < 0,3$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 1\mu_{bu})^{1/2}) = 0,10 < 0,259 \\ \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Alors } \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = f_e / \epsilon_s$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa} \quad E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = M_u / z \cdot \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } z = d(1 - 0,4 \alpha) = 10,368$$

$$A_s = \frac{1,351 \cdot 10^{-2}}{0,104 \cdot 348} = 3,73 \text{ cm}^2$$

A_s adoptée (5HA10 = 3,92 cm²)

Pour les armatures de répartition on prendra :

$$A_{rep} = A_s / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On prend 5HA8}$$

Verification au cisaillement :

$$V_u = 2,25 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,208 \text{ MPa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (A.5.2.2 BAEL 83)

L'écartement maximal : (A 8.2.4.3 BAEL 83)

Armatures principales $e < \min(3h, 33\text{cm})$. $h=12$

e = 33 cm Verifiée

* Armatures de répartition e < min(4h, 45 cm) = 45 cm
Verifiée

Condition de non fragilité (A 4.21 BAEL 83)

$$A_s > \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{400} \Rightarrow A_s > \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > \frac{0,23 \cdot 0,108 \cdot 2,1}{400} \Rightarrow A_s = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,95 \text{ cm}^2 > 1,304 \text{ cm}^2$$

Verifiée

Calcul de flèche de la volée :

On peut se dispenser du calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées (B.6.5.2. BAEL 83)

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$h_t = 12 \text{ cm} ; \frac{h_t}{l} = 0,05 < 0,0625$$

$$l = 2,40 \text{ m} ; l \text{ non vérifiée}$$

$$A_s < 4,2 \frac{b_0 \cdot h}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} < \frac{h_t}{l}$$

La première condition n'étant pas vérifiée, on procède alors à un calcul de flèche.

$$\frac{h_t}{l} = 0,05 < 0,0625$$

Donc, il est nécessaire de procéder à une vérification de la flèche. Cette vérification se fait à l' E.L.S.

Pour la détermination de la flèche totale, on doit tenir compte des diverses charges qui interviendront et dont on veut évaluer les effets.

j: La charge permanente de la volée avant la mise en place du garde corps.

j: La charge permanente de la volée avant la mise en place du garde corps.

g: La charge permanente de la volée après la mise en place du garde corps.

P: Charge totale de la volée+ surcharge d'exploitation

Détermination du moment d'inertie (I_0 de la section homogène)

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + 15 A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$= \frac{100(12)^3}{12} + 15 \cdot 3,92(10,08 - 6)^2 = 14675,04 \text{ cm}^4$$

Le pourcentage d'acier tendu du béton :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,92}{100 \cdot 10,8} = 0,0036$$

Calcul de contrainte des aciers :

$$\text{Sous } G \quad \sigma_s = \frac{15 M_{ser}(G)}{I_1} (d - y_1)$$

$$\text{Sous } (G+Q) \quad \sigma_s = \frac{15 M_{ser}(G+Q)}{I_1} (d - y_1)$$

Calcul de I_1 :

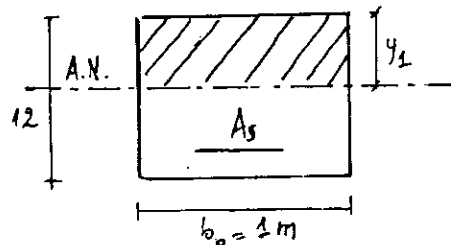
Déterminons d'abord la position de l'axe neutre qui est donnée par l'équation du moment statique par rapport à lui même.

$$b_0 \frac{y_1^2}{2} + 15 A_s (y_1 - d) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y_1 + 15 \cdot 3,92 (y_1 - 10,8) = 0$$

$$\Rightarrow y_1^2 + 1,176 y_1 - 12,700 = 0$$

$$y_1 = \underline{3,022 \text{ cm}}$$



Moment d'inertie de la section :

$$I_1 = b_0 y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = 4477,185 \text{ cm}^4$$

Donc Sous (G) $\rightarrow M_{ser} = \frac{q l^2}{8}$ $q = G = 1043,43 \text{ kg/ml}$
 $M_{ser} = 0,750 \text{ t.m}$

Sous (G+Q) $\rightarrow M_{ser} = \frac{q l^2}{8}$
 $q = G+Q = 1.355,93 \text{ kg/m}^2$

$$M_{ser} = \frac{1,355 (2,4)^2}{8} = 0,975 \text{ t.m}$$

Calculé de σ_s :

Sous (G): $\sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d - y_1)}{I_1} = 263,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$

Sous (G+Q) :
 $\sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d - y_1)}{I_1} = 342,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Dans le cas des déformations instantannées :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft}^2 8}{(2+3b_0) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5,0,0036} = 5,83$$

Dans le cas des déformations de longue durée :

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}^2 8}{(2+3b_0) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{5,0,0036} = 2,33$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}^2 8}{4,0 \sigma_s + \text{ft}^2 8}$

* Sous G $\mu_G = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4,0,0036 \cdot 263,78 + 2,1}$

$$\mu_G = 0,376$$

* Sous (G+Q) $\mu_{(G+Q)} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4,0,0036 \cdot 342,91 + 2,1}$

$$\mu_{(G+Q)} = 0,477$$

Calcul des moments fictifs :

$$I_{f_{gi}} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu(G)} = \frac{14675,04}{1+5,83.0,376} = 4597,32$$

$$I_{f_{fv}} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu(G)} = \frac{14675,04}{1+2,33.0,376} = 7822,18$$

$$I_{f_{\mu i}} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu(G+Q)} = \frac{14675,04}{1+5,83.0,477} = 3881,35$$

Module d'élasticité du béton longitudinal.

Sous charges instantannées :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = \frac{32\,164,195}{3} = 10721,4 \text{ MPa}$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{0,75 \cdot 10^2 \cdot (2,4)^2}{10 \cdot 32164,195 \cdot 4597,32 \cdot 10^{-8}} = 0,000292 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{0,75 \cdot 10^2 \cdot (2,4)^2}{10 \cdot 10721,4 \cdot 7822,18 \cdot 10^{-8}} = 0,00087 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{0,975 \cdot 10^2 \cdot (2,4)^2}{10 \cdot 32164,195 \cdot 3881,35 \cdot 10^{-8}} = 0,000044 \text{ m}$$

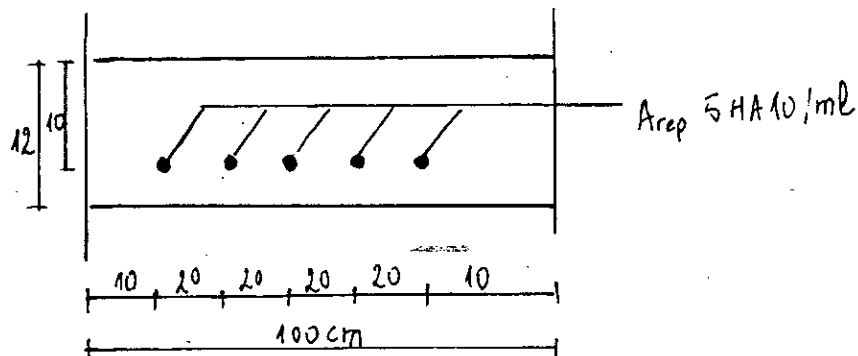
$$f_{gi} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fv}} = \frac{0,975 \cdot 10^2 \cdot (2,4)^2}{10 \cdot 32164,195 \cdot 7822,18 \cdot 10^{-8}} = 0,000022 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ij} + f_{gi} = 0,087 - 0,0292 + 0,0044 - 0,0022$$

$$\Delta_{ft} = 0,06 \text{ cm}$$

La flèche admissible est $f = \frac{240}{500} = 0,48 > \Delta_{ft} = 0,06$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



Ferraillage des appuis (bequets)

On désigne par ferraillage des appuis de la volée à l'effort tranchant, ce dernier est max au niveau des appuis.

Aux appuis l'effort tranchant est égal :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,4 \cdot 1,877}{2} = 2,25 \text{ t}$$

La contrainte tangentielle (τ_u) engendré par V_u est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,25 \cdot 10^3}{100 \cdot 10} = 2,25 \cdot 10^{-2} = 0,208 < \tau_u$$

$$\tau_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \frac{A_{s1}}{S_t} > b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28}) \frac{1}{0,8 f_e} \quad (\text{A.5.1.232 BAEL 3})$$

On remarque que $\tau_u - 0,3 f_{t28} < 0 \Rightarrow$ donc le pourcentage minimal est négatif c'est à dire que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il suffira donc d'ancrer les armatures principales avec une longueur dans la direction verticale de 15ϕ ; $15 \cdot 0,6 = 9 \text{ cm}$.

Dimensionnement des bequets :

Pour le dimensionnement des bequets, on utilise les recommandations du C.T.C :

Les épaisseurs e des bequets doivent vérifier $e > 7 \text{ cm}$.

La largeur donc: $e = 8 \text{ cm}$, $a_2 = 12 \text{ cm}$
 D'où $a_1 = \max(e, q_2 + 3 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

La charge qu appliquée aux bequets :

$$q_u = V_u = 1,877 = 20,45 \text{ t/ml} = 2,25 / 0,11$$

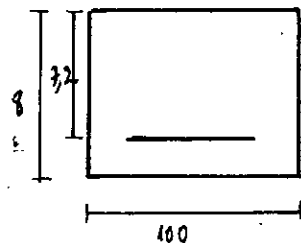
$$M_u = V_u(a_1 - 0,11/2) = 1,877(0,15 - 0,11/2) = 0,178 \text{ tm}$$

Ferraillage des bequets

Données : $b_0 = 1,00$ $h = 0,08 \text{ m}$ $d = 0,072 \text{ m}$

Fissuration peu nuisible $V_{ser} = \frac{1,043 \cdot 2,4}{2} = 1,25 \text{ t}$

$$M_u = 0,178 \text{ t.m} \quad M_{ser} = 0,1187$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,178 \cdot 10^{-2}}{1(0,072)^2 \cdot 14,2} = 0,0248; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,49$$

$$\mu_{1u} = 0,341 \gamma - 0,1776 = 0,333$$

$$\mu_{bu} < \mu_{1u} \quad \rightarrow \quad A'_u = 0$$

$$\alpha = 0,0313 > 0,259$$

Pivot B
 $z = 0,0711$

$$A_u = \frac{M_u}{z f_{su}} = 0,72 \text{ cm}^2$$

On prendra 7HA6 espacées de 15 cm. $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$

Verification de la condition de non fragilité
 (A 4.2.1 B.A.E.L 83)

$$A_s > 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_s > 0,23 \cdot 100 \cdot 72 \cdot 2,1 / 400 > 0,87 \text{ cm}^2$$

Or $A_s = 1,98 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2$ Verifié

Armatures d'effort tranchant :

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1,877 \cdot 10^{-2}}{1,0 \cdot 0,72} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$0,03 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > 0,26 \text{ MPa}$$

Donc les armatures d'efforts tranchant ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers de levage de la volée

On prévoit quatre boucles de levage.

On prendra 4 $\phi 6$

$$P_T = P(\text{Paillasse}) + P(\text{marches}) = G.S$$

$$S = 1,20 \cdot 1,83 = 3,396$$

$$G = 353,75 + 187 = 540,75$$

$$\Rightarrow P_T = 340,75 \cdot 3,396 \\ = 1,156 \text{ t}$$

$$P/\text{boucle} = 0,459$$

$$\text{D'où } F_u = 1,35P = 0,459 \cdot 1,35 = 0,619 \text{ t}$$

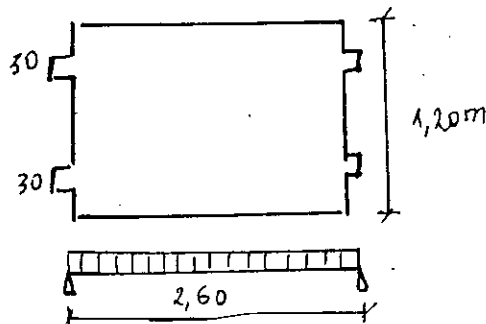
Si on prend des $\phi 6$ type FeE40 $f_e = 400$ MPa, la contrainte des aciers sous F_e et à l'entrée du béton on a :

$$\sigma_s = \frac{F_u}{\frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{4F_u}{\pi \phi^2} = 219,04 \text{ MPa.}$$

Calcul du palier intermédiaire :

C'est une dalle préfabriquée s'appuyant sur deux cotés et les deux autres cotés libres.

Cette dalle sera calculée comme une poutre isostatique



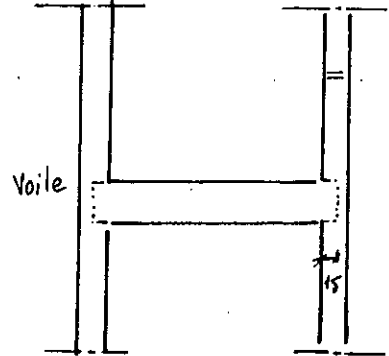
Poids de la paillasse revenant au palier

$$\frac{2 \cdot 2,25}{1,2 \cdot 2,40} = 1,562 \text{ t/m}^2$$

Poids propre: $0,15 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/m}^2$

Revetement (mortier+stable+carrelage)
 $44+40+30=0,114 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,489 \text{ t/m}^2$$



Surcharge d'exploitation :

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 0,250 \text{ t/m}^2$$

pour une bande de 1 ml on aura:

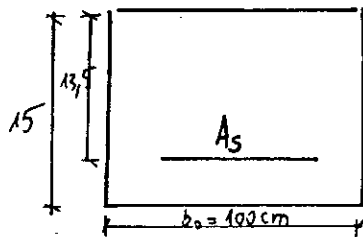
$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1,00 = 2,61 + 0,375 = 2,989 \text{ t/ml}$$

$$P_{ser} = (G + Q) = 1,937 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 2,525 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 1,636 \text{ t.m}$$

$$\text{Ferrailage } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,407$$



$$A_{min} > 0,23 b_0 d \frac{f_t 28}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELU

$$M_u = 2,525 \text{ tm} \quad \mu_{bu} = 0,09 \quad A'_{u0} = 0$$

$$\alpha = 0,104 \quad \text{Pivot A} \quad \epsilon_s \text{ ‰} = 10$$

$$z = 0,129 \quad A_u = 4,64 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

ELS

$$M_{ser} = 1,636 \quad \alpha_{rb} = 0,484 \quad \mu_{rb} = 0,203$$

$$M_{rb} = 0,055 \quad M_{ser} < M_{rb} \quad z = 0,113$$

$$A_{ser} = 4,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}) = 4,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 7T10 /ml espacées de 15 cm

$$\underline{A_s = 4,89 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{Armatures de répartition : } A_y = A_x / 4 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

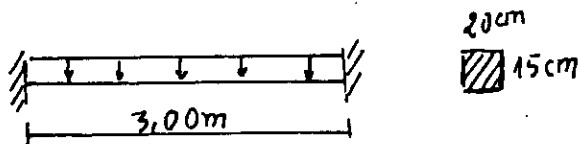
$$A_y > 0,008.100.15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

On prendra 5T8 $c=20$ cm

X3 LES POUTRES

a) Poutre comme appui de dalle:

Poutre noyée (1)



Poids propre : $2,5 \times 0,15 \times 0,2 = 0,075 \text{ t/ml}$
 poids du plancher revenant à la poutre :
 $0,755 \times 4,43 \times 1/3 = 0,846 \text{ t/ml}$

$\Rightarrow g = 0,921 \text{ t/ml}$

On prendra comme surcharge $Q = 0,15 \text{ t/m}^2$
 $q = 0,15 \times 4,43 \times 1/3 = 0,2215 \text{ t/ml}$

$P_u = 1,35g + 1,5q = 1,576 \text{ t/ml}$
 $P_{ser} = g + q = 1,142 \text{ t/ml}$

Cette poutre sera parfaitement encastree dans les voiles d'où:

$M_{tu} = P_u l^2 / 24 = 0,591 \text{ tm}$
 $M_{tser} = P_{ser} l^2 / 24 = 0,428 \text{ tm}$
 $M_{au} = -P_u l^2 / 12 = -1,182 \text{ tm}$
 $M_{aser} = -P_{ser} l^2 / 12 = -0,856 \text{ tm}$

Section entravée :

$\gamma = M_u / M_{ser} = 1,38 \rightarrow \mu_{eu} = 0,341g - 0,1776 = 0,293$

$f_{bu} = 14,17$

$d = \frac{9}{10} h = 13,5 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$M_{bu} = \frac{0,591 \times 10^{-2}}{0,2 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,114 < \mu_{1u}$

Pas d'acier comprimé ($A'_s = 0$)

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114}]$$

$$Z_b = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,152) = 0,127 \text{ m}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{0,581 \times 10^{-2}}{0,127 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10$$

$$A_{s \text{ eff}} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Section sur appui :

$$g = 1,38 \rightarrow \mu_{1u} = 0,293$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,182 \times 10^{-2}}{0,2 (0,135)^2 \times 14,17} = 0,229 < \mu_{1u}$$

$$a = 0,329$$

$$Z_b = 0,117 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{1,182 \times 10^{-2}}{0,117 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}14$$

$$A_{s \text{ eff}} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Verification :

* Condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 20 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 0,326 \text{ cm}^2$$

Elle est vérifiée .

* Contrainte :

$$D_1 = 15 A_s / b = 15 \times 3,08 / 20 = 2,31 \text{ cm}$$

$$D'_1 = 15 \times 1,58 / 20 = 1,185 \text{ cm}$$

$$E_1 = 2 D_1 \cdot d = 62,37$$

$$E'_1 = 31,995$$

Position de l'axe neutre pour les deux sections.

$$y'_1 = D_1 + \sqrt{D_1^2 + E_1} = 5,92 \text{ cm}$$

$$y'_1 = 4,59 \text{ cm}$$

$$I_1 = b y_1^3 / 3 + 15 A_s (d - y_1) = 4037,65 \text{ cm}^4$$

$$I'_{11} = 2526,18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{11}} y_1 = 12,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{bc} = 7,78 \text{ MPa}$$

On a bien la condition $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
est vérifiée.

* Vérification de la flèche BAEL 83 B.65.2 :

$h_0/l = 15/300 = 0,05 < 1/15 \rightarrow$ La vérification
de la flèche est nécessaire.

La contrainte de traction dans les aciers est :

$$\sigma_{s1} = \frac{15 M_{ser}}{I_{11}} (d-y_1) = 15 K_1 (d-y_1) = 231,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{s1} = 216,53 \text{ MPa}$$

Inertie de la section rendue homogène :

$$I_{01} = b_0 \frac{h^3}{12} + 15 A_{s1} \frac{(h-d)^2}{2} = 7288,2 \text{ cm}^2$$

$$I'_{01} = 6478,2 \text{ cm}^4$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd_1} = 11,41 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho'_{11} = 5,85 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_{i11} = 0,05 \frac{f_{t28}}{(2+3b_0/b)\rho_1} = 1,84 ; \lambda'_{i11} = 2,05$$

$$\mu_1 = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho_1 \sigma_{s1} + f_{t28}} = 0,72 ; \mu'_{11} = 0,50$$

$$I_{f_{i11}} = \frac{I_{01}}{(1+\lambda_{i11} \mu_1)} = 3134,98 \text{ cm}^4 ; I'_{f_{i11}} = 3199,11 \text{ cm}^4$$

$$f_{p11} = \frac{M_{tser} l^2}{10E_i I_{f11}} = 3,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}; f'_{p11} = 4,49 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche admissible est $l/500 = 300/500 = 5 \text{ mm}$

$$f_{\max} < \bar{f}$$

* Ferraillage transversal :

$$V_u = P_u l/2 = 1,576 \text{ kN}; V_u = 2,364 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton.

$$t_u = V_u = 0,87 \text{ MPa} < t_u = 3,25 \text{ MPa}$$

En choisissant des ronds lisses type FeE24 $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$

. Pourcentage minimal : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{b}{f_e} \max \left\{ \begin{array}{l} t_u/2 \\ 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 3,7 \cdot 10^{-4}$$

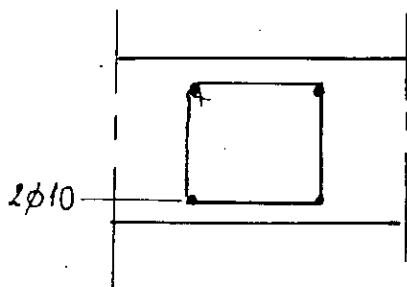
. Pourcentage d'acier est $\frac{A_t}{S_t} > b(t_u - 0,5 / (0,8 f_e))$

$$\frac{A_t}{S_t} > 1,7 \cdot 10^{-4}$$

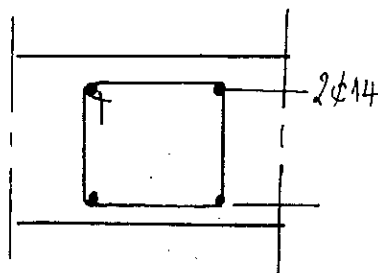
. Pour des raisons pratique on prend un cadre $\phi 8$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

. $S_{t\max} = \text{Min}(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 12,15 \text{ cm}$
 $S_t = 10 \text{ cm}$



en travée



Sur appui

Poutre noyée (2) (L = 2,30m)

Poids propre : 0,075 t/ml

poids du plancher revenant à la poutre:
 $0,755 * 3,91 * 1/2,90 = 1,283$ t/ml

=> $g = 1,358$ t/ml

$q = 0,15 * 3,91 * 1/2,30 = 0,255$ t/ml

$P_u = 2,216$ t/ml

$P_{ser} = 1,613$ t/ml

Cette poutre sera parfaitement encastree dans les voiles d'où:

$M_{tu} = 0,488$ tm ; $M_{tser} = 0,355$ tm

$M_{au} = -0,977$ tm ; $M_{aser} = -0,711$ tm

Section en travée :

$\gamma = 1,38 \rightarrow \mu_{1u} = 0,293$

$\mu_{bu} = 0,094 < \mu_{1u}$

$A's = 0$

$A_{su} = 1,09$ cm² --> 2HA10 (1,58 cm²)

Section sur appui :

$\mu_{bu} = 0,189 < \mu_{1u}$

$A's = 0$

$A_{su} = 2,32$ cm² --> 2HA12 (2,26 cm²)

Verification :

* Condition de non fragilité :

$A_s > 0,326$ cm² elle est vérifiée

* Contrainte :

$D_1 = 1,695$ cm ; $D'_1 = 1,185$ cm

$E_1 = 45,76$; $E'_1 = 32,00$

$y_1 = 5,28$ cm ; $y'_1 = 4,59$ cm

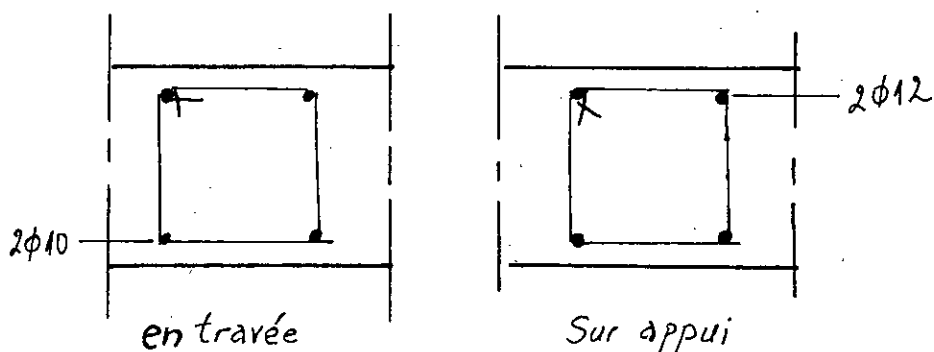
$I_1 = 3271,89$ cm⁴ ; $I'_1 = 2526,18$ cm⁴

$$\sigma_{bc} = 11,47 \text{ MPa}; \sigma'_{bc} = 6,45 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vraie.

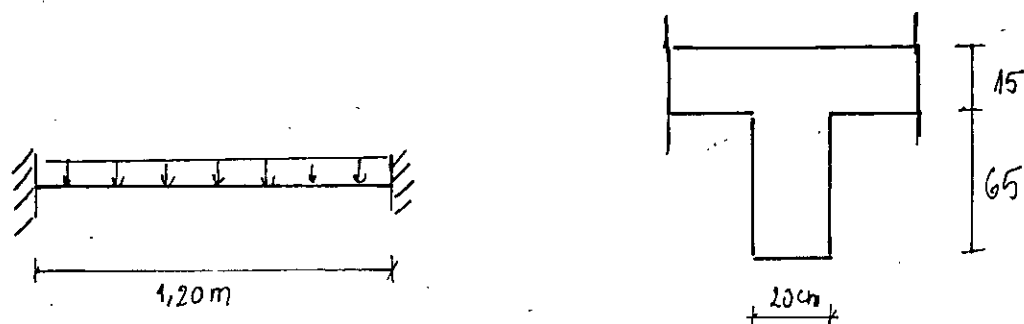
$$V_u = 2,55 \text{ t} \rightarrow \tau_u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

On prend un cadre $\phi 8$ ($2\phi 8$) espacées de $S = 10 \text{ cm}$.



6) Poutre avec retombée :

Poutre 1



Poids propre : $2,5 * 0,2 * 0,8 = 0,4 \text{ t/ml}$
 poids du plancher revenant à la poutre:
 $0,755 * 4,32 * 1/1,2 = 2,72 \text{ t/ml}$

$$\Rightarrow G = 3,12 \text{ t/ml}$$

$$Q = 0,15 * 4,32 / 1,2 = 0,54 \text{ t/ml}$$

$$P_u = 5,02 \text{ t/ml}$$

$$P_{ser} = 3,66 \text{ t/ml}$$

$$M_{tu} = 0,301 \text{ tm}; M_{tser} = 0,22 \text{ tm}$$

$$M_{au} = -0,602 \text{ tm}; M_{aser} = -0,44 \text{ tm}$$

Section en travée :

$$\gamma = 1,37 \rightarrow M_{1u} = 0,29$$

$$d = 72 \text{ cm}$$

$$M_{bu} = 0,002 < M_{1u}$$

$$A's = 0$$

$$A_{su} = 0,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA12 (2,26 \text{ cm}^2)$$

Section sur appui :

$$M_{bu} = 0,004 < m_{1u}$$

$$A's = 0$$

$$A_s = 0,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA12 (2,26 \text{ cm}^2)$$

Verification :

* Condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 * 20 * 72 * 2,1 / 400 = 1,74 \text{ vraie}$$

Verification de la contrainte de compression :

$$A_s = 2,26$$

$$M_t \text{ ser} = 0,22$$

$$D = 15 \frac{A_s}{b_0} = 15 \frac{2,26}{20} = 1,695 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = D + \sqrt{D^2 + E_1} = 15,23 \text{ cm}$$

$$I = 109254,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction dans les aciers est :

$$\sigma_s = 15k (d - y_1) = 17,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

* Verification de la flèche en travée :

$$\frac{h}{l} = \frac{80}{120} = 0,67 > \frac{1}{15}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{pl^2/24}{10pl^2/8} = 0,033 < 0,67$$

$$A_s/bd = 2,26 / 20 \cdot 72 = 0,0016 < 4,2/f_e = 0,0105$$

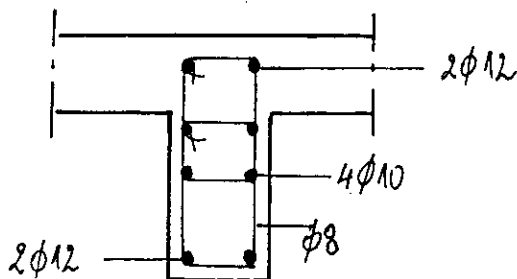
Donc d'après les règles BAEL 83 la vérification de la flèche est inutile.

* Ferrailage transversal :

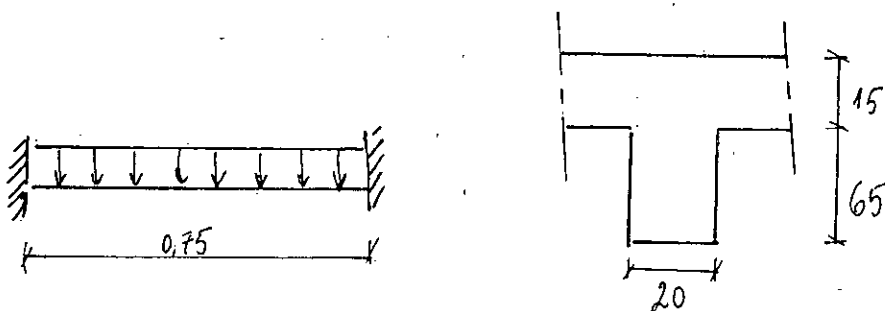
$$V_u = P_u / 2 = 3,012t \rightarrow t_u = 0,21 \text{ MPa}$$

On remarque que t_u est faible. On prend donc un cadre $\phi 8$ et comme $H_t > 50 \text{ cm}$ donc on prévoit des armatures de peau soit 2HA10/face

$$S_{tmax} = \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$



Poutre 2



$$\text{Poids propre} : 2,5 \cdot 0,2 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids du plancher revenant à la poutre} : 0,755 \cdot 2,175 = 1,642 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow G = 2,042 \text{ t/ml}$$

$$Q = 0,326 \text{ t/ml}$$

$P_u = 3,246 \text{ t/ml}$; $P_{ser} = 2,368 \text{ t/ml}$

$M_{tu} = 0,076 \text{ tm}$; $M_{tser} = 0,055 \text{ tm}$

$M_{au} = -0,152 \text{ tm}$; $M_{aser} = -0,110 \text{ tm}$

$\gamma = 1,38 \rightarrow \mu_{1u} = 0,293$

$d = 72 \text{ cm}$

Section en travée :

$\mu_{bu} = 5,17 * 10^{-4} < \mu_{1u}$

$A_{su} = 0,03 \text{ cm}^2$

Section sur appui :

$\mu_{bu} = 1,03 * 10^{-3} < \mu_{1u}$

$A_{su} = 0,06 \text{ cm}^2$

Verification :

* Condition de non fragilité :

$A_s > 1,74 \text{ cm}^2$ elle n'est pas vérifiée. D'où on prend 2HA12(2,26 cm²) pour les deux sections.

Verification de la contrainte de compression :

$D = 1,695 \text{ cm}$

$E = 244,08$

Position de l'axe neutre :

$y = 14 \text{ cm}$

$I = 13\,2332,93 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$

La contrainte de traction dans les aciers est :

$\sigma_s = 15k(d-y) = 28,93 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa}$

* Verification de la flèche en travée :

$$\frac{h}{l} = \frac{80}{75} = 1,07 > \frac{1}{15}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = 0,033 < 0,67$$

$$A_s/bd = 0,0016 < 0,0105$$

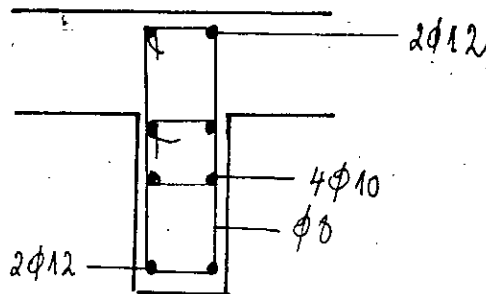
D'où la vérification de la flèche est inutile.

* Ferrailage transversal :

$$V_u = 1,22 \text{ t} \rightarrow t_u = 0,08 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$$

On a t_u est très faible. On prend donc un cadre f8 et comme $H_t > 50\text{cm}$ donc on prévoit des armatures de peau soit 2HA10/face

$$S_{tmax} = \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$



X4 CALCUL DES POTEAUX :

On admet que les effets des forces horizontales (vent, seisme) sont équilibrés par des contreventement (voiles, cage d'escalier) et que les poteaux n'ont pas à subir d'efforts dûs à ces actions .

Les poteaux examinés, principalement ceux de bâtiment, ne sont ainsi soumis qu'à un effort normal de compression (compression simple).

Désignation	Section (cm ²)	Surface de charge (cm ²)
$P_1 - P'_1 - P''_1 - P'''_1$	(20 * 50)	1,98
$P_2 - P'_2 - P''_2 - P'''_2$	(20 * 85)	2,61
$P_3 - P'_3 - P''_3 - P'''_3$	(20 * 40)	2,95
$P_4 - P'_4 - P''_4 - P'''_4$	(20 * 35)	2,88
$P_5 - P'_5 - P''_5 - P'''_5$	(20 * 35)	—
$P_6 - P'_6$	20 * 90)	1,31

$P_1 - P'_1 - P''_1 - P'''_1$:

terrasse niveau 55 ----> $G = 755 \text{ Kg/m}^2$; $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
 acrotère niveau 55 ----> $G = 298 * 2,9 = 864,2 \text{ kg}$
 plancher étage courant ----> $G = 594 \text{ kg/m}^2$; $Q = 175 \text{ kg/m}^2$
 plancher RDC ----> $G = 594 \text{ kg/m}^2$; $Q = 500 \text{ kg/m}^2$
 plancher sous-sol ----> $G = 451 \text{ kg/m}^2$; $Q = 350 \text{ kg/m}^2$
 panneau de façade ----> $G = 1215 \text{ kg}$

P2-P2'-P2''-P2''' :

terrasse niveau 55 ---> G= 755 Kg/m² ; Q=150 kg/m²

acrotère niveau 55 ---> G= 298*4,2=1251,6 kg

plancher étage courant->G= 594 kg/m²; Q=175 kg/m²

plancher RDC ---> G= 594 kg/m²; Q=500 kg/m²

plancher sous-sol ---> G= 451 kg/m²; Q=350 kg/m²

panneau de façade ---> G= 3140 kg

P3-P3'-P3''-P3''' :

terrasse niveau 55 ---> G= 755 Kg/m² ; Q=150 kg/m²

plancher étage courant->G= 594 kg/m²; Q=175 kg/m²

plancher RDC ---> G= 594 kg/m²; Q=500 kg/m²

plancher sous-sol ---> G= 451 kg/m²; Q=350 kg/m²

P4-P4'-P4''-P4''' :

terrasse niveau 55 ---> G= 755 Kg/m² ; Q=150 kg/m²

plancher étage courant->G= 594 kg/m²; Q=175 kg/m²

plancher RDC ---> G= 594 kg/m²; Q=500 kg/m²

plancher sous-sol ---> G= 451 kg/m²; Q=350 kg/m²

panneau de façade ---> G= 385 kg

P6-P6' :

terrasse niveau 58 ---> G= 696 Kg/m²; Q=100 kg/m²

terrasse niveau 55 ---> G= 755 kg/m²; Q=150 kg/m²

plancher étage courant->G= 594 kg/m²; Q=175 kg/m²

plancher RDC ---> G= 594 kg/m²; Q=500 kg/m²

plancher sous-sol ---> G= 451 kg/m²; Q=350 kg/m²

panneau de façade ---> G= 1570 kg

TABLEAU RECAPITULATIF

Désignation	Surface(m ²)	Charge(kg/m ²)	Surcharge(kg/m ²)	Charge(t)	Surcharge(t)
P ₁ -P' ₁ -P'' ₁ -P''' ₁	1,98	11304	3800	24,46	7,52
P ₂ -P' ₂ -P'' ₂ -P''' ₂	2,61	11304	3800	31,58	9,92
P ₃ -P' ₃ -P'' ₃ -P''' ₃	2,95	11304	3800	33,35	11,21
P ₄ -P' ₄ -P'' ₄ -P''' ₄	2,68	11304	3800	33,14	10,94
P ₆ -P' ₆	1,31	12000	3900	17,29	5,11

Tableau des charges et des surcharges compris le poids des poteaux :

Désignation	Charge (t)	Surcharge (t)
$P_1 - P'_1 - P''_1 - P'''_1$	$24,46 + 13,5 = 37,96$	7,52
$P_2 - P'_2 - P''_2 - P'''_2$	$31,58 + 22,95 = 54,53$	9,92
$P_3 - P'_3 - P''_3 - P'''_3$	$33,35 + 10,80 = 44,15$	11,21
$P_4 - P'_4 - P''_4 - P'''_4$	$33,14 + 9,45 = 42,59$	10,94
$P_5 - P'_5$	$17,29 + 25,65 = 42,94$	5,11

$P_1 - P'_1 - P''_1 - P'''_1$:

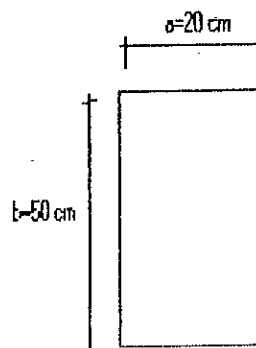
$$N_G = 37,96 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$N_Q = 7,52 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

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

$$l_0 = 4,00 \text{ m}$$

$$l_1 = 0,7 l_0 = 2,8 \text{ m}$$



$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_e = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} l_1 = 48,50$$

On a bien $\lambda < 50$ (λ : élancement du poteau)

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)} = 0,61$$

$$Br = (a-2)(b-2) = (20-2)(50-2) = 864 \text{ cm}^2 = 0,0864 \text{ m}^2$$

$$Nu = 1,35 N_g + 1,5 N_q = 0,625 \text{ MN}$$

$$Nu \leq \alpha \left(Bf \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_u \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$A_u \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Bf f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_u > (1,025 - 1,6) 17347,82 = -16,53 \text{ cm}^2$$

Le béton seul est capable de prendre ce qui revient aux poteaux .

On ferraille avec le ferrailage minimum

$$A_{min} > \max (4 \mu ; 0,2B/100)$$

u: périmètre du poteau
B: section du poteau

$$A_{min} > \max (4 (0,2+0,5)*2 ; 0,2 *20*50 /100)$$

$$A_{min} > \max (5,6 ; 2)$$

$$A_{min} > 5,6 \text{ cm}^2$$

D'après R.P.A. le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0,8 \% B \text{ en zone (II)}$$

$$A_{min} = 0,008 *20*50 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% B \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 40 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum est de 12 mm ($\phi 12$)

$$A_{min} < A_s < A_{max}$$

$$8 \text{ cm}^2 < A_s < 40 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 6HA 14 \rightarrow A_{seff} = 9,24 \text{ cm}^2$

Les emplacements des barres ne doivent pas dépasser 40 cm et $(a+10)$

$e_p < \text{Min}(a+10, 40)$ (BAEL 83)

Le RPA prévoit 25 cm en zone II

On prend $e_p < 25 \text{ cm}$

Armatures transversales :

D'après BAEL 83 on a :

$\phi_t > 0,3\phi_1 = 0,3 \cdot 14 = 4,2 \text{ mm}$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

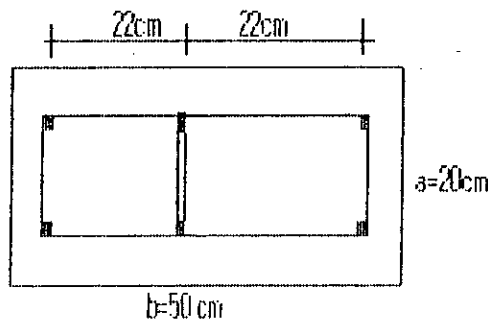
Espacement : $t < \text{min}(a+10 ; 40 \text{ cm} ; 15\phi)$

Et d'après le RPA :

$t < 15\phi$ en zone II

$t < 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ cm}$

$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$e_p(\text{cm})$	$\phi_t(\text{mm})$	$t(\text{cm})$
8	40	9,24	22	8	12



P2-P2'-P2''-P2''' :

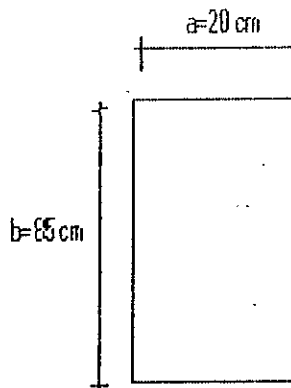
$$N_G = 54,53 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$N_Q = 9,92 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

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

$$l_0 = 4,00 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 l_0 = 2,8 \text{ m}$$



$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_e = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} l_f = 48,50$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)} = 0,61$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (20-2)(85-2) = 0,1494 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q = 0,885 \text{ MN}$$

$$A_{u1} > \left(\frac{0,885 \quad 0,1494 \cdot 25}{0,61 \quad 0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1}{347,82} = 37,95 \text{ cm}^2$$

On ferraillera suivant le ferrailage minimum prévu par le BAEL (83) et le RPA.

$$A_{\min} > \max(4 \mu ; 0,2B/100)$$

$$A_{\min} = 0,8 \% B$$

$$A_{\min} > \max(8,4 ; 3,4)$$

$$A_{\min} = 0,008 \cdot 20 \cdot 85 = 13,6 \text{ cm}^2$$

D'où: $A_{min} = 13,6 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 0,04 * 20 * 85 = 68 \text{ cm}^2$

On prend $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$ 8HA14

Espacement des barres :

$ep < 25 \text{ cm}$ (RPA 88)

$ep < \text{MIN}(a+10; 40) = \text{Min}(30; 40)$ (BAEL 83)

D'où on prend $ep = 25 \text{ cm}$

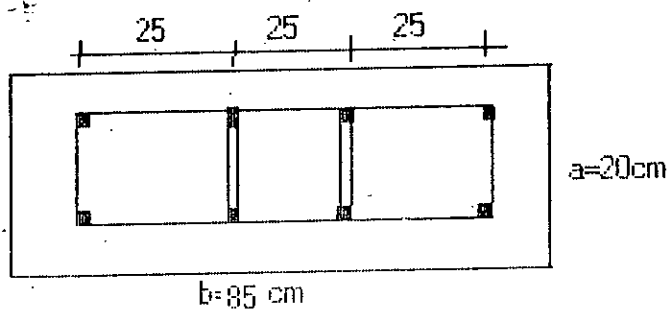
Armature transversale :

$\phi_t > 0,3 \phi_l = 8 \text{ mm}$

Espacement transversales :

$t < 15 \phi = 15 * 0,8 = 12 \text{ cm}$

$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$ep(\text{cm})$	$\phi_l(\text{mm})$	$t(\text{cm})$
13,6	68	12,32	25	8	12



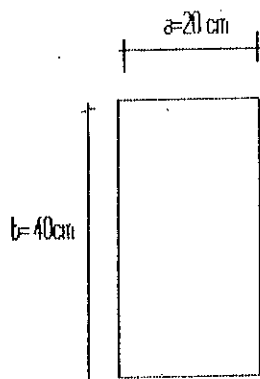
P3 -P3' -P3'' -P3''' :

$$N_G = 44,15 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$N_Q = 11,21 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

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

$$l_0 = 4,00 \text{ m}$$



$$l = 48,50 < 50$$

$$a = 0,61$$

$$Br = (a-2)(b-2) = 0,0684 \text{ m}^2$$

$$Nu = 1,35 * 44,15 * 10^{-2} + 1,5 * 11,21 * 10^{-2} = 0,764 \text{ MN}$$

$$Au > -0,41 \text{ cm}^2$$

On ferraillera suivant le ferrailage minimum :

$$A_{min} > \max(44 ; 0,2B/100) = \max(4,8 ; 1,6)$$

$$A_{min} = 0,8 \% B = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% B = 32 \text{ cm}^2$$

$$As = 9,24 \text{ cm}^2 \quad 6HA14$$

$$e_p < 25 \text{ cm}$$

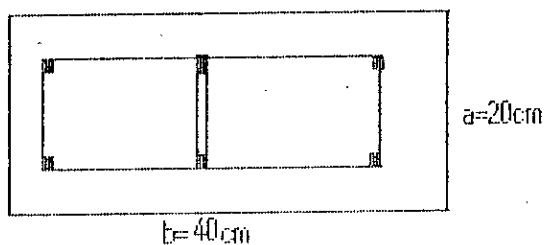
$$e_p < \min(a+10 ; 40) = \min(30;40) = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_p = 2$$

$$\phi_t > 0,3 \cdot \phi_l \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$t < 15 \phi = 15 * 0,8 = 12 \text{ cm}$$

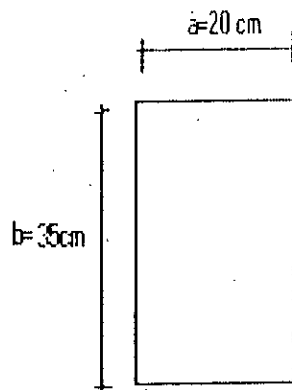
$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$e_p(\text{cm})$	$\phi_l(\text{mm})$	$t(\text{cm})$
6,4	32	9,24	17	8	12



P4 - P4' - P4'' - P4''' :

$$N_G = 42,59 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$N_Q = 10,94 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$



$$l = 48,50 < 50$$

$$a = 0,61$$

$$B_r = 0,0594 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1,35 \cdot 42,59 \cdot 10^{-2} + 1,5 \cdot 10,94 \cdot 10^{-2} = 0,739 \text{ MN}$$

$$A_u > 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_u < A_{\max}$$

$$A_{\min} > \max(4 u ; 0,2 B/100) = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% B = 28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \quad 4\text{HA}14$$

$$e_p < 25 \text{ cm}$$

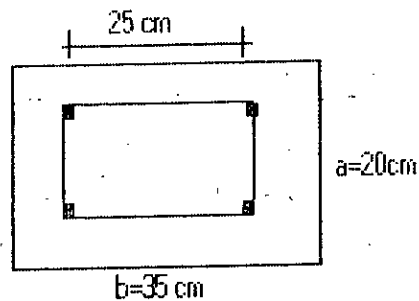
$$e_p < \min(a+10; 40) = 30$$

d'ou on prend $e_p = 25 \text{ cm}$

$$\phi_t > 0,3 \phi_l \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$t < 15 \phi = 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ cm}$$

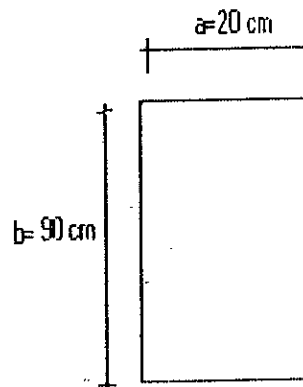
$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$ep(cm)$	$\phi_t(mm)$	$t(cm)$
5,6	28	6,16	25	8	12



P6 -P6' :

$$N_G = 42,34 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$N_Q = 5,11 \cdot 10^2 \text{ MN}$$



$$l = 48,50 < 50 \rightarrow a = 0,61$$

$$Br = 0,1584 \text{ m}^2$$

$$Nu = 1,35 \cdot 42,94 \cdot 10^{-2} + 1,5 \cdot 5,11 \cdot 10^{-2} = 0,656 \text{ MN}$$

$$Au > -53,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > \max(4u; 0,2B/100) = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,8\% B = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% B = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ 8HA16}$$

$$ep < 25 \text{ cm}$$

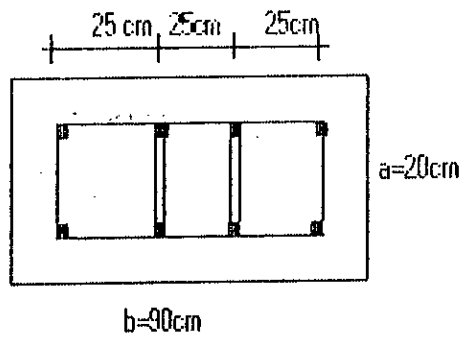
$$ep < \min(a+10; 40) = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ep = 25 \text{ cm}$$

$$\phi_t > 0,3 \cdot 16 \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$t < 1,5 \phi \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$ep (cm)$	$\phi_f (mm)$	$l (cm)$
14,4	72	16,08	25	8	12



X5 ACROTERE

CALCUL DE L'ACROTERE :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée sur le plancher terrasse .

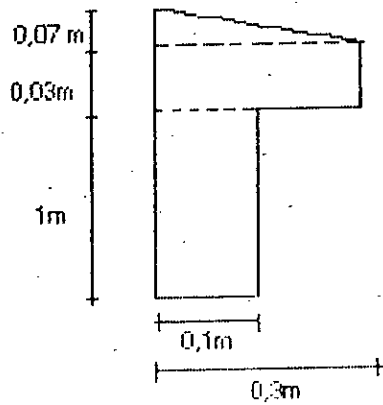
La console est soumise à :

- son poids propre .
- Action du vent .
- surcharge (main courante d'une personne)

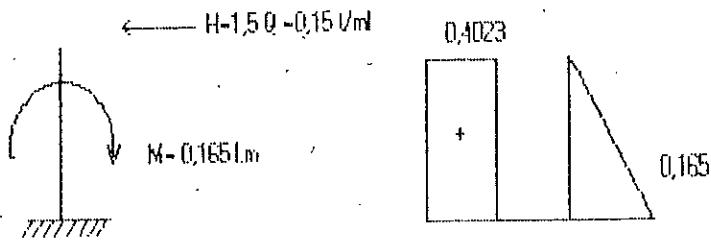
Poids de l'acrotère :

$$G = (0,1 \cdot 1 + 0,03 \cdot 0,3 + 0,07 \cdot 0,30/2) 2500$$

$$G = 298 \text{ kg/ml} = 0,298 \text{ t/ml}$$

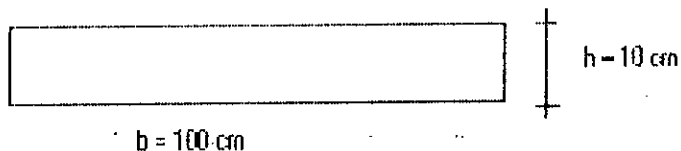


Surcharge : $Q = 0,1 \text{ t/ml}$



Le ferrailage se fait pour une bande de largeur de 1m

?



Effort normal : $N_u = 1,35 \text{ NG} = 1,35 \cdot 0,298$

$$N_u = \underline{0,4023 \text{ t.}}$$

Moment à la base : $M_u = 1,1 \text{ H} = 0,15 \cdot 1,1 = 0,165 \text{ t.m}$

$$M_u = \underline{0,1650 \text{ t.m}}$$

Centre de pression :

$$h = 0,1 \text{ m} \quad h/6$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,1650}{0,4023} = 4,1 \text{ m}$$

$$e_0 = \underline{4,1 \text{ m}}$$

$$e_0 = 0,41 > \frac{0,1}{6}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section => la section est partiellement comprimée.

Le moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u (d - h/2)$$

$$d = 0,8h = 0,08 \text{ m}$$

$$M_{UA} = 0,165 + 0,4023(0,08 - 0,05) \Rightarrow M_{UA} = \underline{0,177 \text{ t.m}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,177 \cdot 10^{-2}}{1(0,08)^2 \cdot 14,2} = 0,0194 < 0,3$$

=> pivot A On n'a pas d'aciers comprimés

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,0244 < 0,259$$

=> pivot A.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{su}} \left(\frac{M_{uA}}{Z} \right) - N_u \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,073 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{348} \left(\frac{0,177 \cdot 10^{-2}}{0,073} \right) - 0,4023 < 0$$

=> $A_s = 0$ donc l'acrotère ne nécessite pas un ferrailage puisque la section trouvée est négative. On utilise alors, un ferrailage minimal.

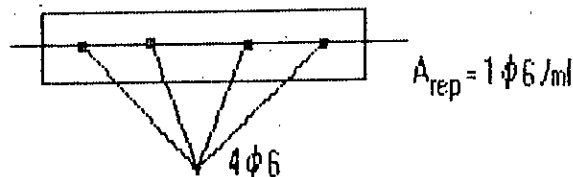
Section minimale :

$$A_{smin} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 8,21}{400}$$

$$A_{smin} = 9,661010^{-5} \text{ m}^2$$

On adopte $A = 4 \phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$S_1 = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$



Effet de cisaillement :

$$V_u = 1,5Q = 0,15 \text{ t}$$

$$\tau_u = V_u / b d = 1,875 \text{ t/m}^2$$

τ_u : la fissuration préjudicial

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 125 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ --> Vérifiée.}$$

Vérification au seisme local : (art 3.3.6 RPA 88)

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad \begin{array}{l} : A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone 2)} \\ : C_p = 0,8 \text{ (tableau 5, RPA 88)} \\ : W_p = \text{Poids de l'acrotère} \end{array}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 0,298 = 0,143 \text{ t}$$

$$F_p = 0,143 < 0,15$$

Vérifiée

ACROTERE INACCESSIBLE:

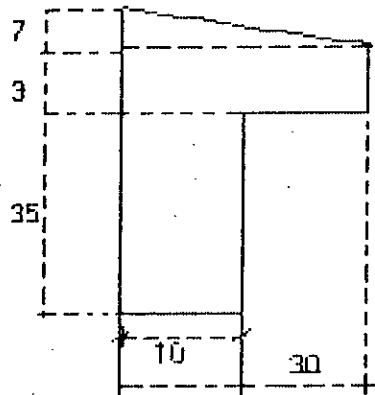
* Surcharge = 0,1 t/ml.

Poids propre :

$$G = (0,1 \cdot 0,45 + 0,03 \cdot 0,3 + 0,3/2 \cdot 0,07) \cdot 2500$$

$$G = 161,25 \text{ kg/ml}$$

$$G = \underline{0,1612 \text{ t/ml}}$$



$$- N_u = 1,35 N_G = 0,217 \text{ t.}$$

$$- M_u = 1,3 \cdot 0,45 = 0,0675 \text{ t.m}$$

$$- \text{Excentricité } e_0 = M_u / N_u = 0,311 \text{ m} > h/6 = 0,1/6$$

==> Section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 0,0675 + 0,217(0,08 - 0,05) \quad ; \quad d = 0,8h = 0,08$$

$$M_{UA} = \underline{0,074 \text{ tm}} \quad ; \quad h = 0,1$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu_A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,074 \cdot 10^2}{1(0,08)^2 \cdot 14,2} = 0,008 < 0,3$$

\Rightarrow pivot A On n'a pas d'aciers comprimés $A's = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,01 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} = f_{su}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{su}} \left(\frac{Mu_A}{Z} \right) - Nu \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,079 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{348} \left(\frac{0,074 \cdot 10^2}{0,079} \right) - 0,217 < 0$$

$\Rightarrow A_s = 0$ on utilise un ferrillage minimal

Section minimale :

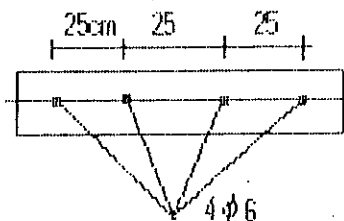
$$A_{smin} = 0,23 b d \frac{f_{ct}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 10,08 \cdot 2,1}{400}$$

$$A_{smin} = 9,65 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

On adopte $A_s = 4 \phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_{rep} = 1 \phi 6 / \text{ml}$$



Effet de cisaillement :

$$V_u = 1,50 = 0,15 \text{ t}$$

$$\tau_u = V_u/bd = 1,875 \text{ t/m}^2$$

τ_u : la fissuration préjudicial

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 125 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ --> Verifiée.}$$

Verification au seisme local :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad \begin{array}{l} : A=0,15 \text{ (groupe2,zone2)} \\ : C_p=0,8 \text{ (tableau 5,RPA88)} \\ : W_p= \text{ Poids de l'acrotère} \end{array}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 0,161 = 0,0772 \text{ t}$$

$$F_p = 0,0772 \text{ t} < 0,15$$

Vérifiée

CHAPITRE 11

ETUDE DES FONDATIONS

28,45

y ↑

35,90

4,70
3,80

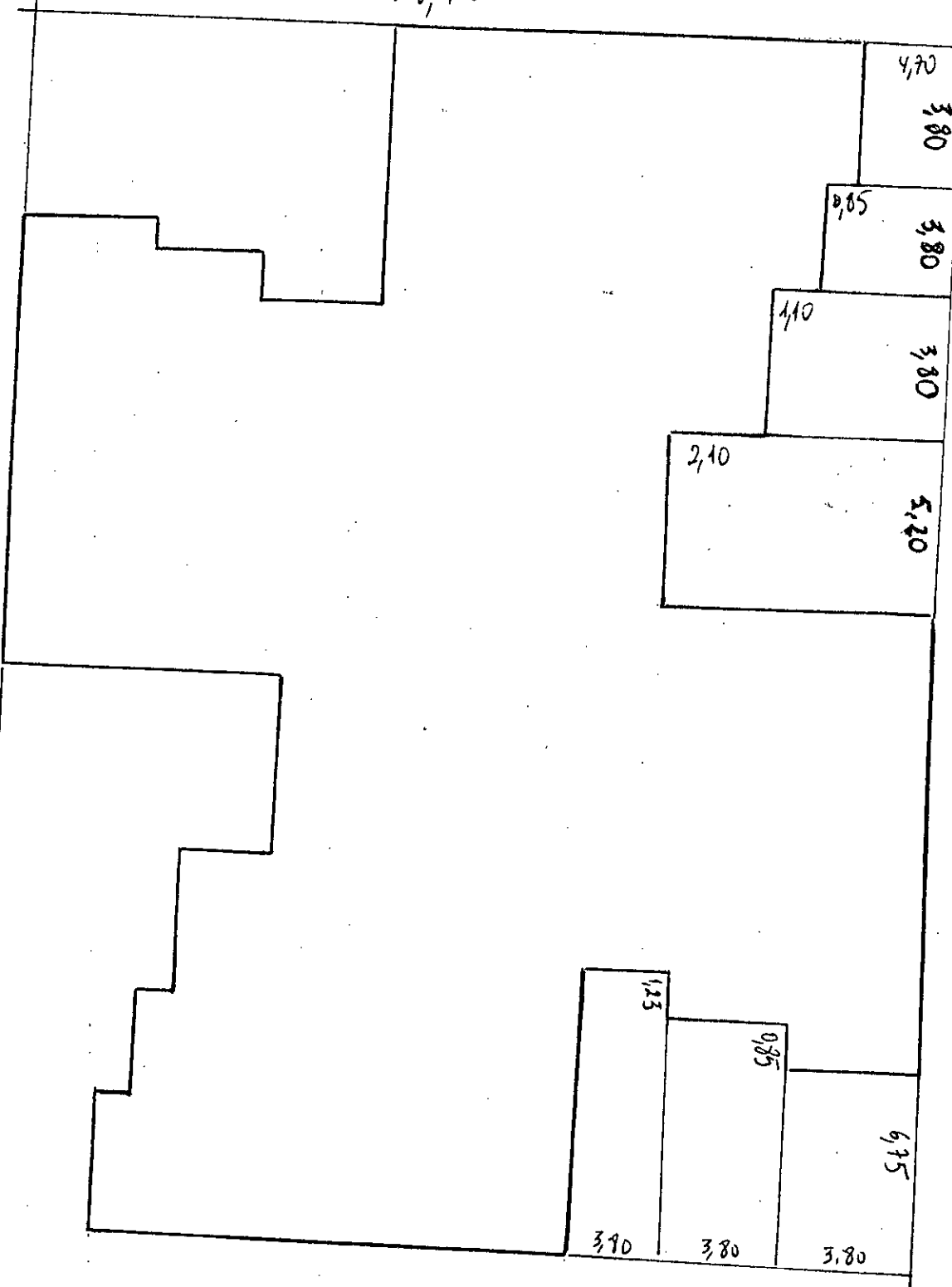
3,80
3,80

4,10
3,80

2,10
5,20

1,23
0,85
6,75
3,90
3,80
3,80

x →



INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de transaction qui transmettent les efforts, apportés par la superstructure et l'infrastructure au sol d'assise.

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend de plusieurs paramètres dont on distingue :

- la structure
- la contrainte de rupture du sol
- la contrainte correspondant au tassement maximal acceptable.
- la contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

Le type de fondation retenu est le radier général vue les conditions suivantes.

* Les largeurs des semelles filantes occupent tout l'espace constitué par la zone inter-axes des voiles.

* La charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs du bâtiment est très importante.

La portance du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{bars} = 30 \text{ t/m}^2$

Justification :

Prenons par exemple le voile VT1
 $N = 626,06 \text{ t}$; $M = 32819,76 \text{ tm}$

- Condition de résistance du sol :

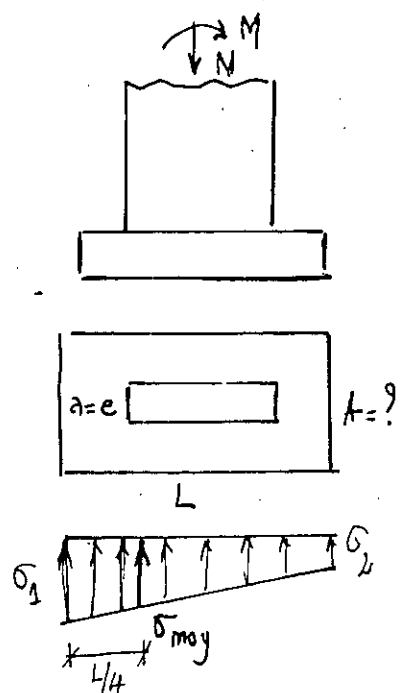
$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{avec } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{AL} \left(1 + \frac{6l_0}{L} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{AL} \left(1 - \frac{6l_0}{L} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{N}{AL} \left(1 + \frac{3l_0}{L} \right)$$



avec σ_{moy} : est la contrainte due à la réaction du sol à $L/4$.

$$\text{Donc } e_0 = M/N = 52,42$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{AL} (1 + 3e_0) < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\text{---> } A > \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \cdot L} (1 + \frac{3e_0}{L})$$

$$\text{---> } A > 8,49 \text{ m}$$

Or l'entre axe des voiles est égale à 3,80m d'où la nécessité de faire un radier général.

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

L'épaisseur et la surface nécessaire du radier seront déterminées à partir des conditions forfaitaires, de cisaillement, de poinçonnement et de la longueur élastique.

Superstructure :

$$G1 = 840,79 + 15(718,56) + 691,26 = 1933,54 \text{ t}$$

Infrastructure :

En supposant que le radier a la même surface du bâtiment et une épaisseur de 65cm (ce choix sera justifié par la suite)

$$S = 35,90 \times 28,45 - 2(88,08) - 2(109,72) = 625,84 \text{ m}^2$$

$$G2 = s \cdot h \cdot 2,5 = 625,75 \times 0,65 \times 2,5 = 1016,84 \text{ t}$$

$$G = G1 + G2 = 14058,61 \text{ t}$$

$$Q = 1933,54 \text{ t}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 21879,43 \text{ t} = 218,79 \text{ MN}$$

$$N_{\text{ser}} = 15992,15 \text{ t} = 159,92 \text{ MN}$$

$$\sigma = N / S_{\text{radier}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} > N / \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$S_{\text{radier}} (\text{ELU}) > 218,79 / (1,33 * 0,3) = 548,34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} (\text{ELS}) > 159,92 / 0,3 = 533,07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} > \max (S_r(\text{ELU}); S_r(\text{ELS})) = 548,34 \text{ m}^2$$

Or la surface du bâtiment est égale à 625,75 m² donc il suffit de prendre comme surface du radier celle du bâtiment.

On a un débordement de 50 cm --> S_{radier} = 657,92 m²

Epaisseur du radier :

* Condition forfaitaire :

Puisque le radier se calcule comme un plancher renversé on doit :

$$h > L_{\text{max}} / 10$$

L_{max}: est la plus grande distance entre de deux voiles :

$$L_{\text{max}} = 3,6 \text{ m} \text{ --> } h > 36 \text{ cm}$$

* Condition de contrainte de cisaillement :

D'après les règles du BAEL 83 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$V_u = q_u * l / 2 = \frac{N_u}{S_r} * \frac{l}{2} = 0,598 \text{ MN/ml}$$

$$\Rightarrow d > 0,48 \text{ m}$$

$$h \simeq 10 d \text{ --> } h_{\text{radier}} = 65 \text{ cm}$$

Le centre de gravité du radier coïncidera avec celui du bâtiment

$$x_G = 17,850 \text{ m}$$

$$y_G = 14,125 \text{ m}$$

$$I_y = 40845,23 \text{ m}^4$$

$$I_x = 29242,30 \text{ m}^4$$

Longueur élastique :

Pour que la répartition uniforme des contraintes soit adoptée, on doit vérifier la condition de la longueur élastique :

$$l_i < \frac{\pi l_e}{2} + a$$

l_i : distance entre axes de deux voiles = 3,8 m
 l_e : longueur élastique =

avec: I : inertie de la section du radier = $\frac{bh^3}{12}$

K : coefficient du radier du sol = $4 \cdot 10^3$ t/m³
(sol moyen)

b : longueur du radier (1 ml)

E : Module de young du béton = $3216419,512$ t/m²

a : Epaisseur du voile = 20 cm

$$\Rightarrow l_e = 8,58 \text{ m}$$

$$\frac{\pi l_e}{2} + a = 13,67 \text{ et } l_i = 3,8 \text{ m}$$

--> La condition $l_i < \frac{\pi l_e}{2} + a$ est vérifiée

Donc on considère que le radier est rigide.

Verifications :

* Verification des contraintes dans le sol :

Effort normal $N = 14058,61 + 1933,54$ t = $15992,15$ t

Moment de renversement :

$$M = M_o = (18 F_{18} + 17 F_{17} + \dots) h_e = 36079,173 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1,2} = N/S + (M/I) v$$

- Sens longitudinal :

$$M = 36079,173 \text{ tm}; Y = 15992,15 \text{ t}$$

$$S = 657,92 \text{ m}^2; v = 18,35 \text{ m}; I_x = 29242,30 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = 46,95; \quad \sigma_2 = 1,67$$

$$\Rightarrow \sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 35,63 < 0,33 \sigma_{sol} = 39,9 \text{ t/m}^2$$

- Sens transversal :

$$V = 14,62 \quad I_4 = 40845,23$$

$$\sigma_1 = 37,22; \quad \sigma_2 = 11,40$$

$$\sigma_m = 30,76 < 39,9 \text{ t/m}^2$$

Donc la stabilité est vérifiée.

* Vérification au non soulèvement (d'après RPA):

$e = M / (0,8 NG)$ où
 $e =$ excentricité de la résultante des charges
verticales.

$M =$ Moment à la base = 34079,17 tm
 $NG = 14058,61$ t

D'après le RPA le radier est stable lorsque $e < l/4$
 l : dimension du radier dans le sens considéré.
donc $e =$

Sens x-x : $l/4 = 36,9/4 = 9,2$ m $\gg e = 3,03$ m

Sens y-y : $l/4 = 29,45/4 = 7,4$ m $\gg e = 3,03$ m

Donc la stabilité est vérifiée.

* Vérification au poinçonnement :

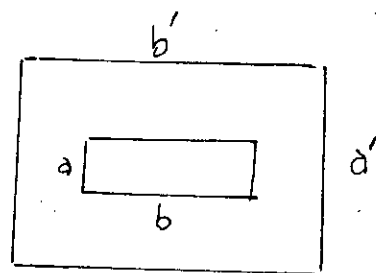
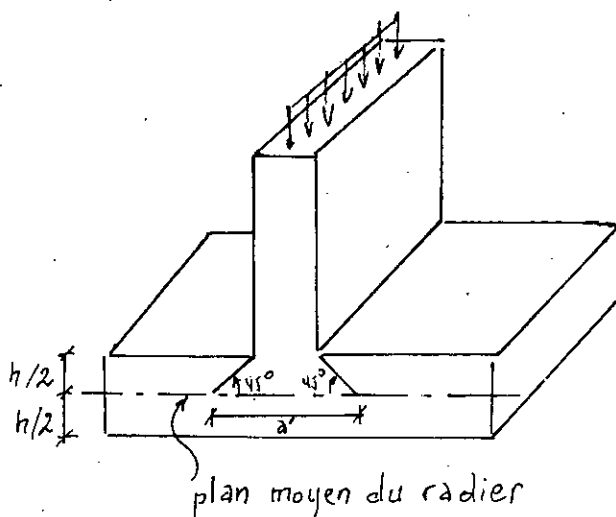
On fera la vérification pour le voile le plus sollicité (VT1):

$NG = 541,36$ t

$NQ = 84,70$ t

--> $Nu = 857,89$ t

L'effort normal par ml --> 82,09 t/ml



$$a = 0,2 \text{ --> } a' = a + 2(h/2) / (\text{tg } 45) = a + h \\ = 0,2 + 0,65 = 0,85 \text{ m}$$

$$b = 1\text{ m} \rightarrow b' = 1 + 0,65 = 1,65\text{ m}$$

Le périmètre de diffusion des efforts au niveau du plan moyen est :

$$u_c = (a' + b') * 2 = 5$$

On doit vérifier que $Nu \text{ (t/ml)} < 0,045 u_c h f_c 28$

$$Nu \text{ (t/ml)} < 365,62 \text{ t/ml}$$

Donc la condition est vérifiée \rightarrow pas de risque de poinçonnement du radier.

* Le non renversement de l'ouvrage est vérifié.

$$M_{\text{renversement}} = 36079,17 \text{ tm}$$

$$M_{\text{stabilité}} = N \cdot x_G = 15992,15 * 18,35 = 293455,95 \text{ tm}$$

$M_S / M_R = 8,13 \gg 1,5 \rightarrow$ pas de risque de renversement = 36079,17 tm.

Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à la pression uniforme qui résulte de l'effet du poids propre du bâtiment sur le sol.

Comme notre radier sera en contact avec le sol alors la fissuration est préjudiciable donc l'enrobage sera pris égal à 5 cm et comme les contraintes dans les aciers seront limitées alors se feront à l'E.L.S.

Méthode de calcul utilisée :

Notre radier est composé de panneaux de dalles parmi lesquelles on distingue celles qui se reposent sur 3 côtés ou 2 côtés.

On utilisera les abaques de PIGEAUD.

$$\mu = l_x / l_y$$

.Si $\mu < 0,4$ la dalle porte dans une seule direction celle de la petite portée donc le moment isostatique maximal en travée est $Max = pl^2 / 8$

.Si $0,4 \leq \mu \leq 1$ la dalle porte suivant les deux directions (x et y)

$$M_{ox} = \mu_x p l^2 x = (M_1 + M_2) q_{ser} (l_x l_y)$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x = (M_1 + M_2) q_{ser} (l_x l_y)$$

On suppose que le béton est non fissuré $\rho = 0,2$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{15992,15}{657,92} = 24,31 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow q_{ser} = 0,243 \text{ MN/m}^2$$

panneau	l_x (m)	l_y (m)	ρ	M_1	$1/\rho$	M_2	M_{ox} (MNm/ml)	M_{oy} (MNm/ml)
1	3,60	6,50	0,554	0,049	1,805	0,0124	0,287	0,125
2	3,60	5,45	0,66	0,0479	1,514	0,01865	0,246	0,134
3	3,60	6,00	0,60	0,0485	1,667	0,0148	0,270	0,128
4	3,60	5,45	0,66	0,0479	1,514	0,01865	0,240	0,134
5	3,60	10,50	0,343	—	—	—	—	—
6	1,45	6,70	0,286	—	—	—	—	—
7	3,00	5,25	0,571	0,0485	1,750	0,0148	0,197	0,094

Pour les panneaux 5 et 6 : $\rho < 0,4$

P5 $\rightarrow M_{max}^x = q_{ser} l^2 x l_y / 8 = 4,133 \text{ MNm}$
 Soit 0,394 MNm/ml

P6 $\rightarrow M_{max}^x = 0,429 \text{ MNm}$ soit 0,064 MNm/ml

Les moments les plus défavorables :

Sens porteur : $M_o = 0,287 \text{ MNm/ml}$

Sens répartisseur : $M_o = 0,134 \text{ MNm/ml}$

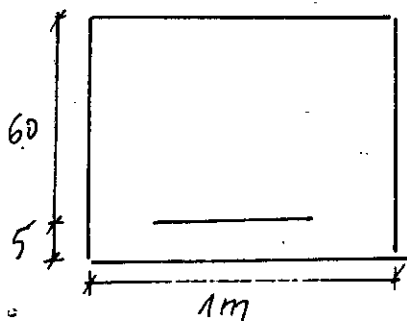
Répartition des moments :

Sens porteur : en travée $M_t = 0,75 M_o = 0,215 \text{ MNm/ml}$
 (petite portée) en appui $M_a = 0,5 M_o = 0,143 \text{ MNm/ml}$

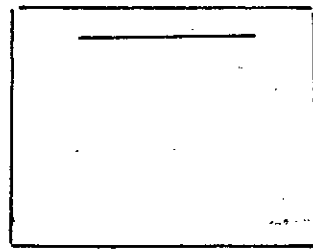
Sens répartisseur : $M_t = 0,100 \text{ MNm/ml}$

(grande portée) $M_a = 0,057 \text{ MNm/ml}$

Le radier sers ferrallé par bande de 1m



section en travée



section en appui

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min((2/3) f_e; 150 \text{ MPa}) = 240 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha_r = 15 \bar{\sigma}_{bc} / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) = 0,484$$

$$\text{Moment réduit } \mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} (n - \frac{\alpha_r}{2}) = 0,203$$

$$\text{Moment résistant du béton : } M_{rb} = \mu_{rb} b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$
$$\rightarrow M_{rb} = 1,0962 \text{ MN.m}$$

$$\text{Bras de levier } z = d(1 - \frac{\alpha_r}{3}) = 0,503 \text{ m}$$

$$\text{Or } M_{ser} \ll M_{rb} \rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = M_{ser} / (Z \cdot \bar{\sigma}_s)$$

Sens porteur :

* en travée $\rightarrow A_s = 17,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}20 (18,84 \text{ cm}^2)$
espacement de 18 cm

* sur appui $\rightarrow A_s = 11,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}16 (12,06 \text{ cm}^2)$
espacement de 18 cm

Sens répartisseur :

* en travée $\rightarrow A_s = 8,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 (9,24 \text{ cm}^2)$
espacement de 18 cm

* sur appui $\rightarrow A_s = 5,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12 (6,78 \text{ cm}^2)$
espacement de 18 cm

Section minimale donnée par la condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 b d f_{t28} / f_e = 7,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a pour le sens répartisseur, sur appui
6HA14 (9,24 cm²)

Dans ce cas la condition est vérifiée

- Espacement limite :

$$\text{Sens porteur } S_{tmax} = \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > e$$

$$\text{Sens répartisseur } S_{tmax} = \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > e$$

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algériennes R.P.A 88.
- Calcul des tours en béton armé. " Marius DIVERS " .
- Calcul des ouvrages en béton armé. " BELAZOUGUI " .
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83. " PIERRE CHARON " .
- Théorie et pratique du béton armé aux états limites " Mauris ALBIGES , Michel MINGASSON " .
- Tables de PIGEAUD (calcul des dalles).
- Tables de BARRES (calcul des dalles).
- Règlement N. V 65.
- Programmes utilisés : Vianello STODOLA.