الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT R+9+SS

Promoteurs : **GHORGHUI** (C.T.C.)
KORDJANI (E.N.P.A.)

Soutenu par : **BOUDJERADA A.**
MOUSSA J.
TOUILEB B.N.

Promotion : JANVIER 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT R+9+SS

Promoteurs : **GHORGHUI** (C.T.C.)
KORDJANI (E.N.P.A.)

Soutenu par : **BOUDJERADA A.**
MOUSSA J.
TOUILEB B.N.

Promotion : JANVIER 1984

REMERCIMENTS
-o-o-o-o-o-o-o-

Que Messieurs KORDJANI et GHERGHUI trouvent ici notre profonde gratitude pour l'aide de l'interet constants qu'il nous ont apporté.

Nous tenons à remercier également tout le Personnel du C.T.C. en particulier le service technique de Mr SLIMANI, Mr SALHI et M.M. AMAROUCHE ; DERMOUCHE et CHEFFAI.

Pour les soucis de mise en forme nous remercions vivement Mr Boudjerada. M. pour sa permanante présence.

ƒ/)) EDICACES

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Nous xdédions ce travail à chacun des membres de nos familles et a tous nos amis. B Brahim, B. Mohamed, B. Hilali, K. Amar, J. Karim et B. Abcéne ... et à la grande famille d'el - arkam.

Nous esperons que cette fin constituera un nouveau début dans le sens de l'approfondissement de nos élémentaires connaissances et un renouveau de bien - être.

_/7 - 7/_

//)) //)) ESSIEURS

- BOUDJERADA
- MOUSSA
- TOUILEB.
-

SOMMAIRE

-o-o-o-o-o-

CHAP:1

INTRODUCTION

1°/ Présentation du projet

La présente étude consiste à calculer les éléments résistants d'un assemblage de deux tours à usage d'habitation. Du fait de leur similitude, l'étude sera limitée à une seule tour composée d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et neuf étages.

a/ Caractéristiques de la tour :

Hauteur d'étage	2,80 m.
Hauteur totale	28 m.
Largeur	18,795 m.
Longueur	20,47 m.
Profondeur du sous-sol	– 2,80 m.

b/ Lieu d'implantation : Bouira.

La wilaya de Bouira (10) est classée "zone II" dans le règlement parasismique algérien (RPA 81). En matière de vent elle ne présente pas des caractères exceptionnels.

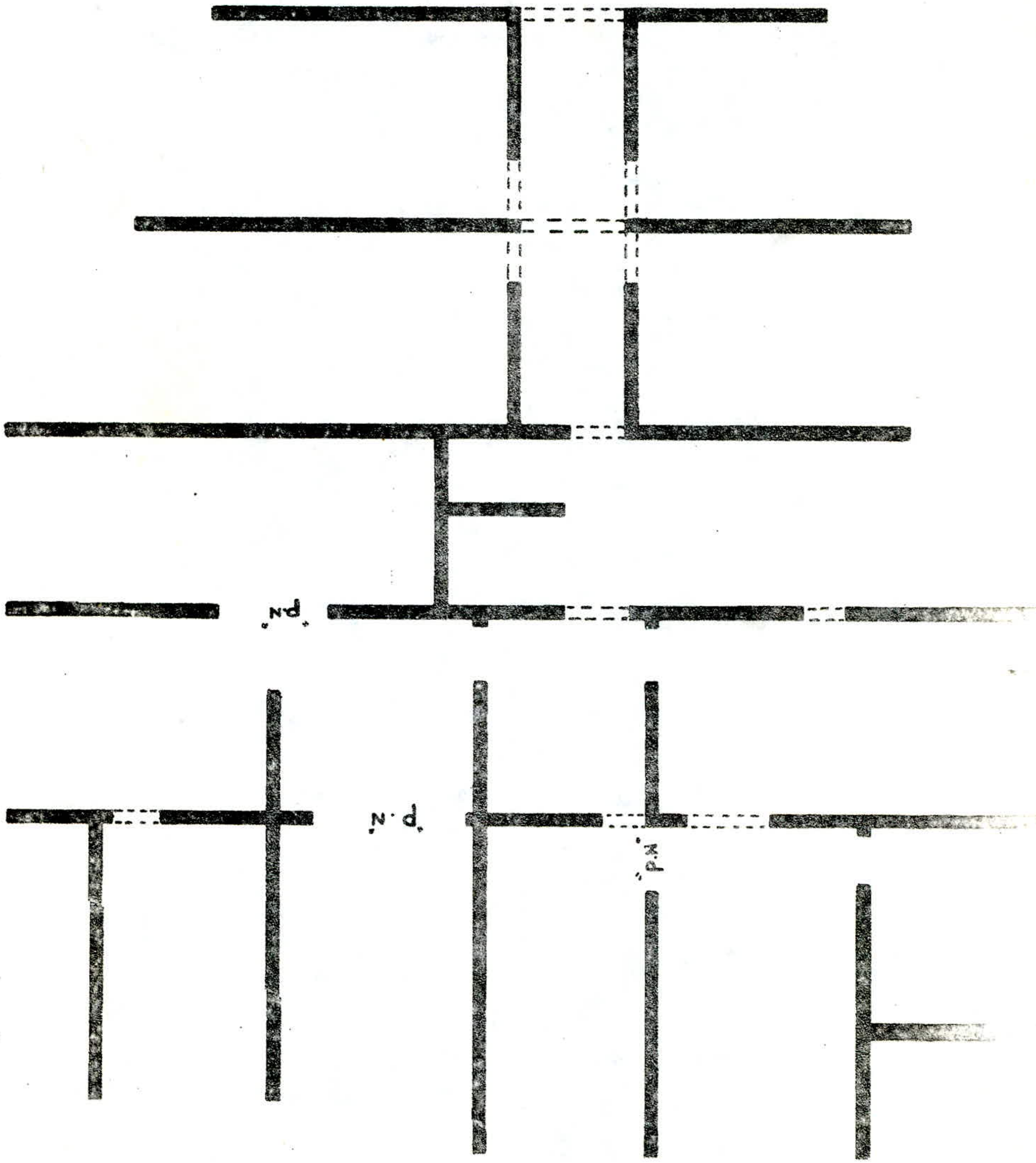
c/ Type de contreventement :

Le bâtiment sera contreventé uniquement par des voiles.

d/ Nature du sol :

Les différents sondages effectuées ont donné un taux moyen de travail du sol : 1,8 bars.

2/ Representation des voiles



Détermination de la Composition du béton.

Les dernières recommandations du C.T.C exigent un calcul adéquat de la composition granulométrique du béton selon les agrégats disponibles.
On peut utiliser la formule empirique de BOLOMEY.

Données :
- Béton dosé à 350 kg de CPA 325 par m^3 de béton.
- Les granulats sont classés en 3 classes selon le diamètre (mm) : (0-5) ; (5-10) ; (10-25).
- On suppose que les granulats utilisés se présentent sous les deux formes (roulés et concassés).

Formule empirique de BOLOMEY : $P = A + (100 - A) \cdot \sqrt{\dfrac{d}{C_g}}$.

P : pourcentage en poids des grains qui passent au tamis de diamètre d en mm.
C_g : diamètre maximal des grains utilisés. $C_g = 25$ mm.
A : Coefficient variant de 10 à 14 selon que les grains soient roulés ou concassés. On prend $A_{moyen} = A = 12$.

La formule devient : $P = 12 + (100 - 12)\sqrt{\dfrac{d}{25}}$.

$$\boxed{P = 12 + 88\sqrt{\dfrac{d}{25}}}$$

Tamisage :

Tamis d = 5 : éléments admis : (0-5) — $P = 12 + 88\sqrt{\dfrac{5}{25}} = 51$.

Tamis d = 10 : éléments admis : (0-10) — $P = 12 + 88\sqrt{\dfrac{10}{25}} = 68$.

Tamis d = 25 : éléments admis : (0-25) — $P = 12 + 88\sqrt{\dfrac{25}{25}} = 100$.

Pourcentages en poids :

éléments 0-5 51
éléments 5-10 . . . . 68 - 51 = 17
éléments 10-25 . . . . 100 - 68 = 32

Vérification : $\Sigma = 100$

Remarque :
Dans les éléments (0-5) est inclus aussi le CPA 325 (poudre). Supposons qu'un m^3 de béton pèse 2400 kg et qu'il contient environ 150 l d'eau. Le béton étant dosé à 350 kg de CPA 325 par m^3 de béton frais, le poids des granulats par m^3 de béton est :

$$2400 - 350 - 150 = 1900 \text{ kg}.$$

Pour 100 kg de matière sèche nous avons :

$$\frac{350 \times 100}{(1900 + 350)} = 15,5 \text{ kg de Ciment CPA 325}.$$

Composition en poids de 100 kg de granulats.

éléments 0.5 (Sable) . . . . $(51-15,5) \cdot \frac{100}{100-15,5} = 42$ kg.

éléments 5.10 (Gravillons (1)) . . . . $17 \cdot \frac{100}{100-15,5} = 20,1$ kg.

éléments 10.25 (Gravillons (2)) . . . . $32 \cdot \frac{100}{100-15,5} = 37,9$ kg.

Soit $\rho_G = 1400$ kg/m³ la densité des gravillons et $\rho_s = 1600$ kg/m³ celle du sable.

La Composition volumétrique des matériaux nécessaire pour 1 m³ de béton est :

Sable (éléments 0.5) $\frac{42 \times 1900}{100 \times 1,6} = 498,75$ l . . . . . . 500 l/m³ béton

Gravillons (1) (éléments 5.10) $\frac{20,1 \times 1900}{100 \times 1,4} = 272,78$ l . . . . . . 275 l/m³ béton

Gravillons (2) (éléments 10.25) $\frac{37,9 \times 1900}{100 \times 1,4} = 514,357$ l . . . . 515 l/m³ béton

Quantité d'eau pour 1m³ de béton.

En première approximation l'eau représente $(8 \div 9)\%$ du poids des matières sèches (Sable, gravillons, CPA).
Le poids des matières sèches est :

$$(350) + (1,6 \times 500) + (1,4 \times 275) + (1,4 \times 515) = 2256 \text{ kg/m}^3 \text{ béton.}$$

D'où $E = (8 \div 9)\% \times 2256 = (180,5 \div 203,05)$ l.
L'excés d'eau favorisant la formation de pores, donc la diminution de la compacité
On prend : E = 180 l d'eau par m³ de béton.

Sable (0.5)	500 l.
Gravillons (5.10)	275 l.
Gravillons (10.25)	515 l.
C.P.A 325	350 kg.
Eau	180 l.

A- Caractéristiques du Béton :

Contraintes admissibles.

a- Sollicitations du premier genre : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon . \sigma'_{28}$; $\sigma'_{28} = 270$ bars.

- α dépend de la classe du Ciment : $\alpha = 1$ pour CPA 325.
- β dépend du Contrôle du Béton : $\beta = 5/6$ pour un Contrôle supposé atténué
- γ dépend des dimensions relatives de la section et du plus gros agrégat : Dans le cas de refends dont l'épaisseur minimale est 15 cm on a :

$$\frac{hm}{4 . Cg} = \frac{15}{4 . 2{,}5} = 1{,}5 > 1 \quad \text{d'où : } \gamma = 1.$$

- δ dépend de la nature de la sollicitation :

.) Compression Simple : $\delta = 0{,}3$.
..) Flexion Simple ou Composée avec traction : $\delta = 0{,}6$.
...) Flexion Composée avec Compression :

$$\delta = \min \begin{cases} 0{,}3\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0{,}6 \end{cases} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M}{N} \text{ et } e_1 \simeq \frac{h_t}{6}.$$

- ε dépend de la forme de la section et de la sollicitation :

.) Compression Simple : $\varepsilon = 1$ Pour toute forme de section.

..) Flexion Simple ou Composée avec traction et pour une section rectangulaire. $\varepsilon = 1$

...) Autres cas : ε découle de $\frac{F'_B}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b$ et $\varepsilon \leq 1$.

Pour notre cas de sections rectangulaires :

i) Compression Simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0{,}3 . 1 . 270 = 67{,}5$ b. $\bar{\sigma}'_b = 68{,}85$ kg/

ii) Flexion Simple ou Composée avec traction :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0{,}6 . 1 . 270 = 135 \text{ b.} \qquad \bar{\sigma}'_b = 137{,}5 \text{ kg/cm}$$

* Contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma . \theta . \sigma'_{28}$.

α, β, γ déjà déterminés ; $\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28(b)}}$

$$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{270} = 0{,}025.$$

D'où : $\bar{\sigma}_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0{,}025 . 270 = 5{,}8$ b. $\bar{\sigma}_b = 5{,}9$ kg/cm

⇒ Sollicitations du deuxième genre:

Le règlement stipule une majoration de 50% des contraintes admissibles du premier genre du béton.

$$\bar{\sigma}_{b_{o2}} = 1,5 \cdot 68,85 = 103,27 \ kg/cm^2.$$

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 1,5 \cdot 137,5 = 206,25 \ kg/cm^2.$$

$$\bar{\sigma}_{b_2} = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \ kg/cm^2.$$

B. Caractéristiques des Aciers:

1. Armatures Longitudinales.

a. Barres à haute adhérence H.T: FeE 40.

$\sigma_{en} = 4200 \ kg/cm^2$ si $\phi \leq 20mm$.
$\sigma_{en} = 4000 \ kg/cm^2$ si $\phi > 20mm$.

b. Aciers ronds lisses : FeE 24.

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

Contraintes admissibles:

a. Barres à haute adhérence: FeE 40.

i/ Sollicitations du premier genre : $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = \begin{cases} 2800 \ kg/cm^2 \ (\phi \leq 20). \\ 2667 \ kg/cm^2 \ (\phi > 20). \end{cases}$

ii/ Sollicitations du deuxième genre: $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \ kg/cm^2 \ (\phi \leq 20). \\ 4000 \ kg/cm^2 \ (\phi > 20). \end{cases}$

b. Aciers ronds lisses : FeE 24.

i/ Sollicitations du premier genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1600 \ kg/cm^2$.

ii/ Sollicitations du deuxième genre: $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \ kg/cm^2$.

2. Armatures transversales:

La Contrainte admissible est donnée par:

i) $\bar{\sigma}_{a_t} = \sigma_{en}. \text{ Sup}\begin{cases}(1-\frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}).\\ 2/3.\end{cases}$ S'il n'y a pas de reprise de bétonnage.

ii/ $\bar{\sigma}_{a_t} = \sigma_{en}. 2/3.$ S'il y a reprise de bétonnage.

En supposant des reprises de bétonnage on a:

a- Aciers ronds Lisses: $\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1467 \text{ kg/cm}^2$.

b- Aciers haute adhérence: $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ ($\phi \leq 20$mm).

3. Limites imposées par les conditions de fissuration du béton:

Ces contraintes de fissuration σ_1 et σ_2 imposent, mise à part la Contrainte admissible déterminée par les Conditions mécaniques des armatures longitudinales $\bar{\sigma}_a$, une seconde Limite qui est la plus grande des valeurs σ_1 ou σ_2 définies par:

$$\sigma_1 = K.\frac{\eta}{\phi}.\frac{\varpi_f}{1+10\varpi_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}.$$

σ_1 = Contrainte de fissuration systematique. (bars)

σ_2 = Contrainte de fissuration accidentelle. (bars)

ϕ = Diamètre de la plus importante barre. (mm).

η = Coefficient de fissuration : $\begin{cases}1 & \text{ronds Lisses.}\\ 1,6 & \text{Haute adhérence.}\end{cases}$

K = Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration.

$$K = \begin{cases}1,5.10^6. & \text{peu nuisible (éléments intérieurs de bâtiment).}\\ 10^6 & \text{préjudiciable (éléments exposés à l'eau).}\\ 0,5.10^6 & \text{trés préjudiciable (réservoirs d'eau).}\end{cases}$$

ϖ_f : pourcentage de fissuration. $\varpi_f = \frac{A}{B_f}$; B_f : aire de Béton dont le C.G coïncide avec celui des aciers.

CHAP. : 2

DESCENTE DE CHARGES

Charges et Surcharges.

A. charges permanentes:

1. Plancher Terrasse:

Gravillons 5cm	$0{,}05 \times 1800 = 90$
Etanchéité multicouche	$= 20$
chape en béton 3cm	$0{,}03 \times 2000 = 60$
Isolation thermique (Liège) 4cm	$0{,}04 \times 250 = 10$
forme de pente 10cm	$0{,}1 \times 2000 = 200$
Dalle pleine en béton armé 16cm	$0{,}16 \times 2500 = 400$
Enduit, plâtre 1,5cm	$0{,}015 \times 1400 = 21$

$g = 801\ kg/m^2$.

2. Plancher Courant:

Carrelage 1,5cm	$1{,}5 \times 2200 = 33$
Mortier de pose 2cm	$0{,}02 \times 2000 = 40$
Sable 2cm	$0{,}02 \times 1700 = 34$
Dalle en béton armé 16cm	$0{,}16 \times 2500 = 400$
Enduit, plâtre 1,5cm	$0{,}015 \times 1400 = 21$

$g = 528\ kg/m^2$.

3. Plancher RDC:

C'est un plancher courant dont l'épaisseur de la dalle en béton armé est 20cm.

$g = 628\ kg/cm^2$.

4. Volée:

Poids propre de la paillasse en béton armé: $\frac{(0{,}15 \cdot 2500)}{0{,}8035} = 466{,}708$

Poids propre des marches : $\frac{1}{2} \cdot 0{,}175 \cdot 2200 = 192{,}5$

Mortier de pose 2cm.	: $0{,}02 \times 2000 = 44$
Revêtement 3cm	: $0{,}03 \times 2200 = 66$
Garde corps	100

$g_v = 869{,}20\ kg/m^2$

5_ Paliers:

Carrelage 1,5 cm	0,015 x 2200	= 33
Mortier de pose 2 cm	0,02 x 2000	= 40
Sable 3 cm	0,03 x 1700	= 34
Dalle en Béton armé 16 cm	0,16 x 2500	= 400

$g_p = 524\ kg/m^2.$

6_ Façades en briques:

$g = 588\ kg/ml$ en élévation pur un niveau.

7_ Garde Corps en béton armé:

$g = 500\ kg/ml.$

8_ Garde Corps en acier:

$g = 100\ kg/ml.$

9_ Acrotère (55x15):

$g = 206\ kg/ml.$

B_ Surcharges d'exploitations dynamiques:

Plancher terrasse (non accessible)	:	$100\ kg/m^2$.
Plancher Courant (habitation)	:	$175\ kg/m^2$.
Plancher R.D.C (Commerce)	:	$400\ kg/m^2$.
plancher Sous. Sol (Commerce, dépôt)	:	$400\ kg/m^2$.
Loggia, Sechoir	:	$300\ kg/m^2$.
Escaliers	:	$300\ kg/m^2$.
Acrotère (main. Courante)	:	$100\ kg/ml$

C: Surcharges d'exploitation fixes:

Choisons : $75\ kg/m^2$. Pour les planchers courants, R.D.C, Sous.sol).

Terrasse _ (Niveau 10)

Charges Permanentes.

A. Voiles transversaux.

V_{T_1} :	plancher	$4,57 \times 0,801$	$= 3,66$
	acrotère	$7,66 \times 0,206$	$= 1,578$
V_{T_2} :	plancher	$15,89 \times 0,801$	$= 12,728$
	acrotère	$3,75 \times 0,206$	$= 0,77$
V_{T_3} :	plancher	$8,94 \times 0,801$	$= 7,161$
	acrotère	$3,48 \times 0,206$	$= 0,717$
V_{T_4} :	plancher	$47,97 \times 0,801$	$= 38,42$
	acrotère	$9,02 \times 0,206$	$= 1,858$
	machinerie	$1,36 \times 3$	$= 4,08$
V_{T_5} :	plancher	$44,11 \times 0,801$	$= 35,33$
	acrotère	$9,93 \times 0,206$	$= 2,045$
V_{T_6} :	plancher	$31,62 \times 0,801$	$= 25,328$
	acrotère	$10,3 \times 0,206$	$= 2,122$
V_{T_7} :	plancher	$13,45 \times 0,801$	$= 10,773$
	acrotère	$14,6 \times 0,206$	$= 3,006$
V_{T_8} :	plancher	$1,76 \times 0,801$	$= 1,410$
	machinerie	$1,36 \times 3$	$= 4,08$
	Total		$154,305^t$

B. Voiles longitudinaux.

V_{L_1} :	plancher	$6,38 \times 0,801$	$= 5,11$
	acrotère	$6,72 \times 0,206$	$= 1,385$
V_{L_2} :	plancher	$23,67 \times 0,801$	$= 18,96$
	acrotère	$3,45 \times 0,206$	$= 0,71$
V_{L_3} :	plancher	$2,63 \times 0,801$	$= 2,106$
	machinerie	$0,64 \times 0,206$	$= 1,92$
V_{L_4} :	plancher	$27,26 \times 0,801$	$= 21,835$
	acrotère	$3,45 \times 0,206$	$= 0,71$

V_{L5} : plancher . . . . $11{,}13 \times 0{,}801 = 8{,}915$

V_{L6} : plancher . . . . $11{,}13 \times 0{,}801 = 8{,}915$

V_{L7} : plancher . . . . $25{,}31 \times 0{,}801 = 20{,}27$
acrotère . . . . $3{,}45 \times 0{,}206 = 0{,}71$

V_{L8} : plancher . . . . $12{,}14 \times 0{,}801 = 9{,}724$
acrotère . . . . $4{,}12 \times 0{,}206 = 0{,}85$

Total . . . . $= 102{,}125^t$

Surcharges d'exploitation.

A. Voiles transversaux.

Voile	$S(m^2)$	$P(t)$
V_{T1}	4,57	0,457
V_{T2}	15,89	1,589
V_{T3}	8,94	0,894
V_{T4}	47,97	4,797
V_{T5}	44,11	4,411
V_{T6}	31,62	3,162
V_{T7}	13,45	1,345
V_{T8}	1,76	0,176
	total	= 13,647t

B. Voiles longitudinaux.

Voile	$S(m^2)$	$P(t)$
V_{L1}	6,38	0,638
V_{L2}	23,27	2,327
V_{L3}	2,63	0,263
V_{L4}	27,26	2,726
V_{L5}	11,13	1,113
V_{L6}	11,13	1,113
V_{L7}	25,31	2,531
V_{L8}	12,14	1,214
	total	= 18,553t

$P_{total} = 32{,}20\ t.$

Niveau Terrasse :

$G = 102{,}125 + 154{,}305 = 256{,}43^t.$

$P = 32{,}20^t.$

B. Voiles transversaux.

V_{T_1}	plancher	$4{,}57 \times 0{,}528$	$= 2{,}413$
	façade	$1{,}875 \times 0{,}588$	$= 1{,}103$
V_{T_2}	plancher	$15{,}85 \times 0{,}528$	$= 8{,}369$
	façade	$3{,}75 \times 0{,}588$	$= 2{,}205$
V_{T_3}	plancher	$8{,}92 \times 0{,}528$	$= 4{,}709$
	façade	$1{,}875 \times 0{,}588$	$= 1{,}103$
V_{T_4}	plancher	$46{,}61 \times 0{,}528$	$= 24{,}61$
	façade	$6{,}90 \times 0{,}588$	$= 4{,}057$
	gaine	$1{,}5$	$= 1{,}5$
	garde-corps	$\frac{1}{2} . 3{,}15 (0{,}500 + 0{,}100)$	$= 0{,}945$
V_{T_5}	plancher	$43{,}05 \times 0{,}528$	$= 22{,}73$
	façade	$6{,}90 \times 0{,}588$	$= 4{,}057$
	gaine	$2 \times 1 + \frac{1}{3} \times 2{,}5$	$= 2{,}83$
	garde-corps	$\frac{3{,}15}{2} . 0{,}5 + \frac{2 \times 3{,}75 + 3{,}15}{2} . 0{,}100$	$= 1{,}32$
V_{T_6}	plancher	$31{,}62 \times 0{,}528$	$= 16{,}695$
	façade	$7{,}50 \times 0{,}588$	$= 4{,}41$
	garde-corps	$(\frac{1}{2} . 3{,}75) . 4 \times 0{,}100$	$= 0{,}75$
V_{T_7}	plancher	$13{,}45 \times 0{,}528$	$= 7{,}102$
	façade	$3{,}75 \times 0{,}588$	$= 2{,}205$
	garde-corps	$\frac{1}{2} . 3{,}75 \times 0{,}100$	$= 0{,}187$
V_{T_8}	plancher	$1{,}12 \times 0{,}528$	$= 0{,}591$
	gaine	$\frac{1}{3} . 2{,}5$	$= 0{,}83$

Total . . . . $\boxed{114{,}59 \text{ t.}}$

Surcharges d'exploitation

Voile	$S(m^2)$	$p(t)$
V_{L_1}	6,38	2,21
V_{L_2}	23,67	7,28
V_{L_3}	2,63	0,655
V_{L_4}	27,24	8,175
V_{L_5}	11,13	2,78
V_{L_6}	11,13	2,78
V_{L_7}	25,3	6,32
V_{L_8}	12,14	3,03
V_{T_1}	4,57	11,42
V_{T_2}	15,85	3,96
V_{T_3}	8,92	2,23
V_{T_4}	46,61	17,14
V_{T_5}	43,05	16,24
V_{T_6}	31,62	8,65
V_{T_7}	13,44	4,114
V_{T_8}	1,12	0,28

$$P_{total} = 86,86^{t}.$$

Rez-de-chaussé - Niveau 0

Charges Permanentes

Pour ce niveau les voiles continuent à reprendre les mêmes surfaces qu'aux niveaux courants. Seule la dalle en béton aura une épaisseur de 20 cm au lieu de 16 cm. Pour un voile reprenant une surface S ceci correspond à une augmentation de : $(0{,}20 - 0{,}16)\, S \times 2{,}5 = (0{,}1\, S)$ tonnes, avec S en m^2.

A. Voiles longitudinaux.

voile	G (t)
V_{L_1}	9,85
V_{L_2}	23,06
V_{L_3}	6,265
V_{L_4}	27,267
V_{L_5}	13,79
V_{L_6}	13,96
V_{L_7}	24,20
V_{L_8}	13,674

$G_{total} = 314{,}43^{t}$

B. Voiles transversaux.

voile	G(t)
V_{T_1}	6,82
V_{T_2}	17,284
V_{T_3}	10,255
V_{T_4}	47,47
V_{T_5}	45,03
V_{T_6}	34,22
V_{T_7}	20,754
V_{T_8}	3,23

Surcharges d'exploitation

Voile	P(t)
V_{L_1}	2,552
V_{L_2}	9,47
V_{L_3}	1,05
V_{L_4}	10,90
V_{L_5}	4,452
V_{L_6}	4,452
V_{L_7}	10,12
V_{L_8}	4,856

$P_{total} = 113{,}92^{t}$.

voile	P(t)
V_{T_1}	1,824
V_{T_2}	6,34
V_{T_3}	3,568
V_{T_4}	18,64
V_{T_5}	17,22
V_{T_6}	12,65
V_{T_7}	5,376
V_{T_8}	0,45

Poids des voiles par niveau.

Superstructure

Voile	b(cm)	L(m)	G_0 (t)
V_{L_1}	20	5,27	7,378
V_{L_2}	15	9,05	8,185
V_{L_3}	20	3,325	4,655
V_{L_4}	15	9,87	9,576
V_{L_5}	15	7,65	6,381
V_{L_6}	"	"	6,615
V_{L_7}	"	9,87	8,001
V_{L_8}	"	6,095	5,691
V_{T_1}	20	3,465	4,851
V_{T_2}	"	10,475	12,582
V_{T_3}	"	5,38	6,587
V_{T_4}	"	18,795	22,543
V_{T_5}	15	16,825	16,879
V_{T_6}	"	13,795	13,091
V_{T_7}	"	10,845	9,993
V_{T_8}	"	2,30	2,415
	Total :	145,432 t	

Infrastructure

Voile	b(cm)	L(m)	G_0 (t).
V_{L_1}	25	5,27	9,22
V_{L_2}	20	9,05	10,91
V_{L_3}	25	3,325	5,818
V_{L_4}	20	9,87	12,768
V_{L_5}	20	7,65	8,508
V_{L_6}	"	"	8,82
V_{L_7}	"	9,87	10,668
V_{L_8}	"	6,095	7,59
V_{T_1}	25	3,465	6,064
V_{T_2}	"	10,475	15,728
V_{T_3}	"	5,38	8,234
V_{T_4}	"	18,795	28,18
V_{T_5}	20	16,825	22,505
V_{T_6}	"	13,795	17,454
V_{T_7}	"	10,845	13,324
V_{T_8}	"	2,30	3,22
	Total :	189,011 t	

Le calcul a été fait en déduisant les ouvertures éventuelles.

Efforts totaux verticaux ($G+1,2P$) au niveau R.D.C sur les refends.

On doit tenir compte du poids propre des refends pour la charge permanente.
Pour les surcharges d'exploitation on tiendra compte du fait qu'elles ne peuvent pas à chaque niveau, exister simultanément et dans leur intégralité ; Pour cela on effectuera une dégression de celles-ci dont la loi de réduction se présente comme suit :

Terrasse - niveau (n+1) . . réduction de 0% ; reste P_{n+1}
- niveau (n) . . réduction de 0% ; reste P_n
- niveau (n-1) . . réduction de 10% ; reste $0,9 P_{n-1}$
- niveau (n-2) . . " " 20% ; " $0,8 P_{n-2}$
- niveau (n-3) . . " " 30% ; " $0,7 P_{n-3}$
- niveau (n-4) . . " " 40% ; " $0,6 P_{n-4}$
- niveau (n-5) . . " " 50% ; " $0,5 P_{n-5}$
- niveaux inférieurs. On conserve la même réduction

Niveau RDC	Voiles Longitudinaux							
Voile	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}
G (t)	122,61	244,43	72,99	302,12	128,18	128,18	218,58	134,94
P (t)	13,60	50,92	4,79	50,39	20,70	20,70	64,52	26,35
$G+1,2P_{(t)}$	138,93	305,53	78,02	362,59	153,02	153,02	444,46	166,56

Niveau RDC	Voiles transversaux							
Voile	V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	V_{T5}	V_{T6}	V_{T7}	V_{T8}
G (t)	89,69	290,11	152,29	489,6	444,67	359,35	199,75	40,32
P (t)	10,01	42,63	22,12	68,52	77,22	66,13	26,82	2,12
$G+1,2P_{(t)}$	101,70	341,27	178,84	571,83	537,34	438,70	231,94	42,86

Efforts totaux verticaux (G + 1,2 P) au niveau R.D.C sur les refends.

On doit tenir compte du poids propre des refends pour la charge permanente.
Pour les surcharges d'exploitation on tiendra compte du fait qu'elles ne peuvent pas à chaque niveau, exister simultanément et dans leur intégralité ; Pour cela on effectuera une dégression de celles-ci dont la loi de réduction se présente comme suit :

Terrasse – niveau (n+1)	. .	réduction de 0% ;	reste P_{n+1}
– niveau (n)	. .	réduction de 0% ;	reste P_n
– niveau (n–1)	. .	réduction de 10% ;	reste $0{,}9 P_{n-1}$
– niveau (n–2)	. .	" " 20% ;	" $0{,}8 P_{n-2}$
– niveau (n–3)	. .	" " 30% ;	" $0{,}7 P_{n-3}$
– niveau (n–4)	. .	" " 40% ;	" $0{,}6 P_{n-4}$
– niveau (n–5)	. .	" " 50% ;	" $0{,}5 P_{n-5}$
– niveaux inférieurs.		On conserve la même réduction	

Niveau RDC	Voiles Longitudinaux							
Voile	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}
G (t)	122,61	244,43	72,99	302,12	128,18	128,18	218,58	134,94
P (t)	13,60	50,92	4,79	50,39	20,70	20,70	64,52	26,35
$G + 1{,}2P_{(t)}$	138,93	305,53	78,02	362,59	153,02	153,02	444,46	166,56

Niveau RDC	Voiles transversaux							
Voile	V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	V_{T5}	V_{T6}	V_{T7}	V_{T8}
G (t)	89,69	290,11	152,29	489,6	444,67	359,35	199,75	40,32
P (t)	10,01	42,63	22,12	68,52	77,22	66,13	26,82	2,12
$G + 1{,}2P_{(t)}$	101,70	341,27	178,84	571,83	537,34	438,70	231,94	42,86

CHAP.: 3

calcul de:

INERTIE EQUIVALENTE

dans le cas d'une

charge triangulaire

Extension de la théorie de M.M ALBIGES et GOULET aux charges triangulaires

Calcul des efforts et de L'Inertie équivalente

Définition :

L'inertie équivalente „Ie" d'un refend avec ouvertures est égale à l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal réparti sur la hauteur du bâtiment présenterait la même flèche au sommet que celle du refend avec ouvertures.

Objet :

Etant donné que les différentes règles parasismiques (RPA81.PS69) conduisent à des efforts tranchants par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment. Nous nous proposons de déterminer l'inertie équivalente pour une telle charge, et pour cela il est nécessaire de déterminer :

- Les efforts tranchants dans les Linteaux (T).
- Les moments fléchissants (M) et les efforts normaux (N) dans les éléments de refend.

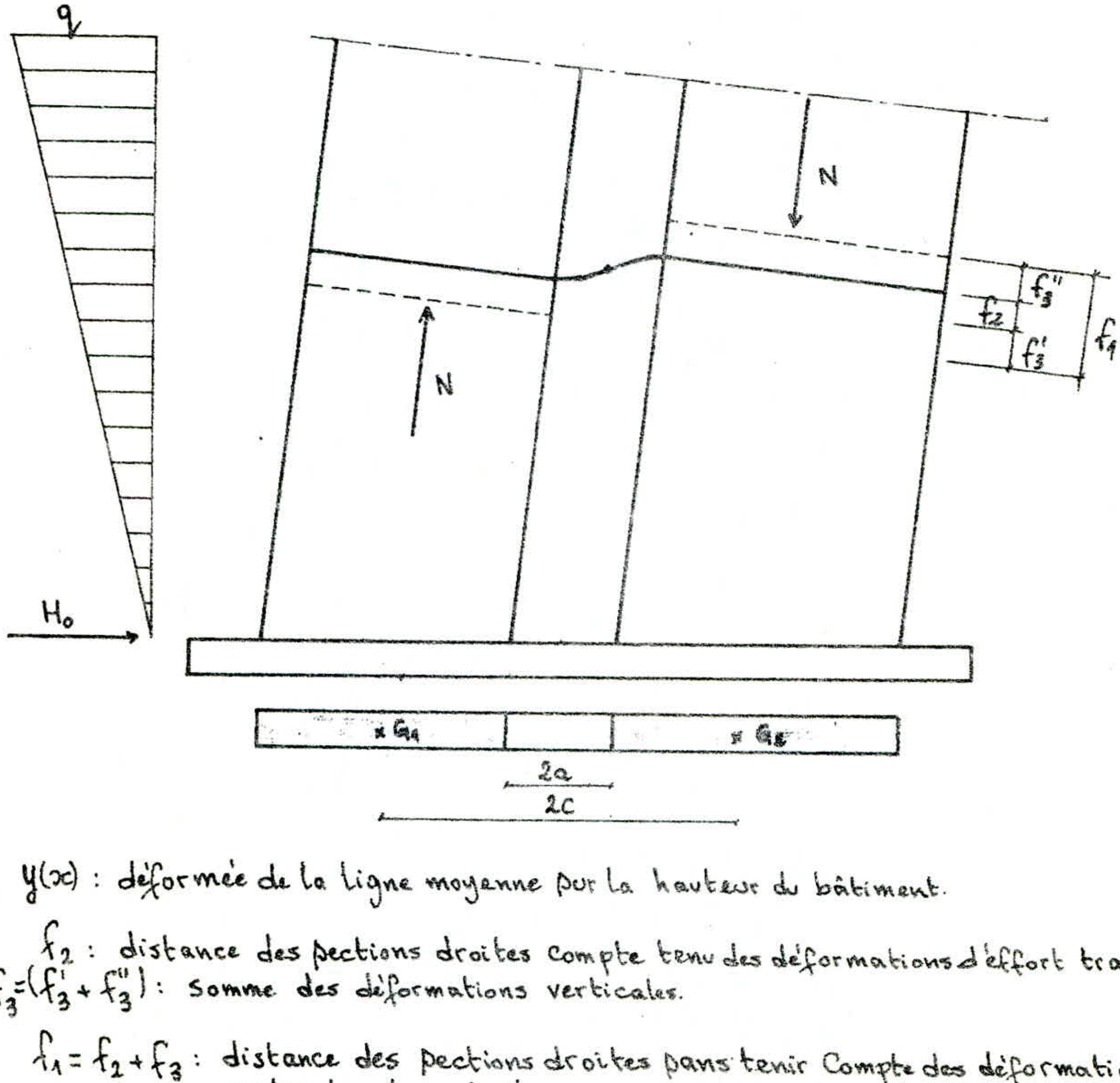
Hypothèses:

1. Chaque élément de refend a une grande raideur.
2. Le nombre des Linteaux est assez grand pour que leurs efforts soient répartis.
3. Les déformations des Linteaux dues aux efforts normaux sont négligées.
4. Les Linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de chacun des éléments de refend.
5. Les éléments de refend subissent le même déplacement au niveau de chaque étage.
6. Les efforts transmis par les Linteaux passent par la fibre moyenne de chaque élément de refend.

I. refends à une file d'ouverture.

Introduction:

La première hypothèse du principe de Saint-Venant, auxiliaire indispensable pour le passage de la théorie d'élasticité à la résistance des matériaux et précisément à la théorie des poutres, stipule que la longueur des pièces considérées (prismatiques ou cylindriques, rectilignes et de section constante) doivent avoir une longueur très grande par rapport aux dimensions transversales de la section droite.
Donc, considérer les éléments de refends comme des poteaux d'une ossature dont les linteaux seraient les traverses (poutres) serait inexact du fait de l'écart important entre les dimensions de ces deux éléments.



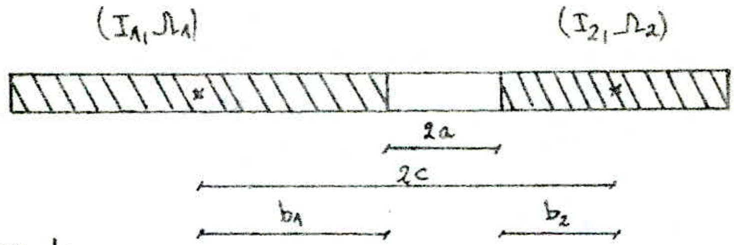
$y(x)$: déformée de la ligne moyenne sur la hauteur du bâtiment.

f_2 : distance des sections droites compte tenu des déformations d'effort tranchant T.

$f_3 = (f_3' + f_3'')$: somme des déformations verticales.

$f_1 = f_2 + f_3$: distance des sections droites sans tenir compte des déformations verticales dues à N.

Notations



m = moment statique de la section par rapport au Centre de gravité.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$; Ω_1, Ω_2 : Aires des Sections planes pleines.

l = hauteur d'étage (ou h_e).

T_1, T_2 : efforts tranchants au niveau „x" dans, respectivement, l'élément de refend „1" et „2" résultant de la distribution d'un effort tranchant T à ce même niveau.

T : effort tranchant du à la charge horizontale extérieure q.

Π : effort tranchant dans le linteau.

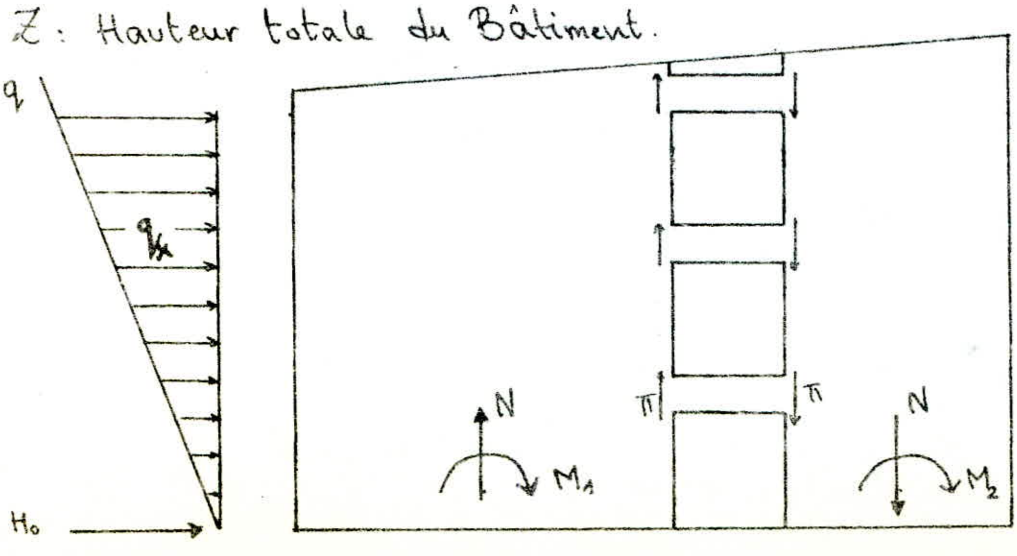
M : Moment fléchissant du à la charge horizontale extérieure q.

M_1, M_2 : Moments fléchissants résultant de la distribution.

i, E' : inertie du Linteau ; module Longitudinal d'élasticité du Linteau.

I : moment d'inertie de la section : $I = I_1 + I_2 + m.(2c)$.

Z : Hauteur totale du Bâtiment.



$f_1 = (2c)\, y'$.

$f_2 = \dfrac{2}{3}\ \dfrac{\pi a^3}{Ei}$. (poutre encastrée aux deux extrémités pour un effort tranchant π).

$$f_3 = f_3' + f_3'' = \int_0^x \left(\frac{N}{E\Omega_1} + \frac{N}{E\Omega_2} \right) dx .$$

$$f_1 = f_2 + f_3 = \frac{2}{3}\frac{\pi a^3}{Ei} + \frac{1}{E}\left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}\right) \cdot \int_0^x N\, dx = 2c\, y' .$$

d'où : $$2c y''' = \frac{2}{3}\ \frac{\pi'' a^3}{Ei} + \frac{1}{E}\left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}\right) \cdot \frac{dN}{dx} ;$$

D'après l'hypothèse (2) : $\dfrac{dN}{dx} = -\dfrac{\pi}{l}$

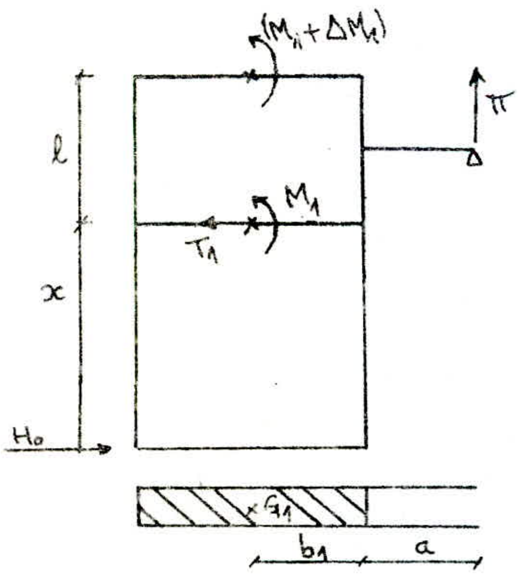
$$2c y''' = \frac{2}{3Ei} \cdot \pi'' a^3 - \frac{1}{E}\left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}\right) \cdot \frac{\pi}{l} ;$$

L'hypothèse d'égalité des déplacements des éléments de refend conduit à :

$$y'' . EI_1 = M_1 \ ; \quad y'' . EI_2 = M_2 \quad ; \quad y'' . E(I_1 + I_2) = M_1 + M_2 .$$

d'où : $$y''' EI_1 = \frac{dM_1}{dx} \ ; \quad y''' . EI_2 = \frac{dM_2}{dx} ; \quad y''' . E(I_1 + I_2) = \frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} .$$

L'équilibre de l'élément de refend s'écrit :



$$\pi(a + b_1) - T_1 . l = (M_1 + \Delta M_1) - (M_1)$$

d'où : $$\begin{cases} \Delta M_1 = -T_1 . l + \pi(a + b_1) \text{ et de même:} \\ \Delta M_2 = -T_2 . l + \pi(a + b_2) \end{cases}$$

$$\Delta M_2 + \Delta M_1 = -(T_1 + T_2) l + \pi(2a + b_1 + b_2)$$

$$\Delta M_1 + \Delta M_2 = -T . l + \pi(2a + c) .$$

D'après l'hypothèse (2) :

$$\frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} = -T + \frac{2\pi c}{l} .$$

or, $\dfrac{dM_1}{dx} + \dfrac{dM_2}{dx} = y'''.\, E(I_1+I_2)$ (6)'

d'où : $y'''.\, E(I_1+I_2) = -T + \pi.\, \dfrac{2c}{l}.$ (9)

et (5) donnent:

$$\pi'' - \frac{3E'i}{2a^3 l E}\left[\frac{1}{\Omega_1}+\frac{1}{\Omega_2}+\frac{(2c)^2}{(I_1+I_2)}\right]\pi = -\frac{3E'i}{2a^3E}\cdot\frac{2c}{(I_1+I_2)}\cdot T \;;$$

or ; $\dfrac{1}{\Omega_1} + \dfrac{1}{\Omega_2} = \dfrac{2c}{m}.$ et $I_1 + I_2 + 2mc = I.$

si on note : $\omega^2 = \dfrac{3E'i}{a^3E}\cdot\dfrac{c}{(I_1+I_2)}\cdot\dfrac{I}{ml} = \dfrac{3E'i}{E(I_1+I_2)}\cdot\dfrac{c}{a^3}\cdot\dfrac{I}{ml};$

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

On trouve l'équation d'équilibre du refend :

$$\pi'' - \omega^2.\,\pi = -\omega^2.\,\frac{ml}{I}.\,T \;; \qquad \pi = \pi(x).\quad T = T(x).$$

On définit le degré de monolothisme α comme:

$\alpha = \omega.\, Z$; Z : hauteur total du refend.

Le Coefficient α exprime le désordre crée par l'existence des Ouvertures dans le refend.

-Résultat-

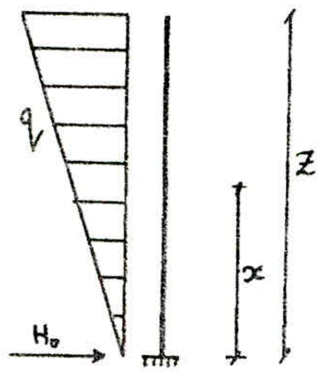
$$\boxed{\pi''(x) - \omega^2.\,\pi(x) = -\omega^2.\,\frac{ml}{I}.\,T(x)\,;}$$

$T(x)$: effort tranchant au niveau "x" provoqué par la charge extérieure répartie sur toute la hauteur du Bâtiment Z.

B. Calcul de l'effort tranchant Π dans les linteaux :

Pour cela il faut résoudre l'équation différentielle traduisant la stabilité du refend : $\Pi'' - \omega^2 \Pi = -\omega^2 \cdot \frac{m\ell}{I} T$. (1)

a. Calcul de T :



$$T(x) = \left(\frac{1}{2} q Z\right) \cdot \left(1 - \left(\frac{x}{Z}\right)^2\right) = H_0 \cdot \left(1 - \left(\frac{x}{Z}\right)^2\right).$$

b. Résolution de l'équation (1) :

D'où (1) devient : $\Pi'' - \omega^2 \Pi = -\omega^2 \cdot \frac{m\ell}{I} H_0 \left(1 - \left(\frac{x}{Z}\right)^2\right)$. (1)'

C'est une équation différentielle du second ordre avec second membre dont une solution particulière est :

$$f(x) = \frac{m\ell}{I} H_0 \cdot \left(1 - \frac{2}{(\omega Z)^2} - \left(\frac{x}{Z}\right)^2\right).$$

et la solution générale : $\Pi(x) = C_1 e^{\omega x} + C_2 e^{-\omega x} + f(x)$. (2)

notons : $\frac{m\ell}{I} H_0 = F_0$.

$\omega Z = \alpha$ et $\left(\frac{x}{Z}\right) = \xi$ d'où : $\omega x = \alpha \xi$.

(2) s'écrit : $\Pi(x) = C_1 e^{\omega x} + C_2 e^{-\omega x} + F_0 \left(1 - \frac{2}{(\omega Z)^2} - \left(\frac{x}{Z}\right)^2\right)$. (2)'

ou : $\Pi(\xi) = C_1 e^{\alpha \xi} + C_2 e^{-\alpha \xi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right)$. (2)''

Conditions limites:

.) $x = 0 \Rightarrow \Pi(0) = 0$.

d'où : $C_1 + C_2 + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) = 0$. (3)

..) $x = Z \Rightarrow \Pi'(Z) = 0$.

$$\Pi'(x = Z) = C_1 \omega e^{\alpha} - C_2 \omega e^{-\alpha} - F_0 \left(\frac{2}{Z}\right) = 0. \quad (4)$$

(3) et (4) donnent :

$$(5)\quad\begin{cases} C_2 = -\dfrac{F_0}{2\,\mathrm{ch}\,\alpha}\left(\dfrac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\cdot e^{\alpha}+\dfrac{2}{\alpha}\right). \\[2ex] C_1 = -\left[C_2 + F_0\left(1-\dfrac{2}{\alpha^2}\right)\right] \end{cases}$$

D'où (2) devient :

$$\pi(\xi) = C_1 e^{\alpha\xi} + C_2 e^{-\alpha\xi} + F_0\left(1-\frac{2}{\alpha^2}-\xi^2\right)$$

$$\pi(\xi) = -C_2\left(e^{\alpha\xi}-e^{-\alpha\xi}\right) - F_0\left(1-\frac{2}{\alpha^2}\right)\cdot e^{\alpha\xi} + F_0\left(1-\frac{2}{\alpha^2}-\xi^2\right).$$

$$\pi(\xi) = \frac{F_0}{2\,\mathrm{ch}\,\alpha}\cdot\left(\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\cdot e^{\alpha}+\frac{2}{\alpha^2}\right)\cdot 2\,\mathrm{sh}(\alpha\xi) - F_0\left(1-\frac{2}{\alpha^2}\right)\cdot e^{\alpha\xi} + F_0\left(1-\frac{2}{\alpha^2}-\xi^2\right).$$

$$\pi(\xi) = F_0\left[1-\xi^2-\frac{2}{\alpha^2}+\frac{2}{\alpha}\cdot\frac{\mathrm{sh}(\alpha\xi)}{\mathrm{ch}\,\alpha} - e^{\alpha\xi}\cdot\left(1-\frac{2}{\alpha^2}\right)+\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\cdot e^{\alpha}\cdot\frac{\mathrm{sh}(\alpha\xi)}{\mathrm{ch}\,\alpha}\right].$$

on note :

$$\Phi(\alpha,\xi) = 1-\xi^2-\frac{2}{\alpha^2}+\frac{2}{\alpha}\cdot\frac{\mathrm{sh}(\alpha\xi)}{\mathrm{ch}\,\alpha} - e^{\alpha\xi}\cdot\left(1-\frac{2}{\alpha^2}\right)+\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\cdot e^{\alpha}\cdot\frac{\mathrm{sh}(\alpha\xi)}{\mathrm{ch}\,\alpha}\,. \quad (*)$$

d'où :

$$\pi(x) = F_0\cdot\Phi(\alpha,\xi) \quad \text{ou bien :} \quad \pi(x) = H_0\,\frac{m\ell}{I}\cdot\Phi(\alpha,\xi). \qquad (6)$$

C- Calcul des efforts dans les éléments de refend :

L'hypothèse d'égalité des déplacements dans les éléments de refend à chaque niveau s'écrit :

$$y_1'' = -\frac{M_1}{EI_1}\ ;\quad y_2'' = -\frac{M_2}{EI_2}\ ;\quad y'' = -\frac{M_1+M_2}{I_1+I_2}\ :$$

Donc : $\dfrac{M_1}{EI_1} = \dfrac{M_2}{EI_2} = \dfrac{M_1+M_2}{I_1+I_2}$ (7) car : $y_1''=y_2''=y''$ résultant de : $y_1=y_2=y$.

D'après le schéma de la page , le moment global de renversement à chaque niveau s'écrit : $M = M_1+M_2+2N.c$ (8)

(7) et (8) donnent : $M_1(x) = \dfrac{M(x)-2c.\,N(x)}{(I_1+I_2)}$.

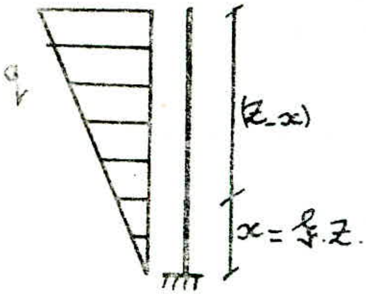
or, l'hypothèse (2) traduisant la répartition des efforts π conduit à :

$$N(x) = \int_x^z \frac{\pi(x).\,dx}{\ell}\ ;$$

D'où : $M_1(x) = \dfrac{I_1}{(I_2+I_1)}\left[M(x) - 2c\displaystyle\int_x^z\frac{\pi(x).\,dx}{\ell}\right]$ (9).

(*) : On peut réduire les deux derniers termes : $-e^{\alpha\xi}\left(1-\frac{2}{\alpha^2}\right)+\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\,e^{\alpha}\,\frac{\mathrm{sh}(\alpha\xi)}{\mathrm{ch}(\alpha)} = -\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\,\frac{\mathrm{ch}(\alpha(1-\xi))}{\mathrm{ch}(\alpha)}$.

-: Moment $M = M(x)$ de renversement est le moment fléchissant à la côte „x" sous la charge triangulaire q:



$$M(x) = q \cdot \frac{x}{Z} \cdot \frac{(Z-x)^2}{2} + q\left(1-\frac{x}{Z}\right) \cdot \frac{(Z-x)^2}{3}.$$

ou bien:

$$M(\xi) = H_0 Z \cdot \frac{(2-3\xi+\xi^3)}{3}.$$

D'autre part :

$$N(x) = \int_x^Z \frac{\pi(x) \cdot dx}{l} = \int_\xi^1 \frac{\pi(\xi) \cdot Z d\xi}{l} = \int_\xi^1 \frac{Z}{l} \cdot \frac{ml}{I} \cdot H_0 \, \Phi(\alpha,\xi) \cdot d\xi.$$

d'où :

$$N(\xi) = H_0 \cdot \frac{mZ}{I} \int_\xi^1 \Phi(\alpha,\xi) \cdot d\xi.$$

Calcul de l'intégrale : $J = \int_\xi^1 \Phi(\alpha,\xi) \cdot d\xi$; α étant constant pour un même refend.

$$J = \int_\xi^1 \Phi(\alpha,\xi) \cdot d\xi = \int_\xi^1 \left[1-\xi^2-\frac{2}{\alpha^2}+\frac{2}{\alpha} \cdot \frac{sh(\alpha\xi)}{ch\alpha} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha(1-\xi))}{ch\alpha}\right] d\xi.$$

Après intégration on trouve:

$$J = \frac{2-3\xi+\xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \cdot \frac{sh(\alpha(1-\xi))}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha\xi)}{ch\alpha}.$$

Comparativement à la théorie citée, dont les résultats pour le cas d'une charge uniformément répartie sont exposés dans le manuel de M. Diver. On notera la fonction J obtenue comme suit:

$$\int_\xi^1 \Phi(\alpha,\xi)\, d\xi = \Psi(\alpha,\xi).$$

$$\Psi(\alpha,\xi) = \frac{2-3\xi+\xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \cdot \frac{sh(\alpha(1-\xi))}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha\xi)}{ch\alpha}.$$

Le moment (9) devient:

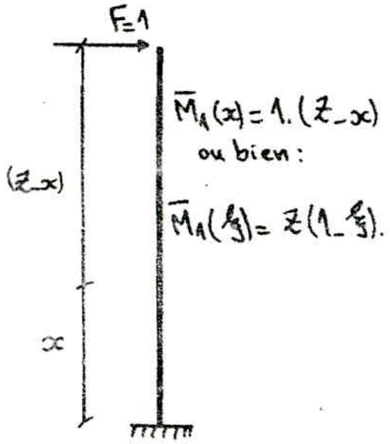
$$(9) \quad \begin{cases} M_1(\xi) = \dfrac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left[\dfrac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \dfrac{2mc}{I} \cdot \Psi(\alpha,\xi)\right]. \\[2ex] M_2(\xi) = \dfrac{I_2}{I_1+I_2} H_0 Z \left[\dfrac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \dfrac{2mc}{I} \cdot \Psi(\alpha,\xi)\right]. \end{cases}$$

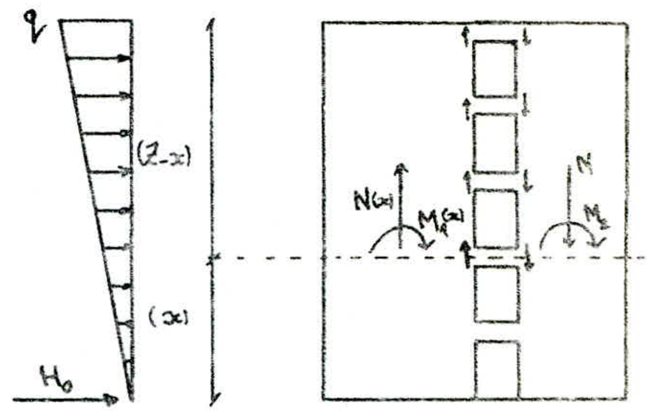
D. Détermination de la flèche au Sommet :

L'hypothèse d'égalité des déplacements à chaque niveau dans les éléments de refend permet de Confondre la flèche au sommet du refend avec, par exemple, la flèche au sommet de l'élément de refend d'inertie I_1.

La flèche peut être Calculée à l'aide de l'intégrale de Mohr et ce, en appliquant une force unitaire $F=1$ au sommet de l'élément de refend (1).

$$f = \int_0^Z \frac{M_1(x) \cdot \overline{M}_1(x)}{E I_1} \cdot dx.$$





$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left(\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \psi_\xi \right).$$

Si on note : $A_\xi = \dfrac{2-3\xi+\xi^3}{3}$.

$$f = \int_0^1 \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \cdot \left(A_\xi - \frac{2mc}{I} \psi_\xi \right) \cdot \frac{Z(1-\xi)}{E I_1} \cdot Z d\xi$$

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)} \cdot \left[\int_0^1 (1-\xi) \cdot A_\xi \cdot d\xi - \frac{2mc}{I} \int_0^1 (1-\xi) \cdot \psi_\xi \cdot d\xi \right] \quad (11)$$

- **Calcul des intégrales :**

·) $$J_1 = \int_0^1 (1-\xi) \cdot A_\xi \, d\xi = \int_0^1 (1-\xi) \cdot \frac{2-3\xi+\xi^3}{3} \cdot d\xi = \int_0^1 (1-\xi)^3 \frac{(2+\xi)}{3} d\xi = \frac{11}{60}.$$

··) $$J_2 = \int_0^1 (1-\xi) \cdot \psi_\xi \cdot d\xi.$$

$$J_2 = \int_0^1 (1-\xi) \cdot \frac{(2-3\xi+\xi^3)}{3} d\xi + \int_0^1 \frac{(1-\xi)}{\alpha^2} \cdot 2\xi \cdot d\xi - \int_0^1 \frac{(1-\xi)}{\alpha^3} \cdot (\alpha^2-2) \cdot \frac{sh(\alpha(1-\xi))}{ch\alpha} d\xi$$

$$- \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha\xi)}{ch\alpha} (1-\xi) \, d\xi$$; on note $J_2 = J_3 + J_4 - J_5 - J_6$ dans le même ordre.

$$J_3 = J_1 = \frac{11}{60}.$$

$$J_4 = \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2}\cdot \xi(1-\xi)\, d\xi = \frac{1}{3\alpha^2}.$$

$$J_5 = \int_0^1 \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3}\cdot(1-\xi).\ sh\left(\alpha(1-\xi)\right) d\xi = \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3 . ch\alpha}\cdot\left(\frac{ch\alpha}{\alpha} - \frac{sh\alpha}{\alpha^2}\right).$$

$$J_6 = \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2 . ch\alpha}\cdot(1-\xi).\ ch(\alpha\xi)\, d\xi = \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\cdot\frac{(ch\alpha)-1}{\alpha^2}.$$

D'où :

$$J_2 = J_3 + J_4 - J_5 - J_6 = \frac{11}{60} + \frac{1}{\alpha^2}\left[-\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3}\cdot\frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right)\right]$$

or $\Psi(\alpha;\ \xi=0) = \Psi_0 = \frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3}\cdot\frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}.$

donc : $J_2 = \frac{11}{60} - \frac{\Psi_0}{\alpha^2}.$

La flèche (11) devient:

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)}\cdot\left(\frac{11}{60} - \frac{2mc}{I}\left(-\frac{\Psi_0}{\alpha^2} + \frac{11}{60}\right)\right).$$

En remarquant que: $I_1 + I_2 = I - 2mc$ et que: $\left(1 - \frac{2mc}{I}\right) = \frac{I_1+I_2}{I}.$

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)}\cdot\left[\frac{11}{60}\left(1 - \frac{2mc}{I}\right) + \frac{2mc}{I}\cdot\frac{\Psi_0}{\alpha^2}\right]$$

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)}\left[\frac{11}{60}\cdot\frac{I_1+I_2}{I} + \frac{2mc}{I}\cdot\frac{\Psi_0}{\alpha^2}\right]$$

Enfin La flèche au Sommet du refend est:

$$\boxed{f = H_0 Z^3\left(\frac{11}{60\, EI} + \frac{2mc}{I}\cdot\frac{\Psi_0}{\alpha^2}\cdot\frac{1}{E(I_1+I_2)}\right)}$$

E. Inertie équivalente pour charge triangulaire répartie:

La flèche f_o au sommet du refend linéaire plein fictif d'inertie I_e est:

$$f_o = \frac{11}{60} \frac{H_o Z^3}{E I_e}.$$

Par définition il faut écrire: $f = f_o$.

$$f = H_o Z^3 \left(\frac{11}{60 E I} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\varphi_o}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right).$$

$$f_o = H_o Z^3 \frac{11}{60 E I_e}.$$

D'où: $$\frac{11}{60 E I} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\varphi_o}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1+I_2)} = \frac{11}{60 E I_e}.$$

$$I_e = \frac{\frac{11}{60}}{\frac{11}{60 I} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\varphi_o}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{(I_1 + I_2)}}.$$

$$\boxed{I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{\varphi_o}{\alpha^2} + 1}.}$$

II. Refends à plusieurs files d'ouvertures.

Une flèche approchée au sommet du refend avec plusieurs files d'ouvertures est:

$$f = H_o Z^3 \left(\frac{11}{60 E I} + \frac{\varphi_o}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \right).$$

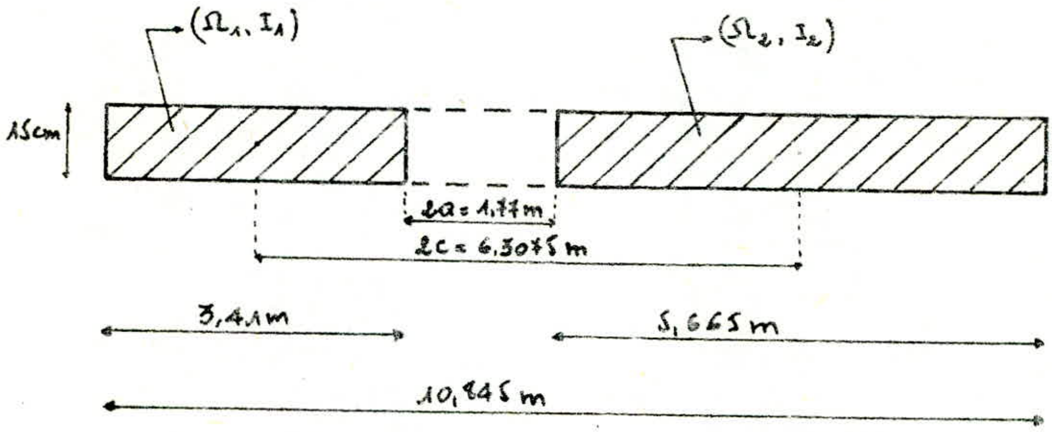
En écrivant $f = f_o$ on a: avec $f_o = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_o Z^3}{E I_e}$;

$$\boxed{I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{\sum_1^n (I_i)} \cdot \frac{\varphi_o}{\alpha^2} + 1}.}$$

Dans ce cas, de refends à plusieurs files d'ouvertures, on néglige les déformations dues à l'effort normal (N) dans les éléments de refend.

* EXEMPLE DE CALCUL D'INERTIE EQUIVALENTE POUR LES REFENDS A UNE FILE D'OUVERTURE

- Exemple du voile V_{T7} :



$I_1 = \dfrac{0,15 \times 3,41^3}{12} = 0,4956\ m^4$; $I_2 = \dfrac{0,15 \times 5,665^3}{12} = 2,2726\ m^4$

* $\sum_{i=1}^{2} I_i = I_1 + I_2 = 2,7682\ m^4$

$\Omega_1 = 0,15 \times 3,41$ $\qquad$ $\Omega_2 = 0,15 \times 5,665$

* m = moment statique $= \dfrac{2c}{\dfrac{1}{\Omega_1} + \dfrac{1}{\Omega_2}} = 2,014$

* $I = I_1 + I_2 + 2mc = 15,47\ m^4$

i = inertie du linteau $= \dfrac{0,15 \times 0,7^3}{12} = 4,3\ 10^{-3}\ m^4$ $\quad$ h_t = hauteur du linteau $h_t = 70$ cm

- Degrè monolithique : ω

* $\omega^2 = \dfrac{3i}{\sum_{i=1}^{2} I_i} \cdot \dfrac{I}{m} \cdot \dfrac{c}{a^3 h_e} = 0,058 \Rightarrow \omega = 0,2409$

avec h_e = hauteur d'etage = 2,8 m.

- Degrè de concordance : α

* $\alpha = \omega . Z = 6,75$ $\quad$ avec $Z = 28$ m.

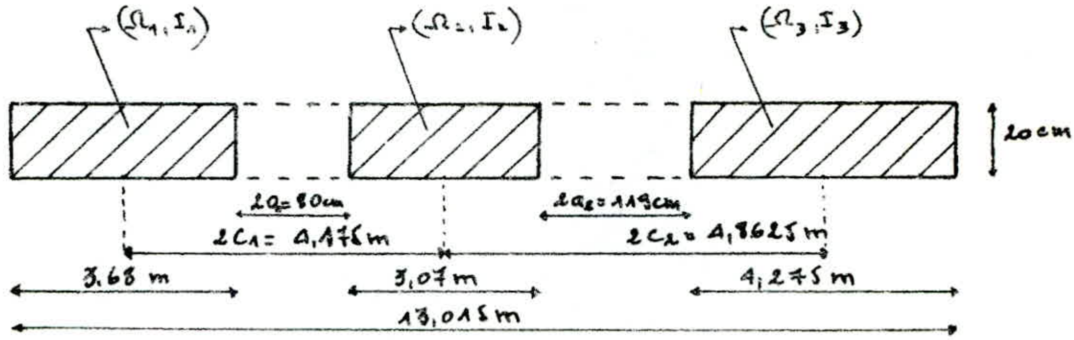
$\alpha < 10$ donc voile à grande ouverture.

d'où $\psi_0 = 0,525 \Rightarrow I_e = \dfrac{I}{\dfrac{60}{11} \cdot \dfrac{2mc}{I_i} \cdot \dfrac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$

$$\underline{\underline{I_e = 12,01\ m^4}}$$

Exemple de calcul d'inertie equivalente pour les refends à deux files d'ouvertures :

. Exemple du voile $V_{T4(1)}$



$$I_1 = \frac{0,2 \times 3,68^3}{12} = 0,8306\,m^4 ;\ I_2 = \frac{0,2 \times 3,07^3}{12} = 0,4822\,m^4 ;\ I_3 = \frac{0,2 \times 4,275^3}{12} = 1,3022\,m^4$$

$$\sum_{i=1}^{3} I_i = I_1 + I_2 + I_3 = 2,615\,m^4$$

$$\Omega_1 = 0,2 \times 3,68 = 0,736\,m^2 ;\ \Omega_2 = 0,2 \times 3,07 = 0,614\,m^2 ;\ \Omega_3 = 0,2 \times 4,275 = 0,855\,m^2$$

- calcul des moments statiques.

$$\begin{cases} m_i = m_{i-1} + \Omega_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right) \\ m_1 = \Omega_1 . D \end{cases} \quad \text{avec } D = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = \frac{\sum_{i=2}^{n} \Omega_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right)}{\sum_{i=1}^{n} \Omega_i}$$

$$\sum_{i=2}^{n} \Omega_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right) = (\Omega_2 \times 2c_1) + \Omega_3 (2c_1 + 2c_2) = (0,614 \times 4,175) + 0,855 (4,175 + 4,8625)$$

$$= 10,2905\,m^3$$

$$\sum_{i=1}^{3} \Omega_i = 0,736 + 0,614 + 0,855 = 2,205\,m^2$$

$$\Rightarrow D = 4,6669\,m.$$

$$m_1 = \Omega_1 . D = 3,4348\,m^3$$

$$m_2 = \Omega_1 . D + \Omega_2 (D - 2c_1) = 3,7368\,m^3$$

$$m_3 = m_2 + \Omega_3 (D - 2c_1 - 2c_2) = -0,0001\,m^3$$

. Calcul de l'inertie totale du refend avec plusieurs fil d'ouvertures.

$$I = \sum_{i=1}^{n} I_i + \sum_{i=1}^{n-1} 2 m_i c_i$$

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + 2m_1 c_1 + 2m_2 c_2$$

$$I = 2,615 + 4,175 \times 3,4348 + 3,7368 \times 4,8625$$

$$I = 32,1886 \ m^4$$

. Degré monolithique : "ω"

$$\omega^2 = \frac{6}{h_e I_i} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}$$

. Inertie du Linteau $h_t = 70cm$. (hauteur du Linteau)

, on a $i_1 = i_2 = \frac{0,2 \times 0,7^3}{12} = 0,0286 \ m^4$

$$\Rightarrow \omega^2 = \frac{6}{2,8 \times 2,615} \times 0,0286 \times 2 \left(\frac{4,175^2}{0,8^3} + \frac{4,8625^2}{1,19^3} \right) = 0,4408$$

$$\Rightarrow \omega = 0,6639$$

. Degré de concordance : "α"

$\alpha = \omega . Z$ avec $Z = 28m$

$\alpha = 18,59 > 10$ d'où $\psi_0 = 0,6132$

. Inertie equivalente : "I_e"

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

$$I_e = 28,762 \ m^4$$

	VOILES	OUVERT.	épaisseur (cm)	L (m)	ω	α	ψ_0	m_i (m^3)	$2c_i$ (m)	ΣI_i (m^4)	I (m^4)	I_e (m^4)
VOILES TRANSVERSAUX	V_{T1}	(0)	20	3,465	/	/	/	/	/	/	/	0,693
	V_{T2}	(2)	20	10,475	0,4441	11,59	0,5817	$m_1 = 2,3795$ $m_2 = 2,1377$	$2c_1 = 4,2325$ $2c_2 = 2,33$	2,8254	17,8775	15,553
	V_{T3}	(1)	20	5,38	0,9512	26,63	0,6292	0,6594	3,14	0,4449	2,5154	2,46
	$V_{T4(1)}$	(2)	20	13,015	0,6639	19,59	0,6132	$m_1 = 3,4348$ $m_2 = 3,7368$	$2c_1 = 4,175$ $2c_2 = 4,8625$	2,615	32,1986	28,762
	$V_{T4(2)}$	(0)	20	3,73	/	/	/	/	/	/	/	0,865
	V_{T5}	(1)	15	16,825	0,3567	10	0,5687	4,8642	8,9125	15,3689	58,7209	53,36
	V_{T6}	(1)	15	13,795	0,2000	5,6	0,499	3,4019	7,7825	5,9333	32,4034	23,36
	V_{T7}	(1)	15	10,845	0,2409	6,75	0,525	2,014	6,3075	2,7686	15,47	12,01
	V_{T8}	(0)	15	2,30	/	/	/	/	/	/	/	0,512
VOILES LONGITUDINAUX	V_{L1}	(0)	20	5,27	/	/	/	/	/	/	/	2,44
	V_{L2}	(0)	15	7,495	/	/	/	/	/	/	/	5,263
	V_{L3}	(0)	20	3,325	/	/	/	/	/	/	/	0,613
	V_{L4}	(0)	15	8,52	/	/	/	/	/	/	/	7,73
	V_{L5}	(1)	15	7,65	0,2972	8,32	0,5499	1,0024	4,95	0,492	5,4539	2,91
	V_{L6}	(1)	15	7,65	0,2972	8,32	0,5499	1,0024	4,95	0,492	5,4539	2,91
	$V_{L7(1)}$	(0)	15	4,695	/	/	/	/	/	/	/	1,294
	$V_{L7(2)}$	(0)	15	2,675	/	/	/	/	/	/	/	0,239
	V_{L8}	(0)	15	1,845	/	/	/	/	/	/	/	1,43

CHAP. : 4

ETUDE DYNAMIQUE

Etude dynamique

L'étude dynamique s'impose à chaque fois qu'un ouvrage ne vérifie l'une des Conditions suivantes.

a. Le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45m en zones I et II et 30m en zone III.

b. La forme en plan du bâtiment ou bloc étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait (décrochements) ne dépassant pas 25% des dimensions globales conformément à l'article 2.3.1.1 du RPA 81_version 83.

c. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions, ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante

d. La distance entre le Centre de masse et le Centre de torsion ne dépasse pas 20% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

e. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

f. Le bâtiment ou bloc étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particulier, dans le cas des ossatures autostables avec remplissage en maçonnerie, les remplissages insérés entre les poteaux d'ossatures ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre.

g. La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des directions étudiées.

h. La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Ces Conditions sont données par le RPA 81_article 3.2.1.1.

Généralités:

Lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps, donc à caractère dynamique, elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées régies par des lois en général complexes. Il leur succède, dès que l'excitation disparait des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. Pour nous le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée c'est à dire la description de ses oscillations en terme de cinématique.

Méthodes de Calcul :

L'étude des oscillations partant de Considérations théoriques et mathématiques nécessite la définition d'un "modèle mathématique" rationnel traduisant au mieux les capacités réelles du bâtiment.
Pour notre bâtiment à usage d'habitation de hauteur d'étage moyenne et de hauteur totale assez importante, il est rationnel de Concentrer les masses en élévation (voiles) dans la masse du plancher duquel elles sont les plus proches. On obtient ainsi une Console encastrée à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenues par un élément élastique, de rigidité égale à celle des éléments résistants et de masse négligeable. Nous accepterons que pendant le processus oscillatoire la déformée du système reste plane, que les déformations élastiques sont infiniment petites et que par Conséquent chaque masse a un seul degré de liberté

Pour le calcul dynamique proprement dit, il existe une méthode exacte et des méthodes approximatives. L'analyse dynamique exacte des systèmes à plusieurs degrés de liberté est laborieuse car elle nécessite énormément de Calculs et beaucoup de temps s'ils sont effectués manuellement.
Avec une précision satisfaisante, les méthodes approchées permettent la détermination des Caractéristiques dynamiques de vibration moyennant un calcul itératif.

Les méthodes approchées usuelles sont :

- Méthode de Raileigh (1er mode).
- Méthode de Vianello-Stodola (1er, 2e et 3e modes).
- Méthode de Holzer.

Ces méthodes approximatives se Limitent en principe à déterminer les formes et les pulsations propres par une série d'opérations itératives à partir d'une déformée arbitrairement choisie.

Méthode de Rayleigh (aperçu).

C'est une méthode basée sur le principe de Conservation d'energie; elle n'est, pas, applicable qu'aux systèmes conservatifs. Cependant l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres (démontré par la méthode exacte), elle peut être utilisée pour la détermination des caractéristiques dynamiques des structures.

Le principe de Conservation de l'energie totale pour un système élastique en mouvement sans amortissement s'écrit:

$$W_{tot.} = W_c + W_p = \text{Constante} ;$$

$W_p(t)$: Energie Potentielle.
$W_c(t)$: Energie Cinétique.

Parmi les méthodes de Rayleigh on utilisera celle qui a l'avantage d'éliminer le choix arbitraire de la ligne déformée et qui est appelée : " Méthode de la déformé statique".

La déformée statique est déterminée à partir des déplacements statiques $\delta_{St,j}$ résultant de la sollicitation d'un système à plusieurs degrés de liberté, par des forces $P_j = M_j . g$ agissant statiquement dans la direction du degré de liberté.

Etapes du Calcul :

a_ On calcule les déplacements unitaires: δ_{ij}.
δ_{ij} : déplacement en "j" résultant d'une force statique unitaire appliquée en "i";

b_ On détermine les déplacements statiques par la relation : $\delta_{St,j} = \sum_{i=1}^{n} P_i . \delta_{ij}$;
On écrit que: $\delta_{St,j} = x_{0j}$; d'où on peut tracer notre déformée statique.

La précision des résultats obtenus avec la méthode de Rayleigh dépend du choix de la ligne élastique. Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de "Correction" de la forme choisie.

Procédé itératif :

a_ On calcule le coefficient adimensionnel $\S$ telle que:

$$\S_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} ;$$

(x_{0n} : flèche au sommet de la Console).

b_ La première correction consiste à calculer une nouvelle force F telle que:

$$F_{1j} = \S_{1j} . P_j ;$$

indice „1" pour 1ère Correction.
indice „j" pour laquelle F ou $\S$ sont exprimés. côte

c_ Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements x_{1j} tels que:

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^{n} F_{1ij} \, \delta_{ij} ;$$

a'_ On calcule ensuite le coefficient adimensionnel $\S$ de la deuxième Correction :

$$\S_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}} ;$$

b'_ La deuxième correction consiste à calculer les forces: $F_{2j} = \S_{2j} \, P_j$.

c/ Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements "corrigés" x_{2j} tels que:

$$x_{2j} = \sum_{i=1}^{n} F_{2ij} \cdot \delta_{ij} \;,$$

Le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itérations est d'autant plus important que la précision recherchée est importante. Le processus est arrêté lorsque l'égalité suivante est satisfaite approximativement: $\rho_{mj} \simeq \rho_{(m-1),j}$ –

Détermination de la pulsation propre:

Pour un système à „n" masses concentrées les énergies sont:

$$W_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n} P_j . \delta_{st_j} \quad ; \quad W_c = \frac{1}{2g} \omega^2 \sum_{j=1}^{n} P_j \delta_{st_j}^2 \,.$$

Mais en choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration le système sera sollicité par des forces d'inertie F_{mj} qui représentent une approximation des forces réelles d'inerties et qui produisent les déplacements x_{mj}.

D'où : $W_p^{max.} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n} F_{mj} x_{mj}$ et $W_c^{max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^{n} P_j x_{mj}^2$;

En écrivant $W_p^{max} = W_c^{max}$ on obtient:

$$\omega^2 = g . \frac{\sum^{n} F_{mj} x_{mj}}{\sum_{j=1} P_j x_{mj}^2}$$

or, $F_{mj} = \rho_{mj} P_j$ et $x_{mj} = \rho_{mj} x_{mn}$;

D'où $\omega^2 = g \dfrac{\sum_1^n (P_j \rho_{mj}^2 x_{mn})}{\sum_1^n (P_j \rho_{mj}^2 x_{mn})}$ soit: $\omega^2 = \dfrac{g}{x_{mn}}$;

La période du mode fondamentale est donc:

$$\boxed{T = 2\pi . \sqrt{\frac{x_{mn}}{g}}} \;;$$

Méthode de Vianello-Stodola (aperçu).

Cette méthode est basée sur les observations suivantes:

a. Pour un oscillateur multiple à „n" masses concentrées les ordonnées de la ligne élastique qui correspond au mode "j" sont proportionnelles aux forces d'inertie des masses dans le mode considéré

b. Le travail des forces d'inertie correspondant à un mode de vibration quelconque avec les déplacements d'un autre mode est nul.

La méthode de Vianello-Stodola permet de calculer le mode fondamental (période propre et déformée) ainsi que, successivement les modes supérieures en utilisant un procédé d'élimination dont la convergence est malheureusement assez lente. Cependant, compte tenu du caractère répétitif des opérations, cette méthode peut être programmée sur ordinateurs de faible capacité.

— La première observation peut être démontrée comme suit:
Soit un système à „n" masses concentrées (M_j) chacune ayant un seul degré de liberté exprimé par son déplacement $x_j(t)$ dans la direction de vibration.
Les forces d'inertie correspondantes sont:

$$F_{(i)j} = -M_j \cdot \frac{d^2x_j}{dt^2} ;$$

Le principe de D'ALEMBERT nous permet de calculer les déplacements des masses produits par les forces $F_{(i)j}$:

$$(1)\left\{\begin{aligned} x_1(t) &= -\sum_{k=1}^{n} M_k \cdot \frac{d^2x_k}{dt^2} \cdot \delta_{1k} ; \\ &\vdots \\ x_j(t) &= -\sum_{k=1}^{n} M_k \cdot \frac{d^2x_k}{dt^2} \cdot \delta_{jk} ; \\ &\vdots \\ x_n(t) &= -\sum_{k=1}^{n} M_k \cdot \frac{d^2x_k}{dt^2} \cdot \delta_{nk} ; \end{aligned}\right.$$

Le terme $-M_k \cdot \frac{d^2x_k}{dt^2} \delta_{jk}$ représente la flèche en "j" produite par la force d'inertie appliquée en "k";

Nous acceptons l'hypothèse selon laquelle les oscillations sont harmoniques:

$$x_k(t) = x_{o_k} \cdot \sin(\omega t + \varphi).$$

Donc (1) devient:

$$(2)\left\{\begin{aligned} &\vdots \\ x_{oj}(t) &= \omega^2 \sum M_k x_{o_k} \delta_{jk} \; ; \text{ car } \frac{d^2x_k}{dt^2} = -\omega^2 x_{o_k} \sin(\omega t + \varphi) \\ &\vdots \end{aligned}\right.$$

— La deuxième observation représente la propriété d'orthogonalité des formes propres:

$$\sum_{j=1}^{n} M_j x_{ji} x_{jk} = 0. \quad \text{pour } i \neq j .$$

Dans le cas où l'on connait la forme exacte d'un mode de vibration les relations (2) donneront la valeur exacte de ω_1^2 ; souvent cette forme n'est pas connue et il faut choisir une forme arbitraire qui, par la suite, sera corrigée afin de donner avec une précision satisfaisante, la forme du mode respectif. Il faut noter, toutefois, que la méthode est applicable chaque fois pour le mode ayant la plus petite pulsation propre

Pour obtenir le mode immédiatement supérieur une opération d'élimination des modes inférieurs est nécessaire.

Etapes du Calcul :

A. mode fondamental :

1. On Calcule les déplacements x_{1j} du système dus à l'action des forces $M_j = \frac{P_j}{g}$ appliqués aux niveaux $z = z_j$ dans la direction de la vibration. Le déplacement x_{1j} est

$$x^{\circ}_{1j} = \sum_{k=1}^{n} M_k \delta_{jk} = \frac{1}{g} \sum_{k=1}^{n} P_k \delta_{jk} ;$$

δ_{jk} : Coefficient d'influence ou déplacement unitaire en "j" lorsque $P_k = 1$.

Soit $\alpha_{P_k} = \frac{P_k}{P_n}$; alors : $x^{\circ}_{1j} = \frac{P_n}{g} \sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \delta_{jk}$

2. On détermine les Coefficients adimensionnels de la première déformée :

$$\rho_{1j} = \frac{x^{\circ}_{1j}}{x^{\circ}_{1n}} \quad \text{où } x^{\circ}_{1n} \text{ est la flèche au sommet.}$$

3. On applique au système les forces "Corrigées". $M^{(1)}_{1j} = M_j x_{1j} = \frac{P_j}{g} x_{1j}$;

ou bien : $M^{(1)}_{1j} = \frac{P_n \cdot x_{1n}}{g} \cdot \alpha_{P_j} \rho_j$

4. La déformée du système sous l'action des forces $M^{(1)}_{1j}$ est :

$$x^{(1)}_{1j} = \sum_{k=1}^{n} M^{(1)}_{1j} \delta_{jk} = \frac{P_n \cdot x_{1n}}{g} \cdot \sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \rho_k \delta_{jk} .$$

5. La première propriété (a) permet d'écrire :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{x_{1j}}{x^{(1)}_{1j}} = \frac{1}{x_{1n}} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \cdot \delta_{jk}}{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \cdot \rho_k \cdot \delta_{jk}} . \qquad (3)$$

Cette expression de la pulsation (3) devient plus simple si on décide de Comparer les flèches au sommet ; on aura :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{x_{1n}}{x^{(1)}_{1n}} = \frac{1}{x^{(1)}_{1n}} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \cdot \delta_{nk}}{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \cdot \rho_k \cdot \delta_{nk}} ;$$

Et Comme $x_{1n} = \frac{P_n}{g} \cdot \sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \delta_{nk}$

alors :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{g}{P_n \sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \rho_k \delta_{nk}} \quad \text{et} \quad T_1 = \frac{2\pi}{\bar{\omega}_1^2} = \frac{2\pi}{g} \sqrt{P_n \sum_{k=1}^{n} \alpha_{P_k} \rho_k \delta_{nk}} .$$

ou bien : $$T_1 = \frac{2\pi}{g} \sqrt{\sum_{k=1}^{n} (P_k \rho_k \delta_{nk})} .$$

Cette formule donne pour ω_1^2 pour approximation par défaut.

Cette méthode propose une deuxième valeur pour ω_1^2, celle ci par excés.

$$\overline{\overline{\omega}}_1^{\,2} = \frac{\sum_{j=1}^{n} x_{1j}}{\sum_{j=1}^{n} x_{1j}^{(1)}} = \frac{\sum_{j=1}^{n}\left(\sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \delta_{jk}\right)}{\sum_{j=1}^{n}\left(\sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k \delta_{jk}\right)} \cdot \frac{1}{x_{1n}} ;$$

On retiendra la valeur ω_1^2 bornée comme suit : $\overline{\omega}_1^{\,2} \leq \omega^2 \leq \overline{\overline{\omega}}_1^{\,2}$;

On peut poursuivre le processus itératif si on veut une meilleure précision.

6- On Calcule :

$$\rho_j^{(1)} = \frac{x_{1j}^{(1)}}{x_{1n}^{(1)}} ;$$

Les forces de troisième approximation sont :

$$M_{1j}^{(2)} = M_j \cdot x_{1j}^{(1)} = \frac{P_n \cdot x_{1n}^{(1)}}{g} \cdot \alpha_{p_j} \rho_j^{(1)} ;$$

7- La déformée sera alors :

$$x_{1j}^{(2)} = \sum_{k=1}^{n} M_{1j}^{(2)} \delta_{jk} = \frac{P_n \cdot x_{1n}^{(1)}}{g} \cdot \sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(1)} \delta_{jk} ;$$

Nous avons donc :

$$\overline{\omega}_1^{\,2} = \frac{x_{1j}^{(1)}}{x_{1j}^{(2)}} = \frac{x_{1n}}{x_{1n}^{(1)}} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k \delta_{jk}}{\sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(1)} \delta_{jk}} ;$$

Et si on veut comparer les flèches au sommet :

$$x_{1n}^{(1)} = \frac{P_n x_{1n}}{g} \cdot \sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k \delta_{nk}$$

$$x_{1n}^{(2)} = \frac{P_n x_{1n}^{(1)}}{g} \cdot \sum_{1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(1)} \delta_{nk} = \left(\frac{P_n}{g}\right)^2 \cdot \left(\sum_{1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k \delta_{nk}\right) \cdot \left(\sum_{1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(1)} \delta_{nk}\right) ;$$

D'où la pulsation propre :

$$\omega_1^2 = \frac{x_{1n}^{(1)}}{x_{1n}^{(2)}} = \frac{g}{P_n} \cdot \frac{1}{\sum_{1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(1)} \delta_{nk}} ;$$

Aprés „ℓ" itérations nous pouvons écrire :

$$\omega_1^2 = \frac{g}{P_n} \cdot \frac{1}{\sum_{1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(\ell-1)} \delta_{nk}} .$$

On remarque que l'expression $P_n \sum_{k=1}^{n} \alpha_{p_k} \rho_k^{(\ell-1)} \delta_{nk} = \sum_{k=1}^{n} \left(P_k \rho_k^{(\ell-1)}\right) \delta_{nk}$ représente la flèche au sommet due aux forces $\left(P_k \rho_k^{(\ell-1)}\right)$, $k = 1, \ldots, n$; Cette flèche notée $x_{1n}^{(\ell-1)}$, on aura :

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{g}{x_{1n}^{(\ell-1)}}} ;$$

B. Deuxième mode de vibration :

1. On connait le premier mode vibration (mode fondamental).
2. Soit x°_{2j} une expression approximative pour le 2ᵉ mode. Elle peut être écrite comme une simple combinaison linéaire de la forme exacte x_{2j} du 2ᵉ mode et de la forme exacte x_{1j} du premier mode : $x^{\circ}_{2j} = x_{2j} + a_1 x_{1j}$; (1)
On multiplie (1) par $P_j x_{1j}$ et on fait la somme des produits obtenus.

$$\sum_{j=1}^{n} P_j . x^{\circ}_{2j} . x_{1j} = \sum_{j=1}^{n} P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^{n} P_j x^2_{1j}$$

La propriété d'orthogonalité donne : $\sum_{j=1}^{n} P_j x_{1j} x_{2j} = 0$ (appliquée au modes 1 et 2).

D'où $$a_1 = \frac{\sum_{j=1}^{n} P_j x_{1j} x^{\circ}_{2j}}{\sum_{j=1}^{n} P_j x^2_{1j}}.$$

3. On calcule ensuite les ordonnées du 2ᵉ mode.

$$x^{(1)}_{2j} = x^{(0)}_{2j} - a_1 x_{1j}$$

et aprés ça les "forces" : $M^{(1)}_{2j} = M_j x^{(1)}_{2j}$

4. On détermine les déplacements $x^{(2)}_{2j}$
5. Nous avons : $\overline{\omega}^2_2 = \dfrac{x^{(1)}_{2j}}{x^{(2)}_{2j}}.$

Ou encore : $$\overline{\overline{\omega}}^2_2 = \frac{\sum_{j=1}^{n} x^{(1)}_{2j}}{\sum_{j=1}^{n} x^{(2)}_{2j}}.$$

et : $\overline{\omega}^2_2 \leq \omega^2_2 \leq \overline{\overline{\omega}}^2_2$

Calcul des déplacements unitaires :

Une force unitaire placée au niveau h_i provoque au niveau h_j un déplacement élastique δ_{ij} tel que :
$$\delta_{ij} = \frac{h_j^2}{2EI} . \left(h_i - \frac{h_j}{3} \right) \; ; \quad i > j \quad (R.D.M)$$

Si les masses sont concentrées le long de la hauteur à écarts constants h_e hauteur d'étage alors :
$h_j = j . h_e$;
$h_i = i . h_e$;
$$\delta_{ij} = \frac{j^2 . h_e^2}{2EI} . h_e \left(i - \frac{j}{3} \right) \text{ ou bien}$$

$$\delta_{ij} = \frac{h_e^3}{6EI} . j^2 \left(i - \frac{j}{3} \right).$$

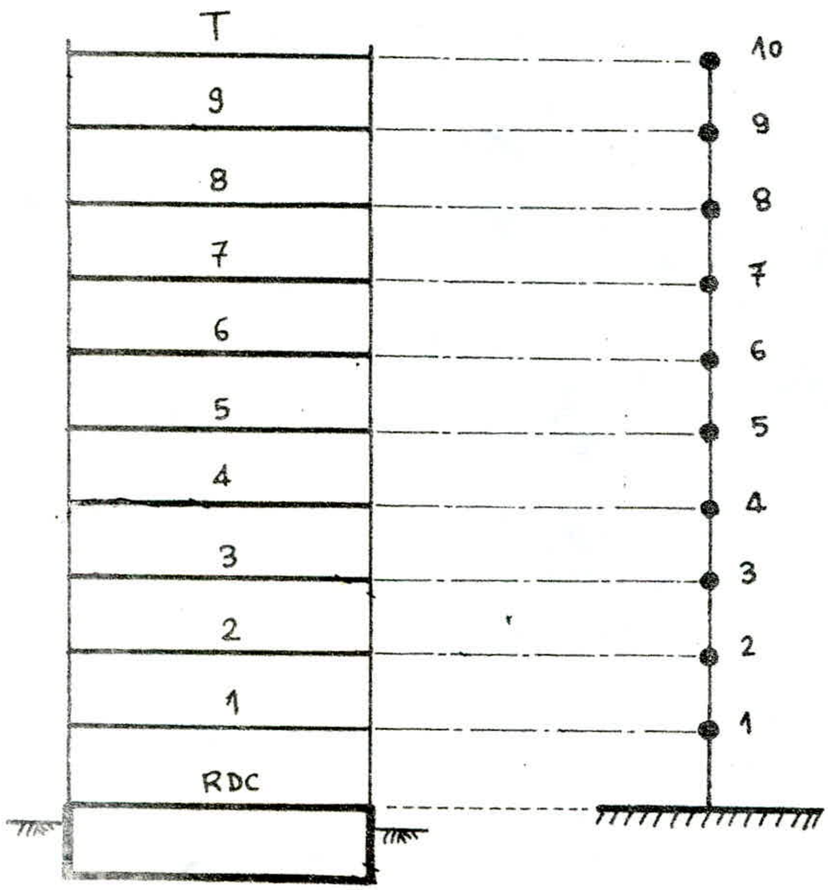
Si $K = \dfrac{h_e^3}{6EI}$ alors . . . . . $\delta_{ij} = K . j^2 \left(i - \dfrac{j}{3} \right).$

Détermination de la période du mode fondamental de vibration.

Modèle mathématique :

L'existence de voiles périphériques au niveau du sous-sol forment avec le plancher de rez-de-chaussée, considéré infiniment rigide, et les fondations une boite rigide capable d'assurer l'encastrement de la superstructure élastique au niveau du rez-de-chaussé.

Le modèle mathématique est obtenu en concentrant la masse de chaque étage au niveau du plancher correspondant. On obtient ainsi une console encastrée à sa base et dont la hauteur est celle du bâtiment soit 28 m.



Calcul de la période propre du premier mode :

Pour cela, n'ayant pas la distribution des efforts F_k horizontaux qui seraient dus à la force minimale V citée par le reglement RPA 81, On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de pesanteur ; Les masses M_i Concentrées seront alors sollicitées par leur propre poids.

L'intérêt du Calcul de la période propre du premier mode de vibration réside dans le calcul du Coefficient d'amplification dynamique D, et d'autre part permet de constater la participation des modes supérieurs.

— <u>Méthode de Calcul</u> :

a. La période du mode fondamental sera déterminée par la méthode approximative de Rayleigh avec un processus itératif comme déjà indiqué.
Cette méthode nécessite les données suivantes:
- Déplacements statiques $\delta_{st,j}$.
- Les forces $P_j = M_j . g$ dues à chaque masse.
- Les masses M_j soumises à l'action sismique.

b. La période du deuxième mode sera déterminée à l'aide de la méthode de Vianello - Stodola.

— <u>Masses soumises à l'action sismique</u>.

niveau j	$M_j = G_j + \frac{P_j}{5}$ (t)
1	337,216
2	"
3	"
4	"
5	"
6	"
7	"
8	"
9	"
10	259,986

Valeurs des deplacements unitaires $K\,\delta_{ij}$ $(K = EI)$ $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ (MAXWELL)

(m) x_i, x_j	j \ i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2,8	1	2	5	8	11	14	17	20	23	26	29
5,6	2	5	16	28	40	52	64	76	88	100	112
8,4	3	8		54	81	108	135	162	189	216	243
11,2	4	11			128	176	224	272	320	368	416
14,0	5	14				250	325	400	475	550	625
16,8	6	17					432	540	648	756	864
19,6	7	20						686	833	980	1127
22,4	8	23							1024	1216	1408
25,2	9	26								1458	1701
28,0	10	29									2000

Deplacements statiques

$F_{0j} = W_{0j}$	$K\delta_{st} = K x_{0j}$	$e_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0,10}}$
337,216	50.028,810	0,01839
"	187.272,736	0,06884
"	393.985,494	0,14483
"	654.444,096	0,24058
"	954.948,850	0,35104
"	1.283.823,360	0,47194
"	1.631.414,526	0,59972
"	1.990.092,544	0,73157
"	2.354.250,906	0,86544
259,986	2.720.306,400	1

1re iteration

$F_{1j} = W_{1j}$	$K x_{1j}$	$e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1,10}}$
6,2014	30.610,5073	0,01654
23,2139	116.737,5818	0,06305
48,839	249.779,4712	0,13490
81,1274	421.322,3192	0,22755
118,3763	623.241,9668	0,33661
159,1457	847.905,9799	0,45795
202,2352	1.088.395,703	0,58783
246,6971	1.338.749,674	0,72304
291,8402	1.591.221,215	0,86102
259,986	1.851.544,513	1

2e iteration

$F_{2j} = W_{2j}$	$K x_{2j}$	$e_{3j} = \frac{x_{2j}}{x_{2,10}}$
5,5776	30.200,9526	0,01649
21,2615	115.171,8540	0,06292
45,4904	246.505,5527	0,13467
76,7335	415.931,0112	0,22723
113,5103	615.457,1486	0,33623
154,4281	837.564,3969	0,45757
198,2257	1.075.396,078	0,58754
243,8207	1.323.086,321	0,72282
290,3497	1.575.637,692	0,86090
259,986	1.830 444,307	1

3ème itération

$F_{3j} = W_{3j}$	$K x_{3j}$	$e_{4j} = \frac{x_{3j}}{x_{3,10}}$
5,5634	30.190,0686	0,01649
21,2177	115.131,1814	0,06292
45,4128	246.420,3885	0,13466
76,6254	415.790,7217	0,22722
113,3834	615.254,1683	0,33622
154,3013	837.288,8216	0,45756
198,1162	1.07[illegible].056,696	0,58750
243,7472	1.322.618,647	0,72280
290,3107	1.575.346,175	0,86090
259,986	1.829.893,66[illegible]	1

4ème itération

$F_{4j} = W_{4j}$	$K x_{4j}$	$e_{5j} = \frac{x_{4j}}{x_{4,10}}$
5,5634	30.189,6204	0,01649
21,2176	115.129,4858	0,06292
45,4112	246.417,4401	0,13466
76,6226	415.782,7685	0,22722
113,3801	615.238,4580	0,33622
154,2970	837.274,7274	0,45756
198,1144	1.075.047,868	0,58750
243,74	1.322.629,104	0,72280
290,3075	1.575.333,973	0,86090
259,986	1.829.868,711	1

5ème itération.

$F_{5j} = W_{5j}$	$K x_{5j}$	$e_{6j} = \frac{x_{5j}}{x_{5,10}}$
5,5634	30.189,6204	0,01649
21,2176	115.129,4858	0,06292
45,4112		
76,6226		
113,3801		
154,2970		
198,1144		
243,74		
290,3075		
259,986	1.829.868,711	1

. on constate que $F_{4j} = F_{5j}$ et $e_{5j} = e_{4j}$ d'où on arrête le processus itératif car on pense qu'on a une assez bonne précision.

Determination des deplacements.

on a $\Sigma I_{ex} = 137{,}575\ m^4$

$E = 3450000\ t/m^2$

$\Sigma I_{ey} = 24{,}829\ m^4$

1/ Deplacements longitudinaux

$$x_j = \frac{K x_{sj}}{E \Sigma I_{ex}} \quad \text{avec } E\Sigma I_{ex} = 4{,}746\ 10^8\ t.m^2$$

2/ Deplacements transversaux

$$x_j = \frac{K x_{sj}}{E \Sigma I_{ey}} \quad \text{avec } E\Sigma I_{ey} = 0{,}8566\ 10^8\ t.m^2$$

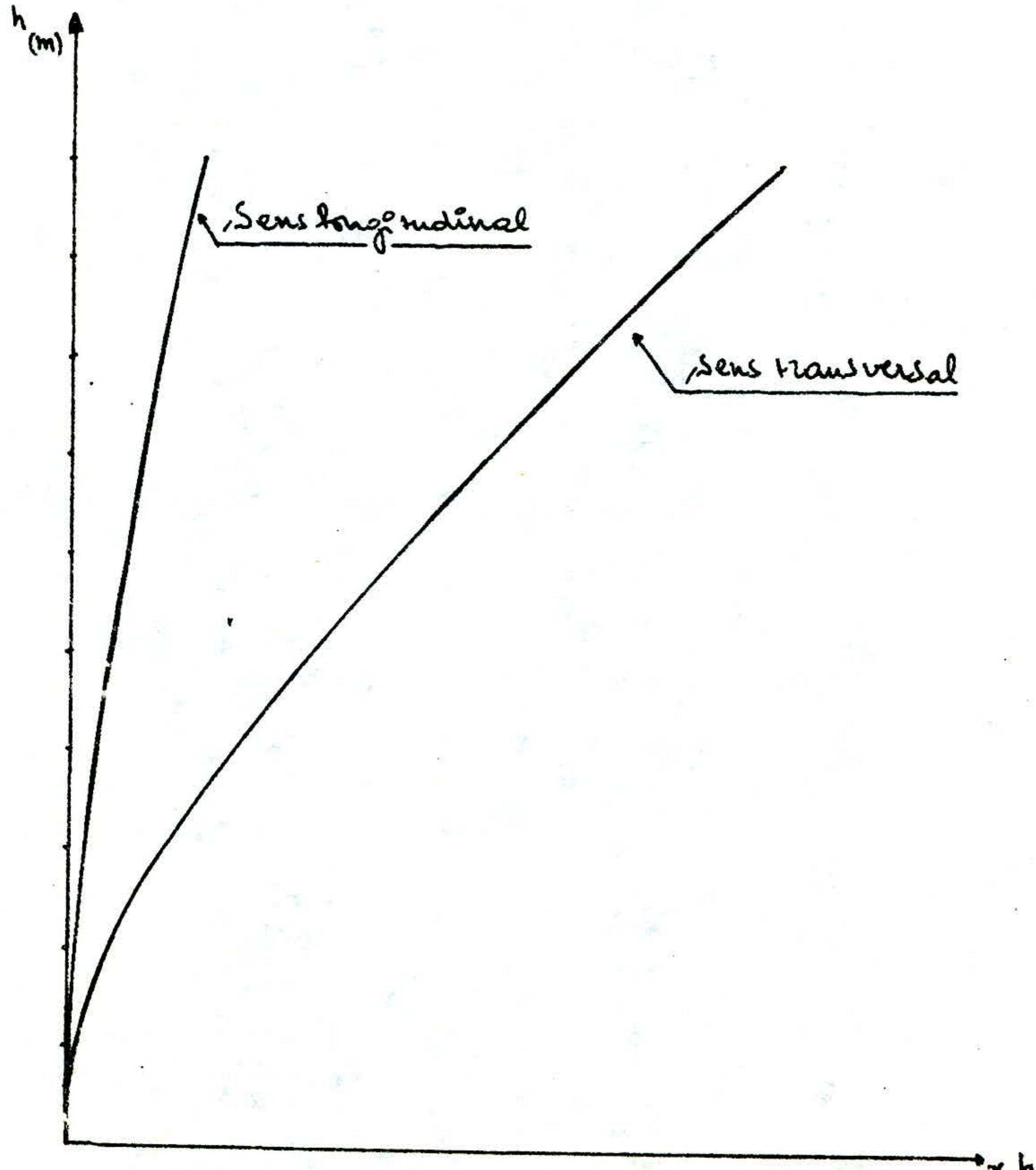
j (m)	Deplacements. Long. (m)	Deplacements. trans. (m)
2,8	0,0001	0,0004
5,6	0,0002	0,0013
8,4	0,0005	0,0029
11,2	0,0009	0,0049
14,0	0,0013	0,0072
16,8	0,0018	0,0098
19,6	0,0023	0,0126
22,4	0,0028	0,0154
25,2	0,0033	0,0184
28,0	0,0039	0,0214

on $g = 9{,}81\ m/s^2$

calcul des periodes $\Rightarrow$

$$\begin{cases} T_x = 2\pi\sqrt{\dfrac{x_{10}}{g}} = 0{,}13\ s. \\[2ex] T_y = 2\pi\sqrt{\dfrac{x_{10}}{g}} = 0{,}30\ s. \end{cases}$$

Deformées du 1er mode



z/h	x°_{2j}	p_j	x_{1j}	$p_j \cdot x_{1j} \cdot x^{\circ}_{2j}$	$p_j\, x^2_{1j}$	$x^{(1)}_{2j}$	$M^{(1)}_{2j}$	$k\, x^{(2)}_{2j}$
1	-1,0000	259,986	1	-259,986	259,986	-0,5432	-14,396	-4615,5052
0,9	-0,8910	337,216	0,86090	-258,664	249,927	-0,4977	-17,108	-2268,7464
0,8	-0,5878	"	0,72280	-143,270	176,175	-0,2576	-8,8549	-25,4716
0,7	-0,1564	"	0,58750	-30,985	116,392	0,1120	3,850	1933,5483
0,6	0,3090	"	0,45756	47,678	70,600	0,5180	17,806	3378,8648
0,5	0,7071	"	0,33622	80,170	38,120	0,8607	29,586	4105,3805
0,4	0,9511	"	0,22722	72,875	17,410	1,0549	36,262	4012,6580
0,3	0,9877	"	0,13466	44,851	6,115	1,0492	36,066	3172,6719
0,2	0,8090	"	0,06292	17,165	1,335	0,8367	28,761	1868,0968
0,1	0,4540	"	0,01649	2,5246	0,092	0,4615	15,864	590,8943
			$\Sigma =$	-427,6434	936,152	3,5945		

$$a = \frac{\sum_{j=1}^{10} p_j \cdot x_{1j} \cdot x^{\circ}_{2j}}{\sum_{j=1}^{10} p_j\, x^2_{1j}} = \frac{-427,6434}{936,152} = -0,4568$$

Determination des deplacements:

1/ deplacements longitudinaux:

$$x_{2j}^{(1)} = \frac{K x_{2j}^{(1)}}{K} \qquad K = E \sum I_{ex} = 4{,}746\ 10^8\ t.m^2$$

2/ deplacements transversaux:

$$x_{2j}^{(2)} = \frac{K x_{2j}^{(2)}}{K} \qquad K = E \sum I_{ey} = 0{,}8566\ 10^8\ t.m^2$$

h (m)	Deplacements long	Deplacement trans
2,8	1,25 10^{-6}	6,91 10^{-6}
5,6	3,94 10^{-6}	2,181 10^{-5}
8,4	6,685 10^{-6}	3,704 10^{-5}
11,2	8,455 10^{-6}	4,684 10^{-5}
14,0	8,65 10^{-6}	4,793 10^{-5}
16,8	7,119 10^{-6}	3,945 10^{-5}
19,6	4,074 10^{-6}	2,257 10^{-5}
22,4	- 5,367 10^{-8}	- 0,297 10^{-6}
25,2	- 4,78 10^{-6}	- 2,65 10^{-5}
28,0	- 9,725 10^{-6}	- 0,0001

calcul des periodes Tx et Ty:

Tout d'abord on calcule les pulsation de 2 manieres:

1/ l'une donne une pulsation dont l'approximation est par defaut $(\bar{\omega}_2^2)$

2/ l'autre donne une pulsation dont l'approximation est par excès. $(\bar{\bar{\omega}}_2^2)$

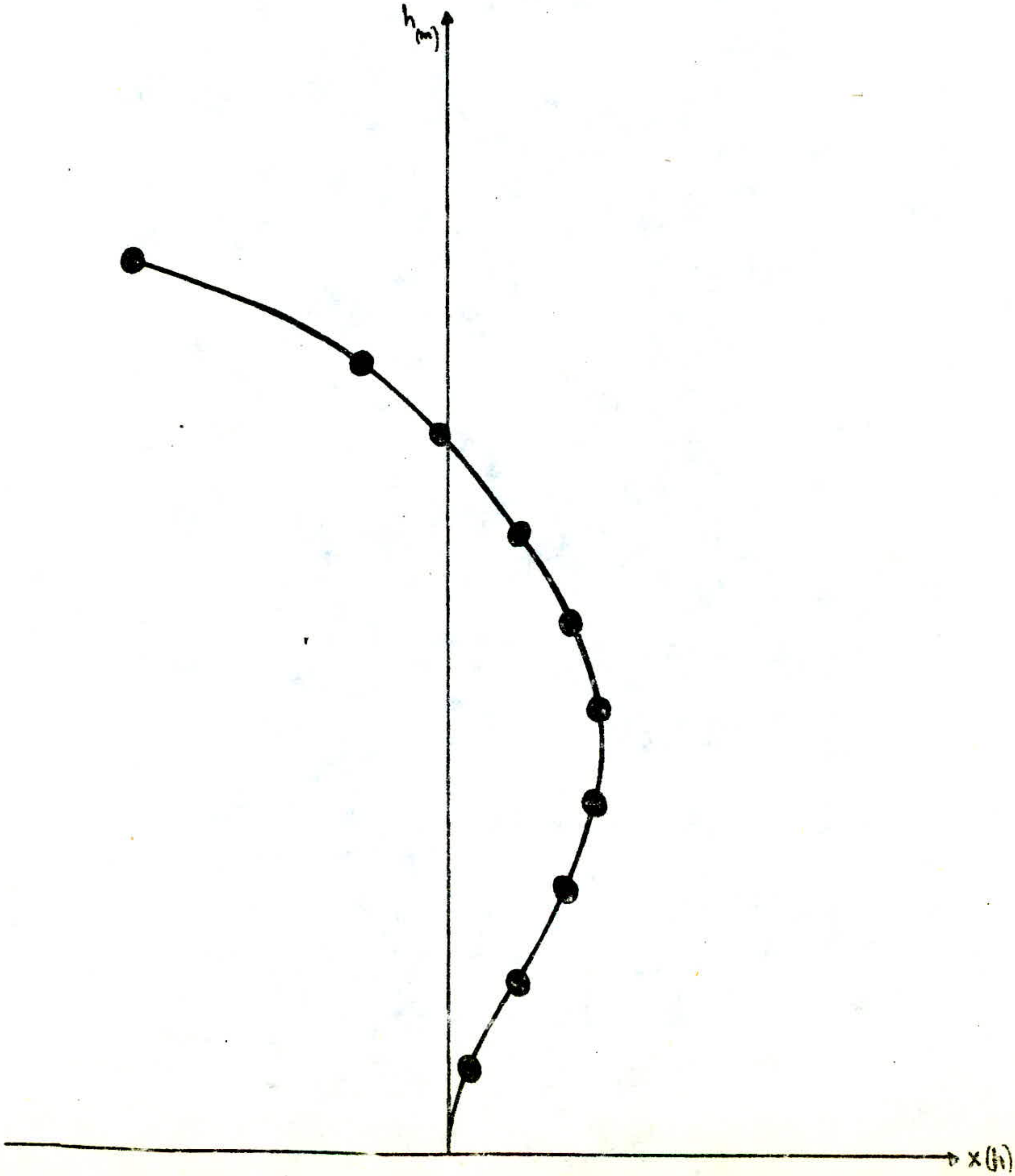
$$\left.\begin{aligned} \bar{\omega}_2^2 &= \frac{x_{2j}^{(1)}}{x_{2j}^{(2)}} \\ \bar{\bar{\omega}}_2^2 &= \frac{\sum_{j=1}^{n} x_{2j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^{n} x_{2j}^{(2)}} \end{aligned}\right\} \Rightarrow \bar{\omega}_2^2 \leq \omega_2 \leq \bar{\bar{\omega}}_2^2.$$

on considere que $\omega_2 = \bar{\bar{\omega}}_2$

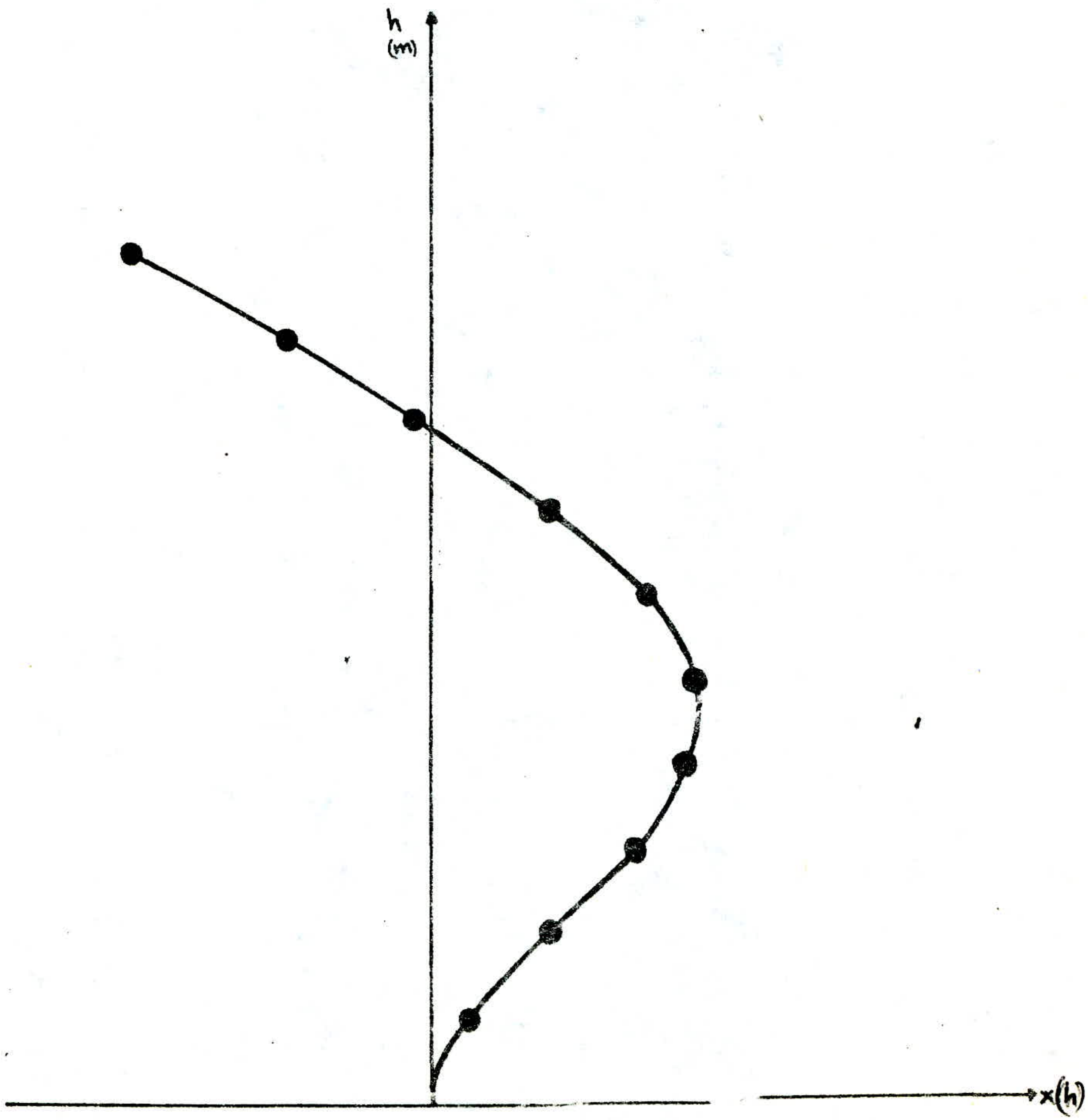
$$\Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega_2}$$

donc $\begin{cases} T_x = 0{,}017\ s \\ T_y = 0{,}032\ s \end{cases}$

Deformée du 2ème mode Sens transversal



Deformée du 2e Mode "Sens longitudinal"



CHAP. : 5

ETUDE SISMIQUE

Etude Sismique.

I. Aperçu sur le règlement RPA 81.

Domaine d'application.

Le règlement RPA 81 s'applique à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière. Pour les tours de grande hauteur, ponts, barrages et silos le présent règlement n'est pas directement applicable.

Composition du RPA 81.

Le règlement RPA issu de Constatations in situ procure une meilleure sécurité adaptée particulièrement aux zones de fortes sismité. D'autre part, il présente différentes dispositions constructives de ferraillage.

Conditions d'application :

Le RPA présente une méthode statique équivalente applicable à chaque fois que les conditions indiquées dans l'article 3.2.1.1 sont toutes vérifiées.

Remarque:

Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême. Cette différence apparemment non sécuritaire est considérée implicitement par l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

— La propriété de Ductilité est l'aptitude d'un élément de la structure ou de la structure dans son ensemble à se déformer au delà de la limite élastique sans risque de rupture soudaine ou fragile.

II. Force sismique minimum (Formule de base du RPA 81).

Le bâtiment sera conçu et calculé de manière à résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule de base :

$$V = ABDQ.W.$$

i. A : Coefficient d'accélération de zone

Il dépend du groupe d'usage du bâtiment et de sa zone sismique.

Un bâtiment à usage d'habitation fait partie du groupe d'usage "2".
Le lieu d'implantation (Bouira) est classé zone sismique II.

Le tableau (1.p16) donne dans ce cas courant : $\boxed{A = 0,15.}$

ii. B : facteur de Comportement de la structure.

Il dépend du type et de la nature du Contreventement.

Structure voiles porteurs. La sollicitation horizontale est entièrement reprise par ces voiles.

Le tableau (2.p22) donne dans ce cas :
(rectificatif RPA81 de Septembre 83). $\boxed{B = \frac{1}{4}.}$

iii. D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Il dépend de la période du mode fondamental T et de la nature du sol de fondation. Le RPA considère un amortissement égal à 10% et donne dans la figure 4 :

Sol meuble.

- Sens transversal : $T_x = 0,13$ s $\longrightarrow$ $D_x = 2.$
- Sens Longitudinal : $T_y = 0,30$ s $\longrightarrow$ $D_y = 2.$

iv. Q : facteur de qualité.

Il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de Contreventement, des symétries en plan, de sa régularité en élévation, et de la qualité du Contrôle pendant la Construction, et chaque qualité non observée constitue une pénalité P_q.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q \ ;$$

P_q : pénalité valant (0,1) qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

N.B : Pratiquement on souhaite que Q reste inférieur à 1,3.

- Critère 1 : Conditions minimales des files porteuses.

Ce critère est observé car il existe un trumeau dans chacune des deux directions dont la longueur dépasse L_o telle que :

$$L_o = \frac{h_e}{0,67} = \frac{2,80}{0,67} = 4,18 \text{ m.}$$

Pour le sens transversal : Le refend V_{T_5} possède un trumeau de largeur : $10,15m > L_0$.
Pour le sens Longitudinal : Le refend V_{L_4} possède une largeur de $8,52m > L_0$.

Pour les deux directions : $P_{q_1} = 0$.

Critère 2 : Surabondance en plan :
Ce critère n'est pas observé car l'existence de plus de quatre files de voiles porteurs dans la direction des forces latérales ne justifie pas le rapport de dimensions des portées de ces files. D'autre part, la symétrie de ces files de Contreventement ne peut être qualifiée de raisonnable.

Pour les deux directions : $P_{q_2} = 0,1$.

Critère 3 : Symétrie en plan.
Ce critère traduit la qualité de la conception c'est à dire du système de Contreventement. En avant projet nous avons remarqué que le centre de torsion de ce système se déplace toujours vers les refends ou vers les files de plus grands moments d'inertie. Pour réaliser ce critère nous avons créer des ouvertures dans le voile V_{T_7} et nous avons donné plus de longueur donc, plus de rigidité, aux voiles opposés à V_{T_7} soient V_{T_2} et V_{T_3}. On trouve ainsi une excentricité $e_x = 1,69m = 8,25\% L_x$ et $e_y = 1,41m = 7,5\% L_y$.

Ce critère est observé car les rapports ne dépassent pas 15% dans chaque direction

Pour les deux directions : $P_{q_3} = 0$

Critère 4 : Régularité en élévation.
Ce critère est observé, car le système de Contreventement reste invariant pour chaque étage.

Pour les deux directions : $P_{q_4} = 0$.

Critère 5 : Contrôle de la qualité des matériaux.
Ce critère est pris observé d'après, et si, toutes les recommandations du CTC sont respectées : Essais systématiques sur les matériaux utilisées et veiller à la propreté des granulats. Dosage du béton bien calculé.
Pour les deux directions : $P_{q_5} = 0$.

Critère 6 : Contrôle de la qualité de la Construction.
Ce critère est pris observé s'il existe un ingénieur assurant la mission d'inspection des travaux d'inspection. Pour un tel bâtiment cette mission peut s'avérer nécessaire.
Pour les deux directions : $P_{q_6} = 0$.

- W. Poids de la structure.

Ce poids comprend toute la charge (masse) de la superstructure soumise à l'action sismique. Elle ne comprend donc que la partie définie élastique.

$$V = ABDQ.W = \left(0{,}15 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 1{,}1\right).W = (0{,}0825).W.$$

$$W = \sum W_k = 3457{,}718^t.$$

$$V = (0{,}0825) \times 3457{,}718 = 285{,}26^t.$$

III. Distribution des forces latérales

- La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i \;;$$

- La force concentrée F_t au sommet de la stucture doit être déterminé par :

$$F_t = 0{,}07.T.V \qquad \text{avec T en sec.}$$

Le terme $(0{,}07T)$ doit dans tous les cas rester inférieur à 0,25.
Si $T \leq 0{,}7$ sec. alors le terme $0{,}07T$ devient égal à 0,049 et devient négligeable.

Donc si $T \leq 0{,}7s$: $F_t = 0$. (notre cas).

- La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure comme suit :

$$F_k = \frac{(V - F_t)\, W_k h_k}{\sum_{i=1}^{n} (W_i h_i)} \;; \qquad F_k : \text{effort horizontal au niveau } k.$$

Cette force F_k devra être distribuée aux refends au prorata de leurs inerties.

Dans notre cas de masses concentrées à écart constant "he" on peut réduire la formule comme suit :

$$F_k = \frac{(V - F_t).W_k.k}{\sum_{i=1}^{n} (W_i.i)} \quad \text{ou bien : } \underset{(F_t=0)}{} \quad F_k = \frac{V.\ W_k.k}{\sum_{i=1}^{n} (W_i.i)} \;;$$

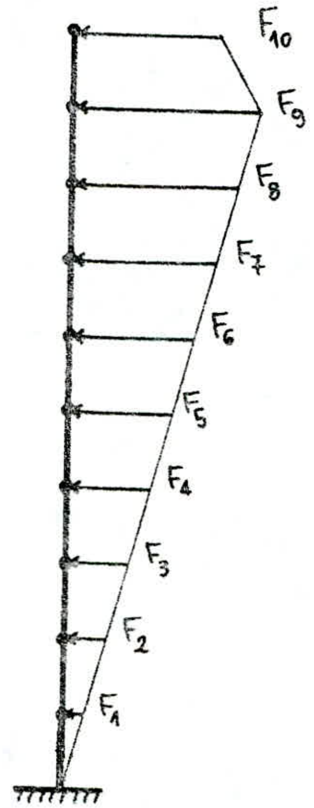
$$\sum_{i=1}^{n} (W_i.i) = W_1.1 + W_2.2 + \ldots + W_9.9 + W_{10}.10 = 45.W_c + W_{10}.10$$

avec $W_c = W_1 = W_2 = \ldots = W_9$.

$$\sum_{i=1}^{n} (W_i.i) = 45 \times \qquad + 10 \times \qquad = 18620{,}72.$$

$$\begin{cases} F_{10} = 40{,}815^t & ; (k = 10) \\ F_k = 5{,}432k. & ; (k = 1; 2; \ldots; 9). \end{cases}$$

Niveau k	F_k (t)	H_k (t)	M_k (t.m)
10	40,815	40,815	0
9	48,888	89,703	114,282
8	43,456	113,159	365,45
7	38,024	171,183	738,295
6	32,592	203,775	1217,607
5	27,16	230,935	1788,177
4	21,728	252,663	2434,795
3	16,296	268,959	3142,252
2	10,864	279,823	3895,337
1	5,432	285,26	4678,84
RDC 0	0	285,26	5477,568



Vérification de l'article 3.3.1.2.2

La valeur du facteur D_a obtenu pour la valeur de T_a calculée par la formule (3.7) analytique ou bien par les méthodes approximatives (Rayleigh, Vianello_Stodola) ne devra pas être inférieure à 80% de celle D_e obtenue en utilisant les formules empiriques (3.3A).

i. Par les formules analytiques nous avons obtenu $D_a = 2$ dans les deux directions.
ii. La formule empirique donnée par le RPA 81 est :

$$T = \frac{0{,}09 \cdot H}{\sqrt{L}} \qquad (3.3A).$$

Sens transversal : $T_x = \dfrac{0{,}09 \times 28}{\sqrt{18{,}795}} = 0{,}58\ s \longrightarrow D_e = 1{,}85.$

Sens longitudinal : $T_y = \dfrac{0{,}09 \times 28}{\sqrt{20{,}47}} = 0{,}57\ s \longrightarrow D_e = 1{,}85.$

Vérifié car $2 = D_a > 80\%\ D_e$.

Centre de masse :

Pour déterminer le centre des masses nous avons pris en compte les masses
- des planchers.
- des facades.
- des voiles.

Pour chaque type nous avons déterminer le centre de masse que l'on a ensuite composé avec les autres pour obtenir le centre de masse de l'ensemble du niveau.

a/, calcul du centre de masse des planchers:

Section	x (m)	y (m)	S (m²)	M_i (t)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
1	3,35	15,76	14,94	9,009	30,45	141,982
2	7,87	16,62	16,71	10,076	79,298	167,463
3	11,32	15,07	23,19	13,984	158,299	210,74
4	14,77	13,18	24,73	14,912	220,25	196,54
5	5,26	12,31	31,29	18,868	99,246	232,265
6	11,32	4,29	P: 2,3175	1,2142	13,745	5,21
		6,01	V=2,1924	1,9056	21,571	11,453
7	18,52	12,48	19,7	11,879	220,0	148,25
8	18,52	8,67	6,17	37,205	689,037	322,567
9	14,77	8,67	6,17	37,205	549,518	322,567
10	18,52	5,82	12,15	7,326	135,68	42,637
11	14,77	5,12	17,18	10,359	153,002	53,038
12	4,83	8,86	28,51	17,191	83,032	152,312
13	2,96	5,41	21,00	12,663	37,482	68,507
14	7,87	3,59	25,81	15,563	122,481	55,871
15	4,12	1,72	12,35	7,447	30,682	412,809
16	11,32	7,92	5,77	3,479	39,382	27,55
17	12,2	9,94	2,62	1,58	19,276	15,705
18	11,32	2,82	4,19	2,527	28,606	7,126

on a.

$$x_{G_p} = \frac{\Sigma M_i \cdot x_i}{\Sigma M_i} = 11,651 \text{ m}$$

$$y_{G_p} = \frac{\Sigma M_i \cdot y_i}{\Sigma M_i} = 9,363 \text{ m}$$

b/ Calcul du centre de masse des voiles

Voiles	x (m)	y (m)	M_i (t)	$M_i . x_i$	$M_i . y_i$
V_{L_1}	3,485	17,215	7,378	25,7123	127,0123
V_{L_2}	5,3725	14,04	8,185	43,9739	114,9174
V_{L_3}	11,4075	10,94	4,655	53,1019	50,9257
V_{L_4}	4,935	10,29	9,576	45,2576	98,537
V_{L_5}	16,72	9,485	6,381	106,6903	60,5238
V_{L_6}	16,72	7,565	6,615	110,6028	50,0425
$V_{L_{7(1)}}$	2,36	7,14	5,061	11,944	36,1355
$V_{L_{7(2)}}$	7,22	7,14	2,94	21,2268	20,9916
V_{L_8}	3,0475	3,39	5,691	17,3433	19,2925
V_{T_1}	2,245	1,7325	4,851	10,8883	8,4026
V_{T_2}	5,995	5,2375	12,582	75,4291	65,8982
V_{T_3}	5,995	15,925	6,587	39,4891	104,8979
$V_{T_{4(1)}}$	9,745	6,507	18,221	177,5636	118,564
$V_{T_{4(2)}}$	9,745	16,78	4,322	42,1179	72,5232
V_{T_5}	12,895	10,3825	16,879	217,6547	175,2462
V_{T_6}	16,645	9,5775	13,091	217,8997	125,379
V_{T_7}	20,395	9,6525	9,993	203,8072	96,4574
V_{T_8}	11,32	10,645	2,415	27,8209	25,7077
		Σ	145,432	1439,4941	1372,9226

Centre de masse des voiles

$$x_{G_v} = \frac{\Sigma M_i . x_i}{\Sigma M_i} = 9,890 \text{ m} \qquad y_{G_v} = \frac{\Sigma M_i . y_i}{\Sigma M_i} = 9,440 \text{ m.}$$

c/ Calcul du centre de masse des Façades

	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
F_1	2,25	13,89	3,969	8,9303	55,1254
F_2	1,4	6,99	3,969	5,5566	27,7433
F_3	5,995	-0,075	4,4982	26,9667	-0,3374
F_4	11,32	3,445	1,764	19,9685	6,077
F_5	16,645	4,23	4,3159	71,8385	18,2563
F_6	18,52	13,67	2,1168	39,231	28,
F_6'	14,77	15,07	2,1168	31,2651	31,9002
F_4'	11,32	17,265	1,764	19,9685	30,4555
F_7	7,87	18,945	2,205	17,3534	41,7737

$$x_{G_F} = \frac{\Sigma M_i \cdot x_i}{\Sigma M_i}$$

* $x_{G_F} = 9{,}013$ m

$$y_{G_F} = \frac{\Sigma M_i \cdot y_i}{\Sigma M_i}$$

* $y_{G_F} = 8{,}97$ m

d/ Calcul du centre de masse de l'etage courant.

	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i \cdot x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
plancher	11,651	9,363	234,313	2730,913	2194,623
Voiles	9,89	9,44	145,432	1439,494	1372,923
Façade	9,013	8,97	26,7487	241,0786	239,9307

Les coordonnées du centre de masse sont :

$$x_G = \frac{\Sigma M_i \cdot x_i}{\Sigma M_i} = 10{,}8525 \text{ m} \qquad y_G = \frac{\Sigma M_i \cdot y_i}{\Sigma M_i} = 9{,}3666 \text{ m.}$$

Cente de torsion.

Définition : C'est le point de passage de la résultante des réactions développées par les refends pous des forces pismiques latérales. Il est aussi caractérisé par les propriétés puivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le Centre de torsion (dit aussi cente des rigidités ou Centre élastique ou Centre de gravité des moments d'inerties) engendre uniquement une translation des refends parallèles à la direction de la force.

- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre une rotation des refends.

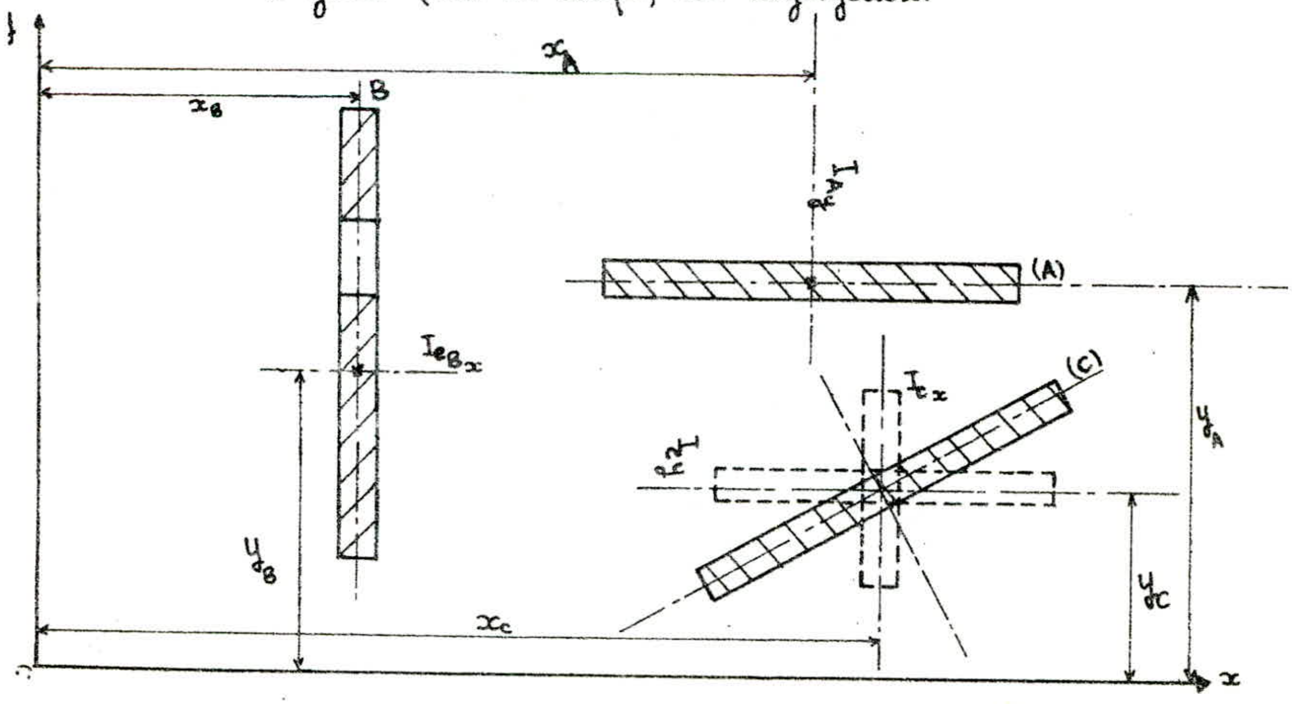
Coordonnées du Centre de torsion :

Si le plan du niveau est lié au repère $(0, x, y)$ alors :

$$X_T = \frac{\sum(I_x \cdot x)}{\sum(I_x)} \qquad Y_T = \frac{\sum(I_y \cdot y)}{\sum(I_y)}$$

Simplification admise :

L'inertie propre d'un refend par rapport à l'axe parallèle à pa longueur (vue en Coupe) est négligeable.



exemple.

$$X_T = \frac{I_{e_{B_x}} \cdot x_B + I_{c_x} \cdot x_c}{I_{e_{B_x}} + I_{c_x}} \; ; \; Y_T = \frac{I_{A_y} \cdot y_A + I_{c_y} \cdot y_c}{I_{A_y} + I_{c_y}}$$

VOILES TRANS.	I_{ex} (m^4)	x (m)	$I_{ex}.x$ (m^5)	X (m)	$I_{ex}.X^2$ (m^6)		VOILES LONG.	I_{ey} (m^4)	y (m)	$I_{ey}.y$ (m^5)	Y (m)	$I_{ey}.Y^2$ (m^6)
V_{T1}	0,693	2,245	1,56	-10,30	73,52		V_{L1}	2,44	17,215	42,01	6,44	101,20
V_{T2}	15,553	5,995	93,24	-6,55	667,26		V_{L2}	5,263	14,04	73,89	3,26	55,93
V_{T3}	2,46	5,995	14,75	-6,55	105,54		V_{L3}	0,613	10,94	6,71	0,16	0,02
$V_{T4(A)}$	28,762	9,745	280,29	-2,8	225,49		V_{L4}	7,73	10,29	79,54	-0,49	1,86
$V_{T4(B)}$	0,865	9,745	8,43	-2,8	6,78		V_{L5}	2,91	9,485	27,6	-1,29	4,84
V_{T5}	53,36	12,895	688,08	0,35	5,46		V_{L6}	2,91	7,565	22,01	-3,21	29,98
V_{T6}	23,36	16,645	388,83	4,1	392,68		$V_{L7(B)}$	1,294	7,14	9,24	-3,64	17,15
V_{T7}	12,01	20,395	244,94	7,85	740,09		$V_{L7(A)}$	0,239	7,14	1,71	-3,64	3,17
V_{T8}	0,512	11,32	5,80	-1,23	0,78		V_{L8}	1,43	3,39	4,85	-7,39	78,10
Σ	137,575		1726,32		2218,68			24,829		267,56		292,25

$$J = \Sigma I_{ex}.X^2 + \Sigma I_{ey}.Y^2 = 2510,93\ m^6$$

$$x_T = \frac{\Sigma I_{ex}.x}{\Sigma I_{ex}} = 12,546\ m \qquad x_G = 10,8525\ m$$

$$y_T = \frac{\Sigma I_{ey}.y}{\Sigma I_{ey}} = 10,776\ m \qquad y_G = 9,3667\ m$$

$$\begin{cases} e_x = 1,69\,m = 8,25\%\ L_x \\ e_y = 1,41\,m = 7,5\%\ L_y \end{cases}$$

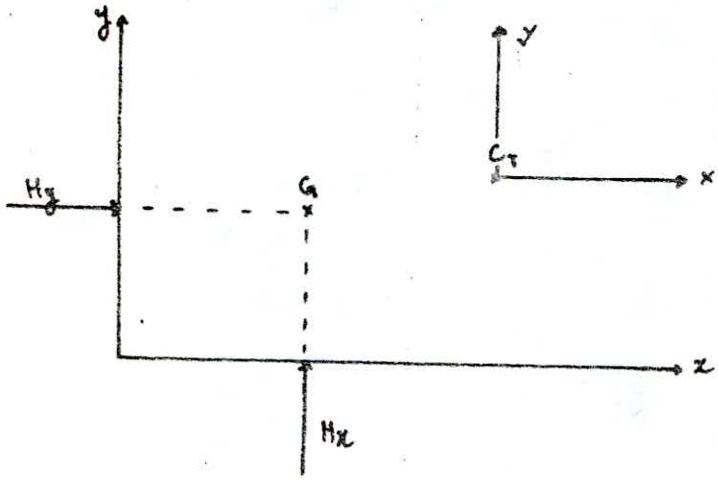
DISTRIBUTION DES FORCES

- On considere une force horizontale de 100t dans chacune des deux directions du batiment, et le resultat trouve pour un refend sera directement le pourcentage de la force exterieure reelle qui lui reviendra.

d'où on aura deux cas :

1°/ cas : $H_x = 100t$ et $H_y = 0$

2°/ cas : $H_x = 0$ et $H_y = 100t$



$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

Forces de Translation :

$$H'_x = H_x \cdot \frac{I_{ex}}{\Sigma I_{ex}}$$

$$H'_y = H_y \cdot \frac{I_{ey}}{\Sigma I_{ey}}$$

Forces de rotation :

./ $H''_x = H_x \cdot e_x \cdot x \cdot \dfrac{I_{ex}}{J}$

./ $H''_y = H_y \cdot e_y \cdot y \cdot \dfrac{I_{ey}}{J}$

$H''_x = H_y \cdot e_y \cdot x \cdot \dfrac{I_{ex}}{J}$ dûe à H_y

$H''_y = H_x \cdot e_x \cdot y \cdot \dfrac{I_{ey}}{J}$ dûe à H_x

Forces totales

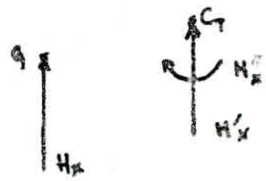
./ $H_x = H'_x + H''_x$ ./ $H_x = H''_x$ dûe à H_y

./ $H_y = H'_y + H''_y$ ./ $H_y = H''_y$ dûe à H_x

H_y pour voiles longitudinaux

H_x pour voiles transversaux

1/ <u>cas : $H_x = 100t$ et $H_y = 0$:</u>

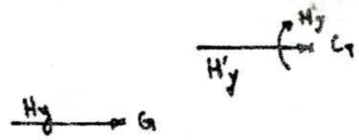


$e_x = 1,69 m$

$J = 2510,93 m^6$

voiles	I_e (m^4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	Forces de Transl		Forces de Rotat.		Forces Totales	
						H'_x %	H'_y %	H''_x %	H''_y %	H_x %	H_y %
V_{T_1}	0,693	2,245	0	-10,30	0	0,5	0	0,48	0	0,98	0
V_{T_2}	15,553	5,995	〃	-6,55	〃	11,3	〃	6,86	〃	18,16	〃
V_{T_3}	2,46	5,995	〃	-6,55	〃	1,79	〃	1,08	〃	2,87	〃
V_{T_4} (1)	28,762	9,745	〃	-2,8	〃	20,9	〃	5,42	〃	26,32	〃
V_{T_4} (2)	0,865	9,745	〃	-2,8	〃	0,63	〃	0,16	〃	0,79	〃
V_{T_5}	53,36	12,895	〃	0,35	〃	38,79	〃	-1,26	〃	38,79	〃
V_{T_6}	23,36	16,645	〃	4,1	〃	16,98	〃	-6,45	〃	16,98	〃
V_{T_7}	12,01	20,395	〃	7,85	〃	8,3	〃	-6,35	〃	8,73	〃
V_{T_8}	0,512	11,32	〃	-1,23	〃	0,38	〃	0,06	〃	0,44	〃

2°/ cas : $H_x = 0$ et $H_y = 100t$



$e_y = 1,41\,m$

$J = 2510,93\ m^6$

Voiles	I_e (m^4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	Forces de trans		Forces de rotat.		Forces totales	
						H'_x %	H'_y (%)	H''_x %	H''_y %	H_x%	H_y%
V_{L_1}	2,44	0	17,215	0	6,44	0	9,83	0	0,88	0	10,71
V_{L_2}	5,263	"	14,04	"	3,26	"	21,2	"	0,96	"	22,16
V_{L_3}	0,613	"	10,94	"	0,16	"	2,47	"	0,006	"	2,476
V_{L_4}	7,73	"	10,29	"	-0,49	"	31,13	"	-0,21	"	31,13
V_{L_5}	2,91	"	9,485	"	-1,29	"	11,72	"	-0,21	"	11,72
V_{L_6}	2,91	"	7,565	"	-3,21	"	11,72	"	-0,52	"	11,72
$V_{L_{7(1)}}$	1,294	"	7,14	"	-3,64	"	5,21	"	-0,26	"	5,21
$V_{L_{7(2)}}$	0,294	"	7,14	"	-3,64	"	0,96	"	-0,056	"	0,96
V_{L_8}	1,43	"	3,39	"	-7,39	"	5,76	"	-0,19	"	5,76

°/ H''_x dûe à $H_y = 100t$ et $H_x = 0$

Voiles	Ie (m^4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	Forces de transl.		Forces de rotation		Forces totales	
						H'_x %	H'_y %	H''_x %	H''_y %	H_x %	H_y %
V_{T_1}	0,693	2,245	0	-10,30	0	0	0	0,4	0	0,4	0
V_{T_2}	15,553	5,995	//	-6,55	//	//	//	5,72	//	5,72	//
V_{T_3}	2,46	5,995	//	-6,55	//	//	//	0,9	//	0,9	//
$V_{T_{4(1)}}$	28,762	9,745	//	-2,8	//	//	//	4,52	//	4,52	//
$V_{T_{4(2)}}$	0,865	9,745	//	-2,8	//	//	//	0,14	//	0,14	//
V_{T_5}	53,36	12,895	//	0,35	//	//	//	-1,05	//	-1,05	//
V_{T_6}	23,36	16,645	//	4,1	//	//	//	-3,08	//	-3,08	//
V_{T_7}	12,01	20,395	//	7,85	//	//	//	-5,29	//	-5,29	//
V_{T_8}	0,512	11,32	//	-1,23	//	//	//	0,04	//	0,04	//

°/ H''_y dûe à $H_x = 100t$ et $H_y = 0$

Voiles	Ie (m^4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	Forces de transl.		Forces de rotat.		Forces TOTALES	
						H'_x %	H'_y %	H''_x %	H''_y %	H_x %	H_y %
V_{L_1}	2,44	0	17,215	0	6,44	0	0	0	1,06	0	1,06
V_{L_2}	5,263	//	14,04	//	3,26	//	//	//	1,15	//	1,15
V_{L_3}	0,613	//	10,94	//	0,16	//	//	//	0,0066	//	0,0066
V_{L_4}	7,73	//	10,29	//	-0,49	//	//	//	-0,25	//	-0,25
V_{L_5}	2,91	//	9,485	//	-1,29	//	//	//	-0,25	//	-0,25
V_{L_6}	2,91	//	7,565	//	-3,21	//	//	//	-0,63	//	-0,63
$V_{L_{7(1)}}$	1,294	//	7,14	//	-3,64	//	//	//	-0,32	//	-0,32
$V_{L_{7(2)}}$	0,239	//	7,14	//	-3,64	//	//	//	-0,06	//	-0,06
V_{L_8}	1,43	//	3,39	//	-7,39	//	//	//	-0,71	//	-0,71

nb	voiles	L (m)	ω	α	i0	mi	2 ci	Σ Ii (m4)	I (m4)	Ie (m4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	H'x %	H"x %	H"y %	Hx %	H'y %	H"y %	H"x %	Hy %
0	V_{T1}	3,465	/	/	/	/	/	/	/	0,693	2,245		-10,30		0,5	0,48		0,98			0,4	
2	V_{T2}	10,475	0,4141	11,59	0,5817	m_1= 2,3795 m_2= 2,1377	$2c_1$= 4,2325 $2c_2$= 2,33	2,8254	17,8775	15,553	5,995		-6,55		11,3	6,86		18,16			5,72	
1	V_{T3}	5,38	0,9512	26,03	0,6292	0,6594	3,14	0,4449	2,5154	2,46	5,995		-6,55		1,79	1,08		2,87			0,9	
2	$V_{T4,9}$	13,015	0,6639	18,59	0,6132	m_1= 3,1348 m_2= 3,1328	$2c_1$= 4,175 $2c_2$= 4,8625	2,615	32,1886	28,762	9,745		-2,8		20,9	5,42		26,32			4,52	
0	$V_{C8,9}$	3,73	/	/	/	/	/	/	/	0,865	9,745		-2,8		0,63	0,16		0,79			0,14	
1	V_{T5}	16,125	0,3567	10	0,5687	4,8642	8,9125	15,3689	58,7209	53,36	12,895		0,35		38,79	-1,26		38,79			-1,05	
1	V_{T6}	13,795	0,20	5,6	0,499	3,4019	7,7825	5,9333	32,4084	23,36	16,645		4,1		16,98	-6,45		16,98			-3,08	
1	V_{T7}	10,845	0,2409	6,75	0,525	2,014	6,3075	2,7682	15,47	12,01	20,395		7,85		8,73	-6,35		8,73			-5,29	
0	V_{T8}	2,3	/	/	/	/	/	/	/	0,512	11,32		-1,23		0,38	0,06		0,44			0,04	

SOLLICITATION TRANSVERSALE

nb	voiles	L (m)	ω	α	i0	mi	2 ci	Σ Ii (m4)	I (m4)	Ie (m4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	H'x %	H"x %	H"y %	Hx %	H'y %	H"y %	H"x %	Hy %
0	V_{L1}	5,27	/	/	/	/	/	/	/	2,44		17,215		6,44			1,06		9,83	0,88		10,71
0	V_{L2}	7,495	/	/	/	/	/	/	/	5,263		14,04		3,26			1,15		21,2	0,96		22,16
0	V_{L3}	3,325	/	/	/	/	/	/	/	0,613		10,94		0,16			0,0066		2,47	0,006		2,476
0	V_{L4}	8,52	/	/	/	/	/	/	/	7,73		10,29		-0,49			-0,25		31,13	-0,21		31,13
1	V_{L5}	7,65	0,2972	8,32	0,5499	1,0024	4,95	0,492	5,4539	2,91		9,415		-1,29			-0,25		11,72	-0,21		11,72
1	V_{L6}	7,65	0,2972	8,32	0,5499	1,0024	4,95	0,492	5,4539	2,91		7,565		-3,21			-0,63		11,72	-0,52		11,72
0	$V_{L7,9}$	4,695	/	/	/	/	/	/	/	1,294		7,14		-3,64			-0,32		5,21	-0,26		5,21
0	V_{L10}	2,675	/	/	/	/	/	/	/	0,239		7,14		-3,64			-0,06		0,96	-0,056		0,96
0	V_{L8}	4,845	/	/	/	/	/	/	/	1,43		3,39		-7,39			-0,71		5,76	-0,59		5,76

SOLLICITATION LONGITUDINALE

CHAP. 6

ETUDE AU VENT

Etude au Vent

1. Introduction:

Parfois, pour les bâtiments de grande hauteur, l'action du vent peut s'avérer plus défavorable que l'action sismique.

Les forces dûes au vent dépendent principalement du site, de l'existence ou non d'ouvrages voisins (effet de masque), de l'élancement du bâtiment, de sa forme de toiture, de la rugosité de ses parois, de sa perméabilité (aire des ouvertures rapportée à l'aire totale et de sa période propre.

L'action dynamique du vent induit 3 types d'efforts.

— Une action parallèle à l'action du vent : T = Trainée.
— Une action perpendiculaire à l'action du vent : L = Dérive.
— Une action verticale de soulèvement : U = Portance.

Notre bâtiment sera considéré comme un corps prismatique à base rectangulaire de dimensions:

Longueur: $a = 20{,}47$ m.
Largeur: $b = 18{,}795$ m.
Hauteur: $h = 28{,}0$ m.

2. Détermination de l'effort de Trainée T.

Il s'agit d'un ouvrage prismatique à base supposée, assez légitimement, rectangulaire.

Grand Côté : $a = 20{,}47$m.
Petit Côté : $b = 18{,}795$m.
Hauteur totale offerte au vent : $h = 28$m.

Les dimensions du bâtiment doivent vérifier les Conditions suivantes:

— $\frac{h}{a} \geq 0{,}25$: $\frac{h}{a} = \frac{28}{20{,}47} = 1{,}37 > 0{,}25$. (vérifié)

— $\frac{h}{a} \leq 2{,}5$ et $\left(\frac{b}{a} \leq 0{,}4 \text{ si } \frac{h}{b} > 2{,}5\right)$:

·) $\frac{h}{a} = \frac{28}{20{,}47} = 1{,}37 < 2{,}5$

··) $\frac{b}{a} = \frac{18{,}795}{20{,}47} = 0{,}92$ mais la Condition $\frac{h}{b} > 2{,}5$ n'est pas réalisée

car: $\frac{h}{b} = \frac{28}{18{,}795} = 1{,}5 < 2{,}5$. (vérifié)

Ces Conditions étant réalisées les formules simplifiées sont applicables.

Effort de trainée : $T = C_t . \beta . \delta . q . d$;

2.1 : Coefficient de trainée C_t.

C_t est liée aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale ou longitudinale, il dépend de celle-ci et de l'élancement de l'ouvrage.

Dans le cas présent d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse C_t est fixé comme : $C_t = 1,3\gamma_0$ (NV 65 - III - 2,161 - 1)

γ_0 est un coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donné par le diagramme R.III.5 ds NV65.

_ Pour un vent perpendiculaire à la face a.

$$\left.\begin{aligned} \frac{b}{a} &= \frac{18,795}{20,47} = 0,918 \\ \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{28}{20,47} = 1,37 \end{aligned}\right\} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \quad \text{d'où } C_t = 1,3 \times 1 = 1,3.$$

_ Pour un vent perpendiculaire à la face b.

$$\left.\begin{aligned} \frac{b}{a} &= \frac{18,795}{20,47} = 0,918 \\ \lambda_b &= \frac{h}{b} = \frac{28}{18,795} = 1,5 \end{aligned}\right\} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \quad \text{d'où } C_t = 1,3 \times 1 = 1,3.$$

2.2 : Coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est lié aux effets de résonnance provoqué par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré. Il est donné par la formule :

$$\beta = \theta\,(1 + \xi\tau) \; ; \quad \beta \geq 1 \qquad (\text{NV65 - III. } 1,511).$$

Pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exp[rimée] dans notre cas de contreventement par voile en béton armé, par :

$$T_{x,y} = 0,08 \frac{h}{\sqrt{L_{x,y}}} \cdot \sqrt{\frac{h}{L_{x,y} + h}}$$

N.B : Il faut noter que pour l'étude au vent on a toujours intérêt à considérer des formules forfaitaires donnant T par excés et ce contrairement à l'étude sismique pour laquelle on préfère, de manière sécuritaire, avoir T exacte ou bien légerement par défaut.

a - Vent longitudinal parrallèle à L_x :

$$T_x = 0,08 \frac{28}{\sqrt{20,47}} \cdot \sqrt{\frac{28}{20,47 + 28}} = 0,38 \text{ s.}$$

b. Vent transversal parallèle à l_y :

$$T_y = 0{,}08 \cdot \frac{28}{\sqrt{18{,}795}} \cdot \sqrt{\frac{28}{18{,}795+28}} = 0{,}40\ s.$$

_ Le coefficient de réponse ξ est donné en fonction de la période (R. III.3 _ NV65).

Batiment à densité normale de parois en béton armé $\Big\} \longrightarrow \begin{cases} \xi_x = 0{,}25. \\ \xi_y = 0{,}25. \end{cases}$

_ Le Coefficient de pulsation τ est fonction de la hauteur H du niveau Considéré ; il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R.III. 4 du NV65.

Pour les ouvrages dont la hauteur n'excède pas 10m ($0 \leq H \leq 10m$) on a : $\tau = c^{te} = 0{,}36$.
On s'interessera aux niveaux : 0 ; 4 ; 6 ; 8 et 10 car les variations des facteurs sont faibles si on voulait étudier chaque niveau.

Niveau	0	4	6	8	10
H (m)	0	11,2	16,8	22,4	28
τ	0,36	0,358	0,348	0,342	0,332

_ Le Coefficient global θ dépend du type de Construction . Pour un bâtiment d'habitation il dépend de la cote H_s du sommet (NV65_ III 1. 511).

$$\theta = 0{,}7 + 0{,}01 \cdot (H-30) = \begin{cases} 0{,}7 \text{ pour } H < 30m. \\ 1 \text{ pour } H > 60m. \end{cases}$$

Dans notre cas $H_s = h = 28m$: d'où, $\theta = 0{,}7$

2.3: Coefficient de dimension δ.

Ce coefficient tient compte de l'effet de dimension de l'ouvrage. δ est fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R.III.2 des règles NV65.
La plus grande dimension de toutes les surfaces au vent est :
$H = 28\ m$ d'où $\delta = 0{,}725$.

2.4: Pression du vent q :

La pression normale du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage du site et de la hauteur au dessus du sol au niveau considéré : $q = K_s \cdot K_m \cdot q_{V_H}$;

— effet de site (K_s).
En zone normale les règles donnent $K_s = 1{,}00$.

— effet de masque (K_m).

La pression dynamique q_H agissant au niveau H au dessus du sol peut être lue sur le tableau de la figure C.III.4 des règles NV 65.

$\left.\begin{array}{l}\text{Région II}\\ H = 28m\end{array}\right\}$ $q_H = 91\ kg/m^2$: pression normale.

Donc $q = K_S . K_m . q_H = 1 \times 1 \times 91 = 91\ kg/cm^2$.

<u>N.B</u>: La valeur du produit (δq) doit demeurer comprise entre 30 et 170 ;

$$30 < (\delta q) = 0,725 \times 91 = 66\ kgf/cm^2 < 170 : \text{ vérifié.}$$

2.5: <u>Largeur du maitre - Couple d.</u>

d est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent.

- Vent transversal : $d = a = 20,47m$.
- Vent Longitudinal : $d = b = 18,795\ m$.

Tous les Coefficients étant déterminés on peut Calculer l'effort de trainée T:

$$T = C_t . \beta . \delta . q . d \quad \text{à chaque niveau H.}$$

<u>exemple de Calcul</u> : Niveau $H = h = 28m$.

- <u>Vent transversal</u>:

$C_t = 1,3$

$\xi = 0,25$; $\tau = 0,36$; $\theta = 0,7$; . . . . $\beta = \theta(1 + \xi\tau) = 0,763 < 1$ d'où $\beta = 1$.

$\delta = 0,725$.

$q = 91\ kg/m^2$.

$d = a = 20,47m$.

$$T = 1,3 \times 1 \times 0,725 \times 91 \times 20,47 = 1755,66\ kgf/ml.$$

- <u>Vent Longitudinal</u>:

$C_t = 1,3$

$\xi = 0,25$; $\tau = 0,36$; $\theta = 0,7$; . . . . $\beta = \theta(1 + \xi\tau) = 0,763 < 1$, d'où $\beta = 1$.

$\delta = 0,725$

$q = 91\ kg/m^2$

$d = b = 18,795\ m$

$$T = 1,3 \times 1 \times 0,725 \times 91 \times 18,795 = 1612,00\ kgf/ml.$$

					Vent transversal		_vérification_	Vent Longitudinal	
H(m)	τ	$1+\xi\tau=\Delta$	$\beta=\theta.\Delta \geq 1$	q_H (kg/m²)	d (m)	$T=C_t.\beta.\delta.q.d$	$30<\delta q<170$	d(m)	$T=C_t.\beta.\delta.q.d$
0	0,36	1,09	1	52,5	20,47	1014 kgf/m	38,1	18,795	931 kgf/m
5	0,36	1,09	1	62,0	"	1195	44,9	"	1097
10	0,36	1,09	1	70,0	"	1349	50,7	"	1239
15	0,358	1,089	1	77,5	"	1495	56,2	"	1373
20	0,345	1,086	1	83,0	"	1602	60,2	"	1471
25	0,337	1,084	1	88,5	"	1708	64,2	"	1569
28	0,332	1,083		91,0	"	1756	66,0	"	1612

Constantes bivalentes pour les deux cas : $C_t = 1,3$.

$\xi = 0,25$.

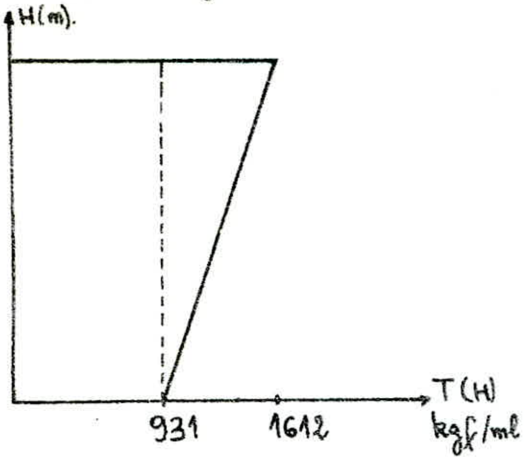
$\delta = 0,725$.

$K_s = 1$.

$K_m = 1$.

Réduction des efforts de trainée

a_ Vent longitudinal :



_ effort tranchant à la base :

$$H_0 = \frac{1612 + 931}{2} \times 28 = 35,6 . 10^3 \text{ kgf}$$

_ moment de renversement :

$$M_{o_1} = (931 \times 28) \frac{28}{2} = 364,952 . 10^3 \text{ kgf.m} \quad ;$$

$$M_{o2} = \left(\frac{1612 - 931}{2} \times 28\right) . \frac{2}{3} \times 28 = 177,968 . 10^3 \text{ kgf.m} \; ;$$

$$M_0 = M_{o1} + M_{o2} = 542,92 \text{ t.m}$$

_ Cas du vent extrême :

La pression de base $q_n(H = 10\,m) = 70$ daN/m² sera majorée du Coefficient "7/4".

D'où pour le vent extrême : $q_e(H = 10\,m) = \frac{7}{4} \times 70 = 122,5$ daN/m²

_ Coefficient de majoration dynamique :

vent normal : $\beta = 1$.

vent extrême : $\left(0,5 + \frac{\theta}{2}\right) . \beta = \left(0,5 + \frac{0,7}{2}\right) . \beta = 0,85 < 1$ on prend 1 pour majoration dynamique.

Les réductions des efforts dans le cas de vent extrême s'obtiennent par majoration directe de (7/4) des efforts "normaux".

_ vent normal $\begin{cases} H_0 = 35,6 \text{ t} . \\ M_0 = 542,92 \text{ t.m} . \end{cases}$ _ Vent extrême $\begin{cases} H_{o_e} = \frac{7}{4} . 35,6 = 62,3 \text{ t} . \\ M_{o_e} = \frac{7}{4} . 542,92 = 950,1 \text{ t.m} . \end{cases}$

b_ Vent transversal :

De la même façon :

_ Vent normal $\begin{cases} H_0 = 49,2 \text{ t} . \\ M_0 = 785,3 \text{ t.m} . \end{cases}$ _ Vent extrême $\begin{cases} H_{o_e} = 86,1 \text{ t} \; , \\ M_{o_e} = 1374,3 \text{ t.m} \; ; \end{cases}$

c. Détermination de l'effort de dérive L : NV 65_8.3.

L'effort de dérive est une action perpendiculaire à l'action du vent, de type vibratoire et ayant lieu pour des vitesses faibles. On a admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s et plus la mise en résonnance diminue et devient quasiment impossible avec l'augmentation de la vitesse du vent. Cette action a été matérialisée par la théorie de Karman qui donne la période des tourbillons comme :

V : vitesse du vent.
d : Largeur du maitre Couple
S : nombre de Strouakl

$$\boxed{T_k = \frac{d}{S . V}}$$ (pour les tubes circulaires).

Si on étend cette formule à notre cas de corps prismatique alors il y a aura résonnance lorsque la période du mode fondamental de l'ouvrage est confondue avec la période T_K des tourbillons de Karman :

$$T_K = \frac{d}{S.V_{cr.}} = T \qquad V_{cr.} = \frac{d}{S.T} \quad : \text{ vitesse critique}$$

a- Vent Longitudinal : $T = 0{,}38$ s.
$d = 18{,}795$ m.

N.B : Le nombre de Strouahl S varie entre 0,25 et 0,30 ; il dépend de la rugosité des surfaces. On prend $S = 0{,}30$ (plus défavorable).

$$V_{cr.} = \frac{d}{S.T} = \frac{18{,}795}{0{,}30 \times 0{,}38} = 164{,}87 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}.$$

b- Vent transversal : $T = 0{,}40$ s.
$d = 20{,}47$ m.

$$V_{cr.} = \frac{d}{S.T} = \frac{20{,}47}{0{,}30 \times 0{,}40} = 170{,}58 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}.$$

Les vitesses critiques Vcr qui aurait pu créer la résonnance sont situées à l'extérieur de la fourchette $0 \div 25$ s ; la mise en résonnance est impossible et le calcul à la résonnance est inutile.

N.B : Généralement seuls les ouvrages de très grande hauteur, donc de période propre importante $\geq 1{,}5$ s, nécessitent un calcul à la résonnance.

N.B : Les forces équivalentes statique de la trainée sont nettement plus faibles (6 fois moins) que celles dûes aux forces équivalentes statiques d'origine sismiques.

D- Détermination de l'effort de portance U.

C'est une action verticale perpendiculaire à la poussée du vent. C'est un effort de soulèvement s'écrivant :

$$U = C_u . \delta . q . S_u \; ;$$

i- Coefficient de portance C_u.
Il s'écrit : $C_u = C_i - C_e$; C_i étant le coefficient de surpression interne sur le plancher terrasse.
Pour une construction fermée (notre cas) et dont les parois ont une perméabilité $\mu \leq 5$, le coefficient de surpression intérieure s'écrit :

$$C_i = +0{,}6 . (1{,}8 - 1{,}3\,\gamma_0).$$
$$C_i = +0{,}6 . (1{,}8 - 1{,}3 \times 1) = +0{,}3. \qquad \text{(NV.65 2,141)}$$

Le coefficient de depression extérieure fonction de L'inclinaison α de La toiture et du Coefficient de Correction γ_0 est pur Le diagramme R. III 6.

$$\left.\begin{array}{l}\alpha = 0° \text{ (plancher terrasse plan)} \\ \gamma_0 = 1\end{array}\right\} \longrightarrow C_e = -0{,}5.$$

D'où Le Coefficient de portance : $C_u = C_i - C_e$
$C_u = 0{,}3 - (-0{,}5) = 0{,}8.$

ii_ Coefficient de dimension δ : (NV.65 III_ 1,244).

$$\left.\begin{array}{l}\text{La plus grande dimension de la toiture est } L = 20{,}47\,m. \\ \text{La hauteur du bâtiment est } H = 28\,m.\end{array}\right\} \longrightarrow \delta = 0{,}725.$$

iii_ Pression du vent q :

La pression de base est $q_{10} = 70$ daN/m²

Pour H = 28 m : $$q_H = q_{10} \cdot \left(2{,}5 \cdot \frac{H+18}{H+60}\right) = 91 \text{ daN/m}^2$$

Pour un site normal : $K_s = 1$.

Donc : $q = K_s \cdot q_H = 91$ daN/m².

iv_ Aire de La toiture terrasse S_u :

Dans notre cas elle est évaluée à $S_u = 297{,}95\,m^2$.

__ L'effort de soulèvement s'écrit :

$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = 0{,}8 \times 0{,}725 \times 91 \times 297{,}95 = 15726$ daN ; pour un vent normal.

Et $U_e = \frac{7}{4} \cdot U = 1{,}75 \cdot U = 1{,}75 \times 15726 = 27520{,}5$ daN.

Verification : Il faut vérifier que Le poids mort du bâtiment ou bien ses charges permanentes G dépassent L'effort de portance soit : $G > U_e$.

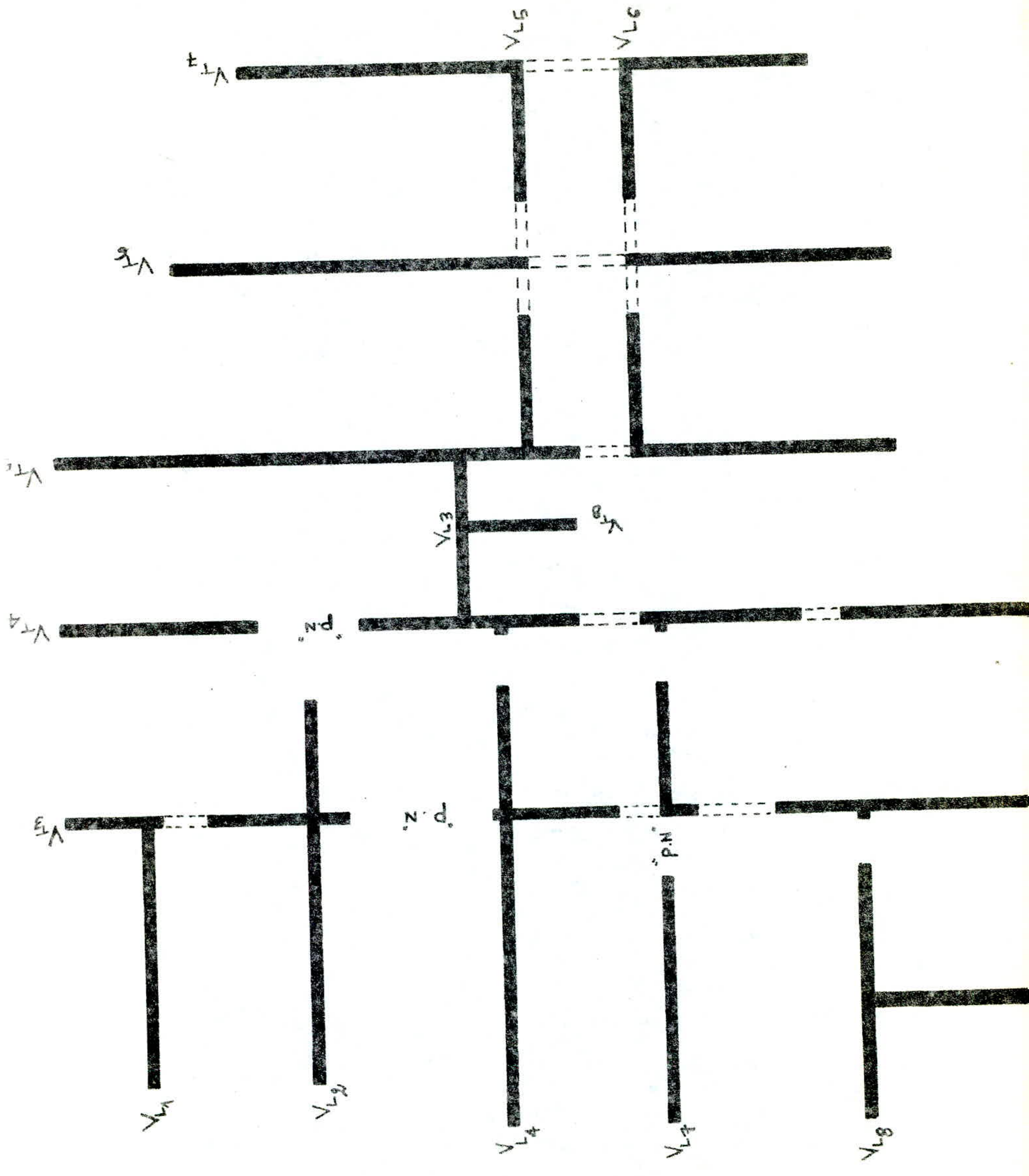
$G = 3904{,}20 \cdot 10^3$ daN $> U_e = 27520{,}5$ daN.

(vérifié).

CHAP : 7

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

2/ Representation des voiles



. Calcul pratique des refends à une file d'ouvertures.

Le cas général déjà étudié montre qu'il existe deux fonctions $\Phi(\alpha, \xi)$ et $\Psi(\alpha, \xi)$ génératrices respectivement des efforts tranchants π dans les linteaux et des moments M dans les trumeaux. Pour le Calcul pratique on remarque qu'il est possible de simplifier les expressions dans certains cas limites tenant compte des caractéristiques géométriques du refend par l'intermédiaire du degré de monolithisme α qui "dans ce cas est inversement proportionnel" à l'augmentation de la largeur des ouvertures.

A_ Effort tranchant:

A chaque niveau ξ il s'écrit : $\pi_\alpha(\xi) = \frac{H_0 m l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$;

avec $\Phi(\alpha, \xi) = 1 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} + \frac{2}{\alpha} \cdot \frac{sh(\alpha\xi)}{ch(\alpha)} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha(1-\xi))}{ch(\alpha)}$; (M. Diver B.23.a).

α	0	10	∞
$\Phi(\alpha, \xi)$	0	$\simeq (1-\xi^2)$	$(1-\xi^2)$

Pratiquement :

$\alpha < 1$: $\pi(\xi) = 0$. : (Grandes Ouvertures).

$\alpha > 10$: $\pi(\xi) = \frac{H_0 m l}{I} (1-\xi^2)$: (Petites Ouvertures).

B_ Moment fléchissant:

A chaque niveau ξ, pour chacun des deux trumeaux il s'écrit:

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2c.m}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right).$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2c.m}{I} \cdot \Psi(\alpha, \xi) \right).$$

avec $\Psi(\alpha, \xi) = \frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3} \cdot \frac{sh(\alpha(1-\xi))}{ch(\alpha)} - \frac{2}{\alpha^2} \cdot \frac{ch(\alpha\xi)}{ch(\alpha)}$; (Diver. B.

α	0	10	∞
$\Psi(\alpha, \xi)$	0	$\simeq \frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3}$	$\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3}$

Pratiquement:

$\alpha < 1$: $M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} \right)$: (Grandes Ouvertures).

$\alpha > 10$: $M_i = 0$; $i = 1; 2$. : (Petites Ouvertures).

C_ Effort normal :

A chaque niveau ξ il s'écrit $N = \Sigma \pi$, dans le cas général.

Pratiquement :

$\alpha < 1$: $N = 0$.

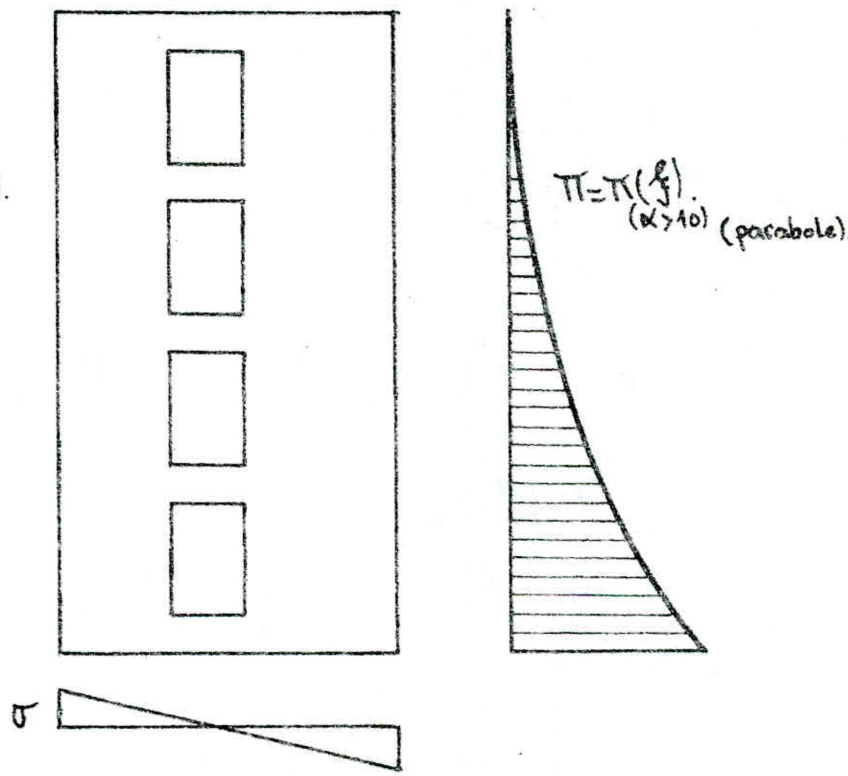
$\alpha > 10$: $N = \dfrac{M}{2c} = \Sigma \pi$.

_ Petites Ouvertures : ($\alpha > 10$)

$\pi(\xi) = H_0 \dfrac{m\ell}{I} \cdot (1 - \xi^2)$.

$N(\xi) = \Sigma \pi = \dfrac{M}{2c}$.

$M_{1,2}(\xi) = 0$.

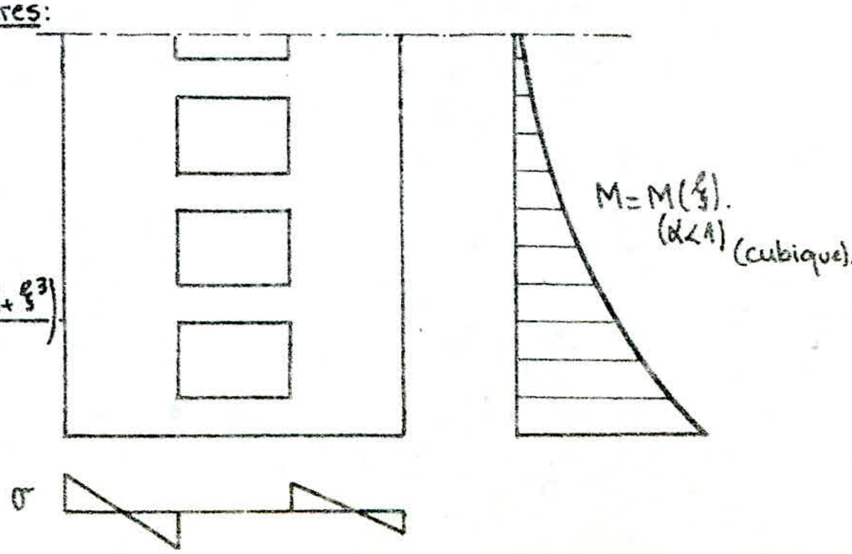


_ Grandes Ouvertures : ($\alpha < 1$)

$\pi(\xi) = 0$.

$N(\xi) = 0$.

$M_{1,2}(\xi) = \dfrac{I_{1,2}}{I_1 + I_2} H_0 z \left(\dfrac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} \right)$



Calcul pratique des refends à plusieurs files d'ouvertures.

Dans ce cas on néglige les déformations dûes à l'effort normal dans les éléments de refends dans le but d'arriver à une expression du degré de monolithisme simple. A partir de la première étude détaillée (refend à une file d'ouvertures) on peut généraliser le problème en décomposant le refend à files multiples d'ouvertures en plusieurs refends à une seule file d'ouverture. Cette approche qui désolidarise partiellement le grand refend conduit à des résultats par défaut relativement aux valeurs réelles.

Degré de monolithisme:

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1+I_2+I_3+\dots)\ell}\cdot\left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3}+\frac{i_2 c_2^2}{a_2^3}+\dots\right).$$

$$\alpha = \omega . Z \ ;$$

Dans notre cas les ouvertures comportent toutes des portes donc la hauteur du linteau reste égale à 70 cm. Pour un même refend à inertie constante on peut écrire:

$$\boxed{\omega^2 = \frac{6.i}{h_e.\sum_1^n I_i}\cdot\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{c_i^2}{a_i^3}\right).}$$ avec: $h_e = \ell$ et $E' = E$.

A. Effort tranchant:

Au niveau ξ pour le linteau d'inertie i_1 : $\quad \pi_1(\xi) = H_o.\ell.\dfrac{i_1.c_1}{2a_1^3\left(\dfrac{i_1.c_1^2}{a_1^3}+\dfrac{i_2 c_2^2}{a_2^3}+\dots\right)}\,\phi(\xi)\ ;$

Dans notre cas $i_1 = i_2 = \dots = i_{n-1}$.

$$\pi_1(\xi) = \left(\frac{i_1 c_1}{a_1^3}\right)\cdot\frac{H_o.h_e}{2\sum_1^{n-1}\left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3}\right)}\cdot\phi(\xi)\ ;$$

On notera: $\quad \dfrac{i_1 c_1}{a_1^3} = K_{\ell_1}$ et $\dfrac{H_o.h_e}{\sum_1^{n-1}\left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3}\right)} = C_\ell$

D'où : $\pi_1(\xi) = K_{\ell_1}.C_\ell.\phi(\xi).$

$\pi_2(\xi) = K_{\ell_2}.C_\ell.\phi(\xi).$ etc...

K_{ℓ_j} : constante du linteau "j" ; C_ℓ : constante du refend.

B. Moment fléchissant :

Au niveau ξ :

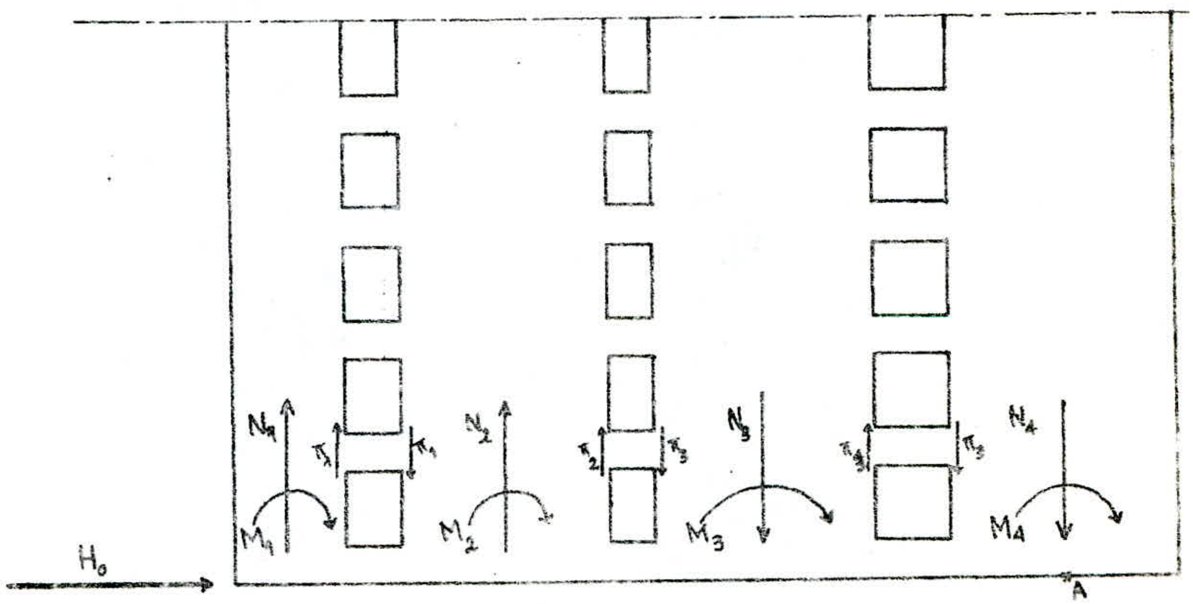
$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + I_3 + \ldots\ldots} H_0 Z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \Psi(\xi) \right).$$

$$M_n(\xi) = \frac{I_n}{\Sigma(I_i)} . H_0 Z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \Psi(\xi) \right).$$

On notera :

$$K_{M_i} = \frac{I_i}{\Sigma(I_i)} H_0 Z ;$$ K_{M_i} : Constante de l'élément de refend (trume

C. Effort normal :



$$N_1 = \Sigma \pi_1 \; ; \quad N_2 = \Sigma \pi_2 - \Sigma \pi_1 \; ; \quad N_3 = \Sigma \pi_3 - \Sigma \pi_2 \; ; \quad N_4 = \Sigma \pi_4 \; .$$

Vérification :

A chaque niveau il faut vérifier que la somme des moments intérieurs reste égale au moment extérieur.
Sur l'exemple de la figure il faut vérifier par rapport au point A.

$$M_{ext}(\xi) = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + N_1(2C_1 + 2C_2 + 2C_3) + N_2(2C_2 + 2C_3) + N_3\, 2C_3$$

N.B. : / Au niveau pour lequel sont représentés, dans ce sens, les efforts M et
on aura $N_3 < 0$.
./ $M_{ext.}(\xi) = H_0 . Z . \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} \right);$

VOILE V_{L1} L = 3,27 m b = 20 cm % 10,71.

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	12,24
8	0,8	39,14
7	0,7	79,07
6	0,6	130,41
5	0,5	191,51
4	0,4	260,71
3	0,3	336,54
2	0,2	419,17
1	0,1	501,10
RDC	0,0	586,65

VOILE V_{L2} L = 7,495 m b = 15 cm % 22,16

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	25,32
8	0,8	80,98
7	0,7	163,61
6	0,6	269,82
5	0,5	396,26
4	0,4	539,55
3	0,3	696,32
2	0,2	863,21
1	0,1	1036,83
RDC	0,0	1213,83

VOILE V_{L3} L = 3,325 m b = 20 cm % 2,476

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	2,83
8	0,8	9,05
7	0,7	18,28
6	0,6	30,15
5	0,5	44,28
4	0,4	60,29
3	0,3	77,80
2	0,2	96,45
1	0,1	115,85
RDC	0,0	135,62

VOILE V_{L4} L = 8,52 m b = 15 cm % 31,13

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	36,28
8	0,8	113,78
7	0,7	229,85
6	0,6	379,08
5	0,5	556,71
4	0,4	758,02
3	0,3	978,28
2	0,2	1212,73
1	0,1	1456,66
RDC	0,0	1705,33

V_{L7} (1) L= 4,695 m b= 15 cm % 5,21

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	5,95
8	0,8	19,04
7	0,7	38,47
6	0,6	63,44
5	0,5	93,16
4	0,4	126,85
3	0,3	163,75
2	0,2	202,99
1	0,1	243,77
RDC	0,0	285,38

V_{L7} (2) L = 2,675 m b= 15cm % 0,96

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	1,10
8	0,8	3,51
7	0,7	7,09
6	0,6	11,69
5	0,5	17,17
4	0,4	23,37
3	0,3	30,17
2	0,2	37,40
1	0,1	44,92
RDC	0,0	52,58

V_{L8} L = 4,845 m b= 15 cm % 5,76

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	6,58
8	0,8	21,05
7	0,7	42,53
6	0,6	70,13
5	0,5	103,00
4	0,4	140,24
3	0,3	180,99
2	0,2	224,37
1	0,1	269,50
RDC	0,0	315,51

V_{T1} L = 3,465 m b= 20 cm % 0,98

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	1,12
8	0,8	3,58
7	0,7	7,24
6	0,6	11,93
5	0,5	17,52
4	0,4	23,85
3	0,3	30,79
2	0,2	38,16
1	0,1	45,85
RDC	0,0	53,68

VOILE $V_{T4(2)}$ L = 3,73 m b = 20 cm % 0,79

Niv	γ	M
T	1,0	0
9	0,9	0,90
8	0,8	2,89
7	0,7	5,93
6	0,6	9,62
5	0,5	14,13
4	0,4	19,25
3	0,3	24,82
2	0,2	30,77
1	0,1	36,96
RDC	0,0	43,27

VOILE V_{T8} L = 2,3 m b = 15 cm % 0,44

Niv	γ	M
T	1,0	0
9	0,9	0,50
8	0,8	1,61
7	0,7	3,25
6	0,6	5,36
5	0,5	7,87
4	0,4	10,71
3	0,3	13,83
2	0,2	17,14
1	0,1	20,59
RDC	0,0	24,10

Voile $V_{L5} = V_{L6}$ L = 7,65 m   b = 15 cm   %11,72

Niv	ξ	A_ξ	Ψ_ξ	Φ_ξ	$\pi_{(t)}$	$N_{(t)}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	$A_\xi - \frac{2mc}{I}\Psi_\xi$
T	1,0	0	0	0,2128	3,66	3,66	0	0	0
9	0,9	0,0097	0,02	0,2641	4,54	8,20	-3,98	-3,98	-0,0085
8	0,8	0,0373	0,055	0,3667	6,31	14,51	-5,94	-5,94	-0,0127
7	0,7	0,081	0,105	0,50	8,60	23,11	-6,79	-6,79	-0,0145
6	0,6	0,1386	0,155	0,61	10,5	33,61	-1,12	-1,12	-0,0024
5	0,5	0,2083	0,22	0,705	12,13	45,74	3,79	3,79	0,0081
4	0,4	0,288	0,3	0,7705	13,26	59,00	7,07	7,07	0,0151
3	0,3	0,3756	0,37	0,7897	13,59	72,59	18,25	18,25	0,0390
2	0,2	0,4693	0,45	0,7256	12,48	85,07	28,04	28,04	0,0599
1	0,1	0,567	0,52	0,5256	9,04	94,11	43,95	43,95	0,0939
RDC	0,0	0,666	0,55	0,0	0,0	94,11	77,52	77,52	0,1656

* vérification de l'équilibre extérieur à la base:

à la base du voile : $M_1 + M_2 + 2NC = 620,88$ t.m

et

le moment ext = $M_{ext} = 641,97$ t.m

* évaluation de l'erreur relative:

elle est de 3,3% par défaut.

VOILE V_{T3} L: 5,33 m b: 20 cm % 2,97

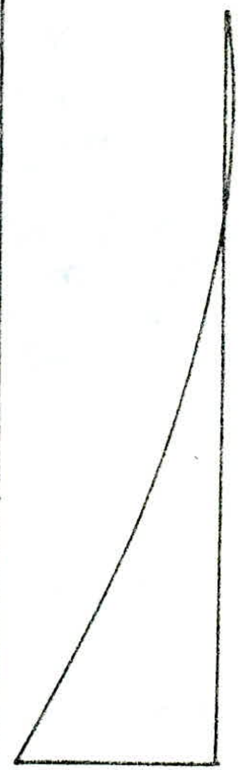
Niv	ξ	$(1-\xi)^2$	Π (t)	N (t)	M (t.m)
T	1,0	0	0	0	0
9	0,9	0,19	1,14	1,04	3,28
8	0,8	0,36	2,16	3,34	10,49
7	0,7	0,51	3,07	6,75	21,19
6	0,6	0,64	3,85	11,13	34,94
5	0,5	0,75	4,51	16,34	51,32
4	0,4	0,84	5,05	22,25	69,88
3	0,3	0,91	5,47	28,72	90,18
2	0,2	0,96	5,77	35,6	111,79
1	0,1	0,99	5,95	42,76	134,28
RDC	0,0	1	6,01	50,06	157,21.

$$\Pi = \frac{H_0 . m . l}{I} (1-\xi^2)$$

$$N = \frac{M}{2c}$$

VOILE V_{T5} L = 16,825 m b = 15 cm % 38,79

Niv	ξ	ψ_ξ	A_ξ	Φ_ξ	π	N	M_1	M_2	$A_\xi - \frac{2mc}{I}\psi_\xi$
10	1,0	0	0	0,18	4,6197	4,62	0	0	0,0
9	0,9	0,02	0,0097	0,24	6,160	10,78	-2,34	-13,46	-0,0051
8	0,8	0,0575	0,0373	0,3667	9,411	20,19	-2,39	-13,72	-0,0052
7	0,7	0,1075	0,081	0,5	12,832	33,02	0,74	4,22	0,0016
6	0,6	0,145	0,1386	0,6333	16,254	49,28	14,52	83,39	0,0316
5	0,5	0,2225	0,2083	0,7267	18,651	67,93	20,21	116,11	0,0440
4	0,4	0,3	0,288	0,8	20,532	88,46	30,55	175,49	0,0665
3	0,3	0,3725	0,3756	0,84	21,558	110,02	46,21	265,47	0,1006
2	0,2	0,46	0,4693	0,8	20,532	130,55	59,58	342,27	0,1297
1	0,1	0,5321	0,567	0,6	15,399	145,95	80,02	459,70	0,1742
RDC	0,0	0,5687	0,666	0	0	145,95	113,05	649,43	0,2461



- <u>verification de l'equilibre exterieur à la base :</u>

  $M_1 + M_2 + 2NC = 2063,26$ t.m

  et

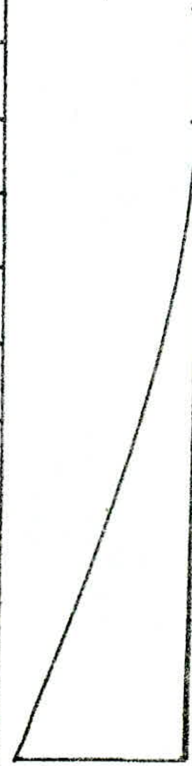
  $M_{ext} = 2124,74$ t.m

- <u>evaluation de l'erreur relative :</u>

  elle est de 2,9% par defaut.

VOILE V_{T6} L = 13,795 m b = 15 cm ‰ 16,98

Niv	ξ	A_ξ	Ψ_ξ	Φ_ξ	π (t)	N (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	$A_\xi - \frac{2wc}{I}\Psi_\xi$
T	1,0	0	0	0,2867	4,08	4,08	0	0	0
9	0,9	0,0097	0,015	0,32	4,56	8,64	-0,91	-2,62	-0,0026
8	0,8	0,0373	0,045	0,398	5,67	14,31	0,17	0,50	0,0005
7	0,7	0,081	0,0825	0,4933	7,02	21,33	4,74	13,7	0,0136
6	0,6	0,1386	0,150	0,58	8,26	29,59	5,61	16,22	0,0161
5	0,5	0,2086	0,215	0,6467	9,21	38,8	11,51	33,25	0,0330
4	0,4	0,288	0,3	0,68	9,68	48,48	14,96	43,23	0,0429
3	0,3	0,3756	0,3605	0,6733	9,58	58,06	28,28	81,72	0,0811
2	0,2	0,4693	0,4225	0,5774	8,22	66,28	43,27	125,04	0,1241
1	0,1	0,567	0,4725	0,3867	5,50	71,78	63,11	182,37	0,1810
RDC	0,0	0,666	0,499	0	0	71,78	90,09	260,36	0,2584



- <u>verification de l'equilibre ext à la base :</u>

$$M_1 + M_2 + 2Nc = 909,08 \text{ t.m}$$

et

$$M_{ext} = 930,09 \text{ t.m}$$

- <u>evaluation de l'erreur relative :</u>
elle est de 2,26% par defaut.

Voile V_{T_3} L = 10,845 m b = 15 cm % 8,73

Niv	ξ	A_ξ	Ψ_ξ	Φ_ξ	π (t)	N (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	$A_\xi - \frac{2mc}{I}\Psi_\xi$
T	1,0	0	0	0,253	2,30	2,3	0	0	0
9	0,9	0,0097	0,025	0,3	2,72	5,02	-1,35	-6,20	-0,0108
8	0,8	0,0373	0,0575	0,3747	3,40	8,42	-1,24	-5,68	-0,0099
7	0,7	0,081	0,10	0,5	4,54	12,96	-0,14	-0,63	-0,0011
6	0,6	0,1386	0,1575	0,6	5,45	18,41	1,16	5,33	0,0093
5	0,5	0,2083	0,2225	0,68	6,17	24,58	3,20	14,68	0,0256
4	0,4	0,288	0,30	0,7333	6,66	33,24	5,21	23,92	0,0417
3	0,3	0,3756	0,365	0,7533	6,84	40,08	9,48	43,54	0,0759
2	0,2	0,4693	0,44	0,6667	6,05	46,13	13,48	61,95	0,1080
1	0,1	0,567	0,4925	0,4533	4,12	50,25	20,3	93,27	0,1626
RDC	0,0	0,666	0,525	0	0	50,25	29,32	134,74	0,2349

* <u>verification de l'equilibre à la base :</u>

$$M_1 + M_2 + 2NC = 481{,}02 \text{ t.m}$$

et

$$M_{ext} = 478{,}19 \text{ t.m}$$

* <u>evaluation de l'erreur relative :</u>

elle est de 0,5% par excès

Voile V_{TA} (t) L = 13,015 m b: 20cm % 26,32

Niv	ξ	A_ξ	Ψ_ξ	Φ_ξ	$(1-\xi^2)$	T_1 (t)	T_2 (t)	$N_1 \uparrow$ (t)	$N_2 \downarrow$ (t)	$N_3 \uparrow$ (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	$A_\xi - \Psi_\xi$
T	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,0097	0,02	0,2267	0,19	3,65	3,11	3,65	-0,54	3,11	-6,88	-3,99	-10,78	-0,0103
8	0,8	0,0373	0,055	0,3667	0,36	6,34	5,49	9,99	-1,39	8,60	-8,48	-4,92	-13,29	-0,0127
7	0,7	0,0810	0,11	0,5	0,51	8,8	7,65	18,79	-2,54	16,25	-19,36	-11,24	-30,36	-0,0290
6	0,6	0,1386	0,1625	0,6333	0,64	11,1	9,64	29,89	-4,00	25,89	-15,96	-9,26	-25,02	-0,0239
5	0,5	0,2086	0,225	0,74	0,75	12,98	11,29	42,87	-5,69	37,18	-10,95	-6,36	-17,17	-0,0164
4	0,4	0,288	0,3	0,82	0,84	14,46	12,58	57,33	-7,57	49,76	-8,01	-4,65	-12,56	-0,0120
3	0,3	0,3756	0,375	0,88	0,91	15,59	13,58	72,92	-9,58	63,34	0,4	0,23	0,63	0,0006
2	0,2	0,4693	0,4625	0,9333	0,96	16,49	14,36	89,41	-11,71	77,7	4,54	2,64	7,12	0,0068
1	0,1	0,567	0,555	0,9667	0,99	17,04	14,83	106,45	-13,92	92,53	8,01	4,65	12,56	0,0120
Rdc	0,0	0,666	0,6196	1,0	1,0	17,43	15,13	123,88	-16,22	107,66	30,98	17,99	48,57	0,0164

	L_1	L_2
m_i	3,4348	3,1328
$K_{\ell i}$	4,15	2,89

	T_1	T_2	T_3
K_{ni}	667,74	387,65	1046,78
I_i	0,8306	0,4822	1,3021

* vérification de l'équilibre à la base :

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2 N_1 C_1 - 2 N_2 C_2 = 1295,975 \text{ t.m}$$

et

$$M_{ext} = 1401,2 \text{ t.m}$$

* evaluation de l'erreur relative :

elle est de 7,5% par defaut

$$c_\ell = \frac{H_0 \cdot \ell}{\sum \left[\frac{(2C_i)^2}{(\ell a_i)^3}\right]} = 4,37$$

Voile V_{T_2} $L = 10,475$ m $b = 20$ cm %o 18,16

Niv	ξ	A_ξ	Ψ_ξ	Φ_ξ	$(1-\xi^2)$	π_1 (t)	π_2 (t)	$N_1 \uparrow$ (t)	$N_2 \downarrow$ (t)	$N_3 \uparrow$ (t)	M_1 (t·m)	M_2 (t·m)	M_3 (t·m)	$A_\xi - \Psi_\xi$
T	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,0097	0,025	0,226	0,19	3,63	3,76	3,63	0,13	3,76	-20,45	-0,03	-1,72	-0,0153
8	0,8	0,0373	0,06	0,366	0,36	6,38	6,54	10,01	0,29	10,30	-30,33	-0,04	-2,55	-0,0227
7	0,7	0,0810	0,11	0,5	0,51	8,89	9,10	18,9	0,5	19,4	-38,75	-0,05	-3,26	-0,0290
6	0,6	0,1386	0,1625	0,673	0,64	11,2	11,46	30,1	0,76	30,86	-31,94	-0,04	-2,68	-0,0239
5	0,5	0,2086	0,225	0,74	0,75	13,12	13,42	43,22	1,06	44,28	-21,92	-0,03	-1,84	-0,0164
4	0,4	0,288	0,30	0,82	0,84	14,62	14,95	57,84	1,39	59,23	-16,04	-0,02	-1,35	-0,0120
3	0,3	0,3756	0,375	0,880	0,91	15,77	16,11	73,61	1,73	75,34	0,80	0,001	0,07	0,0006
2	0,2	0,4693	0,465	0,930	0,96	16,65	17,02	90,26	2,1	92,36	5,75	0,008	0,48	0,0043
1	0,1	0,567	0,555	0,966	0,99	17,23	17,61	107,49	2,48	109,97	16,04	0,02	1,35	0,0120
RDC	0,0	0,666	0,5862	1,0	1,0	17,53	18,02	125,02	2,97	127,99	106,64	0,15	8,96	0,0798

	L_1	L_2
m_i	2,3795	2,1377
K_{li}	2,167	2,55

	T_1	T_2	T_3
K_{mi}	1336,31	1,8692	112,31
I_i	2,5737	0,0036	0,2163

$$C_l = \frac{H_0 . l}{\sum \left[\frac{(2c_i)^2}{(\Sigma a_i)^3}\right]} = 7,33$$

- <u>vérification de l'équilibre à la base:</u>

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1 c_1 - 2N_2 c_2 = 929,27 \text{ t.m}$$

et

$$M_{ext} = 994,73 \text{ t.m}$$

- <u>évaluation de l'erreur relative:</u>

elle est de 6,58% par défaut.

PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

I. Principe de calcul:

. Art 4.3.2.1: La verification de la resistance aux sollicitations normales de flexion composeé les plus defavorables doit être effectueé avec la contrainte admissible beton du premier genre majoreé au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en}

. Art 4.3.2.2: La verification de la resistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectueé avec:

$T = 1{,}4$ fois l'effort tranchant de calcul
$N = 0$
$\bar{\tau}_b = 0{,}12\ \sigma'_{28}$
$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$

II. Disposition des armatures :

. Art 4.3.3.1: Les armatures de la section transversale resistante à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \qquad \text{avec} \quad \tau = \frac{1{,}4\,T}{b \cdot z}$$

$\tilde{\omega}_t$ pourcentage calculé par rapport à la section totale brute du beton, il doit être superieur à la valeur minimale indiqueé ci-dessous:

$$\left.\begin{array}{lll} \bullet & \tau_b \leq 0{,}025\ \sigma'_{28} & \Rightarrow 0{,}15\% \\ \bullet & 0{,}025 \leq \tau_b \leq 0{,}12\ \sigma'_{28} & \Rightarrow 0{,}25\% \end{array}\right\} \text{dans chaque direction}$$

. Art 4.3.3.2: Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue d'un voile est de 0,5%, et il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extremité du voile ou du trumeau la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du beton tendue.

. Art 4.3.3.4: L'espacement des barres verticales doit être inferieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} e \leq 1{,}5\,b \\ \text{ou} \\ e \leq 30\,\text{cm} \end{cases}$$

. Art 4.3.3.5: Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 epingles par m². les barres horizontales doivent être disposeés vers l'exterieur

Art 4.3.3.6 : le diametre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas depasser 1/10 de l'epaisseur du voile

Art 4.3.3.7 : l'espacement des barres doit être reduit de moitié, sur 1/10 de la largeur du voile et ce à chaque extremité du voile.

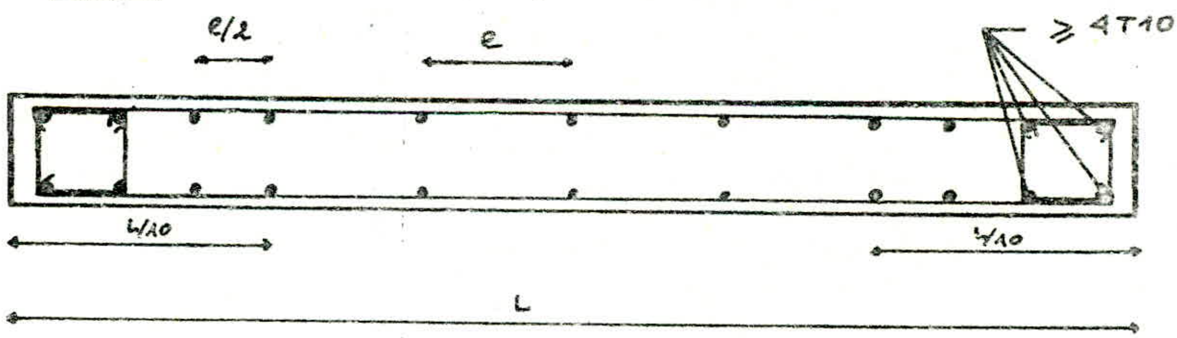
Art. 4.3.3.11 : les longueurs de recouvrement doivent être egales à :

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

Art. 4.3.3.12 : L'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}}$$

figure :



III Ferraillage des voiles:

. les refends seront calculés sous la sollicitation la plus defavorable.

- */ $G+1,2P$
- */ $0,8G-E$
- */ $0,8G+E$
- */ $G+P+E$

La combinaison la plus defavorable est: $G+P+E$ qui donne un éffort normal très important

or le moment à la base de chaque refend est important donc on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la sollicitation $0,8G-E$ car dans ce cas on peut avoir un effort de traction.

d'où la sollicitation est:

$$0,8G-E \Rightarrow \begin{cases} N\ min \\ M\ max \end{cases}$$

. le mode de la sollicitation : flexion composée .

. Verification des contraintes : La verification se fera sous la sollicitation $G+P+E$

on doit verifier : (Methode . P. CHARON)

- pour les sections Partiellements comprimées:

+ $\sigma'_b = K y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$

+ $\sigma'_a = n K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a$ $(n=15)$

+ $\sigma_a = n K (h_t - d - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$ $(n=15)$

- Pour les sections entierements comprimées

* $\sigma'_{b_1} = \dfrac{N'}{B'_o} + \dfrac{M_G . v_1}{I} \leq \bar{\sigma}'_b$

* $\sigma'_{b_2} = \dfrac{N'}{B'_o} - \dfrac{M_G . v_2}{I} \leq \bar{\sigma}'_b$

* $\sigma'_{a_{1,2}} = n \left(\dfrac{N'}{B'_o} \pm \dfrac{M_G}{I} (v - d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$

Voile	Niv	G_i(t)	P_i(t)	$P_i(d)$(t)	G (t)	P (t)	0,8G	E / M	$(0,8G-E)$	$(0,8G+E)$	$(G+P+E)$	$(G+1,2P)$
VOILE V_{L1} L = 5,27 m b = 20 cm	T	10,62	0,64	0,64	10,62	0,64	8,50	0	8,50	8,50	11,26	11,39
	9	11,59	1,91	1,91	22,21	2,55	17,77	12,24	17,77	17,77	24,76	25,27
	8	"	"	1,72	33,8	4,27	27,04	39,14	27,04	27,04	38,07	38,92
	7	"	"	1,53	45,39	5,8	36,31	79,07	36,31	36,31	51,19	52,35
	6	"	"	1,34	56,98	7,14	45,58	130,41	45,58	45,58	64,12	65,55
	5	"	"	1,15	68,57	8,29	54,86	191,51	54,86	54,86	76,86	78,52
	4	"	"	0,95	80,16	9,24	64,13	260,77	64,13	64,13	89,4	91,25
	3	"	"	"	91,75	10,19	73,40	336,54	73,40	73,40	101,94	103,98
	2	"	"	"	103,34	11,14	82,67	417,19	82,67	82,67	114,48	116,71
	1	"	"	"	114,93	12,09	91,94	501,10	91,94	91,94	127,02	129,44
	RDC	7,68	3,03	1,51	122,61	13,6	98,09	586,65	98,09	98,09	136,21	138,93
VOILE V_{L2} L = 7,195 m b = 15 cm	T	24,57	2,70	2,7	24,57	2,7	19,66	0	19,66	19,66	27,27	27,81
	9	22,34	7,1	7,1	46,91	9,8	37,53	25,32	37,53	37,53	56,71	58,67
	8	"	"	6,39	69,25	16,19	55,4	80,98	55,4	55,4	85,44	88,68
	7	"	"	5,68	91,59	21,87	73,27	163,61	73,27	73,27	113,46	117,83
	6	"	"	4,97	113,93	26,84	91,14	269,82	91,14	91,14	140,77	146,14
	5	"	"	4,26	136,27	31,1	109,01	396,26	109,01	109,01	167,37	173,59
	4	"	"	3,55	158,61	34,65	126,89	539,55	126,89	126,89	193,26	200,19
	3	"	"	"	180,95	38,2	144,76	696,32	144,76	144,76	219,15	226,79
	2	"	"	"	203,29	41,75	162,63	863,21	162,63	162,63	245,04	253,39
	1	"	"	"	225,63	45,3	180,50	1036,83	180,50	180,50	270,93	279,99
	RDC	18,8	11,24	5,62	244,43	50,92	195,54	1213,83	195,54	195,54	295,35	305,53

	Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i (d) (t)	G t	P t	E / M	0,8G-E	Gt+Pt+E	Gt+1,2Pt
VOILE VL3 L= 3,325 m b= 20 cm	T	6,35	0,21	0,21	6,35	0,21	0	5,08	6,56	6,60
	9	6,87	0,66	0,66	13,22	0,87	2,83	10,58	14,09	14,26
	8	″	″	0,59	20,09	1,46	9,05	16,07	21,55	21,84
	7	″	″	0,53	26,96	1,99	18,28	21,57	28,95	29,35
	6	″	″	0,46	33,83	2,45	30,15	27,06	36,28	36,77
	5	″	″	0,40	40,7	2,85	44,28	32,56	43,55	44,12
	4	″	″	0,33	47,57	3,18	60,29	38,06	50,75	51,39
	3	″	″	″	54,44	3,51	77,80	43,55	57,95	58,65
	2	″	″	″	61,31	3,84	96,45	49,05	65,15	65,92
	1	″	″	″	68,18	4,17	115,85	54,54	72,35	73,18
	RDC	4,81	1,25	0,62	72,99	4,79	135,62	58,39	77,78	78,02
VOILE VL4 L= 8,52 m b= 15 cm	T	23,20	3,07	3,07	23,20	3,07	0	18,56	26,27	26,88
	9	28,35	6,81	6,81	51,55	9,88	35,28	41,24	61,43	63,41
	8	″	″	6,13	79,9	16,01	113,78	63,92	95,91	99,11
	7	″	″	5,45	108,25	21,46	229,85	86,6	129,71	134,02
	6	″	″	4,77	136,6	26,23	379,08	109,28	162,83	168,08
	5	″	″	4,09	164,95	30,32	556,71	131,96	195,27	201,33
	4	″	″	3,4	193,30	33,72	758,02	154,64	227,02	233,76
	3	″	″	″	221,65	37,12	978,28	177,32	258,77	266,19
	2	″	″	″	250	40,52	1212,73	200	290,52	298,62
	1	″	″	″	278,35	43,92	1456,66	222,68	322,27	331,05
	RDC	23,77	12,94	6,47	302,12	50,39	1705,33	241,70	352,51	362,59

VOILE V_{L7}(1) L = 4,695 m b = 15 cm

Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i(d) (t)	G ↓ (t)	P ↓ (t)	E / M	0,8G - E	G+P+E	G+1,2P
T	16,02	1,82	1,82	16,02	1,82	0	12,82	17,84	18,2
9	14,72	3,71	3,71	30,74	5,53	5,95	24,59	36,27	37,38
8	"	"	3,34	45,46	8,87	19,04	36,37	54,33	56,10
7	"	"	2,97	60,18	11,84	38,47	48,14	72,02	74,39
6	"	"	2,60	74,9	14,44	63,44	59,92	89,34	92,23
5	"	"	2,23	89,62	16,67	93,16	71,70	106,29	109,62
4	"	"	1,85	104,34	18,52	126,85	83,47	122,86	126,56
3	"	"	"	119,06	20,37	163,75	95,25	139,43	143,50
2	"	"	"	133,78	22,22	202,99	107,02	156,00	160,44
1	"	"	"	148,5	24,07	247,77	118,8	172,57	177,38
RDC	11,8	7,06	3,53	160,3	27,6	285,38	128,24	187,9	193,42

VOILE V_{L7}(2) L = 2,675 m b = 15 cm

Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i(d) (t)	G ↓ (t)	P ↓ (t)	E / M	0,8G - E	G+P+E	G+1,2P
T	5,31	0,49	0,49	5,31	0,49	0	4,25	5,8	5,9
9	5,39	1,22	1,22	10,7	1,71	1,10	8,56	12,41	12,75
8	"	"	1,10	16,09	2,81	3,51	12,87	18,9	19,46
7	"	"	0,98	21,48	3,79	7,09	17,18	25,27	26,03
6	"	"	0,85	26,87	4,64	11,69	21,50	31,51	32,44
5	"	"	0,73	32,26	5,37	17,17	25,81	37,63	38,70
4	"	"	0,61	37,65	5,98	23,37	30,12	43,63	44,83
3	"	"	"	43,04	6,59	30,17	34,43	49,63	50,95
2	"	"	"	48,43	7,20	37,40	38,74	55,63	57,07
1	"	"	"	53,82	7,81	44,92	43,06	61,63	63,19
RDC	4,46	2,32	1,16	58,28	8,97	52,58	46,62	67,25	69,04

Voile	Niv	Gi (t)	Pi (t)	Pi (t) (t)	G ↓ (t)	P ↓ (t)	E / M	0,8G-E	G+P+E ↓	G+1,2P ↓
VOILE VL8 L = 4,845 m b = 15 cm	T	11,2	1,63	1,63	11,2	1,63	0	8,96	12,83	13,16
	9	12,56	3,64	3,64	23,76	5,27	6,58	19,01	29,03	30,08
	8	//	//	3,28	36,32	8,55	21,05	6,84	44,87	46,58
	7	//	//	2,91	48,88	11,46	42,53	39,10	60,34	62,63
	6	//	//	2,55	61,44	14,01	70,13	49,15	75,45	78,25
	5	//	//	2,18	74,0	16,19	103,00	59,2	90,19	93,43
	4	//	//	1,82	86,56	18,01	140,24	69,25	104,57	108,17
	3	//	//	//	99,12	19,83	180,99	79,30	118,95	122,92
	2	//	//	//	111,68	21,65	224,37	89,34	133,33	137,66
	1	//	//	//	124,24	23,47	269,50	99,39	147,71	152,40
	RDC	10,70	5,77	2,88	134,94	26,35	315,51	107,95	161,29	166,56
VOILE VT1 L = 3,465 m b = 20 cm	T	8,18	1,00	1,00	8,18	1,00	0	6,54	9,18	9,38
	9	8,30	1,14	1,14	16,48	2,14	1,12	13,18	18,62	19,05
	8	//	//	1,03	24,78	3,17	3,58	19,82	27,95	28,58
	7	//	//	0,91	33,08	4,08	7,24	26,46	37,16	37,98
	6	//	//	0,80	41,38	4,88	11,93	33,10	46,26	47,24
	5	//	//	0,68	49,68	5,56	17,52	39,74	55,24	56,35
	4	//	//	0,57	57,98	6,13	23,85	46,38	64,11	65,34
	3	//	//	//	66,68	6,7	30,79	53,02	72,98	74,72
	2	//	//	//	74,58	7,27	38,16	59,66	81,85	83,30
	1	//	//	//	82,88	7,84	45,85	66,30	90,72	92,29
	RDC	5,81	2,17	1,08	88,69	10,01	53,68	70,95	98,7	101,70

	NIV	Gi (t)	Pi (t)	P'i (t)	G (t)	P (t)	E / M	0,8G - E	G+P+E	G+1,2P
VOILE V_{T4} (2) L = 3,73 m b = 20 cm	T	14,23	1,45	1,45	14,23	1,45	0	11,38	15,68	15,97
	9	13,09	2,95	2,95	27,32	4,4	0,90	21,86	31,72	32,6
	8	//	//	2,65	40,41	7,05	2,89	32,33	47,46	48,87
	7	//	//	2,36	53,5	9,41	5,83	42,8	62,91	64,79
	6	//	//	2,06	66,59	11,47	9,62	53,27	78,06	80,35
	5	//	//	1,77	79,68	13,21	14,13	63,74	92,92	95,57
	4	//	//	1,47	92,77	14,71	19,25	74,22	107,48	110,42
	3	//	//	//	105,86	16,18	24,82	84,69	122,04	125,28
	2	//	//	//	118,95	17,65	30,77	95,12	136,6	140,13
	1	//	//	//	132,04	19,12	36,96	105,63	151,56	154,98
	RDC	10,65	5,36	2,68	142,69	21,8	43,27	114,15	164,49	168,85
VOILE V_{T8} L = 2,3 m b = 15 cm	T	3,02	0,18	0,18	3,02	0,18	0	2,42	3,20	3,24
	9	3,84	0,28	0,28	6,86	0,46	0,50	5,49	7,32	7,41
	8	//	//	0,25	10,7	0,71	1,61	8,56	11,41	11,55
	7	//	//	0,22	14,54	0,93	3,25	11,63	15,47	15,66
	6	//	//	0,20	18,38	1,13	5,36	14,7	19,51	19,74
	5	//	//	0,17	22,22	1,30	7,87	17,78	23,52	23,78
	4	//	//	0,14	26,06	1,44	10,71	20,85	27,50	27,79
	3	//	//	//	29,9	1,58	13,83	23,92	31,48	31,80
	2	//	//	//	33,74	1,72	17,14	26,99	35,46	35,8
	1	//	//	//	37,58	1,86	20,59	30,06	39,44	39,81
	RDC	2,74	0,53	0,26	40,32	2,12	24,10	32,26	42,44	42,86

Voile V_{L3} = Voile V_{L6} L=7,65m b=15cm.

TRUMEAU 1 = TRUMEAU 2 l = 2,70m

Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i(d)(t)	G↓	P↓	0,8G↓	↓G+P↓	+E		↓0,8G-E↑	↓0,8G+E↓	↓G+P+E↓	↓G+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	6,128	0,564	0,56	6,13	0,56	4,90	6,69	5,66	0	1,24	8,56	6,69	6,81
9	5,90	1,41	1,41	12,03	1,97	9,62	14,0	8,20	-3,98	1,42	17,82	22,2	14,39
8	"	"	1,27	17,93	3,24	14,34	21,17	14,51	-5,94	-0,17	28,75	35,68	21,82
7	"	"	1,13	23,83	4,37	19,06	28,2	23,11	-6,79	-9,14	42,17	51,31	29,07
6	"	"	0,99	29,73	5,36	23,78	35,09	33,61	-1,12	-9,83	57,39	68,7	36,16
5	"	"	0,85	35,63	6,21	28,50	41,84	45,74	3,79	-17,24	74,24	87,58	43,08
4	"	"	0,70	41,53	6,91	33,22	48,44	59,00	7,07	-25,78	92,22	107,44	49,82
3	"	"	"	47,43	7,61	37,94	55,04	72,59	18,25	-34,65	110,53	127,63	56,56
2	"	"	"	53,33	8,31	42,66	61,64	85,07	28,04	-42,41	127,73	146,71	63,3[illegible]
1	"	"	"	59,23	9,01	47,38	68,24	94,11	43,95	-46,73	141,49	162,35	70,04
RDC	4,856	2,68	1,34	64,09	10,35	51,27	74,44	94,11	77,52	-42,84	145,38	168,55	76,51

VOILE VT3   L = 5,38 m   b = 20 cm

TRUMEAU 1   l = 2,8 m

Niv	Gi (t)	Pi (t)	Pi(r) (t)	Gc (t)	Pc (t)	0,8 G ↓	G + P ↓	∓ E	0,8G − E ↑	0,8G + E ↓	G+P+E ↓	G+1,2P ↓
						N ↓	N ↓	N	N ↑	N ↓	N ↓	N ↓
T	8,05	0,741	0,741	8,05	0,741	6,44	8,79	0	6,44	6,44	8,79	8,94
9	7,99	1,852	1,852	16,04	2,593	12,83	18,63	1,04	11,79	13,87	19,67	19,15
8	"	"	1,667	24,03	4,26	19,22	28,29	3,34	15,88	22,56	31,63	29,14
7	"	"	1,482	32,02	5,742	25,62	37,76	6,75	18,87	32,37	44,51	38,91
6	"	"	1,296	40,01	7,038	32,01	47,05	11,13	20,88	43,14	58,18	48,46
5	"	"	1,111	48,0	8,149	38,40	56,15	16,34	22,06	54,74	72,49	57,78
4	"	"	0,926	55,99	9,075	44,79	65,07	22,25	22,54	67,04	87,32	66,88
3	"	"	"	63,98	10,001	51,18	73,98	28,72	22,46	79,90	102,7	75,98
2	"	"	"	71,97	10,927	57,55	82,90	35,6	21,98	93,18	118,5	85,08
1	"	"	"	79,96	11,853	63,97	91,81	42,76	21,21	106,73	134,57	94,18
RDC	6,61	3,52	1,76	86,57	13,613	69,26	100,18	50,06	19,20	119,32	150,24	102,91

TRUMEAU 2   l = 1,58 m

Niv	Gi (t)	Pi (t)	Pi(r) (t)	Gc (t)	Pc (t)	0,8 G ↓	G + P ↓	∓ E	0,8G − E ↑	0,8G + E ↓	G+P+E ↓	G+1,2P ↓
						N ↓	N ↓	N	N ↑	N ↓	N ↓	N ↓
T	6,156	0,79	0,79	6,156	0,79	4,92	6,95	0	4,92	4,92	6,95	7,10
9	6,116	1,111	1,111	12,272	1,901	9,82	14,17	1,04	8,78	10,86	15,21	14,55
8	"	"	0,999	18,388	2,9	14,71	21,29	3,34	11,37	18,05	24,63	21,87
7	"	"	0,888	24,504	3,788	19,60	28,29	6,75	12,85	26,35	35,04	29,05
6	"	"	0,777	30,620	4,565	24,50	34,19	11,13	13,37	35,63	42,32	36,11
5	"	"	0,666	36,736	5,231	29,39	41,97	16,34	13,05	45,73	58,31	43,01
4	"	"	0,555	42,852	5,786	34,28	48,64	22,25	12,03	56,53	70,89	49,81
3	"	"	"	48,968	6,341	39,17	55,31	28,72	10,45	67,89	84,03	56,58
2	"	"	"	55,084	6,896	44,07	61,98	35,60	8,47	79,67	97,58	6,47
1	"	"	"	61,2	7,451	48,97	68,65	42,76	6,2	91,72	111,41	70,14
RDC	4,52	2,111	1,056	65,72	8,507	52,58	74,27	50,06	2,52	102,64	124,29	75,93

VOILE V_{T5} L=16,825m b=15cm

TRUMEAU 1 l=5,67m

Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i(d)(t)	ΣG (t)	ΣP (t)	0,8G↓	G+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G+P+E↓	G+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	17,12	2,06	2,06	17,12	2,06	13,7	19,18	4,62	0	9,08	18,32	23,8	19,59
9	16,10	4,43	4,43	33,22	6,49	26,58	39,71	10,78	-2,34	15,80	37,36	50,49	41,01
8	"	"	3,99	49,32	10,48	39,46	59,80	20,19	-2,39	19,27	59,65	79,99	61,90
7	"	"	3,54	65,42	14,02	52,34	79,44	33,02	0,74	19,32	85,36	112,46	82,24
6	"	"	3,10	81,52	17,12	65,22	98,64	49,28	14,52	15,94	114,50	147,92	102,06
5	"	"	2,66	97,62	19,78	78,10	117,40	67,93	20,21	10,17	146,03	185,33	121,36
4	"	"	2,22	113,72	21,99	90,88	135,71	88,46	30,55	2,52	179,44	224,17	140,11
3	"	"	"	129,82	24,21	103,86	154,03	110,02	46,21	-6,16	213,88	264,05	158,87
2	"	"	"	145,92	26,42	116,74	172,34	130,55	59,58	-13,81	247,29	302,89	177,62
1	"	"	"	162,02	28,64	129,62	190,66	145,95	80,02	-16,33	275,57	336,61	196,39
RDC	15,49	6,89	3,45	177,51	32,09	142,01	209,60	145,95	113,05	-3,94	287,96	355,55	216,02

TRUMEAU 2 l=10,155m

Niv	G_i (t)	P_i (t)	P_i(d)(t)	ΣG (t)	ΣP (t)	0,8G↓	G+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G+P+E↓	G+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	25,31	2,91	2,91	25,31	2,91	20,25	28,22	4,62	0	15,63	24,87	32,84	28,80
9	24,43	6,12	6,12	49,74	9,03	39,79	58,77	10,78	-13,46	29,01	50,57	69,55	60,58
8	"	"	5,51	74,17	14,54	59,34	88,71	20,19	-13,72	39,15	79,53	108,90	91,92
7	"	"	4,90	98,60	19,44	78,88	118,04	33,02	4,22	45,86	111,90	151,06	121,93
6	"	"	4,28	123,03	23,72	98,42	146,75	49,28	83,39	49,14	147,70	196,03	151,49
5	"	"	3,67	147,46	27,39	117,97	174,85	67,93	116,11	50,04	185,90	242,78	180,33
4	"	"	3,06	171,89	30,45	137,51	202,34	88,46	175,49	49,05	225,97	290,80	208,43
3	"	"	"	196,32	33,51	157,06	229,83	110,02	265,47	47,04	267,08	339,85	236,53
2	"	"	"	220,75	36,57	176,60	257,32	130,55	342,27	46,05	307,15	387,87	264,63
1	"	"	"	245,18	39,63	196,14	284,81	145,95	459,70	50,19	342,09	430,76	292,74
RDC	21,98	11,0	5,5	267,16	45,13	213,73	312,29	145,95	649,43	67,78	359,68	458,24	321,32

VOILE VT6 L = 13,795 m b = 15 cm

TRUMEAU 1 l = 4,96 m

Niv	Gi (t)	Pi (t)	Pi (d)(t)	↓G (t)	P↓ (t)	0,8G↓	G↓+P↓	±E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G↓+P↓+E↓	G↓+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	14,09	1,582	1,582	14,09	1,582	11,27	15,67	4,08	0	7,19	15,35	19,75	15,99
9	13,43	3,17	3,17	26,86	4,752	21,49	31,61	8,64	−0,91	12,85	30,13	40,25	32,56
8	//	//	2,853	40,29	7,605	32,23	47,90	14,31	0,17	17,92	46,54	62,21	49,42
7	//	//	2,536	53,72	10,141	42,98	63,87	21,33	4,74	21,65	64,31	85,20	65,89
6	//	//	2,219	67,15	12,36	53,72	79,51	29,59	5,61	24,13	83,31	109,10	81,98
5	//	//	1,902	80,58	14,26	64,46	94,84	38,8	11,51	25,66	103,26	133,64	97,69
4	//	//	1,585	94,01	15,847	75,21	109,86	48,48	14,96	26,73	123,69	158,34	113,03
3	//	//	//	107,44	17,432	85,95	124,87	58,06	28,28	27,89	144,01	182,93	128,36
2	//	//	//	120,87	19,017	96,70	139,89	66,28	43,27	30,42	162,98	206,17	143,69
1	//	//	//	134,30	20,602	107,44	154,90	71,78	63,11	35,66	179,22	226,68	159,02
RDC	12,39	5,733	2,867	146,69	23,469	117,35	170,16	71,78	90,09	45,57	189,13	241,94	174,85

TRUMEAU 2 l = 7,065 m

Niv	Gi (t)	Pi (t)	Pi (d)(t)	↓G (t)	P↓ (t)	0,8G↓	G↓+P↓	±E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G↓+P↓+E↓	G+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	21,471	2,508	2,508	21,471	2,508	17,18	23,98	4,08	0	13,11	21,26	28,06	24,48
9	19,196	5,903	5,903	40,667	8,411	32,53	49,08	8,64	−2,62	23,89	41,17	57,72	50,76
8	//	//	5,313	59,863	13,724	47,89	73,89	14,31	0,50	33,58	62,20	87,90	76,33
7	//	//	4,722	79,059	18,446	63,25	97,51	21,33	13,70	41,92	84,58	118,84	102,19
6	//	//	4,132	98,255	22,578	78,60	120,83	29,59	16,22	49,01	108,19	150,42	125,35
5	//	//	3,542	117,451	26,12	93,96	143,57	38,8	33,25	55,16	132,76	182,37	148,81
4	//	//	2,952	136,647	29,072	109,32	165,72	48,48	43,23	60,84	157,80	214,20	171,53
3	//	//	//	155,843	32,024	124,67	187,87	58,06	81,72	66,61	182,73	245,93	194,27
2	//	//	//	175,039	34,976	140,03	210,02	66,28	125,04	73,75	206,31	276,30	217,01
1	//	//	//	194,235	37,928	155,39	232,16	71,78	182,37	83,61	227,17	303,94	239,75
RDC	18,425	9,461	4,731	212,66	42,659	170,13	255,32	71,78	260,36	98,35	241,91	327,10	263,85

VOILE V_{T7}

L = 10,845 m b = 15 cm

TRUMEAU 1 ℓ = 3,41 m

Niv	G_i (t)	P_i (t)	$P_i(d)$ (t)	G↓ (t)	P↓ (t)	0,8G↓	G↓+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G↓+P↓+E↓	G↓+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	7,54	1,08	1,08	7,54	1,08	6,03	8,62	2,3	0	3,73	6,03	10,92	8,84
9	7,32	1,16	1,16	14,86	2,24	11,89	17,1	5,02	−1,35	6,87	16,91	22,12	17,55
8	"	"	1,04	22,18	3,28	17,74	25,46	9,42	−1,24	9,32	26,16	33,88	26,12
7	"	"	0,93	29,5	4,21	23,6	33,71	12,96	−0,14	10,64	36,56	46,67	34,55
6	"	"	0,81	36,82	5,02	29,46	41,84	18,41	1,16	11,05	47,87	60,25	42,84
5	"	"	0,70	44,14	5,72	35,31	49,86	24,58	3,20	10,73	59,89	74,44	51,01
4	"	"	0,58	51,46	6,3	41,17	57,76	33,24	5,21	7,93	74,41	91,0	59,02
3	"	"	"	58,78	6,88	47,02	65,66	40,08	9,48	6,94	87,1	105,74	67,04
2	"	"	"	66,1	7,46	52,88	73,56	46,13	13,48	6,75	99,01	119,69	75,05
1	"	"	"	73,42	8,04	58,74	81,46	50,25	20,3	8,49	108,99	131,71	83,07
RDC	5,23	2,20	1,10	78,65	9,14	62,92	87,79	50,25	29,32	12,67	113,17	138,04	89,62

TRUMEAU 2 ℓ = 5,665 m

Niv	G_i (t)	P_i (t)	$P_i(d)$ (t)	G↓ (t)	P↓ (t)	0,8G↓	G↓+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G↓+P↓+E↓	G↓+1,2P↓
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	12,05	1,70	1,70	12,05	1,70	9,64	13,75	2,3	0	7,34	11,94	16,05	14,09
9	11,12	2,32	2,32	23,17	4,02	18,54	27,19	5,02	−6,20	13,52	23,56	32,21	27,99
8	"	"	2,09	34,29	6,11	27,43	40,4	9,42	−5,68	19,01	35,85	48,82	41,62
7	"	"	1,86	45,41	7,97	36,33	53,38	12,96	−0,63	23,37	49,29	66,34	54,97
6	"	"	1,62	56,53	9,59	45,22	66,12	18,41	5,33	26,81	63,63	84,53	68,04
5	"	"	1,39	67,65	10,98	54,12	78,63	24,58	14,68	29,54	78,70	103,21	80,83
4	"	"	1,16	78,77	12,14	63,01	90,91	33,24	23,92	29,77	96,25	124,15	93,34
3	"	"	"	89,89	13,3	71,91	103,19	40,08	43,54	31,83	111,99	143,27	105,85
2	"	"	"	101,01	14,46	80,81	115,47	46,13	61,95	34,68	126,94	161,60	118,36
1	"	"	"	112,13	15,62	89,70	127,75	50,25	93,27	39,45	139,95	178,00	130,87
RDC	8,97	4,13	2,06	121,10	17,68	96,88	138,78	50,25	137,74	46,63	147,13	189,03	142,32

VOILE VT2 L = 10,175 m b = 20 cm

TRUMEAU 1 l = 5,363 m

Niv	Gi	Pi	Pi(d)	G↓	P↓	↓0,8G N↓	↓G+P↓ N↓	+E N	+E M	↓0,8G−E↑ N↑	↓0,8G+E↓ N↓	↓G+P+E↓ N↓	↓G+1,2P N↓
T	19,14	2,03	2,03	19,14	2,03	15,31	21,17	0	0	15,31	15,31	21,17	21,58
9	18,69	4,15	4,15	37,83	6,18	30,26	44,01	3,63	−20,45	26,63	33,89	47,64	45,25
8	"	"	3,73	59,52	9,91	47,62	69,43	10,01	−30,33	37,61	57,63	79,44	71,41
7	"	"	3,32	75,21	13,23	60,17	88,44	18,9	−38,75	41,27	79,07	107,34	91,09
6	"	"	2,90	93,9	16,13	75,12	110,03	30,1	−31,94	45,02	105,22	140,13	113,26
5	"	"	2,49	112,59	18,62	90,07	131,21	43,22	−21,92	46,85	133,29	174,43	134,93
4	"	"	2,07	131,28	20,69	105,02	151,97	57,84	−16,01	47,18	162,86	209,81	156,11
3	"	"	"	149,97	22,76	119,98	172,73	73,61	0,80	46,37	193,59	246,37	177,26
2	"	"	"	168,66	24,83	134,93	193,49	90,26	5,75	44,67	225,19	283,75	198,46
1	"	"	"	187,36	26,90	149,88	214,25	107,49	16,01	42,39	257,37	321,74	219,63
RDC	15,27	7,88	3,94	202,62	30,84	178,31	233,46	125,02	106,61	53,29	303,33	358,48	239,63

TRUMEAU 2 l = 0,6 m

Niv	Gi	Pi	Pi(d)	G↓	P↓	↓0,8G N↓	↓G+P↓ N↓	+E N	+E M	↓0,8G−E↑ N↑	↓0,8G+E↓ N↓	↓G+P↓+E↓ N↓	↓G+1,2P N↓
T	2,80	0,25	0,25	2,8	0,25	2,24	3,05	0	0	2,24	2,24	3,05	3,1
9	2,53	0,63	0,63	5,33	0,88	4,26	6,21	0,13	−0,03	4,13	4,39	6,34	6,39
8	"	"	0,57	7,86	1,45	6,29	9,31	0,29	−0,04	6,00	6,59	9,6	9,60
7	"	"	0,5	10,39	1,95	8,31	12,34	0,5	−0,05	7,81	8,81	12,84	12,73
6	"	"	0,44	12,92	2,39	10,34	15,31	0,76	−0,04	9,58	11,10	16,07	15,79
5	"	"	0,38	15,45	2,77	12,36	18,22	1,06	−0,03	11,30	13,42	19,28	18,77
4	"	"	0,32	17,98	3,09	14,38	21,07	1,39	−0,02	12,99	15,77	22,46	21,69
3	"	"	"	20,51	3,41	16,41	23,92	1,73	0,001	14,68	18,14	25,65	24,6
2	"	"	"	23,04	3,73	18,43	26,77	2,1	0,008	16,33	20,53	28,87	27,52
1	"	"	"	25,57	4,05	20,46	29,62	2,48	0,02	17,98	22,94	32,10	30,43
RDC	2,00	1,20	0,6	27,57	4,65	22,06	32,22	2,97	0,15	19,09	25,03	35,19	33,15

TRUMEAU 3 l = 2,46 m

Niv	Gi	Pi	Pi(d)	G↓	P↓	↓0,8G N↓	↓G+P↓ N↓	+E N	+E M	↓0,8G−E↑ N↑	↓0,8G+E N↓	G+P+E↓ N↓	↓G+1,2P N↓
T	4,99	0,39	0,39	4,99	0,39	3,99	5,38	0	0	3,99	3,99	5,38	5,46
9	5,64	0,97	0,97	10,63	1,36	8,5	11,99	3,76	−1,72	4,74	12,26	15,75	12,26
8	"	"	0,873	16,27	2,23	13,02	18,5	10,30	−2,55	2,72	23,32	28,8	18,95
7	"	"	0,776	21,91	3,01	17,53	24,92	19,4	−3,26	−1,87	36,93	44,32	25,52
6	"	"	0,679	27,55	3,69	22,04	31,24	30,86	−2,58	−8,82	52,90	62,10	31,98
5	"	"	0,582	33,19	4,27	26,55	37,46	44,28	−1,84	−17,73	70,83	81,74	38,31
4	"	"	0,485	38,83	4,76	31,06	44,07	59,23	−1,35	−28,17	90,29	103,30	44,54
3	"	"	"	44,47	5,24	35,58	49,71	75,34	0,07	−39,76	110,92	125,05	50,76
2	"	"	"	50,11	5,73	40,09	55,84	92,36	0,48	−52,27	132,45	148,20	56,99
1	"	"	"	55,75	6,21	44,6	61,96	109,97	1,35	−65,37	154,57	171,93	63,20
RDC	4,17	1,85	0,925	59,92	7,14	47,94	67,06	127,99	8,96	−80,05	175,93	195,05	68,49

VOILE $V_{Ts}(1)$ — $L = 13,015$ m — $b = 20$ cm

TRUMEAU 1 — $l = 3,68$ m

Niv	Gi	Pi	Pi(U)	G↓	P↓	0,8G↓	G+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G+P+E↓	G+1,2P
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	11,25	1,38	1,38	11,25	1,38	9,0	12,63	0	0	9	9	12,63	12,91
9	11,07	2,17	2,17	22,32	3,55	17,86	25,87	3,65	−6,88	11,21	21,51	29,52	26,58
8	〃	〃	1,95	33,39	5,5	26,71	38,89	9,99	−8,48	16,72	36,6	48,88	39,99
7	〃	〃	1,74	44,46	7,24	35,57	51,70	18,79	−19,36	16,78	54,36	70,49	53,15
6	〃	〃	1,52	55,53	8,76	44,42	64,29	28,89	−15,96	14,53	74,31	94,48	66,04
5	〃	〃	1,30	66,6	10,06	53,28	76,66	42,87	−10,95	10,41	96,15	119,53	78,67
4	〃	〃	1,08	77,67	11,14	62,14	88,81	57,33	−8,01	4,81	119,47	146,14	91,04
3	〃	〃	〃	88,74	12,22	70,99	100,96	72,92	0,4	−1,93	143,91	173,88	103,10
2	〃	〃	〃	99,81	13,3	79,85	113,11	89,41	4,54	−9,56	169,26	202,52	115,77
1	〃	〃	〃	110,88	14,38	88,70	125,26	106,45	8,01	−17,75	195,15	231,71	128,14
RDC	8,54	4,00	2,00	119,42	16,38	95,54	135,80	123,88	30,98	−28,34	219,42	259,68	139,08

TRUMEAU 2 — $l = 3,07$ m

Niv	Gi	Pi	Pi(U)	G↓	P↓	0,8G↓	G+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G+P+E↓	G+1,2P
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	10,62	1,01	1,01	10,62	1,01	8,50	11,63	0	0	8,50	8,50	11,63	11,83
9	11,24	2,89	2,89	21,86	3,9	17,49	25,76	−0,54	−3,99	18,03	16,95	25,22	26,86
8	〃	〃	2,60	33,1	6,5	26,48	39,6	−1,39	−4,92	27,87	25,09	38,21	40,9
7	〃	〃	2,31	44,34	8,81	35,47	53,15	−2,54	−11,24	38,01	32,93	50,61	54,91
6	〃	〃	2,02	55,58	10,83	44,46	66,41	−4,00	−9,26	48,46	40,46	62,41	68,58
5	〃	〃	1,73	66,82	12,56	53,46	79,38	−5,69	−6,36	59,15	47,77	73,69	81,89
4	〃	〃	1,44	78,06	14,0	62,45	92,06	−7,57	−4,65	70,2	54,88	84,49	94,86
3	〃	〃	〃	89,3	15,44	71,44	104,74	−9,58	0,23	81,02	61,86	95,16	107,83
2	〃	〃	〃	100,54	16,88	80,43	117,42	−11,71	2,64	92,14	68,72	105,71	120,81
1	〃	〃	〃	111,78	18,32	89,42	130,10	−13,92	4,65	103,34	75,5	116,18	133,76
RDC	8,89	4,85	2,42	120,67	20,74	96,54	141,41	−16,22	17,99	112,76	80,32	125,19	145,56

TRUMEAU 3 — $l = 4,275$ m

Niv	Gi	Pi	Pi(U)	G↓	P↓	0,8G↓	G+P↓	+E		0,8G−E↑	0,8G+E↓	G+P+E↓	G+1,2P
						N↓	N↓	N	M	N↑	N↓	N↓	N↓
T	8,99	[illegible]	1,07	8,99	1,07	7,19	10,06	0	0	7,19	7,19	10,06	10,27
9	10,42	[illegible]	1,23	19,41	2,3	15,29	21,41	3,11	−10,78	12,18	18,4	24,52	21,87
8	〃		1,11	29,23	3,41	23,38	32,64	8,6	−13,29	14,78	31,98	41,24	33,32
7	〃		0,98	39,35	4,39	31,48	43,79	16,25	−30,36	15,23	47,73	59,99	44,62
6	〃		0,86	49,47	5,25	39,58	54,72	25,89	−25,02	13,69	65,47	80,61	55,77
5		〃	0,74	59,59	5,99	47,67	65,58	37,18	−17,17	10,49	84,85	102,76	66,78
4	〃	〃	0,61	69,71	6,6	55,77	76,31	49,76	−12,56	6,01	105,53	126,07	77,63
3	〃	〃	〃	79,83	7,21	63,86	87,04	63,34	0,63	0,52	127,20	150,38	88,48
2	〃	〃	〃	99,5	7,82	71,96	97,77	77,7	7,12	−6,14	149,26	175,47	99,33
1	〃	〃	〃	100,07	8,02	80,06	108,54	92,53	12,56	−12,47	172,59	201,07	110,23
RDC	6,75	2,34	1,47	106,82	9,6	85,46	116,42	107,66	48,57	−22,2	193,12	224,08	118,34

Distribution des efforts tranchants dans les voiles

$H_0 = 285,26$ t

Sens	voiles	%	N: RDC T: (t)
VOILES TRANSVERSAUX	V_{T1}	0,98	2,8
	V_{T2}	18,16	51,803
	V_{T3}	2,87	8,19
	$V_{T4(1)}$	26,32	75,08
	$V_{T4(2)}$	0,79	2,25
	V_{T5}	38,79	110,65
	V_{T6}	16,98	48,437
	V_{T7}	8,73	23,876
	V_{T8}	0,44	1,26
VOILES LONGITUDINAUX	V_{L1}	10,71	30,55
	V_{L2}	22,16	63,214
	V_{L3}	2,476	7,06
	V_{L4}	31,13	88,80
	V_{L5}	11,72	33,432
	V_{L6}	11,72	33,432
	$V_{L7(1)}$	5,21	14,86
	$V_{L7(2)}$	0,96	2,74
	V_{L8}	5,76	16,43

A/ VOILE V_{T_2} : a/ Trumeau 1

La sollicitation 0,8G − E nous donne | $N_{min} = 53,29\,t$; $M_{max} = 106,64\,t.m$

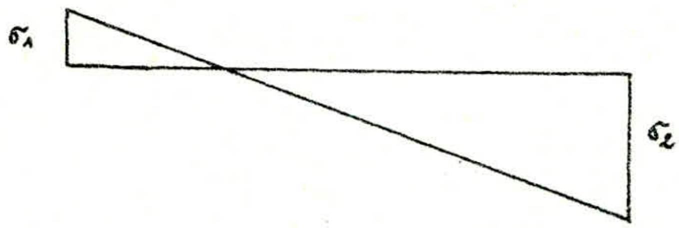
1/ calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = \frac{53,29\,10^3}{20 \times 536,5} - \frac{106,64\,10^5 \times 6}{20 \times (536,5)^2} = -6,14\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \quad '' \quad + \quad '' \quad = 16,08\ kg/cm^2$$

donc section partiellement comprimée.

2/ diagramme des contraintes



3/ Longueur de la zone tendue :

$$y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l = \frac{6,14}{6,14 + 16,08} \times 5,365 = 1,48\,m.$$

4/ Calcul de la force moyenne de la zone tendue :

$$F = \sigma_1 \times \frac{2}{3}\, y \times b = 6,14 \cdot 2/3 \cdot 148 \times 20 = 12116,27\ kg.$$

on applique, alors, cette force dans le potelet et on trouve la section d'aciers :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 2,88\,cm^2$$

le ferraillage minimum dans le potelet donne une section qui est :

$$A_{min} = 1/100 \cdot 30 \times 20 = 6\,cm^2$$

on constate que $A_{min} > A_{cal}$ donc on adoptera pour le potelet qui est appelé zone 1 . 4T14.

donc on aura de part et d'autre du trumeau :

zone 1 = zone 1' $\quad A = 4T14$

5/ pour la zone 2 qui n'est rien d'autre que la partie courante le ferraillage se fait comme suit :

on calcule :

$$\tau_b = \frac{1{,}4\,T}{b.z} \quad \text{avec} \quad T = 26{,}53\ t$$

$b = 20\ cm$

$z = \frac{7}{8}(h_t - d) = \frac{7}{8}(536{,}5 - 25)$

d'où $\tau_b = \dfrac{1{,}4 \cdot 26{,}53 \cdot 10^3}{20 \times \frac{7}{8}(536{,}5 - 25)} = 4{,}14\ kg/cm^2$

on a $\tau_b < 6{,}75\ kg/cm^2 = 0{,}025\,\sigma'_{28}$ donc on prendra 0,15% dans chaque direction.

$$A = 0{,}15 \times 20 = 3\ cm^2 \Rightarrow 5T10 \text{ par metre par face}$$

on adoptera pour la zone 2 5T10 par metre par face. avec un espacement e = 20 cm ce dernier sera reduit de moitié à 1/10 à partir de chaque extremité du trumeau.

6/ verification des contraintes:

on verifiera nos contraintes sous G+P+E avec $N' = 358{,}48\ t$ et $M = 106{,}64\ t.m$.

on a $A = A' = 6{,}16\ cm^2$ $\quad d = d' = 25\ cm \quad b = 20\ cm \quad h_t = 536{,}5\ cm$

$y_1 = y_2 + c$ et $c = \dfrac{h_t}{2} - \dfrac{M}{N}$

on a $e_0 = \dfrac{M}{N'} = 29{,}75\ cm < e_1 = \dfrac{h_t}{6} = 89{,}42\ cm \Rightarrow$ S.E.C.

d'où on doit calculer σ'_{b_1} et σ'_{b_2}

6.1/ $\bar{\sigma}'_b = 1{,}5\,\sigma'_{b0}\,(1 + e_0/3e_1) = 1{,}5 \cdot 68{,}5\,(1 + 29{,}75/3 \cdot 89{,}42) = 114{,}145\ kg/cm^2$.

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

6.2/ $v_1 = v_2 = h_t/2 = 268{,}25\ cm$. $\quad \omega'_1 = \omega'_2 = \omega = \dfrac{A}{b.h_t} = 6\ 10^{-4}$

$d' = \delta h_t \Rightarrow \delta = \dfrac{d'}{h_t} = 0{,}028$

$B'_0 = b.h_t\,(1 + 30 \times \omega) = 10923{,}14\ cm^2$

$I = \dfrac{b h_t^3}{12} + 30 \cdot \omega \cdot b.h_t \left(\dfrac{h_t}{2} - \delta h_t\right)^2 = 257.418.912\ cm^4$

6.3/

$$\sigma'_b = \frac{358{,}48\,10^3}{10923{,}14} \pm \frac{106{,}64\,10^5}{257.418.912} \times 268{,}25 \quad \begin{cases} \sigma'_{b_1} = 43{,}93\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{b_2} = 21{,}71\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$\sigma'_a = 15\left(\frac{N}{B'_0} \pm \frac{M_G}{I}(v - d')\right) \quad \begin{cases} \sigma'_{a_1} = 650\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma'_{a_2} = 335\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \end{cases}$$

b/ TRUMEAU 2

on a 0,8G-E qui nous donne | $N_{min} = 19{,}09$ t. $M_{max} = 0{,}15$ t.m.

1/ calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = \frac{19{,}09\,10^3}{20\times 60} - \frac{0{,}15\,10^5}{20\times 60^2}\times 6 = 14{,}66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \quad '' \quad + \quad '' \quad = 17{,}16 \text{ kg/cm}^2$$

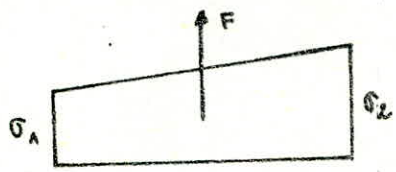
on a une section entierement comprimeé

Le ferraillage de ce trumeau se fera comme le ferraillage d'un poteau et ce du fait que les dimensions de ce trumeau sont reduites (20x60).

d'où on utilisera le ferraillage minimum d'un poteau pour le comparer au ferraillage trouvé:

$$A_{min} = 1/_{100}\cdot b\cdot h_t = 1/_{100}\times 20\times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

2/ calcul de la force.



$$F = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\times l\times b = \frac{14{,}66+17{,}16}{2}\times 60\times 20$$

$F = 19092$ kg.

$$\Rightarrow \quad A = \frac{F}{\bar\sigma_a} = 4{,}546 \text{ cm}^2$$

donc $A_{min} > A_{cal}$ d'où la section à prendre en compte est de:

8T12 avec un espacement $e = 18$ cm.

3/ verification des contraintes

$$G+P+E \Rightarrow \begin{cases} N' = 35{,}19 \text{ t} \\ M = 0{,}15 \text{ t.m} \end{cases}$$ $e_0 = 0{,}426$ cm $< \frac{h_t}{6} = e_1 = 10$ cm S.E.

$\bar\sigma'_b = 104{,}23$ kg/cm² $\quad \bar\sigma'_a = \bar\sigma_a = 4200$ kg/cm²

3.1/ $v'_1 = v'_2 = 30$ cm $\quad \bar\omega'_1 = \bar\omega'_2 = \omega = \frac{A}{b.h_t} = 0{,}0075 \quad \delta = \frac{d'}{h_t} = 0{,}05$

$B'_0 = 1470$ cm² $\quad I = 556.830$ cm⁴

3.2/ $$\sigma'_b = \frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M_G}{I}v' \begin{cases} \sigma'_{b_1} = 24{,}75 \text{ kg/cm}^2 < \bar\sigma'_b \\ \sigma'_{b_2} = 23{,}13 \text{ kg/cm}^2 < \bar\sigma'_b \end{cases}$$

$$\sigma'_a = 15\left(\frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M_G}{I}(v'-d)\right) \begin{cases} \sigma'_{a_1} = 370 \text{ kg/cm}^2 < \bar\sigma'_a \\ \sigma'_{a_2} = 348{,}2 \text{ kg/cm}^2 < \bar\sigma'_a \end{cases}$$

c/ TRUMEAU 3

on a 0,8G - E nous donne | $N_{min} = -80{,}05\,t$
$M_{max} = 8{,}96\,t.m$

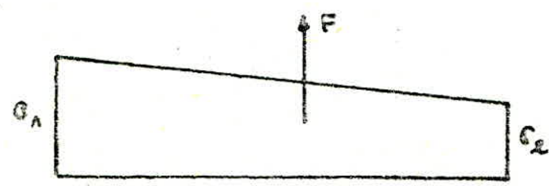
1/ calcul des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = \frac{-80{,}05\,10^3}{20 \times 246} - \frac{8{,}96\,10^5}{20 \times 246^2} \times 6 = -20{,}71\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \quad '' \quad + \quad '' \quad = -11{,}83\ kg/cm^2$$

donc on est dans un cas où la section est entierement tend

2/ calcul de la force : F



$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times l.b = 80048{,}4$$

donc $A = \dfrac{F}{\bar{\sigma}_a} = 19{,}06\,cm^2$

or $A_{min} = 0{,}5/100 \times 20 \times l = 24{,}6\,cm^2$

d'où $A_{min} > A_{cal}$

on disposera alors :

zone 1 = zone 1' : 4T12
et
zone 2 : 20T10

avec un espacement de 20cm qui se reduit de moitie à $l/10$.

3/ verification des contraintes

$$G+P+E \rightarrow \begin{cases} N' = 195{,}05\,t. \\ M = 8{,}96\,t.m \end{cases} \qquad e_0 = 4{,}59\,cm < e_1 = \frac{h_t}{6} = 41\,cm \quad S.E.C$$

3.1/ $\bar{\sigma}'_b = 106{,}58\ kg/cm^2$ $\quad \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200\ kg/cm^2$.

3.2/ $v'_1 = v'_2 = 123\,cm$ $\quad \tilde{\omega}'_1 = \tilde{\omega}'_2 = \omega = \dfrac{A}{b.h_t} = 0{,}0003$ $\quad \delta = \dfrac{d'}{h_t} =$ [illegible]

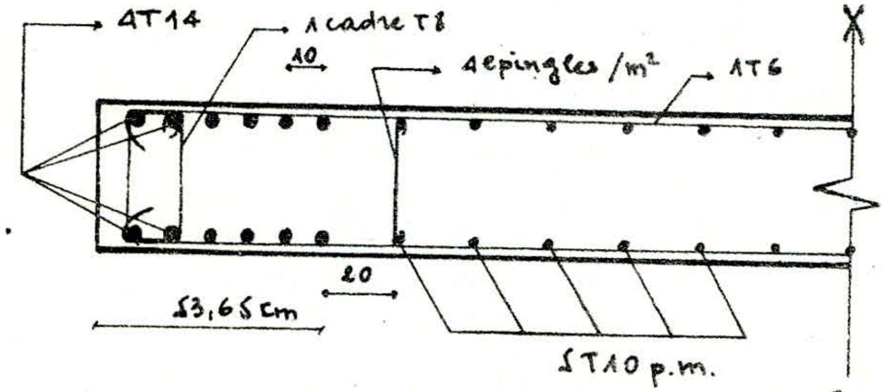
$B'_0 = 5.052{,}84\,cm^2$ $\quad I = 26.439.446{,}45$

3.3/

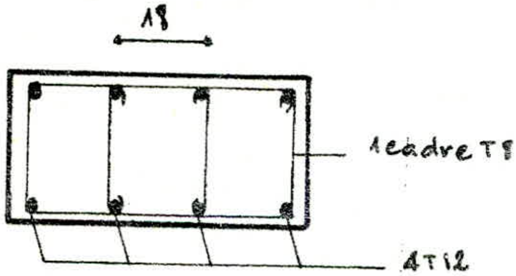
$$\sigma'_b = \frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M_G}{I} v' \begin{cases} \sigma'_{b1} = 42{,}77\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{b2} = 34{,}43\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$\sigma'_a = 15\left(\frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M_G}{I}(v'-d)\right) \begin{cases} \sigma'_{a1} = 635{,}3\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma'_{a2} = 523\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \end{cases}$$

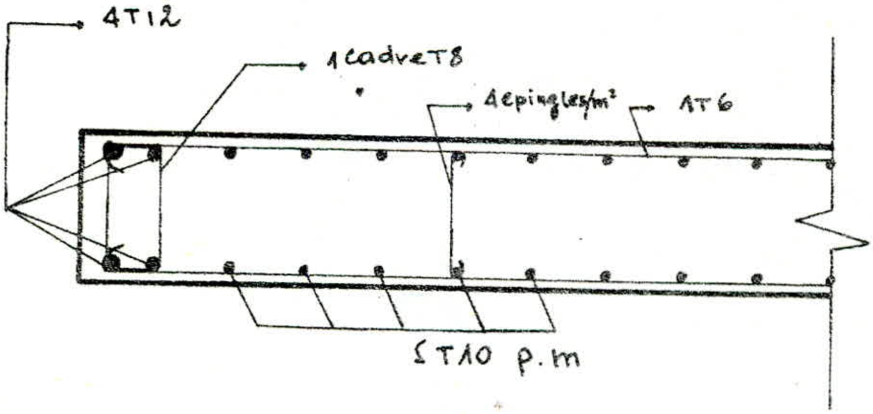
a/ TRUMEAU 1



b/ TRUMEAU 2



c/ TRUMEAU 3.



B/ Voile V_{T1} (voile plein)

ferraillage à la base du voile.

$$08G-E \rightarrow \begin{cases} N_{min} = 70{,}95\,t \\ M_{max} = 53{,}68\,t.m. \end{cases}$$

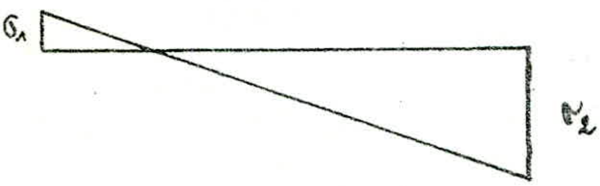
1/ calcul des contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = \frac{70{,}95\,10^3}{20\times 346{,}5} - \frac{53{,}98\,10^5}{20\times(346{,}5)^2}\times 6 = -3{,}17\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \quad '' \quad + \quad '' \quad = 23{,}65\ kg/cm^2$$

$\Rightarrow$ S.P.C.

2/ diagramme des contraintes



3/ Longueur de la zone tendue

$$y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1+\sigma_2}\times l = 0{,}41\,m.$$

4/ calcul de la force moyenne de la zone tendue:

$$F = \sigma_1 \times 2/3 . y . b = 1732{,}93\ kg.$$

- cette force sera appliquée dans le potelet et on trouve une section d'aciers:

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 0{,}42\,cm^2$$

pour $A_{min} = 1/100 \times 30 \times 20 = 6\,cm^2$ donc on disposera 4T14 dans le potelet

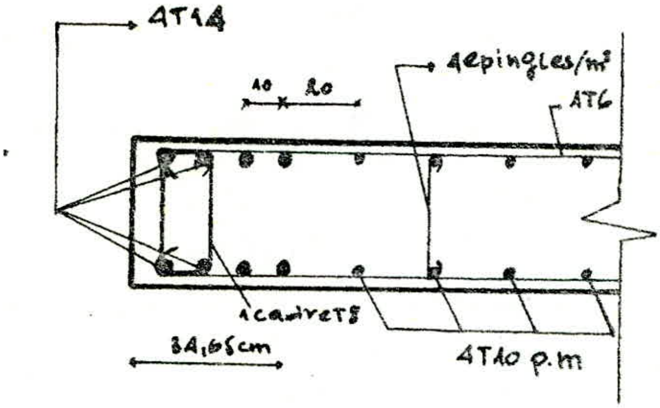
potelet = zone 1 = zone 1' $\rightarrow$ 4T14.

- en zone 2 on procedera de la maniere suivante:

$$\tau_b = \frac{1{,}4T}{b.z} = 0{,}68\ kg/cm^2 < 6{,}75\,kg/cm^2$$

donc on prendra 0,15% dans chaque direction donc $A = 0{,}15 \times 20 = 3\,cm^2$ $\Rightarrow$ 4T10 p.m. et par face

On adoptera alors pour la zone 2 4T10 p.m/f avec un espacement e = 20cm ce dernier sera reduit de moitie à 1/10 et ce à partir de chaque extremité du voile.



5/ Verification des contraintes:

$$G+P+E \rightarrow \begin{cases} N = 98{,}7\,t \\ M = 53{,}68\,t.m \end{cases} \qquad e_o = \frac{M}{N} = 54{,}4\,cm < e_1 = \frac{h_t}{6} = 57{,}75\,cm$$

S.E.C.

5.1/ $\bar{\sigma}'_b = 135{,}01\ kg/cm^2$ $\qquad \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200\,kg/cm^2$

5.2/ $v'_1 = v'_2 = 173{,}25\ cm$ $\qquad \tilde{\omega}'_1 = \tilde{\omega}'_2 = w = \frac{A}{b.h_t} = 0{,}0009$ $\qquad \delta = 0{,}05$

$B'_o = 7117{,}11\,cm^2$ $\qquad I = 73.885.081{,}02\ cm^4$

5.3/

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B'_o} \pm \frac{M_G}{I} . v' \quad \begin{cases} \sigma'_{b_1} = 26{,}46\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{b_2} = 1{,}28\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$\sigma'_a = 15\left(\frac{N'}{B'_o} \pm \frac{M_G}{I}(v'-d)\right) \quad \begin{cases} \sigma'_{a_1} = 377{,}95\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma'_{a_2} = 40\ \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a \end{cases}$$

Tableau resumant le ferraillage des voiles pleins

voiles	refends	$\tilde{\omega}$	nature	A(zone 1 et 1')	A zone 2 chaînes	e (cm)	A adopt (horiz)
V_{L1}		<0	S.P.C	2. 4T14	24T10	20	6T6/m
V_{L2}		//	//	2. 4T12	14T10	20	7T6/m
V_{L3}		//	//	//	16T10	//	6T6/m
V_{L4}		//	//	//	16T10	//	7T6/m
$V_{L7(1)}$		//	//	//	26T10	22	6T6/m
$V_{L7(2)}$		//	//	//	14T10	//	//
V_{E8}		//	//	//	26T10	//	//
V_{T1}		//	//	//	24T8	//	//
$V_{T1(2)}$		//	S.E.C	//	28T10	20	//
V_{T8}		//	//	//	18T10	//	//

Tableau resumant le ferraillage des voiles à une file d'ouverture.

V_{L5} = V_{L6}	I		SPC	//	20T10	22	//
	II		//	//	//	//	//
V_{T3}	I		SEC	//	28T10	18	//
	II		//	//	22T10	//	//
V_{T5}	I		S.P.C	//	24T10	20	7T6/m
	II		//	//	18T10	//	//
V_{T6}	I		//	//	30T10	//	6T6/m
	II		//	//	32T10	//	//
V_{T7}	I		//	//	18T10	//	//
	II		//	//	30T10	//	//

Tableau resumant le ferraillage des voiles à deux files d'ouvertures

voiles	refends	$\tilde{\omega}$	nature	A (zone 1 et 1')	A (zone 2)	e (cm)	A adopt (horiz)
V_{T_2}	I	< 0	S.P.C	2. 4T14	36T10	20	6T6/m
	II	"	S.E.C	2. 4T12	—	18	—
	III	"	S.E.T	"	20T10	20	6T6/m
$V_{TA_{(A)}}$	I	"	S.P.C	"	24T10	22	"
	II	"	S.E.C	"	30T10	18	"
	III	"	S.P.C	"	34T10	22	"

PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX FERRAILLAGE DES LINTEAUX

"RPA 81"

Art. 4.3.2.4:

- Les linteaux doivent être conçu de façon à eviter leur rupture fragile. Ils doivent être capable de prendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens d'action peuvent alterez.

Art. 4.3.2.5:

- La verification de la resistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus defavorables doit être effectuée avec :

  - T = 1,4 fois l'effort tranchant de calcul
  - M calculé à partir de la valeur çi dessus de T
  - $\overline{\tau}_b = 0{,}12 \cdot \sigma'_{28}$
  - $\sigma'_b = 0{,}75 \cdot \sigma'_{28}$
  - $\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$

Art. 4.3.3.1:

- Les armatures de la section transversale resistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule

$$\overline{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100$$

$$\text{avec } \tau = 1{,}4\,\frac{T}{b.Z}$$

où : τ est la contrainte de cisaillement et σ_{en} est la limite élastique des aciers (en bars). Le pourcentages $\overline{\omega}_t$ (en%) est calculé par rapport à la section totale brute du beton ; il doit être superieur à la valeur minimale indiqueé dans l'article 4.3.3.2.

Art. 4.3.3.2:

- pour $\tau_b \leq 0{,}025\,\sigma'_{28}$: 0,15% } dans chaque
- pour $0{,}025\,\sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0{,}12\,\sigma'_{28}$: 0,25% } direction.

Art. 4.3.3.13:

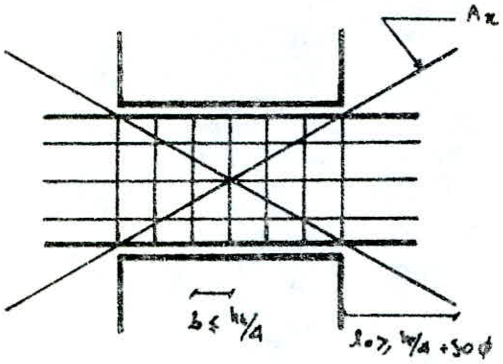
- Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure çi après

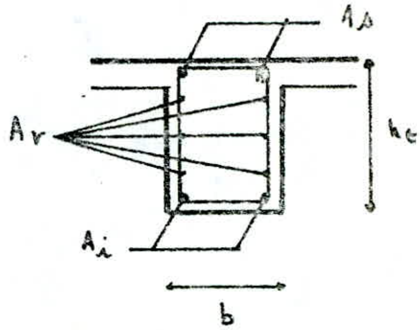
Art. 4.3.3.14:

- Pour $\tau_e \geq 0{,}06\,\sigma'_{28}$, des armatures supplementaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure çi après

- τ_e = contrainte de cisaillement dans le linteau $= 1{,}4\,\frac{T}{b.Z}$

figure :



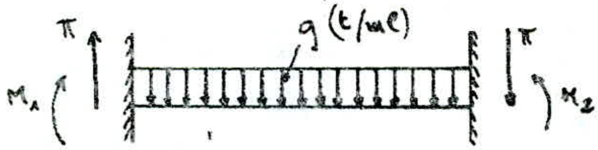


$A_x \geq 0{,}0015\ h_t . b.$
$\text{si } \tau_\ell \geq 0{,}06 f_{c28}$

$A_i, A_s \geq 0{,}0015\ b.h_t$
$A_r \geq 0{,}0020\ b.h_t$
$A_t \geq 0{,}0025\ b.s.$

Methode de calcul :

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à ses deux extremités.



$$M_1 = \pi \frac{l}{2} + q \frac{l^2}{12}$$

$$M_2 = \pi \frac{l}{2} - q\, l^2/12$$

on ferraillera nos linteaux avec $M_{max} = M_1$ et ce du fait que le seisme agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.

Superposition des efforts sollicitant les linteaux des voiles à 1 file d'ouverture.

	Niv	π (t)	$m = \pi . a$ (t.m)	G (kg/m)	P (kg/m)	$0,8G = q_2$ (kg/m)	$G + P = q_1$ (kg/m)	$T = q_1 \frac{l}{2} + \pi$ (t)	$M = -(q_1 \frac{l^2}{12}$
L_{T3} $l = 0,9$ m $h_t = 0,7$ m $b = 20$ cm	T	0	0	1657,78	163,33	1326,22	1821,11	0,8195	0,123
	9	1,14	0,513	1211,11	407,78	968,89	1618,89	1,8685	0,62[illegible]
	8	2,16	0,972	"	"	"	"	2,8885	1,081
	7	3,07	1,382	"	"	"	"	3,7985	1,491
	6	3,85	1,733	"	"	"	"	4,5785	1,842
	5	4,51	2,030	"	"	"	"	5,2385	2,139
	4	5,05	2,273	"	"	"	"	5,7785	2,382
	3	5,47	2,462	"	"	"	"	6,1985	2,571
	2	5,77	2,597	"	"	"	"	6,4985	2,706
	1	5,95	2,678	"	"	"	"	6,6785	2,787
	RDC	6,010	2,705	1025,55	653,33	820,44	1678,89	6,7655	2,818
L_{T5} $l = 1,00$ m $h_t = 0,7$ m $b = 15$ cm	T	4,620	2,31	1808	193	1446,4	2001	5,620	2,477
	9	6,160	3,08	1276	557	1020,8	1833	7,076	3,233
	8	9,411	4,706	"	"	"	"	10,327	4,859
	7	12,832	6,416	"	"	"	"	13,748	6,569
	6	16,254	8,127	"	"	"	"	17,170	8,280
	5	18,651	9,326	"	"	"	"	19,567	9,479
	4	20,532	10,266	"	"	"	"	21,448	10,419
	3	21,558	10,779	"	"	"	"	22,474	10,932
	2	20,532	10,266	"	"	"	"	21,448	10,419
	1	15,399	7,700	"	"	"	"	16,315	7,853
	RDC	0	0	1212	772	969,6	1984	0,992	0,165

	NIV	π (t)	$m = \pi . a$ (t.m)	G (kg/m)	P (kg/m)	$0{,}8\,G = q_s$ (kg/m)	$G + P = q_u$ (kg/m)	$T = q_u \, l/2 + \pi$ (t)	$M = -(q_u \, l^2/12 + m)$ (t.m)
L_{T6} $l = 1{,}77$ m $h_t = 0{,}7$ m $b = 15$ cm	T	4,08	3,611	971,19	88,70	776,95	1059,89	5,018	3,888
	9	4,56	4,036	729,94	220,91	583,95	950,85	5,402	4,284
	8	5,67	5,018	〃	〃	〃	〃	6,512	5,266
	7	7,02	6,213	〃	〃	〃	〃	7,862	6,461
	6	8,26	7,310	〃	〃	〃	〃	9,102	7,558
	5	9,21	8,151	〃	〃	〃	〃	10,052	8,399
	4	9,68	8,567	〃	〃	〃	〃	10,522	8,815
	3	9,58	8,478	〃	〃	〃	〃	10,422	8,726
	2	8,22	7,275	〃	〃	〃	〃	9,062	7,523
	1	5,50	4,868	〃	〃	〃	〃	6,342	5,116
	RDC	0	0	555,36	353,68	444,29	909,04	0,805	0,237
L_{T7} $l = 1{,}77$ m $h_t = 0{,}7$ m $b = 15$ cm	T	2,3	2,035	837,29	44,07	669,83	881,36	3,08	2,265
	9	2,72	2,407	936,73	110,73	749,38	1047,46	3,647	2,680
	8	3,40	3,009	〃	〃	〃	〃	4,327	3,282
	7	4,54	4,018	〃	〃	〃	〃	5,467	4,291
	6	5,45	4,823	〃	〃	〃	〃	6,377	5,096
	5	6,17	5,460	〃	〃	〃	〃	7,097	5,733
	4	6,66	5,894	〃	〃	〃	〃	7,587	6,167
	3	6,84	6,053	〃	〃	〃	〃	7,767	6,330
	2	6,05	5,354	〃	〃	〃	〃	6,977	5,627
	1	4,12	3,646	〃	〃	〃	〃	5,047	3,919
	RDC	0	0	498,30	176,84	398,64	675,14	0,598	0,176

$L_5 = L_6$ $\quad l = 2,25\ m$ $\quad h_t = 0,7\ m$ $\quad b = 15\ cm$

Niv	π (t)	$m = \pi . a$ (t.m)	G (kg/m)	P (kg/m)	$0,8G = q_2$ (kg/m)	$G+P = q_1$ (kg/m)	$T = q_1 \frac{l}{2} + \pi$ (t)	$M = -(q_1 \frac{l^2}{12} + m)$ (t.m)
T	3,66	4,118	774,45	59,77	619,56	834,22	4,599	4,469
9	4,54	5,108	612,23	148,66	489,78	760,89	5,396	5,429
8	6,31	7,099	//	//	//	//	7,166	7,420
7	8,60	9,675	//	//	//	//	9,456	9,996
6	10,5	11,813	//	//	//	//	11,356	12,134
5	12,13	13,646	//	//	//	//	12,986	13,967
4	13,26	14,918	//	//	//	//	14,116	15,239
3	13,59	15,289	//	//	//	//	14,446	15,610
2	12,48	14,040	//	//	//	//	13,336	14,361
1	9,04	10,170	//	//	//	//	9,896	10,491
RDC	0	0	374,45	237,99	299,56	612,44	0,689	0,258

Superposition des efforts sollicitant les linteaux des voiles à 2 files d'ouvertures.

	Niv	π (t)	$m = \pi . a$ (t.m)	G (kg/m)	P (kg/m)	$0,8\,G = q_2$ (kg/m)	$G + P = q_1$ (kg/m)	$T = q_1 \frac{l}{2} + \pi$ (t)	$M = -(q_1 \frac{l^2}{12} + m)$ (t.m)
L_{1T_2} $l = 1,25$ m $h_t = 0,7$ m $b = 20$ cm	T	0	0	1779,0	178,6	1423,2	1957,6	1,224	0,255
	9	3,63	2,269	1292,0	445,6	1033,6	1737,6	4,716	2,495
	8	6,38	3,987	〃	〃	〃	〃	7,466	4,213
	7	8,89	5,556	〃	〃	〃	〃	9,976	5,782
	6	11,2	7,000	〃	〃	〃	〃	12,286	7,226
	5	13,12	8,200	〃	〃	〃	〃	14,206	8,426
	4	14,62	9,137	〃	〃	〃	〃	15,706	9,363
	3	15,77	9,856	〃	〃	〃	〃	16,856	10,082
	2	16,65	10,406	〃	〃	〃	〃	17,736	10,632
	1	17,23	10,769	〃	〃	〃	〃	18,316	10,995
	RDC	17,53	10,956	1120,0	713,6	896	1833,6	18,676	11,195
L_{2T_2} $l = 0,8$ m $h_t = 0,7$ m $b = 20$ cm	T	0	0	1551,25	150,0	1241,0	1701,25	0,681	0,091
	9	3,76	1,504	1142,5	375,0	914,0	1517,5	4,367	1,585
	8	6,54	2,616	〃	〃	〃	〃	7,147	2,697
	7	9,10	3,640	〃	〃	〃	〃	9,707	3,721
	6	11,46	4,584	〃	〃	〃	〃	12,067	4,665
	5	13,42	5,368	〃	〃	〃	〃	14,027	5,449
	4	14,95	5,980	〃	〃	〃	〃	15,557	6,061
	3	16,11	6,444	〃	〃	〃	〃	16,717	6,525
	2	17,02	6,808	〃	〃	〃	〃	17,627	6,889
	1	17,61	7,044	〃	〃	〃	〃	18,217	7,125
	RDC	18,01	7,208	942,5	600,0	754,0	1542,5	18,637	7,290

	Niv	π (t)	$m=\pi.a$ (t.m)	G (kg/m)	P (kg/m)	$0,8G=q_2$ (kg/m)	$G+P=q_1$ (kg/m)	$T=q_1\frac{l}{2}+\pi$ (t)	$M=-(q_1\frac{l^2}{12}+m)$ (t.m)
L_1 $T_{4(1)}$ $l=0,8$ m $h_t=0,7$ m $b=20$ cm	T	0	0	2963,75	326,25	2371,0	3290	1,316	0,175
	9	3,65	1,460	2072,5	890,0	1658,0	2962,5	4,835	1,618
	8	6,34	2,536	″	″	″	″	7,525	2,694
	7	8,80	3,520	″	″	″	″	9,985	3,678
	6	11,10	4,440	″	″	″	″	12,285	4,598
	5	12,98	5,192	″	″	″	″	14,165	5,350
	4	14,46	5,784	″	″	″	″	15,645	5,942
	3	15,59	6,236	″	″	″	″	16,775	6,394
	2	16,49	6,596	″	″	″	″	17,675	6,754
	1	17,04	6,816	″	″	″	″	18,225	6,974
	RDC	17,43	6,972	2048,75	1305,0	1639,0	3353,75	18,772	7,151
L_2 $T_{4(2)}$ $l=1,19$ m $h_t=0,7$ m $b=20$ cm	T	0	0	2142,02	223,5	1713,6	2365,52	1,408	0,279
	9	3,11	1,851	1527,73	633,6	1222,2	2161,3	4,396	2,106
	8	5,49	3,267	″	″	″	″	6,776	3,522
	7	7,65	4,552	″	″	″	″	8,936	4,807
	6	9,64	5,736	″	″	″	″	10,926	5,991
	5	11,29	6,718	″	″	″	″	12,576	6,973
	4	12,58	7,485	″	″	″	″	13,866	7,740
	3	13,58	8,080	″	″	″	″	14,866	8,335
	2	14,36	8,544	″	″	″	″	15,646	8,799
	1	14,83	8,824	″	″	″	″	16,116	9,079
	RDC	15,13	9,002	1399,13	894,99	1119,3	2294,12	16,495	9,272

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

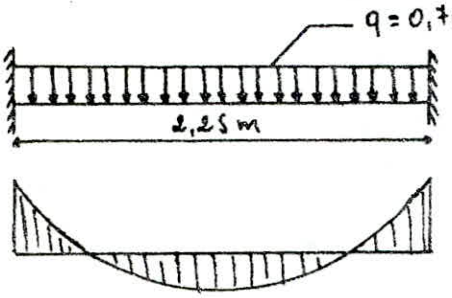
Les linteaux seront étudiés, comme des poutres encastrées à leurs extrémités. Ils seront ferraillés sous les sollicitations les plus defavorables.

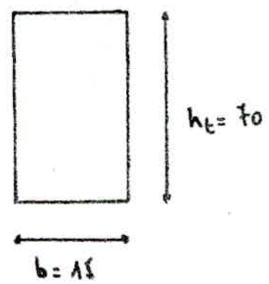
A/ Linteau du voile $V_{L5} = V_{L6}$

on ferraille sous SP2, car les sollicitations du second genre sont superieurs de plus de 50% à celles du premier genre, avec les contraints adm suivantes:

$\bar{\sigma}_b = 8{,}85$ kg/cm² $\bar{\sigma}'_b = 202{,}5$ kg/cm² $\bar{\sigma}_a = 4200$ kg/cm²

Shemas statique:





- charges permanente :
  - plancher = $1{,}341 \times 0{,}528 = 0{,}708^t$
  - poids propre du linteau $= 0{,}15 \times 2{,}25 \times 2{,}5 \times 0{,}7 = 0{,}669^t$

$\Rightarrow G = 1{,}377^t$

- Surcharge :
  - $P = 1{,}341 \times 0{,}25 = 0{,}335^t$

$\Rightarrow G + P = 1{,}712^t \Rightarrow q_1 = 0{,}761$ t/m.

Effort sollicitant le linteau:

- sous G+P on a : ·/ moment en appui $= -2\,m_t = 0{,}321$ t.m

·/ moment en travée $= q_1 \dfrac{l^2}{24} = 0{,}161$ t.m

·/ effort tranchant max $= q_1 \frac{l}{2} = 0{,}856$ t

- sous seisme on a : le seisme provoque un effort tranchant supplementaire egal à T_{max} et un moment $m = \pm T.a$ ($a = l/2$) et ce au niveau 3 :

$T_{max} = 13{,}59^t$ d'où $m = T.a = 15{,}289$ t.m.

a/ calcul des aciers longitudinaux

on a :

$$T = 1{,}4 \times 17{,}215 = 20{,}23^t \qquad h_t = 70 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$M = 1{,}4 \times 15{,}61 = 21{,}85 \text{ t.m} \qquad h = h_t - d$$

le calcul se fera par la methode de Mr P. CHARON

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 21{,}85\ 10^5}{4200 \times 15 \times 67^2} = 0{,}1159 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8667 \\ k = 22{,}5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{22{,}5} = 186{,}67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 202{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

d'où pas d'aciers comprimés

la section d'acier tendus sera : $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 8{,}96 \text{ cm}^2$

on prendra $A_i = A_s = 6\,T14$ ($9{,}24 \text{ cm}^2$)

- Condition de non-fragilité :

on a $A \geq 0{,}69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \times 15 \times 65 \times \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}945 \text{ cm}^2$

on a bien $A_i = A_s = 9{,}24 \text{ cm}^2 > 0{,}945 \text{ cm}^2$

b/ armature de repartition

Le RPA81 prevoit que les armatures de repartition dans les linteaux doivent verifier :

$$A_r \geq 0{,}002\, b \cdot h_t = 0{,}002 \times 15 \times 70 = 2{,}1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_r = 8\,T6 \ (2{,}24 \text{ cm}^2)$$

c/ calcul des aciers transversaux

on a $T_{max} = 20{,}23^t$, on a choisi des cadres et étriers en T8 telle que $A_t = 4T8 = 2{,}01 \text{ cm}^2$ ce qui donne comme espacement :

$$t = \frac{z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} A_t \qquad \text{avec } z = 7/8\, h$$

$\Rightarrow t = 24{,}46$ cm , or le RPA 81 dans l'article 4.3.3.13 concernant la disposition des armatures donne une limite à cet espacement

$$t \leq \frac{h_t}{4} = 17{,}5 \text{ cm.}$$

on prendra $t = 15$ cm

-/ vérification au cisaillement du béton.

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{20{,}23\ 10^3}{15 \times 7/8\, 65} = 23{,}71^t$$

$$\bar{\tau}_b = 0{,}12\ \sigma'_{28} = 0{,}12 \times 270 = 32{,}4 \text{ bars} = 33{,}05 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(RPA 81)}$$

on a bien $\tau_b < \bar{\tau}_b$.

e/ armature d'angle :

on a $A_x \geqslant 0{,}0015.b.h_t$ si $\tau_b \geqslant 0{,}06\ \sigma'_{28}$ art 4.33.13 (RPA81)
les armatures d'angles sont disposés en diagonals suivant toute la longueur du linteau.

on a $\tau_b = 23{,}71 > 0{,}06\ \sigma'_{28} = 16{,}2$ kg/cm²

$$A_x \geqslant 0{,}0015.15.70 = 1{,}575 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x = 4T10 \ (3{,}12 \text{ cm}^2)$$

./ arret des armatures d'angles:

$$l_0 \geqslant \frac{h_t}{4} + 50\phi = 67{,}5 \text{ cm} \Rightarrow l_0 = 68 \text{ cm}.$$

../ longueur de la barre:

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2\times\left(\frac{l_0}{\cos\alpha}\right) = \sqrt{225^2 + 70^2} + 2\times\left(\frac{68}{\cos\alpha}\right)$$

$$\Rightarrow L = 377 \text{ cm}.$$

f/ vérification des contrainte

$$- \omega = 100.\frac{A}{b.h} = 0{,}9477 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8634 \\ k = 21{,}6 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = 4087{,}83 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 194{,}2 \text{ kg/cm}^2 < 202{,}5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(vérifié)}$$

g/ vérification à la fissuration.

on a $\sigma_1 = k \dfrac{n}{\phi} \dfrac{w_f}{1+10w_f}$ $\qquad \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{k \dfrac{n}{\phi}\bar\sigma_b}$ et $\bar w_f = \dfrac{A}{b.d}$

d'où $\sigma_1 = 1{,}5\,10^6 \times \dfrac{1{,}6}{14} \cdot \dfrac{0{,}1232}{1+10\times 0{,}1232} = 9462{,}37$ kg/cm²

$\sigma_2 = 2{,}4 \cdot \sqrt{1{,}5\,10^6 . 1{,}6 \times \dfrac{1}{14} \times 8{,}85} = 2956{,}14$ kg/cm²

$\bar\sigma_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 9462{,}37$ kg/cm² ⇒ pas de risque de fissuration.

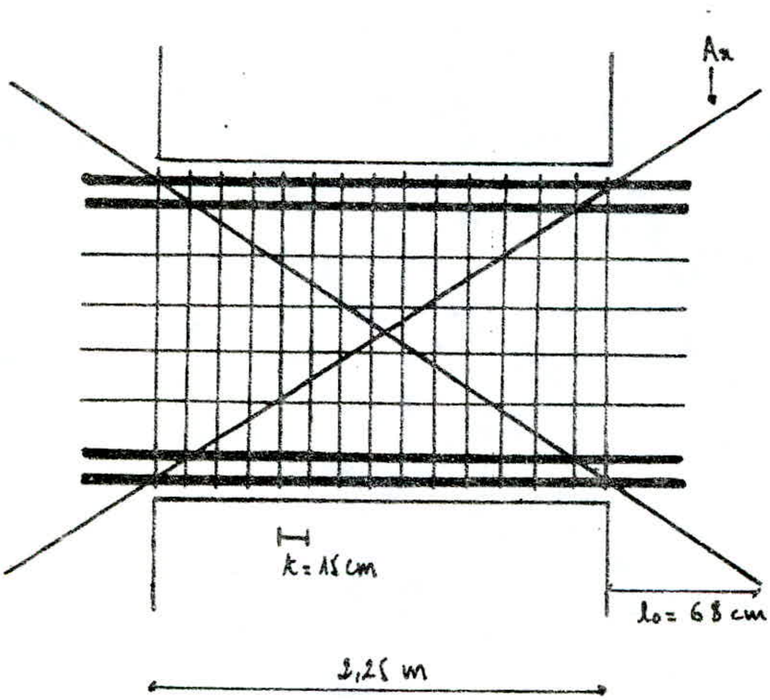
h/ Contrainte d'adhérence adm pour l'entrainement des armatures.

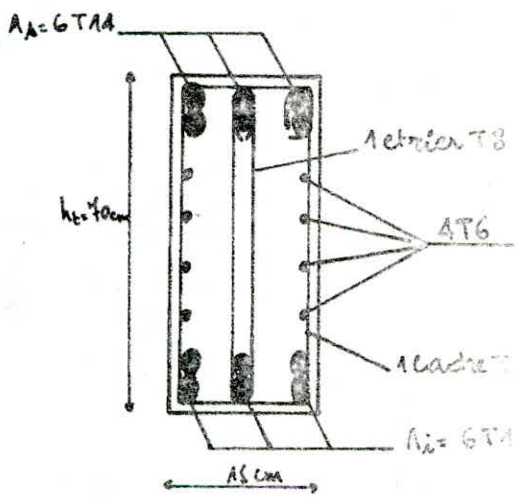
$\bar\tau_d = 2\,\psi_d\,\bar\sigma_b$ $\qquad$ avec $\psi_d = 1{,}5$ (HA)

⇒ $\bar\tau_d = 26{,}6$ kg/cm²

$\tau_d = \dfrac{T}{n.P.z} = \dfrac{20{,}23\;10^3}{6\times 3{,}14 . 1{,}4 \times 7/8\; 65} = 13{,}48$ kg/cm² $< \bar\tau_d$ (vérifié)

i/ Représentation du ferraillage.





B/ Linteau du voile V_{T6}

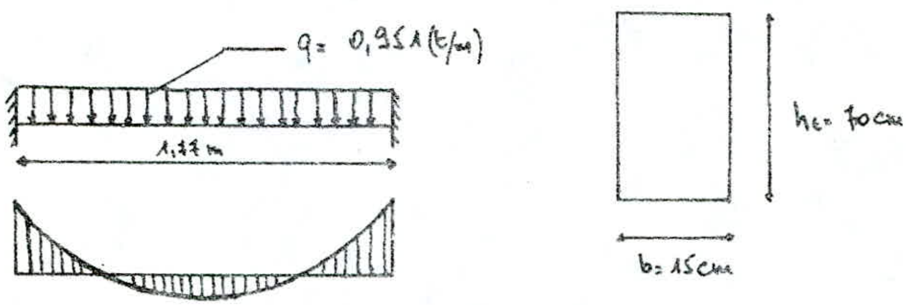
- charges permanentes :
  * plancher = $0,528 \times 1,566 = 0,827^t$
  * poids propre du linteau = $0,15 \times 0,7 \times 2,5 \times 1,77 = 0,465$ t

$\Rightarrow G = 1,292$ t

- Surcharge :
  * $P = 0,25 \times 1,566 = 0,391^t$

$\Rightarrow \quad G + P = 1,683$ t $\Rightarrow q_1 = 0,951$ t/m

- shema statique.



Effort sollicitant le linteau :

- Sous G+P on a :

  ./ moment en appui = $-2m_t = -0,248$ t.m

  ./ moment en travée = $q_1 \frac{l^2}{24} = 0,124$ t.m

  ./ Effort tranchant max : $q_1 l/2 = 0,842$ t.

- le seisme provoque un effort tranchant supplementaire egal à T_{max} et un moment $m = \pm T.a$ $(a = l/2)$ et, le cas niveau 4 :

$T_{max} = 9,68$ t d'ou $m = T.a = 8,567$ t.m

1/ Calcul des aciers longitudinaux :

on a ./ $T = 1,4 \times 10,522 = 14,73$ t $\qquad h_t = 70$ cm

$b = 15$ cm

./ $M = 1,4 \times 8,815 = 12,34$ t.m $\qquad h = h_t - d$

cul se fera par la methode de M. P. CHARON

$$\frac{15M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 . 12{,}31 . 10^5}{4200 \times 15 \times 67^2} = 0{,}0655 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8945 \\ k = 32{,}4 \end{cases}$$

$$= \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{32{,}4} = 129{,}63 \ kg/cm^2 < 202{,}5 \ kg/cm^2$$

nc pas d'aciers comprimés

ection d'aciers tendus sera : $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = 4{,}91 \ cm^2$

rendra alors $A_i = A_s = 6T12 \ (6{,}78 cm^2)$

<u>condition de non-fragilité</u>

$$A \geq 0{,}69 . b . h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}945 \ cm^2 \Rightarrow A_i = A_s = 6{,}78 cm^2 > 0{,}945 cm^2$$

(verifié)

b/ <u>armature de repartition.</u>

RPA81 prevoit que les armatures de repartition dans les linteaux nt verifier :

$$A_r \geq 0{,}002 \ b . h_t = 2{,}1 cm^2$$

$$\Rightarrow A_r = 8T6 \ (2{,}24 cm^2)$$

c/ <u>calcul des aciers transversaux</u>

a $T_{max} = 14{,}73^t$ on a $A_t = 4T8 \ (2{,}01 cm^2)$ (choisit)
i donne comme espacement :

$$t = \frac{z . \bar{\sigma}_{at}}{T} . A_t \quad \text{avec } z = 7/8 \ h . \Rightarrow t = 32{,}6 \ cm$$

d'après l'art. 4.3.3.13 du RPA81 concernant la disposition des ature donne une limite à cet espacement.

$$t \leq \frac{h_t}{4} = 17{,}5 \ cm \qquad \text{on prendre } t = 16 \ cm$$

verification au cisaillement du beton

$$\tau_b = \frac{T}{b . z} = 17{,}27 \ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 0{,}12 \sigma'_{28} = 33{,}05 \ kg/cm^2 \ (RPA81)$$

(verifié)

e/ <u>armature d'angle</u>

on a $A_x \geq 0{,}0015 b . h_t$ si $\tau_b \geq 0{,}06 \sigma'_{28} = 16{,}2 kg/cm^2$.
s armatures sont disposés en diagonale

on a $\tau_b = 17{,}27 \ kg/cm^2 > 16{,}2 \ kg/cm^2$

$\Rightarrow A_x \geq 0{,}015 . 15 . 70 = 1{,}575 cm^2$ d'où $A_x = 4T8 \ (2{,}01 cm^2)$

./ <u>arret des armature d'angle</u> : $l_0 \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = 67{,}5 \ cm$

$\Rightarrow l_0 = 68 \ cm$

../ <u>Longueur de la barre</u> : $L = 337 \ cm$

f/ vérification des contraintes :

$$\omega = 100\,\frac{A}{b.h} = 0{,}6746 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8801 \\ k = 26{,}7 \end{cases}$$

$$-\ \sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = 3181{,}56\ \text{kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_a < 4200\ \text{kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$-\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 119{,}16\ \text{kg/cm}^2 < 202{,}5\ \text{kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

g/ vérification à la fissuration :

on a $\sigma_1 = 9495{,}80\ \text{kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 3192{,}99\ \text{kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 9495{,}80\ \text{kg/cm}^2$ d'où pas de risque de fissuration.

h/ Contrainte d'adhérence adm pour l'entraînement des armatures :

$$\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b \quad (\text{pour des poutre})$$

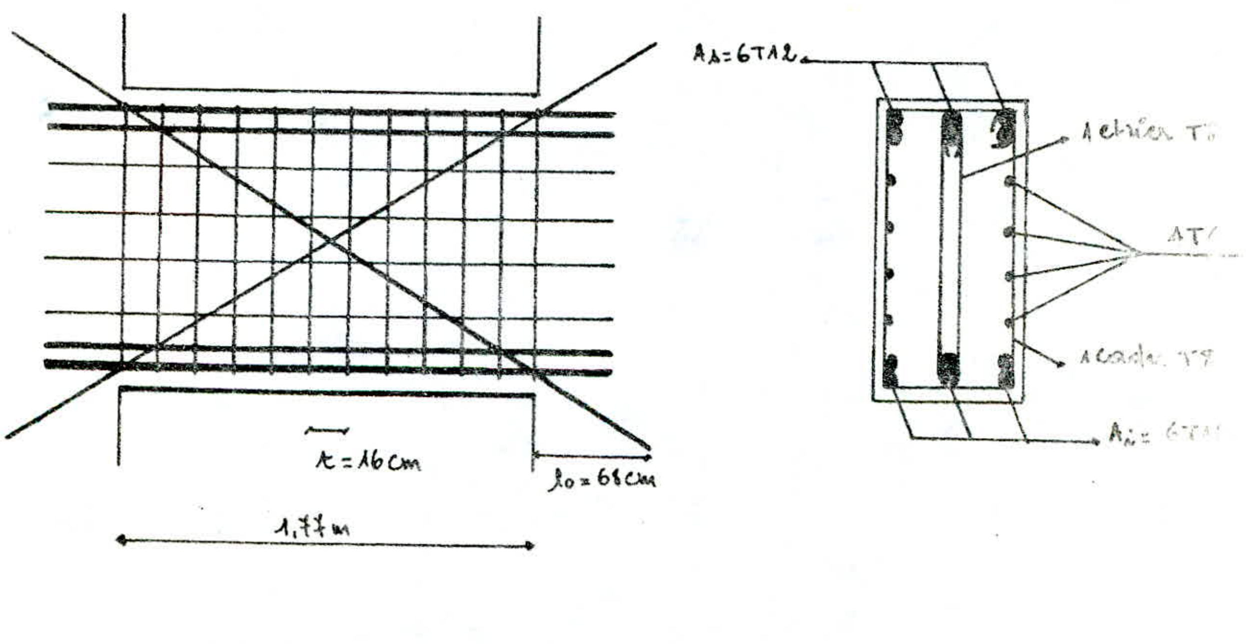
on a

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1{,}5 \times 8{,}85 = 26{,}6\ \text{kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n.P.z} = \frac{11{,}73\ 10^3}{6.\pi.1{,}2 \times 7/8.65} = 11{,}45\ \text{kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 11{,}45\ \text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 26{,}6\ \text{kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

i/ Représentation du ferraillage.



C/ Linteau "1" du voile $V_{T4(1)}$:

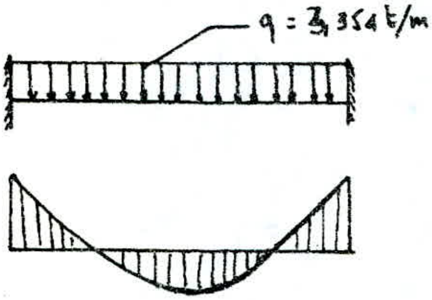
- Charges permanentes:
  - plancher: $0,628 \times 2,61 = 1,639\,t$
  - poids propre du linteau = —

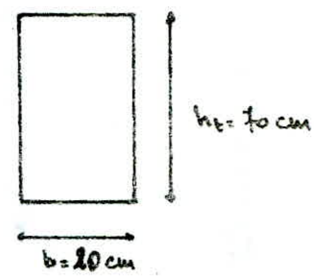
$\Rightarrow G = 1,639\,t$.

- Surcharge:
  - $P = 0,4 \times 2,61 = 1,044$

$\Rightarrow G + P = 2,683 \Rightarrow q_1 = 3,3538\ t/m$.

- Shema statique:





- Effort sollicitant le linteau:

* Sous G+P on a :
  - ./ moment en appui $= -2m_t = -0,179\ t.m$
  - ./ moment en travée $= q_1 \frac{l^2}{24} = 0,089\ t.m$
  - ./ Effort tranchant max $= q_1 \frac{l}{2} = 1,342\ t$

* Le séisme provoque un effort tranchant supplémentaire égal à T_{max} et un moment $m = \pm T.a$ $(a = l/2)$ et ce au niveau RDC:

$T_{max} = 17,43\ t$ d'où $m = T.a = 6,972\ t.m$

a/ calcul des aciers longitudinaux:

on a ./ $T = 1,4 \times 18,772 = 26,28\ t$. $h_t = 70\ cm$

./ $M = 1,4 \times 7,151 = 10,01\ t.m$ $b = 20\ cm$

$h = h_t - d$

Le calcul se fera par la méthode de Mr P. CHARON.

$$\mu = \frac{15M}{\bar\sigma_a . b . h^2} = \frac{15 \cdot 10,01\,10^5}{4200 \times 20 \times 67^2} = 0,0398 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9153 \\ k = 44 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar\sigma_a}{k} = \frac{4200}{44} = 95,45\ kg/cm^2 < 202,5\ kg/cm^2$$

donc pas d'aciers comprimés

-tion d'aciers tendus sera : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3{,}89\ cm^2$

$A_i = A_s = 6T10\ (4{,}68\ cm^2)$.

- Condition de non-fragilité

$A \geq 0{,}69\ b.h.\dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1{,}26\ cm^2$

on a $A_i = A_s = 4{,}68\ cm^2 > 1{,}26\ cm^2$ (vérifié)

b/ armature de répartition.

$A_r \geq 0{,}002\ b.h_t = 2{,}8\ cm^2 \Rightarrow A_r = 10T6\ (2{,}8\ cm^2)$

c/ Calcul des aciers transversaux :

./ on a $T_{max} = 26{,}28\ t$ on a choisit $A_t = 4T8\ (2{,}01\ cm^2)$ dre T8 + 1 etrier T8, ce qui donne comme espacement :

$t = \dfrac{z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot A_t$ avec $z = \frac{7}{8} h \Rightarrow t = 18{,}27\ cm$

on a $t \leq \dfrac{h_t}{4} = 17{,}5\ cm$ art 4.3.3.13 RPA81.

n prendra alors $t = 16\ cm$.

./ vérification au cisaillement du béton :

$\tau_b = \dfrac{T}{b.z} = \dfrac{26{,}28\ 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} 65} = 23{,}10\ kg/cm^2$

d'où $\tau_b < \bar{\tau}_b = 33{,}05\ kg/cm^2$ (vérifié)

d) armature d'angle.

on a $A_x \geq 0{,}0015\ b h_t$ si $\tau_b \geq 0{,}06\ \sigma'_{28} = 16{,}2\ kg/cm^2$ isque $\tau_b = 23{,}1\ kg/cm^2 > 16{,}2\ kg/cm^2$ donc on a besoin mature d'angle donc la section est :

$A_x \geq 0{,}0015 \cdot 20 \cdot 70 = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow A_x = 4T10\ (3{,}12\ cm^2)$

./ arrêt d'armature d'angle.

$l_0 \geq \dfrac{h_t}{4} + 50\phi$ (RPA 81)

$l_0 = 68\ cm$.

./ longueur de la barre :

$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \times \left(\dfrac{l_0}{\cos\alpha}\right) = \sqrt{0{,}8^2 + 0{,}7^2} + 2 \times \left(\dfrac{0{,}68}{\cos\alpha}\right) = 2{,}87\ m.$

f/ vérification des contraintes :

$$w = 100.\frac{A}{b.h} = 0{,}96 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9071 \\ k = 38{,}8 \end{cases}$$

$\Rightarrow$

$$* \ \sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = 3573{,}24 \ kg/cm^2 < 4200 \ kg/cm^2 \ \text{(vérifié)}$$

$$* \ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 92{,}09 \ kg/cm^2 < 202{,}5 \ kg/cm^2 \ \text{(vérifié)}$$

g/ vérification à la fissuration :

on a $\sigma_1 = 7651{,}23 \ kg/cm^2$, $\sigma_2 = 3497{,}75 \ kg/cm^2$

d'où $\bar{\sigma}_e < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 7651{,}23 \ kg/cm^2$ donc pas de risque de fissuration.

h/ Contrainte d'adhérence adm pour l'entraînement des armatures :

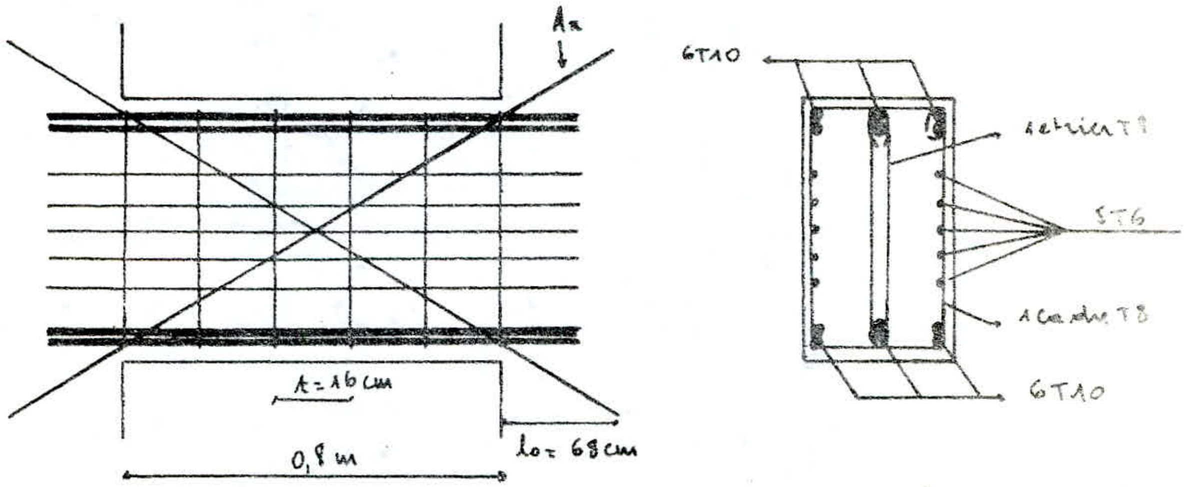
$$\bar{\tau}_d = 2.4 d.\bar{\sigma}_b \quad \text{(poutre)}$$

on a $\bar{\tau}_d = 26{,}6 \ kg/cm^2$

$$\tau_d = \frac{T}{n.P.z} = \frac{26{,}28 \, 10^3}{6 \times \pi.1.7/8.65} = 24{,}5 \ kg/cm^2$$

d'où $\tau_d = 24{,}5 < \bar{\tau}_d = 26{,}6 \ kg/cm^2$

i/ Représentation du ferraillage.



D/ LINTEAU "2" du voile V_{T_2}

nous ferraillons ce linteau de la même manière que le linteau "1" du voile $V_{TA(1)}$ fait précédemment.

E) LINTEAU "1" du voile V_{T2}

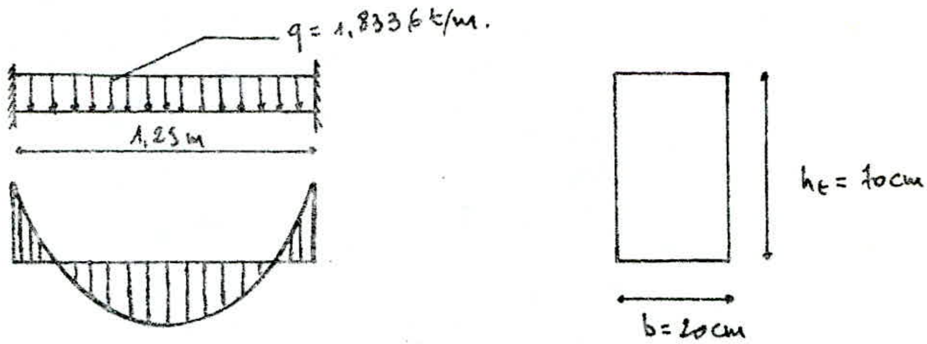
- charges permanentes:
  - plancher = 0,628 × 2,23 = 1,4 t
  - Poids propre du linteau = —

$\Rightarrow G = 1,40$ t

- Surcharge:
  - P = 0,4 × 2,23 = 0,892 t

$\Rightarrow G+P = 2,292$ t $\Rightarrow q_1 = 1,8336$ t/m

- Schema statique:



- Effort sollicitant le linteau.
  - Sous G+P on a:

/ moment en Appui = $-2M_t$ = 0,2388 t.m
/ " " " " travée = $q_1 \frac{\ell^2}{24}$ = 0,119 t.m
/ effort tranchant max = $q_1 \frac{\ell}{2}$ = 1,146 t

- De plus le seisme provoque un effort tranchant supplementaire egal à π_{max} et un moment $m = \pm \pi . a$ $(a = \ell/2)$ et ce au niveau RDC.

$\pi_{max} = 17,53$ t   d'où $m = \pi . a = 10,956$ t.m

a/ calcul des aciers longitudinaux:

on a : / T = 1,4 . 18,676 = 26,15 t h_t = 70 cm
/ M = 1,4 . 11,195 = 15,67 t.m   b = 20 cm
$h = h_t - d$

le calcul se fera par la methode de Mr P. CHARON.

$$\mu = \frac{15 . M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = 0,0623 \rightarrow \begin{cases} t = 0,8967 \\ k = 33,4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 125,75 \text{ kg/cm}^2 < 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

d'où pas d'aciers comprimés.

la section d'aciers tendus sera :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 6,21 \, cm^2$$

$\Rightarrow A_i = A_s = 6T12 \; (6,78 \, cm^2)$

- Condition de non fragilité :

on a $A \geq 0,69 \, b.h \, \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,26 \, cm^2$ et on a $A_i = A_s = 6,78 \, cm^2 > 1,26 \, cm^2$ (vérifié)

b/ armature de répartition.

$A_r \geq 0,002 \, b.h_t = 2,8 \, cm^2 \Rightarrow A_r = 10T6 \; (2,8 \, cm^2)$

c/ calcul des aciers transversaux :

/ on a $T_{max} = 26,15 \, t$ on a choisit $A_t = 4T8$ (2,01 cm²)
1 cadre + 1 étrier T8 ce qui donne comme espacement :

$$t = \frac{z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot A_t \quad \text{avec } z = 7/8 \, h \Rightarrow t = 18,36 \, cm$$

or on a $t \leq \frac{h_t}{4} = 17,5 \, cm$ art. 4.3.3.13 RPA 81

on prendra alors $t = 14 \, cm$.

-/ vérification au cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 22,99 \, kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 33,05 \, kg/cm^2 \; (RPA\,81)$$

d) armature d'angle.

on a $A_x \geq 0,0015 \, b.h_t$ si $\tau_b \geq 0,06 \, \sigma'_{28} = 16,2 \, kg/cm^2$ (RPA)
or $\tau_b = 22,99 > 16,2 \, kg/cm^2$ donc il faut mettre des armatures d'angles dont la section est :

$A_x \geq 0,0015 \cdot 20 \cdot 70 = 2,1 \, cm^2 \Rightarrow A_x = 4T10 \; (3,12 \, cm^2)$

-/ arrêt d'armature d'angle.

$l_0 \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi$ (RPA81) $\Rightarrow l_0 = 68 \, cm$

-/ longueur de la barre :

$$L = \sqrt{125^2 + 70^2} + 2 \times \left(\frac{68}{\cos \alpha}\right) = 300 \, cm$$

e/ vérification des contraintes :

$$\omega = 100.\frac{A}{b.h} = 0{,}522 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8915 \\ k = 31{,}1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow * \sigma_a = \frac{M}{A \times \varepsilon . h} = 3988{,}45 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$* \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 135{,}1 \text{ kg/cm}^2 < 202{,}5 \text{ kg/cm}^2 .$$

f/ vérification à la fissuration.

on a $\sigma_1 = 8081{,}05$ kg/cm², $\sigma_2 = 3192{,}99$ kg/cm²

d'où $\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 8081{,}05$ kg/cm²

donc pas de risque de fissuration.

g/ contrainte d'adhérence adm pour l'entraînement des armatures

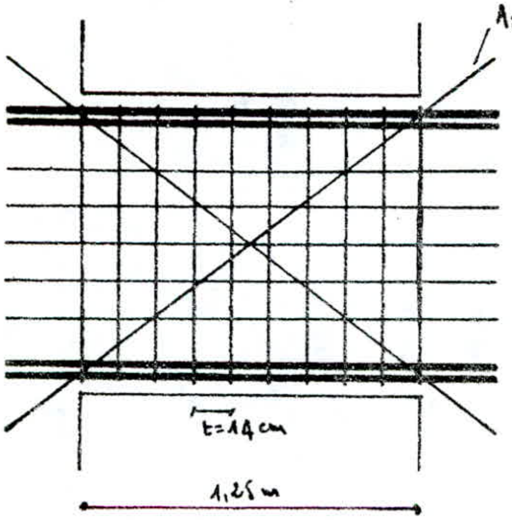
$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b \text{ (poutre)}$$

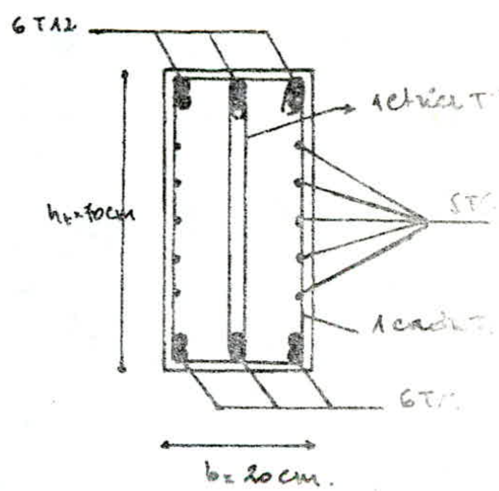
on a $\bar{\tau}_d = 2 \times 1{,}5 \times 8{,}85 = 26{,}6$ kg/cm²

$$\tau_d = \frac{T}{n.p.z} = \frac{23.10^3}{6.\pi.1{,}2 \times \frac{7}{8} 65} = 17{,}88 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\tau_d = 17{,}88$ kg/cm² $< \bar{\tau}_d = 26{,}6$ kg/cm².

h/ représentation du ferraillage :





F/ LINTEAU "2" du voile $V_{T4(1)}$: $l = 1{,}19$ m $b = 20$ cm.

nous ferraillons ce linteau de la même manière que le linteau (1) du voile V_{T2}.

G/ LINTEAU V_{T3} :

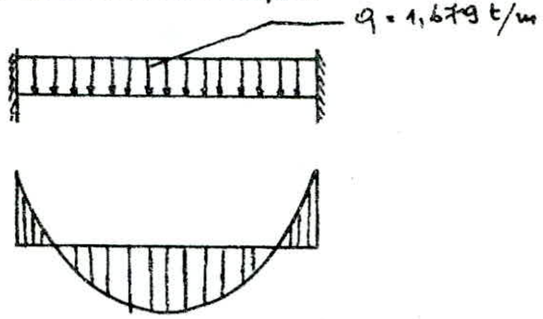
- charges permanentes :
  * Plancher = 0,628 × 1,47 = 0,923 t
  * Poids propre du linteau = /

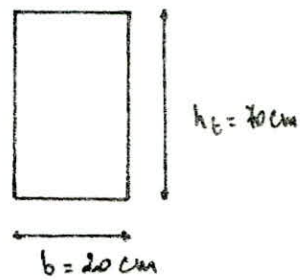
$\Rightarrow G = 0{,}923$ t

- Surcharge :
  * P = 0,4 × 1,47 = 0,588 t

$\Rightarrow G+P = 1{,}511$ t $\Rightarrow q_1 = 1{,}679$ t/m.

- Shema statique.





- Effort sollicitant le linteau :
  × Sous G+P on a :

/ moment en appui = $-2M_t$ = 0,113 t.m
/ " " " travée = $q_1 \ell^2/24$ = 0,057 t.m
/ effort tranchant max = $q_1 \ell/2$ = 0,756 t

* De plus le seisme provoque un effort tranchant supplementaire egal à T_{max} et un moment $m = \pm T \cdot a$ ($a = \ell/2$) et, ce au niveau RDC.

$T_{max} = 6{,}01$ t d'où $m = 2{,}705$ t.m

1/ Calcul des aciers longitudinaux.

on a / $T = 1{,}4 \times 6{,}77 = 9{,}48$ t $h_t = 70$ cm
/ $M = 1{,}4 \times 2{,}818 = 3{,}95$ t.m $b = 20$ cm
$h = h_t - d$.

Le calcul sera par la methode de Mr P. Charon.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0{,}0157 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9445 \\ k = 75{,}0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 56 \text{ kg/cm}^2 < 202{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

d'où on a pas besoin d'aciers comprimés.

la section des aciers tendus est : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1{,}49 \text{ cm}^2$

on prendra $A_i = A_s = 3T10$ (2,34 cm²)

- condition de non fragilité :

on a $A \geq 0{,}69\, b.h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1{,}26\ cm^2$ or on a $A_i = A_s = 2{,}34\ cm^2 > 1{,}26\ cm^2$ (vérifié)

b/ armature de répartition :

$A_r \geq 0{,}002.b.h_t = 2{,}8\ cm^2 \Rightarrow A_r = 10T6\ (2{,}8\ cm^2)$

c/ calcul des aciers transversaux :

./ on a $T_{max} = 9{,}48\ t$ $A_t = 4T8\ (2{,}01\ cm^2)$ déjà choisir ce qui donne comme espacement

$$t = \frac{z.\bar{\sigma}_{et}}{T}.A_t \text{ avec } z = 7/8\ h \Rightarrow t = 50{,}65\ cm$$

or $t \leq \frac{h_t}{4} = 17{,}5\ cm$ art 4.3.3.13 RPA 81.

on prendra alors $t = 15\ cm$.

../ vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = 8{,}33\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 33{,}05\ kg/cm^2\ (RPA81)$$

d) armatures d'angle :

on a $A_x \geq 0{,}0015\, b\, h_t$ si $\tau_b \geq 0{,}06\ \sigma'_{28} = 16{,}2\ kg/cm^2$ (RPA81) or $\tau_b = 8{,}33\ kg/cm^2 < 16{,}2\ kg/cm^2$ donc il est inutile de mettre des armatures d'angles.

e/ vérification des contraintes :

$$\omega = 100.\frac{A}{b.h} = 0{,}18 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0{,}9310 \\ k = 57{,}5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} * \ \sigma_a = \frac{M}{A.\epsilon.h} = 2789{,}45\ kg/cm^2 < 4200\ kg/cm^2 \ \text{(vérifié)} \\ * \ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 51{,}7\ kg/cm^2 < 202{,}5\ kg/cm^2 \ \text{(vérifié)} \end{cases}$$

f/ vérification à la fissuration.

on a $\sigma_1 = 4551{,}05\ kg/cm^2$, $\sigma_2 = 3497{,}75\ kg/cm^2$

d'où $< max(\sigma_1, \sigma_2) = 4551{,}05\ kg/cm^2$

donc pas de risque de fissuration.

g/ Contrainte d'adherence adm pour l'entrainement des armature.

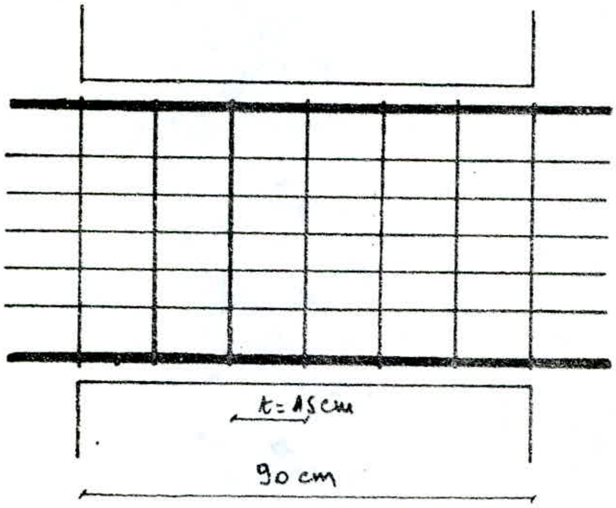
$$\bar{\tau}_d = 2 . \psi_d . \bar{\sigma}_b \quad (\text{poutre})$$

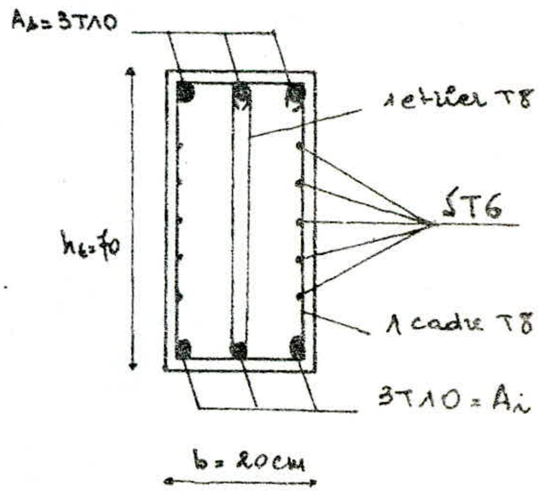
on a $\bar{\tau}_d = 2 \times 1{,}5 \times 8{,}85 = 26{,}6 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_d = \frac{T}{n . P . z} = \frac{9{,}48\,10^3}{3 . \pi . 1 . 7/8\,65} = 17{,}69 \text{ kg/cm}^2 < 26{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

(verifie)

h/ Representation du ferraillage.





H/ LINTEAU du voile V_{T5}

- Charges permanentes

* Plancher = 0,4425 × 0,528 + 0,524 × 1,4875 = 1,0131 t
* Poids propre du linteau = 0,15 × 0,7 × 2,5 × 1,00 = 0,2625 t

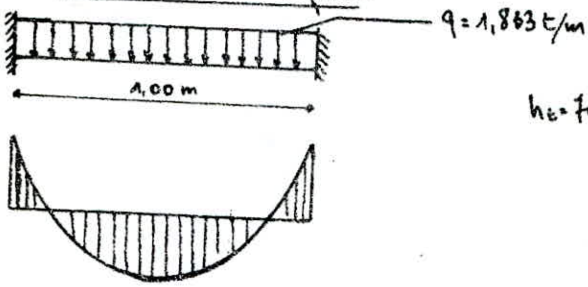
$\Rightarrow$ G = 1,276 t

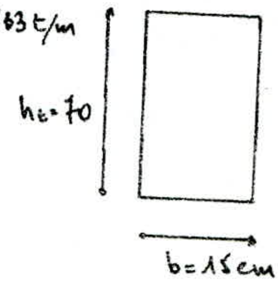
- Surcharge

* P = 0,4425 × 0,25 + 1,4875 × 0,3 = 0,557 t

$\Rightarrow$ G + P = 1,833 t $\rightarrow$ q_1 = 1,833 t/m

- Shema statique.





- Effort sollicitant le linteau :

* Sous G + P on a : / moment en appui = $-2M_t$ = −0,153 t.m
/ " " " travée = $q_1 \ell^2/24$ = 0,0764 t.m
/ effort tranchant max = $q_1 \ell/2$ = 0,916 t

* Le Seisme provoque un effort tranchant supplementaire egal à T_{max} et un moment M = ± Ta (a = $\ell/2$) et Ce au NIVEAU 3

T_{max} = 21,558 t d'où M = 10,779

a/ Calcul des aciers longitudinaux.

on a / T = 1,4 × 22,474 = 31,46 t
/ M = 1,4 × 10,932 = 15,31 t.m

h_t = 70 cm
b = 15 cm
h = h_t − d.

le calcul se fera par la methode de M: P. Charon.

$\mu = \dfrac{15.M}{\bar{\sigma}_a\, b.h^2} = 0{,}0812 \Longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8845 \\ k = 28{,}3 \end{cases}$

$\Rightarrow \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k}$ = 148,41 kg/cm² < 202,5 kg/cm²

d'où on a pas besoin d'aciers comprimés

la Section des aciers tendus sera : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h}$ = 6,15 cm²

on prendra $A_1 = A_2$ = 6T12 (6,78 cm²)

- condition de non-fragilité :

on a $A \geq 0{,}69\, b.h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0{,}945\,cm^2$ or $A_i = A_s = 6{,}78\,cm^2 > 0{,}945\,cm^2$ (vérifié)

b/ armature de répartition :

$A_r \geq 0{,}002\, b.h_t = 2{,}1\,cm^2 \Rightarrow A_r = 8T8\ (2{,}24\,cm^2)$

c/ calcul des aciers transversaux :

/ $T_{max} = 31{,}46\,t$ on a choisit $A_t = 4T8\ (2{,}01\,cm^2)$ c'est à dire 1 etrier T8 + 1 cadre T8 ce qui donne comme espacement

$t = \frac{z.\bar{\sigma}_{et}}{T}.A_t$ avec $z = \frac{7}{8}h \Rightarrow t = 15{,}26\,cm$

d'où $t = 15{,}26\,cm < \frac{h_t}{4} = 17{,}5\,cm$

on prendra $t = 10\,cm$.

/ vérification au cisaillement du beton :

$\tau_b = \frac{T}{b.z} = 32{,}53\,kg/cm^2 < 33{,}05\,kg/cm^2$ (vérifié)

d) armature d'angle :

on a $A_x \geq 0{,}0015\, b.h_t$ si $\tau_b \geq 0{,}06\,\sigma'_{28} = 16{,}2\,kg/cm^2$ or $\tau_b = 32{,}53\,kg/cm^2 > 16{,}2\,kg/cm^2$ donc il faut mettre des armatures d'angle qui seront disposées en diagonale dont la section est :

$A_x \geq 1{,}575\,cm^2 \Rightarrow A_x = 4T8\ (2{,}01\,cm^2)$

- arret des armatures d'angle :

$l_0 \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi \Rightarrow l_0 = 68\,cm.$

- longueur de la barre :

$L = \sqrt{100^2 + 70^2} + 2\left(\frac{68}{\cos\alpha}\right) = 288\,cm.$

e/ vérification des contraintes :

$\omega = 100 \times \frac{A}{b.h} = 0{,}6954 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8786 \\ k = 26{,}2 \end{cases}$

$\Rightarrow$ * $\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = 3954\,kg/cm^2 < 4200\,kg/cm^2$ (vérifié)

* $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 150{,}92\,kg/cm^2 < 202{,}5\,kg/cm^2$ (vérifié)

f/ vérification à la fissuration.

$\sigma_1 = 9495,80 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 9495,80 \text{ kg/cm}^2$

pas de risque de fissuration.

g/ Contrainte d'adhérence adm pour l'entraînement des armatures.

$\bar{\tau}_d = 2 . \psi_d . \bar{\sigma}_b$ (poutre)

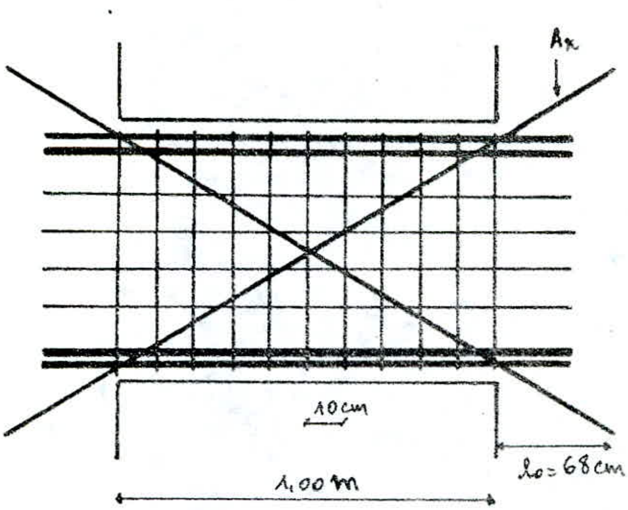
$\bar{\tau}_d = 26,6 \text{ kg/cm}^2$ car $\psi_d = 1,5$ (HA)

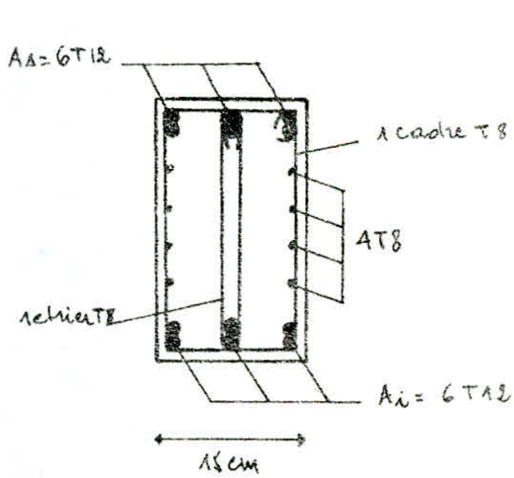
$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$ (P2)

$$\tau_d = \frac{T}{n . P . z} = \frac{31,46\ 10^3}{6 . \pi . 1,2 \times 7/8\ 65} = 24,45 \text{ kg/cm}^2$$

on a $\tau_d < \bar{\tau}_d$ (vérifié)

h/ Représentation du ferraillage:





I/ LINTEAU du voile V_{T7}

- Charge permanente :

* Poids propre du linteau = $0,15 \times 0,7 \times 2,5 \times 1,77 = 0,465$ t
* Plancher = $0,528 \times 0,783 + 0,78 = 1,193$ t

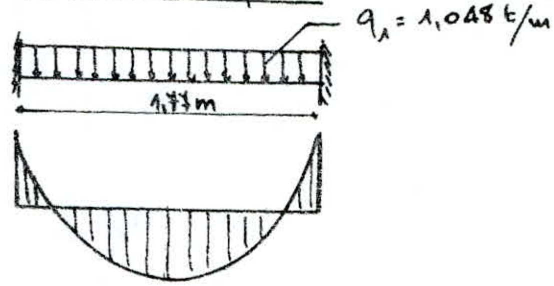
$\Rightarrow G = 1,658$ t

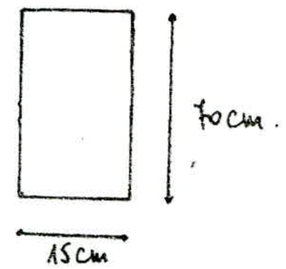
- Surcharge :

* $P = 0,25 \times 0,783 = 0,196$ t

$\Rightarrow G + P = 1,854$ t $\Longrightarrow q_1 = 1,048$ t/m

- Shema statique.





- Effort sollicitant le linteau :

* sous G+P on a / moment en Appui $= -2m_t = -0,277$ t.m
/ " " " travée $= q_1 \ell^2/24 = 0,1385$ t.m
/ effort tranchant max $= q_1 \ell/2 = 0,923$ t.

* le seisme provoque un effort tranchant supplementaire égal à π_{max} et un moment $m = \pm \pi . a$ $(a = \ell/2)$ et ce au niveau 3

$\pi_{max} = 6,84$ t $\Rightarrow m = 6,053$ t.m

a/ Calcul des aciers longitudinaux :

on a / $T = 1,4 \times 7,763 = 10,87$ t
../ $M = 1,4 \times 6,33 = 8,86$ t.m

$h_t = 70$ cm
$b = 15$ cm
$h = h_t - d$

le calcul se fera par la methode de Mr P. CHARON.

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = 0,047 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9088 \\ k = 39,8 \end{cases}$$

$\Rightarrow \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = 105,53$ kg/cm² $< 202,5$ kg/cm² d'où pas d'aciers comprimés

la section d'aciers tendus est :

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = 3,47$ cm² $\Rightarrow A_i = A_s = 6T10$ ($4,68$ cm²)

- Condition de non-fragilité

on a $A \geq 0,69\ b.h \frac{\bar{\sigma}_{b}}{\sigma_{en}} = 0,945\ cm^2$

et $A_i = A_A = 4,68\ cm^2 > 0,945\ cm^2$ (vérifié)

b/ armature de répartition.

$A_r \geq 0,002\ b.h_t = 2,1\ cm^2 \Rightarrow A_r = 8T6\ (2,21\ cm^2)$

c/ calcul des aciers transversaux:

· / $T_{max} = 10,87\ t$ $\quad A_t = 2,01\ cm^2$ (choisit)
ce qui donne comme espacement.

$$t = \frac{z.\bar{\sigma}_{a t}}{T}.A_t \Rightarrow t = 44,16\ cm$$

or $t \leq 17,5\ cm = \frac{h_t}{4}$ (RPA 81) on prendra alors $t = 16\ cm$

· / vérification au cisaillement du béton:

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = 12,75\ kg/cm^2 < 33,05\ kg/cm^2 \text{ (RPA81)}$$
(vérifié)

d) armature d'angle

on a $A_x \geq 0,0015\ b.h_t$ si $\tau_b \geq 0,06\,\sigma'_{28} = 16,2\ kg/cm^2$ (RPA81)
or $\tau_b = 12,75\ kg/cm^2 < 16,2\ kg/cm^2$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures d'angle.

e/ vérification des contraintes:

$$\omega = 100.\frac{A}{b.h} = 0,4657 \Rightarrow \epsilon = 0,8965 \text{ et } k = 33,3$$

$$\Rightarrow \begin{cases} * \ \sigma_a = \frac{M}{A.\epsilon.h} = 3151,83\ kg/cm^2 < 4200\ kg/cm^2 \text{ (vérifié)} \\ * \ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 94,65\ kg/cm^2 < 202,5\ kg/cm^2 \text{ (vérifié)} \end{cases}$$

f/ vérification à la fissuration:

$\sigma_1 = 9221,68\ kg/cm^2$, $\sigma_2 = 3497,75\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 9221,68\ kg/cm^2$

d'où pas de risque de fissuration.

g/ Contrainte d'adherence adm pour l'entrainement des armatures :

$$\bar{\tau}_d = 2 . \psi_d . \bar{\sigma}_b \quad \text{(poutre)}$$

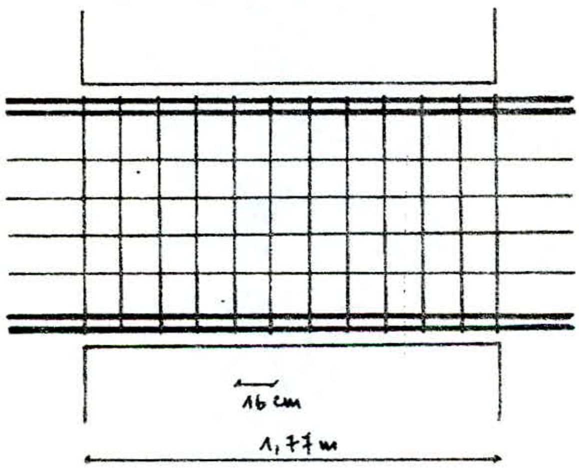
$\bar{\tau}_d = 26,6 \text{ kg/cm}^2$

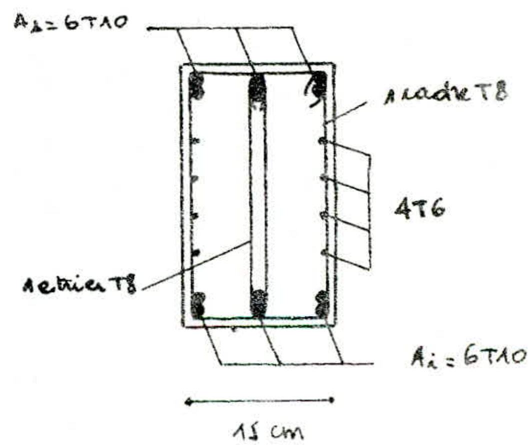
$\psi_d = 1,5 \text{ (HA)} \qquad \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$

$$\tau_d = \frac{T}{n . P . z} = \frac{10,87 \cdot 10^3}{6 \times \pi . 1 \times 7/8 \, 65} = 10,14 \text{ cm}^{-2} \text{ kg}$$

on a $\tau_d < \bar{\tau}_d$ (verifié)

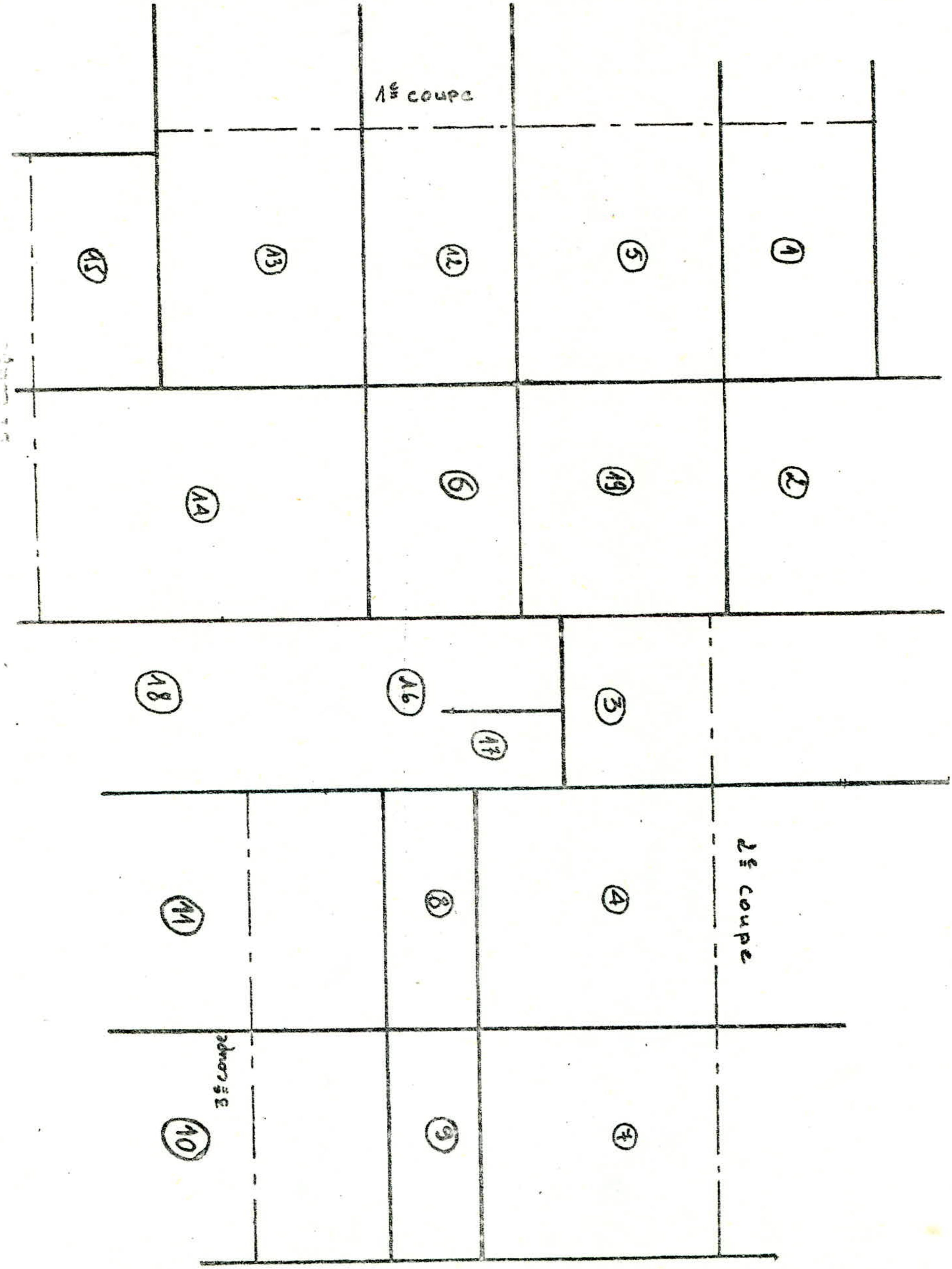
h/ Representation du ferraillage.





CHAP. : 8

CALCUL DES ELEMENTS



1re coupe
2e coupe
3e coupe
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19

Etude des planchers

La structure voiles porteurs de notre bâtiment présentant une importante rigidité, le plancher adéquat est un plancher à dalle pleine car celui présente une grande rigidité relativement aux plancher à corps creux.
On a 3 types de planchers qui diffèrent par les charges qui les pollicitent :
- plancher terrasse.
- plancher Courant.
- plancher rez-de-chaussée.

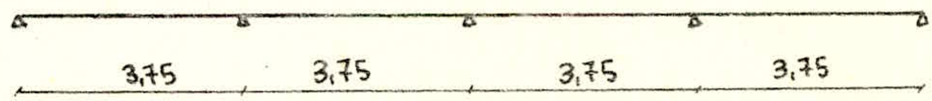
1. Plancher terrasse.

On assimilera la dalle à une poutre continue pur plusieurs appuis, réalisés par les refends, par bande de largeur unité (1 mètre) ; les moments pont obtenus à partir de la méthode forfaitaire présenté dans l'article 55 du CCBA 68.

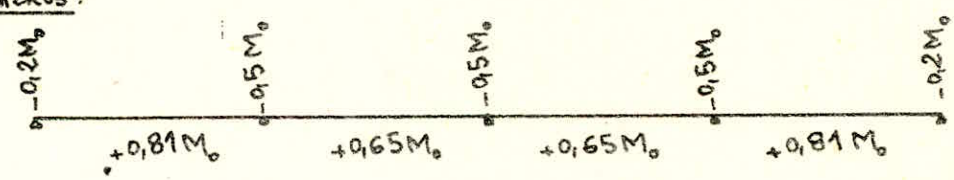
a. Poutre transversale unitaire - Coupe 1.1 - Dalles (13; 12; 5; 1).

i/ charge : $Q = G + 1{,}2P = 0{,}801 + 1{,}2 \times 0{,}100 = 0{,}921\ t/m^2$.
Pour la poutre unitaire $q = 0{,}921\ t/m$;

ii/ Schéma statique :



iii/ Valeur des moments :



Ces valeurs représentent les fractions, en appui ou en travée, du moment isostatique Mo.

$$M_o = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{10^3 \cdot 0{,}921 \times (3{,}75)^2}{8} = 1618{,}9\ kg.m.$$

travées de rive : $M = 0{,}81\, M_o = 0{,}81 \times 1618{,}9 = 1311{,}3\ kg.m$;
travées intermédiaires : $M = 0{,}65 M_o = 0{,}65 \times 1618{,}9 = 1052{,}3\ kg.m$;

Appuis de rive : $M = -0{,}2\, M_o = -323{,}8\ kg.m$;
Appuis intermédiaires : $M = -0{,}5\, M_o = -809{,}4\ kg.m$;

iv/ Ferraillage : (P. charon)
α. travées de rive : $M = 1311{,}3\ kg.m$
$b = 1m = 100\ cm$; $h = 16 - 3 = 13\ cm$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2800\ kg/cm^2$;

$$\mu = \frac{15 . M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \times 1311{,}3 . 10^2}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}0415 \qquad \begin{cases} k = 42{,}8. \\ \varepsilon = 0{,}9135. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3{,}94\ cm^2$$ On disposera : 5 T10 p.m

B- Travées intermédiaires: $M = 1052{,}3$ kg.m ;
$\mu = 0{,}0334$ d'où : $k = 48{,}7$ et $\varepsilon = 0{,}9215$. donc des armatures comprimées ne sont pas nécessaires car $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 57{,}5\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137{,}5\ kg/cm^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 3{,}14\ cm^2$. On disposera : 5T10 p.m

Appuis de rive : $M = -323{,}8$ kg.m ;

$\mu = 0{,}01026$ d'où : $k = 95{,}0$ et $\varepsilon = 0{,}9545$. on a $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b$ (idem).

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{323{,}8 \cdot 10^2}{2800 \times 0{,}9545 \times 13} = 0{,}93\ cm^2$ On disposera : 5T6 p.m

- Appuis intermédiaires: $M = 809{,}4$ kg.m ;
$\mu = 0{,}0256$ d'où $k = 56{,}7$ et $\varepsilon = 0{,}9303$; on a bien $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{56{,}7} < \bar{\sigma}'_b$;

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2{,}39\ cm^2$. On disposera : 4T10 p.m

Vérification du cisaillement.
Pour les dalles, il est toujours, incommode de disposer des armatures transversal.
Il suffit de vérifier que : $\tau_b^{max} < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b$;

$T_0 = \frac{q\ell}{2} = \frac{921 \times 3{,}75}{2} = 1726{,}875$ kg. (effort tranchant isostatique).

Pour la poutre continue : $T^{max} = T_0 - \frac{\Delta M}{\ell} = -1726{,}875 - \frac{(0{,}5M_0 - 0{,}2M_0)}{3{,}75} = 1856{,}9$

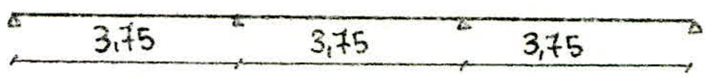
$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b \cdot z} = \frac{T^{max}}{b \cdot (\varepsilon h)_\delta} = \frac{1856{,}9}{100 \times (0{,}9545 \times 13)} = 1{,}50\ kg/cm^2$.

$\bar{\tau}_b = 1{,}15\ \bar{\sigma}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}785\ kg/cm^2$; Nous avons bien : $\tau_b^{max} \leq 6{,}785\ kg/cm^2$
Par conséquent il est inutile de disposer des armatures transversales.

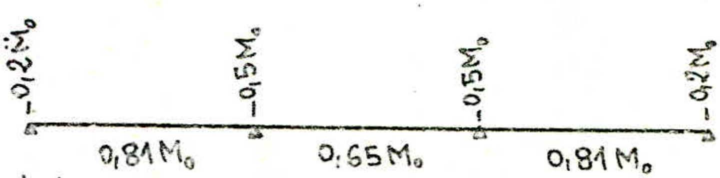
b- Poutre longitudinale unitaire - Coupe 2.2 - Dalles (7 ; 4 ; 3).

charge : $q = 921$ kg/ml ;.

shéma statique :



Valeur des moments : Σ^0



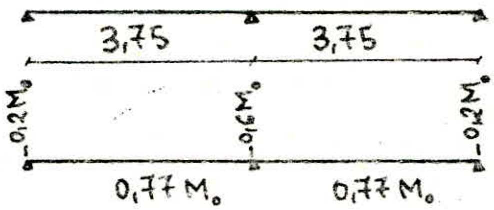
Les résultats sont identiques à la partie a/.

c. Seconde poutre Longitudinale. Coupe 3-3. Dalles [(14; 15) ou (10; 11)].

i/ charge : $q = 921$ kg/ml ;

ii/ Schéma statique :

iii/ valeur des moments :



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 1618{,}9 \text{ kg.m} ;$$

travées : $M = 0{,}77 M_0 = 1246{,}55$ kg.m ;

appuis de rive : $M = -0{,}2 M_0 = -323{,}8$ kg.m ;

appui intermédiaire : $M = -0{,}6 M_0 = -971{,}34$ kg.m ;

iv/ Ferraillage :

α. travée : $M = 1246{,}55$ kg.m ;

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1246{,}55 . 10^2}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}0395 \longrightarrow \begin{cases} k = 44{,}2 . \\ \varepsilon = 0{,}9155 . \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{1246{,}55 . 10^2}{2800 \times 0{,}9155 \times 13} = 3{,}74 \text{ cm}^2 .$$

On disposera : 5T10 p.m

β. appui de rive : $M = -323{,}8$ kg.m ;
déjà vu : $A = 0{,}93 \text{ cm}^2$. On disposera : 5T6 p.m

γ. appui intermédiaire : $M = -971{,}34$ kg.m ;

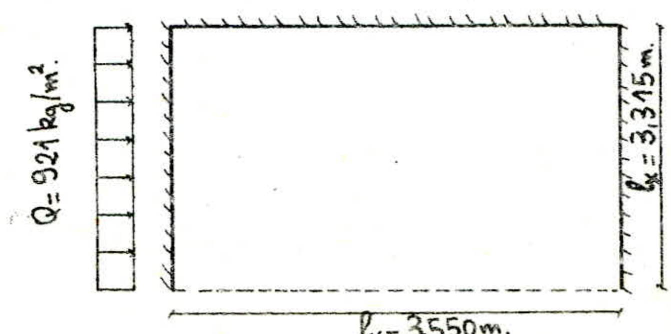
$$\mu = 0{,}0308 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9242 \\ k = 51{,}0 \end{cases} \quad \text{d'où } A = 2{,}89 \text{ cm}^2$$

On disposera : 4T10 p.m

d. Dalles sur trois appuis : Dalles (2; 15; 17).

On ferraillera la dalle la plus défavorable ; les armatures trouvées seront étendues aux deux autres dalles.
La détermination des moments se fera à l'aide du manuel "Reinforced Concrete design handbook" p.98 de Mr Shaker-el-Behairy.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3{,}315}{3{,}550} = 0{,}934 \longrightarrow \begin{cases} M_y \Rightarrow 36{,}3 . \\ M_x \Rightarrow 8{,}9 . \end{cases}$$



On suppose que la dalle est simplement appuyée sur trois côtés puis pour tenir compte de la continuité on prend une fraction, de la manière suivante, des moments trouvés.

$$M_{y\max} = \frac{1}{36{,}3} \times Q l_x^2 = 278{,}82 \text{ kg.m/m} \;;$$

$$M_{x\max} = \frac{1}{8{,}9} \times Q l_x^2 = 1137{,}20 \text{ kg.m/m} \;;$$

La continuité de la dalle au delà des appuis donne :

α- en travée :

$$M_{t_x} = M_{x\max} \times 0{,}75 = 1137{,}20 \times 0{,}75 = 852{,}9 \text{ kg.m/m} \;;$$

$$M_{ty} = M_{y\max} \times 0{,}75 = 278{,}82 \times 0{,}75 = 209{,}12 \text{ kg.m/m} \;;$$

β- sur appui :

$$M_{a_x} = M_{x\max} \times 0{,}5 = 1137{,}20 \times 0{,}5 = 568{,}6 \text{ kg.m/m} \;;$$

$$M_{ay} = M_{y\max} \times 0{,}5 = 278{,}82 \times 0{,}5 = 139{,}41 \text{ kg.m/m} \;;$$

- Calcul des armatures :

α- en travée : $M_{t_x} = 852{,}9$ kg.m/m ;

$$\mu = \frac{15 \times 852{,}9 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}0270 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9286. \\ k = 55{,}0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{t_x}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{852{,}9 \cdot 10^2}{2800 \times 0{,}9286 \times 13} = 2{,}52 \text{ cm}^2 \;;$$

On disposera : 4T10 p.m dans le sens de la petite portée

β- sur appui : $M_{ax} = 568{,}6$ kg.m/m ;

$$\mu = 0{,}0180 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9408. \\ k = 69{,}5. \end{cases}$$

$A = 1{,}68$ cm². . . . . On disposera : 4T8 p.m

γ- en travée (grande portée) : $M_{ty} = 209{,}12$ t.m ;

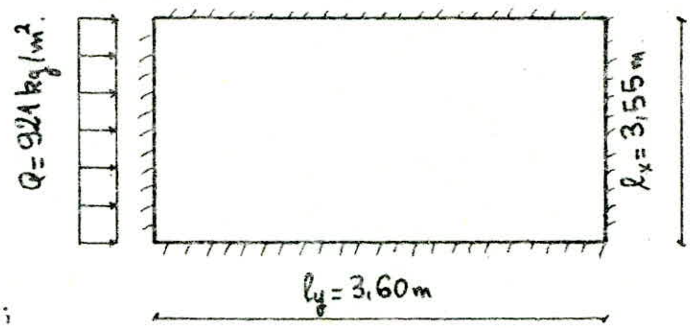
$$\mu = 0{,}0066 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9637. \\ k = 127. \end{cases}$$

d'où : $A = 0{,}60$ cm² On disposera : 5T6 p.m dans le sens de la grande portée e- Dalles sur quatre appuis - Dalles (8 ; 9 ; 6 ; 19).

On utilisera la méthode exposée à l'annexe A_2 du CCBA68 pour la dalle la plus défavorable et on tiendra compte de la continuité au delà des appuis à l'aide de Coefficients.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,55}{3,60} = 0,986 \qquad ((0,4 \leq \rho \leq 1) : \text{Les deux sens sont porteurs}).$$

$$\rho = 0,986 \qquad \begin{cases} \mu_x = 0,0435. \\ \mu_y = 0,976. \end{cases}$$



- Moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \, q \, l_x^2 = 504,9$ kg.m/m ;

$M_y = \mu_y . M_x = 492,78$ kg.m/m ;

— Moments compte tenu de la Continuité :

α- en travées:

$M_{t_x} = 0,75 \times 504,9 = 378,67$ kg.m/m ;

$M_{t_y} = 0,75 \times 492,78 = 369,58$ kg.m/m ;

β- sur appuis:

$M_{ax} = 0,50 \times 504,9 = 252,45$ kg.m/m ;

$M_{ay} = 0,50 \times 492,78 = 246,39$ kg.m/m ;

— Ferraillage :

α- en travée (petite portée) : $M_{t_x} = 378,67$ kg.m/m.

$$\mu = 0,012 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9510. \\ k = 87,0. \end{cases} \quad \text{d'où} \quad A = 1,09 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T6 \text{ p.m}$$

β- en appui (petite portée) : $M_{a_x} = 252,45$ kg.m/m ;

$$\mu = 0,008 \text{ ——} \begin{cases} \varepsilon = 0,9597. \\ k = 109 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad A = 0,72 \text{ cm}^2. \longrightarrow 5T6 \text{ p.m}$$

Condition de non fragilité : (CCBA68. art. 52,2).

$$A_x \geq 0,69 . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} . bh . \frac{2-\rho}{2} = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times (100 \times 13) \times \frac{2-0,986}{2} = 0,64 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_y \geq 0,69 . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh . \frac{1+\rho}{4} = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times (100 \times 13) \times \frac{1+0,986}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 ;$$

Section strictement minimale : (CCBA68- 19,22 - mise à jour XIV).

$$A \geq \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} . bh = \frac{1,2}{4200-2200} \times (100 \times 13) = 0,78 \text{ cm}^2 ;$$

en travée (grande portée): $M_{ty} = 369,58$ Kgm/m ;

$\mu = 0,0117$ $\begin{cases} \varepsilon = 0,9517. \\ k = 88,5. \end{cases}$ $A = 1,07\ cm^2$

On dispose 5T6 p.m.

sur appui (grande portée): $M_{ay} = 246,39$ km

$\mu = 0,0078$ $\begin{cases} \varepsilon = 0,9600 \\ k = 110 \end{cases}$ $A = 0,705\ cm^2 < A_0 = 0,78\ cm^2.$

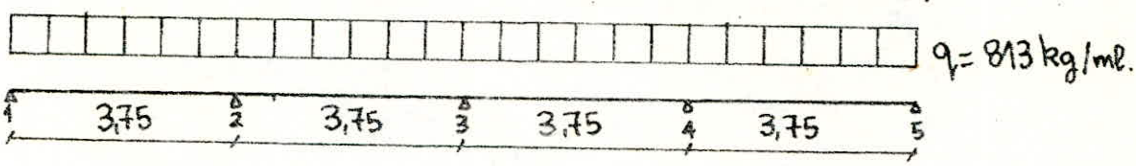
On disposera 5T6 p.m.

2 - Plancher Courant.

charge de Calcul : $Q = G + 1{,}2P + P_c = 528 + (1{,}2 \times 175) + 75 = 813\ kg/m^2$;

De la même manière que le paragraphe précédant, les mêmes poutres unitaires seront considérées.

a - Poutre transversale unitaire - Coupe 1.1 - Dalles (13; 12; 5; 1).



1		2		3		4		5	noeud
	1-2		2-3		3-4		4-5		travée
	1429,1		1429,1		1429,1		1429,1		Mo_t (kg.m)
-0,2	+0,81	-0,5	+0,65	-0,5	+0,65	-0,5	+0,81	-0,2	Coefficient
	1157,6		928,9		928,9		1157,6		M_t (+) (kg.m)
285,8		714,5		714,5		714,5		285,8	M_a (-) (kg.m)
	3,46		2,76		2,76		3,46		A calculée (cm²)
0,82		2,10		2,10		2,10		0,82	A calculée (cm²)
	5T10 5T6		5T10 5T6		5T10 5T6		5T10 5T6		A disposée travée
4T8		4T8		4T8		4T8		5T6	A disposée appui

Condition de non fragilité :

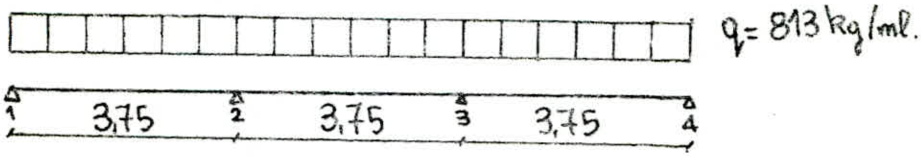
$$A \geq 0{,}69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh = 0{,}69 \times \frac{5{,}9}{4200} \times (100 \times 13) = 1{,}26\ cm^2.$$

Toutes les sections d'armatures seront choisies supérieures à $1{,}26\ cm^2/ml$.

Vérification au cisaillement :

vérifiée d'après le paragraphe précédent.

b. Poutre Longitudinale unitaire - Coupe 2.2 - Dalles (7; 4; 3).



1		2		3		4	appui
	1-2		2-3		3-4		travée
	14291		1429,1		1429,1		M_{ot} (kg.m)
	+0,81	-0,5	+0,65	-0,5	+0,81	-0,2	Coefficient
	1157,6		928,9		1157,6		M_t (+) (kg.m)
285,8		714,5		714,5		285,8	M_a (-) (kg.m)
0,82		2,10		2,10		0,82	A calculée (cm²) appui
	3,46		2,76		3,46		A calculée (cm²) trav.
4T8		4T8		4T8		5T6	A disposée (cm²) appui
	5T10 5T6		5T10 5T6		5T10 5T6		A disposée (cm²) travée

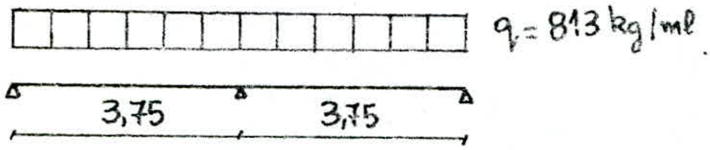
Condition de fragilité :

$A \geqslant 1,26 \text{ cm}^2$. (prise en Compte dans A disposée).

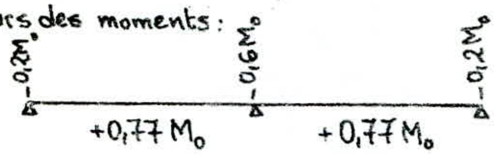
Vérification au Cisaillement :

Vérifiée : $\tau_{b_{max}} \leq \bar{\tau}_b = 1,15\,\bar{\sigma}_b$. On ne dispose pas d'armatures transversal[es]

C. Seconde poutre longitudinale - Coupe 3.3 - Dalles (14; 15) ou (10,11).



- Valeurs des moments :



- Moments isostatiques :

$$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{813 \times (3{,}75)^2}{8} = 1429{,}1 \text{ kg.m};$$

- Moment en travée :

$$M = 0{,}77 M_o = 1100{,}4 \text{ kg.m};$$

- Moment sur appui de rive :

$$M = -0{,}2 M_o = -285{,}8 \text{ kg.m};$$

- Moment sur appui intermédiaire :

$$M = -0{,}6 M_o = -857{,}5 \text{ kg.m};$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0{,}69 \cdot \frac{bh}{\sigma_{en}} \cdot \bar{\sigma}_b = 1{,}26 \text{ cm}^2.$$

Calcul des armatures :

α. en travée :

$M = 1100{,}4$ kg.m $\longrightarrow A = 3{,}29$ cm$^2 > 1{,}26$ cm$^2 \longrightarrow$ 5 T 10 p.m

β. sur appui intermédiaire :

$M = 857{,}5$ kg.m $\longrightarrow A = 2{,}54$ cm$^2 > 1{,}26$ cm$^2 \longrightarrow$ 4 T 10 p.m

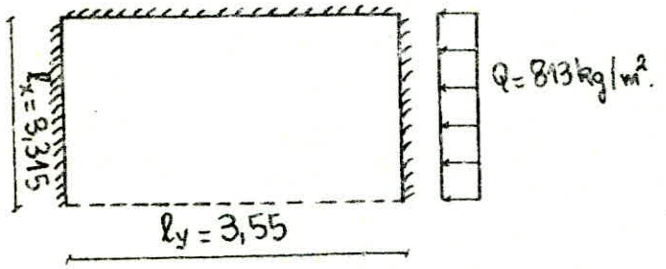
γ. sur appui de rive :

$M = 285{,}8$ kg.m $\longrightarrow A = 0{,}82$ cm$^2 < 1{,}26$ cm$^2 \longrightarrow$ 5 T 6 p.m

d. Dalles sur trois appuis.

On s'intéresserent à la plus défavorable.

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{3,315}{3,550} = 0,934 \longrightarrow \begin{cases} \alpha(M_y) = 36,3. \\ \alpha(M_x) = 8,90. \end{cases}$$



Les moments pour la dalle simplement appuyée sur 3 côtés sont:

$$M_y^{max} = \frac{1}{36,3} \; Q.\ell_x^2 = 246,12 \text{ kg.m/m.}$$

$$M_x^{max} = \frac{1}{8,9} . Q\ell_x^2 = 1003,85 \text{ kg.m/m.}$$

La continuité au delà des appuis donne les réductions suivantes :

α - en travée :

$$M_{t_x} = M_x^{max} . 0,75 = 752 \text{ kg.m/m.}$$

$$M_{t_y} = M_y^{max} \; 0,75 = 184,59 \text{ kg.m/m.}$$

β - Sur appui :

$$M_{a_x} = M_x^{max} . 0,5 = 501,92 \text{ kg.m/m.}$$

$$M_{a_y} = M_y^{max} . 0,5 = 123,06 \text{ kg.m/m.}$$

Calcul des armatures :

α - en travée (⊥ grande portée).

$A = 2,40$ cm². On disposera 5T10 p.m.

β - Sur appui (⊥ grande portée).

$A = 1,49$ Cm² On disposera 4T8 p.m.

γ - Dans l'autre sens le ferraillage calculé est minimum et on adopte 5T6 p.m.

e- <u>Dalles sur quatre appuis</u>. <u>Dalles (8; 9; 6; 19)</u>.

En Considérant l'étude en terrasse on trouve un ferraillage minimum.
On disposera :

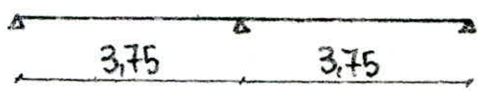
suivant la petite portée : 5T6 p.m
" la grande porté : 5T6 p.m

f- <u>Loggias</u>:

Elles subissent des surcharges d'exploitation de 300 kg/m². L'épaisseur de la dalle de Loggia est conservée 16 cm.

<u>charge de Calcul</u>: $Q = G + 1{,}2P = 528 + (1{,}2 \times 300) = 888$ kg/m².
Nous pouvons toujours les formules forfaitaires car : $G > 1{,}2P$.
Nous avons trois Couples de Loggia adjacentes aux dalles (1; 5) - (11; 18) et (12; 13).

<u>Schéma statique</u>:



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1560{,}94 \text{ kg.m};$$

α- <u>en travée</u> :
$M = 0{,}77 M_0 = 1201{,}92$ kg.m $\longrightarrow A = 3{,}6$ cm² $\longrightarrow$ 5T10 p.m

β- <u>sur appui intermédiaire</u>:
$M = -0{,}6 M_0 = 936{,}56$ kg.m $\longrightarrow A = 2{,}78$ cm² $\longrightarrow$ 4T10 p.m

γ - <u>sur appui de rive</u> :
$M = -0{,}2 M_0 = 312{,}19$ kg.m $\longrightarrow A = 0{,}96$ cm² $\longrightarrow$ 5T6 p.m

Poutres noyées

I. Poutre ($V_{T_2} \div V_{T_3}$).

Cette poutre reprend une surface $S = 2 \times \left(2{,}76 \times \frac{3{,}60}{4} \right) = 4{,}97\ m^2$.

Elle est partiellement encastrée au voiles V_{T_2} et V_{T_3}.

Dimensions : $l = 2{,}76 m$.
$h_t = 16\ cm$.
$h = 14\ cm$.
$b = 20\ cm$.

charge permanente (niveau R.D.C) : $G = S \times 0{,}628 = 3{,}12^t$

surcharge d'exploitation (") : $P = S \times 0{,}400 = 1{,}99^t$.

charge de Calcul : $Q = G + 1{,}2P = 5{,}51^t$

$q = \frac{Q}{l} = 2\ t/ml$.

1. Armatures Longitudinales :

On suppose que le moment est $M_a = M_t = \frac{ql^2}{12}$ tant sur appui qu'en travée.

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{2 \times (2{,}76)^2}{12} = 1{,}27\ t.m = 1270\ kg.m\ ;$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1270 \times 10^2}{2800 \times 20 \times (14)^2} = 0{,}1736 \;\text{——}\; k = 17{,}05. \quad \varepsilon = 0{,}8440. \quad \text{(P. CHARON)}.$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{17{,}05} = 164{,}2 > \bar{\sigma}_b' = 137{,}5\ kg/cm^2.$$ Des armatures comprimées sont par Conséquent nécessaires.

Dans ce cas on fixe $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137{,}5} = 20{,}36$ on prend $k = 18$ pour lequel on calcule : $\alpha = 0{,}4545$; $\omega = 1{,}263$; $\mu' = 0{,}1928$.

.) $\sigma_a = k.\bar{\sigma}_b' = 18 \times 137{,}5 = 2475\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$.

..) $\sigma_a' = 15.\left(\frac{\alpha - \delta'}{\alpha}\right)$; $\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{2}{14} = 0{,}143$.

$$\sigma_a' = 15.\ \frac{0{,}4545 - 0{,}143}{0{,}4545} = 1413{,}57\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a.$$

∴) $M_o = \mu' b h^2 . \bar{\sigma}_b' = 0{,}1928 \times 20 \times (14)^2 \times 137{,}5 = 103919{,}2\ kgcm$;

$$\Delta M = M - M_o = (1270 - 1039{,}192) 10^2 = 23{,}080\ kg.cm.\ 10^3\ ;$$

∴) armatures comprimées :

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d').\bar{\sigma}_a'} = 1{,}36\ cm^2$$. On disposera : 4T8 en nappe supérieure (travée)

∴) armatures tendues :

$$A = \omega.\frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d').\sigma_a} = 4{,}31\ cm^2.$$ On disposera : 4T12.

2. Armatures transversales :

à l'appui : $T = \frac{ql}{2} = 2760$ kg.

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{2760}{20 \times (0{,}87 \times 14)} = 11{,}33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = 11{,}33 < 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 5{,}9 = 20{,}65 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans ce cas il suffit de disposer des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne ; Elles seront composées de cadres de nuance AdxFeE24

Taux de travail admissible de ces armatures : $\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\,\bar{\sigma}_b}\right) . \sigma_{en}$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{11{,}33}{9 \times 5{,}9}\right) . 2400 = 1887{,}91 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \times \sigma_{en} \longrightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3}\sigma_{en}.$$

On choisit 2 cadres $\phi 8$ par plan. D'où une section $A_t = 4\phi 8 = 2{,}01$ cm².

— Espacement des cadres au voisinage de l'appui :

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T} = 14{,}7 \text{ cm} \; ; \quad \text{avec } z = 0{,}87h = 0{,}87 \times 14 = 12{,}2 \text{ cm}.$$

— Espacement maximal réglementaire : (C.C.B.A 68 - art. 25,12).

$$t_{max} \leq \left(0{,}2h \; ; \; h\left(1 - \frac{0{,}3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right)_{max}.$$

$$t_{max} \leq \max\,(2{,}8 \text{ cm} ; 5{,}9 \text{ cm}) < t = 14{,}7 \text{ cm}.$$

Cet article limite l'espacement à 5,9 cm au niveau de la section d'appui. On peut tolérer un espacement initial de 7 cm.

La Suite de Caquot permet d'augmenter l'espacement comme suit :

7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 60 cm.

Dans notre cas h = 14 cm ; l'espacement t = 13 ne peut être dépasser à mi-travée. Chacun de ces espacement peut être répété autant de fois que la demi-travée comporte de mètres. Dans notre cas : $\frac{l}{2} = \frac{2{,}76}{2} = 1{,}38$. chaque espacement sera répété 2 fois.

3. Conditions d'appui :

a. vérification de la section d'armatures.

Les armatures inférieures doivent être suffisantes pour équilibrer l'effort de traction : $T + \frac{M}{z}$. Soit : $A\bar{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z}$.

Nous avons $A = 4T8 = 2{,}01$ cm². Mais il est plus interessant de prolonger les armatures 4T12 de travée jusqu'à l'appui. $A = 4T12 = 4{,}52$ cm².

$$A . \bar{\sigma}_a = 4{,}52 \times 2800 = 5628 \text{ kg}.$$

$$T + \frac{M}{z} = 2760 - \frac{1270 . 10^2}{(0{,}87 \times 14)} = -7666{,}9 \text{ kg}. \quad (M < 0 \text{ à l'appui}).$$

On a bien : $A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$.

D'autre part : $T + \frac{M}{z} < 0$. Donc L'effet de Compression du à M dépasse L'effort de traction des barres du à T.

Donc, il n'est pas nécessaire de faire une vérification de L'ancrage des armatures inférieures. Les barres inférieures peuvent être arrêtées au nu de L'appui.

Longueur d'appui disponible.

Les appuis sont réalisés par des voiles d'épaisseur 15 cm.

Ancrage des armatures supérieures.

_ Elles sont soumises à L'effort de traction : $F = \frac{M}{z}$.

$$F = \frac{M}{z} = \frac{M}{(\varepsilon h)} = \frac{1270.10^2}{(0,844 \times 14)} = 10748,14 \text{ kg}.$$

_ Contrainte des armatures tendues : $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{10748,14}{4,52} = 2377,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

1er cas : Ancrage normal.

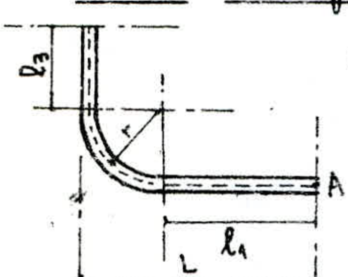
La Longueur de scellement droit serait : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$.

$$\bar{\tau}_d = 1,25 . \psi_d^2 . \bar{\sigma}_b = 1,25 \times (1,5)^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$l_d = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 50,6 \text{ cm} \gg 15 \text{ cm}.$$

Il est donc nécessaire de disposer un ancrage spécial. En premier Lieu on peut Calculer un dispositif d'ancrage en retour d'equerre.

2e cas : Ancrage en retour d'équerre.



Condition de dimensions de L'ancrage pour que L'ancrage soit total en A.

$$l_1 + 1,89\, l_3 \geq l_d - 2,21\, r.$$

On peut Limiter La Longueur droite l_1 et le rayon r.

Pour Les barres à haute adhérence, le rayon r est choisi comme le maximum des valeurs : 5ϕ ; "r" issue de La Condition de non écrasement du béton.

On prend $r = 5\phi$.

On en déduit : $L = l_1 + r + \frac{\phi}{2}$; Si on tient compte d'un enrobage e = 2cm pour La barre au niveau du tronçon l_3 alors :

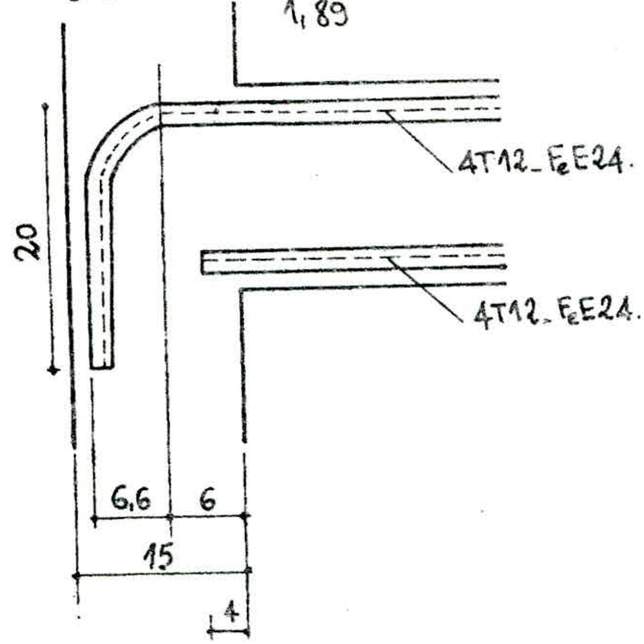
$$L + e = 15 \text{ cm} = \text{Longueur disponible d'appui}.$$

$$L + e = e + l_1 + r + \frac{\phi}{2} = 15 \qquad l_1 = e - 15 - r - \frac{\phi}{2} = 15 - 5\phi - \frac{\phi}{2} - e.$$

$l_1 = 15 - (5\times 1{,}2) - \frac{1{,}2}{2} - 2 = 6{,}4$ cm   On prend : $l_1 = 6$ cm.

Longueur du tronçon vertical : $l_3 \geqslant \dfrac{l_d - 2{,}21 . r - l_1}{1{,}89}$

$$l_3 \geqslant \frac{50{,}6 - 2{,}21\times(5\times 1{,}2) - 6}{1{,}89} = 15{,}6 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } l_3 = 20 \text{ cm.}$$



<u>Condition de non écrasement du béton :</u> (C.C.B.A. 68 _ art. 30,62).

Le rayon de courbure doit vérifier : $r \geqslant 0{,}10 . \phi . \dfrac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} . \left(1 + \dfrac{\phi}{d_1}\right) . \nu$.

d_1 : distance du centre de courbure au coffrage le plus proche.

$$d_1 = r_0 + \frac{\phi}{2} + e = 5\phi + \frac{\phi}{2} + e = 5{,}5\times 1{,}2 + 2{,}4 = 9 \text{ cm}$$

$\nu = 1$ (Barre faisant partie d'un ensemble de barres disposées en un seul lit.

$$r \geqslant 0{,}10 \times 1{,}2 \times \frac{2377{,}9}{68{,}5} \left(1 + \frac{1{,}2}{9}\right) . 1 = 4{,}72 \text{ cm.}$$

Nous adopté $r_0 = 5\phi = 5\times 1{,}2 = 6$ cm $> 4{,}72$ cm.   vérifié.

4. Arrêt des barres _ Chapeaux.

Pour éviter l'étude d'un diagramme d'arrêt des armatures longitudinales et vu la portée faible de la poutre, nous pouvons utiliser une méthode de calcul simplifiée appliquée aux bâtiments donnée par M.M ALBIGES et BOUTIN dans leur article « Applications des règles C.C.B.A 68 au cas des bâtiments courants à usage d'habitation » publié dans les annales de l'ITBTP de Mai 1969.

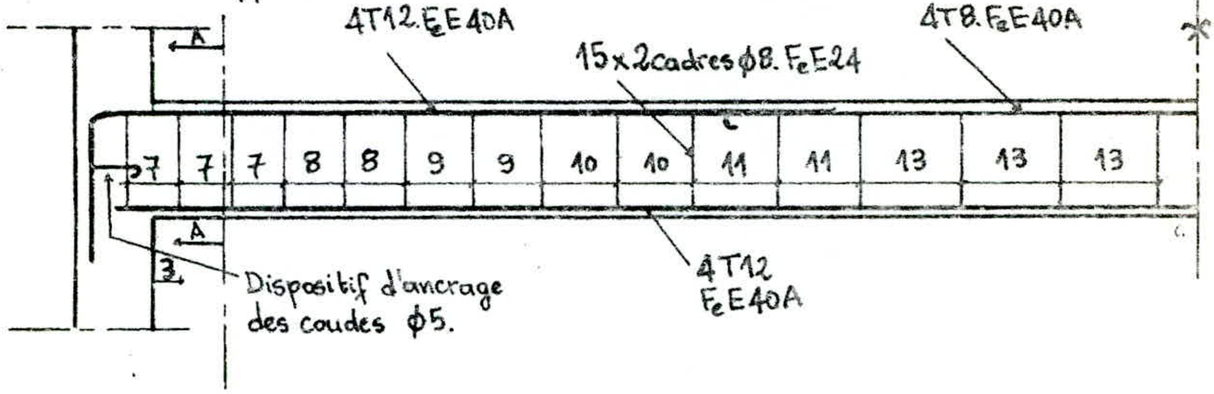
Les armatures placées en chapeaux, issues de l'appui peut être arrêtées à la distance à partir du nu de l'appui :

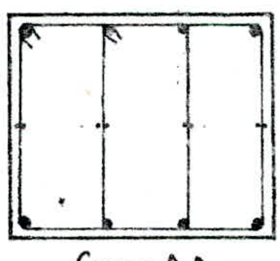
$$l_{cR.} = \frac{2M_a}{G} + \frac{z}{2} \quad \text{avec } l_{cR.} \geqslant l_d .$$

G = charge permanente.
Ma = moment à l'appui.

$$l_{cR.} = \frac{2 \times 1270 . 10^2}{3{,}12 . 10^3} + \frac{(0{,}87 \times 14)}{2} = 87{,}5 \text{ cm} > l_d = 50{,}6 \text{ cm (vu)}.$$

Les barres supérieures seront arrêtées à une distance $l_{cR.}$ = 90 cm au delà du nu des appuis.





Coupe A.A

II. Poutre noyée supportée par V_{T4} (Linteau supprimé au Contreventement).

Ce Linteau situé sur le voile V_{T4} – Le plus sollicité dans le sens transversal – a été supprimé au Contreventement en avant projet dans le but de diminuer le moment d'inertie de ce refend initialement pris long de 18,795 m (suivant toute la longueur du bâtiment). Il a été scindé en deux refends $V_{T4}^{(1)}$ et $V_{T4}^{(2)}$. Ce Linteau a été supprimé car il était soumis à de très importants efforts tranchants et sa résistance sous l'action sismique n'a pu être justifiée par Le R.P.A 81 qui prévoit une majoration forfaitaire de l'effort tranchant de 40%. Cette conception revient à dire que l'on se place en sécurité et que le voile ainsi diminué devra continuer à résister après le seisme.

Ce Linteau sera par conséquent calculé pour résister uniquement aux charges verticales lui revenant comme une simple poutre.

- Surface revenant à la poutre : $S = 2,05 \times 3,45 = 7,07 \text{ m}^2$.
- Portée libre : $l = 80 + 45 + 80 = 2,05 \text{ m}$.
- épaisseur : $h_t = 70$ cm.
- Largeur : $b = 20$ cm.
- poids propre : $G_0 = (2,05 \times (0,70 \times 0,20)) \times 2,5 = 0,7175^t = 717,5$ kg.
- charge permanente : $G = 7,07 \times 528 = 3732,96 = 3733$ kg.
- surcharge d'exploitation : $P = 175 \times 7,07 = 1237,25$ kg.
  $P_c = 75 \times 7,07 = 530,25$ kg.

Charge de calcul : $Q = (G_0 + G) + 1,2P + P_c = 6465,45$ kg.

Répartition : $q = \dfrac{Q}{l} = \dfrac{6465,45}{2,05} = 3153,9$ kg/ml.

Supposons que les appuis ne remplissent plus leur fonction d'encastrement et déterminons les armatures nécessaires en travée.

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3153,9 \times (2,05)^2}{8} = 1656,8 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 . M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 1656,8 . 10^2}{2800 \times 20 \times (68)^2} = 0,0096 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9558. \\ k = 98. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . z} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . (\varepsilon h)} = 0,91 \text{ cm}^2.$$

– Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 . bh . \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

$$A \geq 0,69 \times (20 \times 68) \times \frac{5,9}{4200} = 1,32 \text{ cm}^2 > 0,91 \text{ cm}^2.$$

Dans ce cas on pourra disposer $A = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$.

Pour plus de sécurité on préfère L'armer comme un Linteau à L'aide des sections minimales données par le R.P.A.

— $A_i, A_s \geq 0{,}0015 \cdot b \cdot h_t$ . . . . $A_i, A_s \geq 0{,}0015 \times 20 \times 70 = 2{,}1\,cm^2$.

— $A_r \geq 0{,}0020 \cdot b \cdot h_t$ . . . . $A_r \geq 0{,}0020 \times 20 \times 70 = 2{,}8\,cm^2$.

— $A_t \geq 0{,}0025 \cdot b \cdot S$ . . . . $S \leq \frac{h_t}{4}$ $S = 15$.
$S \leq \frac{h_t}{4}$

$A_t \geq 0{,}0025 \times 20 \times 15 = 0{,}75\,cm^2$.

— $A_x = 0$

On adopte :

— Armatures Longitudinales de résistance :

a- nappe supérieure : A_s.
2T12.

b- nappe inférieure : A_i.
2T12.

— Armatures Longitudinales de répartition (de peau) : Ar.

$A_r = 2{,}8\,cm^2$. On a : $6T8 = 3{,}01\,cm^2$.

Donc 6T8 réparties symétriquement.

— Armatures transversales :

$A_t = 0{,}75\,cm^2$. On prend un Cadre T8 par plan.

espacement des cadres : $S = 15\,cm$.

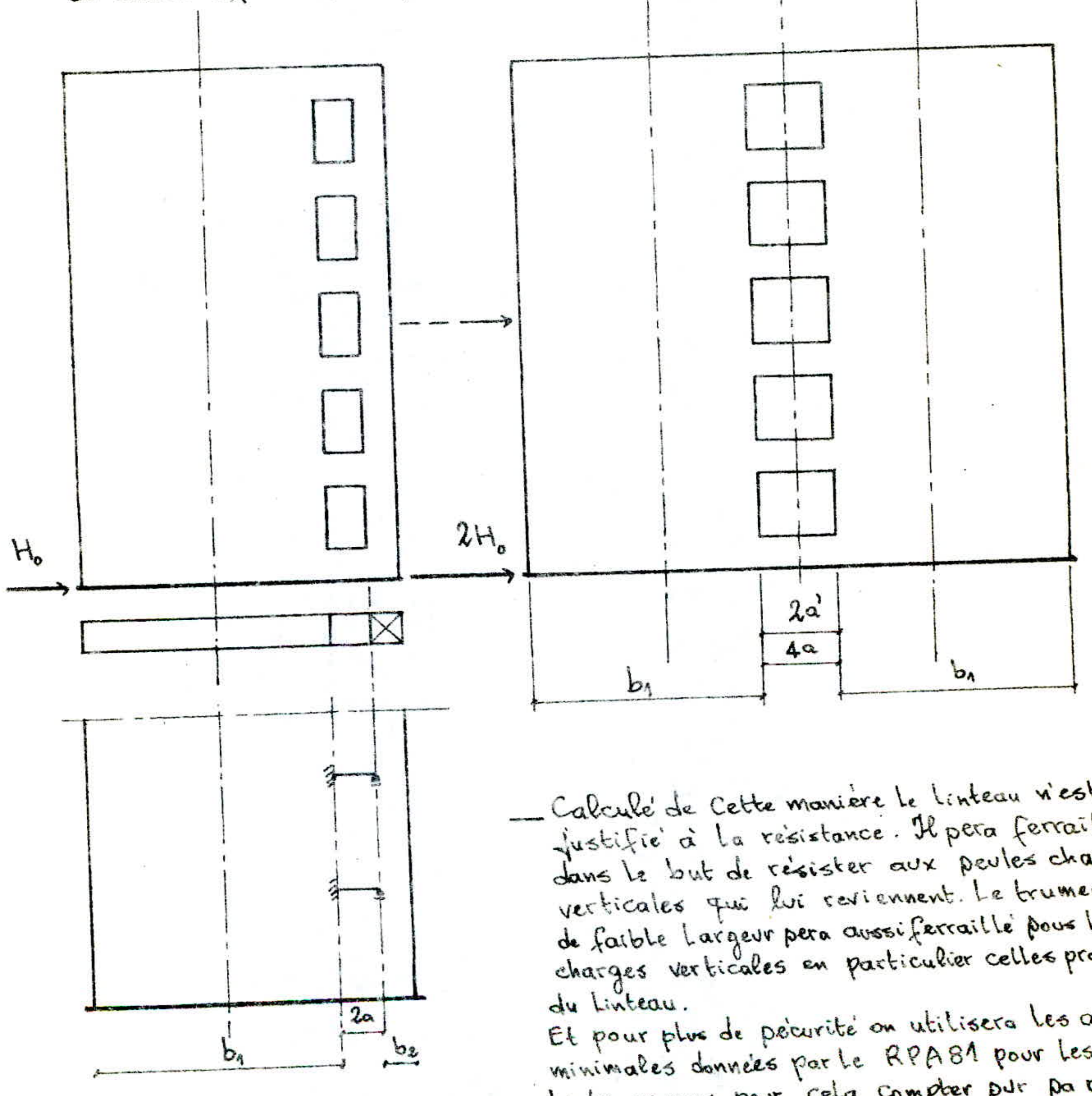
— Ancrage des barres Longitudinales :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\,\phi = \frac{70}{4} + 50 \times 1{,}2 = 77{,}5\,cm.$$

Longueur de scellement droit : $l_d = 75\,cm$.

III. Poutres noyées appartenant aux voiles $V_{L_2}, V_{L_4}, V_{L_7}, V_{L_8}$.

Cette poutre, inialement, considérée comme un linteau résistant ne pouvait être calculé par la Méthode de M. ALBIGES ; car il est solidaire de deux trumeaux dont l'un de faible largeur présente une inertie faible et ne vérifie donc pas l'hypothèse selon laquelle l'inertie du trumeau doit être très grande devant celle du linteau. D'autre part ce trumeau verra sa capacité de parfait encastrement réduite jusqu'à tendre vers l'articulation. Ceci implique que le point d'inflexion du linteau déformé se déplace vers le trumeau de plus forte inertie.



— Calculé de cette manière le linteau n'est pas justifié à la résistance. Il sera ferraillé dans le but de résister aux seules charges verticales qui lui reviennent. Le trumeau de faible largeur sera aussi ferraillé pour les charges verticales en particulier celles provenant du linteau.
Et pour plus de sécurité on utilisera les armatures minimales données par le RPA 81 pour les linteaux sans pour cela compter sur sa résistance au séisme du moment qu'on accepte sa fissuration jusqu'à rupture non fragile.

Dimensions :

Ces poutres ont toutes une section (15x70).

$A_i, A_s \geq 0{,}0015\, b.h_t = 1{,}58\ cm^2.$

$A_r \geq 0{,}0020\, b.h_t = 2{,}1\ cm^2.$

$\begin{cases} A_t \geq 0{,}0025\, b.\, \delta = 0{,}56\ cm^2 \\ \delta \leq \frac{h_t}{4} = 17{,}5\ cm \ldots\ldots \delta = 15\ cm. \end{cases}$

$A_x = 0.$

a. Armatures Longitudinales.

nappe supérieure : 2T10 .

nappe inférieure: 2T10.

ancrage des barres: $\ell_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = 67{,}5$ cm on prend : $\ell_d = 70$ cm

b. Armatures Longitudinales de répartition.

$A_r \geq 2{,}1\ cm^2$. On prend 6T6.

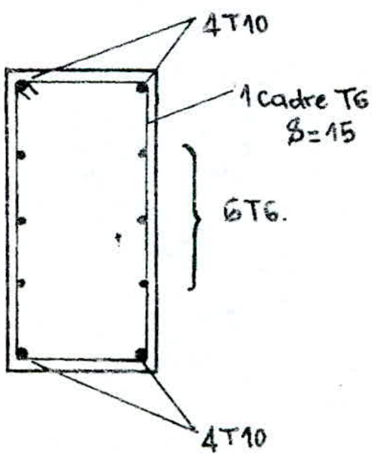
c. Armatures transversales.

$A_t \geq 0{,}56\ cm^2$. On prend un Cadre T6.

espacement des cadres : $\delta = 15$ cm.

d. Armatures d'angles.

elles ne sont nécessaires.

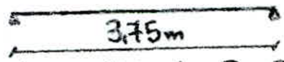


IV. Poutres de chainage pous murs en maçonnerie :

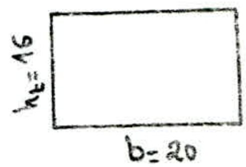
Ce pont des poutres noyées de renforcement destinées à poulager Les planchers poumis à des charges Localisées dues aux murs.

$q = 588$ kg/ml : charge permanente due au mur.

On considère La travée La plus pollicitée ; celle de plus grande portée.
$\ell = 3,75$ m.



On peut appliquer La méthode forfaitaire et prendre $M_a = -0,6 M_o$ aux appuis et $M_t = +0,9 M_o$ en travée.



$$M_o = \frac{q\ell^2}{8} = 1033,6 \text{ kg.m.}$$

$$M_a = -0,6 \cdot M_o = -0,6 \times 1033,6 = 620,16 \text{ kg.m.}$$
$$M_t = 0,9 \cdot M_o = 0,9 \times 1033,6 = 930,24 \text{ kg.m.}$$

a. Calcul des armatures Longitudinales :

$$\mu = \frac{15 . M_t}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = 0,1271 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8615 \\ k = 21,1 \end{cases} \longrightarrow \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 132,7 < 137,5 = \bar{\sigma}'_b .$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{93024}{2800 \times 0,8615 \times 14} = 2,8 \text{ cm}^2$$

On disposera <u>4T12</u> prolongées aux appuis en deux nappes.

b. Calcul des armatures transversales :

à L'appui : maximum $T = \frac{q\ell}{2} = 1102,5$ kg.

$$\tau_b = \frac{T}{b . z} = \frac{1102,5}{20 \times (0,87 \times 14)} = 4,53 \text{ kg/cm}^2 < 3,5\, \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{en}$. Soit des cadre de nuance Adx Fe24.

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{4,53}{9 \times 5,9}\right) . 2400 = 2195 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

On prend $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600$ kg/cm².

Soit 1 cadre $\phi 6$ par plan alors : $A_t = 2\phi 6 = 0,56$ cm².
L'espacement au voisinage de L'appui pera :

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times (0,87 \times 14) \times 1600}{1102,5} = 9,90 \simeq 10 \text{ cm.}$$

Espacement initial maximal : $t \leq \max\left(0,2 . h ;\ h\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right)$
$t \leq \max$ (2,8 cm ; 10,8 cm) poit $t_{max} = 10,8$ cm

On prend : <u>$t = 10$ cm.</u>

Les Escaliers

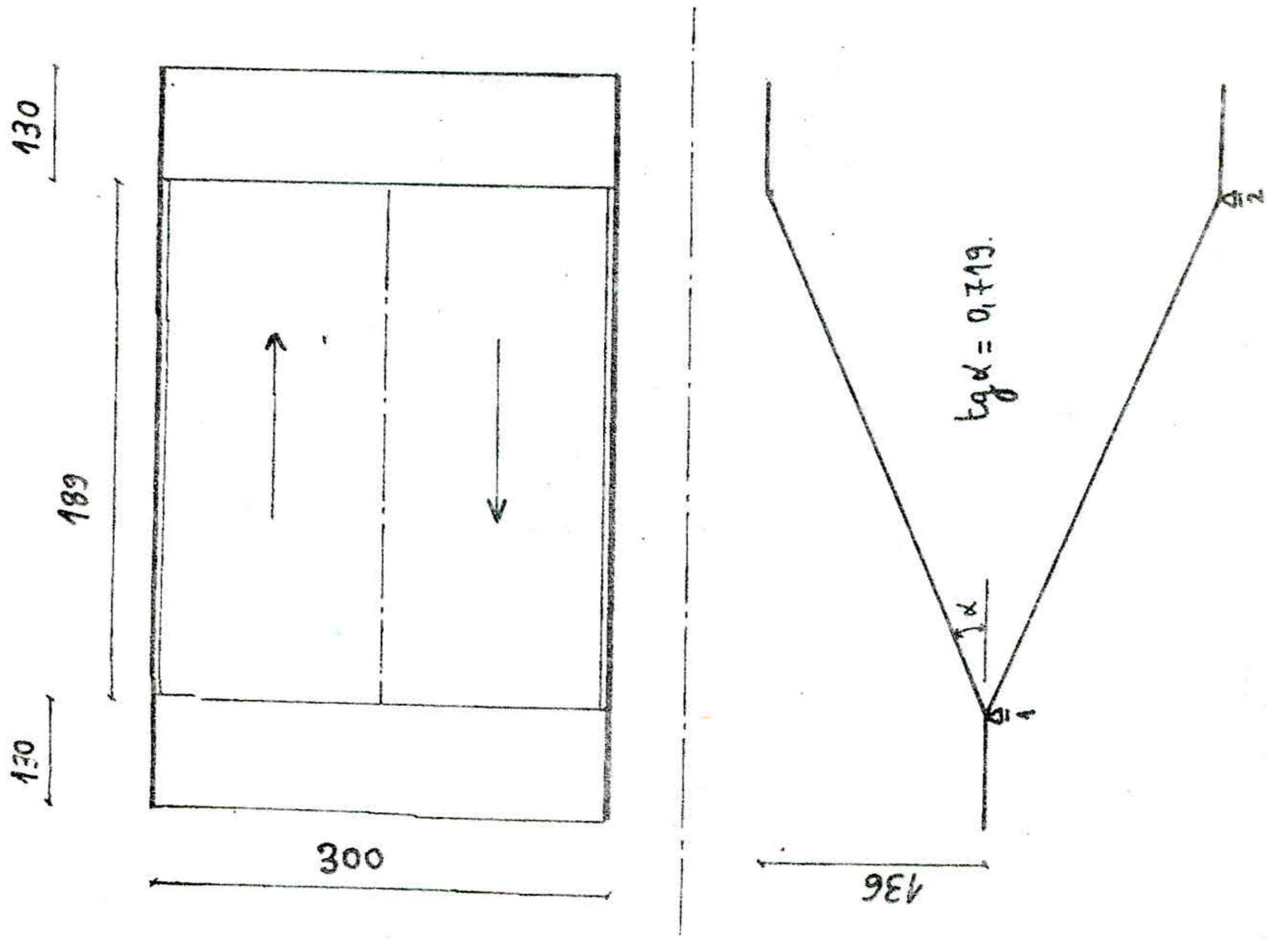
Les escaliers sont conçus de sorte que l'execution se fasse en deux étapes:

- Coulage des paliers sur place.
- pose des paillasses préfabriquées.

Cette Conception présente le danger d'un déboitement au niveau de la jonction paillasse - palier et ceci peut entrainer, lors d'un faible seisme par exemple, des accidents mortels dont l'impact a entrainer les constructeurs à imposer la mise en place d'armatures filantes entre la paillasse et le palier de sorte quelles représentent un véritable parachute à la suite d'une éventuelle secousse.

Système porteur:

Il se Compose de deux refends transversaux (murs d'echiffre).



Recommandations du C.T.C pour les escaliers préfabriqués à paillasse pleine :

- Préfabrication en usine ou sur chantier.
- Les appuis haut et bas aménagés pour celles-ci se composent de béquets sur toute la largeur du palier.

Configuration de la volée :

La vérification de la formule de Confort empirique de Blondet : $2h+g \simeq 62$
conduit à : $g = 27\,cm$.
$h = 17\,cm$. avec : $2h+g = 2\times 17 + 27 = 61$.

et : g : largeur de marche.
h : hauteur de contremarche.

Paillasse

a paillasse est une dalle inclinée dont la fonction est de joindre le palier ntermédiaire (repos) au palier du niveau adjacent.

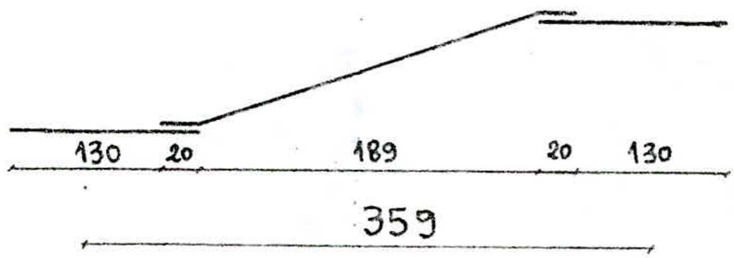
a. Dimensionnement de la paillasse.

Le dimensionnement est fait à la base d'une longueur entre-axes des paliers.

$$\ell = \frac{1{,}30}{2} + 1{,}89 + \frac{1{,}30}{2} + 0{,}20 + 0{,}20 = 3{,}59\,m.$$

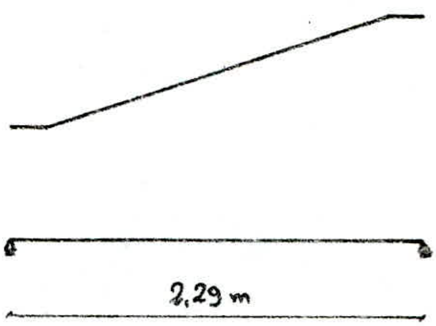
L'épaisseur e est choisie entres les limites $e_1 = \frac{\ell}{30} = \frac{359}{30} = 12{,}0\,cm.$

On a pris $e = 15$ cm. et $e_2 = \frac{\ell}{20} = \frac{359}{20} = 18{,}0\,cm.$



b. Schéma Statique :

C'est une poutre reposant simplement sur les béquets. Elle sera calculée pour son propre poids et sous une surcharge utile de 300 kg/m².



1°/ Charges et Surcharges :

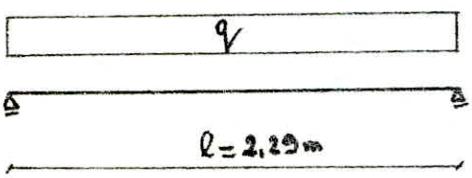
i/ charge permanente (poids propre) : $G = 869{,}208$ kg/m².

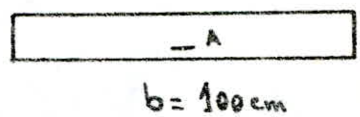
ii/ surcharge d'exploitation : $P = 300$ kg/m².

charge de Calcul : $q = G + 1{,}2\,P = 1229{,}208$ kg/m².

$$q = 1229{,}208 \text{ kg/m}^2.$$

Pour le ferraillage on choisit une bande centrale de la paillasse d'un mètre de large. $q = 1229{,}208$ kg/ml.





$h_t = 15$ cm
$d = 1{,}5$ cm.
$h = h_t - d = 13{,}5$ cm.

2°/ Armatures Longitudinales :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1229{,}208 \times (2{,}29)^2}{8} = 805{,}76 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 805{,}76 . 10^2}{2800 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}0237 \rightarrow \begin{cases} k = 59{,}5. \\ \varepsilon = 0{,}9329. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{59{,}5} = 47{,}06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2 :$$ Il n'est pas nécessaire de disposer des aciers comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{805{,}76 . 10^2}{2800 \times 0{,}9329 \times 13{,}5} = 2{,}285 \text{ cm}^2.$$

<u>On prend 5T8 p.m</u> (5T8 = 2,51 cm²).

3°/ Vérification à la fissuration :

i/ $\sigma_1 = 1{,}5 \cdot 10^6 \cdot \dfrac{1{,}6}{8} \cdot \dfrac{8{,}36 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 8{,}36 \cdot 10^{-3}} = 2314{,}5 \text{ kg/cm}^2.$

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

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2.$

4°/ Condition de non fragilité :

Il faut que : $A > A_1 = 0{,}69 \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b.h$

$A_1 = 0{,}69 \cdot \dfrac{5{,}9}{4200} \cdot 100 \cdot (13{,}5) = 1{,}308 \text{ cm}^2.$ $A = 2{,}51 \text{ cm}^2 > 1{,}308 \text{ cm}^2.$

5°/ Contraintes de cisaillement :

A l'appui : $T = \dfrac{q\ell}{2} = 1407{,}44 \text{ kg}.$

$\tau_b = \dfrac{T}{b.z} = \dfrac{8}{b.7h} . T = 1{,}20 \text{ kg/cm}^2.$

Il s'agit d'une dalle ; il suffit que : $\tau_b \leq 1{,}15\,\bar{\sigma}_b.$

$1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}785 \text{ kg/cm}^2.$ $\tau_b = 1{,}20 \text{ kg/cm}^2 < 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 6{,}785.$

Il est inutile de disposer des armatures transversales.

6°/ Armatures de répartition :

il faut : $\begin{cases} \dfrac{A}{4} \leq A_r \leq \dfrac{A}{2} & \text{soit} \quad 0{,}628 \leq A_r \leq 1{,}255 \text{ cm}^2 \\ A = 5T8 = 2{,}51 \text{ cm}^2. \end{cases}$

On prend : $\underline{A_r = 4T6 \text{ p.m.}}$ $(4T6 = 1{,}13 \text{ cm}^2).$

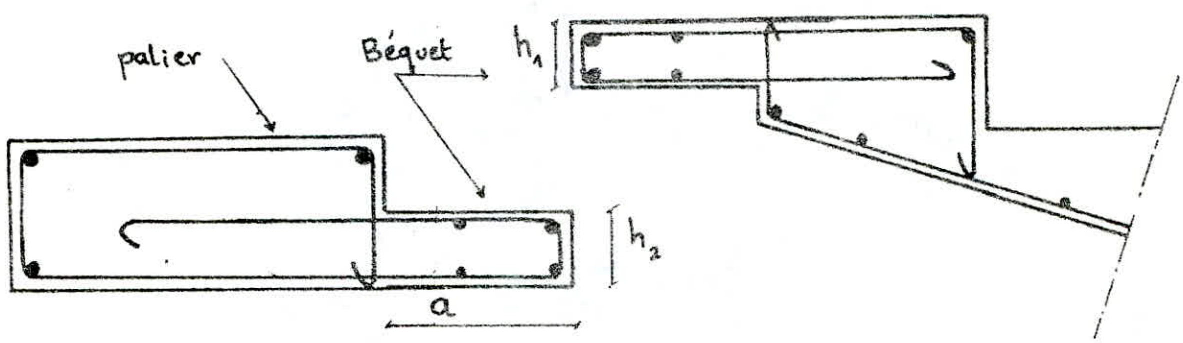
Calcul des Béquets.

Le béquet constitue un appui pour la paillasse préfabriquée. Il sera donc calculé sous les charges provenant de la paillasse.

Le béquet doit être calculé à la résistance pour qu'il puisse transmettre les efforts vers le palier.

Dispositions particulières des armatures:

Les armatures principales des béquets de paillasse et de palier doivent être réalisés au moyen de boucles ou de cadres fermés.



Dimensions: On doit avoir: $a \geq 10$ cm. On a pris $a = 20$ cm.
et $h_2 \geq 7$ cm. On a pris $h_2 = 8$ cm.

1°/ charges et surcharges:

i/ charge provenant de la paillasse:

$$Q_o = \frac{1}{2}(2,29 \times 3,00).(869,208 + 1,2 \times 300) = 4222,33 \text{ kg}.$$

ii/ poids propre du béquet:

$$Q_1 = 0,080 \times 0,20 \times 3,00 \times 2500 = 120 \text{ kg}.$$

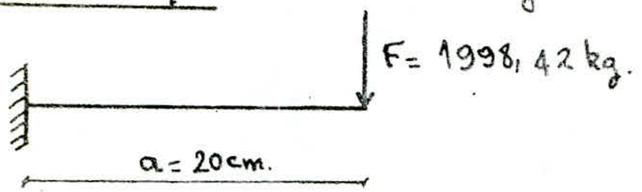
Pondération: La charge revenant au béquet doit être frappé par un Coefficient δ_q dépendant et tenant Compte des conditions de pose et de ferraillage.
Dans notre cas : pose à bain de mortier on a: $\delta_q = 1,4$.

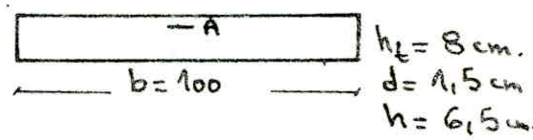
Le Calcul se fera sur une largeur de 1m de console d'où les charges:

$$F = \left[\frac{Q_o}{3,00} + \left(\frac{Q_1}{3,00}\right)\frac{1}{0,20}\right] \times 1,40 = 1998,42 \text{ kg}.$$

N.B : On se placera en sécurité en supposant une rotation (possible) de la paillasse autour de la ligne d'emmarchement. Cette hypothèse conduit à considérer la charge F placé à l'extrémité de la Console.

2°/ <u>Schéma Statique</u> : Console de Longueur $a = 20\,cm$ encastrée au palier.





3°/ <u>Armatures Longitudinales</u> :

$$M = F.a = 1998,42 \times 0,20 = 399,684 \text{ kg.m};$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 399,684.10^2}{2800 \times 100 \times (6,5)^2} = 0,0507 \rightarrow \begin{cases} k = 38,0. \\ \varepsilon = 0,9057. \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38,0} = 73,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2,425 \text{ cm}^2.$$ On peut prendre : $A = 6T8$ p.m ; ($6T8 = 3,01\,cm^2$)

4°/ <u>vérification à la fissuration</u> :

i/ $$\sigma_1 = K.\frac{\eta}{\phi}.\frac{\omega_f}{1+10\omega_f} = 1,5.10^6.\frac{1,6}{8}\frac{0,01}{1+10 \times 0,01} = 2727,3 \text{ kg/cm}^2.$$

ii/ $$\sigma_2 = 2,4\left(\frac{K\eta\bar{\sigma}_b}{\phi}\right)^{1/2} = 3163,76 \text{ kg/cm}^2$$

5°/ <u>Condition de non fragilité</u> :

Il faut $A \geqslant A_1$; $A_1 = 0,69.\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}.bh$

$$A_1 = 0,69.\frac{5,9}{4200}.100.6,5 = 0,63 \text{ cm}^2 < A = 3,01 \text{ cm}^2.$$

6°/ <u>Contrainte de cisaillement</u> :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z}; \quad T = F = 1998,42 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{1998,42 \times 8}{100 \times 7 \times 6,5} = 3,513 \text{ kg/cm}^2;$$

Pour $\sigma'_b = 73,68$ kg/cm² telle que: $\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\,\bar{\sigma}'_{b_0}$.

Il faut vérifier : $\tau_b = \frac{T}{b.z} \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right).\bar{\sigma}_b$.

$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{73,68}{67,5}\right) \times 5,9 = 20,109$ kg/cm².

On a bien: $\tau_b = 3,513$ kg/cm² $< 20,109$ kg/cm².

D'autre par : $\tau_b < 1,15.\bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785$ kg/cm² alors il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales.

7°/ **Armatures de répartition:**

On doit choisir leur section de façon à ce que cette Condition soit vérifiée :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \text{soit} \quad \frac{3,01}{4} \leq A_r \leq \frac{3,01}{2} \; ; \quad 0,75 \leq A_r \leq 1,505 \text{ cm}^2$$

On disposera: 6T6.

Calcul des paliers

I. Palier intermédiaire.

Le palier est une dalle encastrée sur deux côtés dans les murs d'échiffre.

1. Charges et Surcharges :

a. poids propre : $g = 524\ kg/m^2$ (Dalle B.A de 16 cm vu).

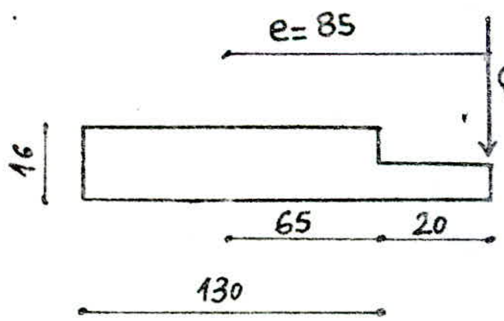
b. surcharge d'exploitation : $p = 300\ kg/m^2$.

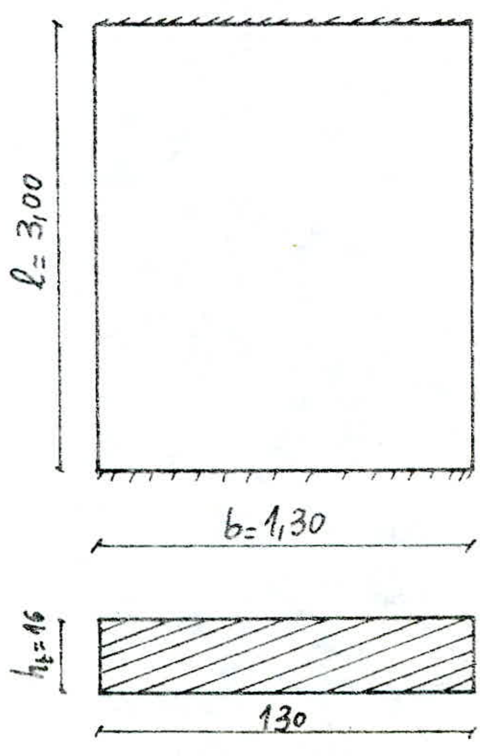
c. charge provenant de la paillasse à travers le béquet (excentrée).

$$Q_0 = \frac{1}{2} \cdot S_v \cdot (G_v + 1{,}2\,P_v) = \frac{1}{2} \cdot (2{,}29 \times 3{,}00) \times (869{,}208 + 1{,}2 \times 300) = 4222{,}33\ kg.$$

Cette charge se réduit à une charge uniformément répartie $q = \frac{Q_0}{l}$. centrée le long de la ligne moyenne de la dalle et un moment de torsion dont la valeur totale est $M_{t_0} = Q_0 \cdot e$.

$$\begin{cases} q_0 = \dfrac{Q_0}{l} = \dfrac{4222{,}33}{3{,}00} = 1407{,}44\ kg/ml. \\ M_{t_0} = Q_0 \cdot e = 4222{,}33 \times 0{,}85 = 3588{,}98\ kg.m. \end{cases}$$





2. Charge de Calcul :

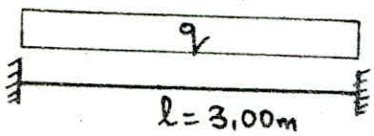
i/ charge propre à la dalle : $q_1 = (g + 1{,}2p) \times 1{,}30 = (524 + 1{,}2 \times 300) \times 1{,}30 = 1149{,}2$

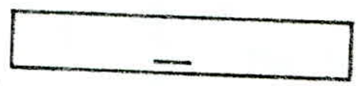
$q_1 = 1149{,}2$ kg/ml.

ii/ Charge venant des volées : $q_0 = \dfrac{Q_0}{3{,}00} = 1407{,}44$ kg/ml.

charge de Calcul : $q = q_1 + q_0 = 1149{,}2 + 1407{,}44 = 2556{,}64$ kg/ml.

3. Schéma Statique :





$b = 130$ cm $h_t = 16$ cm. $d = 2$ cm. $h = 14$ cm.

La R.D.M Conduit à : $M_t = \dfrac{ql^2}{24}$ en travée et $M_a = -\dfrac{ql^2}{12}$ sur appui et ce dans le cas de parfait encastrement. Mais pour mieux s'approcher de la pratique on prend : $M_t = \dfrac{ql^2}{10}$ et $M_a = -\dfrac{ql^2}{20}$ en supposant que les encastrements ne sont que partiels et que les sections d'appui se déformeront et se déchargeront au détriment des sections en travée. Les déformations des sections d'appui peuvent s'inscrire dans le domaine élasto-plastique.

4- Ferraillage en travée :

$$M_t = \frac{ql^2}{10} = \frac{2556{,}64 \times (3{,}00)^2}{10} = 2300{,}976 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 . M_t}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 2300{,}976 \times 10^2}{2800 \times 130 \times (14)^2} = 0{,}0484 \longrightarrow \begin{cases} k = 39{,}0. \\ \varepsilon = 0{,}9074 \end{cases}$$

$\dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{39{,}0} = 71{,}80$ kg/cm² $< 137{,}5$ kg/cm² $= \bar{\sigma}'_b$: Il n'est pas nécessaire de disposer des armatures comprimées.

Section d'armatures : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \dfrac{2300{,}976 . 10^2}{2800 \times 0{,}9074 \times 14} = 6{,}47$ cm².

On disposera : 9T10. avec un espacement $t = 15{,}5$ cm.

a. Vérification à la fissuration :

i/ $\sigma_1 = K.\frac{\eta}{\phi}.\frac{\omega_f}{1+10\omega_f} = 1{,}5.10^6.\frac{1{,}6}{10}.\frac{0{,}0135}{1+0{,}135} = 2855{,}6\ kg/cm^2.$

$\omega_f = \frac{A}{2d \times b} = \frac{7{,}02}{(2\times 2)\times 130} = 0{,}0135$

ii/ $\sigma_2 = 2{,}4.\left(\frac{\eta.K.\bar{\sigma}_b}{\phi}\right)^{1/2} = 2{,}4\left(\frac{1{,}6\times 1{,}5.10^6\times 5{,}9}{10}\right)^{1/2} = 2855{,}9\ kg/cm^2.$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855{,}9 < 2800.$ (vérifiée).

b. Vérification de la Condition de non fragilité :

Les armatures tendues doivent vérifier : $A \geq A_1 = 0{,}69.\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\,bh.$

$A_1 = 0{,}69 \times \frac{5{,}9}{4200}\times(130\times(16-2)) = 1{,}76\ cm^2.$

On a bien $A = 9T10 = 7{,}02\ cm^2 > 1{,}76\ cm^2.$

5. Armatures de répartition :

Dans le sens répartiteur nous devons disposer des armatures longitudinales comprises en 25% et 50% de la section des armatures principales.

$\left.\begin{array}{l} 25\%\,A = 25\% \times 7{,}02 = 1{,}755\ cm^2 \\ 50\%\,A = 50\% \times 7{,}02 = 3{,}51\ cm^2. \end{array}\right\}$ on prend : 5T8.

6. Ferraillage en section d'appui.

$M_a = -\frac{q\ell^2}{20} = -1150{,}50\ kg.m.$

$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0{,}0242 \longrightarrow \left\{\begin{array}{l} k = 58{,}75 \\ \varepsilon = 0{,}9322. \end{array}\right.$; $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{5875} = 47{,}66\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{1150{,}50.10^2}{2800\times 0{,}9322\times 14} = 3{,}15\ cm^2.$

On disposera : 9HA8, $t = 15{,}5$ cm.

7_ Résistance à la torsion.

Prescriptions relatives:

a_ Si la section étudiée est soumise, en même temps qu'à la torsion, à une sollicitation (M, T, N), les armatures destinées à résister à la torsion devront s'ajouter à celles destinées à résister aux autres sollicitations.

b_ Dans ce cas il faut superposer les contraintes de cisaillement de torsion avec celles d'effort tranchant au point le plus sollicité et faire la vérification à la contrainte admissible.

C.C.B.A 68_ Annexe 5 : Cet article définit les pourcentages :

$$\omega_\ell = \frac{\text{Section des armat. longitudinales}}{\text{Section du béton de la pièce}} = \frac{A_\ell}{B'}.$$

$$\omega_t = \frac{\text{Volume des armat. transversales}}{\text{Volume du béton de la pièce}}.$$

Le rapport $\omega_\ell = \omega_t$ dépend de la forme de section de la pièce et du rapport de ses dimensions.

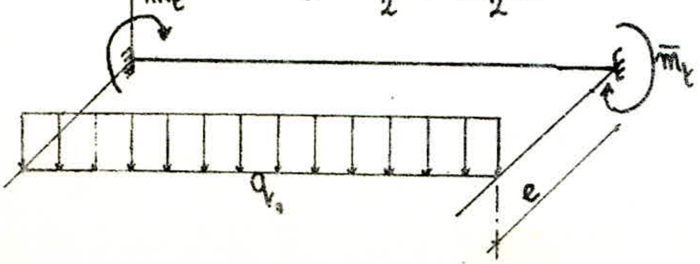
•) $\left.\begin{array}{l} b = 130\ \text{cm} \\ h_t = 16\ \text{cm} \end{array}\right\} \Rightarrow \dfrac{b}{h_t} = \dfrac{130}{16} = 8,125$

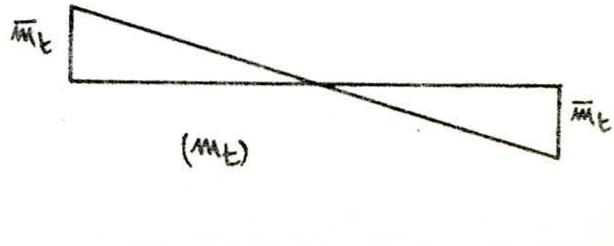
••) $\dfrac{b}{h_t} = 8,125 > 3,5$ et section rectangulaire $(b \times h_t)$ alors la contrainte de cisaillement due à la torsion s'écrit: $\tau_{bm} = \dfrac{K.\,\overline{m}_t}{(h_t)^2.\,b}$ et le rapport $\omega_\ell = \omega_t = \dfrac{3}{7} \times \dfrac{\tau_{bm}}{\overline{\sigma}_a}$.

i/ Diagramme de variation du moment de torsion.

La charge q_o plus haut définie étant uniformément répartie et excentrée, elle va créer un moment de torsion dont la répartition est linéaire.

$$\overline{m}_t = \frac{m_{t_o}}{2} = \frac{Q_o.e}{2}.$$





- Le coefficient K fonction de la forme et des dimensions de la section se calcule pour une section rectangulaire à l'aide du rapport: $\frac{b}{h_t} = 8,125$. on obtient K = 3,26 obtenu par interpolation sur les valeurs:

b/h_t K	6,00 3,34	10,0 3,20	∞ 3,00

- La contrainte de cisaillement de torsion est maximale à l'encastrement:

$$\tau_{bm} = \frac{K.\overline{m}_t}{(h_t^2).b} \quad ; \quad \overline{m}_t = \frac{Q_o.e}{2} = \frac{m_{to}}{2} = \frac{3588,98}{2} = 1794,50 \text{ kg.m} ;$$

$$\tau_{bm} = \frac{3,26 \times 1794,50.10^2}{(16)^2 \times 130} = 17,578 \text{ kg/cm}^2.$$

$\tau_{bm} = 17,578$ kg/cm².

- Le pourcentage volumique des armatures transversales destinées à résister à la torsion périphérique est:

$\omega_t = \frac{3}{7} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\overline{\sigma}_a}$. Si on choisit des cadres de nuance FeE40A à H.A et de diamètre Φ8. $\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2800$ kg/cm².

on a: $\omega_t = \frac{3}{7} \times \frac{17,578}{2800} = 0,0027$.

ii/ Armatures transversales.

a- le volume des armatures transversales par centimètre est:

$(\omega_t.B') \times 1\text{cm} = (0,0027 \times 16 \times 130) \times 1 = 5,616 \text{ cm}^3$.

b- Le volume d'un cadre HA8, supposé cernant toute la section (130×16) tout en prenant en compte les distances d'enrobage, est:

$0,50 \times \left[\left((16-4) + (130-4)\right) \times 2\right] = 138 \text{ cm}^3$ avec $0,50 \text{ cm}^2 = 1\Phi 8$.

c- l'espacement des cadres sera alors: $t = \frac{138}{5,616} = 24,57 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

On prend t = 24 cm.

ii/ Armatures Longitudinales:

$$A_\ell = \omega_t.B' = 0,0027 \times (130 \times 16) = 5,616 \text{ cm}^2.$$

On disposera 2×(4T10) ~~en renforcement aux extrémités et~~

2×(4T10) = 6,24 cm². ~~faisant poutres palières noyées dans palier.~~

8. Vérification des contraintes de cisaillement du béton. Cumul des contraintes.

a. Effort tranchant :

A la section d'encastrement l'effort tranchant est maximal et la Contrainte uniforme de cisaillement vaut : $\tau_b(T) = \dfrac{T}{b.z}$.

$$T = T^{max} = \frac{q\ell}{2} = \frac{2556,84 \times 3,00}{2} = 3834,96 \text{ kg.}$$

$$\tau_b(T) = \frac{T}{b.(0,87h)} = \frac{3834,96}{130 \times (0,87 \times 14)} = 2,422 \text{ kg/cm}^2.$$

b. Moment de torsion :

La Contrainte maximale de cisaillement par torsion s'obtient au milieu des grands côtés de la section d'encastrement pour laquelle le moment de torsion est maximal.

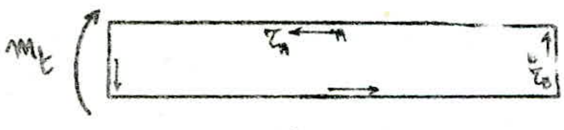
·) $\tau_{b_m}(m_t) = \tau_A(m_t) = 17,578$ kg/cm² (vu) (au point A)

··) Au point B : $\tau_B(m_t)$ est une fraction de la Contrainte maximale :

$$\tau_B(m_t) = K_1 . \tau_{b_m}(m_t) = 0,74 \times 17,578 = 13,008 \text{ kg/cm}^2.$$

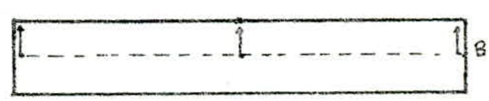
N.B : pour $\dfrac{b}{h_t} = 8,125$ on obtient $K_1 = 0,74$.

effet de m_t



$\tau_b(m_t)$

effet de T



$\tau_b(T) = \dfrac{T}{b.z}$.

c. Superposition des contraintes.

Au point B : $\tau_b(B) = \tau_B(m_t) + \tau_B(T) = 13,008 + 2,422 = 15,43$ kg/cm².
au paragraphe 6 nous avons $\sigma'_b \simeq 47,66$ kg/cm² < $\bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5$ kg/cm². Donc il faut vérifier $\tau_b(B)$ à la Contrainte $\bar{\tau}_b$ telle que :

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

Donc $\tau_b(B) = 15,43$ kg/cm² < $\bar{\tau}_b = 20,65$ kg/cm².

Au point A : $\tau_b(A) = \tau_A(m_t) = 17,578$ kg/cm² < 20,65 kg/cm²
(Vérifiées).

9_ Disposition Constructives des armatures :

La pection d'armatures longitudinales déstinées à resister à la torsion ne peuvent être dissociées de celles de flexion car en réalité elles travaillent ensemble aux deux pollicitations. Et Comme les armatures longitudinales doivent être disposées pur tout le pourtour de la pection de béton alors on peut trouver une nouvelle pection mixte comme puit :

a_ Armatures Longitudinales pupérieures :

$$A_s = 3{,}15 + \frac{5{,}616}{2} = 5{,}96 \text{ cm}^2$$ On prend 12T8.
(t = 11,5 cm)

b_ Armatures Longitunales inférieures :

$$A_i = 6{,}474 + \frac{5{,}616}{2} = 9{,}28 \text{ cm}^2$$ On prend 12T10.
(t = 11,5 cm).

c_ Armatures transversales :

A_t = 1 cadre T6 _ (t = 15 cm).

d_ Armatures de répartition :

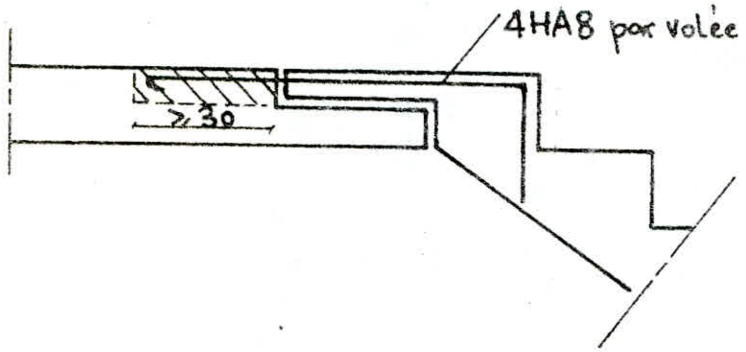
A_r = 5T8.

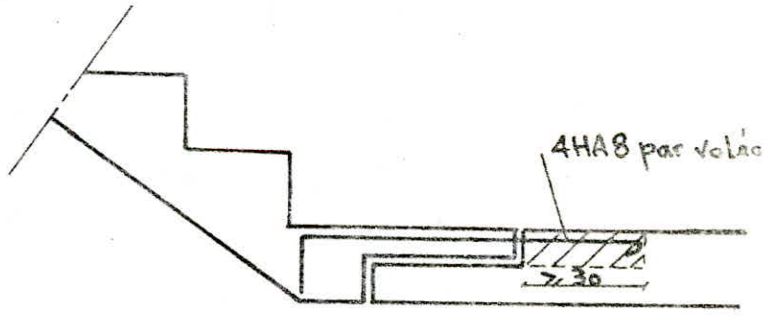
II_ Palier d'étage.

Calculé de la même manière, il présentera le même ferraillage.

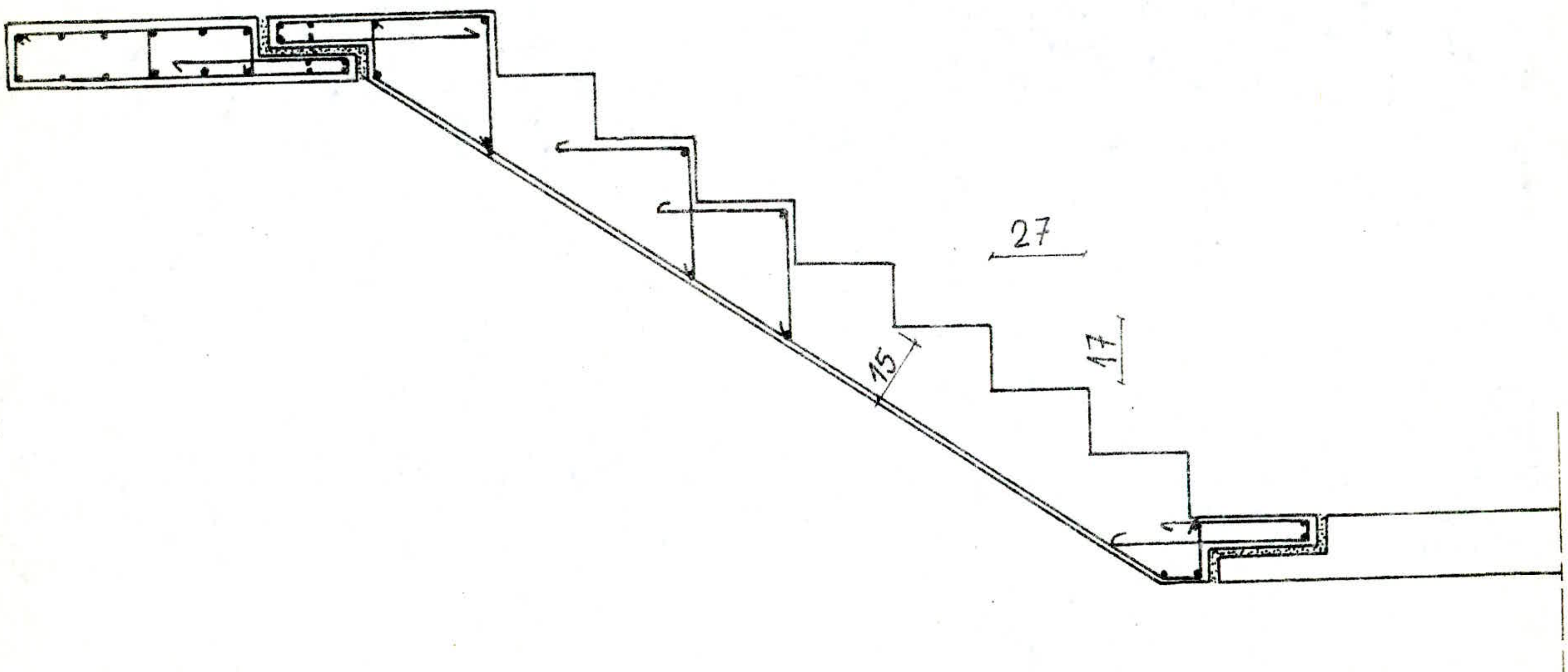
Liaison : Palier - Paillasse.

Ce type d'escalier est un élément important permettant de réduire considérablement la durée du projet car l'opération ferraillage - coffrage - décoffrage des volées se trouve supprimée. Cependant il faut d'aprés le reglement du C.T.C prévoir des armatures formant parachutes pour assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse sous l'action des seismes et des charges verticales. Ces armatures seront en acier doux ou bien en acier à haute adhérence. On disposera 4HA8 p.volée pour garder le même type d'armatures. Elles joueront pleinement leur rôle si elles sont ancrées à pas moins de 30 cm dans le béton du palier.





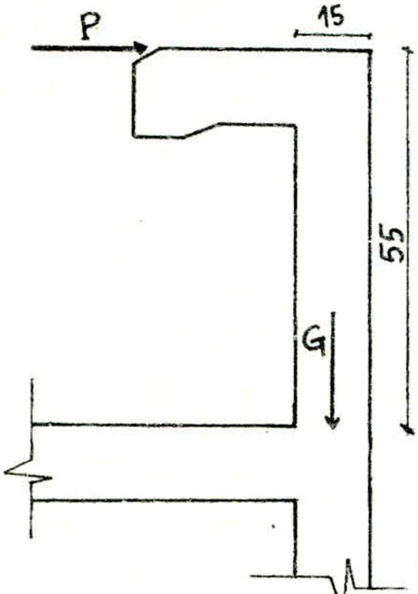
Généralités sur le ferraillage.



L'acrotère.

L'acrotère peut être assimilée à une console encastrée dans le plancher. Pour l'exécution l'acrotère sera coulée sur place au sommet des voiles continus, et sera en préfabriqué dans le cas contraire.
Pour le calcul on détache une bande de 1 m de longueur.

1°/ Dimensions de l'acrotère :



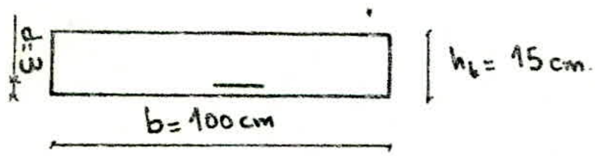
2°/ Charges et Surcharges :

i_ Poids propre : $G = (0{,}55 \times 0{,}15 \times 1{,}00) \times 2{,}5 \cdot 10^3$;
$G = 206{,}25$ kg.

ii_ Surcharge d'exploitation :
Elle représente la main courante appliquée horizontalement : $P = 100$ kg/ml.

iii_ Charge de calcul :
$G = 206{,}25$ kg (effort de compression).
$1{,}2P = 120$ kg (effort tranchant).

3°/ Schéma statique :
C'est une console donc la section dangereuse se trouve à l'encastrement.
La réduction des efforts à cette section : $N = G = 206{,}25$ kg.
$M = 1{,}2P \times h_a = 120 \times 0{,}55 = 66$ kg.m ;



L'acrotère étant un élément extérieur, on considère un enrobage de 2,5 cm. La distance au centre de gravité des armatures sera prise $d = e + 0{,}5 = 3$ cm.

4°/ Armatures Longitudinales : (P. Charon).

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{66 \cdot 10^2}{206{,}25} = 32 \text{ cm.} \\[2ex] e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{15}{6} = 2{,}5 \text{ cm.} \end{array}\right\}$$

$e_0 > e_1$: Le centre de pression tombe à l'extérieur du noyau central.
La section est donc partiellement comprimée.

Moment fictif : $M_f = N \cdot f = N\left(e_0 + \dfrac{h_t}{2} - d\right)$.

$$M_f = 206{,}25 \cdot \left(32 + \frac{15}{2} - 3\right) = 7631{,}25 \text{ kgcm} ;$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 7631{,}25}{2800 \times 100 \times (12)^2} = 0{,}0026 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9765. \\ k = 198. \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7631{,}25}{2800 \times 0{,}9765 \times 12} = 0{,}23 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0{,}23 - \frac{206{,}25}{2800} = 0{,}16 \text{ cm}^2.$$

Le calcul donne donc une section de $0{,}16 \text{ cm}^2$ très faible.

— Condition de non fragilité (CCBA 68 - art. 52).

Les armatures tendues d'une section de béton $(b \times h)$ utile doivent dépasser la section :

$$A_0 = 0{,}69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh ;$$

$$A_0 = 0{,}69 \times \frac{5{,}9}{4200} \times (100 \times 12) = 1{,}22 \text{ cm}^2.$$

La section adoptée est limitée par cette condition. On disposera : soit une section : $5T6 = 1{,}41 \text{ cm}^2$. 5T6 p.m

5°/ Vérification au cisaillement du béton.

A l'encastrement on a : $T = 1{,}2P = 120$ kg.
La contrainte tangente est : $\tau_b^{max} = \dfrac{T}{b \cdot z}$;

$$\tau_b^{max} = \frac{120}{100 \times (0{,}87 \times 12)} = 0{,}12 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans son ensemble, l'acrotère présentant la configuration d'une dalle ; il est inutile de disposer des armatures transversales et par là même le cisaillement est vérifié si : $\tau_b^{max} \leq 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}8 \text{ kg/cm}^2$ (Largement vérifié).

6°/ armatures de répartition :
On disposera : $25\% A \leq A_r \leq 50\% A$ Soit $A_r = 3T6$ p.m.

7°/ Vérification à la fissuration :

On suppose que la fissuration est préjudiciable : $K = 1.10^6$. (exposé aux intempéries).
On a disposé des T6 pour $\eta = 1{,}6$ (aciers H.A) et $\phi = 6$.

$$\varpi_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1{,}41}{100 \times 6} = 2{,}35 \cdot 10^{-3}.$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\varpi_f}{1 + 10\varpi_f} = 612{,}28 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \frac{2}{3}\sigma_{en}.$$

CHAP: 9

FONDATION

Etude des Fondations

Introduction :

Si on envisageait la solution semelles filantes sous murs porteurs on se rend compte à partir d'essais locaux que cette variante doit être écartée pour plusieurs raisons. Une première raison tient compte du nombre relativement élevé de voiles introduisant des entre-axes assez faibles et non réguliers. On aura ainsi une distance entre les tranchées de chaque semelle trop faible par rapport à la distance règlementaire. Une seconde raison issue du calcul des semelles voisines sous deux refends voisins a abouti à l'espace de 40 cm entre les semelles. Une troisième raison tient compte de l'existence d'un plancher sous-sol à usage commercial subissant des surcharges fortes de 400 kg/m² et dont la réalisation selon la première solution nécessite la mise en place de dalles sur remblai de sable et gravier compacté (dalles flottantes simplement posées). Il est donc plus économique sur le plan technique de décider que la plateforme supérieure d'un radier général, sur laquelle on coulera une chape de béton de 5 cm, fera office de plancher sous-sol.

Simplifications admises :

Pour notre étude, on supposera que le radier sera constitué d'une dalle très épaisse, d'épaisseur constante. On supposera que le radier est infiniment rigide donc indéformable ; c'est ainsi que l'on admet une réaction du sol uniforme sous le radier (sur sa sous-face) due aux charges et surcharges du bâtiment.

Difficultés du Calcul exact :

Le calcul exact ne peut être mené manuellement car, plus local, il consiste à vérifier la statique pour toute section ou coupure totale du radier par un plan vertical parallèle aux axes principaux du radier.

Caractéristiques géométriques du radier.

a. Centre de masse.

i	$S_i (m^2)$	l_x (m)	l_y (m)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)
1	5,18	0,85	6,095	-9,20	6,49	-9,20	-3,256
2	12,9	3,75	3,44	-5,625	1,72	-5,625	8,024
3	69,4015	5,02	13,825	-6,26	10,35	-6,26	0,606
4	70,293	3,75	18,745	-1,875	9,473	-1,875	-0,271
5	48,714	3,15	15,465	1,575	11,113	1,575	1,369
6	50,98	3,75	13,595	5,025	10,078	5,025	0,334
7	40,48	3,75	10,795	8,775	10,078	8,775	0,334
	$S = 297,95 m^2$						

$$x_G = \frac{\Sigma S_i x_i}{S} = \frac{-1,6655}{297,95} = -0,005 \text{ m.}$$

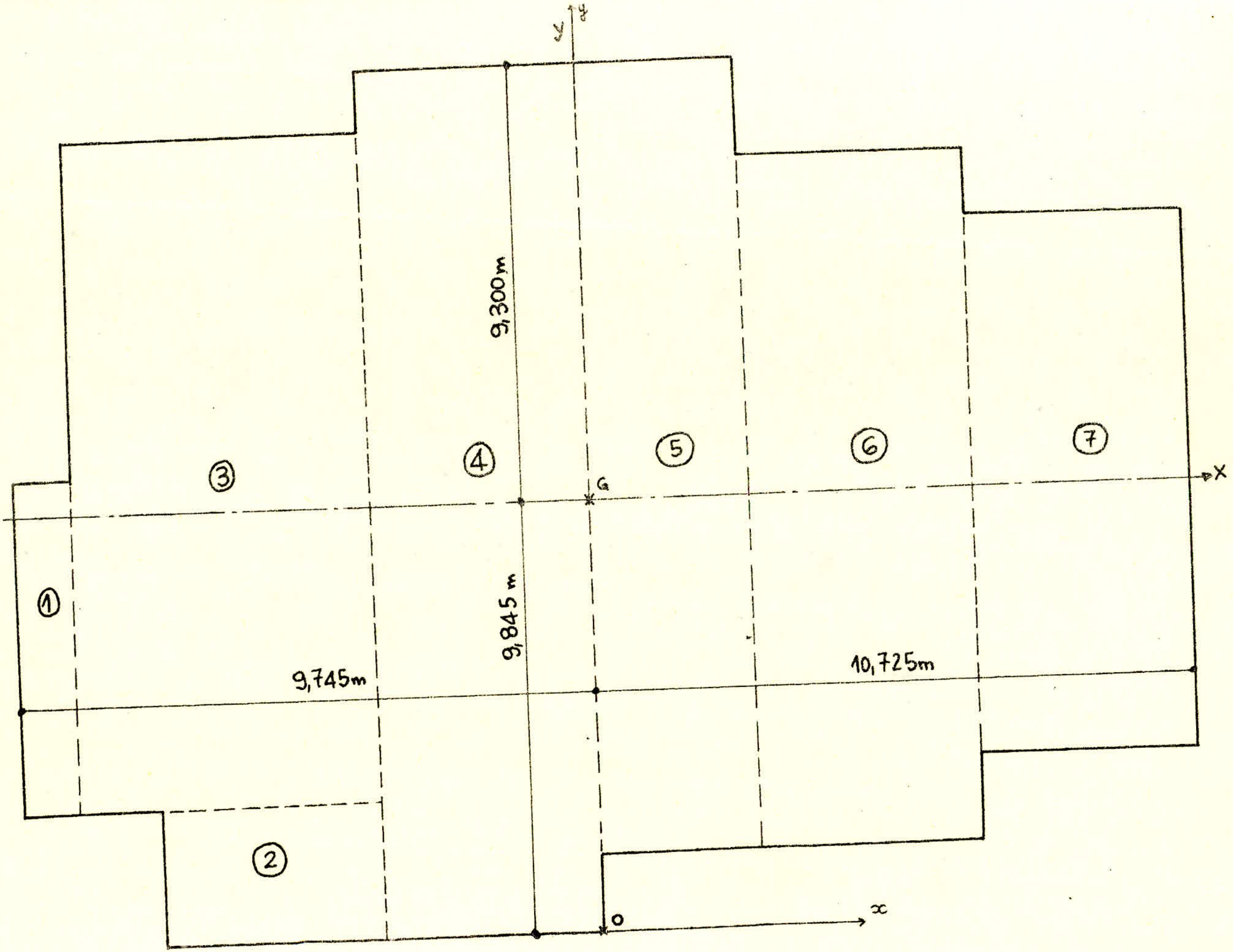
$$y_G = \frac{\Sigma S_i y_i}{S} = \frac{2903,08}{297,95} = 9,745 \text{ m.}$$

$\longrightarrow C_{M/o} = (0,005 \; ; \; 9,745)$ m.

b. Moments d'inertie.

i	$S_i (m^2)$	$I_{x_i} (m^4)$	$I_{y_i} (m^4)$
1	5,18	70,954	429,739
2	12,9	843,282	410,324
3	69,4015	1130,883	2865,423
4	70,293	2063,45	329,502
5	48,714	1063,75	161,124
6	50,98	790,90	1347,021
7	40,48	397,63	3164,424
		$I_x = 6360,85 m^4$	$I_y = 8707,56 m^4$

$$\boxed{\begin{array}{l} S = 297,95 \, m^2. \\ I_x = 6360,85 \, m^4. \\ I_y = 8707,56 \, m^4. \end{array}}$$



Y
y
9,300m
3
4
5
6
7
X
G
1
9,845 m
9,745m
10,725m
2
o
x

2°/ Charges et Surcharges.

- poids permanent en terrasse : $G_T = 256,43^t$.
- " " d'un niveau Courant : $G_c = 337,216^t$.
- " " en RDC : $G_{RDC} = 358,58^t$.
- " " en S/Sol : $G_{S/S} = 37,24\ t$ (chape de Béton de 5cm).

a_ Poids des voiles périphériques (Infrastructure).

VP_i	b(cm)	L(m)	$G_{op_i}(t)$
1	20	7,05	9,87
2	"	6,70	9,38
3	"	7,65	10,71
4	"	3,15	4,41
5	"	3,75	5,25
6	"	3,75	5,25
7	"	3,75	5,25
8	"	3,75	5,25
9	"	7,05	9,87

$G_{op} = 65,24^t$

b. Poids des Voiles en Continuité (Infrastructure).

V_{L_i}	$G_{oL_i}(t)$	V_{T_i}	$G_{oT_i}(t)$
1	9,22	1	6,064
2	10,91	2	15,728
3	5,818	3	8,234
4	12,768	4	28,18
5	8,508	5	22,505
6	8,82	6	17,454
7	10,668	7	13,324
8	7,59	8	3,22

$G_{o_L} = 74,302^t$. $G_{o_T} = 114,709^t$.

Charge totale due aux voiles d'infrastructure :

$$G_o = G_{op} + G_{o_L} + G_{o_T} = 65,24 + 74,302 + 114,709 = 254,251^t.$$

Poids Permanent de toute la Construction :

$$G = G_T + (G_c \times 9) + G_{RDC} + G_{S/S} + G_o = 3904,205^t.$$

.- Surcharges d'exploitation :

Niveau	$P_c(t)$	$P_o(t)$	$P_c(t)$ dégr.	$P_o(t)$ dégr.	$1,2\ P_o(t)$
T	0	32,2	0	32,32	38,64
9	21,21	65,65	21,21	65,65	78,78
8	"	"	19,10	59,10	70,92
7	"	"	16,97	52,52	63,024
6	"	"	14,85	45,96	55,152
5	"	"	12,73	39,39	47,27
4	"	"	10,605	32,825	39,39
3	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"
1	"	"	"	"	"
RDC	23,70	90,22	11,85	45,11	54,132
S/Sol	23,70	90,22	11,85	45,11	54,132

Surcharge d'exploitation totale non pondérée : $(P) = 667,32^t$. $\quad - ((P) = P_c + P_o)$

" " " pondérée : $(1,2P) = 770,59^t$. $\quad - ((1,2P) = P_c + 1,2 P_o)$

.- Sollicitation du premier genre.

$$G + (1,2\ P) = 3904,205 + 770,59 = 4674,795^t.$$

N.B : La pollicitation normale du 1er genre introduit un moment très faible car l'excentrement entre le centre de masse du radier et la ligne d'action de la résultante des efforts normaux est faible.

e- Sollicitation du second genre :

Au niveau du R.D.C on avait : un moment $M_o = 5477,568$ t.m et un effort tranchant $H_o = 285,26$ t.

- Le moment global de renversement de la structure est : $M = M_o + H_o . h_e$.

$$M = 5477,568 + 285,26 \times 2,8 = 6276,296 \text{ m.t} ;$$

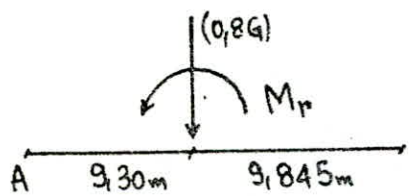
$$M = 6276,296 \text{ t.m.}$$

3°/ Vérification de la stabilité global au renversement.

Le renversement doit être vérifié sous la sollicitation $(0,8G \pm E)$ qui renferme implicitement un seisme horizontal et un seisme ascendant.

Moment renversant : $M_r = 6276,296$ t.m ;

Moment stabilisant : $M_{s/A} = (0,8G) \times v_{min}$; v : écart entre la fibre extrême du radier et le centre de masse.



$v_{min} = 9,30$ m : c'est le bras de levier le plus défavorable sachant que le seisme peut venir selon deux sens suivant chacune des deux directions.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{(0,8 \times 3904,205) \times 9,30}{6276,296} = 4,62 > 1,5.$$

Le bâtiment est donc assuré contre le risque de global renversement.

Surface de radier nécessaire.

Elle est fixée par la Contrainte admissible du sol de fondation.

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S_{néc}} \quad ; \quad N = G + (1{,}2\ P) = 4674{,}795^t$$

$$\bar{\sigma}_s = 18\ t/m^2.$$

$$S_{néc} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4674{,}795}{18} = 259{,}71\ m^2.$$

Or, nous disposons d'une surface $S_{disp.} = 297{,}95\ m^2 > S_{néc}$.

Si nous tenons compte de la diffusion oblique à 45°, aux extrémités, dans le béton armé sur le feuillet moyen, alors nous devons prévoir un débord de largeur égale à la mi-épaisseur du radier et à un minimum réglementaire de 30 cm. L'existence d'un joint de faible largeur entre les deux tours conduit à couler un radier général sous ces deux identiques bâtiments. Le débord a pour rôle, mise à part la surface qu'il procure, de soulager le dernier appui (voiles d'extrémités) pour éviter que le voile subisse un moment important.
Nous avons opté pour un débord de 30 cm de large. D'où les nouvelles caractéristiques du radier.

$$S = 297{,}95 + 18{,}25 = 316{,}20\ m^2.$$
$$I_x = 6360{,}85 + 479{,}77 = 6840{,}62\ m^4.$$
$$I_y = 8707{,}56 + 861{,}6 = 9569{,}16\ m^4.$$

Pression sur la sous-face du radier.

$$p = \frac{N}{S} = \frac{4674{,}795}{316{,}2} = 14{,}78\ t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 18\ t/m^2.$$

C'est la pression uniforme que subit le radier sous la sollicitation du premier genre.

Prédimensionnement du radier.

Sachant qu'il est toujours incommode de disposer des armatures transversales dans le radier, comme c'est le cas des dalles, alors son épaisseur sera déterminée en l'assurant contre les contraintes de cisaillement du béton.
Ce genre d'armatures est inutile si : $\tau_b \leq 1{,}15\ \bar{\sigma}_b$ pour les dalles.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1{,}15.\bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}785\ kg/cm^2.$$

On se placera dans le cas du panneau n° 2 dont le sens de petite portée l_x ($l_x = 3{,}60$ m) peut reprendre $\alpha_x = 0{,}826 = 82{,}6\%$ de la charge q appliquée.

Pour le prédimensionnement, on choisit une bande unitaire dans cette même dalle de largeur $b = 100$ cm et de longueur libre $l_x = 360$m. Cette poutre sera sollicitée par la réaction $q = 14{,}78\ t/m^2$ du sol.

$$T_{max} = \frac{(\alpha_x q)\, l_x}{2} = \frac{(0{,}826 \times 14{,}78) \times 3{,}60}{2} = 21{,}92\ t.$$

Le bras de levier z peut être pris : $z = \frac{7}{8} h$.

D'où $\tau_b = \frac{T_{max}}{b.\, z} \leq \overline{\tau_b} \Rightarrow h \geqslant \frac{8\, T_{max}}{7\, b\, \overline{\tau_b}}$

$$h_{min} = \frac{8 \times 21{,}92 .\, 10^3}{7 \times 100 \times 6{,}785} = 36{,}8 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur de $h_t = 40$ cm pour le radier.

Stabilité du radier.

a- Sollicitation du 1er genre :

$$N = [G + (1{,}2P)]_{Struct.} + G_{rad.} = 4674{,}795 + 319{,}1 = 4993{,}90^t.$$

$$\sigma_S = \frac{N}{S} = \frac{4993{,}90}{316{,}20} = 15{,}79\ t/m^2 < \overline{\sigma_S} = 18\ t/m^2. \quad \text{(vérifié)}$$

b- Sollicitation du 2e genre :

Sous les sollicitations introduisant un moment de renversement nous devons vérifier que les extrémités du radier ne sont pas sujettes à la traction (soulèvement) ; ce cas est très probable sous la sollicitation ($0{,}8\,G \pm E$) donnée par le RPA 81. D'autre part nous devons vérifier les fortes compressions sous la sollicitation ($G + P + E$).

b-1 : Sollicitation ($0{,}8G \pm E$) :

$$N = (0{,}8G) = 0{,}8.(3904{,}205 + 319{,}1) = 3378{,}64^t.$$

a/- rotation autour de l'axe (x-x)

$$\sigma_{x_{1,2}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_x} \cdot \mathcal{V}_{x\,max}$$

; $\mathcal{V}_{max}$ = distance entre le centre de gravité et le point extrême du radier.

$$\sigma_{x_{1,2}} = \frac{3378{,}64}{316{,}2} \pm \frac{6276{,}296}{6840{,}62} \times 10{,}725.$$

$\mathcal{V}_{x\,max} = 10{,}725$ m.

$$\sigma_{x_{1,2}} = 10{,}69 \pm 9{,}84 = \begin{cases} \sigma_{x_2} = 20{,}53\ t/m^2. \\ \sigma_{x_1} = 0{,}85\ t/m^2. \end{cases}$$

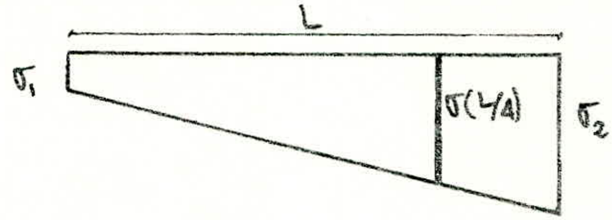
$$\begin{cases} \sigma_{x_2} = 20{,}53\ t/m^2 < 1{,}5\ \bar{\sigma}_s = 1{,}5 \times 18 = 27\ t/m^2. \\ \sigma_{x_1} = 0{,}85\ t/m^2 > 0. \quad (\text{pas de risque de soulèvement}). \end{cases}$$

N.B : Sous les sollicitation du deuxième genre le sol peut supporter une contrainte au plus égale à sa limite admissible sous les charges verticales ($\bar{\sigma}_{S_1} = 18\ t/m^2$) majorée de 50 % ; soit $\bar{\sigma}_{S_2} = 1{,}5 \times 18 = 27\ t/m^2$.

La Contrainte réduite au quart le plus sollicitée est : $\sigma_x(L/4) = \dfrac{3\sigma_{x_2} + \sigma_{x_1}}{4}$.

$$\sigma_x(L/4) = \frac{3 \times 20{,}53 + 0{,}85}{4} = 15{,}61 \leq 1{,}33\ \bar{\sigma}_s = 1{,}33 \times 18 = 23{,}94\ t/m^2.$$

N.B : La Contrainte réduite $\sigma(L/4) = \sigma_m$ doit rester inférieure à la Contrainte admissible majorée de 33 % ; valeur découlant de : $\sigma(L/4) \leq \frac{4}{3}\bar{\sigma}_s$.



b/. rotation autour de l'axe (y-y).

$$\sigma_{y_{1-2}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot v_y^{max}$$

$$\sigma_{y_{1-2}} = \frac{3378{,}64}{316{,}2} \pm \frac{6276{,}296}{9569{,}16} \times 9{,}845 = 10{,}69 \pm 6{,}46 = \begin{cases} \sigma_{y_2} = 17{,}15\ t/m^2. \\ \sigma_{y_1} = 4{,}23\ t/m^2. \end{cases}$$

$$\sigma_{y_2} = 17{,}15\ t/m^2 < 27\ t/m^2.$$

$$\sigma_{y_1} = 4{,}23\ t/m^2 > 0. \quad (\text{pas de risque de soulèvement}).$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3 \times 17{,}15 + 4{,}23}{4} = 13{,}92\ t/m^2 < 23{,}94\ t/m^2.$$

b.2 : Sollicitation $(G+P+E)$.

a. rotation autour de l'axe (x-x).

$$N = (G+P)_{str.} + G_{rad.} = (3904,205 + 667,32) + 319,1 = 4890,625^t.$$

$$\sigma_{x_{1,2}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot v_{x\,max}.$$

$$\sigma_{x_{1,2}} = \frac{4890,625}{316,2} \pm \frac{6276,296}{6840,62} \cdot 10,725 = 15,46 \pm 9,84 = \begin{cases} \sigma_{x_2} = 25,30\ t/ \\ \sigma_{x_1} = 5,62\ t/ \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{x_2} = 25,30\ t/m^2 < 1,5\ \bar{\sigma}_s = 27\ t/m^2. \\ 0 < \sigma_{x_1} = 5,62\ t/m^2 < 27\ t/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_x(L/4) = \frac{3\sigma_{x_2} + \sigma_{x_1}}{4} = 20,38\ t/m^2 < 1,33\ \bar{\sigma}_s = 23,94\ t/m^2.$$

b. rotation autour de l'axe (y-y).

$$\sigma_{y_{1-2}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y}\, v_{y\,max};$$

$$\sigma_{y_{1-2}} = \frac{4890,625}{316,2} \pm \frac{6276,296}{9569,16} \cdot 9,845 = \begin{cases} \sigma_{y_2} = 21,92\ t/m^2. \\ \sigma_{y_1} = 9,00\ t/m^2. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{y_2} = 21,92\ t/m^2 < 1,5\ \bar{\sigma}_s = 27\ t/m^2. \\ 0 < \sigma_{y_1} = 9,00\ t/m^2 < 1,5\ \bar{\sigma}_s = 27\ t/m^2. \end{cases}$$

$$\sigma_y(L/4) = \frac{3\sigma_{y_2} + \sigma_{y_1}}{4} = 18,70\ t/m^2 < 1,33\ \bar{\sigma}_s = 23,94\ t/m^2.$$

Conclusion : Tous les diagrammes des contraintes vérifient les conditions réglementaires.

Détermination de la sollicitation la plus défavorable.

1/ sollicitation du premier genre.

$$N_1 = (G + (1,2P))_{str.} = 4674,795^t \quad (\text{radier non compris}).$$

Sous cet effort la sous face du radier subira une contrainte uniforme $\sigma_{s_1} = \dfrac{N_1}{S} = \dfrac{4674,795}{316,20} = 14,78\ t/m^2$.

ii/ Sollicitations du second genre.

Dans ce cas on peut déterminer un effort normal centré N_2 dont l'effet sera de produire la même contrainte moyenne que dans le cas le plus défavorable du second genre, soit (G+P+E) pour lequel : $\sigma_m = 20{,}38 - \dfrac{319{,}1}{316{,}2} = 19{,}37$ t/m².

$$N_2 = 19{,}37 \times 316{,}2 = 6124{,}794^t.$$

La résistance du béton et des aciers étant majorées de 50% sous SP_2 ... comparer le rapport $\dfrac{N_2}{N_1}$ au rapport de majoration $\dfrac{\sigma_{en}}{\sigma_a} = 1{,}5$ est significatif.

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{6124{,}794}{4674{,}795} = 1{,}31 < 1{,}5.$$

On en déduit que le radier sera ferraillé sous la charge (pression des terres) uniformément répartie q agissant sur sa sous-face lors de SP_1 :

$$q = \frac{N_1}{S} = 14{,}78 \text{ t/m}^2.$$

Vérification au poinçonnement :

Conformément à l'article 39,54 du CCBA 68 on doit vérifier le poinçonnement pour tous les refends ou éléments de refend acheminant des charges verticales qui peuvent être considérées comme "forces localisées", au sens de l'article 39,53 du CCBA 68, vis-à-vis du poinçonnement.

Article 39.53 : CCBA68 :

Une force est considérée comme "force localisée" vis-à-vis du poinçonnement si le rectangle d'influence $(l \times b)$ élargi à $(l' \times b')$, par diffusion à 45° dans le feuillet moyen, vérifie :

$$0{,}4 \leq \frac{l'}{b'} \leq 2{,}5.$$

D'après l'article 39,54 la condition de non poinçonnement s'écrit : $1{,}5 . \dfrac{Q}{P_c . h_t} \leq \bar{\sigma}_b$

P_c : périmètre du contour cisaillé au niveau du feuillet moyen.

h_t : hauteur totale du radier.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton.

Le cas le plus défavorable est obtenu pour le voile V_{T_2} car son trumeau central présente la plus grande valeur de contrainte : $\dfrac{Q}{P_c}$.

A la surface du radier ce trumeau a les dimensions : $l = 60$ cm et $b = 25$ cm.
Il achemine une charge $Q = 33{,}15^t$.
Au niveau du feuillet moyen la surface d'influence a pour dimensions :
$l' = 60 + 40 = 100$ cm.
$b' = 25 + 40 = 65$ cm.
Il s'agit bien d'une force localisée car:

$$0{,}4 < \frac{l'}{b'} = \frac{100}{65} = 1{,}54 < 2{,}5$$

vérification: $1{,}5 . \dfrac{Q}{P_c . h_t} = 1{,}5 . \dfrac{33{,}15 . 10^3}{2(100+65) \times 40} = 3{,}78$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_b = 5{,}9$ kg/cm².

Méthode de détermination des efforts dans le radier.

Sur le calcul des efforts (M, T) dans le radier, plusieurs points sont à considérer

a. Le radier est considéré comme un ensemble de panneaux de dalles chargé par la réaction du sol.

b. L'irrégularité et l'absence de parfaites symétries des plans nécessitent la connaissance de la répartition d'une charge q uniformément répartie en posant l'hypothèse d'uniformité de la réaction du sol, sur une dalle selon chacun des deux sens porteurs (cas où $\rho = l_x/l_y \geq 0{,}4$). Pour résoudre ce point deux méthodes sont proposées :

b.1 : C'est une méthode proposée par Nachtergal (IBN). Elle consiste à écrire que la flèche en un point reste identique, que la flexion soit dans un sens ou dans l'autre, selon chaque portée. La charge se répartira en q_x et q_y telles que : $q = q_x + q_y$.

$$f = \frac{q_x \cdot l_x^4}{384\, E I_x} = \frac{q_y \cdot l_y^4}{384\, E I_y}\,; \qquad \left(0{,}4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1\right).$$

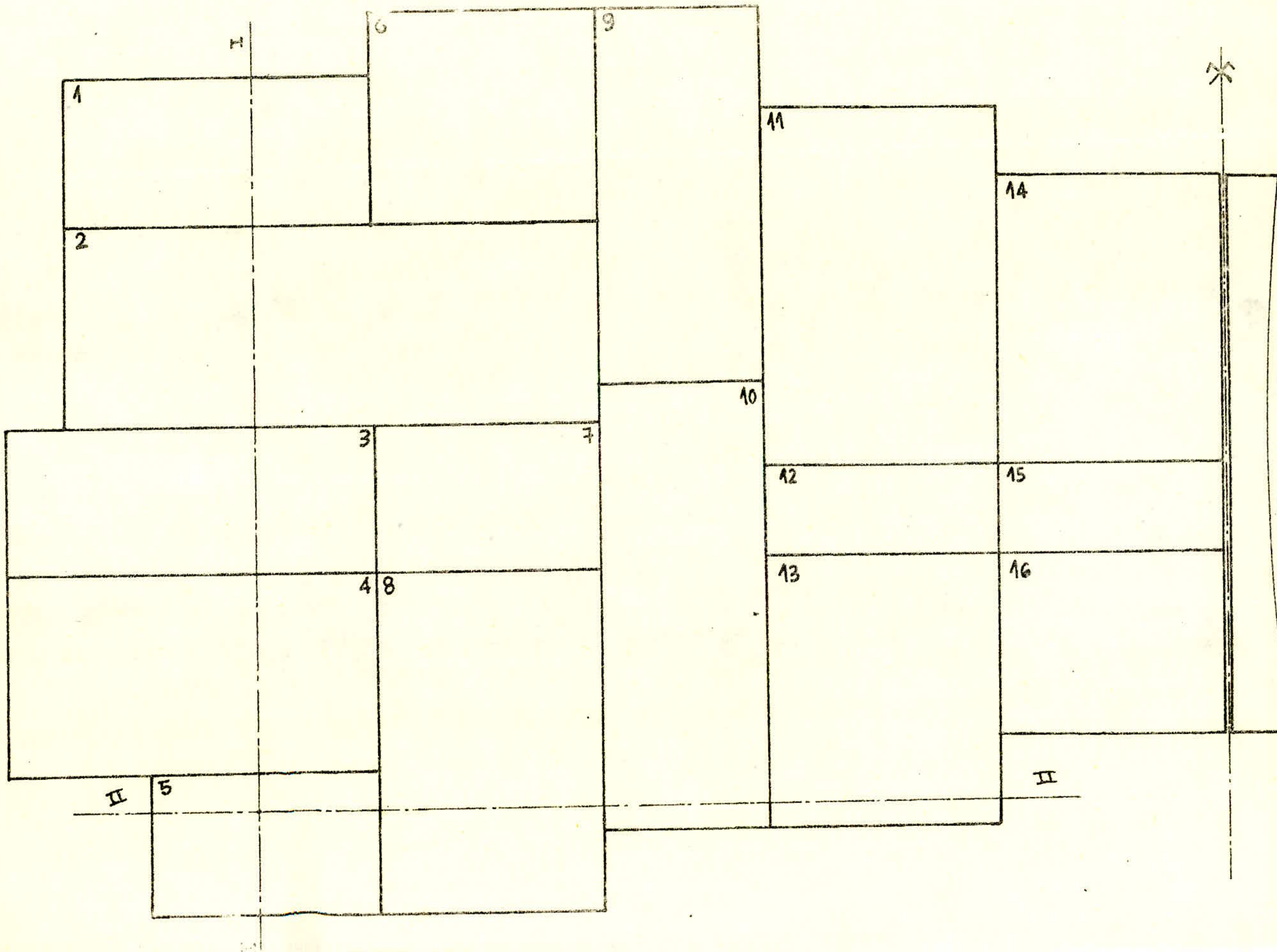
Cette méthode privilégie particulièrement le sens porteur l_x au détriment de la grande portée l_y de portance moindre. Car nous choisissons deux bandes unitaires dans la dalle alors on peut écrire :
$I_x = I_y$ (en négligeant les armatures) et on trouve :

$$q_x = \frac{1}{\rho^4 + 1}\, q \qquad \text{et} \qquad q_y = \frac{\rho^4}{\rho^4 + 1} \cdot q$$

La remarque ci-dessus provient du fait que l'on suppose implicitement que toute la flèche est située sur les bandes centrales. Elle s'applique très bien aux dalles de côtés pas trop importants.

b.2 : Une deuxième méthode consiste à supposer la dalle indépendante des autres, calculer les efforts tranchants maxima par la méthode de M. Pigeaud en supposant la charge uniformément répartie et déterminer ainsi les distributions q_x et q_y pour chacun des deux sens.

c. A partir de la répartition des charges justifiée de manière sécuritaire par les efforts tranchants, on pourra pratiquer une section transversale et une section longitudinale dans le radier, obtenir deux poutres continues et charger chaque travée par la charge lui revenant. De cette manière on pourra tenir compte de la continuité en calculant une poutre continue sur autant d'appuis que la section traverse de voiles par la méthode de Caquot adaptée aux poutres à inertie constante.



I
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
II
II

Distribution d'une charge q suivant les deux sens porteur de chaque panneau de dalle.

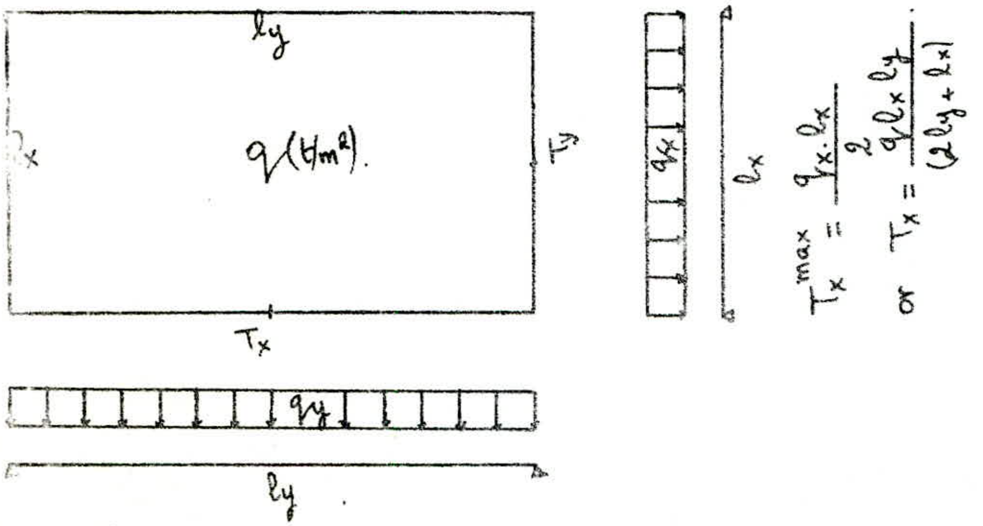
Panneau	l_y (m)	l_x (m)	$\rho = l_x/l_y$	$>0,4<$	$\alpha_x = \frac{2}{2+\rho}$	$\alpha_y = \frac{2}{3}\rho$
1	484,5	300	0,62	>	0,763	0,413
2	859,5	360	0,42	>	0,826	0,280
3	569,5	300	0,526	>	0,792	0,350
4	569,5	360	0,63	>	0,760	0,420
5	357,5	326,5	0,913	>	0,686	0,608
6	448	357,5	0,79	>	0,717	0,526
7	355	300	0,845	>	0,703	0,563
8	701,5	355	0,506	>	0,798	0,337
9	755,5	295	0,39	<	1,00	0,00
10	796,5	295	0,37	<	1,00	0,00
11	671,5	360	0,536	>	0,788	0,357
12	360	177	0,49	>	0,803	0,326
13	461	360	0,78	>	0,719	0,52
14	531,5	355	0,668	>	0,745	0,50
15	355	177	0,49	>	0,803	0,326
16	355	336	0,94	>	0,680	0,626

Distribution d'une charge q.

Soit une dalle de petit Côté ℓ_x et de grand Côté ℓ_y. Les efforts tranchants maxima pour une charge répartie q sont selon la méthode de M. Pigeaud :

$$T_x = \frac{q\,\ell_x \ell_y}{(2\ell_y + \ell_x)} .$$ au milieu de ℓ_y et par mètre.

et $$T_y = \frac{q\,\ell_x \ell_y}{3\,\ell_y} = q\,\frac{\ell_x}{3}$$. au milieu de ℓ_x et par mètre.



$$T_y^{max} = \frac{q_y \cdot \ell_y}{2} = \frac{q\,\ell_x}{3} \Rightarrow q_y = \frac{2}{3} q \frac{\ell_x}{\ell_y} = (\tfrac{2}{3}\rho).q$$

avec $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$.
$(0{,}4 \leq \rho \leq 1)$.

Pour la petite Portée on a :

$$T_x^{max} = \frac{q_x \cdot \ell_x}{2} = \frac{q_x\,\ell_x \ell_y}{(2\,\ell_y + \ell_x)} \Rightarrow q_x = \frac{2\,q\,\ell_y}{(2\ell_y + \ell_x)} = \left(\frac{2}{2+\rho}\right) q .$$

Conclusion :

$\begin{cases} \text{La petite portée } \ell_x \text{ reprend la fraction } \alpha_x = \left(\frac{2}{2+\rho}\right) \text{ d'une charge } q \ (t/m^2). \\ \text{La grande portée } \ell_y \text{ reprend la fraction } \alpha_y = \left(\frac{2}{3}\rho\right) \text{ d'une charge } q \ (t/m^2). \end{cases}$

Vérifications :

- On a toujours $\alpha_x > \alpha_y$ car la petite portée reprend plus que la grande.
- pour une dalle carrée $\ell_x = \ell_y$ on a : $\alpha_x = \alpha_y = 2/3$.

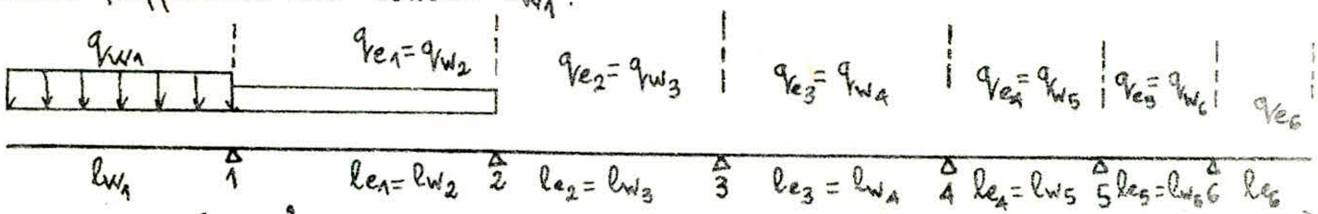
Méthode de Caquot appliquée aux poutres d'inertie constante. (Art. A.11_2et3 B.A 68).

Cette méthode permet de résoudre une poutre Continue issue d'une bande de 1m détachée du plancher renversé qui est le radier.

Cette méthode considère : – qu'un noeud i n'est influencé que par les charges appliquées par les travées adjascentes reliant les noeuds $(i-1, i)$ et $(i, i+1)$.
– qu'une travée $(i, i+1)$ n'est influencé que par les noeuds i et $(i+1)$.

A. Moments négatifs d'appui.

Noeud supportant une Console l_{w_1}.



$$M_{w_1} = M_{e_1} = \frac{q_{w_1} \cdot l_{w_1}^2}{2}.$$ (c'est le moment isostatique de la Console).

B. Noeud „2" voisin d'un noeud du type noeud „1" (ci dessus) de rive.

On définit deux travées fictives l'_{w_2} et l'_{e_2} de part et d'autre du noeud. Le noeud „1" étant de rive alors : $l'_{w_2} = l_{w_2}$ et le noeud „3" étant intermédiaire duquel aboutit au noeud „2" une travée intermédiaire (3_2) alors $l'_{e_2} = 0{,}8\, l_{e_2}$.

On obtient alors deux moments fictifs: $M'_{w_2} = \dfrac{q_{w_2} \cdot l'^2_{w_2}}{8{,}5}$ et $M'_{e_2} = \dfrac{q_{e_2} \cdot l'^2_{e_2}}{8{,}5}$.

Le moment sur appui „2" sera:

$$M_{e_2} = M_{w_2} = M'_{e_2} \cdot \frac{l'_{e_2}}{l'_{e_2} + l_{w_2}} + \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2{,}125} M_{w_1}\right) \cdot \frac{l_{w_2}}{l_{w_2} + l'_{e_2}}.$$

C. Noeud „3" intermédiaire.

$l'_{w_3} = 0{,}8\, l_{w_3}$; $l'_{e_2} = 0{,}8\, l_{e_2}$.

$$M_{e_3} = M_{w_3} = \frac{q_{w_3} l'^3_{w_3} + q_{e_3} l'^3_{e_3}}{8{,}5 \cdot (l'_{w_3} + l'_{e_3})}.$$

D. Noeud „5" voisin d'un noeud de rive du type „1".

Relativement au noeud „2" seules les orientations changent.

$l'_{w_5} = 0{,}8\, l_{w_5}$; $l'_{e_5} = l_{e_5}$.

$$M_{w_5} = M_{e_5} = M'_{w_5} \frac{l'_{w_5}}{l'_{w_5} + l_{e_5}} + \left(M'_{e_5} - \frac{1}{2{,}125} M_{e_6}\right) \cdot \frac{l_{e_5}}{l'_{w_5} + l_{e_5}}.$$

Moments positifs en travée.

Soit une travée de portée ℓ, chargée par une charge uniformément répartie q et pour laquelle on connait les moments sur appuis M_{W_1} et Me_2.
Sachant que le moment maximum en travée n'est pas nécessairement à mi-travée
on calcule $\xi_0 = x_0 \ell$ point où M est maximum
on calcule $M(\xi_0) = \mu(x_0) - \left[M_W(1-\xi_0) + Me\,\xi_0 \right]$: moment max.

$\mu(x) = \dfrac{q\ell}{2} x_0 - \dfrac{q x_0^2}{2}$: moment isostatique

a- $\xi_0 = \dfrac{1}{2} - \dfrac{Me - M_W}{8 M_0}$; avec $M_0 = \dfrac{q\ell^2}{8}$.

b- $M(x_0) = \mu(x_0) - \left[M_W(1-\xi_0) + Me\,\xi_0 \right]$.

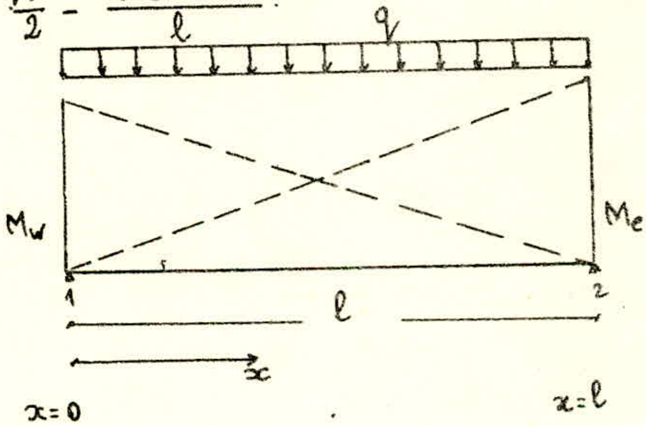
Si $M_W \simeq Me$ alors $M^{max} = M_0 - \dfrac{M_W + Me}{2}$;

Efforts tranchants.

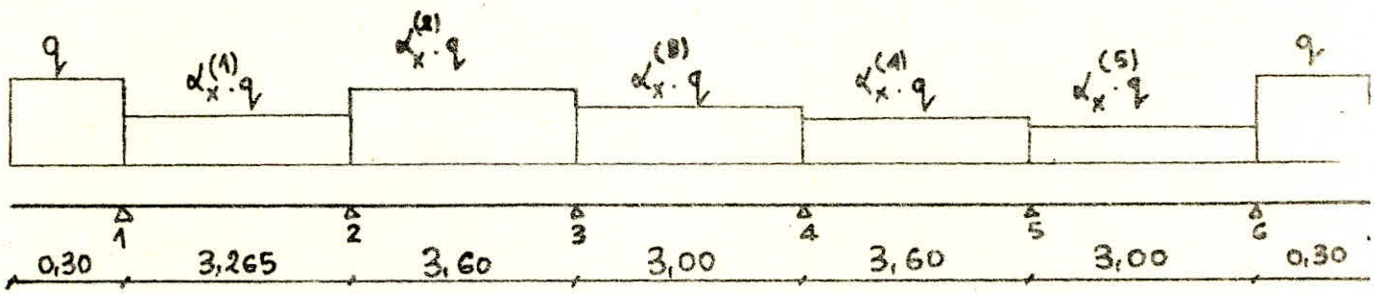
Au point x on a : $T(x) = \tau(x) - \dfrac{Me - M_W}{\ell}$ avec $\tau(x)$: effort tranchant au point x lorsque la travée est indépendante.

$T(0) = T_W = \dfrac{q\ell}{2} - \dfrac{Me - M_W}{\ell}$.

$T(\ell) = Te = -\dfrac{q\ell}{2} - \dfrac{Me - M_W}{\ell}$.



Poutre transversale. (panneaux de dalle 1; 2; 3; 4; 5).



A. Moments aux noeuds.

1. Noeud 1. (noeud de rive supportant une Console).

$$M_{W_1} = Me_1 = \frac{q_{W_1} \cdot l_{W_1}^2}{2} = \frac{14,78 \times (0,30)^2}{2} = 0,66 \text{ t.m};$$

2. Noeud 2. (noeud voisin de noeud de rive).

$l'_{W_2} = l_{W_2} = 3,265\,m$; $\quad q_{W_2} = 0,763 \times 14,78 = 11,277$ t/m.

$l'_{e_2} = 0,8\, l_{e_2} = 0,8 \times 3,60 = 2,88\,m$; $\quad q_{e_2} = 0,826 \times 14,78 = 12,208$ t/m.

$$M'_{W_2} = \frac{q_{W_2} \cdot l'^2_{W_2}}{8,5} = 14,14 \text{ t.m} ; \quad M'_{e_2} = \frac{q_{e_2} \cdot l'^2_{e_2}}{8,5} = 11,913 \text{ t.m};$$

$$M_{W_2} = Me_2 = 11,913 \cdot \frac{2,88}{3,265 + 2,88} + \left(14,14 - \frac{1}{2,125}\, 0,66\right) \cdot \frac{3,265}{3,265 + 2,88} = 12,94 \text{ t.m};$$

3. Noeud 3. (intermédiaire).

$l'_{W_3} = 0,8\, l_{W_3} = 0,8 \times 3,60 = 2,88\,m$; $\quad q_{W_3} = q_{e_2} = 12,208$ t/ml.

$l'e_3 = 0,8\, le_3 = 0,8 \times 3,00 = 2,40\,m$; $\quad q_{e_3} = 0,792 \times 14,78 = 11,706$ t/ml.

$$M_{W_3} = Me_3 = \frac{12,208 \times (2,88)^3 + 11,706 \times (2,40)^3}{8,5 \;(2,88 + 2,40)} = 10,104 \text{ t.m};$$

4. Noeud 4. (intermédiaire).

$l'_{W_4} = l'e_3 = 2,40\,m$; $\quad q_{W_4} = 0,792 \times 14,78 = 11,706$ t/ml.

$l'e_4 = 0,8\, le_4 = 0,8 \times 3,60 = 2,88$; $\quad q_{e_4} = 0,760 \times 14,78 = 11,233$ t/ml.

$$Me_4 = M_{W_4} = \frac{11,706 \times (2,40)^3 + 11,233 \times (2,88)^3}{8,5 \cdot (2,40 + 2,88)} = 9,69 \text{ t.m};$$

5. Noeud 5. (Voisin de noeud de rive).

$l'_{W5} = l'_{e4} = 2{,}88m$; $q_{W5} = q_{e4} = 11{,}233$ t/ml.

$l'_{e5} = l_{e5} = 3{,}00m$; $q_{e5} = 0{,}686 \times 14{,}78 = 10{,}14$ t/ml.

$$M'_{W5} = \frac{q_{W5} \cdot l'^2_{W5}}{8{,}5} = 10{,}96 \text{ t.m} \; ; \; M'_{e5} = \frac{q_{e5} \cdot l'^2_{e5}}{8{,}5} = 10{,}736 \text{ t.m} \; ;$$

$$M_{W5} = M_{e5} = 10{,}96 \cdot \frac{2{,}88}{2{,}88 + 3{,}00} + \left(10{,}736 - \frac{0{,}66}{2{,}125}\right) \frac{3{,}00}{2{,}88 + 3{,}00} = 10{,}687 \text{ t.m} \; ;$$

6. Noeud 6. (idem au noeud 1).

$$M_{e6} = M_{W6} = \frac{q \cdot l^2_{e6}}{2} = 0{,}66 \text{ t.m} \; ;$$

B. Moments maximum en travée et efforts tranchants.

0. travée en Console.

$$T_{W1} = -\frac{q \cdot l_{W1}}{2} = = \frac{14{,}78 \times 0{,}30}{2} = -2{,}22^t$$

2. travée (1-2).

$q_1 = q_{e1} = 11{,}277$ t/m ; $l_1 = l_{e1} = 3{,}265$m.

$M_W = M_{W1} = 0{,}66$ t.m ; $M_o = \dfrac{q_1 \cdot l_1^2}{8} = 15{,}03$ t.m ;

$M_e = M_{e2} = 12{,}94$ t.m ;

$$\xi_o = \frac{1}{2} - \frac{M_e - M_W}{8 \cdot M_o} = \frac{1}{2} - \frac{12{,}94 - 0{,}66}{8 \times 15{,}03} = 0{,}40 \longrightarrow x_o = \xi_o l_1 = 1{,}306 \text{ m} \; ;$$

$$M(\xi_o) = \frac{11{,}277 \times 3{,}265}{2} \times 1{,}306 - \frac{11{,}277 \times (1{,}306)^2}{2} - \left[0{,}66\,(1 - 0{,}4) + 12{,}94 \times 0{,}4\right] \; ;$$

$M(\xi_o) = 8{,}86$ t.m ;

$$T_{e1} = T(0) = \frac{q_1 l_1}{2} - \frac{M_e - M_W}{l_1} = 14{,}65^t$$

$$T_{W2} = T(l_1) = -\frac{q_1 l_1}{2} - \frac{M_e - M_W}{l_1} = -22{,}175^t.$$

3. travée (2-3).

$q_2 = 12{,}208$ t/m ; $l_2 = 3{,}60$ m.

$M_o = 19{,}78$ t.m

$\xi_o = 0{,}518$ $x_o = \xi_o l_2 = 1{,}865$ m.

$M(\xi_o) = 8{,}28$ t.m ; $T(0) = T_{e2} = 22{,}76^t$; $T(l) = T_{W3} = -21{,}19^t$.

4- travée (3-4).

$q_3 = q_{e3} = 11{,}706\ t/ml$; $l_3 = 3{,}00\ m$.

$M_0 = 13{,}17\ t.m$;

$M_W = M_{W3} = 10{,}104\ t.m$;
$M_e = M_{e4} = 9{,}69\ t.m$;

$\xi_0 = 0{,}5$ $\quad x_0 = 1{,}50\ m$.

$M(x_0) = \frac{q_3 l_3}{2} . x_0 - \frac{q_3 . (x_0)^2}{2} - [M_W(1-\xi_0) + M_e . \xi_0] = 3{,}273\ t.m$;

$T_{e3} \simeq T_{W4} = \frac{q_3 . l_3}{2} = 17{,}55^t$.

5- travée (4-5).

$q_4 = q_{e4} = 11{,}233\ t/ml$; $l_4 = 3{,}60\ m$.

$M_0 = \frac{q_4 . l_4^2}{8} = 18{,}20\ t.m$;

$\xi_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_e - M_W}{8 . M_0} = 0{,}493$ $\quad x_0 = \xi_0 l_4 = 1{,}78 m$;

$M(\xi_0) = \frac{q_4 . l_4}{2} . x_0 - \frac{q_4 . x_0^2}{2} - [M_W(1-\xi_0) + M_e \xi_0] = 8{,}014\ t.m$;

$T(0) = T_{e4} = 19{,}94^t$; $T(l) = T_{W5} = -20{,}5^t$.

6- travée (5-6).

$q_5 = 10{,}14\ t/m$; $l_5 = 3{,}00 m$, $M_W = 10{,}687\ t.m$; $M_e = 0{,}66\ t.m$,

$M_0 = 11{,}408\ t.m$; $\xi_0 = 0{,}61$ $\quad x_0 = \xi_0 l_5 = 1{,}83\ m$.

$M(\xi_0) = 6{,}285\ t.m$

$T(0) = T_{e5} = 18{,}55^t$; $T(l) = T_{W6} = -11{,}87^t$.

7- travée en console.

$T_{e6} = q . l_{e6} = 2{,}22^t$.

Diagramme des moments fléchissants en(t.m).

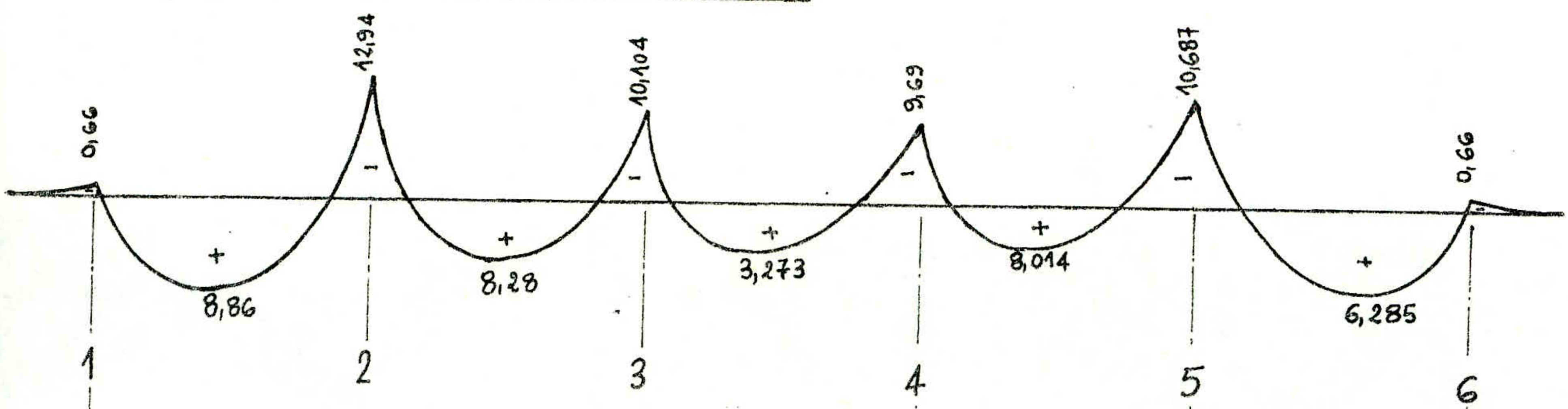
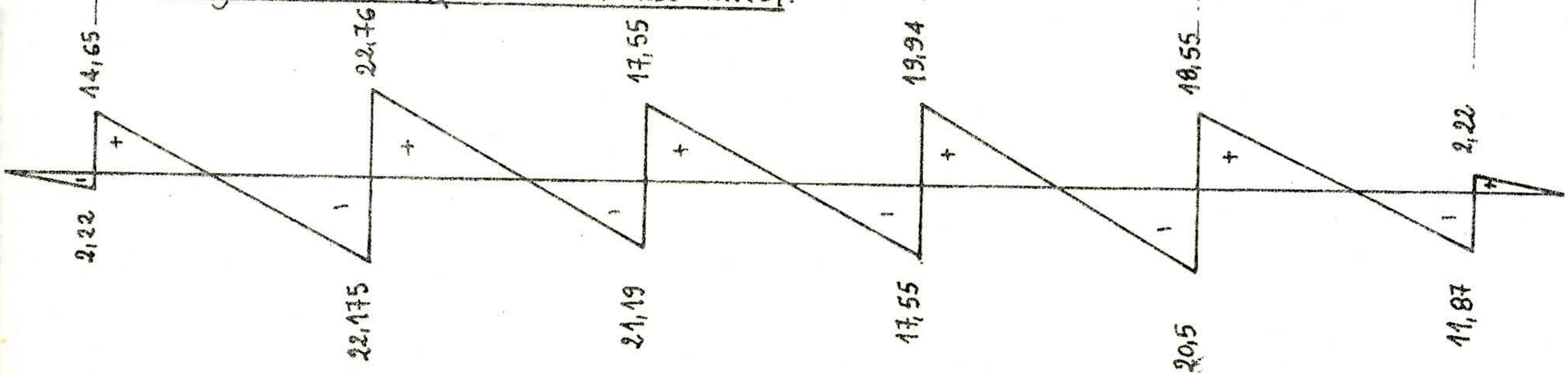


Diagramme des efforts tranchants en(t).



Ferraillage en travée.

Comme il est toujours incommode d'avoir un radier à armatures très différentes alors le radier sera armé à l'aide du moment maximum en travée.

$$M_t^{max} = \max(8{,}86;\ 8{,}28;\ 3{,}273;\ 8{,}014;\ 6{,}285) = 8{,}86\ t.m\ ;$$

$$\mu = \frac{15.\ M_t}{\bar{\sigma}_a\ b\ h^2}\ ;$$

$\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm².
$b = 100$ cm (poutre de largeur unitaire)
$h = h_t - d = 40 - 4 = 36$ cm.

$$\mu = \frac{15 \times 8{,}86.10^5}{2800 \times 100 \times (36)^2} = 0{,}0366 \qquad \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9183. \\ k = 46{,}2. \end{cases}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{46{,}2} = 60{,}6\ \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137{,}5\ \text{kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a .\ \varepsilon h} = \frac{8{,}86.10^5}{2800 \times 0{,}9183 \times 36} = 9{,}572\ \text{cm}^2.$$

On disposera : 7T14 p.m. ($A = 10{,}77$ cm²).

Vérification de la section minimale d'aciers – (CCBA 68_ art. 52).

Pour toute valeur de ρ on doit vérifier:

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\psi_4}{2}.(2-\rho).\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}.\left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2$$

$$\frac{A_x}{b.h_x} = \frac{10{,}77}{100 \times 36} = 0{,}003.$$

$$\frac{\psi_4}{2}.(2-\rho).\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}.\left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 = \frac{0{,}54}{2}.(2-0{,}42).\frac{5{,}9}{2800}.\left(\frac{40}{36}\right)^2 = 0{,}001.$$

(vérifié).

<u>N.B</u>: on se place dans le panneau n° 2 dont $\rho = 0{,}42$; c'est le cas où le deuxième membre est maximum.

rraillage en section d'appui.

$$M_a^{max} = -12{,}94 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 12{,}94 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (36)^2} = 0{,}0535 \qquad \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9033. \\ k = 36{,}6. \end{cases}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{36{,}6} = 76{,}50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{12{,}94 \cdot 10^5}{2800 \times 0{,}9033 \times 36} = 14{,}21 \text{ cm}^2$$

On disposera : 7T16 p.m

Poutre Longitudinale (panneaux 5; 8; 10; 13).

,30 1 3,575 2 3,55 3 2,975 4 3,60 5 0,30

Poutre Longitudinale (Résultat par méthode de caquot).

noeud i	travée	l'_{wi} (m)	l'_{ei} (m)	M'_{wi} (t.m)	M'_{ei} (t.m)	$M_{wi}=M_{ei}$ (t.m)	α	(kq) (t/m)	f_0	M_0 (t.m)	$M(\xi_0)$ (t.m)	T_{ei} (t)	T_{wi} (t)	μ	$z=\varepsilon h$ (cm)	τ_b^{max} (kg/cm²)
	5.E						1,0	14,78								
5		3,60	0,30	/	/	-0,66						2,22	-15,56	0,003	35,15	4,43
	4.5						0,719	10,63	0,593	17,21	10,74					
4		2,38	3,60	9,85	16,20	-13,49						22,70	-22,96	0,057	32,41	6,98
	3.4						1,00	14,78	0,48	16,35	4,34					
3		2,84	2,38	/	/	-10,58						21,00	-21,43	0,044	32,82	6,50
	2.3						0,798	11,80	0,512	18,59	7,15					
2		3,58	2,84	13,53	11,19	-12,32						20,45	-19,35	0,051	32,60	6,27
	1.2						0,608	9,0	0,40	14,38	8,46					
1		0,30	3,58	/	/	-0,66						12,82	-2,27	0,003	35,15	3,65
	E.1						1,0	14,78								

Ferraillage en travée.

Le tableau précédent montre que le moment maximum en travée est atteint dans la travée 4.5 (représentatrice d'une bande unitaire choisie dans le panneau n°13 dans son sens de petite portée). $M_{t\,max} = 10{,}74$ t.m ;

$$\mu = \frac{15.M_{t\,max}}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 10{,}74 . 10^5}{2800 \times 100 \times (36)^2} = 0{,}0444 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9110. \\ k = 41{,}2. \end{cases}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41{,}2} = 67{,}96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2$$ (armatures comprimées non nécessaires).

$$A = \frac{M_{t\,max}}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{10{,}74 . 10^5}{2800 \times 0{,}9110 \times 36} = 11{,}70 \text{ cm}^2$$

Dans le sens longitudinal du radier on disposera: 8T14 p.m en travée comme nappe supérieure. ($12{,}31$ cm²).

Vérification de la section minimale d'aciers (CCBA68_ Art. 52).

Comme pour le cas de la poutre transversale on se placera dans le panneau ayant la plus petite valeur de $\rho = l_x/l_y$ et compris dans la poutre. Soit donc le panneau n°10 dont $\rho = 0{,}37$; Il n'a qu'un seul sens porteur.

$$\frac{A_x}{b\,h_x} = \frac{12{,}31}{100 \times 36} = 0{,}0034.$$

$$\frac{\psi_1}{2} . (2-\rho) . \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} . \left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 = \frac{0{,}54}{2} . (2-0{,}37) . \frac{5{,}9}{2800} . \left(\frac{40}{36}\right)^2 = 0{,}001.$$

On vérifie bien:

$$\frac{A_x}{b\,h_x} = 0{,}0034 \quad > \frac{\psi_1}{2} (2-\rho) . \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} . \left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 = 0{,}001.$$

Ferraillage en section d'appui (sous voiles).

$M_a^{max} = -13{,}49$ t.m ;

$\mu = 0{,}0557 \longrightarrow (\varepsilon = 0{,}9016 \; ; \; k = 35{,}8)$.

$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 78{,}2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2$. Il n'est pas nécessaire de disposer des aciers comprimés.

$A = 14{,}84$ cm². On disposera 8T16 p.m au niveau des appuis dans le sens longitudinal.

Dimensionnement du Joint Parasismique de l'assemblage

Introduction :

Sous l'action des secousses, tous les joints doivent permettre aux blocs voisins le libre déplacement sans contact préjudiciable.
Les matériaux de remplissage des joints ne doivent pas transmettre d'efforts d'un bloc à l'autre.
La largeur du joint est déterminée par la plus grande des valeurs suivantes :

- Largeur minimale admissible : 2 cm.
- Largeur minimale : 4÷5 cm
- Largeur égale à la hauteur du bloc (le moins haut) divisée par 300.
- Largeur déterminée par l'amplitude des oscillations dans le sens perpendiculaire au plan du joint (étude dynamique exacte).
- Largeur déterminée approximativement par la flèche au sommet du voile le plus sollicité perpendiculairement au plan du joint.

Dimensionnement :

- Les deux blocs étant de même hauteur H = 28 m. La valeur forfaitaire et sécuritaire donnée par le RPA

$$d = \frac{H}{300} = \frac{28 \times 100}{300} = 9{,}33 \text{ cm} ; \quad \text{Soit } d = 9{,}5 \text{ cm}.$$

Cette valeur est sécuritaire car la possibilité d'oscillation en opposition de phase des deux blocs pourrait constituer un réel danger si on avait décider que la largeur soit minimale.

- Une flèche approximative au sommet du voile V_{L_4} (le plus sollicité dans le sens longitudinal) en le considérant comme une console est :

$$f = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_o Z^3}{E_i I_e} ;$$

$H_o = 88{,}8^t$ (due à la distribution de la force V)
$I_e = I = 7{,}73 m^4$
$Z = H = 28 m.$
$E_i = 345.000$ b.

$$f = \frac{11}{60} \cdot \frac{88{,}8 \times 10^3 \times (2800)^3}{345000 \times 7{,}73 \cdot 10^8} = 1{,}34 \text{ cm}$$

Ce calcul approximatif conduit à une largeur : $d = 2f = 2{,}70$ cm.
Cette largeur reste inférieure à $d = 9{,}5$ cm.

Conclusion : On pourra pratiquement opter pour un joint parasismique de largeur $d = 10$ cm après avoir tenu compte de la hauteur des acrotères adjacentes sur le refend V_{T_7} parallèle au plan du joint.

Voile Périphérique

Le voile périphérique doit être continu tout autour du bâtiment. Il peut être continu sur toute la hauteur de l'ouvrage ou bien s'élever uniquement du niveau de fondation jusqu'à la hauteur du premier plancher. Mis à part le chainage qu'il assure, il forme – par la grande rigidité qu'il crée en infrastructure – un caisson rigide et très indéformable avec le premier plancher supérieur et les fondations.

Dans notre cas le voile périphérique n'est pas continu sur toute la hauteur dans son ensemble. Il s'élève jusqu'au niveau du premier plancher (RDC) d'une hauteur $h = 2{,}80\,m$ à partir du niveau de fondation. Nous avons adopté une épaisseur de 20 cm.

Ce voile sera armé constructivement d'après le Complément C.T.8-81.

– Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :

$A \geqslant 20\%$ de la section transversale totale du béton.

$A \geqslant 20\%\,(20) = 4\,cm^2\,p.m$ On disposera : 6T10 p.m ;

– Armatures longitudinales de peau :

$A \geqslant 2\,cm^2$ par face et par ml de hauteur.

– Armatures transversales :

On adoptera 4 épingles / m^2.

BIBLIOGRAPHIQUE

-o-o-o-o-o-o-o-

Réglement parasismique Algerien (RPA 81) .... C.T.C.

Régles parasismiques et annexes P.S 69 .... SOCOTEC.

Contreventement des Batiments..........................ALBIGES - GOULET.

Calcul des Tours en Béton armé/////////////////////..........M. DIVER.

Aide mémoire de R.D.M. ....DUNOD.

Calcul et verification des ouvrages en B.A................ (P. CHARBON).

Exercices.....................................(P. CHERBON).

Structures résistantes au Séîsme ...................R.PETROVICI.

Régles C.C.S.A. 68.................................

Régles N.V. 65.....................................

Traité de Béton armé (T.A.)..........................GUERRIN.

Calcul Structuréler ou diafragme in Béton armat R. AGENT T. POSTEINICU.

Renforced Coneret design handbook................... S.E. BEHAIRY.

Régles I.R.N. NACHTERGAL.