

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
المكتبة - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT *Genie Civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude d'un bâtiment
R.D.C + 7 NIV + 1 S.S
Conception par voiles.

Proposé par :
B.E.R.E.F

Etudié par :
SEDDIKI Brahim

Dirigé par :
BIOUD

PROMOTION
1993

R E M E R C I E M E N T S

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à :

- *Monsieur Boutmer, Chef de notre département pour m'avoir permis de travailler dans de bonnes conditions*
- *Monsieur Bioud, Mon promoteur pour ses multiples conseils prodigues à mon égard tout au long de la réalisation du projet*
- *Monsieur Hacene, Ingénieur au B.E.R.E.P (Hydra) pour sa précieuse et sincère collaboration.*
- *Monsieur Oucherif et Filali, Ingénieurs au C.T.C Hussein - dey pour l'aide et la disponibilité dont ils ont fait preuve*
- *Tous les enseignants de notre département pour m'avoir fait bénéficier de leur savoir tout au long de ma spécialité .*

Qu'il me soit permis de remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, et ils sont nombreux, à la réalisation de cet ouvrage .

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1 INTRODUCTION :

Le projet qui m'a été confié, est un bâtiment (RDC + 7 + 1SS) à usage d'habitation et contreventé par voiles .
Ce bâtiment fait partie d'un projet de 1004 logements à OUED-OUCHAIH , Wilaya d'Alger .

I-2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

- Bâtiment de forme rectangulaire, présente un décrochement en plan dépassant les 25 % de la longueur du bâtiment .
- La communication verticale d'un escalier à deux volées , Préfabriques .
- Les façades sont constituées de panneaux en maçonnerie, constitués de briques creuses .
- Les planchers sont constitués de dalles pleines en B.A .
- Le système de coffrage à prévoir sera réalisé soit en :
- Table est banche .
- Tunnel .
- La structure résistante est constituée de voiles porteurs disposés transversalement et longitudinalement , ces voiles sont prévus également pour reprendre la totalité des charges horizontales (Faces sismiques) .

I-3 DIMENSIONS EN PLAN DU BATIMENT :

Les dimensions sont :

- Longueur du bâtiment L = 17.46 m
- Largeur du bâtiment l = 14.18 m
- Hauteur d'étage h = 3.00 m
- Hauteur total du niveau H = 24.60 m
(acrotère comprise)

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

II-1 COMPOSITION DU BETON :

Le béton utilisé est préparé en centrale à béton .
La composition du béton est obtenue après une étude, granulométrique des différentes composantes (Gravillon, Sable...). Les méthodes usuelles permettant de déterminer les différents pourcentages des composantes du béton sont :

- Methode de Boolomy .
- " de Faury .
- " de Dreux-Gorisse .

Remarque : La methode de Faury est en generale tres utilisée .

II-2 RESISTANCE MECANIQUE DU BETON :

II-2-1 RESISTANCE A LA COMPRESSION :

Cette caracteristique est determinee à partir d'essai sur éprouvettes normalisees en forme de cylindre à base circulaire de 20 cm2 de section droite, à l'âge de 28 jours. Elle est notée f_{c28} . Le B.A.E.L prévoit pour $j = 28$ jours, la valeur de :

$$f_{cj} = 0.625 f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$$

Pour un beton courant ,dose à 350 kg/m²

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

II-2-2 RESISTANCE A LA TRACTION :

La resistance à j jours, notée f_{tj} est definie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

En particulier pour $j = 28$ jours

$$f_{tj} = 2.10 \text{ MPA}$$

II-3 ACIER :

Les aciers prevus pour la realisation de ce bâtiment sont :

- Rond lisses F E 24 $f_o = 225 \text{ MPA}$
- Haute adherence , Nuance F E 40 $f_o = 400 \text{ MPA}$

II-4 CONTRAINTES LIMITES :

II-4-1 HYPOTHESES DE CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (E-L-U) :

a) Acier :

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Pour un acier Naturels (A.N)
- $\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s$ Pour un acier ecrouis (A.E)
- $\gamma_s = 1.15$ Actions courantes.
- $\gamma_s = 1$ Action Accidentelles.

b) Beton :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

On trouve $f_{bu} = 14.17$ MPA

II-4-2 HYPOTHESES DE CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (E-L-S) :

a) Acier :

- Fissuration prejudiciable : $\sigma \leq \min (2/3 f_e; 150\eta)$
- Fissuration tres prejudiciable : $\sigma \leq \min (1/3 f_e; 110\eta)$
- η : coef de fissuration depend de l'adherence :
- $\eta = 1$ rond lisses (R-L)
- $\eta = 1.6$ Acier à H.A

b) Beton :

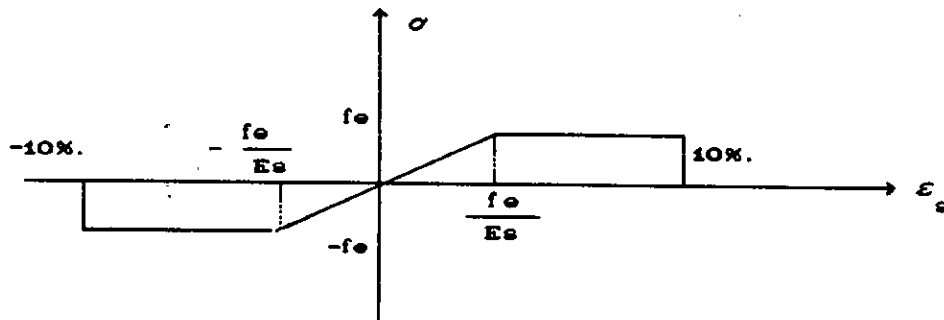
La contrainte limite du beton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

on trouve $\sigma_{bc} = 15$ MPA

II-5 DIAGRAMMES CONTRAINTES - DEFORMATIONS :

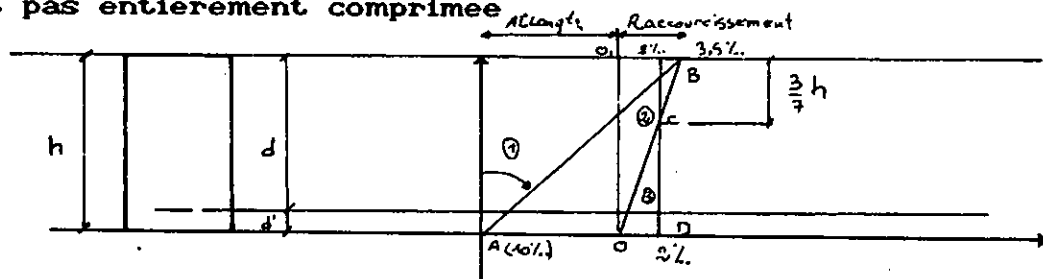
a) Acier :



b) **Beton :**

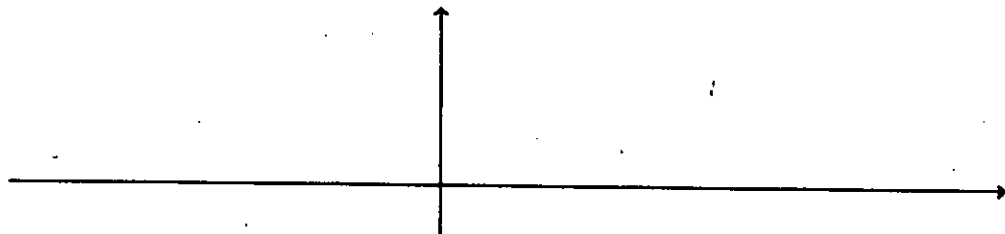
● **E-L-U**

Le diagramme simplifié ou Rectangulaire est utilisé si la section n'est pas entièrement comprimée



● **E-L-S**

On suppose qu'on est dans le domaine élastique, les déformations et les contraintes son proportionnelles.



II-6 **MODULE D'ELASTICITE :**

II-6-1 **MODULE D'ELASTICITE DE L'ACIER**

Le module d'élasticité de l'acier est pris égale à $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPA

II-6-2 **MODULE D'ELASTICITE DU BETON :**

Le module d'élasticité est défini par :

$$E = \frac{\text{Contrainte unitaire}}{\text{Déformation relative}}$$

II-6-2-1 **MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

II-6-2-2 **MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE :**

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} \times 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

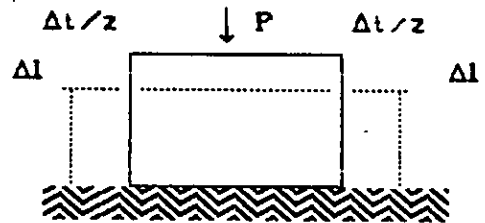
Pour un changement de courte duree ($t < 24 \text{ h}$) et un âge $j < 28$ jours, le module de déformation longitudinale instantannée :

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

II-7 COEFFICIENT DE POISSON :

Le coef est de poisson est defini par :

$$\nu = \frac{\text{Deformation Transversal}}{\text{Deformation Longitudinal}}$$



P R E D I M E N S I O N N E M E N T

III - 1 VOILES :

(Article 4.8.1 R.P.A 88 page 52)
 Ils sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant à la condition : $l \geq 5.e$

a) L'épaisseur minimale est de 15 cm pour les constructions des groupes d'usage 1 et 2 en zones II et III . Elle peut être de 12 cm pour les autres cas.

b) L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . $e \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$.

Minimum requis par le R.P.A 88:

Notre structure est du groupe d'usage 2

Implantée en zone II \longrightarrow $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

CONCLUSION :

Pour éviter unferrailage minimum préconisé par le R.P.A .On augment alors l'épaisseur du voile dans les deux sens et pour chaque niveau : soit $e = 16 \text{ cm}$

III-2 DALLE :

L'épaisseur des dalles est choisie de façon à satisfaire les conditions ci-dessous.

a) Isolation acoustique : $e \geq 16 \text{ cm}$.

b) Sécurité en matière d'incendie :
 $e = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

c) Résistance à la flexion :
 - pour les dalles reposant sur 2 appuis :

$L/35 \leq e \leq L/30$

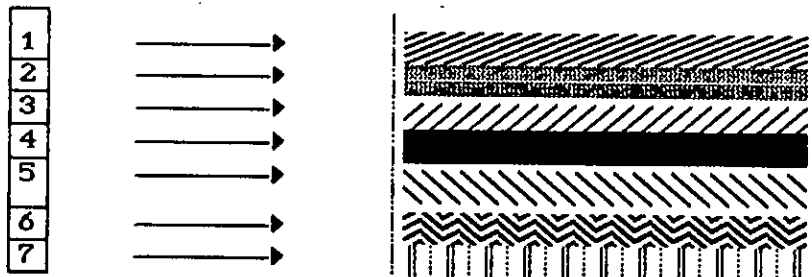
- pour les dalles reposant sur 3 et 4 appuis :

$L/50 \leq e \leq L/40$

C H A R G E S E T S U R C H A R G E S

1 . T O I T U R E T E R R A S S E

IV-1-1 Plancher terrasse :



Charge permanente :

- 1 - Protection en gravillons (ep = 5 cm) $\rightarrow 0.05 \times 1700 = 85 \text{ Kg/m}^2$
- 2 - Etanchéité multicouche $\rightarrow = 10 \text{ Kg/m}^2$
- 3 - Forme de pente (ep = 10 cm) $\rightarrow 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$
- 4 - Pone vapeur $\rightarrow = 5 \text{ Kg/m}^2$
- 5 - Isolation thermique en liège (ep = 4 cm) $\rightarrow 0.04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
- 6 - Dalle plein en B.A (ep = 16 cm) $\rightarrow 0.16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$
- 7 - Enduit de plâtre (ep = 1.5 cm) $\rightarrow 0.015 \times 1200 = 18 \text{ Kg/m}^2$

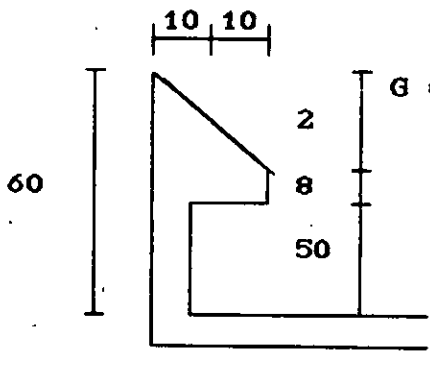
G = 754 Kg/m²

Surcharge d'exploitation :

La terrasse étant inaccessible (sauf pour entretien) :

Q = 100 Kg/m²

IV-1-2 Acrotère :



$G = (0.5 \times 0.1 + (\frac{0.08 + 0.10}{2}) \times 0.20) \times 2500 = 170$

G = 170 Kg/ml

2 . PLANCHER D'ETAGE COURANT

IV-2-2 Plancher :



- Charge Permanent :

1 - Revêtement carrelage (e=2 cm)	→	0.02x2200 = 44	Kg/m ²
2 - Mortier de pose (e=2 cm)	→	0.02x2000 = 40	Kg/m ²
3 - Lit de sable (e=2 cm)	→	0.02x1700 = 34	Kg/m ²
4 - Dalle plein en B.A (e=16 cm)	→	0.16x2500 = 400	Kg/m ²
5 - Enduit de plâtre (e=1.5 cm)	→	0.015x1200 = 18	Kg/m ²
6 - Cloisons légères	→	= 75	Kg/m ²

G = 611 Kg/m²

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est de → **Q = 175 Kg/m²**

IV-2-2 Loggia et séchoir :

- Charge Permanent :

1 - Revêtement carrelage (e=2 cm)	→	0.02x2200 = 44	Kg/m ²
2 - Mortier de pose (e=2 cm)	→	0.02x2000 = 40	Kg/m ²
3 - Lit de sable (e=2 cm)	→	0.02x1700 = 34	Kg/m ²
4 - Dalle plein en B.A (e=16 cm)	→	0.16x2500 = 400	Kg/m ²
5 - Enduit de plâtre (e=1.5 cm)	→	0.015x1200 = 18	Kg/m ²

G = 536 Kg/m²

- Surcharge d'exploitation :

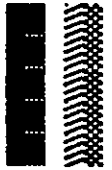
Q = 350 Kg/m²

IV-2-3 Mur de remplissage :

(En double paroi de 30 cm)

1 - Enduit de plâtre (ep = 1.5 cm)	18 Kg/m ²
2 - Briques creuses (ep = 15 cm)	120 Kg/m ²
3 - Vide d'air	-
4 - Briques creuses (ep = 10 cm)	80 Kg/m ²
5 - Enduit de ciment (ep = 2 cm)	40 Kg/m ²

1 2 3 4 5
↓ ↓ ↓ ↓ ↓



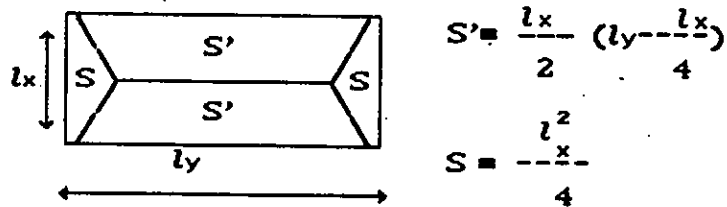
$G = 258 \text{ Kg/m}^2$

IV-3 DISTRIBUTION DES CHARGES VERTICALES SUR LES VOILES :

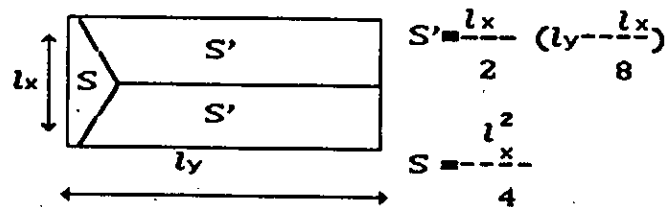
IV-3-1 REPARTITIONS DES CHARGES DE PLANCHERS SUR VOILES :

IV-3-1-1 Principe :

a) - Dalle reposant sur 4 appuis :



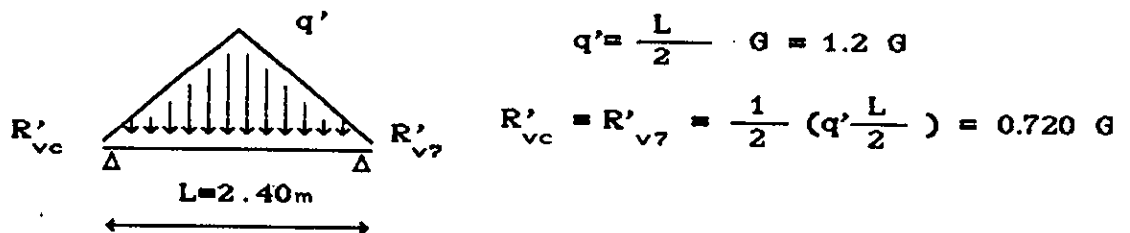
b) - Dalle reposant sur 3 appuis :



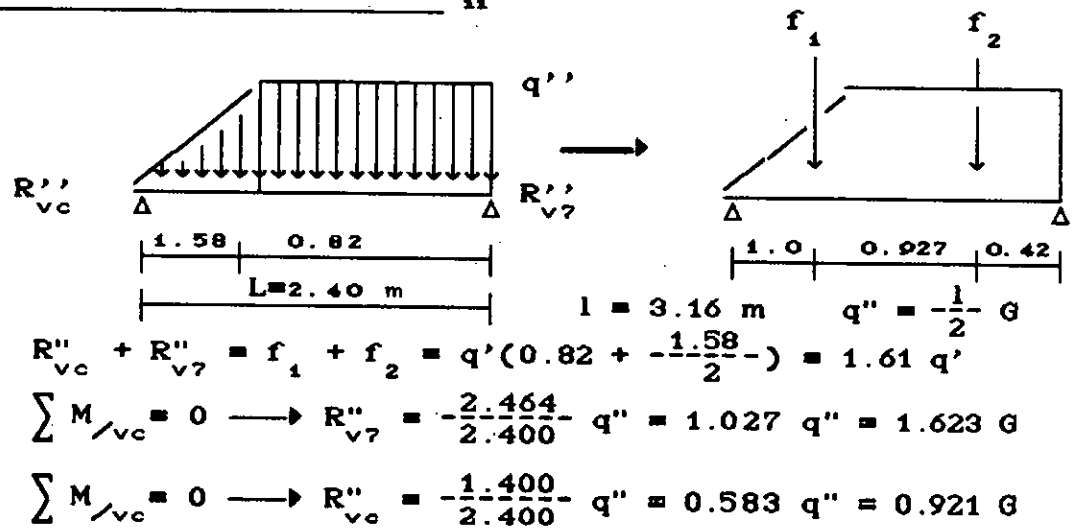
IV-3-1-2 Surfaces de Planchers revenant aux Voiles :

La poutre noyée reposant sur V_c et V₇ introduit au niveau de ces voiles des charges ponctuelles dont les valeurs seront obtenues en considérant les réactions d'appuis de cette poutre .

a) - Charges introduites par S' :



b)- Charges introduites par S_{11} :



c)- Conclusion

Les charges introduites sur V_c et V_7 sont :

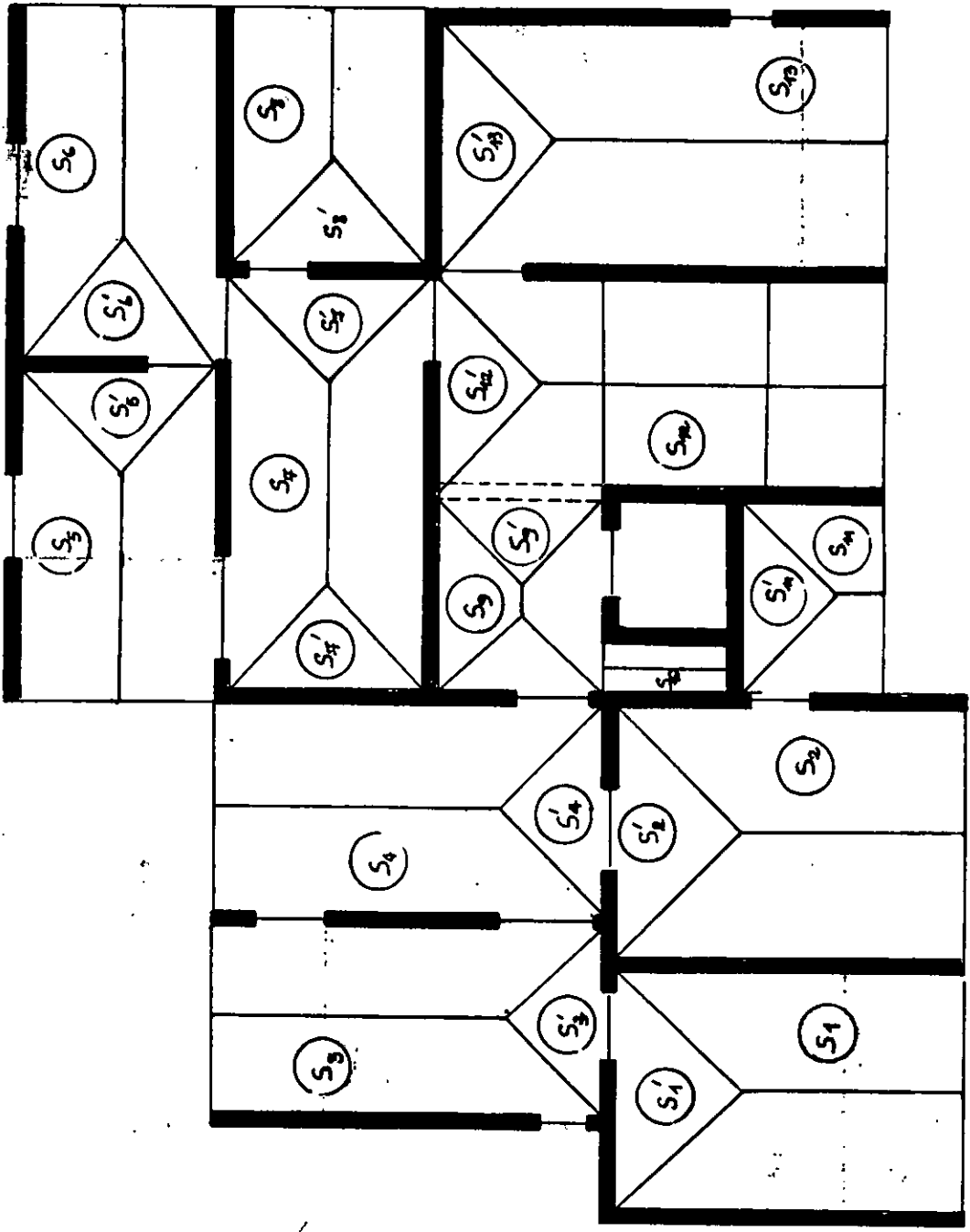
● Voile $V_c \rightarrow R_{Vc} = R'_{Vc} + R''_{Vc} = 1.641 G$

soit une surface de $1.641 m^2$

● Voile $V_7 \rightarrow R_{V7} = R'_{V7} + R''_{V7} = 2.343 G$

soit une surface de $2.343 m^2$

Répartition des surfaces de plancher
sur les voiles



IV-3-2 TABLEAUX DE REPARTITION DES SURFACES :

IV-3-2-1 Etage Courant

Voiles	Surfaces revenant aux voiles	S _{total}	Planche	Loggia Séchoir	Escal	Pali
V ₁	S ₁	8.347	5.245	3.102	-	-
V ₂	S ₃	7.043	4.812	2.231	-	-
V ₃	S ₁ , S ₂	16.694	13.592	3.102	-	-
V ₄	S ₃ , S ₄	14.706	12.475	2.231	-	-
V ₅	S ₂ , S ₄ , S ₇ , S ₉ , S ₁₀ , S ₁₁	23.294	19.298	2.556	-	1.44
V ₆	S ₁₀	0.792	0.792	-	-	-
V ₇	S ₉ , S ₁₂ (en partie), S ₁₁	11.049	-	2.556	3.780	4.71
V ₈	S ₅ , S ₆	4.992	4.992	-	-	-
V ₉	S ₇ , S ₈ , S ₁₂ , S ₁₃	24.257	13.339	2.256	3.780	4.88
V ₁₀	S ₁₃	10.603	8.347	2.256	-	-
V _A	S ₅ , S ₆	13.210	9.955	3.255	-	-
V _B	S ₅ , S ₆ , S ₇ , S ₈	23.749	20.444	3.255	-	-
V _C	S ₇ , S ₈ , S ₉ , S ₁₂ , S ₁₃	20.345	14.073	-	-	6.27
V _D	S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄ , S ₉	13.744	11.609	-	-	2.13
V _E	S ₁₁	2.045	-	2.045	-	-

IV-3-2-2

Niveau Terrasse

Vois	Surfaces revenant aux voiles	S _{total}	Planche Terrass	Locale Machine
V1	S ₁	8.347	8.347	-
V2	S ₉	7.043	7.043	-
V3	S ₁ , S ₂	16.694	16.347	-
V4	S ₃ , S ₄	14.706	14.706	-
V5	S ₂ , S ₄ , S ₇ , S ₉ , S ₁₀ , S ₁₁	23.294	21.854	1.440
V6	S ₁₀	0.792	-	0.792
V7	S ₉ , S ₁₂ (en partie) S ₁₁	11.049	10.815	0.792
V8	S ₅ , S ₆	4.992	4.992	-
V9	S ₇ , S ₈ , S ₁₂ , S ₁₃	24.257	24.743	-
V10	S ₁₃	10.603	10.603	-
VA	S ₅ , S ₆	13.210	13.210	-
VB	S ₅ , S ₆ , S ₇ , S ₈	23.749	23.749	-
Vc	S ₇ , S ₈ , S ₉ , S ₁₂ , S ₁₃	20.345	18.210	2.135
Vd	S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄ , S ₉	13.744	11.609	2.135
VE	S ₁₁	2.045	2.045	-

IV-3-3 Charges et surcharges des dalles revenant aux Voiles :

Voiles	Charges Terrasse	Charges Etage (ks)	Surcharge Terrasse	Surcharge Etage (ks)
V1	6293.638	4867.367	834.700	2003.575
V2	5310.422	4135.948	704.300	1622.950
V3	12587.276	9967.384	1669.400	3464.300
V4	11088.324	8818.041	1470.800	2963.975
V5	17077.100	13932.934	2329.400	4631.750
V6	483.912	483.9125	79.200	138.600
V7	8540.430	6232.575	1153.500	3017.850
V8	3763.968	3050.112	499.200	873.600
V9	18656.222	14312.488	2474.300	5289.425
V10	7994.662	6309.233	1060.300	2250.325
VA	9960.340	7827.185	1321.000	2881.375
VB	17906.746	14266.514	2374.900	4725.700
VC	14874.700	11960.395	2034.500	4030.775
VD	9897.546	8237.459	1374.400	2565.325
VE	1541.930	1096.120	204.500	715.750

IV-3-2-4 CHARGES DES MURS DE REMPLISSAGES REVENANT AUX VOILES

Voiles	Surfaces des Murs de Remplissage aux Voiles	Poids (kg) Correspondan
V1	f_6 (5.112 m ²)	2085.696
V2	f_9 (3.474)	1417.392
V3	f_6, f_7 (1.560+4.917)	2642.616
V4	f_9, f_4 (3.154+3.350)	2653.632
V5	f_4, f_7 (3.350+3487)	2789.496
V6	—	—
V7	f_8 (3.840)	1566.720
V8	—	—
V9	f_8, f_9, M (3.84+3.336+3.692)	4434.144
V10	f_9 (3.336)	1361.088
VA	f_1, f_2 (4.02+4.26) M_1, M_2	4663.440
VB	f_1, f_2, f_5 (3.46+2.83+2.83)	3720.960
VC	$f_5, Terra$ (4.02+)	3057.660
VD	—	—
VE	Terrasse ()	388.5

IV-3-2-5 CHARGE D'ACROTERE REVENANT AUX VOILES

Voiles	Longueurs d'acrotère Revenant aux Voiles (m)	Poids (kg) Correspondan
V1	7.37	1252.90
V2	7.18	1220.60
V3	3.76	639.20
V4	3.01	511.70
V5	6.01 + 4.32 (local Machi)	1480.70
V6	—	—
V7	3.01 + 1.20 (local Machi)	639.20
Vp	3.46	588.20
V10	8.57	1456.90
VA	13.16	2237.20
Vb	4.74	805.80
Vc	1.50 +4.22 (local Machi)	703.375
Vd	1.50	255.00
VE	1.50 +3.02 (local Machi)	768.40

IV-3-2-5 Poids de la maçonnerie par étage

Murs	S (m2) brute	S (m2) ouvert	S (m2) nette	Poids(kg)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i x _i (m)	M _i y _i (m)
f ₁	8.520	1.040	7.480	3051.840	9.645	1.530	294345.0	4669.315
f ₂	8.520	1.430	7.090	2892.720	17.235	1.410	49856.03	4078.735
f ₃	7.668	1.040	6.628	2704.224	2.900	4.785	7842.250	12939.71
f ₄	8.520	1.820	6.700	2733.600	5.940	3.225	16237.58	8815.868
f ₅	8.520	1.430	7.090	2892.720	17.235	4.910	49856.03	14203.25
f ₆	10.224	3.552	6.672	2722.176	1.400	12.605	3811.046	34313.03
f ₇	10.224	1.820	8.404	3428.832	5.500	13.955	18858.57	47849.35
f ₈	8.520	0.840	7.680	3133.440	11.960	12.755	37475.94	39967.03
f ₉	10.224	3.552	6.672	2722.176	15.420	11.555	41975.95	31454.74
M	3.692	2.220	5.164	1506.336	12.810	7.665	19296.16	11546.06
M ₁ + M ₂	—	—	—	1285.200	12.41	0.000	15949.33	0.00

$\sum M_i$ (Kg)	$\sum M_i x_i$ (Kg)	$\sum M_i y_i$ (Kg)
29073.264	290593.903	209837.092

IV 3-2-6

Poids des Voiles

Voi.	Longu	S _{brute}	S _{ouve}	S _{nette}	Masses	x _i	y _i	M _i x _i	M _i y _i
V ₁	5.46	15.506	-	15.506	6202.40	0.00	11.37	0.00	70521.28
V ₂	5.72	16.245	0.910	15.335	6134.00	1.50	5.81	9201.00	35638.54
V ₃	5.46	15.506	-	15.506	6202.40	3.76	11.37	23321.02	70521.28
V ₄	5.72	16.245	5.354	10.891	4356.40	4.36	5.72	18993.90	24918.60
V ₅	11.02	31.297	4.307	26.990	10796.0	7.52	8.47	81185.92	91442.12
V ₆	1.92	5.453	-	5.453	2181.20	8.42	9.60	18365.70	20939.52
V ₇	4.26	12.098	-	12.098	4839.20	10.38	10.77	50230.89	52118.18
V ₈	3.32	9.429	2.420	7.009	2803.60	12.18	1.23	34147.84	3448.428
V ₉	9.82	27.890	4.751	23.139	9255.60	13.54	8.47	125320.8	78394.93
V ₁₀	6.66	18.914	0.910	18.004	7201.60	17.30	9.50	124587.6	68415.20
VA	9.94	28.230	6.120	22.110	8844.00	12.41	0.00	109754.0	0.00
VB	9.94	28.230	6.534	21.696	8678.44	12.96	3.16	112472.0	27423.74
VC	9.94	28.230	2.904	25.326	10130.4	12.36	6.32	125211.7	64124.12
VD	10.54	29.934	8.614	21.320	8528.00	4.71	8.72	40166.88	74364.16
VE	3.02	8.577	-	8.577	3430.80	8.95	10.48	30705.66	35954.78

$\sum M_i$ (Kg)	$\sum M_i x_i$ (Kg)	$\sum M_i y_i$ (Kg)
99584.000	903665.188	718124.924

IV- 3-2-7

Escalier

	Masses (kg)	x _i ^(m)	y _i ^(m)	M _i x _i ^(kg)	M _i y _i
Pailasse	4672.78	11.96	11.25	55886.47	52568.80
Palier Interméd	2412.00	11.96	13.35	28847.52	32200.20

IV-3-2-8

Poids du Plancher Courant

Dall	Long (m)	Larg (m)	Secti (m ²)	G (kg)	Masses (kg)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i (m ²)	M _i y _i (m)
D1	3.76	3.73	14.02	611	8569.27	1.88	10.58	16110.23	90662.92
D1'	3.76	1.65	6.204	536	3325.34	1.88	13.27	6251.647	44127.31
D2	5.38	3.76	20.229	611	12359.9	5.64	11.41	69709.94	141026.6
D3	4.08	2.86	11.669	611	7129.75	2.93	6.68	20890.19	47626.80
D3'	2.86	1.56	4.462	536	2391.63	2.93	3.86	7007.482	9231.700
D4	5.64	3.16	17.822	611	10889.2	5.84	5.90	63593.17	64246.52
D5	3.16	2.68	8.469	611	5174.56	10.84	1.58	56092.22	8175.803
D5'	3.16	2.06	6.510	536	3489.36	8.47	1.58	29554.88	5513.189
D6	5.20	3.16	16.432	611	10039.9	14.78	1.58	148390.5	15863.12
D7	6.02	3.16	19.023	611	11623.0	10.53	4.74	122390.7	55093.27
D8	3.84	3.16	12.134	611	7413.87	15.46	4.74	114618.5	35141.76
D9	2.86	2.40	6.864	536	3679.10	8.95	7.52	32927.98	27666.86
D10	1.76	0.90	1.584	611	967.824	7.97	9.60	7713.557	9291.110
D11	2.86	2.50	7.150	536	3832.40	8.95	11.73	34299.98	44954.05
D12	3.16	2.38	7.521	536	4031.25	11.96	7.51	48213.82	30274.73
D13	5.38	3.76	20.229	611	12359.9	15.42	9.01	190590.0	111362.8
D13'	3.76	1.20	4.512	536	2418.43	15.42	12.30	37292.22	29746.71

$\sum M_i$ (Kg)	$\sum M_i x_i$ (Kg)	$\sum M_i y_i$ (Kg)
109694.904	1005647.018	770005.428

Poids de l'acrotère

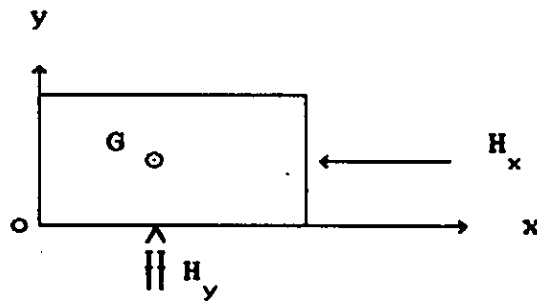
Elemen	Long	Masses (kg)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (m)	$M_i y_i$ (m)
1	5.36	911.200	-0.03	11.37	-27.336	10360.34
2	1.50	255.000	0.72	8.69	183.600	2215.950
3	5.56	945.200	1.47	5.91	1389.444	5586.132
4	6.02	1023.40	4.48	3.13	4584.832	3203.242
5	3.16	537.200	7.49	1.55	4023.628	832.660
6	9.84	1672.80	12.41	-0.03	20759.44	-50.184
7	12.88	2189.60	17.33	6.41	37945.76	14035.33
8	9.78	1662.60	12.44	12.85	20682.74	21364.41
9	1.20	204.000	7.55	13.45	1540.200	2743.800
10	7.58	1288.60	3.76	14.05	4845.136	18104.83

$\sum M_i$ (Kg)	$\sum M_i x_i$ (Kg)	$\sum M_i y_i$ (Kg)
10689.600	95927.464	79396.520

CENTRE DE MASSE

V -1 Definition :

Pour un niveau donné ,le centre de masse est le centre de gravité de toutes les masses constituant ce niveau.
Le centre de masse peut être défini , comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux (Seismes)



V-2 Coordonnées du Centre de masse :

La position de centre de masse est définie par :

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

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

Où : M_i : désigne la masse d'un élément donné.

x_i , y_i : Les coordonnées de l'élément considéré par rapport à un repère donné

Pour un Etage courant

	M_i (t)	$M_i x_i$ (tm)	$M_i y_i$ (tm)
Voiles	99.581	903.665	718.125
Dalles	109.695	1005.647	770.005
Escalier	7.085	84.734	84.769
Maconnerie	29.073	290.594	209.837
Sommes	245.432	2284.640	1782.736

$X_G = 9.30$
$Y_G = 7.26$

INERTIE EQUIVALENTE DES VOILES

VI-1- INTRODUCTION :

On assure la stabilité de notre ouvrage vis-a-vis des charges horizontales par des refends disposés suivant les deux directions du bâtiment.

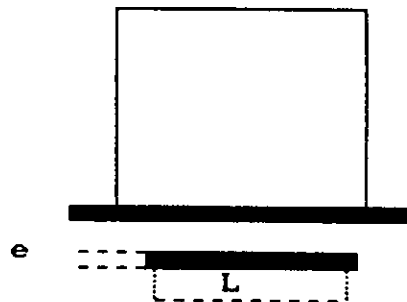
VI-2- INERTIES DES REFENDS :

Dans notre structure, on distingue deux types de refends, du point de vue inerties.

a)- Refends pleins :

Principe de calcul

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12}$$



Exemple de calcul : Voile V1 :



$$I = \frac{5.46^3}{12} \cdot 0.16 \longrightarrow 2.17 \text{ m}^4$$

Sens Transversal :

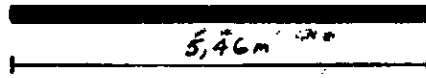
Voile	L(m)	e(m)	I(m ⁴)
V1	5.46	0.16	2.170
V3	5.46	0.16	2.170
V6	1.92	0.16	0.094
V7	4.26	0.16	1.031

Sens Longitudinal :

Voile	L(m)	e(m)	I(m ⁴)
V2	0.02	0.16	0.007

Voiles transversaux

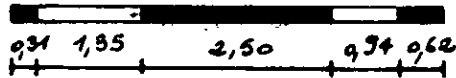
voiles V_1, V_3



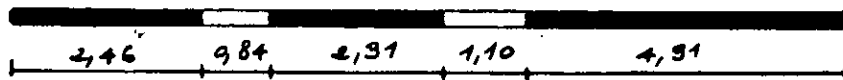
V_2



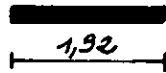
V_4



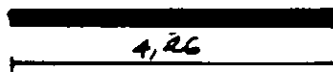
V_5



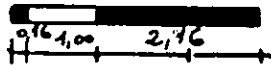
V_6



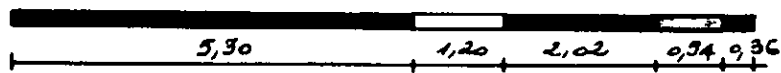
V_7



V_8



V_9

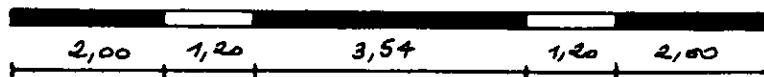


V_{10}

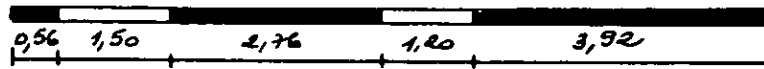


Voiles Longitudinaux

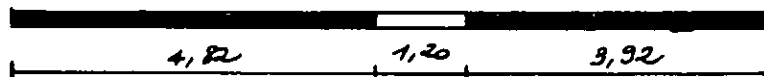
Voile V_A



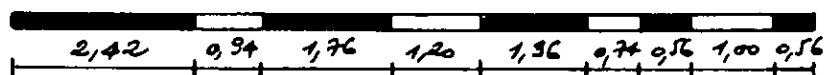
V_B



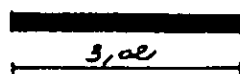
V_C



V_D



V_E



b) Refends avec ouvertures :

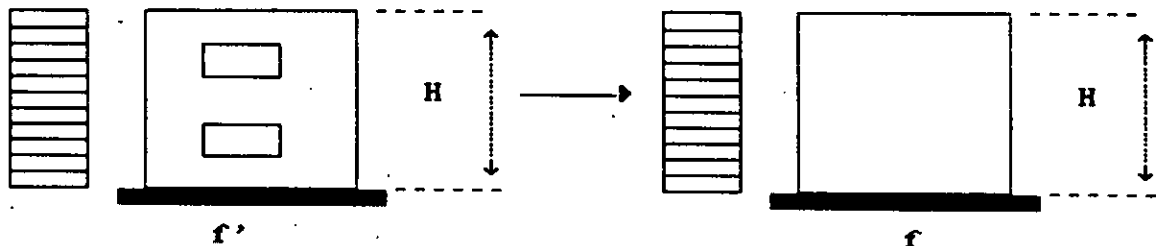
Ce sont des refends avec une seule ou plusieurs files d'ouvertures. Ils sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appelées linteaux. Ces linteaux posent un problème au niveau de la diffusion des efforts dans les trumeaux, ce qui nous amène à remplacer un refend avec ouvertures par un refend fictif plein, en passant par la notion de l'inertie équivalente "I_e".

VI-3-Definition :

On appelle inertie équivalente "I_e" d'un refend considéré, l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis au même effort horizontal T₀, présenterait à son sommet une flèche égale à celle d'un refend avec ouvertures.

REFENDS A UNE SEULE FILE D'ouvertures :

VI-3-1 Voiles soumis aux charges uniformément réparties (vent const) :



La flèche au sommet du refend plein fictif est :

$$f = \frac{T_0 H^3}{8 E I_e} \quad (1)$$

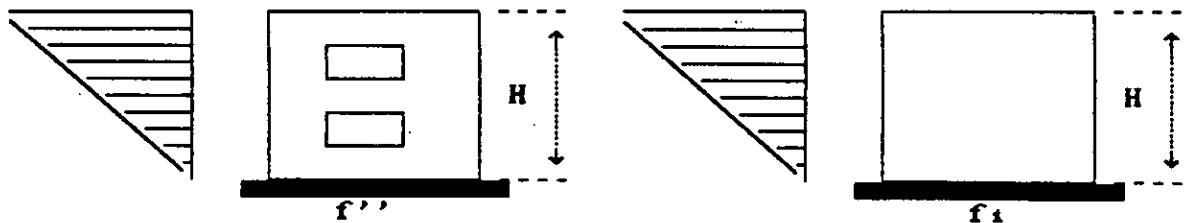
La flèche au sommet du refend avec file d'ouverture est :

$$f' = \frac{T_0 H^3}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc \cdot \psi_0(\alpha, \xi)}{\alpha^2} + \frac{T_0 H^3}{8 E I_e} \quad (2)$$

On égalisent (1) et (2) , on obtient l'expression de l'inertie équivalente.

$$I_{e(v)} = \frac{I}{\frac{16 mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0(\alpha, \xi)}{\alpha^2} + 1}$$

VI-3-2 Voiles soumis aux charges triangulaires (seisme) :



La flèche au sommet du refend fictif est :

$$f_1 = \frac{11}{60} \cdot \frac{T_c \cdot H^4}{I_e} \quad (1)$$

La flèche au sommet du refend avec ouvertures :

$$f'' = \frac{T_c \cdot H^4}{E \cdot I_o} \cdot 2mc \cdot \Omega_0(\alpha, \xi) + 1 \quad (2)$$

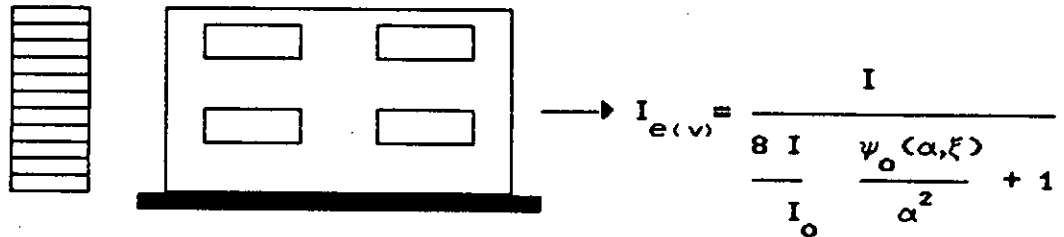
On égalisent (1) et (2) , on obtient l'expression de l'inertie équivalente.

$$I_{e(seisme)} = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot 2mc \cdot \frac{\Omega_0(\alpha, \xi)}{I_o \cdot \alpha^2} + 1}$$

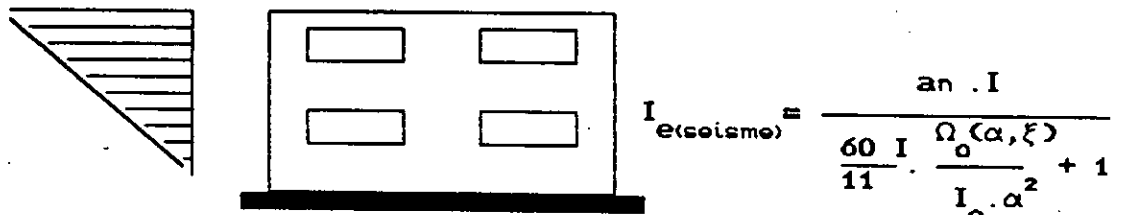
où a_n est un coefficient dépendant du nombre de niveaux.

REFENDS A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES

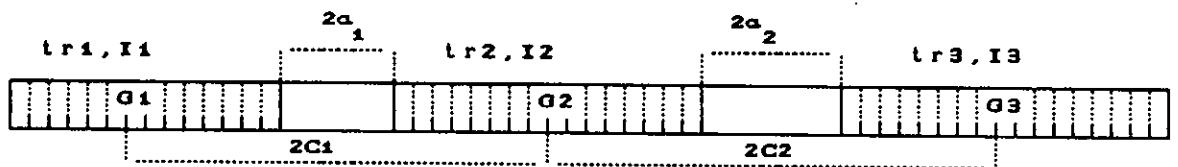
VI-3-3 Voiles soumis aux charges uniformement reparties (vent const) :



VI-3-4 Voiles soumis aux charges triangulaires (seisme) :



VI-4. Signification des differentes notations :



- I : Inertie total du refend .
 $I = I_1 + I_2 + 2mc \rightarrow$ refend a une seule file d'ouvertures
 $I = \sum I_i + 2 \sum m_i C_i \rightarrow$ refend a plusieurs files "
- I_0 : Inerties des elements de refends $I_0 = \sum I_i$
- C : Demi-distance entre les centres de gravites des elements de refends.
- a : Demi-distance du linteau (moitie de l'ouverture)

- m : Moment statique .

$$m = \frac{2.C}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} \quad \text{refend a une seule file d'ouverture .}$$

$$m_i = m_{i-1} + A_i \left[D - \sum_{j=1}^{i-1} C_{ij} \right] \quad \text{refend a plusieurs files d'ouverture .}$$

avec :

$$D = \frac{2}{A_0} \sum_{i=2}^n A_i \sum_{j=1}^{n-1} C_j$$

D est la distance separant le cdg du trumeau 1 et le cdg du refend .

- $\Omega_0(\alpha, \xi)$ et $\psi_0(\alpha, \xi)$ sont des fonctions de α .

- α : Coefficient de monolithisme qui exprime le taux de participation du linteau a la deformation de l'ensemble .

$$\alpha = \omega . H \quad H: \text{La hauteur total du batiment .}$$

- ω :

$$\omega^2 = \frac{3.E'.i.C}{a^3.E(I_1 + I_2)} \frac{1}{m.h} \quad \text{refend a une seule file d'ouverture .}$$

$$\omega^2 = \frac{6.E'}{E.h \sum I_j} \sum \frac{i_j.C_j^2}{a_j^3} \quad \text{refend a plusieurs files d'ouverture .}$$

E et E' : les modules d'elasticites longitudinales trumeaux et linteaux

$$E = E'$$

VI-4-1 EXEMPLE DE CALCUL (VOILE AVEC UNE FILE D'OUVERTURE)

Soit le voile V_{10}



$$A_1 = 0.272 \text{ m}^2 \quad I_1 = 0.066 \text{ m}^4 \quad A_0 = 0.954 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.682 \text{ m}^2 \quad I_2 = 1.031 \text{ m}^4 \quad I_0 = 1.097 \text{ m}^4$$

$$2c = 3.68 \text{ m} \longrightarrow c = 1.84 \text{ m}$$

$$2a = 0.70 \text{ m} \longrightarrow a = 0.35 \text{ m}$$

$$m = \frac{2.C}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = 0.716 \text{ m}$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 3.732 \text{ m}^4 \quad i = 0.066 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3.E'.i.C}{a^3.E(I_1 + I_2)} \frac{1}{m.h} = 13.458 \longrightarrow \omega = 3.668$$

$$\alpha = \omega . H = 88.032$$

$$\Omega_0(\alpha, \xi) = 0.655$$

$$I_{e(\text{solisme})} = \frac{an . I}{\frac{60}{11} . 2mc . \frac{\Omega_0(\alpha, \xi)}{I_0 . \alpha^2} + 1} = 2.259 \text{ m}^4$$

$$I_{e(v)} = \frac{I}{\frac{16 mc}{I_1 + I_2} . \frac{\psi_0(\alpha, \xi)}{\alpha^2} + 1} = 3.73 \text{ m}^4$$

VI- 5 Valeurs des inerties equivalentes des refends a 1 file d'ouverture

Sens	Longitudinau		Transversaux	
	Vc	V2	V8	V10
L (m)	9.94	5.72	3.32	6.66
L1 (m)	4.82	0.36	0.16	1.70
L2 (m)	3.92	4.66	2.16	4.26
e (m)	0.16	0.16	0.16	0.16
a (m)	0.60	0.35	0.50	0.35
c (m)	2.785	1.601	1.08	1.84
i (m4)	0.00261	0.066	0.00261	0.066
I1 (m4)	1.493	0.000621	0.000054	0.066
I2 (m4)	0.803	1.349	0.134	1.031
Io (m4)	2.296	1.350	0.134	1.097
m (m)	1.926	0.173	0.052	0.716
ω	0.314	4.489	0.891	3.668
α	7.356	107.736	21.384	88.032
Ωo	0.539	0.657	0.620	0.655
Ies (m4)	6.355	1.159	0.148	2.259
Iev (m4)	10.49	1.90	0.25	3.73

VI-6 EXEMPLE DE CALCUL (VOILE PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES)

Soit le voile VD : (4 files d'ouvertures)

2.42	0.94	1.76	1.20	1.36	0.74	0.56	1.00	0.56
------	------	------	------	------	------	------	------	------

$$\begin{array}{llll}
 A_1 = 0.387 & I_1 = 0.189 & 2c_1 = 3.03 \longrightarrow & c_1 = 1.515 \\
 A_2 = 0.282 & I_2 = 0.073 & 2c_2 = 2.76 \longrightarrow & c_2 = 1.380 \\
 A_3 = 0.218 & I_3 = 0.034 & 2c_3 = 1.70 \longrightarrow & c_3 = 0.850 \\
 A_4 = 0.090 & I_4 = 0.002 & 2c_4 = 1.56 \longrightarrow & c_4 = 0.780 \\
 A_5 = 0.090 & I_5 = 0.002 & I_o = 0.298 & A_o = 1.067 \\
 a_1 = 0.47 & a_2 = 0.60 & a_3 = 0.37 & a_4 = 0.50
 \end{array}$$

$$D = \frac{2}{A_o} \sum_{i=2}^5 A_i \sum_{j=1}^4 C_j = 3.379 \text{ m}$$

$$m_1 = A_1 \cdot D = 1.308$$

$$m_i = m_{i-1} + A_i \left[D - \sum_{j=1}^{i-1} C_{ij} \right] \begin{cases} m_2 = 1.406 \\ m_3 = 0.880 & m_5 = 0 \\ m_4 = 0.510 \end{cases}$$

$$I = \sum_{i=1}^5 I_i + 2 \sum_{i=1}^4 m_i C_i = 10.435 \text{ m}^4$$

$$i_1 = \dots = i_4 = 0.006327 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{6 \cdot E'}{E \cdot h \sum I_j} \sum \frac{1_j \cdot C_j^2}{a_j^3} \longrightarrow \begin{cases} \omega = 1.457 \\ \alpha = 34.968 \end{cases}$$

$$I_{\text{e(sisme)}} = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I_0 \cdot \Omega(\alpha, \xi)}{I_0 \cdot \alpha^2} + 1} = 5.751 \text{ m}^4$$

VI- 7 INERTIES EQUIVALENT DANS CHAQUE DIRECTION

Direction transversale

Voile	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀
I	2.17	1.905	2.170	1.190	16.78	0.094	1.031	0.246	9.385	3.732
I _{es}	2.17	1.154	2.170	0.700	9.086	0.094	1.031	0.148	5.140	2.259

$$\sum I_{es} = 23.952 \text{ m}^4$$

Direction Longitudinale

Voile	V _A	V _B	V _C	V _D	V _E
I	10.8	9.244	13.02	10.43	0.367
I _{es}	4.04	4.260	6.355	5.751	0.367

$$\sum I_{es} = 20.771 \text{ m}^4$$

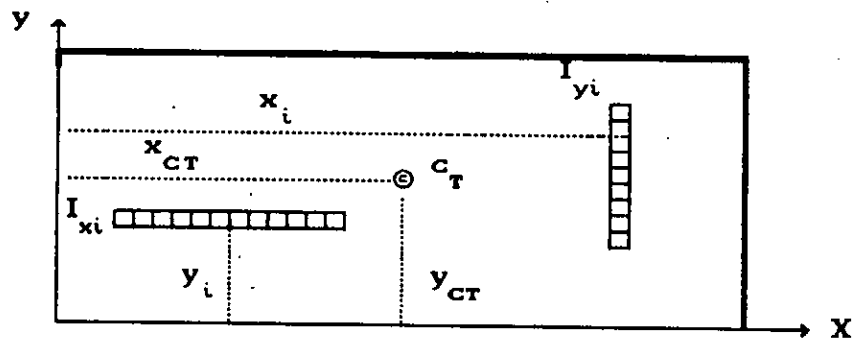
CENTRE DE TORSION

VII-1 Definition :

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la droite d'action passe par le c.d.t engendre uniquement une translation des refends.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le c.d.t engendre uniquement une rotation .
- Le centre de torsion peut être défini aussi comme étant le centre de gravité des inerties des refends .

VII-2 Coordonnées du centre de torsion :



$$x_t = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}}$$

$$y_t = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

VII-3 TABLEAUX RECAPITULATIF

Voiles	x_i	y_i	I_{es}	$I_{es} x_i$	$I_{es} y_i$
V ₁	0.00		2.17	0.00	
V ₂	1.50		1.154	2.31	
V ₃	3.76		2.17	8.159	
V ₄	4.36		0.700	3.052	
V ₅	7.52		9.086	68.327	
V ₆	8.42		0.094	0.791	
V ₇	10.38		1.031	10.702	
V ₈	12.18		0.148	1.803	
V ₉	13.54		5.140	69.596	
V ₁₀	17.30		2.259	39.081	
V _A		0.00	4.040		0.00
V _B		3.16	4.258		13.455
V _C		6.320	6.355		40.164
V _D		8.720	5.751		50.149
V _E		10.48	0.367		3.846

$$\sum I_{es_{trans}} = 23.952 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{es_{Long}} = 20.771 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{es} x_i = 203.821$$

$$\sum I_{es} y_i = 107.614$$

$X_{ct} = 8.510 \text{ m}$
$Y_{ct} = 5.181 \text{ m}$

VII-4

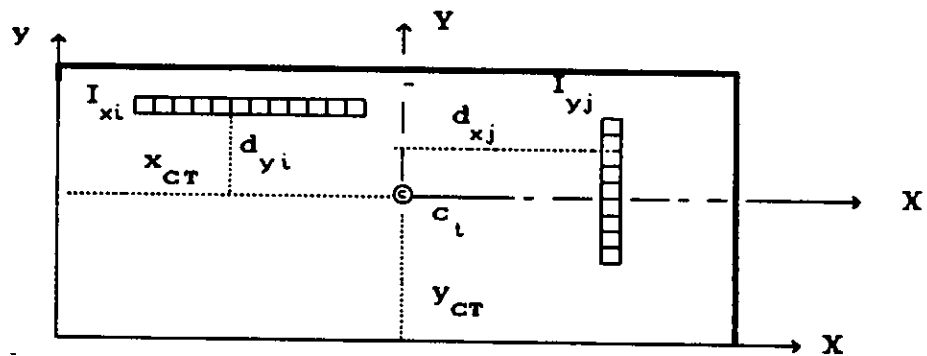
RIGIDITE A LA TORSION

La rigidité à la torsion, notée J , est déterminée par l'expression suivante :

$$J_{\theta} = \sum (I_{xi} d_{yi}^2) + \sum (I_{yj} d_{xj}^2)$$

où : I_{xi} , I_{yj} : Représentent les inerties des voiles longitudinaux et transversaux

d_{yi} , d_{xj} : Représentent la distance entre le centre de gravité du voile (V_{yi} ou V_{xi}) et l'axe parallèle au voile (V_{yi} ou V_{xi}) passant par le c.d.t.



VII-5

TABLEAUX RECAPITULATIF

Voiles	dx_i	dy_i	I_{oo}	$dx^2 I_{oo}$	$dy^2 I_{oo}$
V_1	-8.51		2.17	157.15	
V_2	-7.01		1.154	56.708	
V_3	-4.75		2.17	48.961	
V_4	-4.15		0.700	12.056	
V_5	-0.99		9.086	8.905	
V_6	-0.09		0.094	0.001	
V_7	1.87		1.031	3.605	
V_8	3.67		0.148	1.993	
V_9	5.03		5.140	130.04	
V_{10}	8.79		2.259	174.50	
V_A		-5.18	4.040		108.40
V_B		-2.02	4.258		17.374
V_C		1.14	6.355		8.259
V_D		3.54	5.751		72.069
V_E		5.30	0.367		10.309

$$\sum dx^2 I_{oo} = 593.968$$

$$\sum dy^2 I_{oo} = 216.414$$

La valeur de la rigidité à la torsion est donnée par la relation suivante :

$$J_{\theta} = \sum (I_{x_i} d_{y_i}^2) + \sum (I_{y_j} d_{x_j}^2) \longrightarrow J_{\theta} = 810.382 \text{ m}^4$$

EXCENTRICITES

a) Excentricité Théorique :

- Le centre de masse $\left\{ \begin{array}{l} X_G = 9.30 \text{ m} \\ Y_G = 7.26 \text{ m} \end{array} \right.$

- Le centre de Torsion $\left\{ \begin{array}{l} X_{ct} = 8.495 \text{ m} \\ Y_{ct} = 5.181 \text{ m} \end{array} \right.$

$$e_x = | X_G - X_{CT} |$$

$$\longrightarrow \begin{array}{|c|c|} \hline e_x = 0.795 \text{ m} & e_y = 2.119 \text{ m} \\ \hline \end{array}$$

$$e_y = | Y_G - Y_{CT} |$$

b) Excentricités accidentelles :

L'excentricité accidentelle est donnée par (le R.P.A 88):

$$e_f = 5 \% L_{\max} \longrightarrow e_f = 0.05 \times 17.45 = 0.873 \text{ m}$$

$$e_f = 0.873 \text{ m}$$

Les Excentricités à prendre dans les calculs sont :

$$\begin{array}{|c|} \hline e_x = 0.87 \text{ m} \\ e_y = 2.12 \text{ m} \\ \hline \end{array}$$

ETUDE PSEUDO - DYNAMIQUE

VIII-1 A - NOTION DE LA DYNAMIQUE DE STRUCTURE.**VIII-1-1 INTRODUCTION :**

La dynamique des structures a pour objet le calcul et l'étude du comportement, des structures soumises à des vibrations. Lorsqu'il y a seisme, il y a création de forces dans la structure qui provoqueront des sollicitations et engendreront des efforts pouvant causer la ruine totale de l'ouvrage, d'où la nécessité de connaître les vibrations d'une structure sous l'action sismique.

VIII-1-2 EFFET DU SEISME :

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol, de ce fait il y a naissance d'une accélération affectant les masses de la structure liée au sol qui produisent des forces d'inerties opposées à ses mêmes accélérations.

VIII-1-3 BUT DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de l'étude dynamique est de définir les modes propres de vibrations de la structure, afin d'y arriver à examiner le comportement de la structure vis à vis d'une force sismique et les déplacements qui en résultent.

VIII-1-4 CONDITIONS D'APPLICATION :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul dynamique prévoit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable. Pour le cas de notre bâtiment qui présente un décrochement en plan important (sup à 25% des dimensions), et une excentricité importante, la nécessité d'une étude dynamique par analyse de spectre de réponse, illustré dans le R.P.A 88, s'impose.

VIII-1-5 Hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et fondations doivent être dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux)
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90 %.

VIII-2

B - MODELISATION :

Le calcul des périodes et modes propres de vibration ne peut se faire directement sur la structure. Pour cela il faut la modéliser et choisir un modèle reflétant le plus possible la nature du système réel. Pour un bâtiment étagé, le modèle choisi est une console flexible encastrée à sa base. On suppose les masses concentrées au niveau des planchers, celles-ci étant solidaires à un support d'inertie variable ou constant et de masse négligeable et on supposera aussi que chaque masse a un seul degré de liberté : Le déplacement dans la direction de vibration .

Remarque :

Cette modélisation est faite pour une sollicitation dynamique horizontale, elle n'est pas valable pour une sollicitation dynamique verticale car dans ce dernier cas les planchers ne sont plus indéformables, mais flexibles.

VIII-3

C - METHODE DE CALCUL :

Pour le calcul dynamique proprement dit il existe une méthode exacte et des méthodes approchées .
L'analyse dynamique exacte des systèmes à plusieurs degrés de liberté est difficile , car elle nécessite un calcul très laborieux, surtout si ce dernier est fait manuellement.
d'autre part l'utilisation de la méthode exacte n'est pas absolument nécessaire et constitue dans la plupart des cas une certaine complication.
donc on peut éviter ces complications en faisant appel aux méthodes approximatives numériques qui permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de vibration .les méthodes approximatives les plus connues sont :

Méthode De " LORD RAYLEIGH "

Méthode De " STODOLA VIANELLO "

Méthode De " HOLZER "

VIII-4

D - EXPOSE DE LA METHODE DE STODOLA

VIII-4-1 Introduction :

Cette methode repose sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution. La methode consiste à faire une hypothese initiale sur l'allure des modes ,cette hypothese etant amélioré grâce à des itérations .

VIII-4-2 Determination du mode fondamental :

La méthode est fondée sur l'équation $((1/\omega^2) I - S.M) . V = 0$ que l'on peut écrire sous la forme :

$$(1/\omega^2) . V = S.M.V \quad (1)$$

S : Matrice de souplesse ,egale à K^{-1} avec K matrice de rigidité .

M : Matrice Masse .

ω : Pulsation propre .

V : Vecteur propre .

Le produit matriciele (S.M) caracterise les proprietés dynamiques de la structure et on la note A .

d'ou :

$$(1/\omega^2) . V = A.V \quad (2)$$

Cette dernier equation ne sera satisfaite que pour les vecteurs qui representent un mode de vibration vrai. On se donne au debut un vecteur initial V_1^0 dont l'amplitude est arbitraire. Si on introduit ce vecteur dans le second membre de l'équation (2), une nouvelle déformée sera obtenu : $(1/\omega^2) . V_1^{(1)} = A.V_1^{(0)}$

- L'indice (1) caracterise le premier mode .

- " (2) indique qu'il s'agit de l'hypothese initiale.

VIII-4-3 Procede iteratif :

1- On calcul les éléments de la matrice A : $A = [\delta_{ij}] . [M]$

2- On se donne un vecteur initiale $V_1^{(0)}$

3- On calcul $[\bar{V}_1^{(1)}] = [A] . [V_1^{(0)}]$

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

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

$$4- [\bar{V}_1^{(2)}] = [A] . [V_1^{(1)}] \longrightarrow [V_1^{(2)}] = [\bar{V}_1^{(2)}] / [V_{1n}^{(2)}]$$

5- On arrête l'itération lorsque $[V_1^{(k)}] \cong [\bar{V}_1^{(k-1)}]$

VIII-4-4 Determination du Second mode :

Pour la détermination du second mode, on considère une déformée qui ne contienne aucune composante du 1er mode, les vecteurs modaux ϕ_j possèdent les propriétés suivantes .

- $\phi_j^t \cdot K \cdot \phi_i = 0$ si $i \neq j$ K : matrice de rigidité .

- $\phi_j^t \cdot M \cdot \phi_i = 0$ si $i \neq j$ M : matrice masse .

On utilisons les propriétés (1) nous obtenons le déplacement

$$V = \phi \cdot Y$$

$$V = \phi_1 \cdot Y_1 + \phi_2 \cdot Y_2 + \phi_3 \cdot Y_3 + \dots + \phi_n \cdot Y_n$$

si on multiplie V par $\phi_n^t \cdot M$, on obtient : $Y_n = \phi_n^t \cdot M \cdot V / (\phi_n^t \cdot M \cdot \phi_n)$

ϕ : Vecteur modal .

Y : Amplitude modal .

ϕ_n^t : Transposé de ϕ_n .

si on veut éliminer les composantes du 1er mode, on procède de la façon suivante : $V_2^{(0)} = \phi \cdot Y^{(0)}$

$$\phi \cdot Y^{(0)} = \sum_{n=0}^N \phi_n \cdot Y_n^{(0)} \longrightarrow \phi_1^t \cdot M \cdot V_2^{(0)} = \phi_1^t \cdot M \cdot \phi_1 \cdot Y_1^{(0)} + \dots$$

$$Y_1^{(0)} = (\phi_1^t \cdot M \cdot V_2^{(0)} / (\phi_1^t \cdot M \cdot \phi_1))$$

Il faut donc éliminer cette composante $Y_1^{(0)}$ de la déformée

initiale . $V_2^{(0)}(\text{epure}) = V_2^{(0)} - \phi_1 \cdot Y_1^{(0)}$

$$V_2^{(0)}(\text{epure}) = (I - 1/M_1 \cdot \phi_1 \cdot \phi_1^t \cdot M) \cdot V_2^{(0)}$$

$$= B_1 \cdot V_2^{(0)}$$

I : Matrice identité .

M_1 : $\phi_1^t \cdot M \cdot \phi_1$

B_1 : Matrice de balayage : $B_1 = I - 1/M_1 \cdot \phi_1 \cdot \phi_1^t \cdot M$

La méthode de Stodola peut être formulée : $(1/\omega^2) \cdot V_2^{(1)} = A_1 \cdot B_1 \cdot V_2^{(0)}$

On pose : $A_2 = A_1 \cdot B_1$

Pour la détermination du second mode, on utilisera le même procédé, itératif que celui utilisé par le 1er mode avec cette fois - ci la nouvelle matrice dynamique A_2

VIII-4-5 Application au 3^{eme} mode :

On a $(1/\omega^2).V_s^{(1)} = A_2.B_2.V_s^{(0)}$ avec $B_2 = B - 1/M_2.\phi_2.\phi_2^t.M$

On pose : $A_s = A_2.B_2$ $M_2 = \phi_2^t.M.\phi_2$

VIII-4-6 Coefficient de participation des modes :

Pour la determination de caractéristique d'un mode de vibration on introduira , le coef de participation .

$$\alpha_i = \frac{\sum [m_k . v_i^{(k)}]^2}{\sum m_k . \sum [m_k . (v_i^{(k)})^2]}$$

m_k : masse de l'etage k .

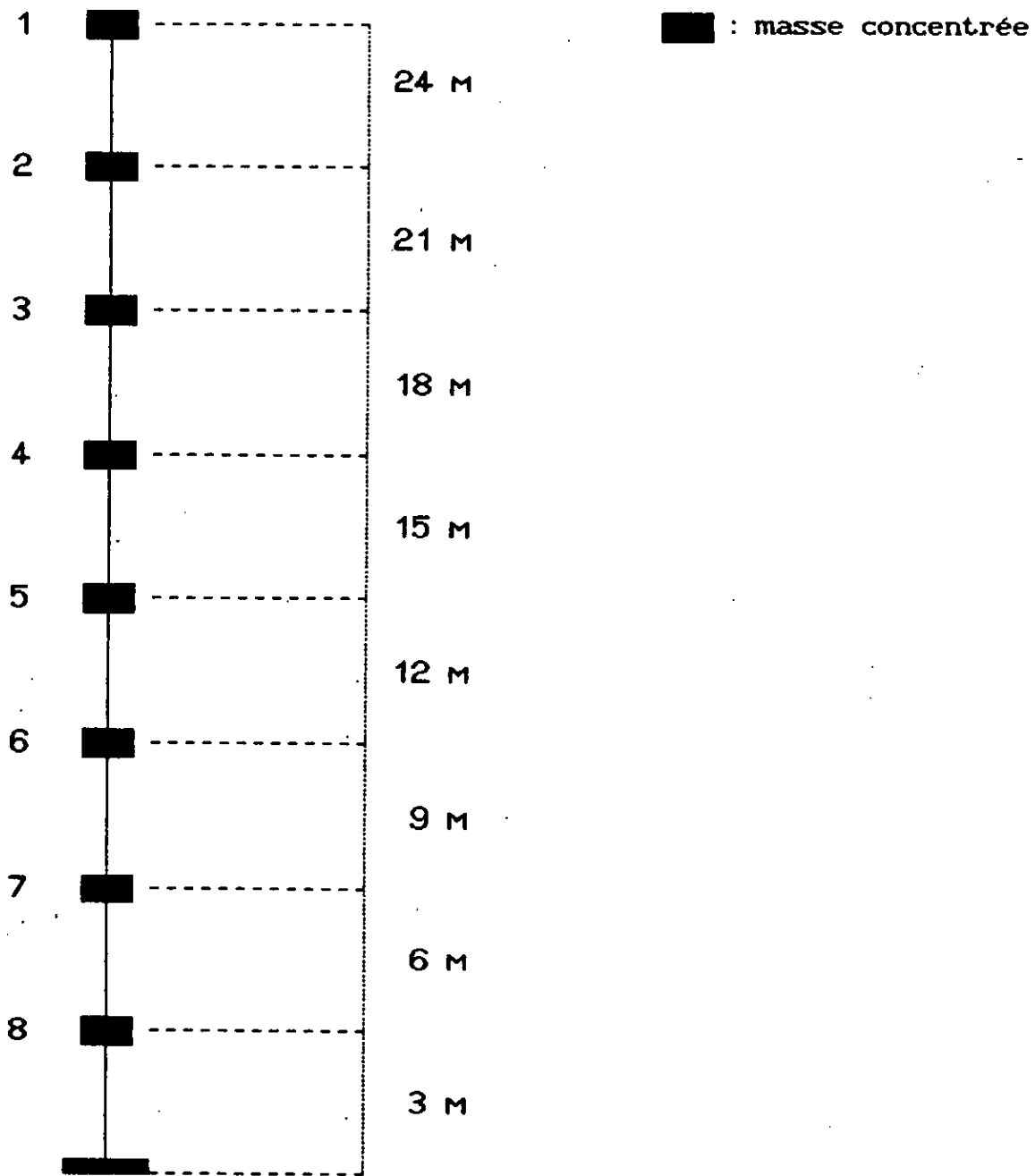
v_i^k : Dernier vecteur propre du mode i .

α_i : Exprime l'energie absorbée en fonction de l'energie sismique total .

On admet que lorsque la somme, des coef de participation des j premier modes, depasse 90% , il y a lieu de ne pas tenir compte dans l'etude sismique des modes suivants.

VIII-6

MODELISATION :



VIII-7 **F - MATRICE DE RIGIDITE [K] ET DE SOUPLESSE [δ]**

L'ensemble des forces extérieures appliquées aux masses de la structure constitue le vecteur-force F à (n) Composante.

$$F = \begin{bmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_j \\ \vdots \\ f_n \end{bmatrix} \quad \text{On considère de même le} \quad \text{vecteur des déplacements} \quad U = \begin{bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_j \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix}$$

La structure est supposée élastique; il existe donc des relations linéaires entre les forces extérieures et les déplacements, ceux-ci peuvent être exprimés par les deux systèmes suivants.

VIII-7-2 Matrice de Rigidité [K] :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_1 = k_{11}u_1 + \dots + k_{1j}u_j + \dots + k_{1n}u_n \\ \dots \\ f_i = k_{i1}u_1 + \dots + k_{ij}u_j + \dots + k_{in}u_n \\ \dots \\ f_n = k_{n1}u_1 + \dots + k_{nj}u_j + \dots + k_{nn}u_n \end{array} \right\} \rightarrow \boxed{F = KU}$$

ou K représente la matrice de rigidité, de dimension n x n .

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{i1} & \dots & k_{ij} & \dots & k_{in} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & \dots & k_{nj} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{avec } k_{ii} = \text{Force élastique en } i \\ \text{pour } u_i = 1 \\ u_{i \neq j} = 0 \\ k_{ij} = k_{ji} = \text{réaction dans } i \text{ pour} \\ \text{que } u_j = 1, u_{i \neq j} = 0 \end{array}$$

VIII-7-3 Matrice Souplesse [δ] :

$$\left\{ \begin{array}{l} u_1 = \delta_{11}f_1 + \dots + \delta_{1j}f_j + \dots + \delta_{1n}f_n \\ \dots \\ u_i = \delta_{i1}f_1 + \dots + \delta_{ij}f_j + \dots + \delta_{in}f_n \\ \dots \\ u_n = \delta_{n1}f_1 + \dots + \delta_{nj}f_j + \dots + \delta_{nn}f_n \end{array} \right\} \rightarrow \boxed{U = \delta.F}$$

ou δ représente la matrice de souplesse, de dimension n x n .

$$K = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{i1} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{in} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n1} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{avec } \delta_{ii} = \text{déplacement en } i \\ \text{pour une force } f_i = 1 \\ \delta_{ij} = \delta_{ji} = \text{déplacement en } i \\ \text{pour une force } f_i = 1 \end{array}$$

Remarque :

Etant donné que la matrice de rigidité représente l'inverse de la matrice de souplesse c.a.d

$$[K] = [\delta]^{-1}$$

On pourra donc déterminer la matrice de rigidité à partir de celle de souplesse (qui est simple à définir) soit propriété matricielle suivante :

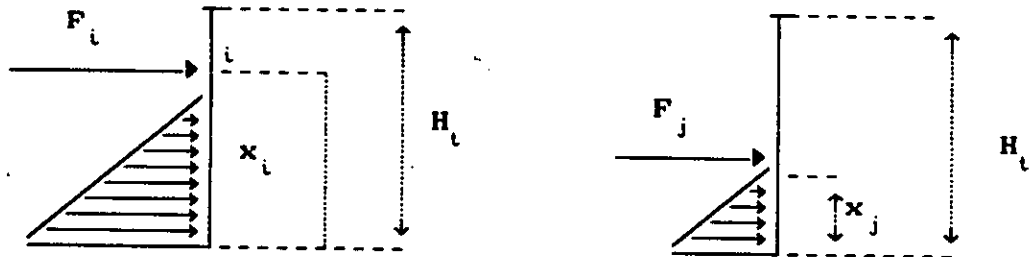
$$[K] \cdot [\delta] = [I] \quad \text{avec } [I] \text{ matrice unité .}$$

VIII-8 **G- CALCUL DE LA MATRICE DE SOUPLESSE : [S]**

Notre structure est modélisée par une console d'inertie cst:



La matrice de souplesse sera de dimension 8 x 8 symétrique



une force agissant au niveau i crée une flèche au niveau j : δ_{ij}

$$\delta_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{E \cdot I} dx + \int_0^H \frac{T_i T_j}{S_n \cdot G} dx$$

**TABLEAU RECAPITULATIF DES PERIODES
ET
FORMES PROPRES DE VIBRATIONS**

VIII-10-2 Sens Longitudinale :

		M O D E S D E V I B R A T I O N S		
		M O D E - 1 -	M O D E - 2 -	M O D E -
PULSATIONS (ω)		14.7084	78.6521	182.
PERIODES (T) en seconde		0.427	0.080	0.03
Déplacement : Long	X _{1(m)}	1.0000	- 0.9788	0.745
	X _{2(m)}	0.8315	- 0.3048	- 0.180
	X _{3(m)}	0.6637	0.3227	- 0.792
	X _{4(m)}	0.5010	0.7869	- 0.707
	X _{5(m)}	0.3491	1.0000	- 2.651
	X _{6(m)}	0.2152	0.9385	0.727
	X _{7(m)}	0.1069	0.6584	1.000
	X _{8(m)}	3.2431 10 ⁻²	0.2872	0.631
COEF PARTICI		66.7 %	21.86 %	6.78

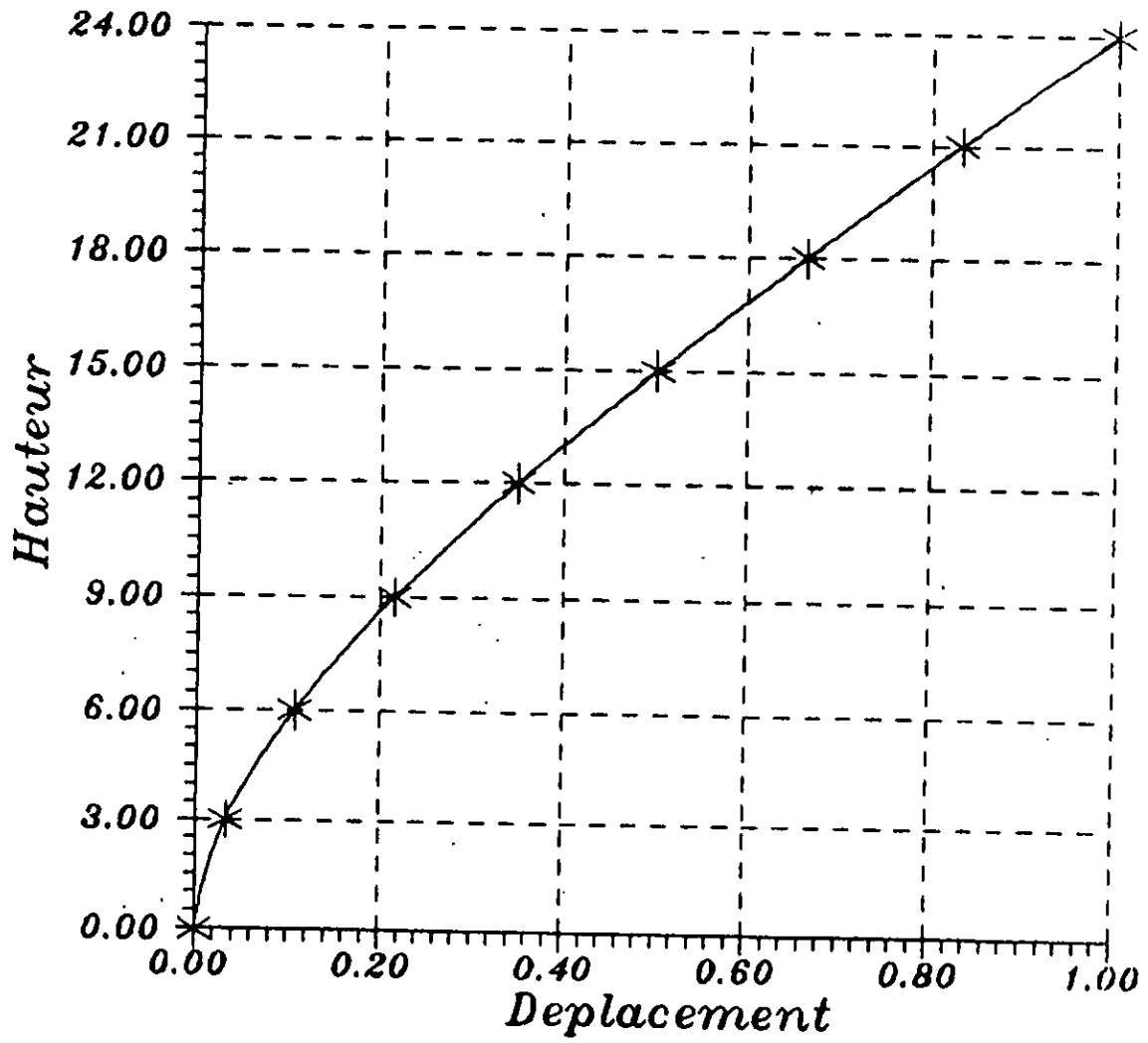
Conclusion :

On admet que lorsque la somme des coefficients de parti des j premiers modes, dépasse 90 % , il y a lieu de ne p compte dans l'étude sismique des modes suivants .

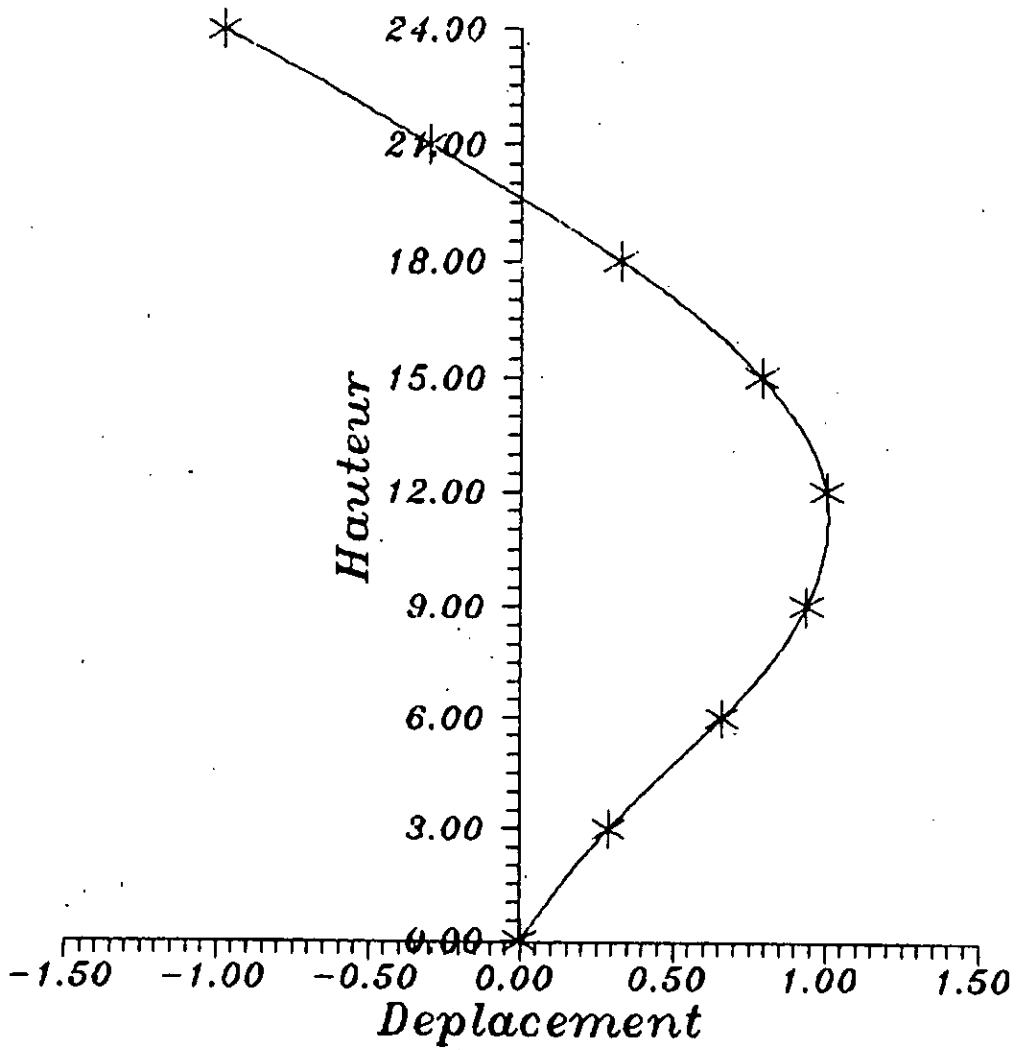
$$\sum \text{Coef Participation} = 94.97$$

Le 1er et le 2eme et le 3eme mode sont prépondérants les superieurs seront négligés

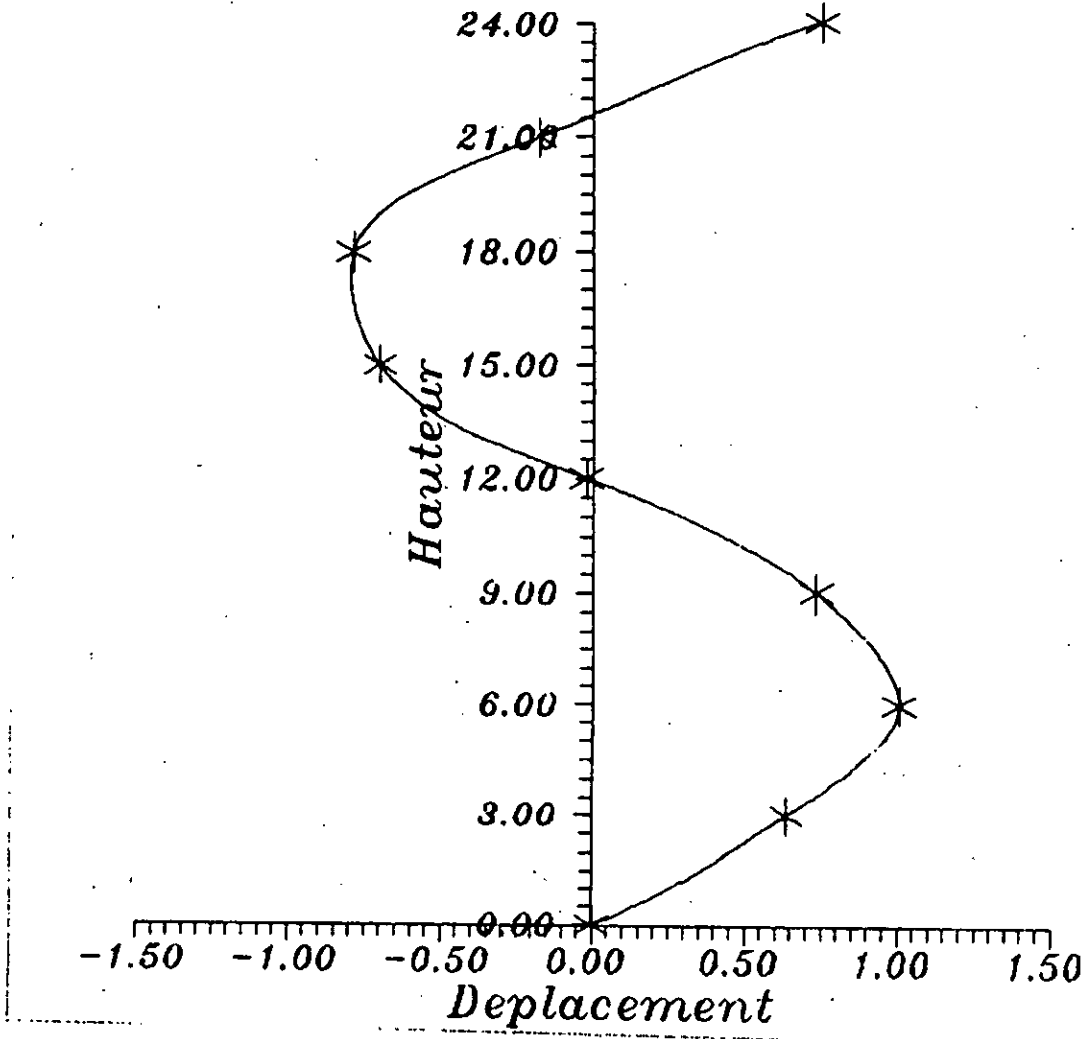
MODE 1



MODE 2



MODE 3



ETUDE AU VENT

Dans cette présent étude nous nous conférons aux règles (N V 65).

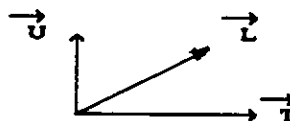
IX-1 ACTION DU VENT :

Le vent correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement les structures résistante caractérisée par sa période propre fondamentale.

L'introduction de coefficient de majoration permet de substituer aux efforts dynamiques du vent des forcrs statiques qui sont causées produire les mêmes conséquences. Ces forces, statiquement appliquées à la construction, dépendent: de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, du coefficient de trainée et de l'effet de masque .

L'action du vent est la résultante géométrique de trois composantes :

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



- T: Force de trainée, de direction parallèle à celle du vent, elle produit un effet d'entraînement et de renversement .
- L: Force de dérive perpendiculaire à la direction du vent provoque des vibrations dans la même direction du vent .
- U: Force de portance de direction verticale, ascendante, produit un effet de soulèvement.

IX-2 DONNEES GENERALES :

Notre bâtiment est implanté en région 2 site normal .

$h = 24.60$ m La hauteur du batiment y compris l'acrotère

$a = 17.46$ m Longueur du batiment (grand coté)

$b = 14.18$ m Largeur du batiment (petit coté)

IX-3 ETUDE DANS LA DIRECTION PARALLELE AU VENT :

- FORCE DE TRAINEE -

La force de trainée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent son expression donnée par :

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

- C_t : Coefficient de trainée .
- β : Coefficient de majoration dynamique .
- δ : Coefficient de réduction .
- q : Pression du vent .
- d : Largeur du maitre couple .

IX-3-1 COEFFICIENT DE TRAINEE C_t :

Le coefficient de trainée (ou de forme) C_t dépend de l'élanement de la tour et de la rugosité de la surface offerte au vent .

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$$

- C_{t0} : dépend de la catégorie du bâtiment .
- γ_0 : Fonction du rapport des dimensions .
- ▶ C_{t0} est donné dans le tableau VII

-Catégorie I
-Prisme de trois ou quatre côtés } $\Rightarrow C_{t0} = 1.3$

▶ γ_0 est donné sur la fig R III 5

- Vent normal à la grande face Sa :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} \longrightarrow 1.409 \\ \frac{b}{a} \longrightarrow 0.812 \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

- Vent normal à la petite face Sb :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{h}{b} \longrightarrow 1.735 \\ \frac{b}{a} \longrightarrow 0.812 \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma_c = 1$$

d'où $C_t = 1.3 \times 1 \longrightarrow C_{t0} = 1.3$

IX-3-2 COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE β :

Le coefficient de majoration dynamique dépend de la période propre de la structure d'oscillation .

$$\beta = \theta (1 + \zeta \cdot \tau)$$

où θ : Coef dépendent de la hauteur de la construction

ζ : Coef de réponse, donné en fonction de la période .

τ : Coef pulsation, déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa côte H .

► Evaluation de θ : $h < 30 \longrightarrow \theta = 0.7$

► Evaluation de ζ :

La période est déterminée d'après l'annexe 4. 532 pour une structure contreventée par voile en béton armée .

$$T = 0.08 \frac{h}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{h}{L_x + h}}$$

- Sens Longitudinal : $T = 0.350$

La fig R III .3 $\longrightarrow \zeta = 0.25$

(voir NV 65)

- Sens Transversal : $T = 0.404$

La fig R III .3 $\longrightarrow \zeta = 0.29$

(voir NV 65)

► Evaluation de τ :

τ est donné en fonction de h sur la fig R III - 4

h(m)	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00	24.00
τ	0.36	0.36	0.36	0.357	0.353	0.348	0.344	0.339
β_{Tran}	0.766	0.766	0.766	0.765	0.764	0.763	0.762	0.761
β_{Long}	0.776	0.776	0.776	0.775	0.774	0.773	0.772	0.771

- Sens long $\beta = 0.7 \times (1 + 0.25 \times \tau)$

- Sens Tran $\beta = 0.7 \times (1 + 0.30 \times \tau)$

On prendra $\beta = 1$ car β doit être ≥ 1

IX-3-3 COEFFICIENT DE REDUCTION δ :

Le coefficient de réduction δ est donné en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent et de la côte H du point le plus haut de cette surface .

Il est donné sur la fig R III .2 $\longrightarrow \delta = 0.778$

IX-3-4 PRESSION DU VENT q :

La pression du vent q est donné par :

$$q = k_s \cdot k_m \cdot q_{H0}$$

k_s : Coef de site .

k_m : Coef d'effet de masque ..

q_H : Pression dynamique à la hauteur H

- Coefficient de site :

Site Normal $\longrightarrow K_s = 1$

- Coefficient de masque :

On suppose que notre ouvrage est non abrité $\longrightarrow K_m = 1$

- Pression dynamique :

La pression dynamique est donné par l'expression suivante

$$q_H = 25 q_0 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

La pression dynamique de base est $q_0 = 70 \text{ daN /m}^2$

$$q_H = 175 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

IX-3-5 LARGEUR DU MAITRE COUPLE :

Le maitre couple est la projection orthogonale de la surface considérée sur un plan normal à la direction du vent .

Sens Long : $d = a = 17.46 \text{ m}$

Sens Trans : $d = b = 14.18 \text{ m}$

IX-3-6 VALEUR DE LA FORCE DE TRAINEE :

Sens Long : \longrightarrow

$$T = 3090.333 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

Sens Trans : \longrightarrow

$$T = 2509.789 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

Le tableaux ci-dessous donne la valeur de T en fonction de la côte H .

H(m)	0.00	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00	24.60
T _{long}	927.	1030.1	1123.7	1209.2	1287.6	1359.7	1426.3	1487.9	1545.
T _{tran}	753.	836.59	912.65	982.09	1045.7	1104.3	1158.3	1208.4	1264

IX-3-7 DANS LE CAS D'UN VENT EXTREME :

Le passage du vent normal au vent extrême introduit deux modifications .

- Coefficient de majoration dynamique .

$$\beta_{ex} = \left(0.5 + \frac{\theta}{2} \right) \cdot \beta \quad \text{avec } \theta = 0.70 \longrightarrow \beta_{ex} = 0.85 \beta$$

- Pression du vent : $q_{ex} = 1.75 q_n$

L'évaluation de la force de trainée dans le cas d'un vent extrême revient à multiplier l'expression de T dans le cas d'un vent normal

$$T_{ex} = 1.75 T_n$$

Sens Long : \longrightarrow

$$T = 5421.985 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Sens Trans : \longrightarrow

$$T = 4403.422 \frac{H + 18}{H + 60}$$

H(m)	0.00	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00	24.60
T _{long}	1626.	1807.3	1971.6	2121.6	2259.1	2385.6	2502.	2610.5	2730.
T _{tran}	1321.	1467.8	1601.2	1723.0	1834.7	1937.5	2032.	2120.1	2217.

IX-3-8 EFFORT TRANCHANT ET NORMAL A LA BASE :

- Dans le sens Longitudinal .

Le diagramme de la force de trainée peut être représenté en deux diagrammes (rect - triang)

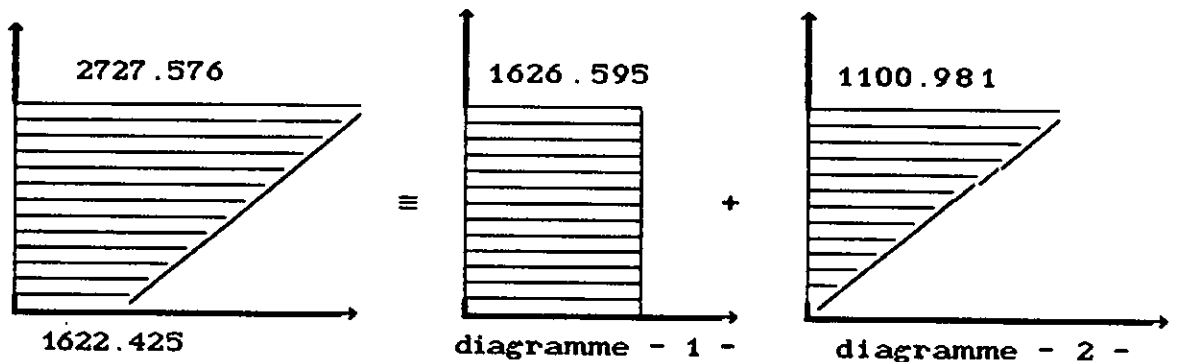


Diagramme 1 :

$$V_1 = 1.627 \times 24.60 \longrightarrow 40.024 \text{ t}$$

$$M_1 = 1.627 \times \frac{24.60^2}{2} \longrightarrow 492.298 \text{ t.m}$$

Diagramme 2 :

$$V_2 = 1.101 \times \frac{24.60}{2} \longrightarrow 27.085 \text{ t}$$

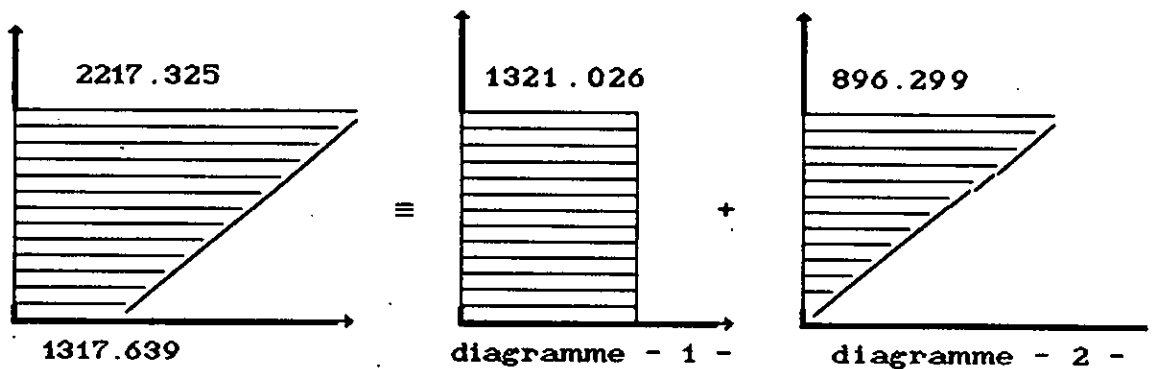
$$M_2 = \frac{2}{3} \times 24.60 \times 27.085 \longrightarrow 444.187 \text{ t.m}$$

Moment et effort tranchant a la base :

$$M = M_1 + M_2 \longrightarrow 936.485 \text{ t.m}$$

$$V = V_1 + V_2 \longrightarrow 67.109 \text{ t}$$

● Dans le sens transversal :



Moment et effort tranchant a la base :

$$M = M_1 + M_2 \longrightarrow 580.449 \text{ t.m}$$

$$V = V_1 + V_2 \longrightarrow 43.517 \text{ t}$$

IX-4 ETUDE DANS LA DIRECTION PERPENDICULAIRE AU VENT :

- FORCE DE DERIVE L -

La force de dérive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au celle du vent, ces dernieres n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($\leq 25 \text{ m/s}$) l'expression de le la force de dérive est donné par la relation suivante :

$$L = \delta \cdot C_l \cdot \beta' \cdot q_\alpha \cdot \frac{H}{h}$$

C_e : Coef de dépression extérieur sur la terrasse
 ($\alpha = 0 ; \gamma_o = 1$) $\longrightarrow C_e = - 0.5$ (R III 6)

$$C_u = C_i - C_e = 0.8$$

δ : Coef de dimension $\delta = 0.78$

q : Pression du vent

$$q = 175 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

$H = 24$ m donc $q = 87.5$ daN/m²

S_u : Surface de la terrasse $S_u =$

Donc la valeur de U est

$$U = 12.20 \text{ t}$$

$$W = 2020 \text{ t}$$

$U \ll W$ (poids total de la structure)

CONCLUSION

La valeur de la force de portance est insignifiante devant celle du poids total de la structure, donc il n'ya pas risque de soulèvement.

- δ : Coef de dimensions .
- C_i : Coef de dérive généralement pris égal à 0.2
- β' : Coef de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement
- q_α : Pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance .
- H : Côte du niveau considéré (à partir du sol) .
- h : Hauteur total de la construction .
KARMAN montre que la période des tourbillons est donné en fonction des paramètres suivantes.

$$T_r = \frac{d}{S \cdot V}$$

- où :
- V : Vitesse du fluide .
 - d : Largeur du maitre couple .
 - S : Nbre de STROUHL variant de 0.25 à 0.30 pour les prismes de base carrée
- La résonance est obtenue lorsque T_k est égale à la période T de vibration propre de la structure. On aura donc .

- Sens Longitudinal : $T = T_r \rightarrow V = d / S.T$
avec $d = 17.46 \text{ m}$; $T = 0.30$; $S = 0.30$
donc $V = 194 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$
- Sens Transversal : $T = T_r \rightarrow V = d / S.T$
avec $d = 14.18 \text{ m}$; $T = 0.416 \text{ s}$; $S = 0.25$
donc $V = 136.34 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

CONCLUSION

Dans les deux sens (Long - Transv), on trouve la valeur de la vitesse de fluide V Longueument superieures à 25 m/s . Il est donc inutile de faire un calcul à la résonance, et de calculer la force de dérive L .

IX- 5- FORCE DE PORTANCE U :

La force de portance U qui provoque un effet de soulèvement est donné par :

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

- où C_u : Coef de portance, exprimé par : $C_u = C_i - C_e$
avec C_i : Coef de surpression intérieure sur la terrasse
Construction fermée $\rightarrow \mu < 5$ (R III 1.313)
 $C_i = 0.6(1.8 - 1.3 \gamma_w) \rightarrow 0.3$

ETUDE SISMIQUE

X-1- INTRODUCTION :

Notre étude consiste en la vérification de la résistance des éléments structuraux ainsi que la stabilité vis-à-vis des actions sismiques .

- L'étude au seisme peut se faire selon 2 méthodes différentes :
- Méthode statique équivalente décrite par le R.P.A 88 .
 - Méthode dynamique par analyse de spectre de reponse .

X-2- EVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE :

Comme notre structure présente un décrochement en plan important, donc nécessité d'une étude sismique on utilisons, la méthode dynamique directe .

La force sismique total à la base (effort tranchant à la base), due au mode i est :

$$S_i = A \cdot B \cdot D_i \cdot Q \cdot \alpha_i \cdot \sum_{i=1}^n W_i$$

X-2-1 Signification des parametres :

- S : Effort tranchant totale à la base .
- A : Coefficient d'accélération des zones dépend du groupe d'usage de la structure .
- B : Facteur de comportement de la structure dépend du type de la structure et de la nature de ces contreventement .
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen dépend du type de sol en fonction de la période T .
- Q : Facteur de qualité de système .
- W : Poids propre de la structure .
- α_i : Coefficient de participation modale .

X-3- DISTRIBUTION DES FORCES LATERALES :

La force sismique résultante (effort tranchant) au niveau k , due au mode i est:

$$V_{ki} = \sum_{j=1}^n F_{ji}$$

Sachons que : $F_{ki} = A \cdot D_i \cdot B \cdot Q \cdot \gamma_i \cdot W_k$

γ_i : Coefficient de distribution est donné par la relation suivante

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \bar{\Phi}_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \bar{\Phi}_{ki}^2}$$

W_k = Poids de l'étage k.
 $\bar{\Phi}_{ki}$ = Amplitude au niveau k dans le mode i .

$$\alpha_i = \frac{\left[\sum_{k=1}^n W_k \cdot \bar{\Phi}_{ki} \right]^2}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \bar{\Phi}_{ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

X-4- APPLICATION :

- Coeff d'accélération des zones : A
 - Groupe d'usage 2.
 - Zone sismique II
- } **A = 0.15**

- ▶ Facteur de comportement de la structure : B
- Structure voiles porteurs : **B = 0.25**

- ▶ Facteur de qualité : Q

$$Q = 1 + \sum q \quad \text{Trans} \quad \text{Long}$$

● Conditions minimales des files porteuses....	0.00	0.00
● Surabondance en plan	0.00	0.05
● Symétrie en plan	0.05	0.05
● Régularité en élévation.....	0.00	0.00
● Contrôle de la qualité des matériaux.....	0.05	0.05
● Contrôle de la qualité de la construction...	0.10	0.10

$$Q_{\text{trans}} = 1.2$$

$$Q_{\text{long}} = 1.25$$

- ▶ Poids de la structure W :

W: comprend l'ensemble des charges permanentes, pour les salles et magasins accessibles au publiques, il faut prendre en considération 25% des surcharges d'exploitations

W étage courant	= 265.136 t
W terrasse	= 257.995 t
W avant terrasse	= 251.292 t

► Facteur d'amplification D :

Le facteur d'amplification dynamique ,peut être lu sur les spectres annexés dans la fig de la page -81- de R.P.A 88 pour un sol meuble on a :

	T _{trans}	T _{long}	D _{trans}	D _{long}
MODE 1	0.395	0.427	2.000	2.000
MODE 2	0.071	0.080	1.710	1.800
MODE 3	0.030	0.034	1.300	1.344

X-5 Force sismique a la base :

Force sismique a la base due au mode 1 : (sens transversal)

	W _k	φ _k	W _k · φ _k	W _k · φ _k ²	γ _k	F _k	V _k
8	257.995	1.000	257.99	257.99	1.444	33.511	33.511
7	251.292	0.829	208.32	172.69	1.198	27.234	60.745
6	255.136	0.660	168.38	111.13	0.954	22.017	82.762
5	255.136	0.497	126.80	63.020	0.718	16.571	99.333
4	255.136	0.345	88.022	30.367	0.499	11.516	110.849
3	255.136	0.211	53.833	11.359	0.306	7.062	117.911
2	255.136	0.104	26.534	2.760	0.150	3.462	121.373
1	255.136	0.030	7.654	0.230	0.044	1.015	122.388
Σ	2040.10		941.93	652.40			

Effort à la base due au mode 1 : S₁ = 122.414 t

Force sismique a la base due au mode 2 : (sens transversal)

	W_k	$\bar{\phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\phi}_k^2$	γ_k	F_k	V_k
8	257.995	-0.983	-253.6	249.30	-0.637	-12.648	-12.648
7	251.292	-0.294	-73.88	21.720	-0.191	-3.715	-16.363
6	255.136	0.337	85.980	28.975	0.219	4.324	-12.039
5	255.136	0.797	203.34	162.06	0.517	10.208	- 1.831
4	255.136	1.000	255.13	255.13	0.648	12.795	10.964
3	255.136	0.924	235.74	217.82	0.599	11.827	22.791
2	255.136	0.634	161.75	102.55	0.411	8.115	30.906
1	255.136	0.265	67.611	17.916	0.172	3.396	34.302
Σ	2040.10		687.74	1061.4			

$\alpha =$

Effort à la base due au mode 2 : $S_2 = 34.102 \text{ t}$

Force sismique a la base due au mode 3 : (sens transversal)

	W_k	$\bar{\phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\phi}_k^2$	γ_k	F_k	V_k
8	257.995	0.747	192.72	143.96	0.291	4.390	4.390
7	251.292	-0.203	-51.01	10.355	-0.079	-1.167	3.223
6	255.136	-0.806	-205.6	165.74	-0.314	-4.640	-1.417
5	255.136	-0.692	-176.5	122.17	-0.269	-4.035	-5.452
4	255.136	0.016	4.082	0.0653	0.005	0.075	-5.377
3	255.136	0.760	193.90	147.36	0.296	4.440	-0.937
2	255.136	1.000	255.13	255.13	0.398	5.835	4.898
1	255.136	0.605	154.35	93.386	0.235	3.525	8.423
Σ	2040.10		366.57	942.96			

$\alpha =$

Effort à la base due au mode 3 : $S_3 = 8.372 \text{ t}$

Force sismique a la base due au mode 1 : (sens longitudinal)

	W_k	Φ_k	$W_k \cdot \Phi_k$	$W_k \cdot \Phi_k^2$	γ_k	F_k	V_k
8	257.995	1.000	257.99	257.99	1.448	33.488	33.488
7	251.292	0.831	208.82	173.53	1.200	27.280	60.768
6	255.136	0.663	169.15	112.15	0.958	22.110	82.978
5	255.136	0.501	127.82	64.039	0.723	16.686	99.564
4	255.136	0.349	89.042	31.075	0.504	11.632	111.196
3	255.136	0.215	54.854	0.0462	0.311	7.178	118.374
2	255.136	0.107	27.299	2.9210	0.154	3.554	121.928
1	255.136	0.032	8.1643	0.2615	0.047	1.085	123.013
Σ	2040.10		947.11	656.25			

Effort à la base due au mode 1 : $S_1 = 123.034 \text{ t}$

Force sismique a la base due au mode 2 : (sens longitudinal)

	W_k	Φ_k	$W_k \cdot \Phi_k$	$W_k \cdot \Phi_k^2$	γ_k	F_k	V_k
8	257.995	-0.978	-252.3	246.76	-0.635	-13.263	-13.263
7	251.292	-0.304	-76.40	23.223	-0.198	-4.051	-17.314
6	255.136	0.322	82.153	26.453	0.209	4.341	-12.973
5	255.136	0.786	200.53	157.62	0.511	10.614	-2.359
4	255.136	1.000	255.13	255.13	0.649	13.480	11.121
3	255.136	0.938	239.31	224.48	0.609	12.650	23.771
2	255.136	0.658	167.88	110.46	0.427	8.869	32.640
1	255.136	0.287	73.224	21.015	0.186	3.863	36.503
Σ	2040.10		694.79	1070.7			

Effort à la base due au mode 2 : $S_2 = 36.298 \text{ t}$

Force sismique a la base due au mode 3 : (sens longitudinal)

	W_k	$\bar{\Phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\Phi}_k$	$W_k \cdot \bar{\Phi}_k^2$	γ_k	F_k	V_k
8	257.995	0.745	192.20	143.20	0.287	4.477	4.477
7	251.292	-0.180	-45.23	8.1418	-0.069	-1.054	3.423
6	255.136	-0.792	-202.0	160.03	-0.305	-4.732	-1.309
5	255.136	-0.708	-180.6	127.90	-0.273	-4.235	-5.544
4	255.136	-0.026	-6.633	0.1724	-0.010	-0.155	-5.699
3	255.136	0.727	185.48	134.84	0.280	4.344	-1.355
2	255.136	1.000	255.13	255.13	0.385	5.973	4.618
1	255.136	0.631	160.99	101.58	0.243	3.770	8.388
Σ	2040.10		359.96	935.50			

Effort à la base due au mode 3 : $S_g = 8.417 \text{ t}$

Sachons que les modes sont indépendantes (c.a.d les fréquences différentes d'au moins 10 %). La sollicitation resultante est donné de la façon suivante :

$$x = \sqrt{\sum_{j=1}^n x_j^2}$$

n : nombre de modes consideres

X-6

EFFORTS SISMQUES

Sens	TRANSVERSAL			Longitudinal		
NIV	F _k	V _k	M _k	F _k	V _k	M _k
8	36.086	36.086	108.258	37.808	37.808	108.888
7	27.511	63.597	299.049	28.749	66.557	300.573
6	22.912	86.509	558.576	23.983	90.540	561.330
5	19.877	106.386	877.734	21.067	111.607	882.759
4	17.214	123.600	1248.534	18.548	130.155	1257.606
3	14.473	138.073	1662.753	15.811	145.966	1677.990
2	10.578	148.651	2108.706	11.737	157.703	2132.178
1	4.999	153.650	2569.656	5.735	163.438	2602.884

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS

XI-1 INTRODUCTION :

On applique la methode exposée dans le livre intitulé " Calcul Pratique des ossatures de bâtiment ", de M.A. FUENTES . Cette methode concerne la distribution des efforts horizontaux, dans les refends en B.A.

Dans cette methode, on supposera :

- La raideur de torsion de chaque refend est nulle .
- Les planchers sont indéformables horizontalement.
- Les refends sont parfaitement encastree à la base .
- L'inertie des refends est Cst sur toute la hauteur, ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends .

XI-2 PRINCIPE DE LA METHODE :

On s'interesse au cas général ou la resultante des efforts horizontaux extérieurs ne coincide pas avec le centre de torsion, d'ou la nécessité de l'excentricité "e" .

Ce cas peut être traité en ramenant la resultante des efforts au centre de torsion .

XI-2-1 EFFET DE TRANSLATION :

La translation ne concerne que les refends paralleles à la direction de l'effort horizontal. Car les refends perpendiculaires à la direction de l'effort considéré ont des inerties négligeables dans ce sens d'ou :

Sens xx :

$$H'_{jx} = \frac{F_{jx} \cdot I_y}{\sum I_y}$$

Sens yy :

$$H'_{jy} = \frac{F_{jy} \cdot I_x}{\sum I_x}$$

XI-2-2 EFFET DE ROTATION :

Sens xx :

$$H''_{jx} = \frac{F_{jx} \cdot e_y \cdot d_y \cdot I_y}{\mathfrak{J}_\theta}$$

Sens yy :

$$H''_{jy} = \frac{F_{jy} \cdot e_x \cdot d_x \cdot I_x}{\mathfrak{J}_\theta}$$

avec :

F_{jx} : Effort horizontal agissant à l'etage j dans le sens xx .

F_{jy} : " " " " " " " " yy .

I_y : Inertie d'un refend longitudinal .

I_x : " " " " transversal .

e_x, e_y : Excentricité théoriques .

d_x : Distance algebrique d'un refend transversal à C_y .

d_y : " " " " longitudinal à C_x .

C : Centre de torsion .

$$J_{\theta} : \text{Inertie polaire} = \sum (I_x \cdot d_x^2) + (I_y \cdot d_y^2)$$

XI-2-3 SUPERPOSITION DES EFFORTS :

$$H_{jx} = H'_{jx} + H''_{jx}$$

;

$$H_{jy} = H'_{jy} + H''_{jy}$$

REPARTITION DES EFFORTS SUR LES VOILES
TRANSVERSALES

$\mathcal{J}_\theta = 810382 \text{ m}^4$

$\sum I_i = 23.952 \text{ m}^4$

		N I V E A U X								
VOILES		8	7	6	5	4	3	2	1	R.C
V ₁	V	3.284	5.787	7.872	9.681	11.248	12.56	13.52	13.98	13.
	M	0.00	9.852	27.213	50.829	79.872	113.6	151.3	191.9	205
V ₂	V	1.732	3.053	4.152	5.106	5.933	6.627	7.135	7.375	7.3
	M	0.00	5.196	14.355	26.811	42.129	59.92	79.80	101.2	123
V ₃	V	3.284	5.787	7.872	9.681	11.248	12.56	13.52	13.98	13.
	M	0.00	9.852	27.213	50.829	79.872	113.6	151.3	191.9	205
V ₄	V	1.046	1.844	2.509	3.085	3.584	4.004	4.311	4.456	4.4
	M	0.00	3.138	8.670	16.197	25.452	36.20	48.21	61.14	74.
V ₆	V	13.67	24.10	32.787	40.320	46.844	52.33	56.33	58.23	58.
	M	0.00	41.03	113.34	211.70	332.66	473.1	630.1	799.2	973
V ₆	V	0.144	0.254	0.346	0.426	0.491	0.552	0.595	0.615	0.6
	M	0.00	0.432	1.194	2.232	3.510	4.442	6.648	8.433	10.
V ₇	V	1.624	2.862	3.893	4.787	5.562	6.213	6.689	6.914	6.9
	M	0.00	4.872	13.458	25.137	39.498	56.18	74.82	94.89	115
V ₈	V	0.253	0.445	0.606	0.745	0.865	0.966	1.041	1.076	1.0
	M	0.00	0.759	2.094	3.912	6.147	8.742	11.64	14.76	17.
V ₉	V	8.769	15.45	21.022	25.852	30.035	33.55	36.12	37.33	37.
	M	0.00	26.30	72.669	135.73	213.30	303.4	404.0	512.4	624
V ₁₀	V	4.150	7.314	9.948	12.234	14.214	15.87	17.09	17.67	17.
	M	0.00	12.45	34.392	64.236	100.94	143.5	191.2	242.5	295

REPARTITION DES EFFORTS SUR LES VOILES
LONGITUDINALE

$$S_0 = 810.82 \text{ m}^6 \quad \sum I_i = 20.771 \text{ m}^4$$

		N I V E A U X								
VOILES		8	7	6	5	4	3	2	1	R.I
V _A	V	7.373	12.97	17.655	21.763	25.380	28.46	30.75	31.87	31
	M	0.00	22.19	61.056	114.02	179.31	255.4	340.8	433.1	52
V _B	V	7.751	13.64	18.561	22.879	26.682	29.92	32.32	33.50	33
	M	0.00	23.25	64.185	119.86	188.50	268.5	358.3	455.3	55
V _C	V	12.25	21.56	29.335	36.161	42.170	47.29	51.09	52.95	52
	M	0.00	36.75	101.44	189.44	297.93	424.4	566.3	719.6	87
V _D	V	12.43	21.87	29.788	36.719	42.821	48.02	51.88	53.77	53
	M	0.00	37.31	103.01	192.37	302.53	430.9	575.0	730.0	89
V _E	V	0.870	1.531	2.082	2.5674	2.9944	3.357	3.627	3.759	3.
	M	0.00	2.610	7.203	13.449	21.150	30.13	40.20	51.08	62

EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFENDS

XII-1 Introduction :

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée par M.M ALBIGES et GOULET.

XII-2 Hypotheses de calcul :

- Bâtiment élevé (nombre d'étages ≥ 7).
- Chaque élément de refend à une grande raideur ($I_{lin} < I_{tru}$).
- Les déformations des linteaux dues aux efforts normaux sont négligées.
- Les éléments de refends subissent le même déplacement au niveau de chaque étage.

XII-3- Cas d'un refend plein :

Le calcul de ce type de refend est simple, c'est celui d'une section rectangulaire en B.A., calculée vis-à-vis des éléments de réductions des forces appliquées (charges verticales et efforts due au séisme) soient M, N, T.

XII-4 Refends avec ouvertures :

XII-4-1 Cas d'un refend avec une seule file d'ouverture :

a)- Calcul de l'effort tranchant Π dans les linteaux :

L'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

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

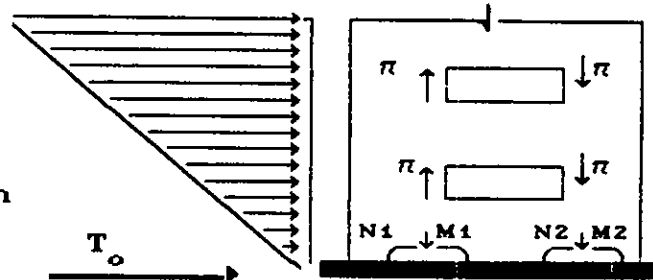
avec :

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

m : Moment statique de la section par rapport au c.d.g

h : Hauteur d'étage .

I : Moment d'inertie de la section



b)- Calcul de moments dans les trumeaux :

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot T_o \cdot H \cdot \left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2 \cdot c \cdot m}{I} \cdot \Omega(\alpha, \xi) \right]$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot T_o \cdot H \cdot \left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2 \cdot c \cdot m}{I} \cdot \Omega(\alpha, \xi) \right]$$

c) Calcul de l'effort normal dans les trumeaux :

L'effort normal dans les trumeaux est egale à la somme des efforts tranchants dans les linteaux :

$$N = \sum \pi_i$$

Remarque :

Après le calcul des efforts (M,N,T), on doit vérifier à la base du refend que le moment extérieur \cong moment intérieur avec :

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c$$

M_{ont} = Moment obtenu après la distribution des efforts

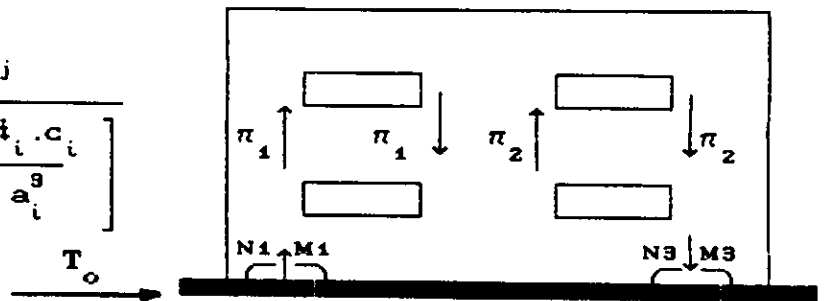
horizontaux dans les refends:

XII-4-2 Cas d'un refend à plusieurs files d'ouvertures :

a)- Calcul de l'efforts tranchants Π :

L'effort tranchant est donnée par la relation suivante :

$$\Pi_j(\xi) = T_o \cdot h \cdot \frac{t_j \cdot a_j}{2 \cdot a_j^3 \left[\sum \frac{t_i \cdot c_i}{a_i^3} \right]}$$



b)- Calcul des moments dans les trumeaux :

Le moment dans chaque trumeau est donnée par :

$$M_i(\xi) = \frac{I_i}{\sum_{j=1}^n I_j} \cdot T_o.H. \left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2.c.m}{I} \cdot \Omega(\alpha, \xi) \right]$$

Remarque :

à la fin du calcul, il faut vérifier l'équilibre par la relation :

$$M_{int} = M_{ext}$$

M_{ext} = Moment obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

$$M_{int} = (M_1 + M_2 + M_3 \dots) + 2.N_1(C_1 + C_2 + C_3 \dots) + 2.N_2(C_2 + C_3 \dots) + \dots$$

XII-5

**CACUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE SEUL FILE D'OUVERTURE**

VOILE V_2 : $H_0 = 7.375$ T $\alpha = 107.736$

N I V E A U X

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
ξ (m)	0.00	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.000
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.65	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.015	0.000
$\phi(\alpha, \xi)$	0.00	0.984	0.984	0.859	0.750	0.609	0.437	0.234	0.000
$A(\xi)$	0.66	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.015	0.000
π (t)	0.00	1.977	1.883	1.726	1.507	1.224	0.878	0.470	0.000
N (t)	9.70	9.701	7.724	5.841	4.115	2.608	1.384	0.506	0.000
M_1 m.t	0.03	0.031	0.024	0.018	0.012	0.007	0.003	0.001	0.000
M_2 m.t	84.04	67.900	52.867	38.711	26.058	15.409	7.141	1.879	0.000

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 115.203$ t.m

$M_{ext} = 123.339$ t.m

$\Delta M / = 7.1 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOIES
A UNE SEUL FILE D'OUVERTURE**

VOILE V_0 : $H_0 = 1.076$ T $\alpha = 21.384$

N I V E A U X									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
ξ (m)	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.75	0.87	1.00
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.620	0.542	0.423	0.311	0.210	0.126	0.06	0.01	0.00
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.911	0.928	0.855	0.746	0.605	0.43	0.23	0.01
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.05	0.01	0.00
π (t)	0.000	0.622	0.633	0.583	0.509	0.413	0.29	0.16	0.00
N (t)	3.278	3.278	2.656	2.023	1.440	0.931	0.51	0.22	0.00
$M_{\text{m.t}}$	9.940	7.628	5.927	4.325	2.904	1.696	0.76	0.16	0.00

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^3}{3}$

$M_{\text{int}} = 17.020$ t.m

$M_{\text{ext}} = 17.991$ t.m

$\Delta M / M = 5.7 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE SEUL FILE D'OUVERTURE**

VOILE V_{10} : $H_0 = 17.67$ T $\alpha = 88.032$

N I V E A U X									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
ξ (m)	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.87	1.0
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.655	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.01	0.0
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.984	0.937	0.859	0.750	0.609	0.437	0.23	0.0
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.01	0.0
π (t)	0.000	10.007	9.529	8.736	7.628	6.194	4.444	2.38	0.0
N (t)	49.142	49.142	39.135	29.606	20.87	13.242	7.048	2.60	0.0
M_{\downarrow} m.t	5.219	4.066	3.165	2.318	1.560	0.923	0.428	0.11	0.0
M_{\uparrow} m.t	81.535	63.511	49.449	36.208	24.373	14.413	6.679	1.75	0.0

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 270.596$ t.m

$M_{ext} = 295.509$ t.m

$\Delta M / M = 8.4 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE SEUL FILE D'OUVERTURE**

VOILE V_0 : $H_0 = 52.954$ T $\alpha = 7.536$

N I V E A U X

	0	1	2	3	4	5	6	7
ξ (m)	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.75	0.87
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.539	0.497	0.411	0.314	0.222	0.142	0.07	0.03
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.573	0.757	0.769	0.699	0.581	0.43	0.30
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.05	0.01
π (t)	0.000	13.461	17.784	18.066	16.421	13.649	10.3	7.07
N (t)	102.14	102.14	88.684	70.900	52.834	36.413	22.7	12.4
M_1 m. t	184.31	109.60	68.973	41.618	20.776	4.987	-5.9	-9.3
M_2 m. t	99.131	58.948	37.097	22.384	11.174	2.682	-3.2	-5.0

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 852.392$ t.m

$M_{ext} =$

$\Delta M / M = 3 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE DEUX FILES D'OUVERTURE**

VOILE V_2 : $H_0 = 4.456 T$ $\alpha = 24.60$

	N I V E A U X								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$\xi (m)$	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.75	0.87	1
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.626	0.542	0.423	0.310	0.210	0.125	0.05	0.01	0
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.935	0.932	0.856	0.747	0.606	0.43	0.23	0
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.05	0.01	0
$\pi_1 (t)$	0.000	0.654	0.652	0.599	0.523	0.424	0.30	0.16	0
$\pi_2 (t)$	0.000	4.279	4.265	3.917	3.419	2.773	1.98	1.07	0
$N_1 (t)$	3.375	3.375	2.721	2.069	1.470	0.947	0.52	0.21	0
$N_2 (t)$	18.696	18.696	15.071	11.458	8.140	5.244	2.89	1.21	0
$N_3 (t)$	22.071	22.071	17.792	13.527	9.610	6.191	3.41	1.43	0
M_1 m.t	0.031	0.020	0.015	0.011	0.007	0.004	0.00	0.00	0
M_2 m.t	15.994	10.123	7.795	5.685	3.712	2.125	0.89	0.02	0
M_3 m.t	0.244	0.155	0.119	0.087	0.057	0.032	0.01	0.00	0

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3.\xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 80.738 \text{ t.m}$

$M_{ext} = 74.517 \text{ t.m}$

$\frac{\Delta M}{M} = 8.3 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE DEUX FILES D'OUVERTURE**

VOILE V_0 : $H_0 = 58.233 \text{ T}$ $\alpha = 18.096$

	N I V E A U X								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$\xi (m)$	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.75	0.875	1.
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.612	0.542	0.423	0.311	0.211	0.127	0.06	0.021	0.
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.874	0.920	0.852	0.747	0.603	0.43	0.240	0.
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.05	0.015	0.
$\pi_1(t)$	0.000	25.833	27.193	25.183	21.991	17.823	12.7	7.094	2.
$\pi_2(t)$	0.000	15.731	16.559	15.335	13.391	10.853	7.79	4.320	1.
$N_1(t)$	140.87	140.87	115.04	87.845	62.662	40.671	22.8	10.05	2.
$N_2(t)$	-56.08	-56.08	-45.98	-35.35	-25.50	-16.81	-9.9	-4.93	-1
$N_3(t)$	87.782	84.782	69.051	52.492	37.157	23.853	12.9	5.120	1.
$M_1 \text{ m. t}$	20.710	8.915	6.760	4.728	2.890	1.315	0.05	-0.81	0.
$M_2 \text{ m. t}$	17.153	7.3953	5.603	3.916	2.394	1.089	0.04	-0.67	0.
$M_3 \text{ m. t}$	111.60	48.043	36.452	25.481	15.574	7.086	0.28	-4.39	0.

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 58.233 \text{ t.m}$

$M_{ext} = 977.66 \text{ t.m}$

$\frac{\Delta M}{M} = 0.4 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE DEUX FILES D'OUVERTURE**

VOILE V_a : $H_0 = 37.337 \text{ T}$ $\alpha = 11.544$

	N I V E A U X								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$\xi \text{ (m)}$	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.75	0.875	1.
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.581	0.524	0.421	0.314	0.215	0.132	0.06	0.024	0.
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.737	0.868	0.831	0.732	0.596	0.43	0.260	0.
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.05	0.015	0.
$\pi_1 \text{ (t)}$	0.000	12.136	14.293	13.654	12.054	9.814	7.11	4.281	2.
$\pi_2 \text{ (t)}$	0.000	11.065	13.033	12.477	10.991	8.949	6.48	3.904	2.
$N_1 \text{ (t)}$	75.978	75.978	63.842	49.549	35.865	23.811	13.9	6.883	2.
$N_2 \text{ (t)}$	-6.701	-6.701	-5.630	-4.370	-3.163	-2.100	-1.2	-0.60	-0
$N_B \text{ (t)}$	69.277	69.277	58.212	45.179	32.702	21.711	12.7	6.276	2.
$M_1 \text{ m.t}$	182.93	114.44	80.521	55.180	34.747	17.343	4.19	-3.75	0.
$M_2 \text{ m.t}$	10.137	6.342	4.462	3.058	1.925	0.961	0.23	-0.20	0.
$M_a \text{ m.t}$	0.057	0.036	0.025	0.017	0.011	0.005	0.00	-0.00	0.

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3.\xi + \xi^3}{3}$

$M_{ext} = 624.429 \text{ t.m}$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE DEUX FILES D'OUVERTURE**

VOILE V_a : $H_a = T$ $\alpha = 7.968$

	NIVEAUX								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
ξ (m)	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.545	0.501	0.413	0.315	0.221	0.140	0.076	0.031	0.
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.595	0.774	0.781	0.715	0.584	0.438	0.296	0.
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.015	0.
$\pi_1(t)$	0.000	7.165	9.320	9.404	8.48.9	7.032	5.27	3.564	2.
$\pi_2(t)$	0.000	7.165	9.320	9.404	8.48.9	7.032	5.27	3.564	2.
$N_1(t)$	52.885	52.885	45.720	36.400	26.996	18.507	11.47	6.201	2.
$N_2(t)$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.
$N_3(t)$	52.885	52.885	45.720	36.400	26.996	18.507	11.47	6.201	2.
M_1 m.t	12.403	4.168	0.915	-0.610	-1.322	-1.728	-1.93	-1.62	0.
M_2 m.t	68.508	23.023	5.054	-3.369	-7.300	-9.546	-10.6	-8.98	0.
M_3 m.t	68.508	23.023	5.054	-3.369	-7.300	-9.546	-10.6	-8.98	0.

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3.\xi + \xi^2}{3}$

$M_{int} = 528.705$ t.m

$M_{ext} = 513.221$ t.m

$\frac{\Delta M}{M} = 3 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A UNE DEUX FILES D'OUVERTURE**

VOILE V_0 : $H_0 =$ T $\alpha =$

	N I V E A U X								
	0	1	2	3	4	5	6	7	:
$\xi (m)$	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.87	1
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.559	0.517	0.417	0.315	0.219	0.137	0.073	0.02	0
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.646	0.812	0.803	0.718	0.589	0.435	0.02	0
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.01	0
$\pi_1(t)$	0.000	4.084	5.133	5.076	4.539	3.724	2.750	1.77	1
$\pi_2(t)$	0.000	11.460	14.405	14.245	12.737	10.449	7.717	4.98	3
$N_1(t)$	28.321	28.321	24.237	19.104	14.028	9.489	5.765	3.01	1
$N_2(t)$	51.154	51.154	43.778	34.506	25.337	17.139	10.41	5.44	2
$N_3(t)$	79.475	79.475	68.015	53.610	39.365	26.628	16.17	8.46	3
M_1 m.t	0.187	0.043	0.009	-0.010	-0.019	-0.024	-0.02	-0.0	0
M_2 m.t	22.412	5.188	1.038	-1.245	-2.283	-2.905	-3.32	-2.6	0
M_3 m.t	64.753	14.989	2.998	-3.597	-6.595	-8.394	-9.59	-7.7	0

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3.\xi + \xi^3}{3}$

$M_{int} = 537.663 \text{ t.m}$

$\frac{\Delta M}{M} = 3.4 \%$

**CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES
A QUATRE FILES D'OUVERTURES**

VOILE V_D

	N I V E A U X								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$\xi (m)$	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.87	1.0
$\Omega(\alpha, \xi)$	0.638	0.542	0.422	0.310	0.209	0.124	0.058	0.01	0.0
$\phi(\alpha, \xi)$	0.000	0.970	0.936	0.858	0.748	0.608	0.436	0.23	0.0
$A(\xi)$	0.667	0.542	0.422	0.309	0.208	0.123	0.057	0.01	0.0
$\pi_1(t)$	0.000	22.808	22.008	20.174	17.588	14.296	10.25	5.47	1.0
$\pi_2(t)$	0.000	9.986	9.636	8.833	7.700	6.259	4.488	2.39	0.0
$\pi_3(t)$	0.000	26.229	25.309	23.200	20.226	16.440	11.78	6.30	1.0
$\pi_4(t)$	0.000	9.753	9.411	8.627	7.521	6.113	4.384	2.34	0.0
$N_1(t)$	113.89	113.89	91.090	69.082	48.908	31.320	17.02	6.77	1.0
$N_2(t)$	-64.03	-64.03	-51.20	-38.83	-27.49	-17.60	-9.57	-3.8	-0
$N_3(t)$	81.113	81.113	64.870	49.197	34.830	22.304	12.12	4.82	4.0
$N_4(t)$	-82.27	-82.27	-65.79	-49.90	-35.32	-22.62	-12.2	-4.8	-0
$N_5(t)$	-48.70	-48.70	-38.96	-29.54	-20.91	-13.39	-7.28	-2.8	-0
M_1 m.t	39.139	13.220	10.293	6.748	4.285	2.211	0.602	0.42	0.0
M_2 m.t	15.117	5.106	3.975	2.606	1.656	0.854	0.232	0.16	0.0
M_3 m.t	7.041	2.378	1.852	1.214	0.771	0.398	0.108	0.07	0.0
M_4 m.t	0.414	0.140	0.109	0.071	0.045	0.023	0.006	0.00	0.0
M_5 m.t	0.414	0.140	0.109	0.071	0.045	0.023	0.006	0.00	0.0

avec $A(\xi) = \frac{2 - 3 \cdot \xi + \xi^2}{3}$

$M_{int} = 843.515$ t.m

$M_{ext} = 892.026$ t.m

$\Delta M / M = 5.7 \%$

XIII - 2

Voiles Pleins :

	COMBIN	V1	V6	V7	VE	V3
7	$N_a + N_a$	16.670	4.162	25.611	8.300	23.739
	$0.8N_a$	12.668	3.266	19.141	6.477	17.656
	M	9.852	0.432	4.872	2.610	
6	$N_a + N_a$	31.829	6.966	41.268	13.543	46.014
	$0.8N_a$	23.192	5.398	29.252	10.098	32.705
	M	27.213	1.194	13.458	7.203	
5	$N_a + N_a$	46.988	9.770	56.925	18.786	68.289
	$0.8N_a$	33.716	7.530	39.363	13.720	47.754
	M	50.829	2.232	25.137	13.449	
4	$N_a + N_a$	62.147	12.574	72.582	24.029	90.564
	$0.8N_a$	44.240	9.662	49.474	17.342	62.802
	M	79.872	3.510	39.498	21.150	
3	$N_a + N_a$	77.306	15.378	88.239	29.284	112.839
	$0.8N_a$	54.764	11.794	59.586	20.973	77.581
	M	113.616	4.992	56.184	30.132	
2	$N_a + N_a$	92.465	18.182	103.896	34.515	135.114
	$0.8N_a$	65.288	13.926	69.697	24.585	92.900
	M	151.311	6.648	74.823	40.203	
1	$N_a + N_a$	107.624	20.986	119.553	39.758	157.389
	$0.8N_a$	75.812	16.058	79.808	28.206	107.949
	M	191.892	8.433	94.890	51.084	
RDC	$N_a + N_a$	122.785	23.790	135.210	45.001	179.664
	$0.8N_a$	86.338	18.190	89.919	31.828	122.998
	M	205.874	10.278	115.632	62.361	

XIII - 3

Voiles avec ouvertures :

Voile V 2

	COMBINSO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	1.745	3.195	4.645	6.094	7.543	8.992	10.44	11.890
	Q	0.087	0.288	0.490	0.691	0.892	1.094	1.295	1.496
	E	0.506	1.384	2.608	4.115	5.844	7.724	9.701	9.701
	G + Q + E	2.338	4.867	7.743	10.90	14.27	17.81	21.44	23.087
	0.8G + E	1.902	3.940	6.324	8.990	11.87	14.91	18.05	19.213
	0.8G - E	0.890	1.172	2.037	0.760	0.190	-0.53	-1.34	-0.189
	M	0.001	0.003	0.007	0.012	0.001	0.024	0.031	0.039
	G	12.32	22.57	32.81	43.04	53.28	63.52	73.78	84.000
	Q	0.617	2.038	3.460	4.882	6.304	7.725	9.147	10.569
	E	0.506	1.384	2.068	4.115	5.844	7.724	9.701	9.701
	G + Q + E	13.36	25.99	38.87	52.04	65.43	78.97	92.62	104.27
	0.8G + E	10.29	19.44	28.85	38.55	48.47	58.54	68.72	76.901
	0.8G - E	9.284	16.67	23.64	30.32	36.78	43.09	49.32	57.499
	M	1.879	7.141	15.40	26.05	38.71	52.86	67.90	84.024

Voile V 10 :

	COMBINSO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	12.46	22.75	33.05	43.34	53.63	63.92	74.21	84.51
	Q	0.733	2.290	3.847	5.405	6.962	8.519	10.07	11.63
	E	2.604	7.048	13.24	20.87	29.60	39.13	49.14	49.14
	G + Q + E	15.80	32.09	50.13	69.64	90.20	111.5	133.4	145.2
	0.8G + E	12.57	25.25	39.68	55.54	72.51	90.27	108.5	116.6
	0.8G - E	7.369	11.15	13.19	13.80	13.30	12.00	10.23	18.46
	M	0.112	0.428	0.923	1.560	2.318	3.165	4.066	5.219
	G	5.549	10.12	14.71	19.29	23.87	18.45	33.03	37.61
	Q	0.326	1.019	1.712	2.405	3.098	3.791	4.048	5.17
	E	2.604	7.048	13.24	20.87	29.60	39.13	49.14	49.14
	G + Q + E	8.479	18.19	29.66	42.56	56.57	71.37	86.66	91.93
	0.8G + E	7.043	15.15	25.01	36.30	48.70	61.89	75.58	79.23
	0.8G - E	1.835	3.051	-1.47	-5.43	-10.5	-16.3	-22.7	-19.0
	M	1.758	6.679	14.41	24.37	36.20	49.44	63.51	81.53

Voile V c :

	COMBINSO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	16.621	29.60	42.59	55.58	68.56	81.55	94.53	107.5
	Q	1.174	3.371	5.568	7.765	9.961	12.15	14.35	16.55
	E	12.451	22.76	36.41	52.83	70.90	88.68	102.1	102.1
	G + Q + E	30.246	55.74	84.57	116.1	149.4	182.3	211.0	226.2
	0.8G + E	25.748	46.45	70.48	97.29	125.7	153.9	177.7	188.1
	0.8G - E	0.846	0.922	-2.34	-8.37	-16.0	-23.4	-26.5	-16.1
	M	-9.387	-5.99	4.987	20.77	41.61	68.97	109.6	184.3
	G	13.876	24.71	35.56	46.40	57.24	68.08	78.92	89.76
	Q	0.980	2.814	4.648	6.482	8.316	10.15	11.98	13.81
	E	12.451	22.76	36.41	52.83	70.90	88.68	102.1	102.1
	G + Q + E	27.307	50.29	76.62	105.7	136.4	166.9	193.0	205.7
	0.8G + E	23.552	42.53	64.86	89.95	116.6	143.1	165.2	173.9
	0.8G - E	-1.350	-2.99	-7.96	-15.7	-25.1	-34.2	-39.0	-30.3
	M	-5.048	-3.22	2.682	11.17	22.38	37.09	58.94	99.13

Voile V_A :

	COMBINSO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	6.398	11.65	16.90	22.15	27.40	32.66	37.91	43.16
	Q	0.346	1.101	1.856	2.611	3.365	4.120	4.875	5.630
	E	6.201	11.47	18.50	26.99	36.40	45.72	52.88	52.88
	G + Q + E	12.94	24.22	37.26	51.76	67.17	82.50	95.67	101.1
	0.8G + E	10.31	20.79	32.02	44.72	58.32	71.85	83.21	87.41
	0.8G - E	-1.08	-2.15	-4.98	-9.27	-14.4	-19.5	-22.5	-18.3
	M	-1.62	-1.93	-1.72	-1.32	0.610	0.915	4.168	12.40
	G	11.62	21.16	30.71	40.25	49.79	59.34	68.88	78.42
	Q	0.629	2.000	3.371	4.743	6.114	7.486	8.857	10.22
	E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	G + Q + E	12.25	23.16	34.08	44.99	55.91	66.82	77.74	88.65
	0.8G + E	9.298	16.93	24.56	32.20	39.83	47.47	55.10	62.74
	0.8G - E	9.298	16.93	24.56	32.20	39.83	47.47	55.10	62.74
	M	-8.98	-10.6	-9.54	-7.30	-3.36	5.054	23.02	68.50
	G	6.398	11.65	16.90	22.15	27.40	32.66	37.91	43.16
	Q	0.346	1.101	1.856	2.611	3.365	4.120	4.875	5.630
	E	6.201	11.47	18.50	26.99	36.40	45.72	52.88	52.88
	G + Q + E	12.94	24.22	37.26	51.76	67.17	82.50	95.67	101.1
	0.8G + E	10.31	20.79	32.02	44.72	58.32	71.85	83.21	87.41
	0.8G - E	-1.08	-2.15	-4.98	-9.27	-14.4	-19.5	-22.5	-18.3
	M	-1.62	-1.93	-1.72	-1.32	0.610	0.915	4.168	12.40

Voile V_B :

	COMBINSONO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	4.107	7.628	11.14	14.66	18.18	21.70	25.22	28.74
	Q	0.313	0.937	1.561	2.185	2.809	3.433	4.056	4.680
	E	3.015	5.765	9.489	14.02	19.40	24.23	28.32	28.32
	G + Q + E	7.435	14.33	22.19	30.88	40.09	49.37	57.60	61.74
	0.8G + E	6.301	11.86	18.40	25.76	33.65	41.60	48.50	51.31
	0.8G - E	0.271	0.337	-0.57	-2.29	-4.55	-6.87	-8.14	-5.32
	M	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	0.009	0.043	0.187
	G	12.85	23.86	34.87	45.88	56.90	67.91	78.92	89.94
	Q	0.981	2.933	4.885	6.836	8.788	10.74	12.69	14.64
	E	5.447	10.41	17.13	25.33	34.50	43.77	51.15	51.15
	G + Q + E	19.27	37.21	56.90	78.06	100.1	122.4	142.7	155.7
	0.8G + E	15.72	29.50	45.04	62.04	80.02	98.11	144.2	123.1
	0.8G - E	4.833	8.676	10.76	11.37	11.01	10.55	11.98	20.79
	M	-2.69	-3.32	-2.90	-2.28	-1.24	1.038	5.188	22.41
	G	14.15	26.28	38.42	50.55	62.68	74.82	86.95	99.08
	Q	1.081	3.231	5.381	7.532	9.682	11.83	13.98	16.13
	E	-8.46	-16.1	-26.6	-39.3	-53.6	-68.0	-79.4	-79.4
	G + Q + E	23.69	45.69	70.43	97.45	125.9	154.6	180.4	194.6
	0.8G + E	19.78	37.21	57.35	79.80	103.7	127.8	149.0	158.7
	0.8G - E	2.863	5.123	4.109	1.079	-3.46	-8.15	-9.91	-0.20
	M	-7.79	-9.59	-8.39	-6.59	-3.59	-2.99	14.98	64.75

Voile V_4 :

	COMBINSONO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	3.201	5.614	8.646	11.36	14.09	16.81	19.53	22.25
	Q	0.253	0.763	1.273	1.782	2.292	2.802	3.312	3.822
	E	0.219	0.523	0.947	1.470	2.069	2.721	3.375	3.375
	G + Q + E	3.673	6.900	10.86	14.62	18.45	22.33	26.22	29.45
	0.8G + E	2.780	5.014	7.864	10.56	13.34	16.17	19.00	21.18
	0.8G - E	2.342	3.968	5.970	7.624	9.203	10.72	12.25	18.88
	M	0.000	0.002	0.004	0.007	0.011	0.015	0.020	0.031
	G	11.85	20.79	32.01	42.10	52.18	62.26	72.34	82.43
	Q	0.937	2.825	4.713	6.601	8.489	10.37	12.26	14.15
	E	1.213	2.895	5.244	8.140	11.45	15.07	18.69	18.69
	G + Q + E	14.00	26.51	41.97	56.84	72.13	87.71	103.3	115.2
	0.8G + E	10.69	19.52	30.85	41.82	53.20	64.88	76.57	84.64
	0.8G - E	8.271	13.73	20.37	25.54	30.28	34.74	39.18	47.25
	M	0.021	0.892	2.115	3.712	5.685	7.795	10.12	15.99
	G	3.554	6.324	9.601	12.62	15.64	18.67	21.69	24.71
	Q	0.281	0.847	1.413	1.979	2.545	3.112	3.678	4.244
	E	1.432	3.418	6.191	9.610	13.52	17.79	22.07	22.07
	G + Q + E	5.267	10.49	17.20	24.21	31.71	39.57	47.44	51.03
	0.8G + E	4.275	8.405	13.87	19.70	26.04	32.72	39.42	41.84
	0.8G - E	1.411	1.569	1.490	0.489	-1.00	-2.85	-4.71	-2.29
	M	0.000	0.014	0.032	0.057	0.870	0.119	0.155	0.244

Voile V_5 :

	COMBINSO	7	6	5	4	3	2	1	R D C
	G	10.62	17.81	24.99	32.17	39.35	46.54	53.37	60.90
	Q	0.778	1.987	3.196	4.405	5.614	6.823	8.032	9.241
	E	10.05	22.84	40.67	62.66	87.84	115.0	140.8	140.8
	G + Q + E	21.45	42.64	68.86	99.24	132.8	168.4	202.6	211.0
	0.8G + E	18.55	37.09	60.66	88.40	119.3	152.2	183.8	189.6
	0.8G - E	-1.54	-8.59	-20.6	-36.9	-56.3	-77.8	-97.8	-92.1
	M	-0.81	0.052	1.315	2.890	4.728	6.760	8.915	20.74
	G	12.13	20.33	28.53	36.73	44.93	53.14	61.34	69.54
	Q	0.888	2.269	3.649	5.029	6.410	7.790	9.170	10.55
	E	4.930	9.935	16.81	25.50	35.35	45.98	56.08	56.08
	G + Q + E	17.95	32.47	49.00	67.27	86.70	106.9	126.6	136.1
	0.8G + E	14.63	26.15	39.64	54.89	71.30	88.49	105.1	111.7
	0.8G - E	4.779	6.280	6.012	3.885	0.598	-3.47	-7.01	-0.45
	M	-0.67	0.043	1.089	2.394	3.916	5.603	7.395	17.15
	G	17.96	30.09	42.23	54.36	66.50	78.64	90.77	102.9
	Q	1.315	3.357	5.400	7.443	9.485	11.52	13.57	15.61
	E	5.120	12.91	23.85	37.15	52.49	69.05	84.78	84.78
	G + Q + E	24.39	46.36	71.48	98.96	128.4	159.2	189.1	203.3
	0.8G + E	19.48	36.99	57.63	80.65	105.6	131.9	157.4	167.1
	0.8G - E	12.84	11.16	9.933	6.337	0.711	-6.13	-12.1	-2.45
	M	-4.39	0.282	73.08	15.57	25.48	36.45	48.04	111.6

FERRAILLAGE DES VOILES

XIV-1)- Introduction :

Le ferrailage se fera conformément aux règles B.A.E.L 83 et R.P.A 88 , Les voiles sont sollicités en flexion composée de sollicitations :

N : Effort normal qui change de signe suivant le chargement

M_E : Moment flechissant .

V_E : Effort tranchant .

XIV-2 Disposition du ferrailage :

2-1 - Ferrailage de flexion :

- Il est disposé en deux nappes suivant chaque face du refend en symétrie.
- L'effort de traction doit être repris par les armatures verticales pour toute la zone tendue, le R.P.A 88 préconise un % minimal pour cette zone de 0.5% de la section horizontal du beton tendue. (Voir art 4.3.2.3.1 R.P.A 88 page 59) .
- La longueur de recouvrement est de 40ϕ . L'espacement des barres doit respecter : $S \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ (voir R.P.A 88)
- Les ϕ barres ne doivent pas dépasser les $1/10$ de l'épaisseur du voile (voir R.P.A 88 art 4.3.2.3.3 page 61) .

2-2 - Ferrailage pour l'effort tranchant :

Disposé en deux nappes horizontales, parallèles, pour chaque face une nappes. Elles sont disposées vers l'extérieur des barres verticales, pour empêcher le flambement de ces dernières, et de couvrir les fissures à 45° .

2-3 - Ferrailage perpendiculaire aux faces du refend :

Il est disposé comme suit : 4 epingles/m². Elles empêchent le flambement des ferrailages verticales .

XIV-3 - Cas de la flexion composée :

Le calcul en flexion composée, selon le cas des sollicitations, peut nous donner 3 cas de sections :

a - Section entièrement comprimée : (S . E . C)

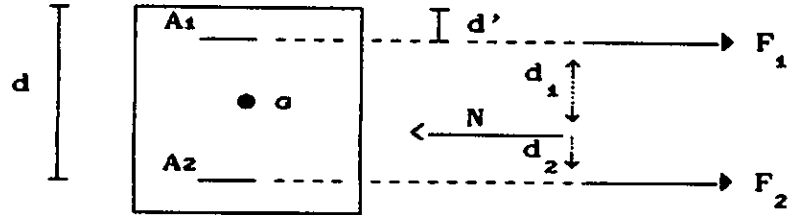
la section est entièrement comprimée si l'effort normal (N) est un effort de compression, et le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central . ($M/N < h/6$)

b - Section entièrement tendue : (S . E . T)

Elle est entièrement tendue si l'effort (N) est un effort de traction et le centre de pression C se trouve entre A₁ et A₂.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2}$$

$$\sigma_{s10} = \frac{f_s}{\gamma_s}$$



$\epsilon_s = 10 \%$ pivot A

Pour le calcul du ferrailage les equations d'équilibres

$$\sum F = 0 ; \sum M_{/A1} = 0 ; \sum M_{/A2} = 0 \quad \text{Nous donnent :}$$

$$A_1 \geq \frac{N \cdot d_1}{\sigma_{s10} (d - d')}$$

$$A_2 \geq \frac{N \cdot d_2}{\sigma_{s10} (d - d')}$$

La section d'armatures à prendre en compte est : $A = \max(A_1, A_2)$

c - Section partiellement comprimée : (S . P . C)

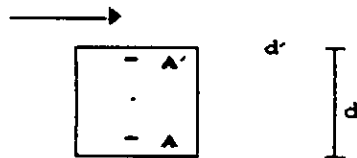
Une section est dite "Partiellement comprimée " .Si

N : Traction le centre de pression C est en dehors du segment limité par les armatures .

N : Compression, le centre de pression C n'appartient pas au noyau central .

N : Compression le centre de pression c se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures plus la condition suivante

$$N \cdot (d - d') - M \leq (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$



$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

XIX- 4 Ferrailage a l'ELU :

4-1 Limitation de l'elancement mecanique :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b_0} \quad \text{avec : } l_f = 0.5 l_0 \quad l_0 : \text{ hauteur d'etage}$$

$$\text{à vérifier : } \lambda \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(67 \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\}$$

XIX- 4-2 L'excentricité accidentelle :

$$e_a \geq \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right)$$

XIX- 4-3 Majoration des Sollicitations/ c.d.g du beton :

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N_u \quad M_u^* = N_u^* (e_o + e_a)$$

avec γ_f : coef de majoration .

$$\gamma_f = \min \left\{ 1 + 0.5 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \frac{h}{e_o} ; 1.4 \right\} \longrightarrow \text{si } \frac{e_o}{h} > 0.75$$

$$\gamma_f = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \longrightarrow \text{si } \frac{e_o}{h} \leq 0.75$$

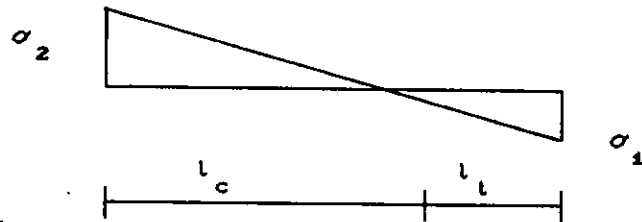
XIX- 4-4 Sollicitations par rapport aux aciers tendues .

$$M_{u/\Delta}^* = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad N_u : \text{ pris avec son signe .}$$

Determination de d et d' .

- Supposons que la section est composée du beton seul .

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y = \frac{N}{b_o \cdot h} \pm \frac{N e_o}{\frac{b \cdot h^3}{12}}$$



$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6 \cdot e_o}{h} \right) \\ \sigma_2 &= \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6 \cdot e_o}{h} \right) \end{aligned} \right\} (1)$$

$$l_t = h \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (2)$$

$$\text{de (1) et (2) on tire } \begin{cases} l_t = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{h}{6 \cdot e_o} \right) \\ l_o = h - l_t \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} d' = \frac{l_t}{2} \\ d = h - d' \end{cases}$$

le calcul se ramène à l'étude d'une section ($b_o \cdot h$) en flexion simple sous $M_{u/\Delta}^*$.

XIX-4-5 Section d'acier :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^* / A}{b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On tire μ_{lu} d'un tableau en fonction de la nuance de l'acier .

1^{er} cas : $\mu_{lu} > \mu_{bu} \longrightarrow A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u^* / A}{Z \cdot \sigma_s} \pm \frac{N_u^*}{\sigma_s} \begin{cases} N > 0 \\ N < 0 \end{cases}$$

2^{eme} cas : $\mu_{lu} < \mu_{bu} \longrightarrow A'_s \neq 0$

On calcul $M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}$; $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{lu}})$
 $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

d'où : $A = \frac{M_{lu}}{Z \cdot \sigma_{sl}} + \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sl} \cdot (d - d')}$ - $\frac{N_u^*}{\sigma_{sl}}$ avec $\begin{cases} N > 0 \text{ Compression} \\ N < 0 \text{ Traction} \end{cases}$

4-6 Section minimale prevue par le R.P.A 88 : (p 59 art 4.3.2.3.1

$$A_{s \text{ min}} = 0.5 \% \cdot l_t \cdot b_o$$

avec b_o : epaisseur du voile = 0.16 m

l_t : longueur tendue.

XIX- 5 - Contrainte de cisaillement dans les voiles :

La distribution de l'effort tranchant s'effectue en fonction des inerties des trumeaux :

$$T_{Ei} = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot T_E$$

La contrainte de cisaillement est prise telle que definie dans le R.P.A 88 :

$$\tau_u = \frac{1.4 T_{Ei}}{b_c d}$$

avec : T_E : Effort tranchant total .

T_{Ei} : Effort tranchant revenant au trumeau i .

b_o : Epaisseur du voile ou trumeau .

d : Hauteur utile du voile ou trumeau .

1.4: Coefficient de majoration defini dans le R.P.A (p 54)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c20}; 4 \text{ MPa})$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

XIX- 5-1 Gas de voiles pleins :

VOILES	TE (t)	1.4 TE (t)	τ_u (MPa)
V1	13.982	19.579	0.0224
V3	13.982	19.579	0.0224
V6	0.615	0.861	0.0028
V7	6.914	9.681	0.1402
VE	3.759	5.262	0.1089

XIX- 5-2 - Cas de voiles avec files d'ouvertures :

DESIGNATION		TE (t)	TE _i (t)	1.4 TE _i	τ _u (MPa)
V2	tr 1	7.375	0.003	0.004	0.0008
	tr 2		7.370	10.317	0.1383
V8	tr 1	1.076	0.00043	0.0006	0.0002
	tr 2		1.076	1.506	0.0043
V10	tr 1	17.670	1.063	1.488	0.0054
	tr 2		16.606	23.250	0.0341
Vc	tr 1	52.954	34.434	48.207	0.0625
	tr 2		18.520	25.928	0.0413
V4	tr 1	4.456	0.0083	0.01168	0.0002
	tr 2		4.372	6.120	0.0153
	tr 3		0.0150	0.020	0.0002
V5	tr 1	58.233	8.063	11.288	0.0286
	tr 2		6.678	9.350	0.0253
	tr 3		43.450	60.831	0.0821
V9	tr 1	37.337	35.360	49.503	0.5837
	tr 2		1.960	2.743	0.0084
	tr 3		0.011	0.015	0.0002
VA	tr 1	31.870	4.236	5.930	0.0185
	tr 2		23.407	32.756	0.0578
	tr 3		8.646	12.105	0.0274
VB	tr 1	33.505	0.072	0.101	0.0011
	tr 2		8.646	12.105	0.0274
	tr 3		24.986	35.975	0.0578
VD	tr 1	53.771	33.875	47.420	0.1224
	tr 2		13.084	18.3176	0.0650
	tr 3		0.158	0.222	0.0010
	tr 4		0.3584	0.5018	0.0055
	tr 5		0.3584	0.5018	0.0055

XIX -6- Verification du ferrailage a l'effort tranchant :

(armatures horizontales : A_H)

On doit verifier que :
$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.5 k) B_o}{0.8 f_c}$$

La realisation des voiles se fait par niveau donc il y a reprise de betonage $K = 0$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u b_o}{0.8 f_c} \quad A_t \geq \frac{\tau_u b_o}{0.8 f_c} \cdot S_t$$

XIX- 6-1 Pourcentage minimum prevue par le R.P.A 88 :

Soit V_u l'effort tranchant maximal calculé dans les voiles ou le trumeau $T_u^* = 1.4 T_u$

La contrainte limite de cisaillement est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u^*}{b_o \cdot d}$$

Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappes dont le pourcentage minimum total est :

► pour $\tau_u < 0.025 f_{c28} = 0.025 * 25 = 0.625 \text{ MPA}$

$$A_{tmin} \geq 0.15 \% b \cdot s$$

► pour $\tau_u > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPA}$

$$A_{tmin} \geq 0.25 \% b \cdot s$$

Pour le calcul ,On considere une bande de 1 m
XIX-6-2 Exemple de Calcul :

Voile V 1 : Soit $\tau_u = 0.0224 \text{ Mpa}$

On choisit un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ elements /ml}$

$$A_t \geq \frac{\tau_u b_o}{0.8 f_c} \cdot S_t$$

A.N : $A_t \geq \frac{0.0240 \times 0.16}{0.8 \times 400} \cdot 0.20 = 0.0224 \text{ cm}^2$

$0.0224 \times 0.5 = 0.0112 \text{ cm}^2/\text{face} \longrightarrow 5 \times 0.0112 = 0.056 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$

Pourcentage minimum :

$$\tau_u = 0.0224 < 0.025 f_{ct} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$A_{t_{\min}} \geq 0.15 \% b.s = 0.0015 \times 0.16 \times 1 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.5 \times 2.4 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

$$\text{donc } A_t = \max(A_{t_{\min}}, A_t) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

XIX-6-3 - Voiles Plein :

VOILES	τ_u (MPa)	A_t (cm ²)	A_t (cm ² /ml)	$A_{t_{\min}}$ (cm ² /ml)	Barres
V1	0.0224	0.0224	0.056	1.2	3 HA 8
V3	0.0224	0.0224	0.056	1.2	3 HA 8
V6	0.0028	0.0028	0.007	1.2	3 HA 8
V7	0.1402	0.0142	0.035	1.2	3 HA 8
VE	0.1089	0.0109	0.027	1.2	3 HA 8

XIX-6-4 Voiles avec ouvertures :

DESIGNATION		τ_u (Mpa)	A_t (cm ²)	A_t (cm ² /ml)	A_{tmin} (cm ² /ml)	Barres
V2	tr 1	0.0008	0.00082	0.000205	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.1383	0.01383	0.034575	1.2	3 HA 8
V8	tr 1	0.0002	0.00024	0.00006	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0043	0.00435	0.010895	1.2	3 HA 8
V10	tr 1	0.0054	0.00547	0.13675	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0341	0.03411	0.085275	1.2	3 HA 8
Vc	tr 1	0.0625	0.0625	0.15625	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0413	0.04133	0.103325	1.2	3 HA 8
V4	tr 1	0.0002	0.00230	0.000575	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0153	0.0153	0.03825	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0002	0.002	0.000500	1.2	3 HA 8
V5	tr 1	0.0286	0.0286	0.071675	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0253	0.0253	0.063250	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0821	0.08820	0.220525	1.2	3 HA 8
V9	tr 1	0.5837	0.05837	0.145925	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0084	0.00847	0.0212	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0002	0.00026	0.00065	1.2	3 HA 8
VA	tr 1	0.0185	0.01853	0.046325	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0578	0.05782	0.144575	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0274	0.01853	0.046325	1.2	3 HA 8
VB	tr 1	0.0011	0.00127	0.0028175	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0274	0.02741	0.068525	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0578	0.05735	0.143375	1.2	3 HA 8
VD	tr 1	0.1224	0.12246	0.30615	1.2	3 HA 8
	tr 2	0.0650	0.06504	0.16256	1.2	3 HA 8
	tr 3	0.0010	0.00102	0.00255	1.2	3 HA 8
	tr 4	0.0055	0.00559	0.01399	1.2	3 HA 8
	tr 5	0.0055	0.00559	0.01399	1.2	3 HA 8

XIX-7

FERRAILLAGES DES VOILES

XIX-7-1 - Voiles Plein :

VOILE	V 1			V 3		
	I	II	III	I	II	III
M_u MNm	2.05874	1.13616	0.50829	2.05874	1.13616	0.50829
N_u MN	0.86338	0.54764	0.33716	1.2299	0.7785	0.33716
h (m)	5.46			5.46		
e_o (m)	2.3845	2.07464	1.50756	1.6738	1.4594	1.50756
Secti	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C
Lt(m)	1.6881	1.5325	1.0821			1.0821
A_{su}	-17.908	-11.468	-7.118	-25.38	-16.27	-7.118
$A_{s_{min}}$	13.505	12.260	8.656	9.966	8.221	8.656
Barre	9 HA 14	8 HA 14	6 HA 14	7 HA 14	6 HA 14	6 HA 14

VOILE	V 6			V 7		
	I	II	III	I	II	III
M_u MNm	0.10278	0.04992	0.02232	1.1563	0.56184	0.2513
N_u MN	0.1819	0.11794	0.0753	0.89919	0.59586	0.9429
h (m)	1.92			4.26		
e_o (m)	0.565	0.4232	0.2964	1.2859	0.9420	0.63859
Secti	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C
Lt(m)	0.4163	0.23242	0.07075	0.95398	0.52612	0.21421
A_{su}	-3.82	-2.494	-1.600	-18.590	-12.47	-8.3113
$A_{s_{min}}$	3.3305	1.8737	.56605	7.632	4.209	1.1713
Barre	7 HA 8	4 HA 8	2 HA 8	7 HA 12	4 HA 12	2 HA 12

VOILE	V E		
NIVAU	I	II	III
M_u MNm	0.6323	0.30132	0.13449
N_u MN	0.3182	0.20973	0.1372
h (m)	3.02		
e_o (m)	1.959	1.4367	0.98024
Secti	S P C	S P C	S P C
Lt(m)	1.122	0.9809	0.73465
A_{su}	-6.6044	-4.396	-2.898
$A_{s_{min}}$	8.976	7.847	5.877
Barre	8 HA 12	7 HA 12	6 HA 12

XIX-7-2 - Voiles avec ouvertures :

VOILE	V 2					
TRUMU	1			2		
NIVEA	I	II	III	I	II	III
M_u MNm	.00039	.00018	.00007	.84024	.38711	.15409
N_u MN	0.230	.14279	.07743	.57499	.36786	.23641
e_o	0.0016	0.0012	0.0009	1.4613	1.0523	0.6518
h (m)	0.36			4.66		
Secti	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C
A_s	-4.487	-2.90	-1.616	-12.02	-7.76	-5.020
$A_{s_{min}}$	1.40	1.40	1.40	16.43	6.615	2.99
Barre	3 HA12	3 HA12	3 HA12	9 HA16	7 HA12	3 HA12

VOILE	V 10					
TRUMU	1			2		
NIVEA	I	II	III	I	II	III
M _u MNm	.05219	.02318	.00923	.81535	.36208	.1441
N _u MN	.1246	.13804	.13189	-.2271	.5657	.2966
e _o	.2825	.1679	.0699	3.58	0.639	0.485
h (m)	4.26			1.70		
Secti	S P C	S P C	S P C	S E T	S E C	S E C
A _s	-3.93	-2.94	-2.819	17.82	-11.45	-6.169
As _{min}	15.36	13.00	10.252	10.63	8.559	4.86
Barre	8 HA16	7 HA16	8 HA14	9 HA14	6 HA14	6 HA12

Vo	V 4								
TR	1			2			3		
NI	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M _u	.00034	.00014	.00004	.1599	.05685	.02213	.0244	.00107	.0003
N _u	.29455	.1845	.10866	.4725	.72131	.41976	-.0471	.31719	.0156
e _o	.00145	.00075	.00034	.3384	.0788	.05276	.51727	.00337	.0203
h	0.31			2.5			0.62		
Se	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S E T	S P C	S P C	S P C
A _s	-5.30	-3.62	-2.22	-9.854	-14.88	-8.312	1.819	-6.320	-.335
As	1.24	1.24	1.24	8.74	8.74	8.74	2.65	2.40	1.99
Ba	2 HA12	2 HA12	2 HA12	8 HA12	8 HA12	8 HA12	3 HA12	3 HA12	2 HA12

VOI	V 5								
TRU	1			2			3		
NIV	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M _u M	.2074	.04728	.01315	.1715	.03916	.01089	1.116	.1557	.070
N _u	2.110	-.5635	.68861	-.0717	.03885	.0628	-.1216	.0993	.1284
e _o	.09828	.08389	.01909	2.444	1.0079	.173	9.176	1.567	.55
h (2.46			2.31			4.31		
Sec	S P C	S E T	S P C	S E T	S P C	S P C	S P T	S P C	S P C
A _s	-38.93	9.16	-14.23	3.197	-0.820	-1.399	9.612	-2.108	-2.73
A _s _m	9.38	9.38	9.38	14.95	14.95	14.95	9.612	9.612	3.99
Bar	7 HA14	7 HA14	7 HA14	10HA14	10HA14	10HA14	8 HA14	8 HA14	8 HA1

VOILE	V 9					
TRUMU	1			2		
NIVEA	I	II	III	I	II	III
M _u MNm	1.8293	0.4565		0.1013	0.0308	0.0096
N _u MN	2.3730	1.5086		.912	.5741	.342
e _o	.770	.3026		0.1110	.0532	2.807
h (m)	5.30			2.02		
Secti	S P C	S P C		S P C	S P C	S P C
A _s	-47.55	-31.12		-18.33	-11.86	-7.18
A _s _{min}	15.87	13.936		7.406	7.406	7.406
Barre	8 HA16	7 HA16		4 HA16	4 HA16	4 HA16

VOI	V A								
TRU	1			2			3		
NIV	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M _u M	0.124	0.0061	-.017	.6850	-.0336	-.1066	0.124	0.0061	-.017
N _u	-.225	-.1447	-.049	.6274	.3983	.2450	-.225	-.1447	-.049
e _o	.5499	.04214	0.340	1.0919	0.0845	0.4342	.5499	.04214	0.340
h (2.00			3.54			2.00		
Sec	S E T	S E T	S E T	S P C	S P C	S P C	S E T	S E T	S E T
A _s	4.675	1.90	0.89	-13.03	-8.43	-5.24	4.675	1.90	0.89
As _m	7.66	5.22	3.600	12.13	12.04	3.73	7.66	5.22	3.600
Bar	5 HA14	5 HA12	7 HA8	9 HA14	9 HA14	7 HA8	5 HA14	5 HA12	7 HA8

VOI	V B								
TRU	1			2			3		
NIV	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M _u M	.00187	-.001	-.0024	.224	-.0124	-.029	.64753	-.0359	-.083
N _u	.61747	.4009	.22197	1.557	1.0019	.569	1.9469	1.2598	.7043
e _o	.00302	.00024	.00108	.1439	.0124	0.0509	.3325	.0285	.1191
h (0.56			2.76			3.92		
Sec	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C	S P C
A _s	-10.55	-7.672	-4.510	-30.67	-20.47	-11.89	-38.77	-25.90	-14.7
As _m	2.24	2.23	2.21	10.74	9.81	7.58	14.99	12.81	7.69
Bar	2 HA12	2 HA12	2 HA12	7 HA14	7 HA14	5 HA14	10HA14	9 HA14	5 HA1

VOILE	V C					
TRUMU	1			2		
NIVEA	I	II	III	I	II	III
M _u MNm	1.8431	.41618	.04987	.99131	.22384	0.0268
N _u MN	-.2651	-.1604	-.0234	-.3900	-.2510	-.0796
e _o	6.9512	2.5935	2.1312	2.5416	.89157	.33672
h (m)	4.82			3.92		
Secti	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
A _s	15.264	4.7041	0.6158	12.778	4.9226	1.209
Barre	8 HA16	5 HA12	2 HA 8	9 HA14	5 HA12	3 HA 8

VOI	V D								
TRU	1			2			3		
NIV	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M _u M	.39139	.06748	.0221	.15117	.02606	.00854	.07041	.01214	.0039
N _u	-.8744	-.4999	-.198	-.3817	-.2016	-.0612	-.5682	-.3380	-.128
e _o	.44759	.13497	.1120	.39601	.12922	.13938	.1239	.0359	.0039
h (2.42			1.76			1.36		
Sec	S E T	S E T	S E	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
As	15.984	7.1207	2.73	7.455	2.983	.9175	8.721	4.5042	1.694
Bar	8 HA16	6 HA14	6 HA8	6 HA14	6 HA 8	5 HA 6	6 HA14	6 HA10	6 HA

VOILE	V D					
TRUMU	4			5		
NIVEA	I	II	III	I	II	III
M_u MNm	.00414	.00071	.00023	.00414	.00071	.00023
N_u MN	-.6915	-.4042	-16.79	-.6915	-.4042	-16.79
e_o	.05986	.01756	.00001	.05986	.01756	.00001
h (m)	0.56			0.56		
Sect i	SET	SET	SET	SET	SET	SET
A_s	8.875	5.092	2.112	8.875	5.092	2.112
Barre	6 HA14	5 HA12	2 HA12	6 HA14	5 HA12	2 HA12

FERRAILLAGES DES LINTEAUX

1- Introduction :

Les linteaux sont des poutres de couplages courtes, ayant un noeud très rigides " trumeaux + linteaux " .

Malgré que ces poutres sont courtes mais sont fortement chargées

par : - Leurs poids propre .

- Leurs surcharges due au seisme .

2- Effort tranchant dans les linteaux :

Effort tranchant dans les linteaux est la superposition de tous les efforts agissant sur ce linteau :

$$T = T_G + T_Q + T_E$$

T_G : Effort due au poids propre du (Plancher Linteau)

T_Q : Effort due au surcharge d'exploitation .

T_E : Effort due au surcharge provoquer par le seisme .

3- Combinaison d'action :

La combinaison d'action prit en compte dans nos calcul est celle donnée par le R.P.A 88 (voir page 29 - 55)

4- Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2 \sigma_{28}$$

a) Si $\tau_b \leq 0.06 \sigma_{28}$ (les linteaux sont calculés en F-simple)

(Voir R.P.A 88 page)

b) si $\tau_b \geq 0.06 \sigma_{28}$ (On doit disposer les ferraillements suivant

Les minimum réglementaires prescrites par le R.P.A 88)

(Voir R.P.A 88 page 57)

		niveau	Dimensions			charges		Efforts			T_0 (MPa)
			h(m)	L=2a(m)	b(m)	q (t/m ²)	q (t/m ²)	π (t)	T (t)	M (t.m)	
V_A	L1,2	I	0,45	1,20	0,16	0,92	0,30	9,40	10,13	8,10	2,46
		II	8,49	9,22	7,48	2,24
		III	5,27	6,00	4,78	1,40
V_B	L1	I	0,58	1,50	.	1,60	0,48	5,13	6,69	5,94	1,26
		II	4,54	6,10	5,32	1,15
		III	2,75	4,31	3,44	0,81
	L2	I	.	1,20	.	.	.	14,40	15,65	13,18	2,95
		II	12,74	14,00	11,78	2,64
		III	7,72	8,97	7,56	1,69
V_C	Lc	I	.	.	.	1,37	0,41	18,07	19,14	15,47	3,61
		II	16,42	17,50	14,08	3,30
		III	10,31	11,38	8,95	2,15
V_D	L1	I	0,78	0,94	.	1,03	0,24	22,81	23,39	15,14	3,28
		II	17,60	18,19	11,71	2,55
		III	.	.	.	1,03	.	10,25	10,84	6,87	1,52
	L2	I	.	1,20	.	.	.	9,99	10,76	8,60	1,51
		II	7,70	8,46	6,68	1,19
		III	4,49	5,26	3,98	0,74
	L3	I	.	0,74	.	.	.	26,23	26,70	15,67	3,74
		II	20,23	20,70	10,56	2,90
		III	11,79	12,26	6,20	1,72
	L4	I	.	1,00	.	.	.	9,75	10,39	6,98	1,46
		II	7,52	8,16	5,41	1,15
		III	4,38	5,02	3,22	0,70
V_4	L1	I	0,58	1,35	.	1,71	0,52	0,65	2,15	1,55	0,41
		II	0,52	2,02	0,96	0,38
		III	0,30	1,80	0,75	0,34
	L2	I	0,78	0,94	.	.	.	4,28	5,32	3,06	0,75
		II	3,42	4,46	2,49	0,63
		III	1,97	3,01	1,54	0,42
V_5	L1	I	.	0,84	.	1,51	0,42	27,19	28,00	16,15	3,93
		II	22,00	22,81	20,1	3,19
		III	12,80	13,61	7,69	1,91
	L2	I	.	1,10	.	.	.	16,56	17,62	13,02	2,47
		II	13,39	14,45	10,58	2,05
		III	7,79	8,85	6,26	1,24
V_9	L1	I	.	1,20	.	1,71	0,54	14,29	15,64	12,39	2,19
		II	12,05	13,40	10,50	1,88
		III	7,11	9,00	6,35	1,26
	L2	I	.	0,94	.	.	.	13,03	14,08	8,81	1,98
		II	11,00	12,47	7,48	1,75
		III	6,49	7,55	4,51	1,06
V_{10}	L10	I	1,70	0,70	.	1,56	0,34	10,01	10,68	5,01	0,69
		II	7,63	8,27	3,80	0,53
		III	4,44	5,09	2,23	0,35

Aciers Longs (cm ²)			A. de rép (cm ²)		Aciers transversaux (cm ²)				A. diagonaux (cm ²)		
A _{LL}	A _{Lin}	A _{Adopté}	A _c	A _{Adopté}	A _t	A _{min}	A _{Adopté}	c (cm)	A _D	A _{min}	A _{Adopté}
	1,10	2HA10	1,44	2HA10		0,40	cad HAG	10	4,41	1,10	4HA12
	4,01	1,10	.
3,32	.	3HA12	.	.	0,75	0,52	(cad+ép) HAG	15			
3,20	1,40	.	1,86	2HA12	0,71	0,56	(cad+ép) HAG	14			
2,87	0,64	.	.	.			
1,85	.	2HA12	.	.	0,45	.	cad HAG	.			
	.	2HA10	.	.		0,48	cad HAG	12	5,42	1,40	4HA14
	4,85	1,40	.
	3,11	.	4HA10
	6,63	.	4HA16
	6,07	.	4HA14
	3,94	.	4HA12
	1,87	2HA12	2,50	4HA10		.	.	.	5,29	1,87	4HA14
	4,11	.	4HA12
	2,45	.	4HA10
	2,91	.	.
2,68	.	3HA12	.	.	0,60	0,71	cad+ép HAG	15			
1,59	.	2HA12	.	.	0,35	0,48	cad HAG	12			
	5,18	1,87	4HA14
	4,02	.	4HA12
	2,38	.	4HA10
2,80	.	3HA12	.	.	0,70	.	cad+ép HAG	.			
2,17	.	2HA12	.	.	0,55	.	cad HAG	.			
1,29	0,34	.	.	.			
0,84	1,40	2HA10	1,86	2HA12	0,22	0,34	.	14			
0,52	0,21	.	.	.			
0,40	0,18	.	.	.			
1,22	1,87	2HA12	2,50	4HA10	0,36	0,48	.	12			
0,99	0,30	.	.	.			
0,62	0,26	0,36	.	15			
		0,52	.	15		1,87	4HA14
	4,78	.	.
	2,85	.	4HA10
	4,46	.	4HA12
	3,66	.	.
2,51	.	3HA12	.	.	0,64	.	cad+ép HAG	.			
	.	2HA12	.	.	0,48	0,48	cad HAG	12	4,24	1,87	4HA12
	3,63	.	.
2,54	.	3HA12	.	.		0,60	cad+ép HAG	15			
	.	2HA12	.	.		0,48	cad HAG	12	3,18	1,87	4HA12
		1,87	4HA10
1,81	0,51	.	.	.			
1,30	4,08	3HA14	5,44	6HA12	1,50	0,36	cad+ép HA8	15			
0,70			
0,41			

ETUDE DES FONDATIONS

XV-1 - Introduction

Les fondations dans une construction, sont des éléments de transition qui doivent transmettre les efforts apportés par la structure au sol d'assise .

Le choix du type de fondation, dépend de plusieurs paramètres:

- La structure.
- La nature du sol .
- La capacité portante du sol .

Le choix nous a conduit à opter pour un radier général rigide qui est imposé au 1^{er} lieu par la nature de la structure . Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont les voiles et chargés par la réaction du sol (chargement repartie sur toute la surface).

La fissuration sera considéré préjudiciable vue que le radier pourrait être un élément alternativement noyé.

On note que le radier est coulé sur une couche de béton de propreté 15 cm d'épaisseur .

XV-2 - Predimensionnement :XV-2-1 Poids de la structure :

à partir de la descente de charge on a :

- <u>Superstructure</u> :	G ₇	= 322.32 t	Q _{terr} = 20.37 t
	G _{courant}	= 247.46 t	Q _{coura} = 42.80 t
	G _{RDC}	= 124.46 t	Q _{RDC} = 50.92 t
- <u>Infrastructure</u> :	G _{voiles}	= 142.50 t	
	N _a	= 2318.73 t	
	N _a	= 370.90 t	

XV-2-2 Surface nécessaire du radier :

La surface nécessaire du radier à prendre en compte est donnée par :

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow \boxed{S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

E.L.U : $S_{nec} \geq \frac{1.35 G + 1.5 Q}{1.3 \bar{\sigma}_{sol}} \qquad S_{nec} \geq 141.79 \cong 142 \text{ m}^2$

E.L.S : $S_{nec} \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol}} \qquad S_{nec} \geq 134.48 \cong 134.50 \text{ m}^2$

La section du bâtiment est $S_{bat} = 203.72 \text{ m}^2$

● Justification du choix d'un radier :

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{142.00}{203.72} \cong 0.70 > 0.5$$

Soit donc : $S_{radier} = 203.72 \text{ m}^2$

XV-2-3- Calcul de la hauteur du radier :

L'épaisseur minimale du radier sera déterminée par la formule de cisaillement .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

avec : $V_u = q_u \cdot \frac{l}{2}$

l : Portée max des panneaux dans le sens porteur .

b : Largeur d'une bande de radier .

q_u : Pression sous le radier à l'E.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S} = 18.096 \qquad V_u = 0.32 \text{ t}$$

$$d \geq \frac{V_u}{0.05 b \cdot f_{c28}} = \frac{0.32}{0.05 \times 1 \times 25} \qquad d \geq 0.25 \text{ cm} \text{ soit } h \geq 0.28 \text{ cm}$$

XV-2-4 - Condition de raideur :

Pour pouvoir assimiler le radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur "h" total du radier doit vérifier :

$$h \geq \frac{l}{10} = \frac{3.54}{10} = 0.36 \text{ m}$$

XV-3- Vérification au poinçonnement :

On fera la vérification pour le voile, le plus sollicité. Dans notre cas on prend le voile V4 la vérification se fera à l'É.L.U.

Le chargement au niveau du radier est :

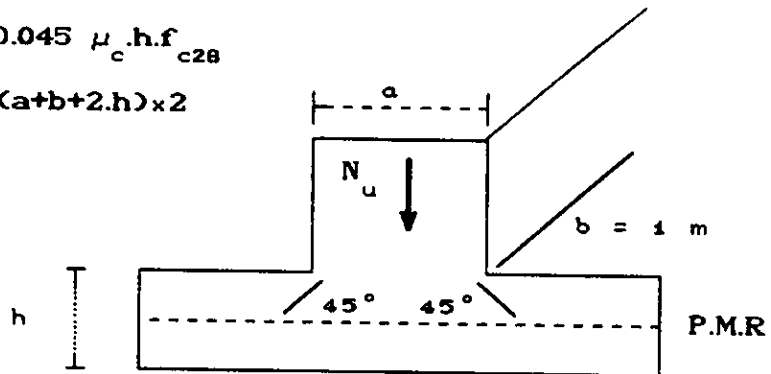
$$N_u^1 = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = \frac{N_u^1}{9.8} = 39.80 \text{ t}$$

XV-3-1 -Condition de Non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

avec : $\mu_c = (a+b+2 \cdot h) \times 2$



μ_c : périmètre de la zone de diffusion des efforts au niveau du "P.M.R"

$a = 0.20 \text{ m}$ (épaisseur du voile intérieure)

$b = 0.31 \text{ m}$

$h = ? \text{ m}$ (hauteur du radier)

$$\mu_c = 0.124 + 4 h$$

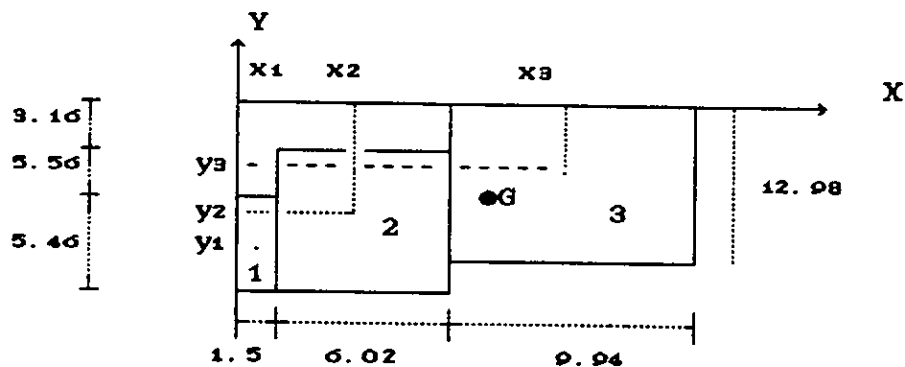
$$N_u = 0.398 \leq 0.045 \times (0.124 + 4h) \times h \times 25$$

on tire $h \geq 0.20 \text{ m}$

La hauteur à prendre est $h_t \geq (h_{t1}, h_{t2}, h_{t3}) = 0.36 \text{ m}$

$$h_t = 0.55 \text{ m}$$

XV-4- Caractéristiques géométriques du radier :



XV-4-1 Determination du centre de gravite :

	1	2	3	
S_i	8.19	66.34	129.21	203.55
X_i	0.75	4.51	12.49	
Y_i	11.45	8.67	6.49	
$S_i X_i$	6.14	299.19	1613.83	1919.16
$S_i Y_i$	93.77	575.17	838.57	1507.51

$$X_{g \text{ str}} = 9.30 \text{ m}$$

$$X_g = 9.43 \text{ m}$$

$$Y_{g \text{ str}} = 7.26 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.41 \text{ m}$$

XV-4-2 Condition de rigidite :

Le radier est rigide si $l_i \leq \pi/2 l_0 + a$

$$\text{avec } l_0 = \sqrt{\frac{4.EI}{K.b}}$$

l_0 : long elastique .

b : epaisseur du voile .

E : Module d'elasticite du radier ($2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$)

K : Coef (4 MPa)

I : Inertie du radier on prendra l'inertier d'une bande de 1 m .

On trouve $l_0 = 229.46 \text{ cm}$

$l_i = \leq 380.46$ alors le radier est rigide .

conclusion : la repartion des contraintes sur le sol est alors lineaire .

XV-5 - Effet de la sous pression .

L'effort normal minimale agissant sur le radier doit verifier la condition suivante :

$$N \geq \gamma_w \cdot S \cdot z \cdot f_0$$

N : Poids du batiment + radier

$$N = 2598.61 \text{ t}$$

γ_w : Poids specifique de l'eau

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

S : Surface du radier en contacte avec le sol $S = 203.55 \text{ m}^2$

z : Hauteur de la partie immergee

$$z = 3.05 \text{ m}$$

f_0 : Coeff de securite .

$$f_0 = 1.5$$

$$2598.61 \geq 931.24 \text{ t}$$

L'effet de sous pression n'est pas important .

XV- 6 - Inerties du radier : Sens YY

	b(m)	h(m)	S(m ²)	Io _y	d(m)	Sid ²	Iyy
1	1.50	5.46	8.19	20.35	4.04	133.67	154.02
2	6.02	11.02	66.34	671.37	1.26	105.32	776.69
3	9.94	12.98	129.21	1811.4	-0.92	109.36	1920.8

$I_y = 2851.53 \text{ M}^4$

Sens XX

	b(m)	h(m)	S(m ²)	Io _x	d(m)	Sid ²	Ixx
1	1.50	5.46	8.19	1.54	-8.68	617.05	618.59
2	6.02	11.02	66.34	200.35	-4.92	1605.8	1806.2
3	9.94	12.98	129.21	1062.3	3.06	1209.8	2272.2

$I_x = 4696.97 \text{ M}^4$

XV-7- Verification de la stabilite du radier : sous G + Q + E

Les sollicitations agissant sont :

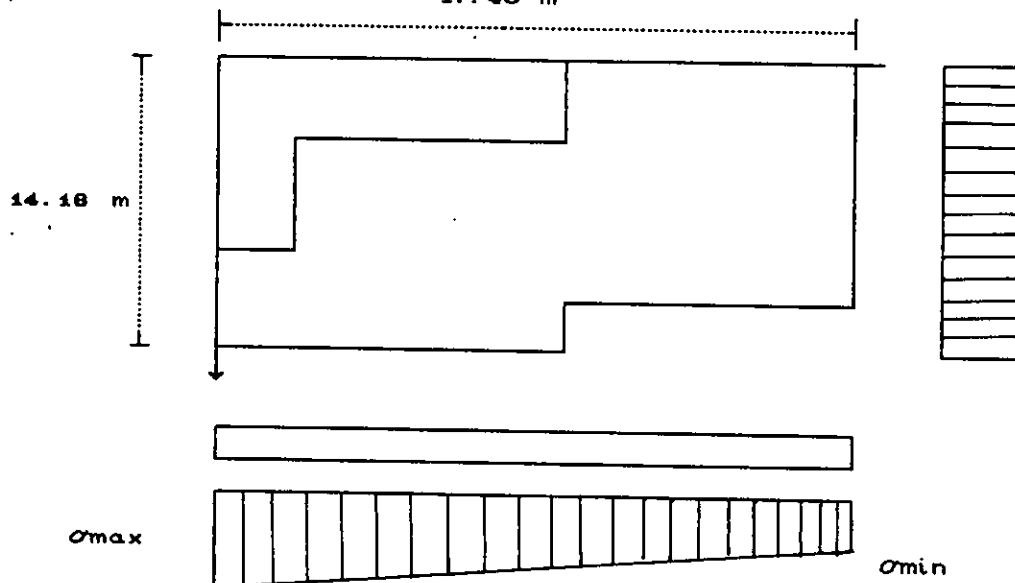
$N = N_g + N_q$; $M = M_E$

avec $M_E = MRDC + V \cdot h_1$

V : effort tranchant a la base

h₁ : profondeur d'ancrage .

17.46 m



a) - Sens longitudinal :

$\sigma_{1,2} = N/S \pm M.V_x / I_x$ on trouve $\sigma_1 = 13.21 + 7.64 = 20.85 \text{ t/m}^2$
 $N = 2689.63 \text{ t}$; $M = 3453.74 \text{ t.m}$ $\sigma_2 = 13.21 - 7.64 = 5.58 \text{ t/m}^2$

avec $\sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17.10 \text{ t/m}^2$

$\sigma_M < \sigma_{sol}$; $0 < \sigma_2 < \sigma_{sol}$

b) - Sens Transversal :

$N = 2689.63 \text{ t}$; $M_y = 3140.38 \text{ t.m}$ $\sigma_1 = 13.21 + 9.21 = 22.42 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_2 = 13.21 - 9.21 = 4.00 \text{ t/m}^2$

avec $\sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17.81 \text{ t/m}^2$ $\sigma_M < \sigma_{sol}$; $0 < \sigma_2 < \sigma_{sol}$

XV-8- Verification de la stabilite au renversement :

il faut verifier l'inegalite suivant : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

M_s : Moment stabilisant sous l'effet du poids du batiment .

M_r : Moment renversant sous l'effet du seisme .

$M_s = (N_g + N_a) . L$

$M_r = M_E$

L : Bras de levier .

Sens Longi : Pour un seisme dans le sens X(t)

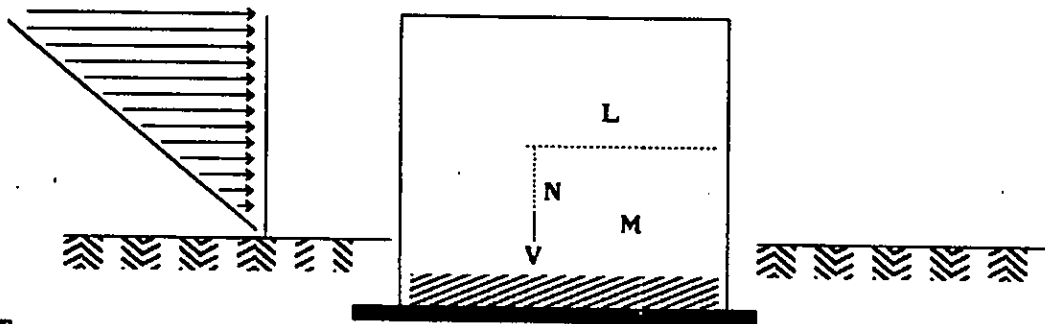
$M_s = N_g + a (L - X_g) = 2689.63 \times 8.16 = 21947 \text{ t.m}$

$M_{rE} = M_E$

$\frac{M_s}{M_r} = 6.35$

Pour un seisme X(-) ; $M_s = 2689.63 \times 9.30 = 25013.56$

$\frac{M_s}{M_r} = 7.24$



Sens Transv :

$M_r = 3140.38 \text{ t.m}$; Pour un seisme y (+) $Y_g = 7.26 \text{ m}$

$M_s = 2689.63 \times 7.26 = 19526.71 \text{ t.m}$ $M_s/M_r = 6.22$

Pour un seisme y (-) $Y_g = (L_y - y_g) = 6.92 \text{ m}$

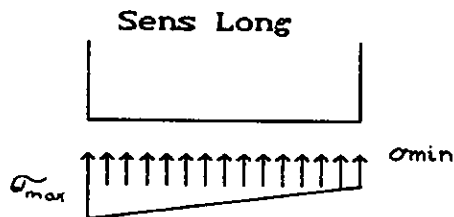
$M_s = 2689.63 \times 6.92 = 18612.24 \text{ t.m}$ $M_s/M_r = 5.93$

Conclusion : Le risque de renversement ne se pose pas .

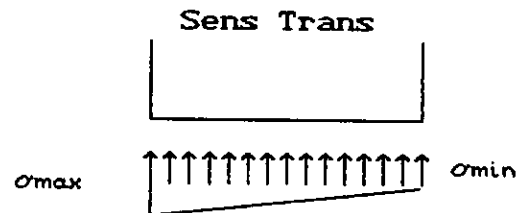
FERRAILLAGE DU RADIER

XV-1 INTRODUCTION :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie "q" qui est la réaction moyenne du sol.

● **Calcul de la charge "q" :**

$$\sigma_{mL} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$



$$\sigma_{mT} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

La charge "q" : $\max(\sigma_{mL} ; \sigma_{mT}) = 17.81 \text{ t/m}^2$

N.B : Voir l'identification des panneaux à calculer sur la page suivante :

XV-3 - Calcul des panneaux :**XV-3-1 - Détermination des moments de flexion :**

Les règles BAEL, indique que pour une dalle de dimensions l_x et l_y ($l_x \leq l_y$), reposant (simplement) librement sur son pourtour, et soumise à une charge uniformément répartie p courante tout le panneaux, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité ont pour valeurs :

dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

" " la grande " : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

	l_x	l_y	ρ	μ_x	μ_y	M_x	M_y
R1	3.56	5.10	0.70	0.0743	0.585	16.77	9.81
R2	3.56	5.10	0.70	0.0743	0.585	16.77	9.81
R3	2.66	5.36	0.50	0.0981	0.373	12.36	4.61
R4	2.96	5.36	0.55	0.0921	0.420	14.37	6.04
R5	2.96	4.56	0.65	0.0801	0.530	12.50	6.62
R6	2.96	4.82	0.61	0.0849	0.487	13.25	6.45
R7	2.96	5.98	0.50	0.0981	0.373	15.31	5.71
R8	2.96	3.56	0.83	0.0600	0.750	9.36	7.02
R9	2.20	2.66	0.83	0.0600	0.750	5.17	3.88
R10	0.70	1.56	0.45	0.1046	0.333	0.91	0.30
R11	1.56	1.76	0.90	0.0529	0.846	2.30	1.95
R12	2.12	2.66	0.80	0.0632	0.710	5.06	3.59
R13	2.96	6.30	0.47	0.1019	0.349	15.90	5.55
R14	3.56	6.30	0.57	0.0897	0.442	20.25	8.95

XV-3-2 Ventilations des moments :

On procédera à une ventilation des moments M_{ox} et M_{oy} , qui sont des moments isostatiques, sur les traves et appuis tout en respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_E + M_W}{2} \geq 1.25 M_o$$

avec $M_t = (0.75 \div 0.85) M_o$

M_e et $M_v \geq (40 \text{ à } 50 \%) M_o$

$M_e = M_v = 0.5 M_o$

	SENS PORTEUR			SENS REPARTITEUR		
	M _{ox}	M _{tx}	M _{ax}	M _{oy}	M _{ty}	M _{ay}
R1	16.77	14.25	8.38	9.81	8.34	4.91
R2	16.77	14.25	8.38	9.81	8.34	4.91
R3	12.36	10.51	6.18	4.61	3.92	2.31
R4	14.37	12.21	7.18	6.04	5.13	3.02
R5	12.50	10.63	6.25	6.25	5.63	3.31
R6	13.25	11.26	6.63	6.45	5.48	3.23
R7	15.31	13.01	7.66	5.71	4.85	2.86
R8	9.36	7.96	4.68	7.02	5.97	3.51
R9	5.17	4.39	2.58	3.88	3.30	1.94
R10	0.91	0.77	0.46	0.30	0.26	0.15
R11	2.30	1.96	1.15	1.95	1.66	0.98
R12	5.06	4.30	2.53	3.59	3.05	1.80
R13	15.90	13.52	7.95	5.55	4.72	2.78
R14	20.25	17.21	10.13	8.95	7.61	4.48

Le radier est un element qui repose directement sur le sol.Ceux-ci nous incite à considerer que la fissuration est tres prejudiciable.Pour cette raison le calcul du ferrailage se fera à l'E.L.S

Limitation des contraintes

- Pour l'acier

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 110\eta) = \min (0.5 \times 400; 110 \times 1.6) = 176 \text{ MPa}$$

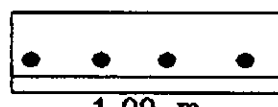
- Pour le beton

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

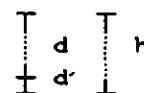
- Section de beton a considerer



en appui



1.00 m
en travée



$$d = 0.9 h \cong 0.50$$

$$d' = 0.10 h \cong 0.05$$

XV-3-3- Methode de calcul :
on calcul :

$$\triangleright \alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s}$$

$$\triangleright \mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\triangleright M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

1er Cas :

si $M_{rb} < M_{ser} \longrightarrow A'_s \neq 0$

$$\sigma_{bc} = 15 \bar{\sigma}_{bc} \left(\frac{\alpha_r - d'/d}{\alpha_r} \right)$$

$$A'_{ser} = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\sigma_{sc} (d - d')}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{rb}}{d(1 - \alpha_r/3)\sigma_s} + A'_{ser} \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_s}$$

2eme Cas :

si $M_{rb} > M_{ser} \longrightarrow A'_s = 0$

$$Z_r = d(1 - \alpha_r/3)$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z_r \cdot \sigma_s$$

$$A_{min} \geq 0.23 b_0 d (f_{t28} / f_e)$$

XV-4 FERRAILLAGE EN TRAVEE :

SENS DES X :

	M _{lx}	A _{ser}	A _{CN}	A _{adop}	Espace
D1	14.25	19.92	6.04	10HA16	11
D2	14.25	19.92	6.04	10HA16	11
D3	10.51	14.69	6.04	10HA14	11
D4	12.21	17.07	6.04	9HA16	12.5
D5	10.63	14.86	6.04	10HA14	11
D6	11.26	15.74	6.04	8HA16	14
D7	13.01	18.17	6.04	10HA16	11
D8	7.96	11.13	6.04	6HA16	20
D9	4.39	6.14	6.04	6HA12	20
D10	0.77	1.08	6.04	6HA12	20
D11	1.96	2.74	6.04	6HA12	20
D12	4.30	6.01	6.04	6HA12	20
D13	13.52	18.90	6.04	10HA16	11
D14	17.21	24.60	6.04	8HA20	14

SENS DES Y

	M _{ty}	A _{ser}	A _{CN}	A _{adop}	Espace
D1	8.34	11.66	6.04	6HA16	20
D2	8.34	11.66	6.04	6HA16	20
D3	3.92	5.48	6.04	6HA12	20
D4	5.13	7.17	6.04	6HA14	25
D5	5.63	7.87	6.04	6HA14	20
D6	5.48	7.66	6.04	6HA14	20
D7	4.85	6.78	6.04	6HA14	25
D8	5.77	8.34	6.04	6HA14	20
D9	3.30	4.61	6.04	6HA12	20
D10	0.26	0.36	6.04	6HA12	20
D11	1.66	2.32	6.04	6HA12	20
D12	3.05	4.26	6.04	6HA12	20
D13	4.72	6.60	6.04	5HA14	25
D14	7.61	10.64	6.04	6HA16	20

XV-5 FERRAILLAGE EN APPUIS

SENS DES X :

	M _{ax}	A _{ser}	A _{CN}	A _{adop}	Espace
D1	8.38	11.71	6.04	6HA16	20
D2	8.38	11.71	6.04	6HA16	20
D3	6.18	8.64	6.04	6HA14	20
D4	7.18	10.04	6.04	6HA16	20
D5	6.25	8.74	6.04	6HA14	20
D6	6.63	9.27	6.04	5HA14	25
D7	7.66	10.71	6.04	5HA14	20
D8	4.68	6.54	6.04	6HA12	20
D9	2.58	3.61	6.04	6HA12	20
D10	0.46	0.64	6.04	6HA12	20
D11	1.15	1.61	6.04	6HA12	20
D12	2.53	3.54	6.04	6HA12	20
D13	7.95	11.11	6.04	6HA16	20
D14	10.13	14.16	6.04	8HA16	14

SENS DES Y :

	M _{ay}	A _{eer}	A _{CN}	A _{adop}	Espace
D1	4.91	11.66	6.04	5HA14	25
D2	4.91	11.66	6.04	5HA14	25
D3	2.31	5.48	6.04	6HA12	20
D4	3.02	7.17	6.04	6HA12	20
D5	3.31	7.87	6.04	6HA12	20
D6	3.23	7.66	6.04	6HA12	20
D7	2.86	6.78	6.04	6HA12	20
D8	3.51	8.34	6.04	6HA12	20
D9	1.94	4.61	6.04	6HA12	20
D10	0.15	0.36	6.04	6HA12	20
D11	0.98	2.32	6.04	6HA12	20
D12	1.80	4.26	6.04	6HA12	20
D13	2.78	6.60	6.04	6HA12	20
D14	4.48	10.64	6.04	6HA12	20

ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUES

1. Introduction :

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier et le niveau du premier plancher en dessus du sol afin d'assurer un bon chaînage du bâtiment, et cela conformément aux règles parasismiques Algériennes (R.P.A 88), Art. 4.5.2 p 62

Ce voile a pour rôle de constituer une boîte rigide du bâtiment et qui est capable d'assurer la transmission de la totalité des actions pour les quelles le bâtiment a été calculé.

2. Caractéristiques géométriques du voile :

a) Epaisseur :

On prendra une épaisseur supérieure aux épaisseurs des voiles de la superstructure.

L'R.P.A 88 exige une épaisseur $e \geq 15$ cm (voir R.P.A 88 page 62)

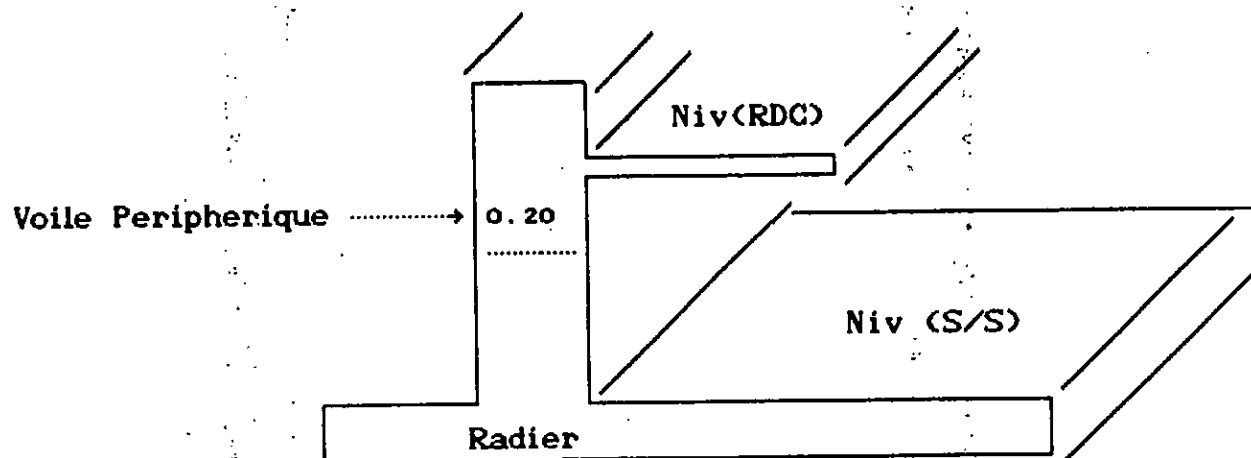
d'où on prend : $e = 20$ cm

Pourquoi ?

b) Hauteur :

$H = 3.00$ m (hauteur d'étage)

son ferrailage sera celui prescrit par le R.P.A 88



Le ferrailage minimal imposé par le R.P.A 88 est (les armatures sont constituées par deux nappes supérieure et inférieure) dont le pourcentage minimum est de 0.10 % dans les deux sens (horizontale et verticale)

2.1 - Armatures longitudinales filantes

$A_l \geq 10$ % de la section transversale du béton (B)

$A_l \geq 0.10 \times 20 \times 100 = 2$ cm²/ml/face

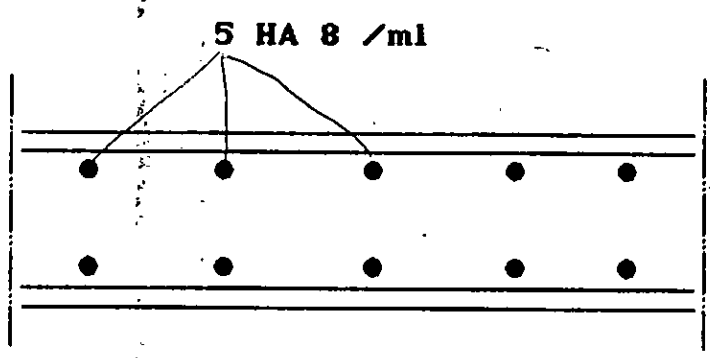
on prendra 5 HA 8 avec un espacement $e = 25$ cm

2.2 - Armatures Longitudinales de peau :

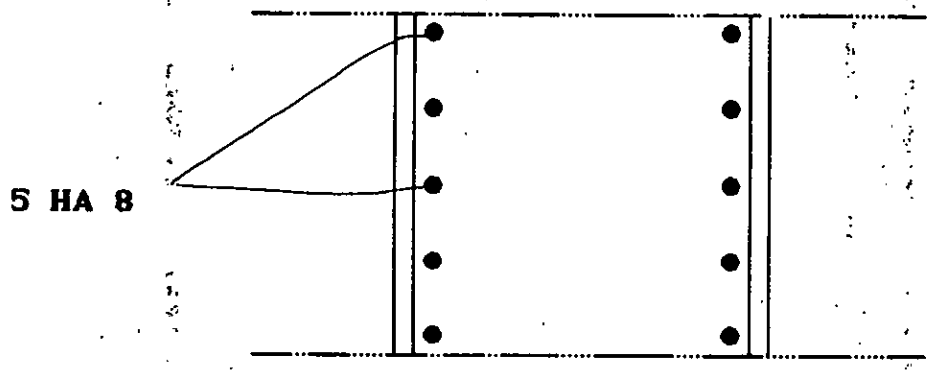
$A_{lp} \geq 2$ cm²/ml/face

soit 5 HA 8 /ml /face avec un espacement $e = 25$ cm

Schema de Ferrailage



Ferrailage vertical



Ferrailage Longitudinal

CALCUL DE L'ESCALIER

XV.1 Introduction

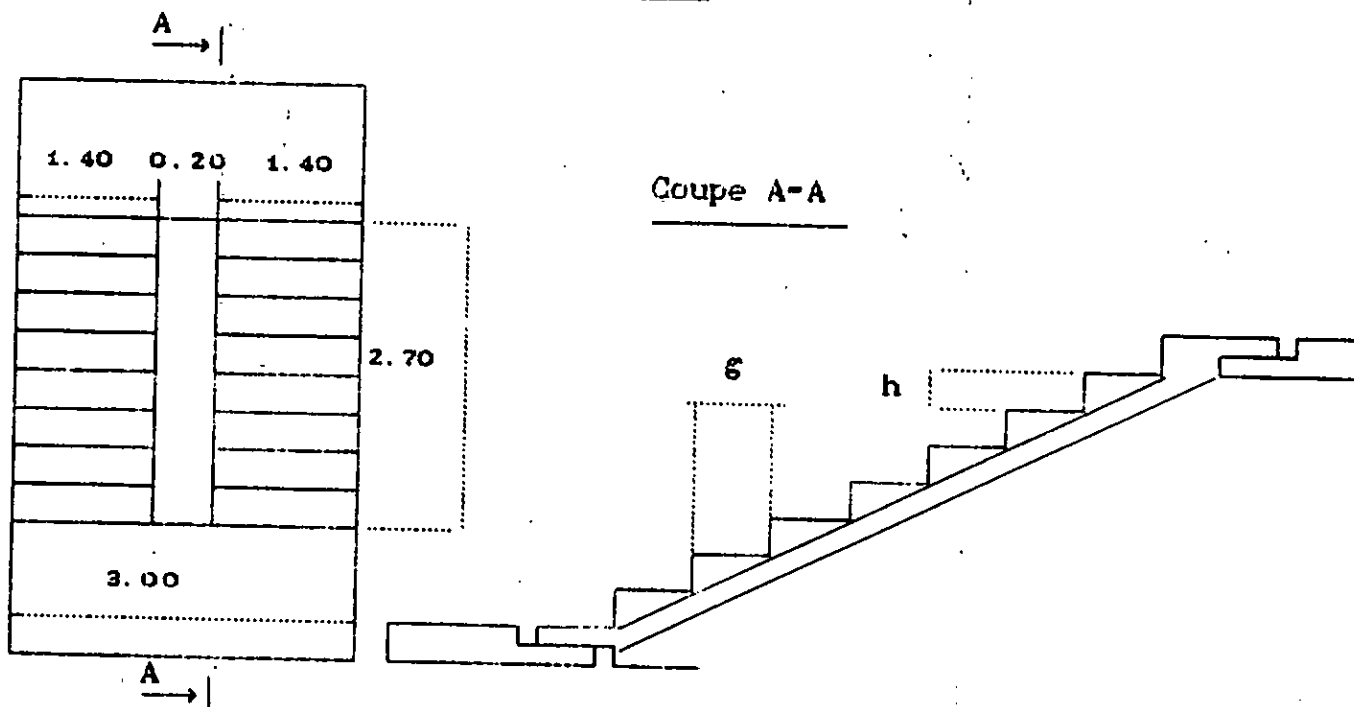
- L'escalier de notre structure est un escalier droit à volées préfabriquées.
- Les différents avantages énumérés ci-dessous nous ont encourager de choisir ce type d'escalier
- Rapidité d'exécution.
 - Revêtement incorporé.
 - Utilisation immédiate de l'escalier.

XV.2

PR DIMENSIONNEMENT

XV.2.1

Dimensions de l'escalier - tracee



Pour déterminer les dimensions des marches (g) et contre-marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

soit $H = 1.50$ m : la hauteur à monter

$h = 17$ cm : la hauteur des contre-marches

a priori $n = \frac{H}{h} = \frac{150}{17} = 8.82$

On prendra alors l'entier n' immédiatement proche de n ; $n' = 9$

La hauteur des contre-marches devient : $h' = \frac{150}{9} \cong 16.7$ cm

On prendra $g = 30$ cm

La longueur de la ligne de foulée $L' = g(n' - 1) = 0.30(9 - 1) = 2.40$ m

Notre choix sur (g) et (h) reste dans la fourchette de BLONDEL :

$$0.59 \leq (2g + h = 0.634) \leq 0.66$$

CONCLUSION :

Les dimensions de l'escalier qu'il faut retenir sont :

$$g = 30 \text{ cm} ; n = 9 ; h = 16.7 \text{ cm}$$

XV.2.2 Predimensionnement de la paillasse :

- L'angle d'inclinaison de la paillasse : $tg(\alpha) = \frac{1.50}{2.70} = 0.55$

$\alpha = 29^{\circ}3'16.57$

- Longueur de la paillasse : $l = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{2.70}{0.874}$

$l = 3.09 \text{ m}$

- L'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire à la condition de résistance ci-dessous

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \longrightarrow 10.30 \leq e \leq 15.45$

On prend alors : $e = 12 \text{ cm}$

XV.3

CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A L'ESCALIER

XV.3.1 - Voiee:

Charge permanente :

- Paillasse en B.A $\longrightarrow \frac{2500 \cdot e}{\cos(\alpha)} = 0.12 \times 2500 \frac{1}{0.874} = 343.25 \text{ kg/m}^2$
- Marches $\longrightarrow \frac{2200 \cdot h}{2} = 2200 \times 0.167 \times 0.5 = 183.70 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement $\longrightarrow = 84.00 \text{ kg/m}^2$
- Garde-corps $\longrightarrow = 10.00 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$G = 618.100 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250.00 \text{ kg/m}^2$

XV.3.2 - Palier :

Charge permanente :

- Mortier de ciment (ep:2cm) $\longrightarrow 0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- Sable (ep:2cm) $\longrightarrow 0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
- Dalle en B.A (ep:16cm) $\longrightarrow 0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
- Enduit plâtre (ep:2cm) $\longrightarrow 0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation :

$G = 536 \text{ kg/m}^2$

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

XV.4

Hypotheses :

- La volée d'escalier est assimilée à une poutre dalle isostatique, simplement appuyée sur les paliers .
- La fissuration est peu nuisible car l'escalier est protégé des intempéries
- Le calcul des sections se fera à l'E L U R et la vérification des contraintes à l'E L S .

XV.5

Action :

La volée d'escalier est soumise à :

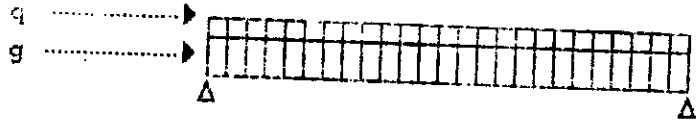
- son poids propre $G = 618.100 \text{ kg/m}^2$
 - La surcharge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$
- Par mètre linéaire (ml) de volée deviendra :

$$g = G \cdot l = 618.100 \times 1.4 \longrightarrow g = 865.340 \text{ kg/ml}$$

$$q = Q \cdot l = 250 \times 1.4 \longrightarrow q = 350.000 \text{ kg/ml}$$

XV.5.1

Schema Statique de la volée :



XV.5.2

Combinaison d'action :

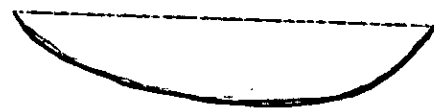
$$\text{L'E L U} : p_u = 1.35 g + 1.5 q \longrightarrow p_u = 1.693 \text{ t/ml}$$

$$\text{L'E L S} : p_{ser} = g + q \longrightarrow p_{ser} = 1.215 \text{ t/ml}$$

XV.5.3

Diagrammes des elements de reduction :

- Moment flechissant :

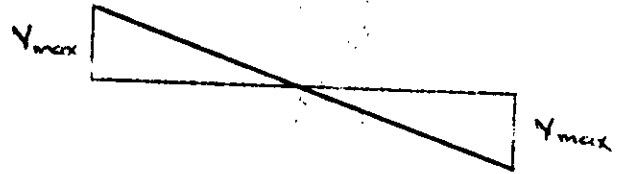


$$M_{\text{max}} = \frac{p l^2}{8}$$

XV-5.4 - Effort Tranchant :

126

$$V_{\max} = p \frac{l^2}{8}$$



XV-5.5

Sollicitations :

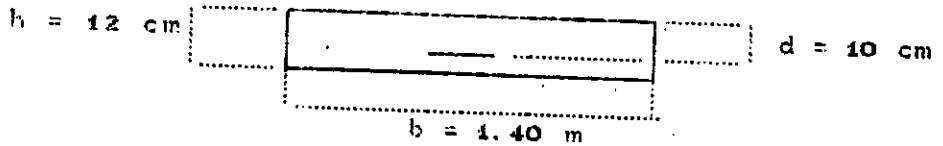
l'ELU : $M_{u \max} = 1.543 \text{ t.m}$ $V_{u \max} = 2.286 \text{ t}$

l'ELS : $M_{u \max} = 1.10 \times 10^7 \text{ t.m}$

XV-6

Ferraillage de la voiee :

La voiee d'escalier travaille en flexion simple, la section de B.A à considérer est :



XV-6-1

Section d'armatures Longitudinales :

- Donnes : d : 10 cm Msor : 1.107 tm
- b : 140 cm f_{bu} : 14.166 MPa
- Mu : 1.543 t.m f_{su} : 348 MPa

● $\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \rightarrow 0.078$

● $\gamma = \frac{Mu}{Msor} \rightarrow 1.394$

● $\mu_{lu} = 0.341 \gamma - 0.1776 \rightarrow 0.298 > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$

● $\alpha_{lu} = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{lu}}) \rightarrow 0.102 < 0.259 \rightarrow \text{Pivot A}$

● $Z_{bu} = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) \rightarrow 0.096 \text{ m}$

● $A_{su} = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z_b} \rightarrow 4.620 \text{ cm}^2$

$A_{su} = 7 \text{ HA } 10 = 5.498 \text{ cm}^2$

XV.6.2

Section d'armatures minimale :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctk}}{f_e} \dots \rightarrow A_{min} = 1.690 \text{ cm}^2 < A_{su} = 5.498 \text{ cm}^2$$

XV.6.3

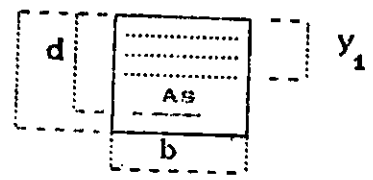
Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A_{su}}{4} = 1.155 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml}$$

XV.6.4

Verication des Contraintes :

- Donnes : $d : 10 \text{ cm}$ $M_{ser} : 1.107 \text{ tm}$
 $b : 140 \text{ cm}$ $A_{sl} : 5.498 \text{ cm}^2$ h



- Position de l'axe neutre :
 y_1 : est determiné à partir de l'équation

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 A_{sl} (y_1 - d) = 0 \rightarrow y_1 = 2.393 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section Homogénisée

$$I_1 = \frac{1}{3} b \cdot y_1^3 + 15 A_{sl} (y_1 - d)^2 \rightarrow I_1 = 5295.446 \text{ cm}^4$$

- Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \cdot y_1 \rightarrow \sigma = 6.048 \text{ MPa}$$

- Contrainte des aciers longitudinaux

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I_1} (d - y_1) \rightarrow \sigma_s = 222.855 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\sigma_{bc} = 6.048 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 222.855 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

XV-6-5

Verication de la fleche :

• Moment d'inertie de la section Homogenisee

$$I_o = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \longrightarrow I_o = 21479.520 \text{ cm}^4$$

• Rapport : $\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} \longrightarrow \rho = 3.93 \%$

• $\mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \longrightarrow \mu_{pi} = 0.344$

• $\lambda = 0.05 \cdot \frac{f_{t28}}{5 \cdot \rho} \longrightarrow \lambda = 5.344$

• Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{I_o}{1 + \lambda \cdot \mu_{pi}} \longrightarrow I_{fi} = 7567.645 \text{ cm}^4$$

• Valeur de la fleche :

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{0.9 E_t I_{fi}} \longrightarrow f = 3.70 \text{ mm}$$

Conclusion :

$$f = 3.70 < \frac{l}{300} = 9 \text{ mm} \quad \text{verifier}$$

XV-7

Ferraillages des appuis :

L'effort tranchant est repris par une section tel que :

$$\frac{A_t}{S_t} = b_o \frac{(\tau_u - 0.5 \cdot k)}{0.8 f_e} \quad \text{avec } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2.286 \cdot 10^{-2}}{1.40 \times 0.1}$$

$$\tau_u = 0.165 \text{ MPA}$$

La contrainte admissible du cisaillement : $\tau_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$

$$(\tau_u = 0.165 \text{ MPA}) < (\tau_u = 1.25 \text{ MPA})$$

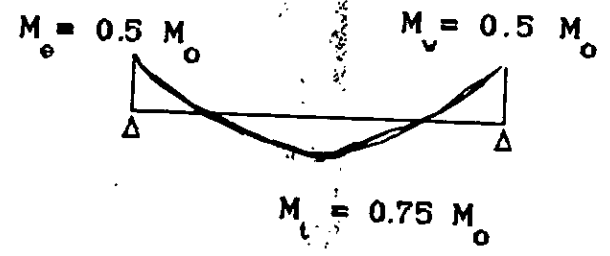
XV-9.4 • **Repartition des moments flechissants :**

Soit M_t : Moment en travée

M_o, v : Moments en appuis

Les moments en travée et en appuis doivent satisfaire la condition ci-dessous :

$$M_t + \frac{M_o + M_v}{2} \geq 1.25 M_o$$



$$M_o = M_v = 0.5 M_o$$

$$M_o = M_v = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 21.46 \text{ KN.m}$$

XV.9.4.1 **Ferraillage en Flexion Simple :**

Section	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	Pivot	A_s (cm ²)	A_s choisi
Appui	10.75	0.130	0.173	0.130	A	2.370	5 HA 8
Travée	16.095	0.193	0.271	0.125	A	3.705	5 HA 10

XV-9-5.2 **Condition de fragilite :**

$$A_{min} = 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_o}$$

a) appui : $A_{min} = 0.507 \text{ cm}^2 < A_{su} = 2.513 \text{ cm}^2$

b) Travée : $A_{min} = 0.507 \text{ cm}^2 < A_{su} = 3.926 \text{ cm}^2$

XV-9.4.3 **Ferraillage Effort Tranchant :**

$$V_{pu1} = \frac{P_{u1} l}{2} = 4.11 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.54 \text{ KN}$$

$$V_{pu2} = \frac{P_{u2} l_o}{2} = 11.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.54}{0.30 \times 0.14} = 0.37 \text{ MPa}$$

Le pourcentage minimale des armatures d'effort tranchant donne:

$$\frac{A_t}{S_t} = b_o \frac{(\tau_u - 0.5 k)}{0.8 f_o} = 3.46 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

avec $S_t = 20 \text{ cm}$ soit $A_t = 0.69 \text{ cm}^2$

les sections fictives sont : $A'_s = 0$; $A_s = 0.390 \text{ cm}^2$

Les sections réelles sont :

• $A'_s = A_s = 0$

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} \max \left(d_s - \frac{|N|}{\sigma_s} ; A_{s \text{ min}} \right) \text{ N:compression} \\ \text{avec } A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_s} = 1.11 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_s = 0.321 \text{ cm}^2$

XV.9.4.3.1 - Calcul a PELS

$M_{ser/G} = 60 \text{ kg.m}$

$N_{ser/G} = 170 \text{ kg}$

La reduction en A nous donne . $M_{ser/A} = M_{ser/G} + N_{ser/G} \left(d - \frac{h}{2} \right)$

$M_{ser/A} = 65.1 \text{ kg.m} ; N_{ser/A} = 170 \text{ kg}$

XV.9.4.3.2 - Centre de pression : $e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{170} = 0.353 \text{ m}$

$\frac{h}{6} = 0.016 \text{ m}$

→ $e_o > \frac{h}{6}$ Section est partiellement comprimée

- Determination du Ferrailage :

Le calcul de A'_{ser} et A_{ser} se fera en flexion simple sous $M_{ser/A}$

Données:

$M_{ser/A} = 65.1 \text{ kg.m} ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \longrightarrow 0.484$

$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \longrightarrow 0.203$

$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow 0.019 \text{ MN.m} > M_{ser/A} = 65.1 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$

$A'_{ser} = 0$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{\bar{\sigma}_s \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \cdot d} \longrightarrow 0.404 \text{ cm}^2$

$A_s = \max \left(A_s - \frac{|N|}{\sigma_s} ; A_{s \text{ min}} \right)$ N: compression
avec $A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.11 \text{ cm}^2$

$A_s = 1.111 \text{ cm}^2$

9-4-4 • Section d'armatures minimale :

$A_{min} = b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} \frac{e_o - 0.45 \cdot d}{4.5 e_o - 0.83 \cdot d}$ $A_{min} = 1.012 \text{ cm}^2$

Conclusion :

La section d'armature long est la section maximum de toutes les sections déjà obtenues soit :

$A = 1.110 \text{ cm}^2$

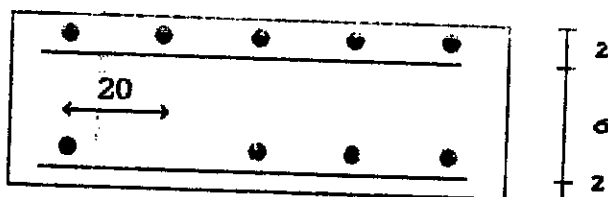
En choisissant du HA 6 , on aura pour une bande de 1 m de longueur

$A = 5 \text{ HA } 6 \text{ espa de } 20 \text{ cm}$

9-4-4-1 • Armatures de repartition :

$A_r = \frac{A}{4} = 0.353 \text{ cm}^2$ soit $A_r = 3 \text{ HA } 6$

5 HA 6



3 HA 6

XV-9-5

Ferraillage de Torsion :

L'effort de flexion à l'appui due au couple de torsion est :

$$C = V_u \frac{e}{1.40}$$

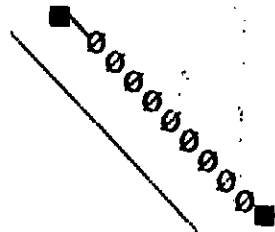
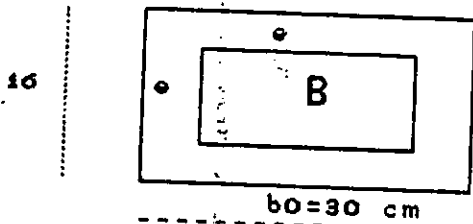
L'effort de cisaillement due à ce couple vaut :

$$T_u = C \cdot 1.40 = V_u \cdot e$$

On remplace la section réelle pleine par une section fictive creuse dont l'épaisseur de la paroi est :

$$e_1 = h/6 = 0.027 \text{ m} = 2.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 15.54 \times 0.027 = 0.42 \text{ KN}$$



L'aire "B" du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi fictive
 $B = (h - e) (b - e) = (0.16 - 0.027) (0.30 - 0.027)$

soit $B = 0.036 \text{ m}^2$

XV-9-5-1

Contrainte de cisaillement : τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{B \cdot 2 \cdot e} = 0.216 \text{ MPa}$$

XV-9-5-2

Section d'armature Transversal :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot B \cdot f_c} = 0.0146 \text{ m} \text{ soit } A_t = \frac{S_t}{0.0146}$$

XV-9-5-3

Section d'armatures Longitudinales

Le périmètre fictif de l'aire B vaut :

$$P = 2 ((0.16 - 0.027) + (0.30 - 0.027)) = 0.812 \text{ m}$$

$$A_{al} = \frac{P \cdot T_u \cdot \gamma_s}{2 \cdot B \cdot f_c} \text{ soit } A_{al} = 0.136 \text{ cm}^2$$

XV-10.

Ferraillage définitif :

XV.10.1 Ferraillage Longitudinal :

en appui :

$$A_s + A_{al} = 2.513 + 0.136 = 2.650 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ HA } 14$$

en travée :

$$A_s + A_{al} = 3.926 + 0.136 = 4.062 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ HA } 14$$

XV.10.2 Ferraillage Transversal :

$$\frac{A_t}{S_t} = (3.46 + 0.0146) 10^{-4} = 3.47 10^{-4}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

ETUDE DE PLANCHER DALLE

1. Methode de Calcul :

L'étude théorique des panneaux dalles fait intervenir le coefficient de POISSON, puisque le raccourcissement par compression dans une direction entraîne une dilatation dans l'autre direction qui s'oppose ou réduit la contraction qui s'y manifesterait et vice versa.

Pour notre cas, le calcul des panneaux de dalles se fera par la méthode élastique en ayant recours aux tables de "R.BARES "

2. Hypothese de la methode de BARES .

Le matériau de la dalle est considéré élastique, homogène et isotrope .

L'épaisseur de la dalle est constante et faible relativement aux autres dimensions .

2-1 Principe de calcul .

En fonction du rapport des dimensions $\gamma = a/b$, du mode d'appui et du coefficient de poisson, les tables de bares, nous permettent de lire des coefficients, des moments .

Remarque :

Pour les valeurs ne figurant pas dans les tables de bares, il est nécessaire d'interpoler .

2-1 Notations :

a, b : dimensions des dalles .

$\gamma = a/b$: rapport des dimensions.

μ : Coef de moment.

W_s : Fleche au centre de la dalle .

W_a, W_b : Fleches au centre du bord libre ($x = a ; y = b/2$)

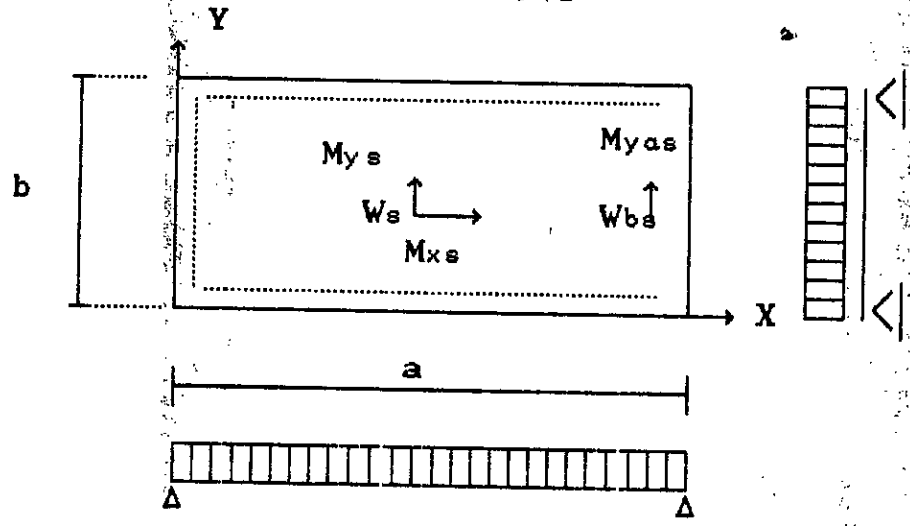
M_x : Moment dans la direction des X .

M_y : " " " " " " Y .

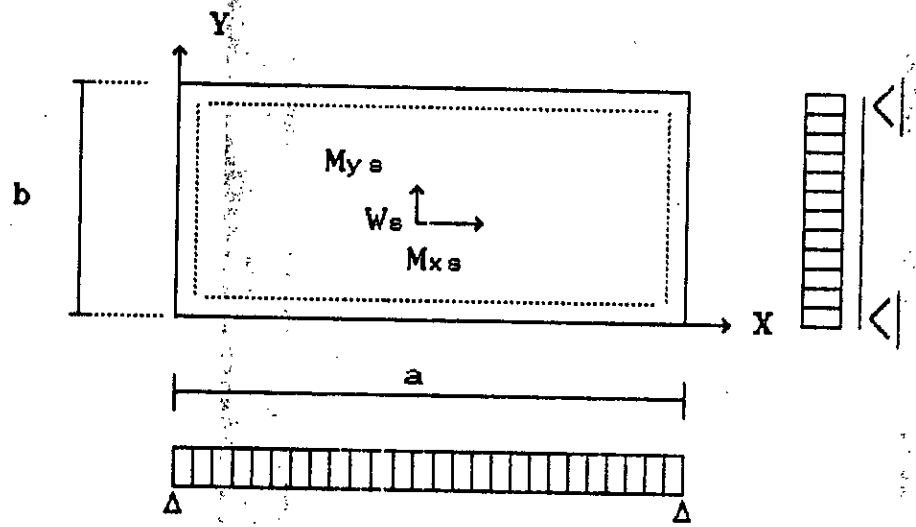
$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow x = a/2 \\ \\ \end{array}$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ \longrightarrow y = b/2 \\ \end{array}$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} \cdot q \cdot b^2 \quad \longrightarrow x = a ; y = b/2$$



Dalle Sur 3 appuis



Dalle Sur 4 appuis

Hypotheses de calcul .

● Les panneaux dalles ne sont pas exposes aux intemperes, donc la fissuration est peu nuisible.

Les calculs se feront uniquement a P.E.L.U

Le coef de POISSON sera pris egale a $\nu = 0$

● Etant donne que nos panneaux de dalles sont continues, on considerera en premier lieu que les panneau sont simplement appuyes et on determinera les moment isostatiques, puis on procedra a une ventilation de ces moments en appuis et en travee en utilisant la relation suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_v}{2} \geq 1.25 M_0$$

● Pour le calcul du ferrailage des dalles sur trois (03) appuis, on prendra en compte le moment max .

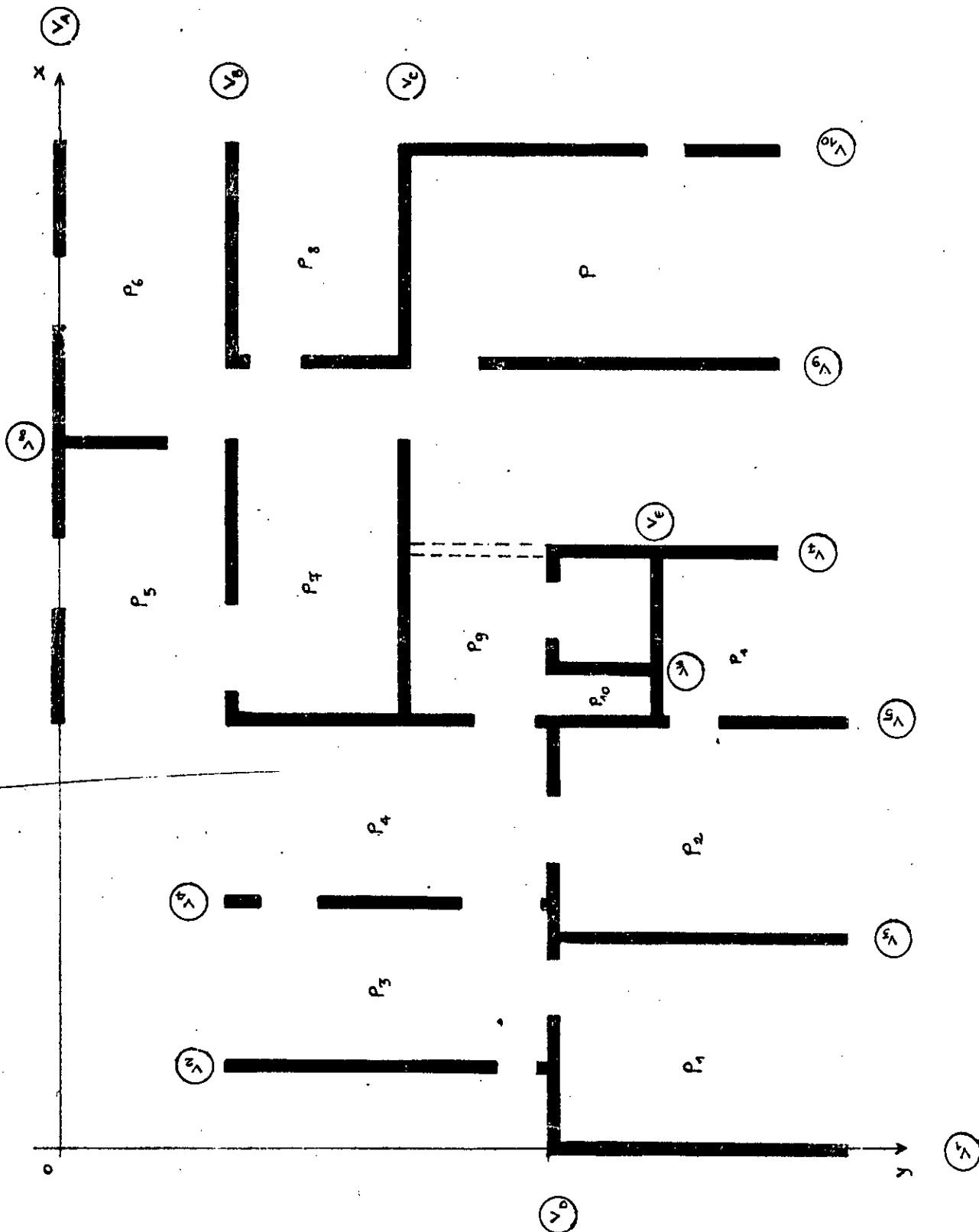
$$M_y = \max (M_{ys} , M_{yas})$$

$$M_x = \max (M_{xs} , M_{xas})$$

Identification

des voiles et

des panneaux de dalles



Actions et combinaisons d'actions :

a L'ELU : $P = 1.35 G + 1.5 Q$

- Plancher Terrasse :

Charge Permanant : $G = 754 \text{ Kg/m}^2$

Charge d'exploit : $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

$P_{\text{terrasse}} = 1.168 \text{ t/m}^2$

- Plancher Courant :

Charge Permanant : $G = 611 \text{ Kg/m}^2$

Charge d'exploit : $Q = 175 \text{ Kg/m}^2$

$P_{\text{courant}} = 1.087 \text{ t/m}^2$

- Loggia Sechoirs :

Charge Permanant : $G = 536 \text{ Kg/m}^2$

Charge d'exploit : $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

$P_{\text{logg}} = 1.248 \text{ t/m}^2$

- Plancher RDC :

Charge Permanant : $G = 611 \text{ Kg/m}^2$

Charge d'exploit : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

$P_{\text{RDC}} = 1.120 \text{ t/m}^2$

Conclusion :

La charge ponderee des loggias et sechoirs est la plus elevee donc nos calcul seront fait par cette valeur $P = 1.248 \text{ t/m}^2$

Dalles sur 3 appuis :

	a	b	μ_{xs}	μ_{ys}	μ_{ys}	W_s	W_{bs}	$\gamma = a/b$
D1	5.30	3.60	0.0071	0.0969	0.1185	0.0262	0.0320	1.47
D2	5.30	3.60	0.0071	0.0969	0.1185	0.0262	0.0320	1.47
D3	5.56	2.70	0.0022	0.1106	0.1232	0.0087	0.0096	2.06
D4	5.56	3.00	0.0032	0.1073	0.1059	0.0119	0.0135	1.85
D5	4.66	3.00	0.0060	0.0993	0.1195	0.0222	0.0267	1.55
D6	5.12	3.00	0.0042	0.1039	0.1209	0.0156	0.0182	1.71
D8	3.76	3.00	0.0117	0.0878	0.1134	0.0456	0.0589	1.25
D12	2.34	2.70	0.0303	0.0638	0.0932	0.1428	0.2063	0.87
D14	6.50	3.60	0.0034	0.1064	0.1218	0.0127	0.0145	1.81
			$q \cdot a^2$	$q \cdot b^2$	$q \cdot b^2$	$q \cdot a^4 / e h^3$	$q \cdot b^4 / e h^3$	

Dalles sur 4 appuis :

	a	b	γ	W_s	μ_{xs}	μ_{ys}
D7	5.70	3.00	0.53	0.1162	0.0920	0.0072
D9	2.70	2.24	1.20	0.0327	0.0239	0.0523
D10	0.74	1.60	0.46			

Sur 3 appuis :

	W_s	W_{bs}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
D1	0.0262	0.0320	0.25	1.57	1.92
D2	0.0262	0.0320	0.25	1.57	1.92
D3	0.0087	0.0096	0.19	1.01	1.12
D4	0.0119	0.0135	0.12	1.21	1.19
D5	0.0222	0.0267	0.16	1.12	1.34
D6	0.0156	0.0182	0.14	1.17	1.36
D8	0.0456	0.0589	0.21	0.99	1.28
D12	0.1428	0.2063	0.21	0.58	0.85
D14	0.0127	0.0145	0.18	1.72	1.71

Sur 4 appuis :

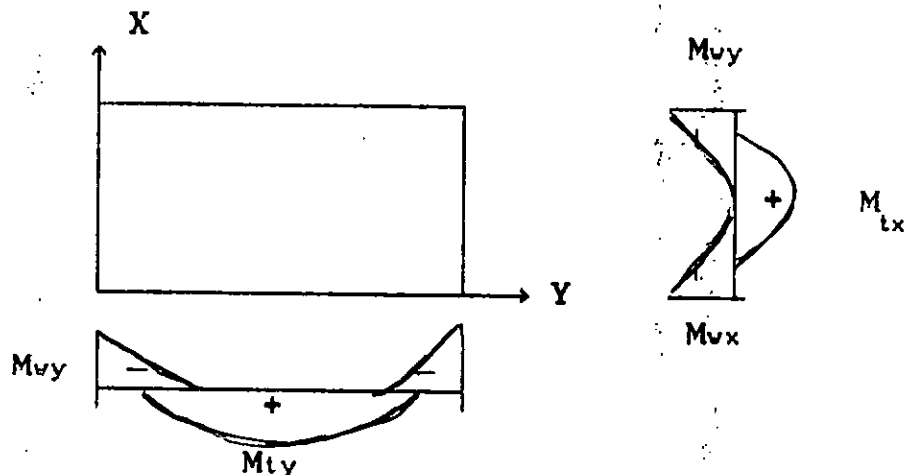
	W_s	M_{xs}	μ_{ys}
D7	0.1162	1.04	0.29
D9	0.0327	0.22	0.33
D10		$M_o = 0.09 \text{ t.m}$	

REPARTITION DES MOMENTS DE FLECHISSANTS :

La repartition des moments au niveau des travées et des appuis d'une dalle, obéit à la relation suivante :

$$M_t + \frac{M_o + M_v}{2} \geq 1.25 M_o$$

avec $0.75 M_o \leq M_t \leq M_o$



MOMENTS ISOSTATIQUE ET REELS :

	M_{ox}	M_{oy}	M_{tx}	M_{ax}	M_{ty}	M_{ay}
D1	0.25	1.92	0.25	0.13	1.63	0.96
D2	0.25	1.92	0.25	0.13	1.63	0.96
D3	0.09	1.12	0.09	0.05	0.95	0.56
D4	0.12	1.21	0.12	0.06	1.03	0.61
D5	0.16	1.34	0.16	0.08	1.14	0.67
D6	0.14	1.36	0.14	0.07	1.16	0.68
D7	1.04	0.29	0.88	0.44	0.25	0.15
D8	0.21	1.28	0.21	0.11	1.09	0.64
D9	0.22	0.33	0.19	0.10	0.28	0.17
D10	0.09	0.09	0.08			
D11						
D12	0.21	0.85	0.21	0.11	0.72	0.43
D13						
D14	0.18	1.72	0.18	0.09	1.46	0.86

FERRAILLAGE EN TRAVEE SUIVANT LE SENS DES X (Repartiteur)

	M_{tx}	μ_{bu}	α	Z	A_{su}	A_{CNF}	A_{adopt}	espac
D1	0.25	0.018	0.0105	0.144	0.50	1.75	7 HA 6	16.5
D2	0.25	0.018	0.0105	0.144	0.50	1.75	7 HA 6	16.5
D3	0.09	0.003	0.0038	0.145	0.18	1.75	7 HA 6	16.5
D4	0.12	0.004	0.0050	0.145	0.24	1.75	7 HA 6	16.5
D5	0.16	0.054	0.0070	0.145	0.33	1.75	7 HA 6	16.5
D6	0.14	0.005	0.0060	0.145	0.30	1.75	7 HA 6	16.5
D7	0.25	0.008	0.0105	0.144	0.50	1.75	7 HA 6	16.5
D8	0.21	0.007	0.0088	0.144	0.42	1.75	7 HA 6	16.5
D9	0.19	0.006	0.0080	0.144	0.38	1.75	7 HA 6	16.5
D10	0.08	0.003	0.0038	0.145	0.18	1.75	7 HA 6	16.5
D12	0.21	0.007	0.0088	0.144	0.42	1.75	7 HA 6	16.5
D14	0.18	0.005	0.0080	.144	0.38	1.75	7 HA 6	16.5

FERRAILLAGE EN TRAVEE SUIVANT LE SENS DES Y (Porteur) :

	M_{ty}	μ_{bu}	α	Z	A_{su}	A_{CNF}	A_{adopt}	espac
D1	1.63	0.055	0.0702	0.141	3.32	1.75	7 HA 6	16.5
D2	1.63	0.055	0.0702	0.141	3.32	1.75	7 HA 6	16.5
D3	0.95	0.032	0.0410	0.143	1.91	1.75	7 HA 6	16.5
D4	1.03	0.037	0.0440	0.142	2.08	1.75	8 HA 6	14
D5	1.14	0.038	0.0487	0.142	2.30	1.75	9 HA 6	12.5
D6	1.16	0.039	0.0490	0.142	2.35	1.75	9 HA 6	12.5
D7	0.88	0.030	0.0400	0.143	1.77	1.75	7 HA 6	16.5
D8	1.09	0.036	0.0465	0.142	2.20	1.75	7 HA 6	16.5
D9	0.28	0.009	0.0113	0.144	0.56	1.75	7 HA 6	16.5
D10								
D12	0.72	0.024	0.0305	0.143	1.44	1.75	7 HA 6	16.5
D14	1.97	0.065	0.0689	0.141	4.01	1.75	9 HA 8	12.5

FERRAILLAGES EN APPUIS SUIVANT LE SENS DES X :

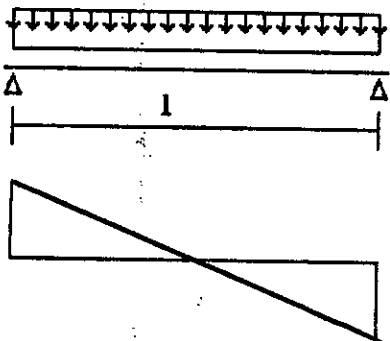
	M_{ax}	μ_{bu}	α	Z	A_{bu}	A_{CNF}	A_{adopt}	espac
D1	0.13	0.004	0.0054	0.145	0.30	1.75	7 HA 6	16.5
D2	0.13	0.004	0.0054	0.145	0.30	1.75	7 HA 6	16.5
D3	0.05	0.001	0.0021	0.145	0.10	1.75	7 HA 6	16.5
D4	0.06	0.002	0.0030	0.145	0.12	1.75	7 HA 6	16.5
D5	0.08	0.003	0.0038	0.145	0.16	1.75	7 HA 6	16.5
D6	0.07	0.002	0.0030	0.145	0.14	1.75	7 HA 6	16.5
D7	0.44	0.014	0.0180	0.144	0.86	1.75	7 HA 6	16.5
D8	0.11	0.003	0.0046	0.145	0.22	1.75	7 HA 6	16.5
D9	0.10	0.003	0.0046	0.144	0.22	1.75	7 HA 6	16.5
D10	0.05	0.001	0.0021	0.145	0.10	1.75	7 HA 6	16.5
D12	0.11	0.003	0.0046	0.145	0.22	1.75	7 HA 6	16.5
D14	0.09	0.003	0.0038	0.145	0.18	1.75	7 HA 6	16.5

FERRAILLAGES EN APPUIS SUIVANT LE SENS DES Y :

	M_{ay}	μ_{bu}	α	Z	A_{bu}	A_{CNF}	A_{adopt}	espac
D1	0.96	0.032	0.0410	0.143	1.93	1.75	7 HA 6	16.5
D2	0.96	0.032	0.0410	0.143	1.93	1.75	7 HA 6	16.5
D3	0.56	0.018	0.0287	0.144	1.12	1.75	7 HA 6	16.5
D4	0.61	0.020	0.0258	0.143	1.12	1.75	7 HA 6	16.5
D5	0.67	0.022	0.0288	0.143	1.36	1.75	7 HA 6	16.5
D6	0.68	0.022	0.0288	0.143	1.36	1.75	7 HA 6	16.5
D7	0.15	0.005	0.0060	0.145	0.30	1.75	7 HA 6	16.5
D8	0.64	0.021	0.0270	0.143	1.28	1.75	7 HA 6	16.5
D9	0.17	0.005	0.0070	0.145	0.33	1.75	7 HA 6	16.5
D10								
D12	0.43	0.014	0.0180	0.144	0.85	1.75	7 HA 6	16.5
D14	0.86	0.028	0.0365	0.143	1.73	1.75	7 HA 6	16.5

Justification des armatures a l'effort tranchant :

Afin de faire une verification a l'effort tranchant on prendra le cas le plus defavorable concernant une bande d'unite (1 m) appuyee simplement .



$l = 3.60 \text{ m}$

$q = 1.25 \text{ t/m}^2$

$b = 1.00 \text{ m}$

$T = q \cdot b \cdot \frac{l}{2} = 2.25 \text{ t}$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T}{b \cdot Z}$ avec $Z = 0.8 \cdot h$ $\tau_u = 0.176 \text{ MPa}$

- On remarque qu la contrainte tangente τ_u est inferieure a $0.05 f_{ct}$ (1.25 MPa)
- De plus la dalle est betonnee sans reprise sur toute son epaisseur .

Conclusion : Aucune armature transversale n'est necessair dans la dalle .

Ecartement maximal des armatures :

Sens porteur : $S \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens repartiteur : $S \leq \min (4 \cdot d ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Les espacements choisis pour nos armatures ne depassent en cas les limites fixees ci-dessus .

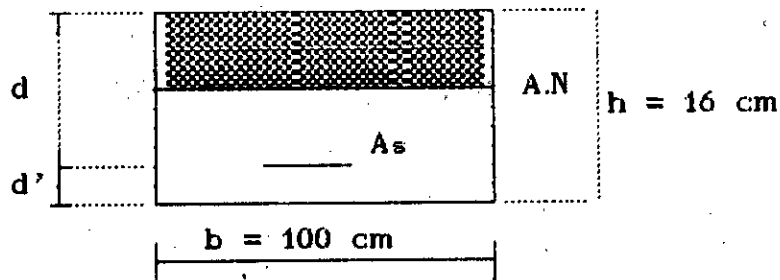
Armature de repartition :

Les armatures de repartition doivent verifier le rapport ci-dessous :

$\frac{A_{\text{repartition}}}{A_{\text{principales}}} \geq 0.25$

Verification de la fleche .

Les caracteristiques geometrique de la section considere sont representees sur la fig ci-dessous .



Pour la verification de la fleche, nous ne considerons que la dalle D14, car c'est la plus sollicitee .

● **Determination de la position de l'axe neutre.**

La position de l'A.N (y) est donnee par :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 A_s \left(d - \frac{y}{3} \right) = 0 \quad \text{On trouve } \boxed{y = 3.80 \text{ cm}}$$

● **Moment d'inertie de la section rendue homogene .**

$$\frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 0 \quad \text{On trouve } \boxed{I_o = 37000.35 \text{ cm}^4}$$

● **Rapport de l'axe de la section des armatures tendues a l'air de la section utile :**

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} A &= (9 \text{ HA } 8) = 4.52 \text{ cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} ; d = 14.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{On trouve } \boxed{\rho = 0.0031}$$

● **Calcul des λ :**

Pour les deformation instantanees .

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} \quad \lambda_i = 6.77$$

Pour les deformation differees .

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \lambda_v = 2.71$$

● **fleche instantanee :**

● **Contrainte des armatures tendues :**

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{A_s(d - y/3)}$$

● **Calcul de μ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

● **Moment d'inertie fictif :**

$$I = \frac{I_o}{1 + \mu \lambda_i}$$

- 147 -

171

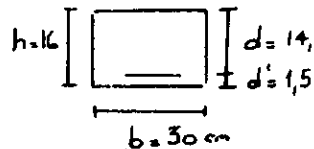
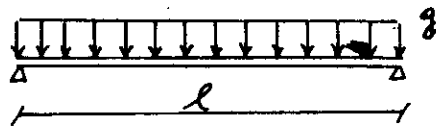
Partie D Poutres noyées

On distingue dans notre projet

- des poutres noyées de portée $l = 3,60\text{ m}$
- des poutres noyées de portée $l = 3,00\text{ m}$
- des poutres noyées de portée $l = 2,70\text{ m}$

On considère que ces poutres représentent le poids des murs de façades et leur poids propres.

Schéma statique.



$$g = g_{\text{mur}} + g_{\text{poutre}}$$

$$= 0,408 \times 2,84 + 0,30 \times 0,16 \times 2,5$$

$$g = 1,28 \text{ t/ml.}$$

Combinaisons.

$$P_u = 1,35g = 1,73 \text{ t/ml.}$$

$$P_{\text{ser}} = g = 1,28 \text{ t/ml.}$$

Sollicitations.

On considère en premier lieu que ces poutres sont simplement appuyées, puis on procède à une ventilation des moments.

Nos poutres soumises à la flexion simple, ne seront calculées qu'à l'ELU car la fiss n'est pas préjudiciable.

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,16 \text{ m}, d = 0,145 \text{ m}$$

	portée (m)	$M_{0,u}$ (t.m)	$M_{t,u}$	$M_{a,u}$	T_u
①	3,60	2,80	2,38	1,4	3,11
②	3,00	1,95	1,66	0,98	2,59
③	2,70	1,58	1,34	0,79	2,54

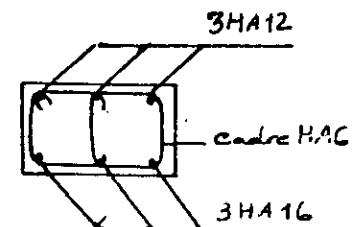
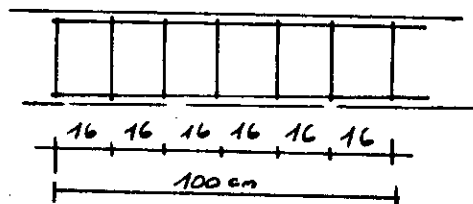
ferraillage vis à vis de la flexion

	travée					appui				
	μ_{bu}	α	Z_b	A_{su} (cm ²)	A_{supte}	μ_{bu}	α	Z_b	A_{su}	A_{sd}
①	0,266	0,395	0,122	5,60	3HA16	0,156	0,213	0,133	3,03	3HA12
②	0,185	0,258	0,130	3,67	3HA14	0,109	0,145	0,137	2,06	3HA10
③	0,150	0,204	0,133	2,89	3HA12	0,088	0,092	0,140	1,62	3HA10

ferraillage vis à vis de l'effort tranchant

poutres	$T_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ (MPa)	\bar{T}_u (MPa)	A_t/S_t	A_t (cm ²)	S_t (cm)
①	0,72	3,25	0,0003	0,48	16
②	0,60	3,25	0,0003	0,48	16
③	0,54	3,25	0,0003	0,48	16

Schema de ferraillage de la poutre ①



REFERENCES

- Calcul pratique des toitures en béton armé (Marius Divers)
- Calcul du béton armé selon les règles B.A.E.L (J.Perchat)
- Calcul des ouvrages en béton armé (Belazougui)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (Barres)
- Conception et Calcul des structures soumises aux séismes conformément aux règles parasismiques R.P.A
(Daoudi - Salhi - Rili)
- Théorie et pratique du béton armé aux états limites
(Albiges et Goulet)