

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

DEPARTEMENT GENIE CIVIL
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT D'HABITATION

R+5 VOILES

4 PLANS

Proposé par :
B. E. R. E. G

Etudié par :
NASSER . BOUZIANE
A . E . K . MISSOUM

Dirigé par :
M^{me} KHETTAB
M^e YOUNSI

PROMOTION : JUIN 1985

TABLE DES MATIÈRES

LE NATIONAL POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

— PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
— CARACTERISTIQUES MECANIKUES DES MATERIAUX	2
— DESCENTE DE CHARGES	4
— CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES VOILES	8
— PERIODES ET FORMES PROPRES	11
— ETUDE AU VENT	16
— ETUDE AU SEISME	22
— ETUDE DE LA TORSION	25
— CALCUL DE DEFORMATIONS	29
— EFFORTS DANS LES VOILES	31
— SUPPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	52
— CALCUL DES ELEMENTS	
A_PLANCHERS	54
B_ESCALIERS	65
— FERRAILLAGE	74
— FONDATIONS	87
— NOTICE TECHNOLOGIQUE	99
— BIBLIOGRAPHIE	

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail.

- A mes parents en signe de reconnaissance, de leurs sacrifices consentis à mon égard.
- A toute ma famille
- A tous mes amis
- A tous ceux qui ont contribué à ma formation

de, au, pour
A tout

Je dédie ce travail.

- A mes chers parents en signe de reconnaissance de leurs sacrifices consentis à mon égard durant toutes mes études.
- A mes frères et sœurs et ainsi qu'à toute ma famille.
- A tous mes amis
- A tous ceux qui me sont chers
- enfin A tous ceux qui œuvrent pour un lendemain meilleur.

Bouzioue Nasser
Q. B. N.

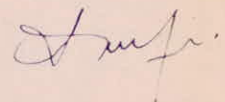
REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier nos deux promoteurs
M^{me} KHETTAB et M^r YOUNSI pour leur aide,
ainsi que l'ensemble du personnel du B.E.R.E.G qui
ont collaboré au bon déroulement de notre stage et
tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à
notre formation.

BOUZIANE Nasser



M^r GISSOUM AER



**PRESENTATION
DE L'OUVRAGE**

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1/ Introduction

Nous nous proposons dans ce qui suit, de faire l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui consiste à calculer ses éléments résistants.

Le bâtiment fait partie d'un ensemble qui sera implanté dans la région de Kouba, correspondant à une zone de moyenne sismicité (Zone II) aussi bien pour les règlements parasismiques que les règlements neige et vent.

La structure est composée d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée, et de cinq (5) étages courants.

2/ Caractéristiques géométriques des éléments de construction

a/ Coature

Elle est constituée par des murs en béton armé (voiles) ayant une épaisseur de 16 cm. Le contreventement du bâtiment est assuré par (14) voiles dans le sens transversal et par six (6) voiles dans le sens longitudinal.

b/ Dimensions

Ses dimensions en plan du bâtiment sont:

$L = 23,48$ m dans le sens longitudinal

$L = 22,40$ m dans le sens transversal

La hauteur totale du bâtiment est de 19,60 m (merctère comprise)

La hauteur du vide sanitaire est de 1,20 m et celle du voile périphérique est 3,00 m

c/ Planchers

Tous les planchers d'étages courants et de terrasse, sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 16 cm; excepté le plancher haut du vide sanitaire qui sera réalisé en poutrelles et corps creux.

d/ Escaliers

L'escalier est du type droit, il sera constitué par 2 volées adjacentes, appuyées sur les 2 paliers, les éléments d'escaliers sus-cités seront tous préfabriqués.

3/ Caux du Travail du Sol

Le sol sur lequel repose notre bâtiment est du type meuble, la contrainte admissible est de 1,50 bars à 2 m de profondeur.

4/ Matériaux utilisés

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé (C.C.B.A. 66) ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

L'acier utilisé (acier doux, haute adhérence et treillis soudés).

Le bâtiment sera réalisé en tables et bandes.

**CHARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES
MATERIAUX**

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

1. Béton :

Notre bâtiment étant à usage d'habitation, le béton est dosé à 350 kg/m^3 en ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours est $\sigma_n' = 270 \text{ bars}$ et, de $\sigma_n = 7 + 0,06 \sigma_n' = 23,2 \text{ bars}$ dans le cas de la traction. De point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

N.B : $1 \text{ bar} \approx 1,019 \text{ kg/cm}^2$.

a. Contrainte de compression admissible (Art. 9.4. CCBA 68) :

Cette contrainte est désignée par σ_b' , c'est une fraction de sa résistance nominale ; soit $\sigma_b' = \rho_b' \cdot \sigma_{28}'$.

La fraction ρ_b' est définie comme suit : $\rho_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon$

$\alpha = 1$: dépend de la classe du ciment utilisé (C.P.A 325)

$\beta = \frac{5}{6}$: dépend des épaisseurs relatives des éléments, et des dimensions des granulats (grossueur des granulats $C_g = 5/15 \text{ mm}$).

$\beta = \frac{5}{6}$: dépend de l'efficacité du contrôle (contrôle atténué)

δ : dépend de la nature de la sollicitation :

- En compression simple : $\delta = 0,3$
- En flexion simple : $\delta = 0,6$
- En flexion composée :

$\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si l'effort normal est} \\ \text{une compression} \end{array}$$

où : e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de δ devront être

multipliées par 1,5.

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

* $\epsilon = 1$: en compression simple, quelque soit la forme de la section.

* Dans tous les autres cas, ϵ est déterminée par la condition:

$$\frac{F'_b}{B} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ et on doit avoir } 0,5 < \epsilon < 1$$

où:

F'_b : résultante des forces de compression

B : section de béton comprimée.

$\bar{\sigma}'_{b_0}$: contrainte admissible en compression simple.

- Contraintes admissibles en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{26} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars}$$

Sous les sollicitations du 1^{er} genre: SP1 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5 \text{ bars} \approx 68,5 \text{ kg/cm}^2$

Sous les sollicitations du 2^{ème} genre: SP2 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

- Contraintes admissibles en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire:

$$\text{Sous SP}_1: \bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} \approx 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2: \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

b. Contraintes de traction de référence (Art. 9.5. CCBA 68):

La contrainte de traction de référence du béton, désignée par $\bar{\sigma}_b$ est la fraction f_b de sa résistance nominale: soit $\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{26}$ avec $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$

Ses valeurs de α, β, δ gardent les mêmes significations que précédemment et prennent les valeurs qui y ont été prescrites:

$$\alpha = 1; \beta = \frac{5}{6} \text{ et } \delta = 1$$

Pour une sollicitation totale, pondérée du 1^{er} genre, la valeur de θ est liée à la résistance nominale du béton par la formule

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{26}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 = 5,8 \text{ bars} \approx 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_1: \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

2. Aciers :

On distingue deux catégories d'aciers :

a. Acier doux : (ronds lisses) :

Muance Fe E24 \rightarrow limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Contrainte admissible :

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

b. Aciers à haute adhérence (H.A) :

Muance Fe E40 \rightarrow limite d'élasticité nominale :

pour un diamètre $\Phi \leq 20 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

pour un diamètre $\Phi > 25 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles :

$\Phi \leq 20 \text{ mm}$: $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$

$\Phi > 25 \text{ mm}$: $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$

c. Treillis soudés :

La limite d'élasticité nominale :

pour $\Phi \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5200 \text{ bars} \simeq 5300 \text{ kg/cm}^2$

pour $\Phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4410 \text{ bars} \simeq 4500 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles

$\Phi \leq 6 \text{ mm}$: $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 5300 = 3533 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$

$\Phi > 6 \text{ mm}$: $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4500 = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$

d. Armatures transversales :

On utilisera des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

La contrainte de traction admissible pour ces armatures est : $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{at\text{ent}}$

où : $\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b}$ si ρ_{at} ainsi calculé est supérieur à $\frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$\rho_{at} = \frac{2}{3}$ si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies

e. Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration:
(Art. 49, 22 du CCBA 68)

La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad : \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \sigma_b'} \quad : \text{contrainte de fissuration accidentelle}$$

Expressions dans lesquelles:

ϕ : diamètre nominale de la plus grosse barre tendue, exprimée en mm.

η : coefficient de fissuration dont la valeur est égale à:

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence.

k : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$k = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible

$k = 1 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable

$k = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec : } A : \text{section des armatures tendues}$$

B_f : aire de la section d'emboîtement.

σ_b' : contrainte de traction de référence du béton

Pour limiter la fissuration on doit avoir:

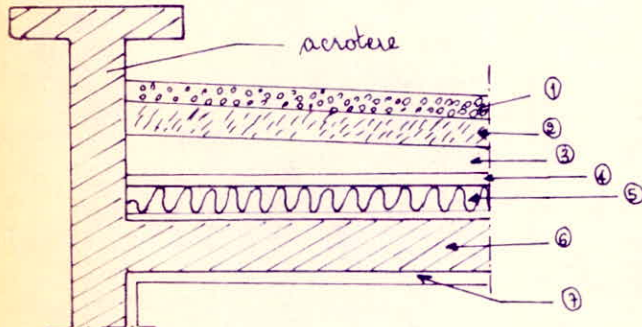
$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

**DES'CENTE DE
CHARGES'**

DESCENTES DE CHARGES

1/ Evaluation des charges et surcharges

1/ Plancher terrasse



a) Charge permanente : $(m) \times (kg/m^2) = (kg/m^2)$

① Protection gravillon (5cm)	-----	$0,05 \times 1,8 = 0,09 t/m^2$
② Etanchéité multicouche	-----	$= 0,02 t/m^2$
③ Forme de pente	-----	$0,08 \times 2,2 = 0,176 t/m^2$
④ Pare vapeur	-----	$= 0,05 t/m^2$
⑤ liège (4cm)	-----	$0,04 \times 0,25 = 0,01 t/m^2$
⑥ Dalle pleine en béton Armé (16cm)	-----	$0,16 \times 2,5 = 0,40 t/m^2$
⑦ Enduit + plâtre	-----	$= 0,03 t/m^2$
		<hr/> $G_t = 0,776 t/m^2$

b) surcharge d'exploitation :

terrasse non accessible : $P_t = 100 kg/m^2$

2/ Plancher courant

a) Charge permanente :

1. Carrelage (2cm)		$= 0,04 t/m^2$
2. Mortier de pose (2cm)		$= 0,04 t/m^2$
3. Sable (3cm)	$0,03 \times 1,7$	$= 0,051 t/m^2$
4. Dalle pleine en béton Armé 16cm	$0,16 \times 2,5$	$= 0,40 t/m^2$
5. enduit + plâtre		$= 0,03 t/m^2$
- Isolations phoniques		$= 0,01 t/m^2$
- Cloisons		$= 0,075 t/m^2$
		<hr/> $G = 0,646 t/m^2$

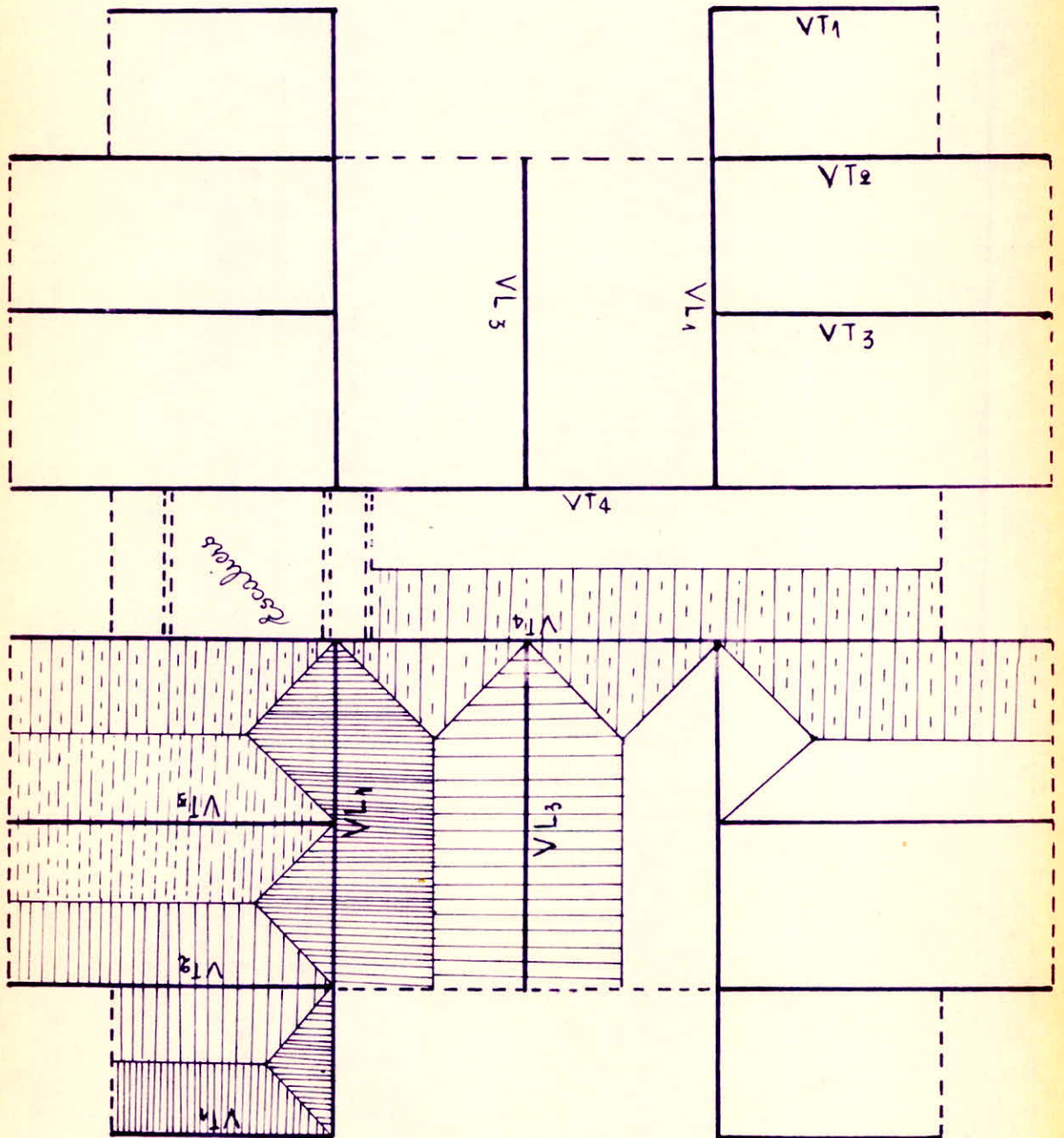
b) surcharge d'exploitation $P_{pc} = 0,175 t/m^2$

3/ Plancher rez de chaussée

a) Charge permanente

Répartitions des surfaces de Dalles revenant à chaque voile
au niveau de l'étage courant (Théorie des lignes de rupture).

Echelle: 1/140^e



plancher a corps creux.

- predimensionnement:

$$e \geq \frac{l}{35} = \frac{3,90}{35} = 12 \text{ cm.}$$

on prend $e = 16 + 6 \text{ cm}$

1- carrelage (2cm) -----	=	0,04 t/m ²
2. mortier de pose (2cm) -----	=	0,04 t/m ²
3 sable 3cm. -----	$0,03 \times 17$	= 0,051 t/m ²
4 dalle corps creux (16+6) -----	=	0,315 t/m ²
5 cloisons. -----	=	0,075 t/m ²
	<u>G =</u>	<u>0,521 t/m²</u>
		P = 0,175 t/m ² .

4/ Les escaliers (voir partie: étude des escaliers).

5/ Loggia et sechoir

La surcharge d'exploitation pour le sechoir et Loggia est fixée à $P = 350 \text{ kg/m}^2$.

6/ gaines: (ventilation, conduites d'eau, d'électricité ...).

on a 3 sortes de gaines dont le poids est évalué par étage

7/ Les Facades:

Les facades seront réalisées en double murettes avec la brique creuse de 15cm et 5cm

avec 1 joint de 5cm

brique 15	157 kg/m ²
brique 5	68 kg/m ² .

II Descente de charge:

La descente de charge consiste à calculer pour tout élément de la structure (voile) les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

- pour chaque voile on aura à considérer

- son poids propre

- La charge du plancher qu'il supporte

- La part de cloisons et d'éléments qu'il supporte (escaliers gaines, etc ...).

Les résultats seront résumés dans un tableau donnant le poids propre de éléments.

Dans ce qui suit nous donnons un exple de descente de charge pour la voile V1.

a/ niveau plancher terrasse (n°)

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{2} \text{ poids propre du voile} + \frac{1}{2} \text{ mur de facade} & 2,82 + 0,4125 & = 3,2325 \text{ t} \\
 & \text{Acrotère} & 6,22 \times 0,18 & = 1,12 \text{ t} \\
 & \text{Plancher terrasse} & 5,6 \times 0,776 & = 4,34 \text{ t} \\
 & & \underline{G} & = 8,76 \text{ t}
 \end{aligned}$$

b/ niveau étage courant (m¹)

$$\begin{aligned}
 & \text{poids propre du voile } V_{T1} & & = 5,64 \text{ t} \\
 & \text{plancher étage courant} & 5,6 \times 0,646 & = 3,62 \text{ t} \\
 & \text{mur de facade} & & = 0,945 \text{ t} \\
 & & \underline{G} & = 10,205 \text{ t}
 \end{aligned}$$

c/ niveau plancher RDC (haut du vide sanitaire).

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{2} \text{ poids propre } V_{T1} & & = 2,82 \text{ t} \\
 & \text{plancher RDC} & 6,72 \times 0,521 & = 3,501 \text{ t} \\
 & \frac{1}{2} \text{ mur de facade} & & = 0,472 \text{ t} \\
 & & \underline{G} & = 6,8 \text{ t}
 \end{aligned}$$

soit un résumé bref présentant la descente de charge.

Niveau	voiles	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	DL ₁	DL ₃
n ₀ : P.T	G ₀ (t)	8,75	16,98	20,46	52,71	14,76	22,81
m. P. courant	Charge permanente en (t).	10,20	18,64	21,74	63,36	21,60	23,73
...							
n ₆ : P. RDC		6,8	13,4	16,22	42,6	11,52	18,31

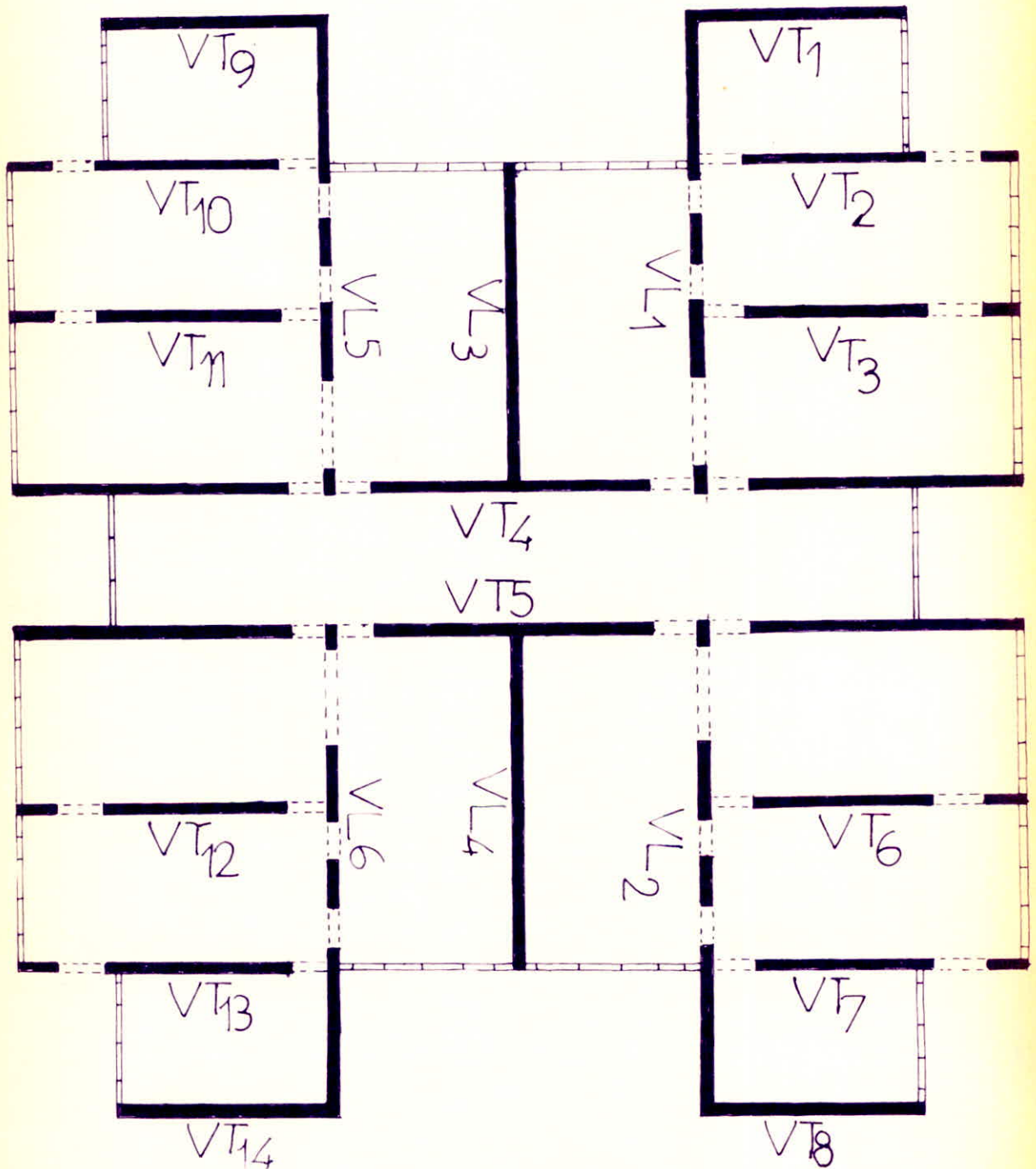
donc soit G_{total} jusqu'au rez de chaussée $G = W = 3050,5 \text{ t}$

quand à G et S jusqu'au niveau des Fondations on a

$$\begin{aligned}
 G_E &= 3406 \text{ t} \\
 P_E &= 584,68 \text{ t}
 \end{aligned}$$

**CHARACTERISTIQUES
DIMENSIONNELLES
DES VOILES**

PLAN ETAGE COURANT



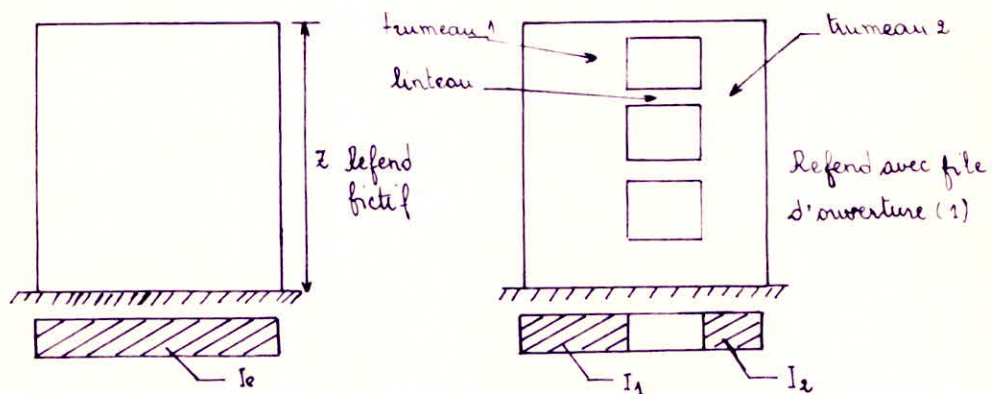
IMPLANTATION DES VOILES

CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES VOILES

Un voile à une, ou plusieurs files d'ouvertures, est un ensemble de trumeaux liés entre eux au niveau de chaque plancher par des linteaux.

Pour la détermination des efforts internes dans les refends avec ouvertures on doit introduire la notion d'Inertie équivalente qui permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouverture avec un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément reparté sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.



La flèche au sommet d'un refend plein est $f_0 = \frac{H_0 z^3}{8 I_e \cdot E}$, $H_0 =$ effort tranchant

pour un refend à 1 file d'ouvertures $f = \frac{H_0 z^3}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc \psi_0}{I d^2} + \frac{H_0 z^3}{8 I E}$

Z : hauteur du voile, h : hauteur d'étage

$2a_i$: largeur des ouvertures de la file i .

$2c_i$: distance entre les centres de gravité G_i et G_{i+1} des trumeaux i et $i+1$

r_i : aire de la section horizontale du trumeau i

I_i : inertie du trumeau i par rapport à l'axe des inerties propres des différents trumeaux

i : Inertie du linteau.

E : module d'Young des trumeaux

E' : module d'Young des linteaux

$\xi = \frac{z}{Z}$: hauteur relative

- Les étapes de calcul sont les suivantes:

1/ Pour chaque trumeau i , on calcule:

- sa section horizontale r_i

son inertie propre I_i

b/ calculer la valeur de $2c_i$: distance entre les centres de gravité des trumeaux i et $i+1$

c/ calculer les moments statiques m_i

d/ calculer l'inertie i des linteaux de la file i

e/ calculer l'inertie totale du refend :

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^n C_i m_i$$

f/ calculer le coefficient de monolithisme (ou de concordance) α , pour cela on calcule

$$w^2 = \frac{3E'}{3EhI_0} \sum_{i=1}^n \left(\frac{i C_i^2}{\alpha_i^2} \right), \text{ puis } \alpha = w \cdot H.$$

plus le voile présente de petites ouvertures et plus le coefficient de monolithisme est grand

g/ Avec les valeurs de α (calculées ci-dessus) et pour $\xi = 0$, on lit sur l'abaque donnant les valeurs de la fonction $\psi(\alpha, \xi)$ (abaque se trouvant dans l'ouvrage de M. Diver) correspondant à un chargement triangulaire la valeur de ψ_0

h/ enfin, on calcule l'inertie équivalente du voile :

$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{8I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2}}$$

pour un voile à plusieurs files d'ouvertures.

$$\text{et } I_e = \frac{I}{1 + \frac{8mc}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2}}$$

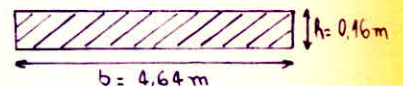
pour un voile à une file d'ouverture.

Nous traitons dans ce qui suit 3 types de voile le reste sera résumé dans un tableau

1/ voiles pleins (sans ouvertures)

- voile plein transversal Vt_1

$$I = I_e = \frac{hb^3}{12} = \frac{0,16 \times (4,64)^3}{12} = 1,332 \text{ m}^4$$



2/ voiles à une file d'ouverture

- voile transversal Vt_2 (avec 2 files d'ouvertures dont l'une est à l'extrémité)

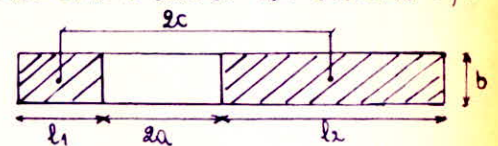
$$s_1 = b l_1 = 0,16 \times 0,85 = 0,136 \text{ m}^2$$

$$s_2 = b l_2 = 0,16 \times 3,95 = 0,632 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{b l_1^3}{12} = \frac{0,16 \times (0,85)^3}{12} = 0,0082 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{b l_2^3}{12} = \frac{0,16 \times (3,95)^3}{12} = 0,8217 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,16 \times (1,5)^3}{12} = 0,045 \text{ m}^4$$



$$\begin{aligned} l_1 &= 0,85 \text{ m} ; l_2 = 3,95 \text{ m} \\ b &= 0,16 \text{ m} ; 2a = 1,20 \text{ m} \\ h &= 1,5 \text{ m} \\ 2c &= 3,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} = \frac{3,6}{\frac{1}{0,136} + \frac{1}{0,632}} = 0,4029 \text{ m}^3$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,0082 + 0,8248 + 1,4504 = 2,28 \text{ m}^4$$

$$w^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l} = \frac{3 \times 0,045}{0,8299} \cdot \frac{2,28}{0,4029} \cdot \frac{1,8}{(0,6)^3 \times 3} = 2,53 \Rightarrow w = 1,6 \Rightarrow$$

$\alpha = w \cdot z = 1,6 \times 18 = 28,66$ d'où $w = 0,67$ (tiré de l'abaque Fig B. 23b de l'ouvrage de M. Diverse)

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mcw}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1} = \frac{2,28}{\frac{16 \times 0,4029 \times 1,6 \times 0,67}{(0,8299) (28,66)^2} + 1} = 2,25 \Rightarrow \boxed{I_e = 2,25 \text{ m}^4}$$

3/ voile à 2 files d'ouvertures

- voile longitudinal VL₁ (voile à 3 files d'ouverture dont 1 se trouve à l'extrémité).

$$I_1 = \frac{bl_1^3}{12} = \frac{0,16 \times (1,65)^3}{12} = 0,059 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{bl_2^3}{12} = \frac{0,16 \times (0,95)^3}{12} = 0,0114 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{bl_3^3}{12} = \frac{0,16 \times (3,65)^3}{12} = 0,6483 \text{ m}^4$$

$$i_1 = i_2 = i = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,16 \times (0,83)^3}{12} = 0,0076 \text{ m}^4$$

calcul du centre de gravité OG

$$OG = \frac{\sum n_i d_i}{\sum n_i} = \frac{2 \times 16 [1,65 \times 0,825 + 0,95 \times 2,925 + 3,65 \times 6,025]}{2 \times 16 [1,65 + 0,95 + 3,65]} = 4,18 \text{ m}$$

$$I = \sum I_i + \sum n_i d_i^2 = 0,0599 + 0,0114 + 0,6483 + 0,264 \times 3,355^2 + 0,152 \times 1,255^2 + 0,584 \times 1,145^2 = 5,9185 \text{ m}^4$$

$$w^2 = \frac{6i}{(I_1 + I_2 + I_3) l} \left(\frac{c_1^2}{a_1^3} + \frac{c_2^2}{a_2^3} \right) = \frac{6 \times 0,0076}{(0,8243) 3} \left(\frac{(1,05)^2}{(0,4)^3} + \frac{(1,55)^2}{(0,4)^3} \right) = 3,05 \Rightarrow w = 1,075 \Rightarrow$$

$$\alpha = w \cdot z = 1,075 \times 18 = 19,36 \Rightarrow w_0 = 0,67$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8Iw_0}{(I_1 + I_2 + I_3) \alpha^2} + 1} = 5,304 \text{ m}^4$$

Résumé des Inerties équivalentes des voiles transversaux et longitudinaux.

voiles	I (m ⁴)	m (m ³)	w	α	I _e (m ⁴)
VT ₁ ; VT ₈ ; VT ₉ ; VT ₁₄	-	-	-	-	1,332
VT ₂ ; VT ₇ ; VT ₁₀ ; VT ₁₃	2,28	0,4029	0,846	15,23	2,25
VT ₄ - VT ₅	133,65	-	0,43	7,74	63,25
VT ₃ ; VT ₆ ; VT ₁₁ ; VT ₁₅	2,28	0,4029	0,658	11,15	2,137
VL ₆ ; VL ₁ ; VL ₂ - VL ₅	5,9185	-	1,075	19,36	5,304
VL ₃ - VL ₄	-	-	-	-	4,267

**PERIODES ET FORMES
PROPRES**

PERIODES ET FORMES PROPRES

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une excitation, elle effectue tout d'abord, tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées, régies des lois en général complexes, il leur succède, dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

La détermination de la réponse de la structure, c'est à dire la description de ses oscillations externes de cinématique, constitue le problème fondamental de la dynamique des structures. Pour des raisons simplificatrices, le comportement de la structure est considéré élastique, c'est à dire que la proportionnalité des déformations aux sollicitations, est prise comme hypothèse. Il en résulte que cette réponse élastique ne dépend que (hormis les masses et les moments d'Inertie des éléments qui composent le système) des paramètres suivants:

- Les périodes et les déformées de ses modes principaux d'oscillations.
- Les degrés d'amortissement correspondants.

La configuration d'un système en oscillation peut être connue à tout instant à travers le nombre de paramètres indépendants, strictement nécessaires à la détermination de cette configuration; le nombre est appelé degré de liberté.

La détermination des périodes et modes propres d'oscillation est difficilement justifiable du calcul en raison de l'intervention des remplissages, cloisons et couplage d'oscillations (Rotation et translation), dont la prise en compte par des voies analytiques rencontre de grosses difficultés. C'est pour cela que les auteurs ont mis à la disposition des utilisateurs des formules et méthodes simplifiées assez compatibles avec la sécurité recherchée.

Il y a la méthode basée sur le calcul par approximation successive, méthode dite de STODOLA - VIANELLO qui est applicable dans tous les cas, sous réserve, bien entendu, de la compatibilité avec les hypothèses imposées, et autres méthodes comme celles de Dunkerley - Southwell et Holzer (transformée).

En ce qui nous concerne nous avons utilisée la méthode de Rayleigh ou méthode énergétique de Rayleigh.

I. Recherche des périodes et formes propres

Méthode de Rayleigh

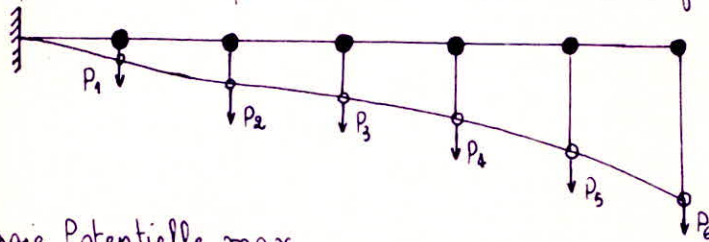
Cette méthode sera utilisée pour la détermination du 1^{er} mode seulement, son utilisation pour les modes supérieurs étant laborieuse.

Méthode de la déformée statique

On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i \cdot g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soient $x_1, x_2, \dots, x_5, x_6$ les déplacements statiques produits par le système de forces P_i .

$$x_i = \sum P_i \delta_{ij}$$

δ_{ij} : déplacement du point i dans le sens de la déformée recherchée (due à $P_i = 1t$)



Energie Potentielle max

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^6 P_j x_j$$

Energie cinétique maximum du système

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^6 P_j x_j$$

Conservation d'Énergie :

$$W_p^{\max} = W_c^{\max} \longrightarrow \frac{1}{2} \sum P_j x_j = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum P_j x_j$$

$$\omega = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i}{\sum P_j x_j^2}} \longrightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_j x_j^2}{g \sum P_i x_i}}$$

$$\delta_{ij} = [Cm/t] 10^{-5}$$

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

$$x_i = \sum P_i \delta_{ij} \quad \delta_{ij} = [Cm/t] 10^{-5}$$

$$I_e^{**} = 76,436 m^4$$

$[P] = [K][D]$ $[P]$ vecteur colonne des forces
 $[D] = [K^{-1}][P]$ $[K]$ matrice de rigidité de la console
 $[D]$ vecteur colonne des déplacements.

avec $[K^{-1}]$: matrice de souplesse de la console

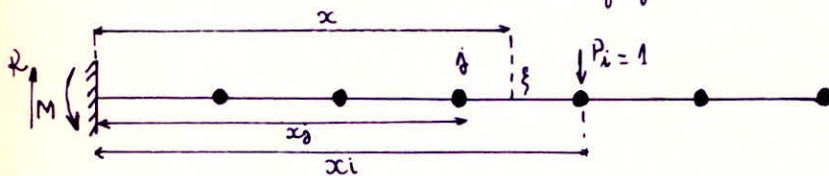
$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} ; [D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} ; K^{-1} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

d'où

$$x_1 = \delta_{11} P_1 + \delta_{12} P_2 + \dots + \delta_{1j} P_j + \dots + \delta_{1n} P_n$$

$$\vdots$$

$$x_n = \delta_{n1} P_1 + \delta_{n2} P_2 + \dots + \delta_{nj} P_j + \dots + \delta_{nn} P_n$$



$$\begin{cases} M = P_i x_i \\ R = P_i \end{cases} \quad \sum M/\xi = M(x) = -P_i x_i + P_i x \rightarrow M(x) = P_i (x - x_i)$$

$$P_i = 1 \rightarrow M(x) = x - x_i$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{x_i - x}{EI}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[(x_i - x) - \frac{x^2}{2} \right] + C \quad \text{pour } x=0 \quad y'(0) = 0 \Rightarrow C=0$$

$$\text{d'où } y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_i \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1 \quad \text{pour } x=0 \Rightarrow y(0) = 0 \Rightarrow C_1 = 0$$

d'après le théorème de réciprocité de Maxwell - Betti on a $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

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

- calcul des δ_{ij} statiques

$$\delta_{st, ij} = \sum_{k=1}^n P_k \delta_{kj}$$

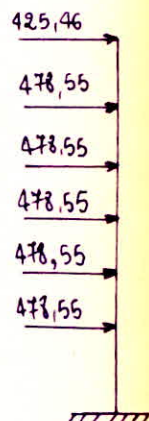
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n P_k x_k^3}{g \sum_{k=1}^n P_k x_k}}$$

masse soumise à l'action sismique

Niveau j	1 ÷ 5	6
masse $M_j = G_j + \frac{P}{5}$	478,55	425,46

valeurs des déplacements unitaires $EI S_{ij}$

$j \setminus i$	1	2	3	4	5	6
1	18	45	72	99	126	153
2	45	144	252	360	468	576
3	72	252	486	729	972	1215
4	99	360	729	1152	1584	2016
5	126	468	972	1584	2250	2925
6	153	576	1215	2016	2925	3888



calcul des déplacements de 1^{ère} masse sous le $P_i (G_i)$ ainsi i variant de 1 à 6

$$x_j = \frac{\sum P_i S_{ij}}{EI} = \frac{G_{st, j}}{EI}$$

$$E = E_i = 21000 \sqrt{G_j} = 21000 \sqrt{270} = 3,45 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = E_i = 3,45 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

sens longitudinal $I_{ex} = 29,75 \text{ m}^4$

sens transversal $I_{ey} = 76,73 \text{ m}^4$

Niveaux j	X transversal (m)	x longitudinal (m)
1	$8,97 \cdot 10^{-4}$	$23,13 \cdot 10^{-4}$
2	$32,19 \cdot 10^{-4}$	$83,04 \cdot 10^{-4}$
3	$64,92 \cdot 10^{-4}$	$167,44 \cdot 10^{-4}$
4	$103,33 \cdot 10^{-4}$	$266,53 \cdot 10^{-4}$
5	$144,62 \cdot 10^{-4}$	$373,03 \cdot 10^{-4}$
6	$186,94 \cdot 10^{-4}$	$482,19 \cdot 10^{-4}$

La pulsation du 1^{er} mode fondamental

$$\omega_1 = \sqrt{g \frac{\sum_{i=1}^6 P_i x_i}{\sum P_i x_i^2}}$$

Sens transversal

$$\sum P_i x_i = 248957,65 \cdot 10^{-4}$$

$$\sum P_i x_i^2 = 3253,82 \cdot 10^{-4} \quad ; (g = 9,81 \text{ m/s}^2)$$

$$\omega_t^t = 27,4 \text{ s}^{-1}$$

$$T_t = \frac{2\pi}{\omega} = 0,229 \text{ s}$$

$$T_t = 0,23 \text{ s}$$

Sens longitudinal

$$\sum P_i x_i = 64,2153$$

$$\sum P_i x_i^2 = 2,03145$$

$$\omega_l = 17,61 \text{ s}^{-1}$$

$$T_l = 0,3568$$

$$T_l = 0,36 \text{ s}$$

Ces périodes trouvées sont dites de 1^{ère} approximation
calcul du coefficient de participation du mode j

$$\xi_j^j = \frac{[\sum m_i A_i^2]}{[\sum m_i][\sum m_i (A_i^0)^2]}$$

d'où $\xi_t^t = 67,60\%$

$\xi_l^l = 72,03\%$

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

1: Introduction

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la structure, en tant premier lieu, de la période du mode fondamental à oscillation de la structure dans la direction étudiée.

Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives, ces dernières sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage (risque de non résonance), les effets du vent deviennent dynamiques, il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

Les Actions du vent sur les différents parois d'une construction admettent une résultante géométrique \vec{R} , dont la direction diffère généralement de celle du vent.

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

2: Détermination de la Force de Traînée T:

C'est l'effort le plus important, donc il conditionne le dimensionnement de la construction au contreventement.

Les caractéristiques géométriques de la construction sont:

- grand côté de la base $a = 23,48 \text{ m}$
- petit côté de la base $b = 22,40 \text{ m}$
- hauteur totale offerte au vent $h = 18,60 \text{ m}$

$$T = C_t \beta \cdot S \cdot q \cdot D_e$$

a/ coefficient de traînée C_t

Le coefficient dépend de la forme de la section transversal de l'ouvrage, et de son enlèvement.

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 ; C_{t0} \text{ coefficient global de traînée } C_{t0} = 1,3 \text{ (NV65 commentaire II 2,161)}$$

γ_0 : coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme 2 II 5 NV65

- pour un vent normal à la grande face "a"

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{18,6}{23,48} = 0,792 ; \quad \frac{b}{a} = \frac{22,4}{23,48} = 0,954 \quad \} \Rightarrow \gamma_0 = 1 \quad ; \quad C_t = 1,3$$

- pour un vent normal à la petite face "b"

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{18,6}{22,4} = 0,83 ; \quad \frac{b}{a} = 0,95 \quad \} \Rightarrow \gamma_0 = 1 \quad ; \quad C_t = 1,3$$

b/ Coefficient de majoration dynamique β :

coefficient tenant compte de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération, est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la construction.

$$\beta = (1 + \xi C) \theta \geq 1$$

soit $T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{e_x}} \cdot \sqrt{\frac{h}{e_x+h}} = 0,20 \text{ s}$.

$$H = 18,6 \text{ m} \rightarrow C = 0,348 \text{ (R III 4 NV 65)}.$$

θ : coefficient global dépendant du type de la construction, pour un bâtiment à usage d'habitation. θ dépend de la cote H_s du sommet du bâtiment.

$$H_s = H = 18,6 \text{ m} < 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0,70$$

$$T_e = 0,20 \text{ s} \rightarrow \xi_e = 0,1 \quad \text{parois à denture Normale en BA (R III 3 NV 65)}$$

$$T_t = 0,21 \text{ s} \quad \xi_t = 0,1$$

$$\text{d'où } \beta_t = \beta_l = (1 + 0,1 \cdot 0,348) \cdot 0,70 = 0,724 \Rightarrow \beta_t = \beta_l = 1$$

c/ coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimensions donné en fonction de la hauteur et du niveau pris en considération (R III 2 NV 65).

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } h = 18,60 \text{ m} \\ a = 23,48 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow S = 0,78$$

d/ pression du vent $q_h = K_s K_m q_H$ (pour un vent normal).

- Effet de rive K_s rive exposé; Région II $\Rightarrow K_s = 1$

- Effet de masque $K_m = 1$ pas d'effet de masque.

- pression dynamique q_H : La pression dynamique q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol est donnée par:

$$q_H = q_{10} \cdot \frac{2,5(H+18)}{(H+60)} = 40 \cdot \frac{(18+18,6) \cdot 2,5}{(18,6+60)} = 81,48$$

$$q_h = 1,3 q_H = 106 \text{ kg/m}^2.$$

e/ Largeur du maître couple d

Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction vent agissant dans le sens longitudinal $D_e = b = 22,40 \text{ m}$

--- -- -- -- -- transversal $D_e = a = 23,40 \text{ m}$.

dans le sens longitudinal $T_r = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q_h \cdot b = 1,3 \times 0,78 \times 22,40 \times 106 = 24076,64 \text{ kg/ml}$

dans le sens transversal $T_r = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q_h \cdot a = 1,3 \times 0,78 \times 23,48 \times 106 = 2523,72 \text{ kg/ml}$

Forces de haines externes $T_r^e = 1,75 T_r$

3. Calcul de l'effort de derive

La force de derive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent les vibrations perpendiculaires à l'action du vent, mais les vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$).

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

$$T_k = \frac{d}{Sv} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} d: \text{largeur du maître couple} \\ S: \text{nombre dit de STROUHAL} \quad 0,25 \leq S \leq 0,30 \text{ (NV65)} \end{cases}$$

v : vitesse du vent.

La resonance est obtenue lorsque T_k est égale à la période T de vibration propre de la construction, on a: alors $V_{cr} = \frac{d}{ST}$

Application:

- sens longitudinal $\begin{cases} T_k = 0,20 \text{ s} \\ S = 0,30 \\ d = 23,48 \text{ m} \end{cases} \quad V_{cr} = \frac{d}{ST} = \frac{23,48}{0,30 \times 0,20} = 391,33 \text{ m/s} > V_{cr} = 25 \text{ m/s}$

- sens transversal $\begin{cases} T_k = 0,21 \text{ s} \\ S = 0,30 \\ d = 22,40 \text{ m} \end{cases} \quad V_{cr} = \frac{d}{ST} = \frac{22,40}{0,3 \times 0,21} = 355,56 \text{ m/s} > V_{cr} = 25 \text{ m/s}$

donc il est inutile de faire un calcul à la resonance et de la derive.

4. Determination de la portance

$$u = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$$

a/ coefficient de portance $C_u = C_i - C_e$

C_i : est le coefficient de pression interieure sur la terrasse

$$\begin{cases} \text{Construction fermée} \\ \mu < 5 \end{cases} \quad \begin{cases} C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0) \quad (\text{NV65 2.141}) \\ \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,3) = 0,3. \end{cases}$$

C_e : coefficient de depression exterieure sur la terrasse

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{cases} \Rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{R116 - NV65}) \quad C_u = C_i - C_e = 0,3 + 0,5 = 0,8$$

b/ coefficient de dimension S

$$S = \text{Cote} = 0,78 ; H = 10,60 \text{ m}$$

c/ pression du vent q ($q = 106 \text{ kg/m}^2$)

d/ surface de la terrasse

$$S_u = 444,93 \text{ m}^2$$

$$U = C_u \cdot S \cdot q_{11} \times S_u$$

$$U = 0,8 \times 0,78 \times 106 \times 444,93 \cdot 10^{-3} = 29,43 \text{ t}$$

$$U_{\text{ext}} = 1,75 U_n = 51,50 \text{ t (portance extreme).}$$

Le poids de la structure $W = 3050,5 \text{ t.}$

$W_{\text{ext}} < W$ donc les effets de la portance sont négligeables.

Les actions du vent seront matérialisées par l'effort de trainée.

Les efforts de trainée dans le sens transversal et longitudinal, pour chaque niveau seront résumés dans des tableaux.

Sens longitudinal

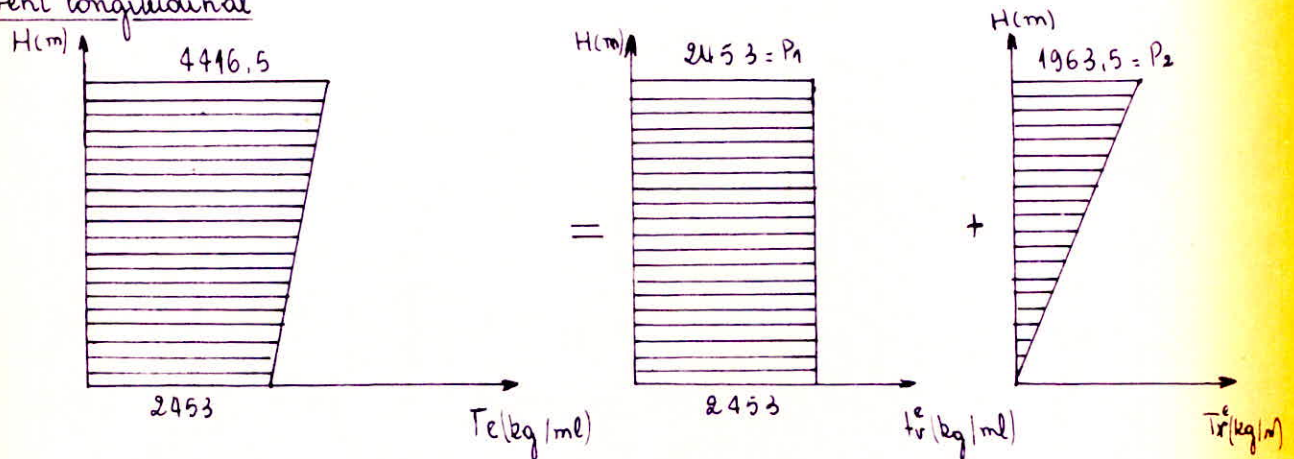
Côte (m)	Ct	ξ	ζ	θ	β	ξ	Ks	q (kg/m ²)	δq (kg/m ²)	d (m)	Tr^m (kg/m)	Tr^e (kg/m)
18,60	1,30	0,1	0,348	0,70	1	0,78	1,3	106,0	82,68	23,48	2523,7	4416,5
18,00	1,30	0,1	0,348	0,70	1	0,78	1,3	106,0	82,68	23,48	2523,7	4416,5
15,00	1,30	0,1	0,353	0,70	1	0,78	1,3	100,1	78,10	23,48	2383,9	4171,8
12,00	1,30	0,1	0,358	0,70	1	0,78	1,3	94,8	73,90	23,48	2255,7	3947,5
9,00	1,20	0,1	0,360	0,70	1	0,78	1,3	89,0	69,40	23,48	1955,4	3421,9
6,00	1,12	0,1	0,360	0,70	1	0,78	1,3	82,7	64,50	23,48	1696,2	2968,4
3,00	1,12	0,1	0,360	0,70	1	0,78	1,3	75,8	59,10	23,48	1554,2	2719,8
0,00	1,12	0,1	0,360	0,70	1	0,78	1,3	68,3	53,3	23,48	1401,7	2453,0

Sens transversal

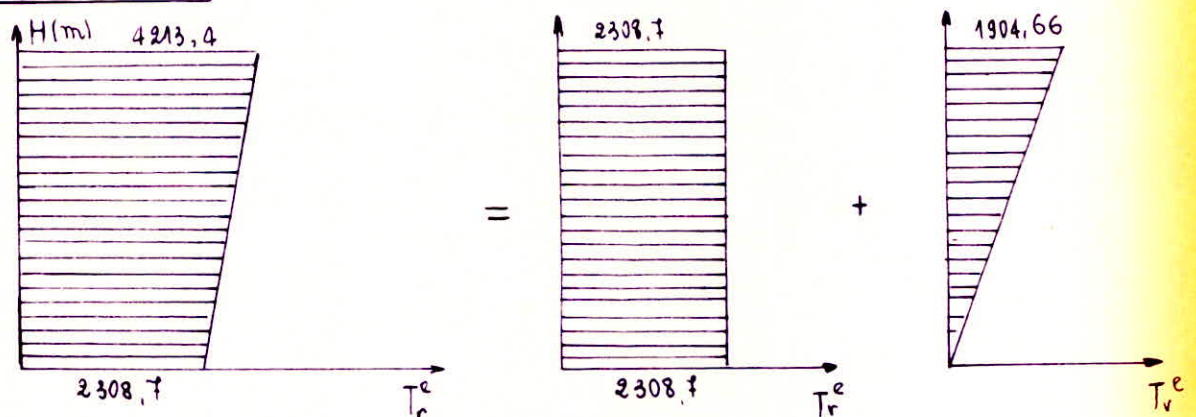
côte	Ct	ξ	ζ	θ	β	ξ	Ks	q	δq	d	Tr^m	Tr^e
18,60	1,30	0,1	0,348	0,7	1	0,78	1,3	106,0	82,68	22,4	2407,6	4213,4
18	1,30	0,1	0,348	0,7	1	0,78	1,3	106,0	82,68	22,4	2407,6	4213,4
15	1,30	0,1	0,353	0,7	1	0,78	1,3	100,1	78,10	22,4	2274,3	3980,0
12	1,30	0,1	0,358	0,7	1	0,78	1,3	94,8	73,90	22,4	2152	3766,0
9	1,22	0,1	0,360	0,7	1	0,78	1,3	89,0	69,40	22,4	1896,6	3319,0
6	1,20	0,1	0,360	0,7	1	0,78	1,3	82,7	64,50	22,4	1734	3034,0
3	1,10	0,1	0,360	0,7	1	0,78	1,3	75,8	59,10	22,4	1462,8	2560,0
0	1,10	0,1	0,360	0,7	1	0,78	1,3	68,3	53,3	22,4	1319,3	2308,7

6 Le diagramme donnant T_e en fonction de H est remplacé par un diagramme sensiblement équivalent et cela pour la facilité de calcul.
Distribution des efforts dans les voiles ($\square + \nabla$)

vent longitudinal



vent transversal



Effort résultant au niveau de chaque étage (voir tableau)

ex RDC (niveau 0)

vent longitudinal ; h : hauteur du bâtiment.

$$H_e = H_{e1} + H_{e2} = P_1 h + P_2 \frac{h}{2} = 2453 \times 18,5 + 1963,5 \times \frac{18,5}{2} = 63,54t$$

$$M_e = M_{e1} + M_{e2} = P_1 \frac{h^2}{2} + P_2 \frac{h^2}{3} = h^2 \left(\frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{3} \right) = 643,77 t.m.$$

vent transversal :

$$H_e = H_{e1} + H_{e2} = P_1 h + P_2 \frac{h}{2} = 60,33t$$

$$M_e = M_{e1} + M_{e2} = P_1 \frac{h^2}{2} + P_2 \frac{h^2}{3} = 612,36 t.m$$

tableau donnant les efforts au niveau de chaque étage.

Niveau	vent longitudinal		vent transversal	
	He (t)	Me (t.m)	He (t)	Me (t.m)
18,5	0	0	0	0
18	2,21	0,55	2,11	0,52
15	15,03	26,55	14,34	25,33
12	27,18	89,99	26,93	85,85
9	37,23	184,33	35,78	176,67
6	46,15	307,33	45,29	298,45
3	55,31	462,59	52,49	439,93
0	63,54	643,77	60,33	612,36

ETUDE AU S'EISME

ETUDE AU SEISME

Introduction

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte ou le manteau (couche sous-jacente). La connaissance de la nature des sources sismiques ainsi que des lois de propagation des ondes n'est qu'une étape vers la détermination du risque sismique, le problème principal étant celui de l'identification des mouvements au niveau du sol. Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps.

Il convient de noter qu'en un point du sol donné, les mouvements lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale, comme à la verticale.

Notre étude sera faite par application des Règles Parasismiques à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens Matériels.

Calcul des forces sismiques

Toutes les conditions requises par le RPA pour l'application de la méthode statique étant satisfaites, nous pouvons substituer aux forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction un système de forces fictives.

La force latérale totale est donnée par :

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

A: Coefficient d'accélération des zones : Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone II (Korba)} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

D facteur d'amplification dynamique moyen

Sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment

on a : . sol meuble

$$- T_{long} = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 18}{\sqrt{23,48}} = 0,334 \text{ s}$$

$$- T_{transv} = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 18}{\sqrt{22,40}} = 0,342 \text{ s}$$

$$D = 2,0$$

B: Facteur de comportement de la structure

Il dépend du type et de la nature des contreventements de la structure.
C'est une structure à voiles porteurs uniquement donc les sollicitations horizontales sont reprises par les devers

$$B = 1/3$$

Q: Facteur de qualité

C'est un coefficient de surbité dont la valeur est $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$
où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

q	Critères	Le critère est-il observé?	valeur P_q
1	condition minimale des files portuses	Oui	0,0
2	surabondance en plan	non (longit.)	0,1
3	symétrie en plan	Oui	0,0
4	régularité en élévation	Oui	0,0
5	contrôle de la qualité des matériaux	non	0,1
6	contrôle de la qualité de la construction	non	0,1

$$\text{d'où } Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1,3$$

W: est le poids de la structure

Cette valeur comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, quinces etc ...).

$$\text{d'où } W = 417,25 + 5 \times 462,92 + 316,6 + 5,04 = 3050,5 \text{ t}$$

$$\text{enfin } V = 0,15 \times 2,0 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 3050,5$$

$$V = 396,56 \text{ t}$$

Distribution des forces latérales : (Article 3.3.3)

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{i=6} F_i$$

F_t = est la force concentrée au sommet de la structure.

Puisque les périodes longitudinale et transversale sont inférieures à $0,7 \text{ s}$;
nous prendrons $F_t = 0$

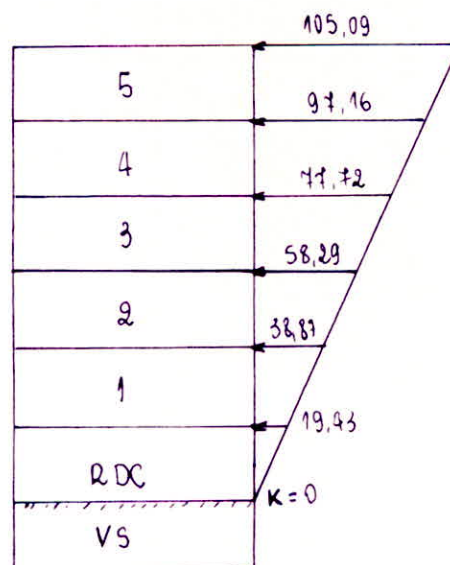
La partie restante de l'effort horizontal total V est distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_E) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

W_k et h_k sont respectivement le poids propre et la hauteur à partir de la base du niveau k .

Niveau k	W_k (t)	h_k (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	F_k (t)
RDC	313,6	0	0	0
1 (1 ^{er} étage)	462,92	3	1388,76	19,43
2	462,92	6	2777,52	38,87
3	462,92	9	4166,28	58,29
4	462,92	12	5555,04	77,72
5	462,92	15	6943,80	97,16
6 (pl. terrasse)	417,25	18	7510,50	105,09

Remarque: Le niveau de la base de la structure est pris au niveau supérieur du vide sanitaire, compte tenu de la valeur élevée de la rigidité en ce point.



ETUDE DE LA

TORSION

ETUDE DE LA TORSION

A. Distribution des sollicitations d'ensemble aux refends

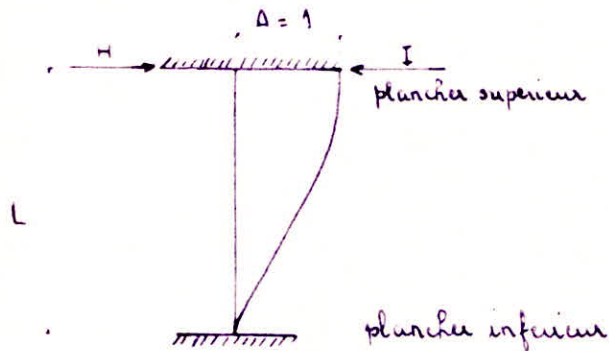
Exposé de la méthode du centre de Torsion

Le centre de torsion (C.T.) d'un groupe de refends, est le point défini par :

- 1°) Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force
- 2°) Un moment virtuel dont la direction passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation de même sens que celle du Moment.

Les forces horizontales se répartissent dans les refends suivant leur rigidité.

La rigidité à la flexion I d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force extérieure H produit une translation (ou une rotation) unitaire telle qu'elle est représentée sur la figure.



$$I = \frac{12 E J}{L^3}$$

I : rigidité ; L : hauteur d'étage

J : moment d'inertie de la section transversale

Puisque tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et présentent les mêmes conditions aux appuis, nous pouvons simplifier les calculs en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

C. Application de la méthode à la structure

Le cas étudié se caractérise par le fait suivant :

- pour chaque direction du séisme envisagée, un refend quelconque est soit parallèle, soit perpendiculaire à cette direction. Il en résulte que :

1°) Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation (H_t) et à un effort de rotation (H_{rot})

2°) Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation (H_{rot})

Nous aurons avec : (x_i, y_i) coordonnées du centre de gravité de refend "i" par rapport au centre de torsion.

- Force sismique agissant transversalement:

Refend transversal "i"

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

$$\begin{cases} H_{i\text{rot}} = \frac{H \cdot e \cdot I_{ix} \cdot x_i}{J} \\ H_{i\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}} \end{cases}$$

Refend longitudinal "j"

$$H_j = H_{j\text{rot}} = \frac{H \cdot e \cdot I_{jy} \cdot y_j}{J}$$

- Force sismique agissant longitudinalement:

Refend transversal "i"

$$H_i = H_{i\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} \cdot x_i}{J}$$

Refend longitudinal "j"

$$H_j = H_{j\text{trans}} + H_{j\text{rot}} \text{ avec} \begin{cases} H_{j\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot y_j}{J} \\ H_{j\text{trans}} = H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} \end{cases}$$

$$\text{En rappelant que } J = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{jy} \cdot y_j^2$$

Remarques:

1° Pour chaque refend, l'effort le plus défavorable que lui revient correspond à un sisme de même direction que le refend.

2° Pour les planchers d'étages courants on a une même excentricité (accidentelle) on prendra $H = 100t$, en suite par règle de trois, on déterminera l'effort H_i (ou H_j) à chaque niveau.

3° Par application de l'article 3.3.5 du RPA; les efforts tranchants négatifs dus à la torsion sont négligés.

4° Vu la symétrie de notre structure, l'excentricité prise en compte est l'excentricité accidentelle correspondant à cinq (5%) pour cent de la plus grande portée.

donc au niveau des planchers terminaux

$$\begin{cases} e_x = 5\% \cdot L = 5\% \cdot 23,48 = 1,17 \text{ m} \\ e_y = 5\% \cdot L = 1,17 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{avec } J = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{jy} \cdot y_j^2 = 2102,21 \text{ m}^6$$

a/ seisme longitudinal pour $H = 100t$

voile j	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆
y_j (m)	4,06	4,06	0	0	4,06	4,06
I_{jy} (m ⁴)	5,304	5,304	4,267	4,267	5,304	5,304
$H_{j\text{transl}}$ (t)	17,83	17,83	14,34	14,34	17,83	17,83
$H_{j\text{rot}}$ (t)	1,20	1,2	0	0	1,2	1,2
$H_{j\text{rot}}$ (t) s. transversal	1,20	1,2	0	0	1,2	1,2

avec $\sum I_{jy} = 29,75 \text{ m}^4$

b/ seisme transversal $H = 100t$

voile "i"	VT ₁	VT ₂	VT ₃	VT ₄	VT ₅	VT ₆	VT ₇
x_i (m)	11,66	8,5	5,34	1,58	-1,58	-5,34	-8,5
I_{ix} (m ⁴)	1,332	2,25	2,137	26,93	26,93	2,137	2,25
$H_{i\text{trans}}$ (t)	1,74	2,93	2,78	35,09	35,09	2,78	2,93
$H_{i\text{rot}}$ (t)	0,86	1,06	0,63	2,37	2,37	0,63	1,06
$H_{i\text{rot}}$ (t) s. long	0,86	1,06	0,63	2,37	2,37	0,63	1,06
H_{totale} (t)	2,6	3,99	3,41	37,46	37,46	3,41	3,99

suite du tableau (seisme transversal).

voile i	VT ₈	VT ₉	VT ₁₀	VT ₁₁	VT ₁₂	VT ₁₃	VT ₁₄
x_i (m)	-11,66	11,66	8,5	5,34	-5,34	-8,5	11,66
I_{ix} (m ⁴)	1,332	1,332	2,25	2,137	2,137	2,25	1,332
$H_{i\text{trans}}$ (t)	1,74	1,74	2,93	2,78	2,78	2,93	1,74
$H_{i\text{rot}}$ (t)	0,86	0,86	1,06	0,63	0,63	1,06	0,86
$H_{i\text{rot}}$ (t) s. long	0,86	0,86	1,06	0,63	0,63	1,06	0,86
H_{totale} (t)	2,6	2,6	3,99	3,41	3,41	3,99	2,6

Forces statiques à chaque niveau pour chaque refend.

S'excentricité dans les 2 sens résulte de l'excentricité accidentelle prévue par le règlement RPA 81, elle peut être soit à droite, soit à gauche du centre de masse. vu la symétrie de notre structure, cela nous amène à conclure.

Pour deux refends transversaux ou longitudinaux symétriques, nous prendrons la valeur la plus défavorable des forces sismiques.

Tableau des forces sismiques réelles

Niveau refends	1 ^{er} étage	2	3	4	5	6 (planches terrasse)
VT ₁ - VT ₈ VT ₉ - VT ₁₄	0,50	1,01	1,51	2,02	2,52	2,73
VT ₂ - VT ₇ VT ₁₀ - VT ₁₃	0,77	1,55	2,32	3,10	3,87	4,19
VT ₃ - VT ₆ VT ₁₁ - VT ₁₂	0,66	1,32	1,98	2,65	3,31	3,58
VT ₄ - VT ₅	7,28	14,56	21,83	29,11	36,4	39,37

VL ₁ - VL ₂ VL ₅ - VL ₆	3,70	7,4	11,09	14,79	18,49	20,00
VL ₃ - VL ₄	2,78	5,57	8,36	11,14	13,93	15,06

CALCUL DE DEFORMATIONS

CALCUL DE DEFORMATIONS

Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau, on calculera les déformations élastiques par la méthode donnée ci-dessous, puis conformément à l'article 3.3.7.1 RPA 81 ces déformations seront multipliées par le coefficient $1,0/2B$ (≥ 1) pour tenir compte de la ductilité de la structure. Ensuite, on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à 0,0075 fois la hauteur d'étage.

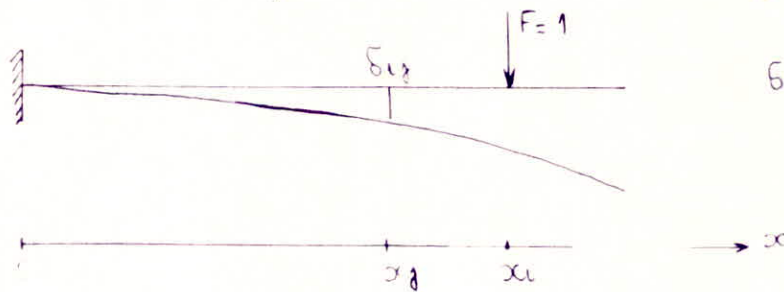
calcul des fleches f_j :

$$\text{Au niveau } j, \text{ la fleche est } f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} \cdot F_i$$

δ_{ij} est le coefficient d'influence
il représente la fleche produite en j par une force unitaire agissant en i

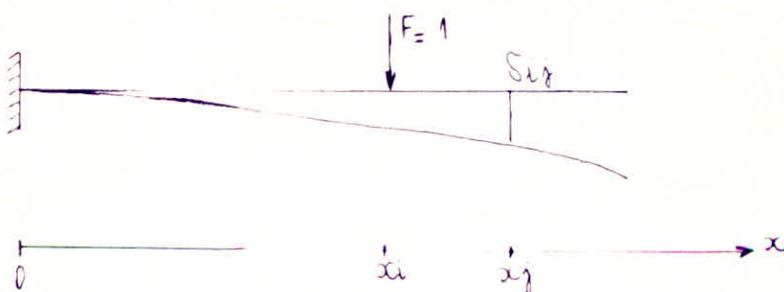
D'après la RDM on a :

a/ $x_i \geq x_j$ ($i \geq j$)



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

b/ $x_j \geq x_i$ ($i < j$)



CALCUL DE DEFORMATION

Niveau / voile	Flèches	1 (1 ^{er} et.)	2	3	4	5	6 (PT)
Vt1	$f_j (10^{-6} m)$	119,51	438,21	899,09	1451,05	2051,88	2671,20
	$f'_j (10^{-6} m)$	179,27	657,38	1348,77	2176,79	3078,11	4007,20
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		15,94	23,04	27,60	30,04	30,96
Vt2	$f_j (10^{-6} m)$	108,61	398,27	817,13	1318,76	1864,81	2427,66
	$f'_j (10^{-6} m)$	162,94	597,46	1225,82	1978,34	2797,49	3641,86
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		14,48	20,94	25,08	27,30	28,14
Vt3	$f_j (10^{-6} m)$	97,72	358,34	735,24	1186,62	1677,96	2184,44
	$f'_j (10^{-6} m)$	146,59	537,52	1102,86	1779,93	2516,95	3276,66
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		13,03	18,84	22,57	24,56	25,32
Vt4	$f_j (10^{-6} m)$	85,30	312,77	641,70	1035,63	1464,44	1906,44
	$f'_j (10^{-6} m)$	127,95	469,15	962,55	1553,45	2196,66	2859,67
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		11,37	16,45	19,69	21,44	22,10
Vt1	$f_j (10^{-6} m)$	220,01	806,73	1655,17	2671,24	3777,26	4917,34
	$f'_j (10^{-6} m)$	330,02	1210,10	2482,75	4006,87	5665,89	7376,00
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		29,34	42,42	50,80	55,30	57,00
Vt3	$f_j (10^{-6} m)$	205,99	755,31	1549,66	2500,97	3536,47	4603,85
	$f'_j (10^{-6} m)$	308,98	1132,97	2324,49	3751,45	5304,7	6905,77
	$\Delta f' / \Delta h (10^{-5})$		27,43	39,72	47,56	51,77	53,37

$f'_j = f_j \times 1/2B \quad (B = 1/3)$
 $\Delta f' = f'_{j+1} - f'_j$
 $(\Delta f' / h)_{adm} = 750 \cdot 10^{-5} \longrightarrow \text{Deformations Compatibles}$
 $h = 300 \text{ cm}$

**EFFORTS DANS
LES VOILES**

EFFORTS DANS LES VOILES

A: Forces Horizontales

Connaissant les forces qui agissent sur chaque voile, nous nous proposons à présent d'étudier la diffusion de ces effets dans les différents éléments de refend. Pour cela, nous appliquons la méthode de M^{re} FUENTES qui nous semble la plus adaptée au type de la structure.

Exposé de la méthode

Hypothèses

- 1/ Les fibres moyennes déformées de chacun des éléments de refend sont parallèles.
- 2/ Toute section plane perpendiculaire à la fibre moyenne avant déformation, reste plane et perpendiculaire à la déformée.
- 3/ Le point d'inflexion du linteau se situe en son milieu.
- 4/ Le linteau est encasté à ses deux [2] extrémités dans les trumeaux.
- 5/ Les éléments de refend sont encastés à leur base.

en résumé:

1/ Refend à une file d'ouverture

La flèche du linteau est $\frac{\Delta h}{2} = \frac{\pi (b/2)^2}{3Ei}$

$$\pi = \frac{12Ei \Delta h}{b^3} \quad \text{avec } i = \text{inertie du linteau}$$

$\pi =$ effort tranchant dans le linteau.

En admettant 1 pt de moment nul en o milieu c.o d'ou Δh s'exprime par rapport à y_A' : $(y_A' = \frac{\Delta h}{b+l}) \Rightarrow \Delta h = (b+l) y_A'$

le moment d'encastement devient $M_{c1} = \frac{6Ei (b+l) y_A'}{b^2}$ et le moment par rapport à la fibre neutre des demi-refends est :

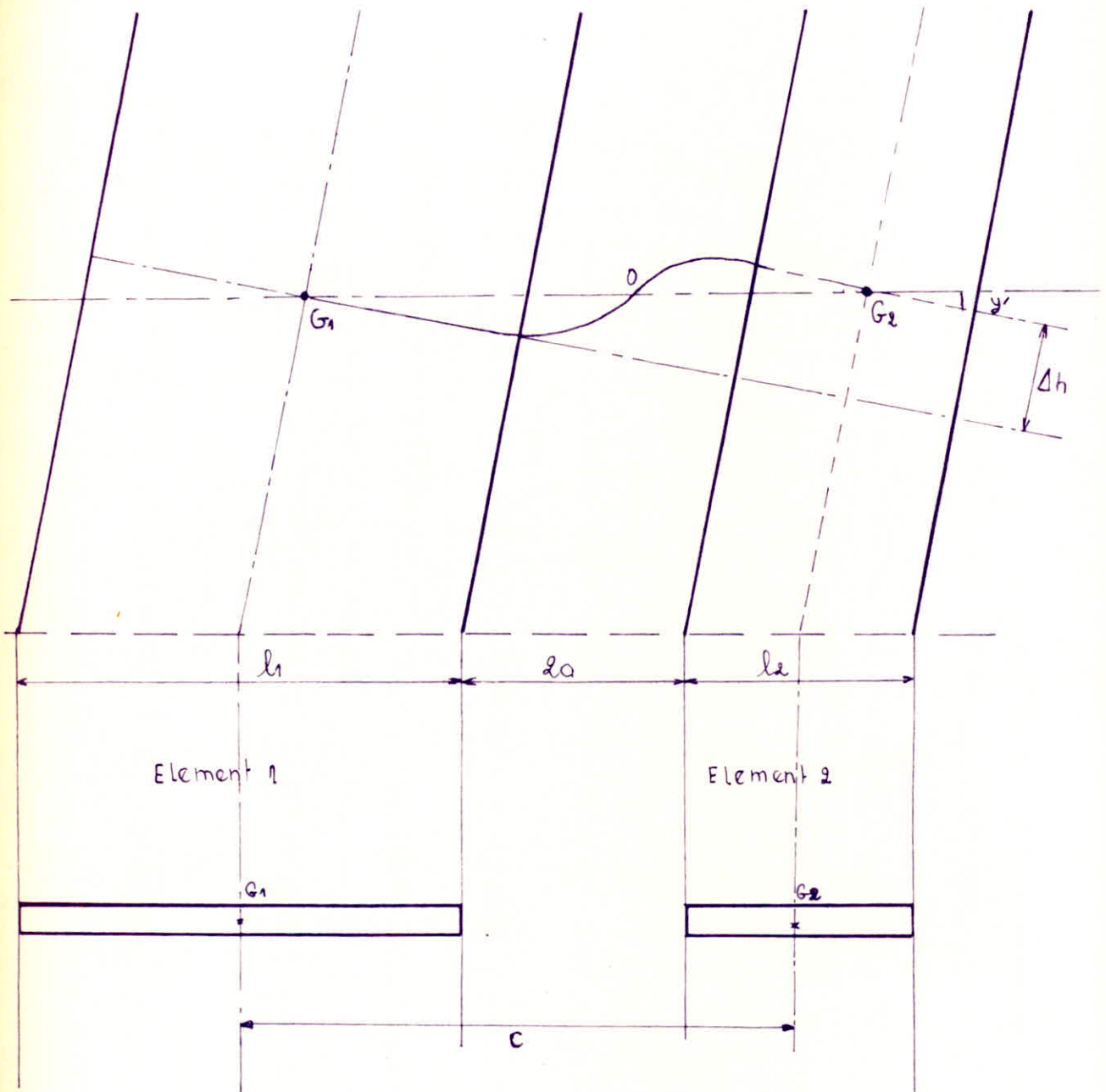
$$M_{A1} = \frac{\pi (l+b)}{2} = \frac{6Ei \Delta h (l+b)}{b^3}$$

$$M_{A1} = \frac{6Ei (l+b)^2}{b^3} y_A'$$

C'est le moment dû au linteau à chaque niveau, exprimé en fonction de la rotation du demi-refend à ce niveau. on peut donc écrire le moment à chaque niveau en partant du sommet du refend de la façon suivante

- si $P =$ charge horizontale concentrée à chaque niveau (en partant du sommet)
 $h =$ hauteur d'étage
 $I =$ inertie de chaque demi-refend.

NOTATIONS



Inerties: I_1 (element 1)

I_2 (element 2)

Aires des sections: S_1

S_2 (" ")

Longueur des linteau: l_2

largeur du trumeau 1: l_1

largeur du trumeau 2: l_2 .

On a :

$$M_B = P \cdot h - \frac{6EI(l+b)^2}{b^3} y'_A = P \cdot h - K y'_A \quad \text{avec } K = \frac{6EI(l+b)^2}{b^3}$$

$$\text{avec } y'_A = y'_B + \frac{Ph^2}{2EI} - K y'_A \frac{h}{EI}$$

d'où y'_B en fonction de y'_A

$$M_C = 2Ph + Ph = \text{moment de console en C}$$

Conclusion et notation finale

Puisque le moment dû au linteau à chaque niveau s'exprime en fonction de la rotation à ce niveau et qu'une rotation, à niveau qq peut s'écrire en fonction de la rotation y'_i en tête nous avons d'une façon générale à l'étage n en partant du sommet et après avoir effectué les calculs de $y'_1, y'_2, \dots, y'_{n-1}$ la valeur de y'_n en écrivant

$$y'_{n-1} = y'_n + \text{moment de console en } (n-1) \frac{h}{EI} + \text{Effort tranchant en } (n-1) \frac{h^2}{2EI} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \cdot h$$

et la valeur du moment à l'étage n , en écrivant.

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$$T_{n-1} = \text{effort tranchant en } (n-1).$$

$$M_{n-1} = \text{moment de console en } (n-1)$$

$$K = \frac{6EI(l+b)^2}{b^3} \quad \text{avec } i = \text{inertie du linteau}$$

$$I = \text{ " " demi-refend}$$

Pour chaque niveau nous calculerons la valeur de deux moments.

- L'un au droit du parement supérieur du linteau

$$M_n = \text{Moment extérieur} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

- L'autre au droit du parement inférieur du linteau.

$$M_n = \text{Moment extérieur} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n).$$

Remarque :

si $l_1 \neq l_2$ pour 1 refend à 1 file d'ouvertures le coefficient K deviendra

$$K = \frac{3EI(l_1 + 2b + l_2)}{b^3} \cdot (b + l_1)$$

$$\text{avec : } A = \frac{h}{EI} ; \quad B = \frac{h^2}{2EI} ; \quad \alpha = \frac{Kh}{EI}$$

Pour la détermination de la matrice donnant les rotations y'_i

Nous rappelons que la rotation à un niveau n en partant du haut est donnée par:

$$y_{n-1} = \theta_n + \text{moment en console en } (n-1) A + \text{effort tranchant en } (n-1) B - \alpha \sum_1^{n-1} y_i$$

pour $n \geq 2$.

Refend à plusieurs files d'ouvertures

Le principe est le même que celui du refend à 1 file d'ouvertures. Le calcul se fera comme dans le cas d'un refend à 1 file d'ouvertures en posant:

$$K_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1)$$

$$K_1' = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_2)$$

$$K_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3)(b + l_2)$$

$$K_2' = \frac{3EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3)(b + l_3)$$

$$K_3 = \frac{3EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4)(c + l_3)$$

$$K_3' = \frac{3EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4)(c + l_4)$$

La rotation à l'étage n est donnée par:

$$y_{n-1}' = y_n' + M_{n-1} \frac{h}{E \sum I} + T_{n-1} \frac{h^2}{\sum 2EI} - (\sum K + \sum K') (y_1' + y_2' + \dots + y_{n-1}') \frac{h}{\sum EI}$$

Le moment à l'étage n est donné par:

- au droit du parement supérieur du linteau

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} h - (\sum K' + \sum K) (y_1' + y_2' + \dots + y_{n-1}')$$

- au droit du parement inférieur du linteau.

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} h - (\sum K' + \sum K) (y_1' + y_2' + \dots + y_n')$$

Le moment dans les éléments du refend à chaque niveau.

$$M_{I_i} = \frac{M_n I_i}{\sum I_i}$$

Les efforts tranchants dans les linteaux à chaque niveau.

$$T_{1n} = \frac{6EI_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y_i' \quad (\text{linteau 1})$$

$$T_{2n} = \frac{6EI_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y_i' \quad (\text{linteau 2})$$

$$T_{3n} = \frac{6EI_3}{c^3} (l_3 + 2c + l_4) y_i' \quad (\text{linteau 3})$$

Determination des rotations pour chaque niveau et par application de la methode nous traitons ci dessous deux exemples de voiles.

1/ voile transversal V12 (voile a une file d'ouverture).

caracteristiques du voile:

$$i = 0,045 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 0,0082 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,8217 \text{ m}^4$$

$$K = 3EI \frac{(l_1 + 2b + l_2)(b + l_1)}{b^3}$$

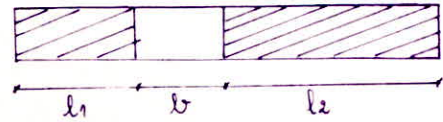
$$K = 3 \times 3,45 \cdot 10^6 \frac{(0,85 + 2 \cdot 1,20 + 3,95)(1,20 + 0,85)}{(1,20)^3} \times 0,045$$

$$K = 3,97828 \cdot 10^6$$

$$A = \frac{h}{E \sum I} = \frac{3}{3,45 \cdot 10^6 (0,8299)} = 1,0477 \cdot 10^{-6}$$

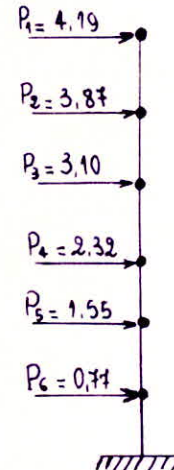
$$B = \frac{h^2}{2E \sum I} = 1,5717 \cdot 10^{-6}$$

$$\alpha = \frac{Kh}{\sum EI} = 4,168 \quad \alpha + 1 = 5,168$$



$$\begin{aligned} l_1 &= 0,85 \text{ m} \\ b &= 1,20 \text{ m} \\ l_2 &= 3,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Not. des Niveaux	M _{ext} (k.m)	T (k)
1 (Terrasse)	0	4,19
2	12,57	8,06
3	36,75	11,16
4	70,23	13,48
5	110,67	15,03
6	155,76	15,80
7 (R.D.C)	203,16	15,80



$$F_1 = P_1 \cdot B = 6,5854 \cdot 10^{-6}$$

$$F_2 = T_2 \cdot B + M_2 \cdot A = 25,8375 \cdot 10^{-6}$$

$$F_3 = M_3 \cdot A + T_3 \cdot B = 56,0431 \cdot 10^{-6}$$

$$F_4 = M_4 \cdot A + T_4 \cdot B = 94,7665 \cdot 10^{-6}$$

$$F_5 = M_5 \cdot A + T_5 \cdot B = 139,5716 \cdot 10^{-6}$$

$$F_6 = M_6 \cdot A + T_6 \cdot B = 188,0226 \cdot 10^{-6}$$

$$\begin{bmatrix} 5,168 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,168 & 5,168 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 4,168 & 4,168 & 5,168 & -1 & 0 & 0 \\ 4,168 & 4,168 & 4,168 & 5,168 & -1 & 0 \\ 4,168 & 4,168 & 4,168 & 4,168 & 5,168 & -1 \\ 4,168 & 4,168 & 4,168 & 4,168 & 4,168 & 5,168 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1' \\ y_2' \\ y_3' \\ y_4' \\ y_5' \\ y_6' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6,5854 \cdot 10^{-6} \\ 25,8375 \cdot 10^{-6} \\ 56,0431 \cdot 10^{-6} \\ 94,7665 \cdot 10^{-6} \\ 139,5716 \cdot 10^{-6} \\ 188,0226 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

solution : $y_1' = 0,21697 \cdot 10^{-5}$ $y_3' = 0,71228 \cdot 10^{-5}$ $y_5' = 1,02833 \cdot 10^{-5}$
 $y_2' = 0,46279 \cdot 10^{-5}$ $y_4' = 0,91001 \cdot 10^{-5}$ $y_6' = 0,95224 \cdot 10^{-5}$

Niveau	Mext	Mn. Pare sup	Mn. Pare Inf	mc	M1	M2	π_1	$N_1 = N_2$
1 (P.T)	0	0	-8,63	8,63	0	0	8,42	8,42
2	12,57	3,94	-14,47	18,41	0,04	3,90	17,96	26,38
3	36,75	9,71	-18,63	28,34	0,10	9,61	27,64	54,34
4	70,23	14,85	-21,65	36,50	0,15	14,70	35,32	89,66
5	110,67	19,09	-21,82	40,91	0,19	18,90	38,92	128,58
6	155,76	23,27	-14,61	37,88	0,23	23,04	36,96	165,54
7 (RDC)	203,16	32,78	32,78	0	0,32	32,45	0	165,54

verification à la base :

Mext = M à la base + Σ moments de correction d'ici :

$$203,16 = 32,78 + 170,67 = 203,45 \quad (\text{vérifié}).$$

2/ voile longitudinal VL1 (voile à 2 files d'ouvertures) :

Caractéristique du voile

$$i = 0,0076$$

$$I_1 = 0,0599$$

$$I_2 = 0,0114$$

$$I_3 = 0,6483$$

$$K_1 = \frac{3EI(l_1 + 2a + l_2)(l_1 + a)}{a^3} = 1,5808 \cdot 10^6$$

$$K_1' = \frac{3EI(l_1 + 2a + l_2)(l_2 + a)}{a^3} = 1,1292 \cdot 10^6$$

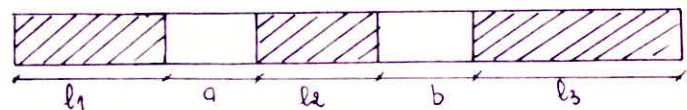
$$K_2 = 1,6669 \cdot 10^6$$

$$K_2' = 4,2387 \cdot 10^6$$

$$A = 1,2084 \cdot 10^6$$

$$B = 1,8126 \cdot 10^6$$

$$\alpha = 10,4111 \Rightarrow \alpha + 1 = 11,4111$$



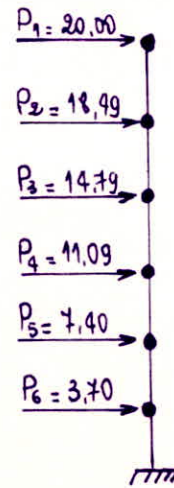
$$a = b = 0,8 \text{ m}$$

$$l_1 = 1,65 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$l_3 = 3,65 \text{ m}$$

Niveau	M ext	T
1 (Terrasse)	0	20,00
2	60	38,49
3	175,47	53,28
4	335,31	64,37
5	528,42	71,77
6	743,73	75,47
7 (RDC)	970,14	75,47



$$\begin{aligned}
 F_1 &= P_1 \cdot B = 36,2520 \cdot 10^{-6} \\
 F_2 &= M_2 \cdot A + T_2 \cdot B = 142,2710 \cdot 10^{-6} \\
 F_3 &= M_3 \cdot A + T_3 \cdot B = 308,6133 \cdot 10^{-6} \\
 F_4 &= M_4 \cdot A + T_4 \cdot B = 521,8656 \cdot 10^{-6} \\
 F_5 &= M_5 \cdot A + T_5 \cdot B = 728,6330 \cdot 10^{-6} \\
 F_6 &= M_6 \cdot A + T_6 \cdot B = 1035,5203 \cdot 10^{-6}
 \end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix}
 11,4111 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 10,4111 & 11,4111 & -1 & 0 & 0 & 0 \\
 10,4111 & 10,4111 & 11,4111 & -1 & 0 & 0 \\
 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 11,4111 & -1 & 0 \\
 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 11,4111 & -1 \\
 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 10,4111 & 11,4111
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 y_1 \\
 y_2 \\
 y_3 \\
 y_4 \\
 y_5 \\
 y_6
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 36,2520 \cdot 10^{-6} \\
 142,2710 \cdot 10^{-6} \\
 308,6133 \cdot 10^{-6} \\
 521,8656 \cdot 10^{-6} \\
 728,6330 \cdot 10^{-6} \\
 1035,5203 \cdot 10^{-6}
 \end{bmatrix}$$

Solution: $y_1 = 0,000040662$ $y_3 = 0,0000158597$ $y_5 = 0,0000234067$
 $y_2 = 0,0000101478$ $y_4 = 0,0000203462$ $y_6 = 0,0000233899$

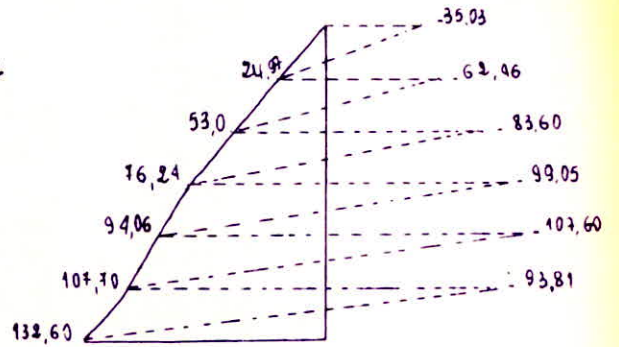
Niveau	M ext	M _n P. Sup	M _n P. Inf	m _c	M ₁	M ₂	M ₃	π ₁	π ₂	N ₁	N ₂	N ₃
1 (Terrasse)	0	/	-35,03	35,03	0	0	0	5,25	7,75	5,25	2,5	7,75
2	60	24,97	-62,46	87,43	2,08	0,40	22,50	13,09	19,33	18,34	8,74	27,08
3	175,47	53,00	-83,60	136,60	4,41	0,83	47,75	20,47	30,21	38,81	18,48	57,29
4	335,31	76,24	-99,05	175,29	6,35	1,21	68,68	26,26	38,76	65,07	30,98	96,05
5	528,42	94,06	-107,60	201,66	7,83	1,49	84,74	30,20	44,59	95,27	45,37	140,64
6	743,73	107,70	-93,81	201,51	8,96	1,71	97,02	30,18	44,55	125,45	59,74	185,19
7 (RDC)	970,14	132,60	132,60	0	11,04	2,10	119,46	/	/	125,45	59,74	185,19

Il est conseillé de faire une vérification à la base

$M_{ext} = M$ à la base + Σ moments de correction.

d'où

$$970,14 = 132,6 + 837,52 = 970,12$$



On nous donne pour les deux voiles Vt_3 et Vt_4 (respectivement voile à une file d'ouvertures et voile à 2 files d'ouvertures), la distribution des efforts dues aux sollicitations horizontales

3/ voile Vt_3

Caractéristiques:

$$i = 0,0076 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 0,0082 \text{ m}^4$$

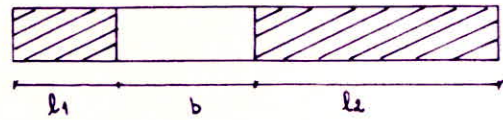
$$I_2 = 0,8217 \text{ m}^4$$

$$K = 0,67188 \cdot 10^6$$

$$A = 1,0477 \cdot 10^6$$

$$B = 1,5717 \cdot 10^6$$

$$\alpha = 0,70399 \Rightarrow \alpha + 1 = 1,704$$



$$\begin{aligned} l_1 &= 0,85 \text{ m} \\ l_2 &= 3,95 \text{ m} \\ b &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

Niveau	M_{ext}	$M_{n. Sup}$	$M_{n. Inf}$	m_c	M_1	M_2	π_1	N
1 terrasse	0	/	- 12,11	12,11	0	0	11,82	11,82
2	10,74	- 1,37	- 18,23	16,86	0,014	1,35	16,44	28,26
3	31,41	2,44	- 19,97	22,41	0,024	2,42	21,87	50,13
4	60,03	8,65	- 17,75	26,40	0,085	8,56	25,76	75,89
5	94,59	16,81	- 9,93	26,74	0,167	16,64	26,08	101,97
6	133,11	28,59	+ 8,42	20,17	0,282	28,30	19,68	121,65
7 (RDC)	173,61	48,92	48,92	0	0,480	48,44	/	121,65

Vérification: $M_{ext} = M$ à la base + Σm_c

$$173,61 = 48,92 + 124,69 = 173,61 \text{ (c'est vérifié).}$$

4/ voile Vt_4

$$K_1 = K'_1 = 1,026 \cdot 10^6$$

$$K_2 = K'_2 = 1,026 \cdot 10^6$$

$$\Sigma K = \Sigma K' = 2,026 \cdot 10^6$$

$$A = 0,1032 \cdot 10^6$$



$$\begin{aligned} l_1 &= l_2 = l_3 = 5,95 \text{ m} \\ a &= b = 2,16 \text{ m} \end{aligned}$$

$$B = 0,3096 \cdot 10^{-6}$$

$$\alpha = 0,4235 \Rightarrow \alpha + 1 = 1,4235$$

Tableau résumé

Niv	Mext	Mn. P. Inf	Mn. P. sup	mc	M1	M2	M3	$\Delta_1 = \Delta_2$	$N_1 = N_3$	N_2
1 (t)	0	-199,72	0	+199,72	0	0	0	12,32	12,32	0
2	118,11	-315,89	-81,61	234,28	-27,20	-27,20	-27,20	14,45	26,77	0
3	345,42	-360,37	-88,58	271,79	-29,52	-29,52	-29,52	16,76	43,53	0
4	660,06	-336,86	-45,73	291,13	-15,24	-15,24	-15,24	17,95	61,48	0
5	1040,19	-229,50	+43,27	272,77	14,42	14,42	14,42	16,83	78,31	0
6	1464,00	+3,870	194,31	190,44	64,77	64,77	64,77	11,75	90,06	0
7 (RDC)	1909,65	449,52	449,52	0	149,84	149,84	149,84	-	90,06	0

Vérification:

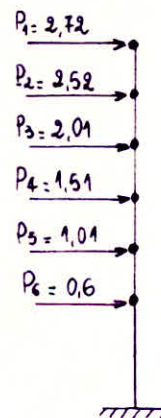
$$M_{ext} = M \text{ à la base} + \Sigma \text{ Moments de correction}$$

$$1909,65 = 449,52 + 1460,13 = 1909,65 \text{ (vérifié)}$$

Les sollicitation horizontales des voiles pleins (V1 et V3) sont les suivantes.

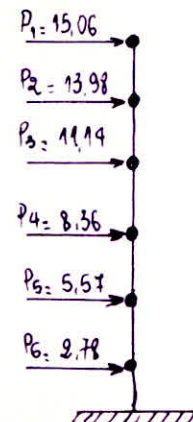
- voile V1

Niveau	M	T
1 P.T	0	2,72
2	8,16	5,24
3	23,88	7,25
4	45,63	8,76
5	71,91	9,77
6	101,22	10,27
7 (RDC)	132,03	10,27



- voile V3

Niveau	M	T
1 (P.T)	0	15,06
2	45,18	28,98
3	132,12	40,12
4	252,48	48,48
5	397,92	54,05
6	560,07	56,83
7 (RDC)	730,56	56,83

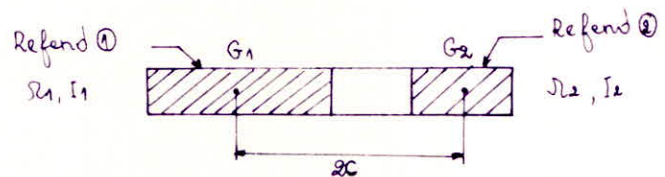
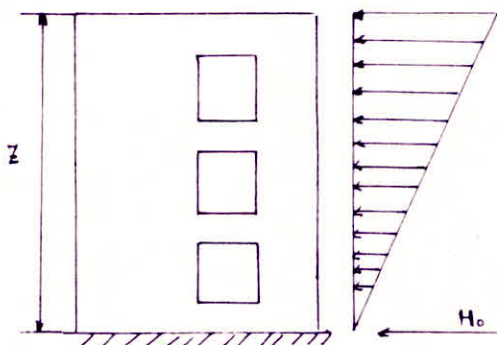


Dans la détermination des sollicitations horizontales et à titre de comparaison avec la méthode de M^r Fuentes, nous avons utilisé la méthode de M^r Alliges Goulet tout en passant de la charge rectangulaire à la charge triangulaire dont nous donnons à la fin la démonstration.

Soit l'article (12) donnant l'évaluation de deux coefficients, désignés par ϕ et ψ sont représentés sur les figures B.19 et B.20 de la livre de M. DIVER. Un coefficient auxiliaire désigné par α peut être calculé directement (voir ouvrage calcul pratique des tours en B.A.M. DIVER)

1/ voile à 1 file d'ouverture:

- cas général



$$w^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \times \frac{I}{m} \times \frac{c}{a^3 l}$$

i = inertie du linteau
 E = coefficient elast. du refend
 E' = " " " linteau

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2}}$$

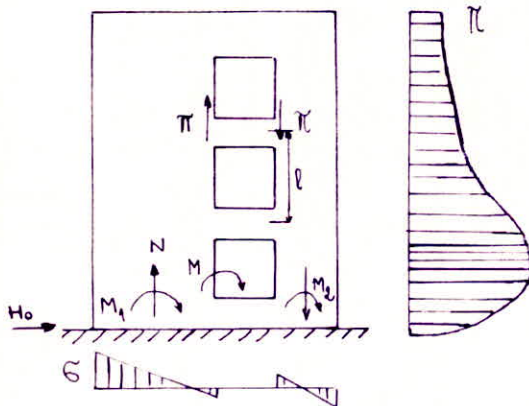
$$w^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \times \frac{c}{a^3 l}$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \phi$$

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

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

$$N = \sum \pi$$



2/ voile à deux files d'ouverture

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

$$\alpha = w z$$

$$\text{avec } w^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)l} \left(\frac{I_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{I_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

Pour la 1^{ère} poutre de linéaire

$$\pi_1 = H_0 l \frac{i_1 c_1}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)} \phi, \text{ de la même façon on évalue } \pi_2, \pi_3, \dots$$

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \quad ; \quad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \quad \text{etc.}$$

Les moments dans les éléments de refend sont donnés approximativement par la formule

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

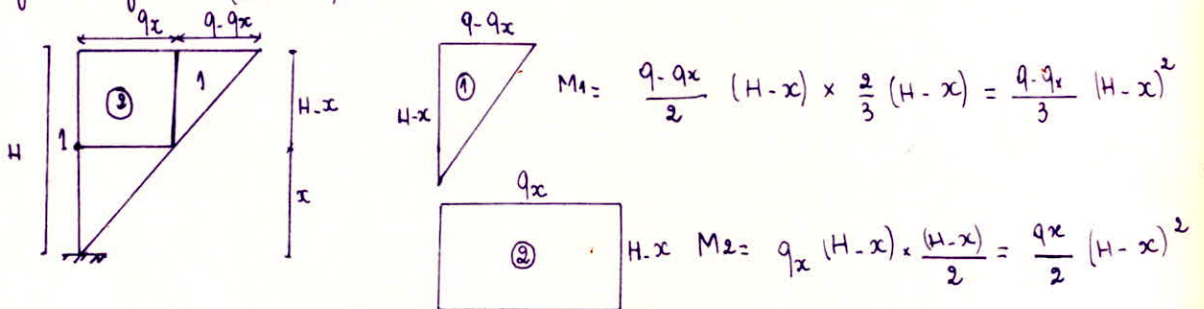
$$M_2 = \frac{I_2}{\sum I_i} H_0 z \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

⋮

Remarque: on doit vérifier l'équilibre extérieur par la relation

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1 (c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2 (c_2 + c_3 + \dots) + \dots$$

Procédé de la démonstration de la formule donnant les Moments dans les refends pour une charge triangulaire (prisme).



$$M_1 = \frac{q - q_x}{2} (H-x) \times \frac{2}{3} (H-x) = \frac{q - q_x}{3} (H-x)^2$$

$$M_2 = q_x (H-x) \times \frac{(H-x)}{2} = \frac{q_x}{2} (H-x)^2$$

$$\text{d'où } M = M_1 + M_2 = q_x \frac{(H-x)^2}{2} + \frac{q - q_x}{3} (H-x)^2 = (H-x)^2 \left[\frac{q_x}{2} + \frac{q - q_x}{3} \right]$$

$$\text{d'autre part par homothécie } q_x/q = \frac{x}{H} \Rightarrow q_x = q \frac{x}{H} \text{ et } \frac{x}{H} = \xi \text{ (par définition).}$$

$$M = q \frac{(\xi + 2)}{6} (1 - \xi)^2 H^2 \text{ avec } H_0 = \frac{qH}{2} \text{ et } H = z. \text{ on aura.}$$

$$\boxed{M = \frac{H_0 z}{3} (1 - \xi)^2 (2 + \xi)}$$

Les moments dans les éléments de refend sont:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

$$\text{avec } \int_x^H \pi dx = \frac{H_0 m l z}{I} \psi(\alpha, \xi)$$

$$\text{on aura donc: } \boxed{M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right]}$$

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

soient les efforts dans les voiles V_{L1} et V_{L4} .

voile V_{L1}

Niveau	ξ	ϕ	ψ	π_1	π_2	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
1(Terrasse)	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,833	0,3	0,025	10,17	15,02	0,025	0,005	0,27	10,17	4,85	15,02
3	0,667	0,58	0,098	19,67	29,04	0,011	0,002	0,12	29,84	14,22	44,06
4	0,500	0,75	0,21	25,43	37,54	-0,03	-0,006	-0,33	55,27	26,33	81,60
5	0,333	0,88	0,35	29,84	44,05	-0,045	-0,014	-0,812	85,11	40,54	125,65
6	0,167	0,98	0,50	33,23	49,06	+0,023	+0,004	0,25	118,34	56,37	174,71
RDC	0	0	0,67	0	0	-0,06	-0,011	-0,65	118,34	56,37	174,71
V.S	/	/	/	/	/	-0,06	-0,011	-0,65	118,34	56,37	174,71

Vérification à la base :

$$M_{ext} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2$$

$$970,14 = -0,72 + 2 \times 118,34(1,05 + 1,55) + 2 \times 56,37 \times 1,55 = 790,115 \text{ avec } \frac{\Delta M}{M} = 18\%$$

-voile V_{L4}

Niveau	ξ	ϕ	ψ	π_1	π_2	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
1 (PT)	1,00	0,34	0,015	9,34	9,34	-13,17	-13,17	-13,17	9,34	0	9,34
2	0,833	0,40	0,045	11,00	11,00	-16,63	-16,63	-16,63	20,34	0	20,34
3	0,667	0,50	0,13	13,74	13,74	-28	-28	-28	34,08	0	34,08
4	0,500	0,57	0,23	15,66	15,66	-19,31	-19,31	-19,31	49,74	0	49,74
5	0,333	0,56	0,33	15,39	15,39	14,23	14,23	14,23	65,13	0	65,13
6	0,167	0,41	0,416	11,26	11,26	75,96	75,96	75,96	76,39	0	76,39
7	0,000	0	0,47	0	0	175,29	175,29	175,29	76,39	0	76,39
V.S	/	/	/	/	/	175,29	175,29	175,29	76,39	0	76,39

Vérification à la base : $M_{ext} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2)$

$$1909,65 = 1764,92 \text{ avec une erreur de } 7,6\%$$

B. FORCES VERTICALES

Il s'agit d'évaluer les sollicitations dues aux charges permanentes et utiles, qui sont à priori excentrées par rapport au centre de gravité de l'élément de refend. Le transport de ces charges de leurs point d'application jusqu'aux fondations s'effectue avec l'intervention des linteaux soumis de ce fait aux efforts tranchants π .

De plus, la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des Moments M_1 et M_2 ainsi que des forces axiales N_1 et N_2 .

La méthode que nous utilisons est de M^{re} DAVIDOVICI, nous rappelons ci-dessous les principales opérations et nous prions le lecteur désireux d'en prendre connaissance de se référer aux ouvrages suivants:

- calcul pratique des tours en BA [M. DIVER]
- Stabilité des bâtiments de grande hauteur [J. GUILLOT].

Exposé de la méthode de M^{re} DAVIDOVICI

- Notations

v_1, v_2 : charges verticales respectives dues à un étage pour les éléments 1 et 2
 e_1, e_2 : Excentricités respectives de v_1 et v_2 ; positives quand ces efforts font tourner les sections correspondantes dans le sens des aiguilles d'une montre.
 $z - Z$: hauteurs à partir de la base du niveau considéré et du bâtiment.

- Étapes de calcul.

1/ Réévaluation des valeurs caractéristiques du refend w et α

2/ Etude des linteaux.

a/ calculer la valeur

$$K = \frac{m}{I} \left[v_2 \left(-e_2 + \frac{I_1 + I_2}{c} \cdot \frac{1}{n_2} \right) - v_1 \left(e_1 + \frac{I_1 + I_2}{c} \cdot \frac{1}{n_1} \right) \right]$$

b/ Etablir $\xi = \frac{z}{Z}$

c/ avec α et ξ trouver la valeur de Δ (abaque).

d/ calculer l'effort tranchant à l'encastrement du linteau : $\pi = K \Delta$

3/ Etude de deux éléments de refend situés de part et d'autre des ouvertures.

a. avec α et ξ trouver Γ (Abaque)

b. calcul des moments fléchissants dans les éléments de refend (provoqués uniquement, uniquement par les charges verticales).

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot \frac{Z}{l} \left[(1 - \xi) (v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - K C \Gamma \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot \frac{Z}{l} \left[(1 - \xi) (v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - K C \Gamma \right]$$

ou Z : hauteur du bâtiment

l : hauteur de l'étage

C : Distance (G_1, G_2)

c/ Calcul des forces axiales dans les éléments de refend.

$$N_1 = \frac{Z}{l} \cdot [-v_1 (1 - \xi) + K \Gamma] ; N_2 = \frac{Z}{l} \cdot [-v_2 (1 - \xi) - K \Gamma]$$

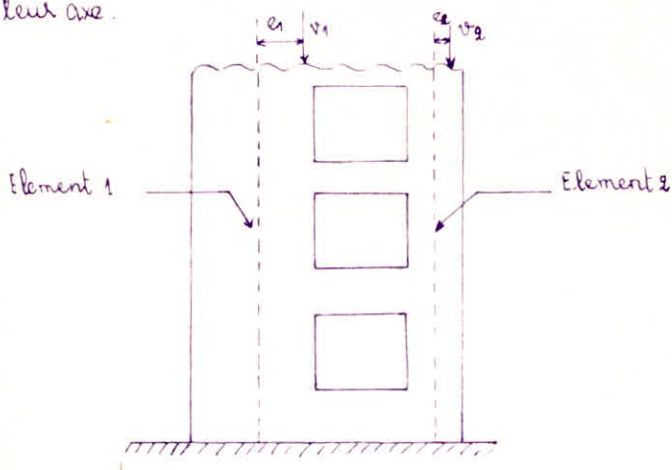
4/ Il est conseillé d'effectuer à la base du refend la vérification de l'équilibre extérieur :

$$\begin{cases} N_1 + N_2 = \sum v_1 + \sum v_2 \\ \text{Moment}_0 = (\sum v_1, \sum v_2 ; M_1, M_2, N_1 \text{ et } N_2) = 0 \end{cases}$$

0: point quelconque ($O = G_2$ ou G_1 par exemple).

Remarque.

M.V. Davidovici a étudié l'effet des charges verticales sur les refends à une série d'ouvertures. Il s'agit de charges permanentes ou utiles excentrées, appliquées sur des refends dont les ouvertures sont disposées d'une manière asymétrique par rapport à leur axe.



A. Charges Permanentes

1/ voiles à une file d'ouverture.

- voile transversal v_{t2}

Caractéristiques:

$$\alpha = 28,66$$

$$v_{t1} = 2,42t \quad v_{t2} = 12,98t$$

$$e_1 = 0,3m \quad e_2 = -0,06m \quad K = 0,16.$$

Tableau résumé

Niveau	ξ	$\Delta(\xi, \alpha)$	$\kappa = K \Delta(t)$	$\Gamma(\xi, \alpha)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
1 (PT)	1	-1,00	-0,16	0	0	0	0	0
2	0,833	-1,00	-0,16	-0,17	0,005	0,53	-2,60	-12,84
3	0,667	-1,00	-0,16	-0,34	0,011	1,06	-5,16	-25,61
4	0,500	-1,00	-0,16	-0,50	0,016	1,55	-7,74	-38,46
5	0,333	-0,98	-0,16	-0,66	0,020	2,05	-10,32	-51,31
6	0,167	-0,97	-0,16	-0,82	0,025	2,54	-12,88	-64,08
7 (RDC)	0,000	0	0	-1,00	0,031	3,11	-15,48	-76,92
Vide sanitaire	-	-	-	-	0,031	3,11	-16,84	-83,24

Vérification à la base

$$N_1 + N_2 = \sum V_1 + \sum V_2$$

$$15,48 + 76,92 = 6(2,42 + 12,98) \Rightarrow 92,4t = 92,4t \text{ est vérifié.}$$

$$\sum \text{Moment} / o = 0 \Rightarrow M_1 + M_2 + 2CN_2 = \sum v_{t1}e_1 + \sum v_{t2}(e_2 + 2c)$$

$$280,05 = 280,05 \text{ (vérifié).}$$

-voile Vt3

Caractéristiques:

$\alpha = 11,85$

$V_1 = 3,68t \quad e_1 = 0,2m$

$V_2 = 14,96t \quad e_2 = 0,215m$

$K = 0,3$

Tableau résume des efforts

Niveau	ξ	$\Delta(\xi, \alpha)$	$\pi = K \Delta$ (t)	$\Gamma(\xi, \alpha)$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N_1 (t)	N_2 (t)
1 (P.T)	1,000	- 1,00	- 0,30	0	0	0	0	0
2	0,833	- 1,00	- 0,30	- 0,17	- 0,014	- 1,37	- 4,00	- 14,70
3	0,667	- 1,00	- 0,30	- 0,34	- 0,027	- 2,73	- 7,96	- 29,30
4	0,500	- 0,99	- 0,30	- 0,5	- 0,042	- 4,16	- 11,94	- 44,01
5	0,333	- 0,98	- 0,30	- 0,66	- 0,055	- 5,60	- 15,92	- 58,72
6	0,167	- 0,87	- 0,26	- 0,83	- 0,070	- 7,00	- 19,89	- 73,33
7 (RDC)	0	0	0	- 0,91	- 0,090	- 8,90	- 23,72	- 88,18
V.S	/	/	/	/	- 0,090	- 8,90	- 25,08	- 94,50

verification a la base du refend

Effort Normal : $N_1 + N_2 = \sum V_1 + \sum V_2$

$111,9t = 111,9t$

Moment : $\sum M / G_1 = 0 \Rightarrow M_1 + M_2 + 2N_2 C = \sum V_1 e_1 + \sum V_2 (2c - e_2)$

$326,43 = 308,45$

si ou 1 Eneen admissible.

2/ voiles à deux files d'ouvertures

La distribution des charges verticales dans les refends Vt_4 et Vt_1

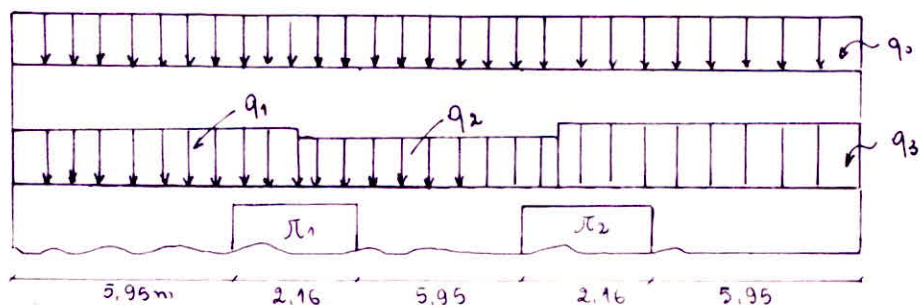
vu que la méthode de M^e Victor Davidovici ne traite pas les refends à plusieurs files d'ouvertures et les Moments distribués par les charges verticales sur les éléments du refend sont faibles vis à vis à ceux distribués par les charges horizontales (Seisme) donc on peut les négliger en considérant que les charges verticales V_i sont appliquées aux centres de gravité de chaque trameau.

9/ voile transversal Vt_4

Tableau résumé des efforts dus aux charges permanentes G

Niveau	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
1(Terrasse)	2,08	2,08	13,52	15,60	13,52
2	1,80	1,90	32,13	35,52	34,31
3	1,80	1,90	50,74	55,44	55,10
4	1,80	1,90	69,35	75,36	75,89
5	1,80	1,90	87,96	95,28	96,68
6	1,80	1,90	106,57	115,20	117,47
7 RDC	/	/	125,18	135,12	138,26
8.5	/	/	134,70	144,64	147,78

données du voile Vt_4



$q_0 = 1,92 \text{ t/ml}$

$q_1 = 1,79 \text{ t/ml}$ $q_3 = 1,95 \text{ t/ml}$

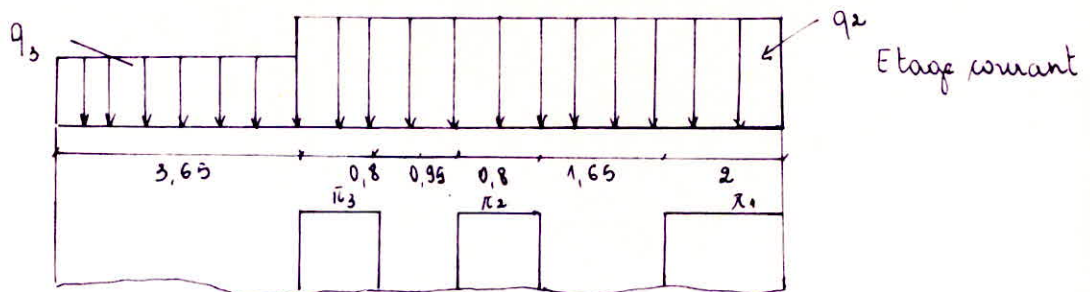
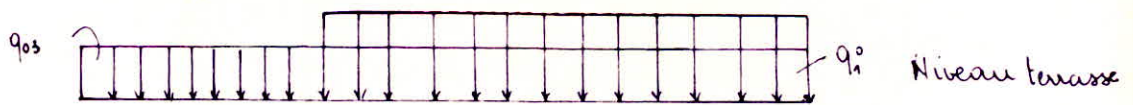
$q_2 = 1,57 \text{ t/ml}$

$N_i = q_0 \cdot l_i$; l_i : longueur du trameau + la demi-longueur des linteaux adjacents.
 $\pi_i = q_0 \cdot l_i$

- voile longitudinal VL₁
 - charge permanente G

Tableau résumé des efforts

Niveau	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$\pi_3(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$N_4(t)$ Raccordement
(P.T) 1	2,00	0,80	0,80	6,10	3,50	2,55	2,00
2	1,67	0,70	0,70	13,54	7,62	9,48	4,15
3	1,67	0,70	0,70	20,97	11,75	16,42	6,30
4	1,67	0,70	0,70	28,40	15,87	23,77	8,45
5	1,67	0,70	0,70	35,83	20,00	30,40	10,60
6	1,67	0,70	0,70	43,27	24,11	37,30	12,75
7 (RDC)	/	/	/	50,70	28,24	44,22	15
V. S	/	/	/	55,60	31,04	50,72	15,64



$$q_0 = 2,00 \text{ t/ml}$$

$$q_3 = 0,478 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = 0,40 \text{ t/ml}$$

$$q_1 = q_2 = 1,67 \text{ t/ml}$$

B. CHARGES UTILES

a. voile à 1 file d'ouverture
- voile V_1

données:

$$e_1 = 0,3 \text{ m} \quad v_1 = 0,761 \text{ t} \\ e_2 = -0,06 \text{ m} \quad v_2 = 2,09 \text{ t} \quad K = -0,111$$

Niv	ξ	$\Delta(\xi, \alpha)$	$\pi = K \Delta$	$\Gamma(\xi, \alpha)$	M_1	M_2	N_1	N_2
1 (PT)	1,000	-1,00	-0,111	0	0	0	0	0
2	0,833	-1,00	-0,111	-0,17	-0,003	-0,30	-0,875	-1,98
3	0,667	-1,00	-0,111	-0,34	-0,006	-0,60	-1,75	-3,95
4	0,500	-1,00	-0,111	-0,50	-0,008	-0,98	-2,62	-5,95
5	0,333	-0,98	-0,108	-0,66	-0,012	-1,16	-3,48	-7,93
6	0,167	-0,97	-0,108	-0,82	-0,014	-1,44	-4,35	-9,90
7 (RDC)	0,00	0	0	-1,00	-0,018	-1,76	-5,23	-11,87
8 (V.S)	-	-	-	-	-0,018	-1,76	-5,23	-11,87

verification à la base

$$N_1 + N_2 = \sum v_1 + \sum v_2 \Rightarrow 17,1 = 6(0,761 + 2,09) = 17,1 \text{ vérifié}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_1 + M_2 + 2N_2 C = \sum v_1 e_1 + \sum v_2 (2c - e_2)$$

- voile V_2

données:

$$e_1 = 0,3 \text{ m} \\ v_1 = 0,83 \text{ t} \\ e_2 = -0,06 \text{ m} \\ v_2 = 2,68 \text{ t} \\ K = -0,09$$

Nous donnons ci après le tableau résumé des efforts dûs aux surcharges verticales.

N _{io}	ξ	Δ	π = κ Δ	Γ(ξ, α)	M ₁	M ₂	N ₁	N ₂
1 (PT)	1	-1,00	0,090	0	0	0	0	0
2	0,833	-1,00	0,090	-0,17	7,9 · 10 ⁻⁴	0,08	-0,73	-2,59
3	0,667	-1,00	0,090	-0,34	1,55 · 10 ⁻³	0,15	-1,47	-5,17
4	0,500	-0,99	0,090	-0,50	2,53 · 10 ⁻³	0,25	-2,22	-7,77
5	0,333	-0,98	0,088	-0,66	3,52 · 10 ⁻³	0,35	-2,96	-10,36
6	0,167	0,97	0,088	-0,82	4,28 · 10 ⁻³	0,43	-3,68	-12,89
7 RDC	0	-	0	-1	5,07 · 10 ⁻³	0,51	-4,44	-15,54
V.S	-	-	-	-	5,07 · 10 ⁻³	0,51	-4,44	-15,54

Vérification à la base

$$N_1 + N_2 = \sum v_1 + \sum v_2$$

$$15,54 + 4,44 = 6 [0,83 + 2,68] =$$

$$19,98 = 21,06 \quad \text{Légerement différent (donc c'est vérifié).}$$

$$\sum M/G_1 = 0 \Rightarrow M_1 + M_2 + 2N_2C = \sum v_1 \cdot e_1 + \sum v_2 (2c_2 - e_2).$$

$$5,07 \cdot 10^{-3} + 0,51 + 3,68 \times 15,54 = 6 [0,83 \times 0,3 + 2,68 \times 3,54]$$

$$56,45 \quad + \quad 58,4 \quad (\text{acceptable})$$

b/ voile à deux files d'ouvertures

- voile transversal vt4

données

Niveau terrasse: $q_0 = 0,248 \text{ t/ml}$.

Etage courant $\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 0,53 \text{ t/ml} \\ q_2 = 0,423 \\ q_3 = 0,45 \text{ t/ml} \end{array} \right.$

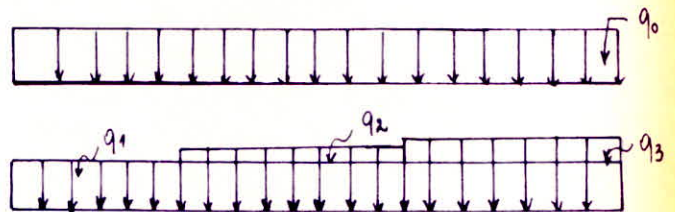


Tableau résumé xi - après

Niveau	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
1(P.T)	0,27	0,27	1,73	2,01	1,73
2	0,52	0,47	5,44	5,45	4,88
3	0,52	0,47	9,14	8,88	8,02
4	0,52	0,47	12,85	12,32	11,16
5	0,52	0,47	16,55	15,75	14,31
6	0,52	0,47	20,26	19,19	17,46
7(RDC)	0	0	23,96	22,62	20,60
V. S	/	/	23,96	22,62	20,60

- voie longitudinal VL1

données:

$$q_0 = 0,26 \text{ t/ml} \quad q_1 = 0,52 \text{ t/ml}$$

$$q_{02} = 0,062 \text{ t/ml} \quad q_2 = 0,124 \text{ t/ml}$$

Niveau	π_1	π_2	π_3	N_1	N_2	N_3	N_4
1	0,26	0,11	0,11	0,79	0,45	0,35	0,31
2	0,52	0,21	0,21	2,38	1,36	1,05	0,93
3	0,52	0,21	0,21	3,96	2,27	1,75	1,56
4	0,52	0,21	0,21	5,55	3,18	2,44	2,18
5	0,52	0,21	0,21	7,14	4,09	3,14	2,81
6	0,52	0,21	0,21	8,72	5,00	3,84	3,43
7(RDC)	0	0	0	10,31	5,92	4,54	4,06
V. S	/	/	/	10,31	5,92	4,54	4,06

**SUPPERPOSITION
DES SOLLICITATIONS**

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

On a 4 combinaisons à effectuer, trois d'entre elles sont préconisées par le R.P. A 81

- * $G + Q + E$
- * $0,8G + E$
- * $-0,8G - E$

et la 4^{ème} est donnée par le CCBA 68 :

- * $G + 1,2Q$

Or la symétrie de notre bâtiment, on aura à faire les combinaisons seulement de 6 voiles (4 transversaux et 2 longitudinaux).

- voiles transversaux :

- voile VT₁ (voile plein) .

On désigne par M_i , N_i , π_i respectivement le moment ; l'effort normal appliqué au tumeur i et l'effort tranchant appliqué au linteau i et V l'effort tranchant appliqué au voile plein.

Niveau		1.PT	2	3	4	5	6	7 (Roc)	V. S
$G + 1,2Q$	M (t.m)								
	N (t)	5,02	15,20	25,40	35,66	45,75	55,94	66,12	72,16
	V (t)	0,00							
$G + Q + E$	M	0,00	8,16	23,88	45,63	71,91	101,22	132,03	132,03
	N	4,90	14,88	24,86	34,84	44,82	54,8	64,78	70,78
	V	2,73	5,25	7,27	8,78	9,79	10,29	10,29	10,29
$0,8G + E$	M	0,00	8,16	23,88	45,63	71,91	101,22	132,03	132,03
	N	3,5	10,67	17,88	25,09	32,3	39,51	46,71	51,54
	V	2,73	5,25	7,27	8,78	9,79	10,29	10,29	10,29
$0,8G - E$	M	0,00	-8,16	-23,88	-45,63	-71,91	-101,22	132,03	-132,03
	N	3,5	10,67	17,88	25,09	32,3	39,51	46,71	51,54
	V	-2,73	-5,25	-7,27	-8,78	-9,79	-10,29	10,29	10,29

- voile V_{t2} (à 1 file d'ouverture)

Niveau		1PT)	2	3	4	5	6	7(RDC)	V.S
$G + 1,2Q$	$M_1(t.m)$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
	$M_2(t.m)$	0,00	0,90	1,80	2,62	3,45	4,30	5,22	5,22
	$N_1(t)$	0,00	3,65	7,26	10,90	14,50	18,10	21,80	23,80
	$N_2(t)$	0,00	15,22	30,35	45,60	60,83	76,00	91,20	98,00
	$\pi_1(t)$	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30		
$G + Q + E$	M_1	0,00	0,05	0,12	0,18	0,23	0,23	0,37	0,37
	M_2	0,00	5,80	11,30	17,20	22,20	27,20	37,50	37,50
	N_1	0,00	11,90	33,29	64,70	103,50	145,81	186,25	188,25
	N_2	0,00	23,24	56,00	98,75	148,90	202,56	254,33	261,20
	π_1	8,72	18,26	27,94	35,62	39,12	37,16		
$0,8G + E$	M_1	0,00	0,04	0,11	0,16	0,21	0,25	0,35	0,35
	M_2	0,00	4,33	10,46	15,94	20,54	25,10	35,00	35,00
	N_1	0,00	11,02	31,54	62,08	100,00	141,46	181,02	183,02
	N_2	0,00	21,86	52,00	92,80	140,97	192,66	242,46	249,40
	π_1	8,18	18,02	27,74	35,48	39,08	37,12		
$0,8G - E$	M_1	0,00	-0,04	-0,09	-0,01	-0,17	-0,21	-0,30	-0,30
	M_2	0,00	-3,50	-8,80	-13,46	-17,26	-21,00	-30,00	-30,00
	N_1	0,00	-6,34	-22,25	-48,15	-81,41	-118,28	-153,16	-151,56
	N_2	0,00	-11,90	-5,90	-23,60	-48,61	-77,32	-104,00	-98,55
	π_1	8,42	-17,96	-27,64	-35,32	-38,92	36,96		

- boile Ut3 à 1 file d'ouverture

X_{no}		1(PT)	2	3	4	5	6	7(ROX)	V.S
$G + 12Q$	$M_1(k.m)$	0,00	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,11
	$M_2(k.m)$	0,00	1,73	3,45	5,22	7,00	8,73	11,02	11,02
	$N_1(t)$	0,00	5,05	10,06	15,09	20,12	25,11	30,00	34,00
	$N_2(t)$	0,00	17,08	34,04	51,14	68,24	85,21	102,43	108,43
	$\bar{\pi}_1(t)$	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43		
$G + Q + E$	M_1	0,00	0,03	0,05	0,14	0,23	0,36	0,53	0,53
	M_2	0,00	3,02	5,75	13,6	23,40	36,74	59,1	59,1
	N_1	0,00	16,70	37,97	64,63	95,31	126,21	150,60	152,60
	N_2	0,00	28,50	61,51	100,08	142,54	185,20	227,70	227,70
	$\bar{\pi}_1$	12,24	16,88	22,27	25,16	26,43	20,06		
$0,86 + E$	M_1	0,00	0,02	0,04	0,12	0,21	0,33	0,55	0,55
	M_2	0,00	2,45	4,61	11,89	21,12	33,90	55,56	55,56
	N_1	0,00	15,02	34,63	59,70	88,63	117,88	140,63	142,63
	N_2	0,00	23,58	51,70	85,34	148,95	180,32	193,00	199,00
	$\bar{\pi}_1$	12,06	16,66	22,09	25,98	26,32	19,92		
$0,86 - E$	M_1	0,00	-0,03	-0,03	-0,05	-0,12	-0,22	-0,408	-0,408
	M_2	0,00	-0,25	-0,26	-5,23	-12,56	-22,70	-41,32	-41,32
	N_1	0,00	-8,62	-21,90	-40,60	-63,16	-86,06	-102,68	-100,60
	N_2	0,00	-0,06	-4,82	-14,92	-54,99	-62,99	-51,11	-45,10
	$\bar{\pi}_1$	11,36	16,20	+21,63	25,51	25,86	19,44		

- table Vts à 2 files d'ouvertures:

Niveau		1	2	3	4	5	6	7 RDC	v. s
$G+1,2,3$	M_1, M_2, M_3 (t.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N_1, N_3 (t)	15,60	38,66	61,71	84,77	107,82	130,88	153,93	161,93
	N_2 (t)	18,02	42,06	66,10	90,14	114,18	138,23	162,30	170,00
	\bar{N}_1, \bar{N}_2	2,40	2,52	2,53	2,53	2,53	2,53		
$G+Q+E$	M_1, M_2, M_3	0,00	-27,2	-29,52	-15,24	14,42	64,77	149,84	149,84
	N_1, N_3	27,57	64,34	105,41	149,69	190,14	225,52	249,14	257,92
	N_2	17,62	40,97	59,62	87,68	111,03	134,39	157,74	165,80
	\bar{N}_1, \bar{N}_2	14,67	16,87	19,18	20,37	19,25	14,17		
$0,8G+E$	M_1, M_2, M_3	0,00	-27,2	-29,52	-15,24	14,42	64,77	149,84	149,84
	N_1, N_3	23,13	52,48	84,12	116,96	148,68	175,32	190,21	198,21
	N_2	12,48	28,42	44,35	60,30	76,22	92,16	108,10	115,12
	\bar{N}_1, \bar{N}_2	13,99	15,97	18,28	19,47	18,35	13,27		
$0,8G-E$	M_1, M_2, M_3	0,00	27,20	29,52	15,24	-14,42	-64,77	-149,84	-149,84
	N_1, N_3	-1,50	-1,06	-3,00	-6,00	-7,95	-4,81	190,21	16,37
	N_2	12,48	28,42	44,35	60,30	76,22	92,16	108,10	115,12
	\bar{N}_1, \bar{N}_2	-10,66	-12,93	-15,24	-16,43	-15,31	-10,23		

- voile VL1 à 2 files d'ouvertures

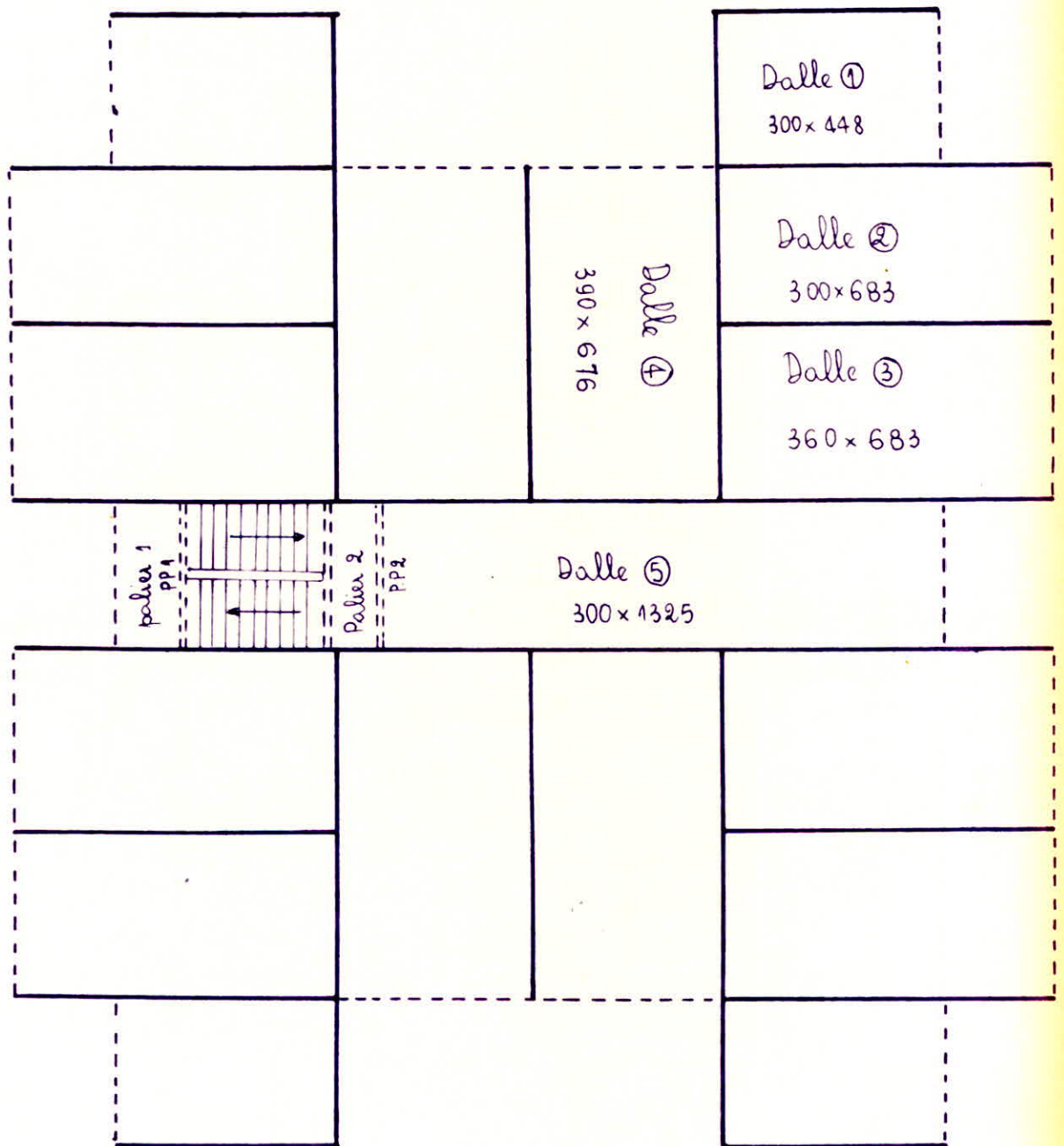
Niveau		1(PT)	2	3	4	5	6	7(RDC)	V.S
G + 1, 2 Q	M ₁ (k.m)	/	/	/	/	/	/	/	/
	M ₂ (k.m)	/	/	/	/	/	/	/	/
	M ₃ (k.m)	/	/	/	/	/	/	/	/
	N ₁ (t)	7,052	16,42	25,77	35,06	44,40	53,75	63,07	67,07
	N ₂ (t)	4,04	9,30	14,50	19,74	24,92	30,11	35,44	37,48
	N ₃ (t)	2,97	10,74	18,52	26,70	34,20	41,91	49,67	54,70
	π ₁ (t)	2,31	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	/	/
	π ₂ (t)	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	/	/
G + Q + E	M ₁	0,00	2,08	4,41	6,35	7,83	8,96	11,04	11,04
	M ₂	0,00	0,40	0,83	1,21	1,49	1,71	2,10	2,10
	M ₃	0,00	22,50	47,75	68,68	84,74	97,02	119,46	119,46
	N ₁	12,15	34,26	63,75	99,02	138,24	177,45	186,46	190,58
	N ₂	6,46	17,74	32,53	50,05	69,47	88,85	93,98	96,14
	N ₃	10,65	37,61	75,46	122,26	174,18	226,33	233,95	239,41
	π ₁	7,51	15,28	22,66	28,45	32,39	32,37	/	/
	π ₂	8,66	20,24	31,12	39,67	45,50	45,46	/	/
0,8G + E	M ₁	0,00	2,08	4,41	6,35	7,83	8,96	11,04	11,04
	M ₂	0,00	0,40	0,83	1,21	1,49	1,71	2,10	2,10
	M ₃	0,00	22,50	47,75	68,68	84,74	97,02	119,46	119,46
	N ₁	10,13	29,17	55,59	87,80	123,94	160,07	166,01	169,31
	N ₂	5,30	14,84	27,88	43,68	61,37	79,03	82,33	84,69
	N ₃	9,79	34,66	70,43	115,07	164,96	215,03	220,57	226,00
	π ₁	6,85	14,43	21,81	27,60	31,54	31,52	/	/
	π ₂	8,39	19,89	30,97	39,32	45,15	45,11	/	/
0,8G - E	M ₁	0,00	-2,08	-4,41	-6,35	-7,83	-8,96	-11,04	-11,04
	M ₂	0,00	-0,40	-0,83	-1,21	-1,49	-1,71	-2,10	-2,10
	M ₃	0,00	-22,50	-47,75	-68,68	-84,74	-97,02	-119,46	-119,46
	N ₁	-0,37	-7,51	-22,03	-42,35	-66,61	-90,83	-84,09	-81,69
	N ₂	-0,30	-2,65	-9,08	-18,30	-29,37	-40,45	-37,15	-34,86
	N ₃	-5,71	-19,50	-44,16	-77,03	-116,32	-155,35	-149,82	-143,30
	π ₁	-3,65	-11,75	-19,14	-24,93	-28,84	-28,84	/	/
	π ₂	-7,11	-18,77	-29,65	-38,20	-44,00	-44,00	/	/

Combinaison du voile plein VL3

Niveau Combinaison		1(PT)	2	3	4	5	6	7(RDC)	V.S
$G+1,2Q$	M(k.m)	/	/	/	/	/	/	/	/
	N(t)	20,26	48,55	76,83	105,12	133,46	161,68	189,97	197,93
	V(t)	/	/	/	/	/	/	/	/
$G+Q+E$	M	0,00	45,18	132,12	252,48	397,92	560,07	730,56	730,56
	N	19,80	47,19	74,58	101,97	129,36	156,75	184,14	192,34
	V	15,06	28,58	40,12	48,48	54,04	56,83	56,83	56,83
$0,8G+E$	M	0,00	45,18	132,12	252,48	397,92	560,07	730,56	730,56
	N	14,00	32,3	50,60	68,89	87,18	105,48	123,78	130,18
	V	15,06	28,58	40,12	48,48	54,04	56,83	56,83	56,83
$0,8G-E$	M	0,00	-45,18	-132,12	-252,48	-397,92	-560,07	-730,56	-730,56
	N	14,00	32,3	50,60	68,89	87,18	105,48	123,78	130,18
	V	-15,06	-28,58	-40,12	-48,48	-54,04	-56,83	-56,83	-56,83

CALCUL DES ELEMENTS
A-PLANCHERS
B-ESCALIERS

Dalles du Plancher Courant ($q_{pc} = 0,646 \text{ k/m}^2$)



PP: poutre palière =====

P.n: poutre noyée -----

CALCUL DES PLANCHERS

Etage Courant

Introduction: Les dalles sont des pièces minces, et planes dont la largeur est nettement supérieure à la hauteur.

1. Dalles pleines sans ouvertures (charges uniformément réparties).
2. Dalle pleines avec ouvertures pour passage de gaines.

Le type de coffrage utilisé est la table et banche, c'est un système qui permet de coffrer séparément les murs (voiles) et les planchers.

On a donc que des dalles reposant sur 2 et 3 cotés

Calcul des dalles:

La méthode utilisée est celle de M^r R BARRES exposé dans son ouvrage "table pour le calcul des dalles et des parois".

- Dalles appuyées sur 3 cotés

cette méthode dépend du coefficient de poisson μ et du rapport $\gamma = a/b \rightarrow (\gamma, \mu)$ on peut tirer d'un tableau les coefficients

- μ_{xs} : coefficient de moment dans la direction x, avec $x = \frac{a}{2}$; $y = \frac{b}{2}$.
- μ_{ys} : coefficient de moment dans la direction y, avec $y = \frac{b}{2}$ et $x = \frac{a}{2}$
- μ_{yas} : coefficient du moment dans la direction y $x = a$; $y = \frac{b}{2}$.

w_s : coefficient de fleche au milieu de la dalle

w_{bs} : coefficient de fleche au milieu du bord libre de la dalle

On détermine ensuite les fleches et les moments flechissants.

$$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \frac{q a^4}{E h^3}$$

$$M_{xs} = \mu_{xs} q a^2$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} q b^2$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} q b^2$$

$$M_{xas} = -\mu M_{yas}$$

ou q = charge uniformément répartie sur la dalle

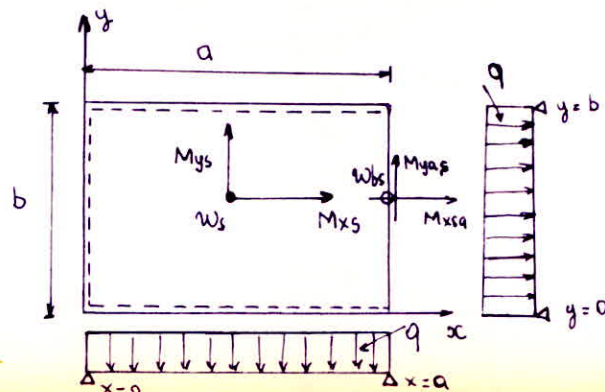
E = module de déformation différée du béton

$$E = 21000 \sqrt{1,25'28} = 21000 \sqrt{1,2'270} = 126 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

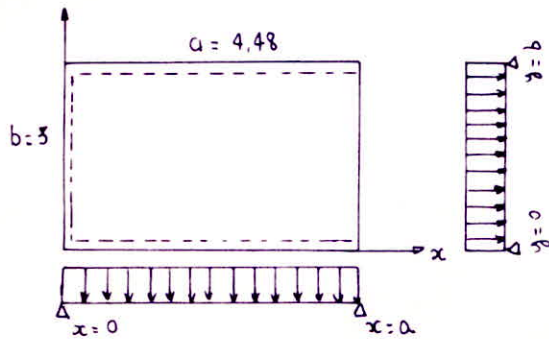
h = épaisseur de la dalle $h = 16 \text{ cm}$

a et b sont les dimensions en plan de la dalle

schémas de la dalle



Panneau ①



données

$a = 4,48 \text{ m}$
 $b = 3,00 \text{ m}$
 $\gamma = \frac{a}{b} = 1,49$

d'où $W_s = 0,1504$ $W_{bs} = 0,0305$
 $m_{xs} = 0,0128$ $m_{ys} = 0,0992$
 $m_{yas} = 0,1264$

etage courant : $q = G + 1,2P = 0,896 \text{ t/ml}$

plancher terrasse : $q = G + 1,2P = 0,961 \text{ t/ml}$

Suivant x: $M_{0x} = m_{xs} q a^2 = 0,210 \text{ t.m}$

Suivant y: $M_{0y} = m_{ys} q a^2 = 0,764 \text{ t.m}$

$M_{0yas} = m_{yas} q b^2 = 0,974 \text{ t.m}$

Panneau	a(m)	b(m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (kg/ml)	W_s	W_{bs}	m_{xs} / M_{xs}	m_{ys} / M_{ys}	m_{yas} / M_{yas}	$M_{xsq} =$ - μM_{yas}
1	4,48	3,00	1,49	0,896	0,0235	0,0305	0,0128 230,18	0,0992 739,95	0,1264 1019,29	152,89
2	6,83	3,00	2,27	0,961	—	—	— 242,36	— 380,42	— 1141,96	171,29
3	6,83	3,60	1,89	0,896	0,0114	0,0142	0,0076 317,66	0,1089 1264,96	0,1035 1511,38	227,31
4	6,76	3,90	1,73	0,896	0,0164	0,0209	0,0098 401,26	0,1049 1429,6	0,1288 1355,31	263,30

Pour le panneau $\gamma = \frac{a}{b} > 2$ et sur les tables de barres le rapport γ est compris entre 0,3 et 2 pour $\mu = 0,15$ si on suppose que pour le S.A $\mu = 0$ on obtient une flèche plus faible de 2% que si $\mu = 0,15$, car le déplacement vertical est indirectement proportionnel à la rigidité $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ cette erreur peut être négligée.

par contre si on remplace $\mu = 0,15$ par $\mu = 0$ on a par conséquent une erreur de 15% sur le côté dangereux si on examine les moments flechissants et de torsion. Pour éviter ces erreurs on procède comme suit.

- si on connaît le déplacement vertical w_1 de la dalle de coefficient μ_1 , le déplacement μ_2 et w_2 :
$$w_2 = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_1$$

- Les moments M_{x2} et M_{y2} pour μ_2 en un certain point de la dalle se déterminent à l'aide de M_{x1} et M_{y1} pour μ_1 dans ce point selon les équations

$$M_{x2} = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_{x1}) + (\mu_2 - \mu_1) (M_{y1}) \right] \quad (1)$$

$$M_{y2} = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_{y1}) + (\mu_2 - \mu_1) (M_{x1}) \right] \quad (2)$$

En conclusion, les déplacements verticaux et les moments fléchissants du panneau ② de $\mu = 0,15$ dont le rapport $\frac{a}{b} > 2$ seront déduits à l'aide des équations précédentes à partir des déplacements verticaux et les moments fléchissants correspondants à $\mu = 0,30$ pour le même rapport $\gamma = \frac{a}{b}$.

Exemple de calcul pour le panneau de dalle ②

fleche on a $\mu_1 = 0,30$ et $\mu_2 = 0,15$.

$$w_{s2} (\mu_2 = 0,15) = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} w_{s1} (\mu_1 = 0,30) = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,30^2} \times 0,0061 = 0,0066$$

$$w_{bs2} = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} w_{bs1} = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,30^2} \cdot 0,0080 = 0,0086$$

$$f_s = w_{s2} \frac{qa^4}{Eh^3} = \frac{0,0066 \times 961 \times 6,83^4 \cdot 10^4}{126 \cdot 10^3 \times 16^3} = 0,267 \text{ cm}$$

$$f_{bs} = w_{bs2} \frac{qa^4}{Eh^3} = \frac{w_{bs2}}{w_{s2}} \times f_s = 0,348 \text{ cm}$$

Donc la fleche maximale se produit au milieu du bord libre de la dalle :

$$f_{\max} = f_{bs} = 0,348 \text{ cm}$$

La dalle presente une portée $a = 6,83 \text{ m} > 5 \text{ m}$ donc la fleche admissible sera egale à f ;
 $f = 0,5 (\text{cm}) + \frac{a}{1000} = 0,5 + \frac{6,83}{1000} = 1,183 \text{ cm} \geq f_{\max} = 0,348$ (verifiée).

Moments fléchissants:

d'après les formules (1) et (2) on détermine les moments fléchissants.

$$M_{xs2} = 242,367 \text{ kg. m/ml}$$

$$M_{ys2} = 980,426 \text{ kg. m/ml}$$

$$M_{yas2} = 1141,94 \text{ kg. m/ml}$$

$$M_{xsa2} = 171,29 \quad \text{---}$$

Pour le calcul du ferrailage on retient le moment maximum soit dans la direction.

y. $M_{oy} = (M_{yas})_2 = 1141,948 \text{ kg.m/ml}$

x. $M_{ox} = (M_{xs})_2 = 242,367 \text{ kg.m/ml}$

La repartition des moments en travées et sur appuis se fera de la manière suivante.

* Direction y - en travée $\left\{ \begin{array}{l} \text{de vive } M_{ty} = 0,85 M_{oy} \\ \text{Jnt. } M_{ty} = 0,76 M_{oy} \end{array} \right.$

- Sur appui $\left\{ \begin{array}{l} \text{de vive } M_{ay} = 0,3 M_{oy} \\ \text{Jnt. } M_{ay} = 0,5 M_{oy} \end{array} \right.$

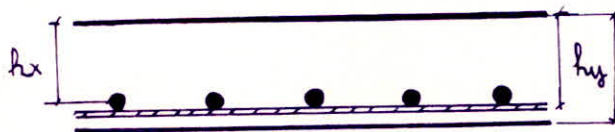
* Direction x

- en travée $M_{tx} = 0,9 M_{ox}$

- Sur appui $M_{ax} = 0,5 M_{ox}$

- Ferrailage:

Diamètre des aciers longitudinaux $Q_L \leq \frac{ht}{10}$



$$h_x = h_t - \frac{Q_L}{2} - \frac{Q_L}{2}$$

$$h_y = h_t - e - \frac{Q_L}{2}$$

L'enrobage $e = 1 \text{ cm}$

$h_t = 16 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle)

On choisit des $\phi 8$ selon y } d'où $h_y = 14,6 \text{ cm}$ et $h_x = 13,9 \text{ cm}$
des $\phi 6$ selon x

en travée $M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 1141,94 = 970,66 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h_y^2} = \frac{15 \times 970,66}{2800 \times 100 \times (14,6)^2} = 0,0244 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9320 \\ K = 58,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{58,5} = 47,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h_y} = \frac{970,66}{2800 \times 0,932 \times 14,6} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6 HA8/ml $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $t = 20 \text{ cm} < \bar{t}$.

Sur appui:

$M_a = 0,3 M_{oy} = 342,58 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 \times 342,58 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times (14,6)^2} = 0,0086 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,958 \\ K = 104,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{104,5} = 26,79 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{342,58}{2800 \times 0,958 \times 14,6} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4 HA6 $A = 1,13 \text{ cm}^2$ espacement $t = 25 \text{ cm}$.

Direction x

- en travée

$$M_{tx} = 0,9 M_{0x} = 0,9 \times 242,367 = 218,13 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 218,13}{2800 \times 100 \times (13,9)^2} = 0,0061 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9645 \\ \kappa = 126 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{218,13}{2800 \times 0,9645 \times 13,9} = 0,581 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3T6/ml $t = 33 \text{ cm}$ $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

sur appui

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 242,367 = 121,183 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 121,18}{2800 \times 100 \times (13,9)^2} = 0,0034 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,973 \\ \kappa = 172 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{121,18}{2800 \times 0,973 \times 13,9} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3T6/ml $t = 33 \text{ cm}$ $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification

- condition de non fragilité (Art 52 CC BA68)

A_0 : section d'acier de calcul

A_1 : section d'acier de calcul majorée de 20% soit $A_1 = 1,2 A_0$

soit A_2 : section équilibrant les efforts de fissuration

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \times \begin{cases} \frac{(2-\rho)}{2} & \text{pour les armatures disposées selon le petit côté} \\ \frac{1+\rho}{4} & \text{pour les armatures disposées selon le grand côté} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{a}{b} \leq 1.$$

La section d'armatures longitudinales susceptibles d'être tendues est

$$A = \max [A_0; \min (A_1, A_2)].$$

En outre en aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale du béton ne doit être inférieure à $\frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200}$ pour les armatures à haute adhérence.

Application:

$$\rho = \frac{3,00}{6,83} = 0,439$$

Direction y: $A_0 = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_1 = 3,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69 \times b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{2-\rho}{2} = 0,69 \cdot 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \cdot 0,78$$

$$A_2 = 1,104 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A = \max [A_0; \min (A_1, A_2)] = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{et } A > \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200} b \cdot h t = \frac{1,2 \times 100 \times 16}{4200 - 2200} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

donc $A = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifie la condition de non fragilité.

- Direction x : $A_0 = 0,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_1 = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69 b h x \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{1+\beta}{4} = 0,69 \times 100 \times 13,9 \times \frac{5,9}{4200} \times \frac{1+0,44}{4}$$

$$A_2 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max [A_0; \min (A_1, A_2)] = \max [0,58; \min [0,70; 0,49]]$$

$$A = 0,58 \text{ cm}^2/\text{ml} < \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} b \cdot ht = \frac{1,2 \times 100 \times 16}{4200 - 2200} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on choisit dans la direction x $A = A_{\min} = \frac{1,2 b h t}{\sigma_{en} - 2200} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4T6 / ml $t = 25 \text{ cm}$ soit $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* Espacement des armatures disposées suivant la petite portée

$$t \leq \min (3ht, 33) \Rightarrow t \leq \min (3 \times 16, 33) = 33 \text{ cm}; t = 25 \text{ cm (vérifiée)}$$

Pour armatures disposées suivant la grande portée $t \leq \min (4ht, 45 \text{ cm})$

$$t \leq (\min (4 \times 16; 45 \text{ cm})) = 45 \text{ cm} \text{ e'est vérifié } (t_{\max} = 25 \text{ cm})$$

* Vérification à la fissuration

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

$$\text{avec } \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,55}{2 \times 100 \times 1,4} = 9,11 \cdot 10^{-3}$$

$$k_1 = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\eta = 1,6 \text{ Acier H.A}$$

$$\phi = 8 \text{ mm } \phi_{\max} \text{ des barres}$$

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

$$\bar{\omega}_f = 9,11 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 2504 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max (\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de fissuration

* Vérification à la flèche

suivant la direction y (petite portée) (Art 61.22 du ECBA68)

Il est possible de ne pas faire 1 calcul de justification à la flèche (si les faits suivants sont contraints)

$$\frac{h_t}{b'} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0y}}$$

$$\frac{A}{b h_y} < \frac{20}{\text{Gen}}$$

d'où

$$\frac{h_t}{b} = \frac{16}{300} = 5,33 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{h_t}{b} = 5,33 \cdot 10^{-2} > \frac{1}{20} 0,85 = 4,25 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{A}{b h_y} = \frac{2,55}{100 \times 14,6} = 1,75 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{\text{Gen}} = 4,76 \cdot 10^{-3}$$

$$A < \frac{20 b h_y}{\text{Gen}} = 6,95 \text{ cm}^2$$

b' : plus petit côté

soit $b' = 3,00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$.

$h_t = 16 \text{ cm}$, $h_y = 14,6 \text{ cm}$.

$M_t = 0,85 M_{0y}$.

$A = 2,55 \text{ cm}^2$

* Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b h_y} = \frac{100 \times 2,55}{100 \times 14,6} = 17,46\% \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9320 \\ \kappa = 58,56 \end{cases}$$

$$\text{Acier } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h_y} = \frac{97066}{2,55 \times 0,932 \times 14,6} = 2797,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{beton: } \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2797,42}{58,56} = 47,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Vérification du cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot x} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 1,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ Donc les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

Pour les autres panneaux de dalle les calculs sont analogues au type de calcul ci-dessus. Les résultats sont présentés sous forme de tableau.

Panneau	ω_s $f_s(\text{cm})$	ω_b $f_b(\text{cm})$	\bar{f} (cm)	M_{xs} (kg.m)	M_{ys} (kg.m)	M_{yas}	M_{xsa}
1	0,0235 0,164	0,305 0,213	0,896	230,13	799,95	1019,29	152,89
2			1,183	242,37	980,43	1141,95	171,29
3	0,0114 0,431	0,0142 0,576	1,183	317,66	1264,56	1515,38	227,31
4	0,0164 0,594	0,0209 0,758	1,176	401,26	1429,6	1755,31	263,29

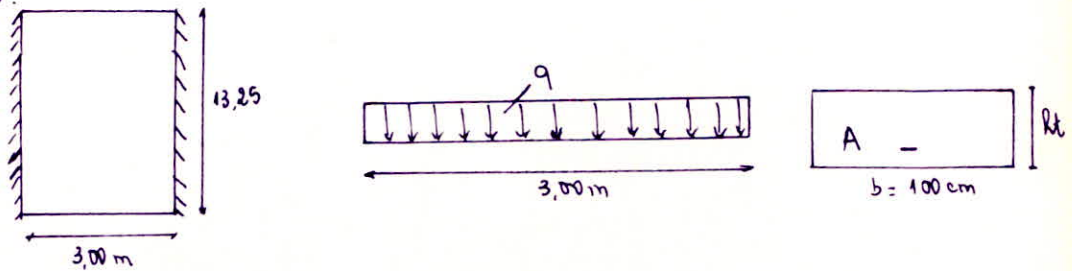
Panneaux	type ①	type ③	type ④
M_{ty} (kg. m / ml)	0,85 Moy $0,85 \times 1019,29 = 866,39$	0,75 Moy $0,75 \times 1515,38 = 1136,54$	0,75 Moy $0,75 \times 1755,31 = 1316,5$
A_{ty} (cm ² /ml) calculée	2,27	2,99	3,49
A_{ty} (cm ² /ml) adoptée	2,51 (5 T8 / ml)	3,01 (6 T8 / ml)	3,51 (7 T8 / ml)
Espacement (cm)	20	16	14
M_{ay} (kg. m / ml)	0,3 Moy $0,3 \times 1019,29 = 305,79$	0,5 Moy $0,5 \times 1515,38 = 757,62$	0,5 Moy $0,5 \times 1755,31 = 877,65$
A_{ay} (cm ² /ml) cal.	0,78	1,97	2,29
A_{ay} (cm ² /ml) adoptée	0,85 (3 T6 / ml)	2,01 (4 T6 / ml)	2,51 (5 T8 / ml)
Espacement (cm)	33	25	20
M_{tx} (kg. m / ml)	0,9 Moy $0,9 \times 230,13 = 207,12$	0,9 Moy $0,9 \times 317,66 = 285,89$	0,9 Moy $0,9 \times 401,26 = 361,13$
A_{tx} (cm ² /ml) calculée	0,55	0,73	0,97
A_{tx} (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4 T6 / ml)	(1,13 4 T6 / ml)	1,13 (4 T6 / ml)
Espacement (cm)	25	25	25
M_{ax} (kg. m / ml)	0,5 Moy $0,5 \times 230,13 = 115,06$	0,5 Moy $0,5 \times 317,66 = 158,83$	0,5 Moy $0,5 \times 401,26 = 200,63$
A_{ax} (cm ² /ml) cal.	0,31	0,42	0,54
A_{ax} (cm ² /ml) adop	0,85 (3 T6 / ml)	0,85 (3 T6 / ml)	0,85 (3 T6 / ml)
Espacement (cm)	33	33	33

Tableau donnant les différentes vérifications.

Vérification		Panneau	type ①	type ③	type ④
		$f = \frac{b'}{q}$	0,670	0,527	0,577
Condition de non fragilité $A = \max [A_0, \min (A_1, A_2)]$ et $A > \frac{1,2 \text{ bht}}{\sigma_{en} - 2200}$	dans les 2 directions	$\frac{1,2 \text{ b.ht}}{\sigma_{en} - 2200}$	0,96	0,96	0,96
	Dans la direction y	$A_0 (\text{cm}^2/\text{ml})$	2,51	3,01	3,51
		$A_1 (\text{cm}^2/\text{ml})$	3,01	3,61	4,21
		$A_2 (\text{cm}^2/\text{ml})$	0,95	1,04	1,00
		$A (\text{cm}^2/\text{ml})$	2,51	3,01	3,51
	Dans la direction x	$A_0 (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,13	1,13	1,13
		$A_1 (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,35	1,35	1,35
		$A_2 (\text{cm}^2/\text{ml})$	0,56	0,51	0,53
		$A (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,13	1,13	1,13
	Vérification à la fissuration max $(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$		$\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$	2468	2912
$\sigma_2 (\text{kg/cm}^2)$			3193	3193	3193
Vérification des contraintes $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800$ et $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_a (\text{kg/cm}^2)$	2527	2790	2787
		$\sigma_b' (\text{kg/cm}^2)$	40,14	52,15	2
Vérification au cisaillement $\tau_b < \bar{\tau}_b = 6,79 (\text{kg/cm}^2)$		T (kg)	1344	1612,80	1747,20
		$\tau_b (\text{kg/cm}^2)$	1,052	1,26	1,37
<p>Pour les flèches on peut remarquer que $f_{\max} = f_b < \bar{f}$ suivant x et suivant y, $\frac{h_t}{b'} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0}$ et $A < \frac{20}{\sigma_{en}} b h_t$ pour chaque panneau donc $f < \bar{f}$.</p>					

Calcul de la dalle n° 5

cette dalle est unique dans notre bâtiment elle repose sur 2 cotés et libre sur les 2 autres; son calcul est assimilable à celui d'une poutre semi-encastree suivant le sens porteur.



le calcul se fait par une bande de 1 m de largeur.

- Calcul des efforts: la dalle sera calculée sous les sollicitations suivantes.

Charges permanentes : $0,776 \text{ t/m}^2$
 surcharges d'exploitation : $0,1 \text{ t/m}^2$ } $q = 776 + 1,2 \times 100 = 896 \text{ kg/m}^2$

en travée $M_t = \frac{q l^2}{10} = \frac{896 \times 3,00^2}{10} = 806,4 \text{ kg.m}$

en appui $M_a = \frac{q l^2}{20} = \frac{896 \times 3^2}{20} = 403,2 \text{ kg.m}$

- Ferraillage:

- en travée : $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_s b h^2} = \frac{15 \times 806,40}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,022 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9351 \\ K = 62 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot E \cdot h} = \frac{80640}{2800 \times 0,9351 \times 14} = 2,20 \text{ cm}^2$

On choisit 5 T8/ml $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $t = 20 \text{ cm}$

- sur appui $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_s b h^2} = \frac{15 \times 40320}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,0110 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9531 \\ K = 91,5 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot E \cdot h} = \frac{40320}{2800 \times 0,9531 \times 14} = 1,1 \text{ cm}^2$

On adopte 4 T6/ml $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un esp $t = 25 \text{ cm}$

Armatures de repartition en travée.

$A_r \geq (A_{\min}, A/4)$ A_{\min} est déterminée par la condition de non fragilité. (Art 19,3 CCBA68)

Armatures parallèles aux bords libres $A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

Armatures Normales aux bords libres.

$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} \cdot 2200} b \cdot h t = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$

$$A_r \geq (A_{\min}; \frac{A}{4}) = (1,36; \frac{2,51}{4}) = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit 5T6 / ml $A = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $t = 20 \text{ cm}.$

Vérification des contraintes.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14} = 0,18 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9310 \\ k = 57,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{AE \cdot h} = \frac{80640}{2,51 \times 0,9310 \times 14} = 2465 \text{ kg/cm}^2 \leq 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2465}{57,5} = 42,87 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 2} = 0,0063$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,0063}{1 + 0,0063 \times 10} = 1772 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 5,9 \times 1,6}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2.$$

} $\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
(vérifiée).

Cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{1344}{100 \times 7/8 \times 14} = 1,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2. \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification à la flèche

$$\text{soit } f = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{896 \times 300^4 \cdot 10^{-2}}{384 \times 157 \cdot 10^2 \times 34133,33} = 0,048 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ donc } f = 0,048 < \bar{f} = 0,6 \text{ cm.}$$

Remarque: 1/ les dalles 3 et 4 sont munies d'ouvertures permettant le passage de gaines d'aération, d'eau, d'électricité et gaz.

dans ces cas on renforce par de l'acier à ce niveau pour remplacer l'acier coupé.

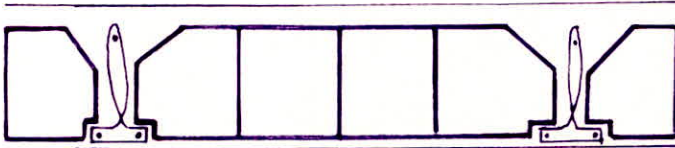
2/ Il semble que la plupart des façades se trouvent portées par des planchers alors il faut envisager à ce niveau des poutres simplement appuyées sur les refends, et soumises au poids propres des murs de façades.

On aura à calculer 3 types de poutres respectivement de portée 3,00 m, 3,60 m et 3,90 m.

Plancher haut du vide sanitaire

Le plancher étant à faible surcharge nous avons opté pour le plancher à corps creux et poutrelles préfabriquées; ce type de plancher étant économique et léger.

Prédimensionnement.



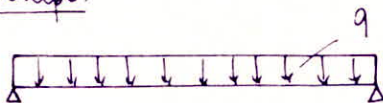
Les poutrelles préfabriquées possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression. Elles seront calculées sous la sollicitations du 1^{er} genre (G + 1,2 P).

Le calcul se fera en 2 étapes.

1^{re} étape : avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est simplement appuyée (isostatique) puisqu'il n'y a aucune continuité, elle supporte son poids propre le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le Rondis.

2^e étape : après coulage de la table de compression; la poutrelle travaille comme une poutre en T continue et reposant sur plusieurs appuis.

a/ 1^{re} étape:



charges supportées par la poutrelle:

$$\text{Poids propre de la poutrelle} = 2500 \times 0,12 \times 0,04 = 12 \text{ kg/m}$$

$$\text{Poids propre du corps creux} = 0,65 \times 95 = 63,65$$

$$\text{Surcharge d'exp.} = 175 \times 0,65 \times 1,2 = 136,5$$

$$q = G + 1,2P = 292,15 \text{ kg/ml}$$

Calcul des efforts M et T

type	l (m)	M ₀ (kg.m)	T kg
I	3,16	264,8	335,19
0	3,76	374,91	398,84
II	4,06	437,12	430,66

Calcul des Armatures:

$$\text{soit } \mu = \frac{15M}{G_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 264,8 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times (3)^2} = 1,310$$

$$E = 0,7283$$

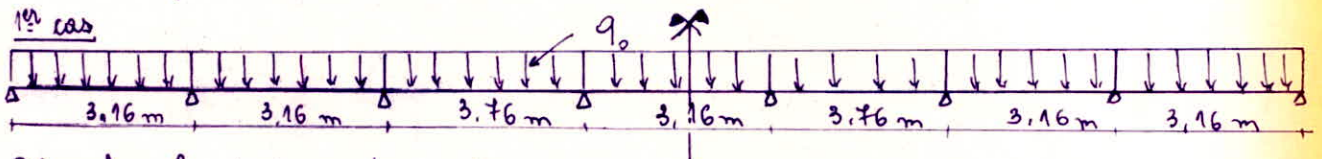
$$k = 3,4$$

d'où $Sl = \frac{G_0}{k} = \frac{2800}{3,4} = 823 > 173$ donc les armatures comprimées sont nécessaires, or il est impossible de les placer vu que la section du béton est très réduite. on a prévu des échafaudages pour aider la portelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table.

b/ La table de compression étant coulée, le béton ayant atteint sa résistance nominale la poutre (section en T) est alors continue et repose sur plusieurs appuis.

- calcul des efforts : La méthode forfaitaire du CCBA68 Art 55 peut être applicable dans notre cas vu que l'hypothèse de base concernant le rapport de la travée libre considérée aux portées libres des travées contigües.

soit $3,76 / 3,16 = 1,18$ est compris entre 0,8 et 1,25.



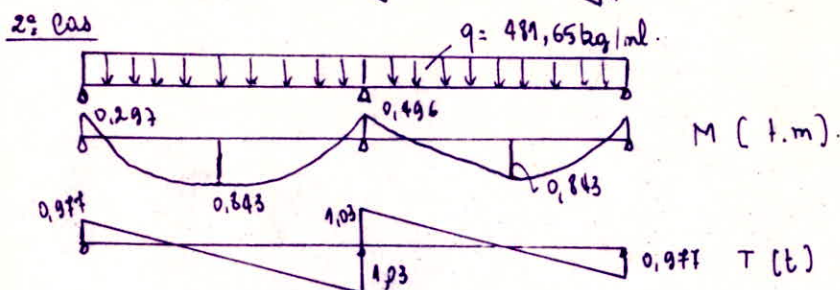
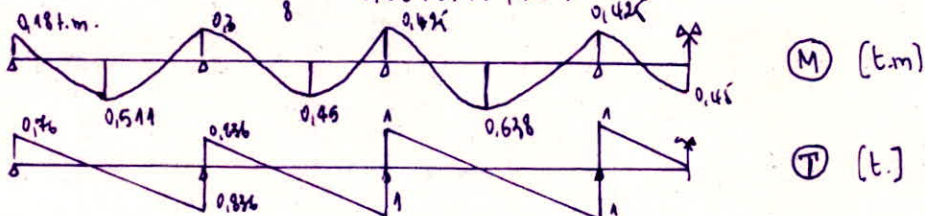
Plancher haut du vide sanitaire :

$$q = (G + 1,2P) = (531 + 1,2 \times 1,75) = 741 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{soit } q_0 = 741 \times 0,65 = 481,65 \text{ kg/ml}$$

$$\text{soit } M_{01} = \frac{q l^2}{8} = 0,601 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{02} = \frac{q l^2}{8} = 0,851 \text{ t.m/ml}$$



ainsi nous déduisons les efforts maxima des Moments et des efforts tranchants

Ferraillage des poutrelles

soit le plancher haut du vide sanitaire donc nous avons 3 types de poutrelles préfabriquées et en fin d'éviter les erreurs pendant l'exécution, les poutrelles de portée (3,16 ; 3,76, 4,06) seront ferraillées de la même façon avec les efforts max.

Poutrelle	M_T^{\max} (t.m)	M_{appui}^{\max} (t.m)	T_{\max} (t)
$l = 3,16$	0,511	0,300	0,836
$l = 3,76$	0,638	0,425	1,000
$l = 4,06$	0,843	0,496	1,030

Détermination de la largeur de la table de compression du CC BA68 Art 23-21

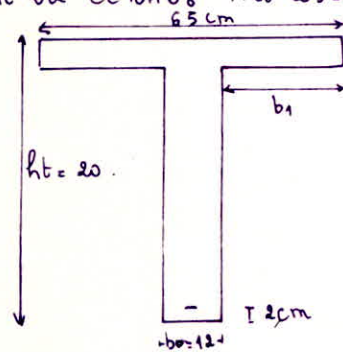
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} L/10 = 4,06/10 = 40,6 \text{ cm} \\ (6+2)h_0 = 8 \times 4 = 32 \\ l/2 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \end{cases}$$

soit $b_1 = 26,5 \Rightarrow \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Méthode Charron

en travée $\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 843 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times (18)^2} = 0,0214 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,93 \\ k = 63 \\ \alpha = 0,1923 \end{cases}$



$\alpha h = 0,1923 \times 18 = 3,46 < 4$ Donc l'axe neutre tombe dans la table d'où la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$)

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{843 \cdot 10^2}{2800 \times 0,93 \times 18} = 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{63} = 44,44 \leq 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié } A' = 0$$

section à l'appui: $M = 0,496 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 496 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,068 \quad \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0,8936 \\ k = 31,6 \end{array} \right.$$

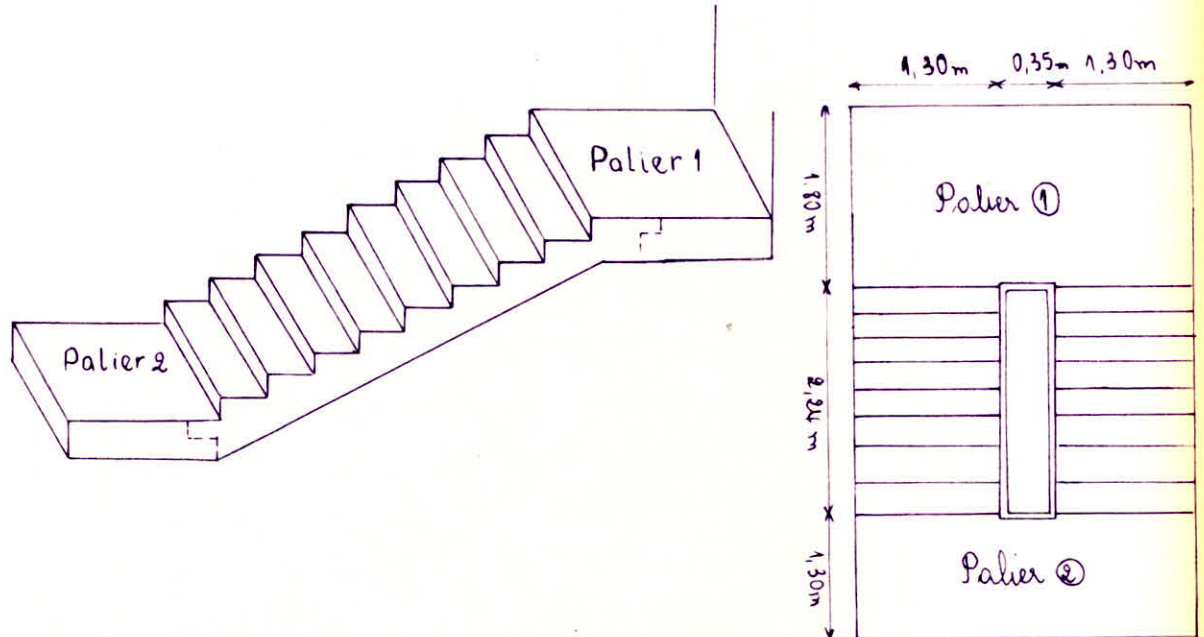
$$A = \frac{M}{\sigma_a b h} = \frac{496 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8936 \times 18} = 1,1 \quad 1 \phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Pour les vérifications toutes sont satisfaites.

FERRAILLAGE

ETUDE DES ESCALIERS

vu le nbre de batiments semblables à réaliser dans ce projet. Il serait économique de prévoir des escaliers prefabriqués dits à paillasse adjacentes pleines.
La paillasse est simplement appuyée sur les paliers; les appuis haut et bas sont réalisés par l'intermédiaire de bequets sur toute la largeur d'escalier



La préfabrication peut être réalisée en usine comme sur chantier; les paliers sont coulés sur place, ils sont assimilés à des dalles pleines semi-encastées sur 2 cotés, simplement appuyés sur le 3^e et libres sur 4^e coté.

L'appui simple est réalisé par l'intermédiaire de la poutre palière.

Dimensionnement de la paillasse et les marches.

g : giron largeur d'une marche 28cm

h : hauteur de la contre marche h : 16,5cm

l' : emmarchement l' : 135cm.

H : Hauteur d'étage H : 2,98m.

Verification de la relation de Blondel

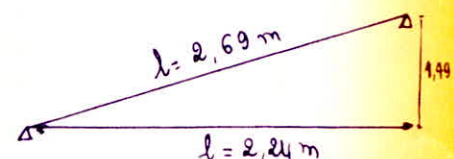
$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \quad \text{avec } g + 2h = 28 + 2 \times 16,5 = 61 \text{ cm}$$

$$59 \leq 61 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{ce qui est vérifié}$$

Etude de la paillasse.

$$L = g(n-1) = 28(9-1) = 224 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,49}{2,24} = 0,665 \Rightarrow \alpha = 33,63 \Rightarrow \cos \alpha = 0,833$$



Epaisseur de la paillasse.

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

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

$$\frac{2,69}{30} \leq e \leq \frac{2,69}{20}$$

$$8,97 \text{ cm} \leq e \leq 13,5 \text{ cm}$$

donc on prend $e = 12 \text{ cm}$.

Évaluation des charges et surcharges.

- Charges permanentes

pois propre de la pailleuse : $\frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 12}{0,833} = 360,14 \text{ kg/m}^2$.

pois propre des marches $\frac{2200 \times 0,165}{2} = 181,5 \text{ kg/m}^2$.

mortier de pose (2cm) $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$

revêtement (2cm) $2200 \times 0,02 = 44 \text{ --}$

Enduit $= 20 \text{ --}$

garde corps $= 20 \text{ --}$

$G = 669,64 \text{ kg/m}^2$.

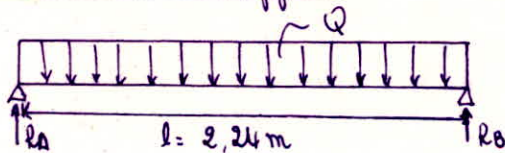
- Surcharges

Escaliers habitation $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

Le calcul se fait sous les sollicitation du 1^{er} genre.

$q = G + 1,2P = 669,64 + 1,2 \times 250 = 969,64 \text{ kg/m}^2$.

Détermination des efforts



- pour 1,30 m de largeur d'escalier

$Q = q \times 1,30 = 969,64 \times 1,3 = 1260,53$

$Q = 1260,53 \text{ kg/ml}$.

soit $R_A = R_B = \frac{Ql}{2} = 1411,80 \text{ kg}$

$M_A = \frac{ql^2}{8} = 790,60 \text{ kg.m}$.

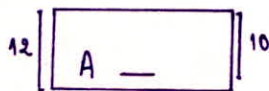
- Ferrailage:

$M = 790,60 \text{ kg.m}$.

$ht = 12 \text{ cm}$.

$d = 2 \text{ cm}$.

$h = 10 \text{ cm}$



$$\text{poit } \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 790,6 \cdot 10^2}{2800 \times 130 \times 10^2} = 0,0326 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9224 \\ k = 49,4 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{790,6 \cdot 10^2}{2800 \times 10 \times 0,9224} = 3,06 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{49,4} = 56,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

On prend $A_l = 7T8$ espacés de 20cm (Armatures longitudinales filantes)

- Armatures de répartition:

on prend des Armatures de répartition tel que:

$$\frac{A_l}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_l}{2} \quad \text{donc } A_{rep} = 4T6/ml = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Vérification:

a/ Conditions de non fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \quad \text{ou } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Application:

$$d = 2 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$A = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{2,51}{2 \times 2 \times 130} = 0,0048$$

$$\sigma_1 = 13,814 \cdot 10^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3192,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3192,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{vérifié.}$$

b/ Contraintes admissibles

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,51}{130 \times 10} = 0,27 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9175 \\ k = 45,6 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{790,6 \times 10^2}{3,51 \times 0,9175 \times 10} = 2455 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2455}{45,6} = 53,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

c/ Vérification à l'effort tranchant.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1176}{130 \times \frac{7}{8} \times 10} = 1,034$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d/ Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \times 130 \times 10 \times 5,9 / 4200 = 1,26 \text{ cm}^2. \text{ donc } A = 3,51 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2.$$

e/ Vérification à la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est donnée par la formule suivante

$$f = \frac{5q l^4}{384EI} = \frac{5 \times 1260 \times 2,24^4}{384 \times 1,15 \cdot 10^5 \cdot 108 \cdot 10^6} = 0,33 \text{ cm}.$$

\bar{f} admissible est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en béton armé.

$$\bar{f}_a = \frac{1}{300} \text{ de la portée horizontale.}$$

$$\text{or } \bar{f}_a = \frac{2,24}{300} = 0,74 \text{ cm} \quad f < \bar{f}_a \quad \text{ce qui est vérifié.}$$

À fin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée, on dispose des armatures supérieures calculées sous le poids propre de la volée seulement création d'un moment de flexion.

Poids propre de la volée :

$$\text{poids de la paillasse} + \text{poids des marches} = 360,14 + 181,5 = 541,64 \text{ kg/ml.}$$

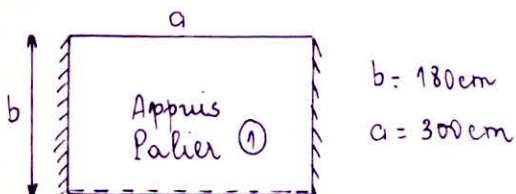
$$l = 2,24 \text{ m d'où } M = \frac{q l^2}{8} = 339,72 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 339,72 \cdot 10^2}{2300 \times 100 \times 10^2} = 0,0182 \implies \begin{cases} E = 0,9405 \\ K = 69,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot b} = \frac{33972}{2300 \times 0,9405 \times 10} = 1,3 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 6 \text{ TG/ml}$$

d'où $A = 1,70 \text{ cm}^2$.

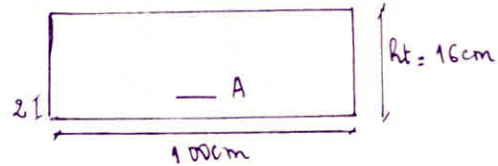
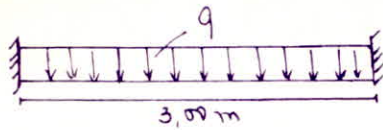
Calcul des Paliers:



Ce palier est une dalle semi-encastree sur 2 cotés appuyée sur le 3^e (poutre palier) et libre sur le 4^e.

Cependant la dalle du palier a été calculée comme une poutre de 1m de largeur semi-encastree sur deux cotés (voiles).

L'épaisseur de la dalle palier est de 16 cm.



- charge permanente :

$$\left. \begin{aligned} G &= 507 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 507 \text{ kg/ml} \\ P &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 250 \text{ kg/ml} \end{aligned} \right\} q = G + 1,2P = 807 \text{ kg/ml}$$

Soit $M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{807 \times 3^2}{8} = 907,9 \text{ kg.m}$

d'où $M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \times 907,9 = 726,3 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,4 M_0 = 0,4 \times 907,9 = 363,2 \text{ kg.m}$

- Ferrailage

- En travée : $\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0198 \quad \left| \begin{aligned} \epsilon &= 0,9383 \\ k &= 66,0 \end{aligned} \right.$

$A_t = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5T8/\text{ml} \quad l = 25 \text{ cm} \quad A_t = 2,51 \text{ cm}^2$

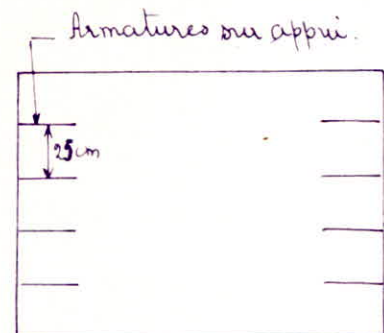
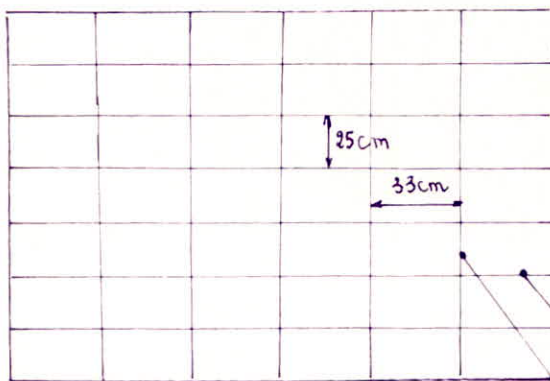
- sur appui

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,00993 \quad \left| \begin{aligned} \epsilon &= 0,9554 \\ k &= 97 \end{aligned} \right.$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad l = 25 \text{ cm}^2$

Toutes les vérifications sont satisfaites.

Schémas de Ferrailage du Polier



Armatures de repartition.

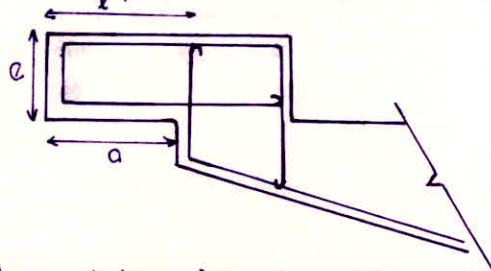
Armatures longitudinales (inférieures).

Calcul des bequets

Épaisseur des bequets des paillasses et des paliers:

D'après les recommandations techniques du CTC cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 7cm, aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémité on prend $e = 8\text{cm}$. La largeur (l) des bequets ne devra pas être inférieure à 10cm.

on prend $a = 13\text{cm}$.
 $l = 15\text{cm}$.



Ferraillage:

L'armature des bequets de la paillasse et des paliers devra être réalisée au moyen des boucles ou de cadres fermés. L'écartement des armatures des bequets ne devra pas dépasser 2 fois l'épaisseur du bequet à son encastrement.

e écartement = $e_1 \leq 2e\text{cm}$.

Calcul:

Chaque bequet de la paillasse et de la poutre palière doit être calculée pour 1 charge linéaire: $Q = \gamma q (C_p + 1,2S)$

C_p : charge permanente de la totalité de la volée prefabriquée

S : surcharge d'exploitation sur la totalité de la volée.

γq : coefficient de comportement expérimental donné par le tableau on fait la pose de la volée à sec, la paillasse ne comporte pas d'armatures de suspension (car ses armatures principales sont formées de petits diamètres).

on a donc:

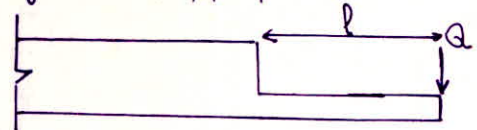
$$\gamma q = 1,4 ; C_p = 669,64 \text{ kg/m}^2 ; S = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } Q = 1,4 \times (669,64 + 1,2 \times 250) \times 2,24 = 3040,8 \text{ kg/ml}.$$

Les Armatures en boucles des bequets des paillasses et des paliers seront calculées en flexion simple avec une portée égale à $l = 15\text{cm}$

On prend le cas le plus défavorable où la charge Q est appliquée à l'extrémité Moment de la console encastree

$$M = Q \cdot l = 3040,8 \times 0,15 = 456,12 \text{ kg.m}.$$



Détermination des Armatures:

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 456,12 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0678 \quad \Rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} E = 0,8929 \\ K = 31,7 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = 3,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 7T8 \text{ ml} = 3,51 \text{ cm}^2.$$

Les recommandations du CTC indiquent $t \leq 2e = 16\text{cm}$

ou $e = 8 \text{ cm}$ (épaisseur totale du bequet) et t espacement entre les armatures longitudinales bouclées on prend $t = 14 \text{ cm}$ entre boucles.

Armatures longitudinales de répartition

$$0,87 = \frac{A}{4} \leq A_{\text{répartition}} \leq \frac{A}{2} = 1,75 \text{ cm}^2.$$

On adopte $A_{\text{rep}} = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Vérification au cisaillement.

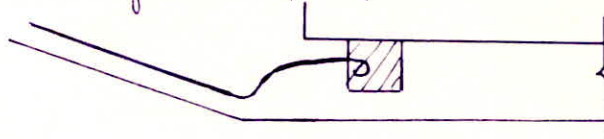
$$Q = 3040,8 \text{ kg/ml} \quad T = Q = 3040,8 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3040,8}{100 \times 78,6} = 5,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Liaison Paillasse - Palier

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du prisme, il devra obligatoirement être prévue une liaison systématique des paillasses et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui.



Les liaisons en Aciers devront être disposées au droit des cadres de la poutre palier et devant être choisies avec 1 diamètre $\geq \phi = 8 \text{ mm}$. Elles devront être totalement ancrées dans le chaînage coulé en place et dans la paillasse préfabriquée.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,2 S$) de la volée

$$q = 0,7 \times 2,24 (669,64 + 1,2 \times 250) = 1520,4 \text{ kg/ml}.$$

Ces aciers interviennent dans le cas de la traction volée - palier

$$A = \frac{F}{\sigma_a} \text{ avec } F = 1520,4 \times 1,30 = 1976,5 \text{ kg}.$$

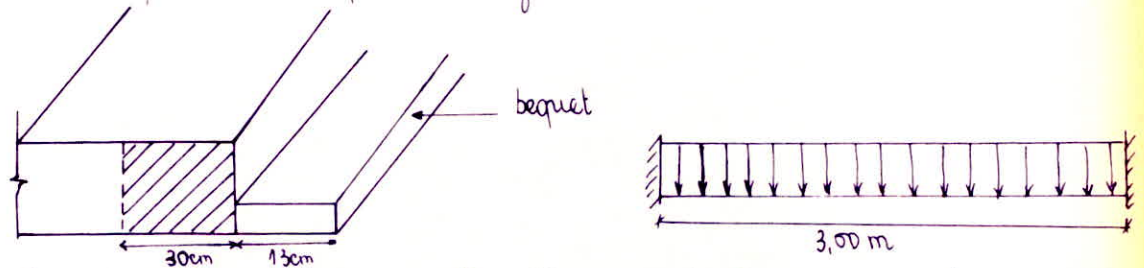
$$A = \frac{1976,5}{2800} = 0,71 \text{ cm}^2$$

On prend $A_l = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec 1 recouvrement de 50 ϕ
d'où $50 \phi = 30 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre palière

La poutre palière est incorporée dans le palier, elle sert à supporter les sollicitations dues à la paillasse ou à transmettre ces efforts au palier.

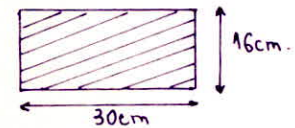
Poutre palière incorporée dans le palier d'étage.



La poutre palière est sollicitée en flexion simple. elle sera calculée pour une charge égale à $0,7 Q$ ou Q est le poids total des volées aboutissant au palier considéré

$$q = 0,7 Q = 678,75 \text{ kg/m}^2$$

$$q (\text{kg/ml}) = 678,75 \times \frac{2,24}{2} \times 2 = 1520,4 \text{ kg/ml}$$



Moment en travée

$$M_b = + \frac{q l^2}{24} = 570,15 \text{ kg.m}$$

Section d'acier en travée:

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 570,15}{2800 \times 30 \times 14^2} = 0,0519 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9046 \\ k = 37,4 \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{57015}{2800 \times 0,9046 \times 14} = 1,60 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 3 T 10 = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Moment sur appui:

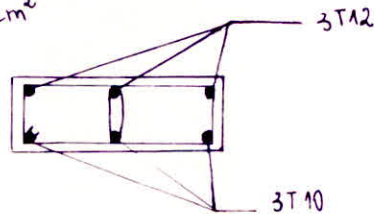
$$M_a = - \frac{q l^2}{12} = - \frac{1520 \times 3^2}{12} = - 1140,3 \text{ kg.m}$$

Section sur appui

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 1140,3 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 14^2} = 0,104 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8721 \\ k = 21,1 \end{array} \right.$$

$$A_a = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1140,3 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8721 \times 14} = 3,33 \text{ cm}^2$$

On adopte $3 T 12 = 3,39 \text{ cm}^2$



Calcul des armatures transversales:

$$T = q \frac{l}{2} = 1520,4 \times \frac{3}{2} = 2280,6 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot s} = \frac{2280,6}{30 \times 7/8 \times 14} = 6,20 \text{ kg/cm}^2$$

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

ainsi $\bar{\sigma}_b \leq \bar{E}_b$ et $\bar{\sigma}_b' = \bar{E}_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$$t \leq \sup \begin{cases} t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{E}_b}\right) = 9,52 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 2,8 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow t = 9 \text{ cm}$$

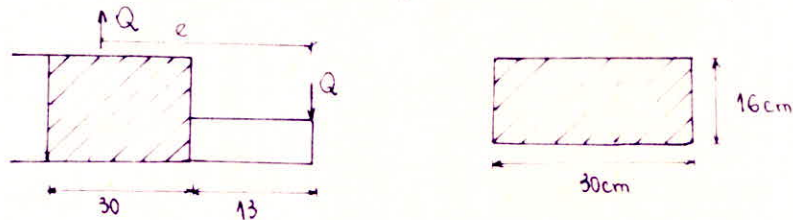
$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{at, \text{Gen}} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_t = \frac{t T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{9 \times 2280,6}{2800 \times 1,14} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives on prend les mêmes que celles des bequets donc $7T8 = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacés de 16 cm.

Détermination des Aciers perpendiculaires à la poutre:

La résistance à la torsion des poutres paliées étant généralement fait, le couple Q devra être repris par des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre.



$$S_{ite} = 28 \text{ cm}$$

$$Q = 1520,4 \times 3 = 4561,2 \text{ kg}$$

$$M = Q \cdot e = 4561,2 \times 0,28 = 1277,14 \text{ kg m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{1277,14 \times 15}{2800 \times 300 \times 14^2} = 0,0116 \longrightarrow \begin{cases} E = 0,9519 \\ K = 89 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E \cdot h} = \frac{1277,14 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9519 \times 14} = 3,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b h} = \frac{100 \times 4,02}{300 \times 14} = 0,957 \longrightarrow \begin{cases} E = 0,9482 \\ K = 81,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1277,14 \cdot 10^2}{4,02 \times 0,9482 \times 14} = 2393,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2393,23}{81,5} = 29,36 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{E}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles seront calculés en flexion composée, les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé, compte tenu évidemment des prescriptions réglementaires en vigueur dans notre pays.

Les grandes lignes de calcul des aciers dans les différents voiles se résument dans les points suivants

- 1/ Détermination à partir des combinaisons de charges et de surcharges, des efforts normaux (N_{max} , N_{min}) et les moments correspondants sollicitant les voiles.
- 2/ Détermination du noyau central de la section et conclure le type de la section pour les couples (N_{max} , $M_{correspondant}$) et (N_{min} , $M_{correspondant}$).
- 3/ Calcul des aciers selon le type de la section.
- 4/ Choix des aciers et leur espacement après comparaison avec ceux préconisés par le règlement Art (4.3.2 RPA 91).
- 5/ Respect des espacements prévus par le règlement (Art 4.3.3.4)
- 6/ Calcul des armatures transversales conformément à l'Art 4.3.3.
- 7/ Vérification des contraintes

Art 4.3.2 Principe de calcul.

Art 4.3.2.1 : La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1^{er} genre, majorée de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul} \\ N = 0 \\ \bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28} \\ \sigma_{at} = \sigma_{en} \end{array} \right.$$

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

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = \frac{1,4 T}{l \cdot z}$$

où τ est la contrainte de cisaillement et σ_{en} est la limite élastique des Aciers (en bars). Le pourcentage min \bar{w}_t (%) est calculée par rapport à la section totale brute du béton. Il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans

l'article 4.33.2

Art 4.33.2 Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous

- pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma_{28}$: 0,15%
 - pour $0,025 \sigma_{28} < \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}$: 0,25%
- } dans chaque direction

Art 4.33.3 : Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est 0,5%.

Art 4.33.4 : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des (2) valeurs suivantes

$$S \leq 1,5t \quad \text{ou} \quad S \leq 30\text{cm} \quad t : \text{épaisseur du voile.}$$

Art 4.33.5 : Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingle au marteau. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art 4.33.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doivent jamais dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Art 4.33.7 A chaque extrémité du voile : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.

Art 4.33.8 : Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Art 4.33.12 La longueur des joints de reprise de coulage. L'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

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

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus.

Extrémités des voiles pleins ou des trumeaux.

Les extrémités des voiles pleins ou des trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $b \times 1,5b$ ou b : l'épaisseur du voile.

Les armatures verticales de ces potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue.

Dans ce cas, les longueurs de recouvrement devront être portées à 70ϕ .

Remarque: Le signe du moment flechissant peut changer compte tenu de l'inversion du sens du séisme

Ses trumeaux seront ferrillés en deux zones

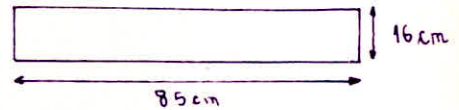
A titre d'exemple de calcul, on ferrillera le voile V2 dont les caractéristiques dimensionnelles sont:

Les sollicitations à la base sont:

Trumeau ① zone I (RDC. 2^e niveau).

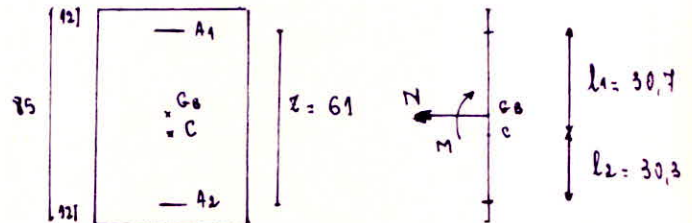
$$0,8G - E \rightarrow \begin{cases} M_{\text{corresp}} = 0,3 \text{ t.m} \\ N_{\text{min}} = 153,16 \text{ (traction)} \end{cases}$$

$$G + Q + E \rightarrow \begin{cases} M_{\text{corresp}} = 0,3 \text{ t.m} \\ N_{\text{max}} = 186,27 \text{ t} \end{cases}$$



Nous avons:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,3}{153,16} \approx 0,2 \text{ cm}$$



La résultante des forces extérieures passe par le point c situé à 13 cm au dessous du centre de gravité G_0 de la section du béton seul, c'est à dire qu'elle passe entre les armatures et que la section est entièrement tendue.

avec $z = 61 \text{ cm}$, $l_1 = 30,7 \text{ cm}$, $l_2 = 30,3 \text{ cm}$.

$$\text{d'où } A_1 = A_2 = \frac{153160 \times 30,7}{61 \times 4200} = 18,35 \text{ cm}^2$$

on adopte 6 HA20 dans le potelet sans dépasser 4%

$$w_{\text{pot}} = \frac{A}{b \times 1,5b} = \frac{18,35}{16 \times 24} = 4,9\% > 4\% \text{ on augmente les dimensions du potelet on prend } (b \times 2b).$$

- zone courante

$$\tau_b = \frac{1,4 T_1}{b \times z} = \frac{1,4 \times 156}{16 \times 7/8 \times 73} = 0,213 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b \leq 0,025 \times 28 = 0,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{z_c} > A_{\text{min}} = \frac{0,15 \times 16 \times 100}{100} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 10 HA8 / ml = 5,02 cm² / ml. soit 5 HA8 / ml / face armatures horizontales et verticales.

Vérification du pourcentage d'armature de la zone tendue.

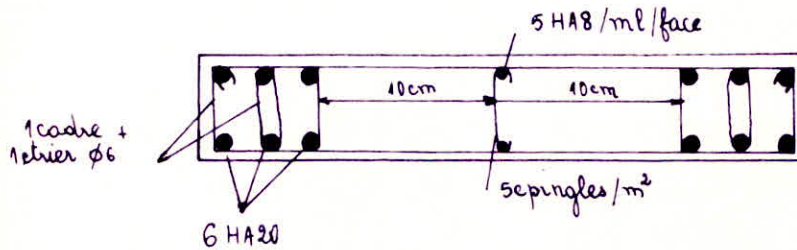
$$A_{zc} = 5,02 (0,85 \cdot 0,64) = 1,054 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{potelets} = 2 \times 18,84 = 37,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{totale} = A_p + A_{zc} = 38,73 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \tilde{w}_t = \frac{A_t}{b \cdot l_t} = \frac{38,73}{73 \times 16} = 3,3\% > 0,5\% \text{ vérifié}$$



- Ferraillage du trumeau ① dans la zone II (du 3^e au dernier niveau).

$$0,8G - E \quad \begin{cases} M_{cor} = 0,014 \text{ t.m} \\ N_{min} = 48,15 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{Soit } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,014}{48,15} \approx 0$$

$$\text{soit } z = 61, \quad l_1 = 30,5 \text{ cm} = l_2 \Rightarrow A_1 = A_2 = \frac{N l_1}{z \cdot \sigma_s} = \frac{48,15 \cdot 10^3 \times 30,5}{61 \times 4200} = 5,73 \text{ cm}^2$$

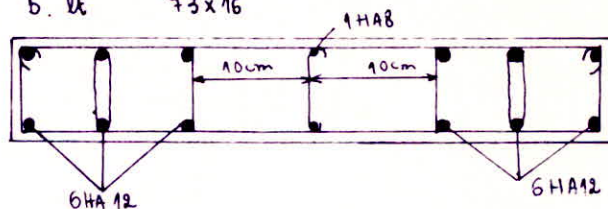
$$\text{on adopte } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2 \quad w_t \text{ pot} = \frac{6,78}{16 \times 32} = 1,3\% > 1\% \text{ vérifié.}$$

$$A_{zc} = 5,02 (0,85 \cdot 0,64) = 1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T8$$

Vérification du pourcentage d'armature de la zone tendue.

$$A_t = 2A_{pot} + A_{zc} = 7,78 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \tilde{w}_t = \frac{A}{b \cdot l_t} = \frac{7,78}{73 \times 16} = 0,66\% > 0,5\% \text{ vérifié.}$$

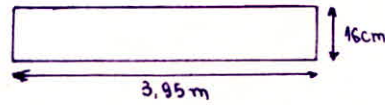


* Trumeau ② zone I

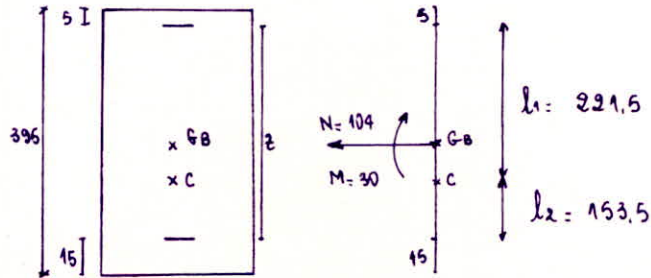
$$0,8G - E \Rightarrow \begin{cases} M_{corresp} = 30,00 \text{ t.m} \\ N_{min} = 104,00 \text{ t.} \end{cases}$$

$$G + Q + E \quad \begin{cases} M_{cor} = 37,5 \text{ t.m} \\ N_{max} = 254,33 \text{ t} \end{cases}$$

Trumeau ② zone 1



Nous avons $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30}{104} = 29 \text{ cm}$.



La résultante des forces extérieures passe par le point c située à 29 cm, au dessous du centre de gravité G_0 de la section du béton seul, c'est à dire qu'elle passe entre les armatures et que la section est entièrement tendue.

Soit $z = 375 \text{ cm}$, $l_1 = 221,5 \text{ cm}$, $l_2 = 153,5 \text{ cm}$.

d'où $A_1 = A_2 = \frac{N l_1}{z \sigma_s} = \frac{104 \cdot 10^3 \times 221,5}{375 \times 4200} = 14,63 \text{ cm}^2$.

on adopte $4HA20 + 2HA12 = 14,82 \text{ cm}^2$ avec $\omega_{pot} = \frac{14,82}{16 \times 24} = 3,86\% < 4\%$

- zone courante.

$\sigma_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 15,64 \cdot 10^3}{16 \times 375} = 3,6 \text{ kg/cm}^2 < 0,25 \sigma_{bt} = 6,75 \text{ kg/cm}^2$

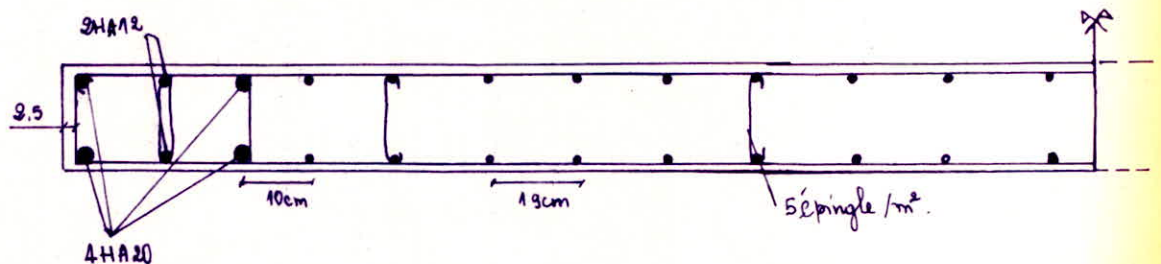
$\implies A > \frac{0,15 \times 16 \times 100}{100} = 2,4 \text{ cm}^2$ on adopte $10HA8 = 5,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour les armatures verticales et Horizontales

- vérification du pourcentage d'aciers tendus:

$A_{zc} = 5,02 (3,95 - 0,53) = 17,17 \text{ cm}^2$

$A_t = 2A_{pot} + A_{zc} = 2 \times 14,82 + 17,17 = 46,81 \text{ cm}^2$

$\bar{\omega}_t = \frac{A_{totale}}{b \cdot l_t} = \frac{46,81}{16 \times 366} = 0,8\% > 0,5\%$ vérifié.



zone D

$$\begin{cases} M_{cor} = 13,46 \text{ t.m} \\ N_{min} = 23,6 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\text{soit } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13,46}{23,6} = 57 \text{ cm} \quad \text{section entièrement tendue}$$

$$\text{soit } z = 370 \text{ cm}, \quad l_1 = 244,5 \text{ cm}; \quad l_2 = 125,5 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } A_1 = A_2 = \frac{N \cdot l_1}{\sigma_{ca}} = \frac{23600 \times 244,5}{370 \times 4200} = 3,71 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2. \quad \text{avec } \omega_{pot} = \frac{4,52}{16 \times 24} = 1,18\% > 1\%$$

- zone courante:

Le ferrailage est le même que la zone I

$$A_{zc} = 17,17 \text{ cm}^2 = 5,02 (3,95 - 0,53)$$

- vérification de la zone tendue.

$$A_t = 2 \cdot A_{pot} + A_{zc}$$

$$A_t = 2 \times 4,52 + 17,17 = 26,21 \text{ cm}^2.$$

$$\omega_t = \frac{A}{b \times h} = \frac{26,21}{366 \times 16} = 5,03\% > 0,5\% \quad \text{vérifié.}$$



voiles	trumeau	A (cm ²) calcul en F. C	A cm ² Arm. en zone tendue	A _{min} = 0,5% de la z.t	Armatures choisies. (Potelet)	Atr zone courante (barres)
Vt1	1	2,19	12,55	12,24	4HA12	10HA8 p.m = 40 barres
Vt2 - Vt7	1	18,35	36,08	6,8	6HA20	10HA8 p.m = 2 barres.
Vt10 - Vt13	2	14,63	46,81	31,6	4HA20 + 2HA12	10HA8 p.m = 36 barres
Vt3 - Vt11	1	12,23	26,48	6,8	4HA20	10HA8 p.m = 6 barres
Vt6 - Vt12	2	7,18	33,5	31,6	4HA16	10HA8 p.m = 36 barres.
Vt4 - Vt5	1 et 3	5,26	24,05	47,6	4HA16	10HA8 p.m = 56 barres
	2	< 0	8,18	47,6	4H 12	10HA8 p.m = 56 barres.
Vt1 - Vt5 Vt2 - Vt6	1	18,42	4,27	13,2	6HA20	10HA8 p.m = 12 barres
	2	5,76	8,51	7,6	4HA14	10HA8 p.m = 16 barres
	3	26,73	70,62	29,2	6HA20 + 4HA16	10HA8 p.m = 28 barres.
Vt3 - Vt4	1	14,93	31,59	55,3	6HA20	10HA8 p.m = 62 barres.

Ferraillage des trumeaux.

ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Ce voile sera implanté sur tout le contour du bâtiment conformément au règlement RPA 81. Il est parfois interrompu par les voiles ou partie de voile porteur comme le cas du voile VT1 et le trumeau 3 du voile VT1.

Il se trouve entre le niveau de fondation et le plancher haut du ride sanitaire

Dimension du voile

- épaisseur du voile $b = 20\text{cm}$
- hauteur $h = 3,00\text{m}$

Le voile sera ferrillé forfaitairement d'après (Art 3.3.85 RPA 81).

1° Armatures longitudinales supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton, avec un recouvrement $\geq 50\phi$ square de renforcement dans les angles

$$A \geq 0,002 b h = 0,002 \times 20 \times 300 = 12\text{cm}^2.$$

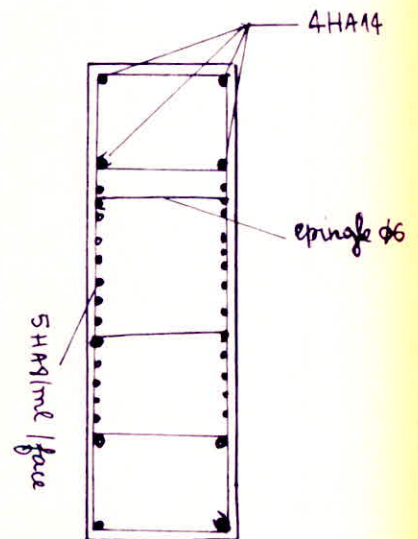
On adopte 8HA14 = 12,31 cm² soit 4HA14 par partie supérieure et inférieure

2° Armatures longitudinales de peau.

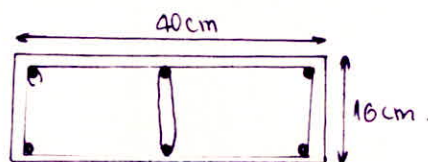
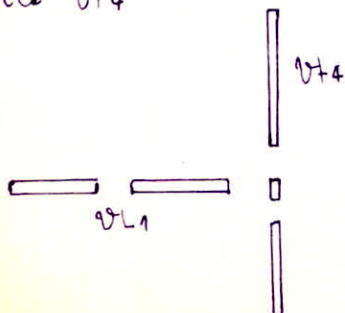
$$A \geq 2\text{cm}^2 / \text{face} / \text{ml de hauteur}$$

on prend 5HA6 = 2,51 cm² / ml / face.

soit une coupe en élévation du voile périphérique



2° Ferrillage du raidisseur qui se trouve au milieu des ouvertures du voile VT4



Dimension du raidisseur 16×40

Soit $N = G + Q = 15 + 4,06 = 19,06 \text{ t}$.

Il sera ferraille en compression simple :

Acier utilise Fe 42 pour armatures longitudinales
Fe 24 " " transversales.

longueur de flambement.

$l_c = 0,7 \times 3,00 = 2,1 \text{ m}$.

$\frac{l_c}{a} = \frac{2,1}{0,16} = 13,13 < 14,4$. donc le flambement n'est pas considéré (pièce courte).

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$B' = 16 \times 40 = 640 \text{ cm}^2$

soit $A = \frac{\sqrt{N^3 / \bar{\sigma}_b' - B'}}{15} = \frac{\sqrt{19,10^3 - 640}}{15} < 0$

Alors on adopte A min

$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}_b}$

$\theta_1 = 1$ (poutre interieur)

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{2,10}{4 \times 16 - 2 \times 2,5} = 4,56$

a : plus petite dimension du poteau
c : enrobage des Aciers.

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_a} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$

$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 4,56 \times 1,51 \times \frac{19,10^3}{68,5} = 2,4 \text{ cm}^2$. on adopte 6T10 $A = 4,71 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales:

on choisit des $\phi_8 = A_t$.

Zone courante:

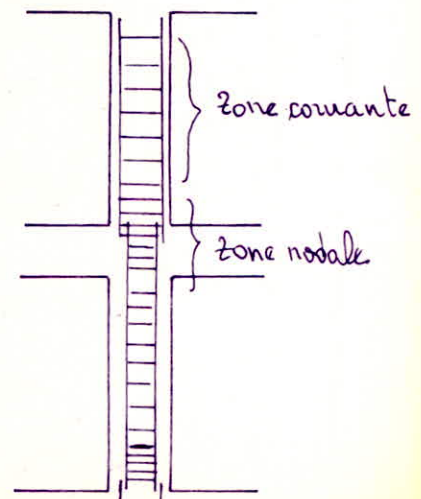
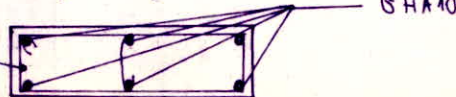
$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{max}) (2 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b}) = 45 \text{ cm} \\ t_2 = 15 (2 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b}) \phi_{Lmin} = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$t = 15 \text{ cm}$ zone courante

Zone de recouvrement ou zone nodale

$t = \min (10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

1 cadre ϕ_8 tous les 15cm zone courante.



FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans le sens d'action peuvent alterner.

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts les plus défavorables doivent être effectuées, avec :

$$T = 1,4 \pi \quad \pi : \text{étant l'effort tranchant de calcul.}$$

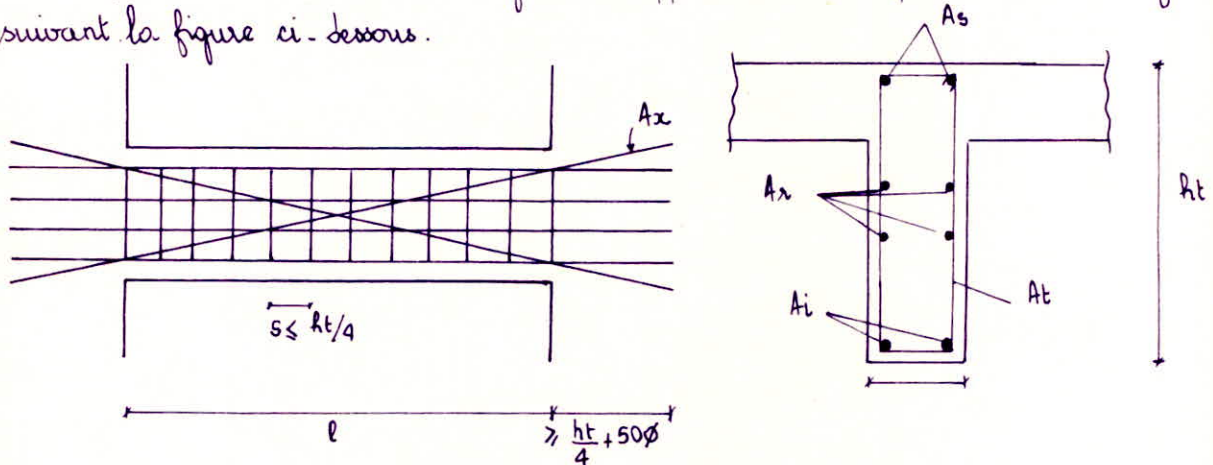
M: moment fléchissant calculé à partir de la valeur ci dessus de T

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28} \longrightarrow \bar{\sigma}_b = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma_{28} \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 0,75 \times 270 = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

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

si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est supérieure, ou égale à $0,06 \sigma_{28}$, on doit prévoir des armatures en diagonales supplémentaires disposées dans les angles suivant la figure ci-dessous.



on doit prévoir, comme sections minimales des Aciers les valeurs suivantes

$$A_i, A_s \geq 0,0015 b \cdot ht ; \text{ pour les armatures inférieures et supérieures.}$$

$$A_x \geq 0,0020 b \cdot ht , \text{ pour les armatures de répartition}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s , \text{ pour les armatures transversales}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_b \geq 0,06 \sigma_{28} \longrightarrow A_x \geq 0,0015 b \cdot ht$$

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastées à leur extrémités et sollicités en flexion simple par des charges verticales dues aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation et aux effets du séisme

Pour le calcul, nous nous intéressons aux linteaux les plus sollicités qui se trouvent au niveau 5

Ferrailage des linteaux

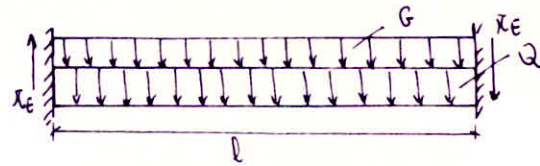
L'effort maximum a été obtenu lors de l'étude des voiles sous la combinaison $G + Q + E$ pour le niveau 5

Caractéristiques du linteau Vt_2

hauteur du linteau $h_t = 1,50 \text{ m}$

longueur du linteau $l = 1,20 \text{ m}$

largeur du linteau $b = 0,16 \text{ m}$



Effort tranchant dans le linteau : $T = 1,4 \bar{T} = 1,4 \times 39,12 = 54,76 \text{ t}$.

Moment d'encastrement dans le linteau $M_e = T \cdot \frac{l}{2} = 54,76 \times \frac{1,20}{2} = 32,85 \text{ t.m}$.

$h_t = 150 \text{ cm}$, $d = 4 \text{ cm}$; $R = h_t - d = 146 \text{ cm}$.

Ferraillage:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 32,85 \cdot 10^6}{4200 \times 16 \times (146)^2} = 0,0342 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9206 \\ k = 48,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{48} = 87,5 < \bar{\sigma}_b' = 202,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{32,85 \cdot 10^6}{4200 \times 0,9206 \times 146} = 5,82 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum, armatures principales

$$A_{\min} = 0,0015 b h_t = 0,0015 \times 16 \times 150 = 3,6 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}} =$$

donc on prend $A_i = A_s = 6,28 \text{ cm}^2$ soit 2 HA20 armatures filantes

Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,0020 b \cdot h_t = 0,002 \times 16 \times 150 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 6 \text{ HA12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

longueur d'ancrage des barres

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{150}{4} + 50 \times 2,0 = 137,5 \text{ cm} \quad \text{soit } l_d = 140 \text{ cm}$$

- Armatures transversales

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s \quad \text{avec} \quad s \leq \frac{h_t}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } s = 16 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad A_t = \frac{s \cdot T}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{16 \times 54,76 \cdot 10^3}{0,92 \times 146 \times 4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_t \min = 0,0025 \times 16 \times 16 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_t = 1 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

donc l'espacement convenu 16 cm.

- Armatures de repartition:

$$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t = 0,002 \times 16 \times 150 = 4,8 \text{ cm}^2$$

on choisit 6 HA12 armatures filantes A =

- Armatures d'angle:

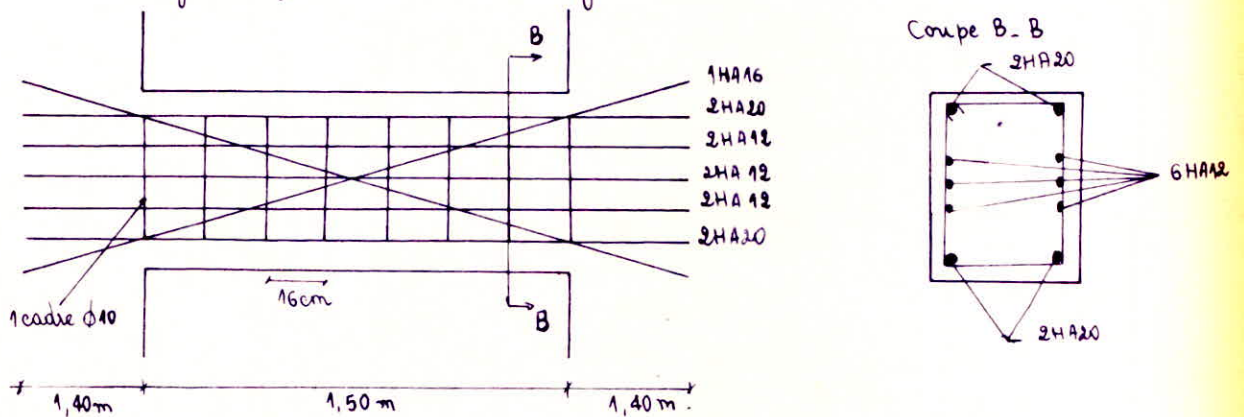
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{54,76 \cdot 10^3}{16 \times 76,146} = 26,79 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b = 26,79 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \cdot f_{t28} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$ donc les armatures d'angle sont nécessaires

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \times 16 \times 150 = 3,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ HA16} = 4,02 \text{ cm}^2$$

- verification de l'effort tranchant.

$$\bar{\sigma}_b = 26,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 0,12 \cdot f_{t28} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

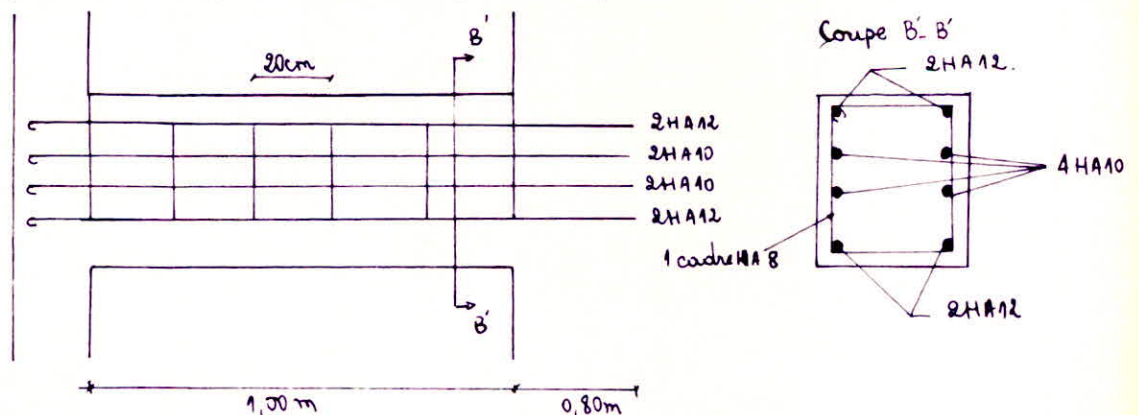


Le linteau d'extrémité sera ferrillé avec une section minimale vu qu'il ne participe pas au contreventement.

$$A_i = A_s = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \times 16 \times 83 = 2 \text{ cm}^2 \text{ donc soit } 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 0,0020 \times 16 \times 83 = 2,66 \text{ soit } 4 \text{ HA10} =$$

$$A_t = 0,0025 \cdot b \cdot h_t = 0,0025 \times 16 \times 20 = 0,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ HA8} =$$



Pour les autres linteaux, les résultats seront donnés sous forme de tableau.

	Voiles	VL3	VL4	VL1	
	Linteaux	1	1 et 2	1	2
Caractéristiques	l (cm)	1,20	2,16	80	80
	b (cm)	16	16	16	16
	ht (cm)	83	83	83	83
	h	81	81	79	79
Efforts	$\pi(t)$	26,49	19,25	32,39	45,5
	T (t)	37,08	26,92	45,35	63,7
	M (t.m)	22,24	29,00	18,14	25,48
Ferrillages:	A_{cm^2} calculée	6,14	7,07	6,1	8,73
	$A_{min}(cm^2)$	2	2	2	2
	A_{cm^2} adoptée	6,28 (2HA20)	(4HA16) 8,04	(2HA20) 6,28	(2HA20 + 2HA14) 9,36
	$A_{r min}(cm^2)$	2,66	2,66	2,66	2,66
	$A_r (cm^2)$ adoptée	(4HA10) 3,14	(4HA10) 3,14	(4HA10) 3,14	(4HA10) 3,14
	$A_{t min}(cm^2)$	0,64	0,64	0,84	0,4
	$A_t (cm^2)$ adoptée	1,57 (1HA10)	1,57 (1HA10)	1 (1 cadre HA8)	2,26 (1 cadre HA12)
	S (cm)	16	16	12	10
	$C_b(kg/cm^2)$	32,69	23,74	41	54,77
	Ax	(2HA12) 2,26	2HA12 2,26	2HA12 = 2,26	(2HA12) 2,26
	ld (cm)	85	85	85	145

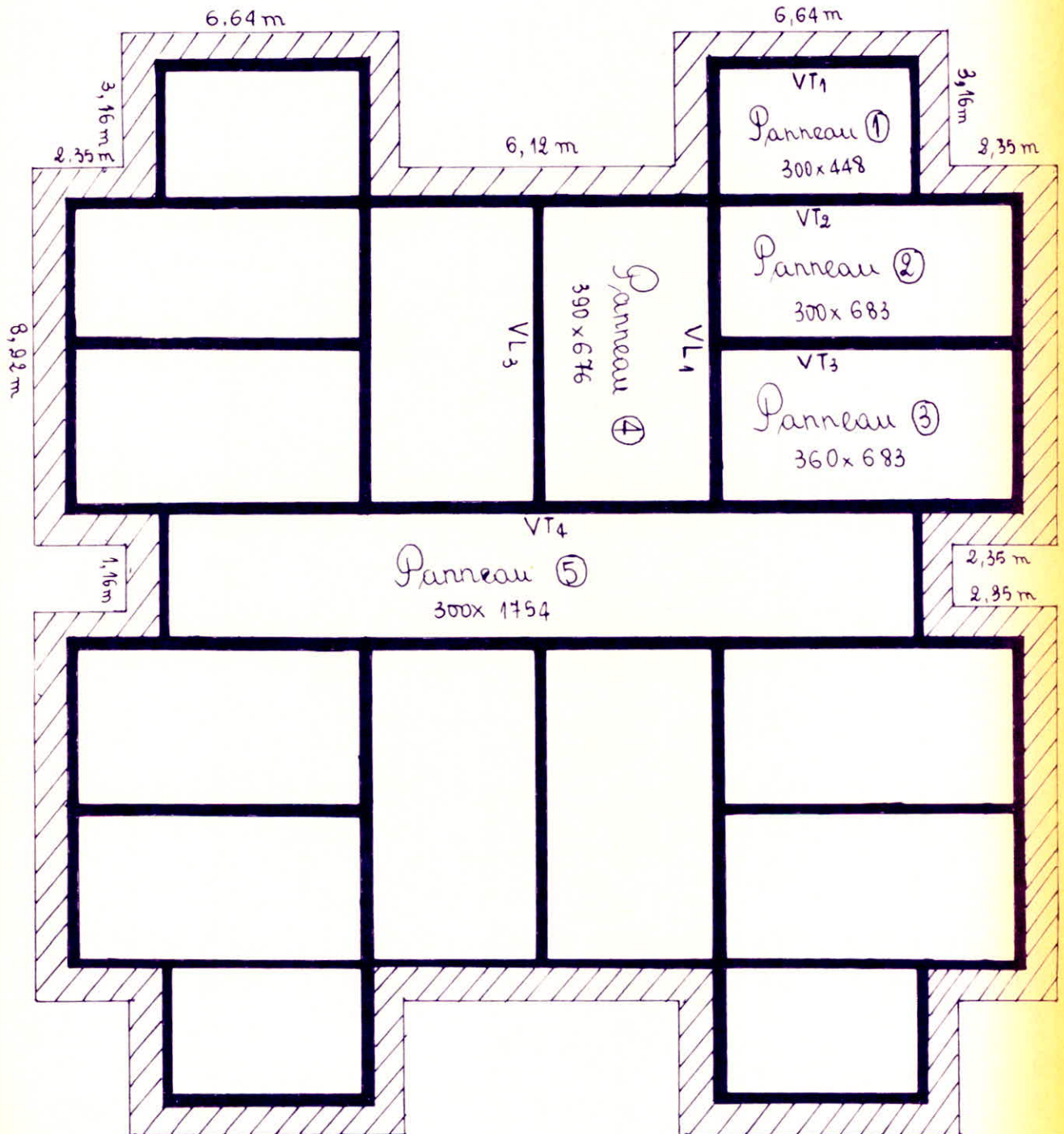
Remarque:

Les linteaux au niveau des extrémités des voiles n'ont pas été pris en considération lors des déterminations des Inerties équivalentes donc ils ont été négligés comme élément participant au contre-ventement c'est pour ça qu'ils seront ferrillés avec une section minimale donnée par le RPA 81.

FONDATIONS

Plan des fondations - Radier Général

- Debordement en console de 1 m sur le pourtour du radier (hachurés)
- Tous les voiles intermédiaires et périphériques ont une épaisseur de 20 cm.



FONDATAIONS

Etude de sol

I/ Introduction

La reconnaissance géotechnique du sol a été basée sur :

- Trente neuf (39) essais de pénétration dynamique
- Onze (11) sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons pour analyse.

II/ Caractéristiques générales du terrain

Le terrain étudié est situé dans la partie Haute du plateau des Anassers proche de vieux Kouba, à proximité du chantiers ENERIC des 1850 logements.

III/ Essais pénétrométriques.

Trente neuf essais ont été exécutés au pénétromètre dynamique Lourd type BORRO Be, permettant de donner une idée rapide de la résistance du sol à une profondeur donnée.

1) Principe de l'essai :

L'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le terrain d'un krain de tiges par l'action d'un mouton de masse (M) tombant répétitivement d'une hauteur (H).

L'appareil enregistre le nombre de coup (N) nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur (L).

2) Caractéristiques de l'appareil.

- Masse du mouton $M = 63,5 \text{ kg}$
- Hauteur de chute $H = 50 \text{ cm}$
- Enfoncement de référence $L = 20 \text{ cm}$
- Diamètre de tiges $d = 32 \text{ cm}$
- Diamètre du cône $D = 45 \text{ cm}$

- Angle au sommet du cône $\alpha = 90^\circ$
- Masse du cône 634 g
- Masse goujon 153 g
- Masse de la tige 6115 g
- Masse de tête de frappe 938 g

3/ Exploitation des résultats

Par analogie avec les pieux réels, on peut appliquer à ces essais la Formule de battage dite de Hollandais

$$R_p = \frac{N}{L} \frac{M^2 H}{(P + M) A}$$

avec - R_p = Résistance de pointe en fonction de la profondeur

- P = Masse des tiges + mandrin (en kg)

- A = Section de la pointe (en cm^2)

Les résultats des essais sont représentés sous forme de diagrammes, qui expriment la résistance de pointe R_p en bars en fonction de la profondeur.

En prenant le vingtième de la valeur minimum de R_p déduite de la Formule des Hollandais, avec un coefficient de sécurité compris entre 4 - 6, nous retiendrons le taux de travail du sol $\bar{\sigma}_s = 2$ bars à 1,5 m de profondeur; Avec $R_{p \text{ min}} = 40$ bars.

IV/ Sondages

Il a été procédé à l'exécution de onze (11) sondages carottés à 10 m de profondeur à l'aide d'une sondeuse tractée mobile drill.

Ensis (3) sondages en Zone C7 (lieu d'implantation de notre bâtiment) laissent apparaître les couches suivantes.

Description.	
1	Argile marron brun
2	Argile sableuse jaunâtre
3	Argile marneuse jaunâtre
4	Argile marron.
5	Argile gréseux jaunâtre blanchâtre
6	
7	
8	
9	
10	

V/ Essai de laboratoire

- 1/ Essai physique :
- granulométrie
 - Limites d'Atterberg w_L et I_p
 - Densité sèche
 - Teneur en eau et degré de saturation

- 2/ Essai mécanique :
- Cisaillement rectiligne U-U
 - Oedomètre

Les essais de cisaillement rectiligne UU donnent les valeurs suivantes

- cohésion C comprise entre 0,22 et 2,30 bars.
- Angle de frottement interne φ compris entre 5 degrés et 39 degrés et ceci pour l'ensemble des onze sondages effectués.

Au Point N° 8 des essais de cisaillement faits sur 1 échantillon ont fourni les résultats suivants à 2m de profondeur : $\left\{ \begin{array}{l} C = 0,22 \text{ bars.} \\ \varphi = 16,5^\circ \end{array} \right.$

En appliquant la Formule de Terzagui donnant la pression de rupture d'une semelle filante de largeur $B = 1,5m$ à $D = 2,00m$ de profondeur; On trouve :

$$q_r = C N_c + \gamma D N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

Avec $\left. \begin{array}{l} N_q = 4,55 \\ N_\gamma = 2,93 \\ N_c = 11,95 \end{array} \right\} \text{ pour } \varphi = 16,5^\circ$

$$q_r = 0,22 \times 11,95 + 2 \times 10^3 \times 2,00 \times 4,55 + 0,5 \times 2 \times 10^3 \times 1,50 \times 2,93$$

$$= 4,67 \text{ bars.}$$

et $\gamma = \gamma_d (1+w)$

$$q_{adm} = \frac{q_r}{F} = \frac{4,67}{3} = 1,56 \text{ bars.}$$

$q_{adm} = 1,56 \text{ bars.}$

II] Evaluation Du Tassement.

En se basant sur les courbes Oedométriques des échantillons prélevés à des différentes profondeurs, on a procédé au calcul du tassement prévisible en

Considérant un taux de travail de 1,5 bars, Pour une fondation superficielle Ancrée à 2m de profondeur. Le tassement ΔS d'une couche d'épaisseur H_i est donné par la formule $\Delta S = H_i \frac{\Delta e}{1+e_0}$

Δe = variation de l'indice des vides pour l'augmentation de charge correspondante

e_0 = Indice des vide initial.

Parmi les calculs effectués on a retenu en fin de compte la valeur moyenne du tassement donnée par le tableau suivant.

profondeur (m)	P_0 (bars)	$P+P$	e	e_0	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	H_i (cm)	ΔS (cm)
2,50-2,875	0,45	1,95	0,508	0,556	0,031	37,5	1,16
2,875-3,25	0,52	2,00	0,507	0,553	0,029	"	1,11
3,25-3,62	0,58	1,97	0,508	0,550	0,027	"	1,01
3,62-4,00	0,65	1,88	0,509	0,548	0,025	"	0,94
4,00-4,375	0,72	1,77	0,512	0,544	0,020	75	1,55
4,375-5,50	0,85	1,57	0,517	0,540	0,015	"	1,12
5,50-6,25	0,99	1,48	0,520	0,535	0,009	"	0,73
6,25-7,00	1,13	1,46	0,521	0,532	0,007	"	0,54
$\Sigma \Delta S =$							8,15

Nous retiendrons en fin de compte, que la valeur moyenne (8,15 cm) du tassement demeure acceptable tant que le taux de travail de la Fondation superficielle est limité à 1,5 bars.

Conclusion et recommandations:

En conclusion Nous pouvons dire que le terrain réservé à l'implantation de notre bâtiment est constitué en surface et jusqu'à 6 m de profondeur environ, d'argiles de différents types, de caractéristiques mécaniques très variables.

En ce qui concerne le taux de travail les essais pénétrométriques donnent des résultats optimistes, mais nous nous limiterons par prudence aux résultats fournis par l'évaluation des tassements.

Donc finalement $\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars à 2 m de profondeur.

Choix du type de fondation

Pour le besoin de s'en assurer, nous prédimensionnons les semelles continues sous voiles, en vérifiant leur stabilité.

Prendons le voile V_{L1} :

$$V_{L1} \left\{ \begin{array}{l} \text{longueur } L = 10,1 \text{ m} \\ G + 1,2P = 170,54 \text{ t} \end{array} \right. \quad q(\text{t/ml}) = \frac{170,54}{10,1} = 17,00 \text{ t/ml}$$

$$B = \frac{q}{1 \text{ m } \bar{\sigma}_s} = \frac{17 \cdot 10^1}{1,5 \times 1} = 1,20 \text{ m}$$

Vérification à la stabilité de cette semelle.

$$M_E = M: \text{moment du seisme à la base du voile } V_{L1} = 1196,55 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N = N(0,8G) = 155,1 \text{ t} \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1196,55}{155,10} = 7,72 \text{ m}$$

$e_0 = 7,72 \text{ m} > \frac{L}{4} = 2,5 \text{ m}$. Le soulèvement du voile n'est pas vérifié donc notre structure sera instable sous ce type de fondation; C'est pour cette raison qu'on a envisagé un radier général.

Calcul des Fondations.

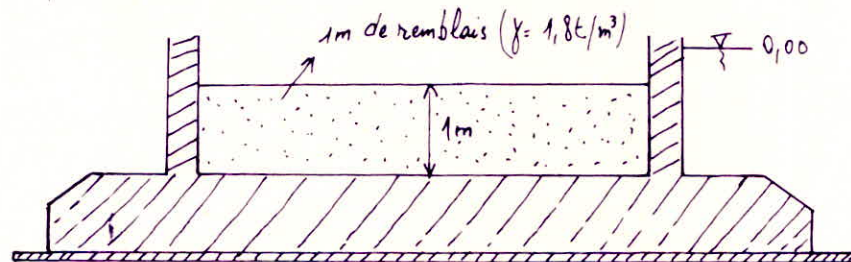
Un calcul préliminaire a montré que l'adoption de semelles filantes était injustifiable et au vu de:

- 1) L'importance de la charge totale transmise au sol par les différents refends.
- 2) le nombre élevés des 2 voiles.
- 3) la portance assez faible du sol $\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars.
- 4) Des désordres ultérieures qui peuvent résulter de tassements différentiels.

- Alors on peut opter pour 1 radier général compte tenu des prescriptions ci après.
- La construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importante dissymétrie pouvant provoquer des tassements différentiels élevés entre les différents zones du radier.
 - Le centre de gravité de l'aire du radier doit dans toute la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des charges.

Hypothèse de calcul: sol non compressible, pas de points durs pouvant causer une concentration importante de contraintes et que le radier est infiniment rigide.

Le radier est une dalle d'épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont constitués par les voiles de l'ossature. Il sera soumis à une charge uniformément répartie agissant du bas vers le haut.



Le Poids total du bâtiment sera donné par la combinaison du 1^{er} Genre $N = G + 1,2 Q$
 $N = 3406 + 1,2 \times 584,68 = 4107,62 \text{ t}$.

Dimensionnement du radier.

a) Détermination de la surface Nécessaire du radier.

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \gamma h \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s - \gamma h} = \frac{4107,62}{(15 - 1,8)} = 311,2 \text{ m}^2$$

$S_0 = 430,08 \text{ m}^2$ (surface du bâtiment) donc $S_{\text{rad}} < S_0 \Rightarrow S_{\text{rad}} = S_0 + S_{\text{débort}}$
 $S_{\text{rad}} = 534 \text{ m}^2$ si on prend 1 m de débort.

Pression sous le radier nous tenir compte de son poids: $P_{\text{rad}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \gamma h = 9,5 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2$

Condition de cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot l} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b \text{ avec } T_{\text{max}} = q \frac{l_{\text{max}}}{2}$$

$q =$ pression sous le radier = $9,5 \text{ t/m}^2$,

$l_{\text{max}} = 3,90 \text{ m}$.

$l_{\text{max}} =$ portée libre max entre appuis de 2 voiles dans le sens porteur du panneau

le calcul se fait pour une bande de 1m

$$\Rightarrow h = 8/7 l = 31,26 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = h + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 36,2 \text{ cm}$$

$$l \geq \frac{T_{\text{max}}}{1,15 \bar{\tau}_b b} = \frac{9,5 \times 3,9/2 \times 10^3}{1,15 \times 5,9 \times 100} = 27,3 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire

Pour que le radier joue efficacement son rôle de répartiteur des charges, il faut qu'il soit assez rigide vis à vis du sol sous-jacent. D'une manière générale on peut se fixer en première approximation $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{3,90}{10} = 0,39\text{m} = 39\text{cm}$.

Finalement on adopte un radier d'épaisseur $h_t = 45\text{cm}$.

$$h_t = 45\text{cm}$$

- Vérification à l'effet de sous pression

Pour qu'il n'y ait pas risque de soulèvement du bâtiment on doit vérifier que $P \geq 1,5 S \cdot z$

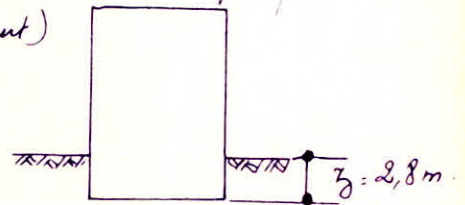
$$P = 3406\text{t} \quad (\text{Charge totale permanente du bâtiment})$$

$$S = 534\text{m}^2 \quad (\text{surface du radier})$$

$$z = 2,8\text{t/m}^2 \quad (\text{pression Hydrostatique})$$

$$1,5 S z = 1,5 \times 534 \times 2,8 = 2242,8\text{t}$$

P est bien supérieur à $1,5 S z$ o.k



- Vérification au poinçonnement

Conformément au BA 68 art 39-54 on fera une vérification au poinçonnement

on prend le voile V_{T4} considéré le plus sollicité

$$\text{charge/ml} \quad N = \frac{473}{22,4} = 21,12\text{t/ml} \quad \text{vérifions: } \tau_{\max} = \frac{N \times 1,5}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle

$$h_t = 45\text{cm}$$

$$P_c = 2(u' + v')$$

$$u = 100\text{cm}$$

$$v = 20\text{cm}$$

$$\frac{2h_t}{2} = 45\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} v' = 100 + 45 = 145\text{cm} \\ u' = 20 + 45 = 65\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow P_c = 420\text{cm}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 \cdot 21120}{420 \times 45} = 1,68\text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9\text{kg/cm}^2 \quad \text{vérifié \%}$$

Stabilité du radier.

1/ sollicitation du 1^{er} Genre

$$G = 3406\text{t} + 1\text{m remblais} = 4306$$

$$Q = 585\text{t} \quad ; \quad \text{Poids du radier} = P_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times h_t \times 2,5 = 534 \times 45 \times 2,5 = 601\text{t}$$

$$N' = G + 1,2Q = 5609\text{t} \quad ; \quad \text{Pression sous radier } \sigma_s = \frac{N'}{S_{\text{rad}}} = \frac{5609}{534} = 10,5\text{t/m}^2$$

$$\sigma_s = 10,5\text{t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15\text{t/m}^2$$

2/ sollicitation du 2^{ème} Genre

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M du au séisme et de l'effort Normal N agissant à la base de la fondation.

Nous devons éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier susceptible d'altérer sa stabilité

La combinaison à considérer est la suivante $G + P + E$

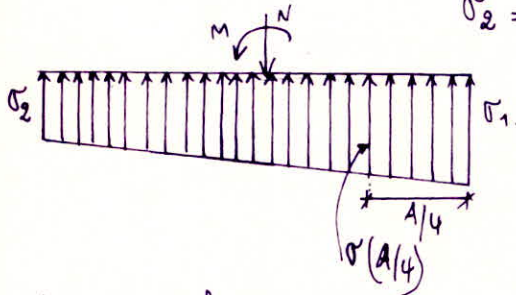
Sens longitudinal: $N = 4592t$; $\gamma R = 1,8t/m^2$; $M = 6588,3t.m$; $I_y = 17047,8m^4$

$$v_1 = v_2 = \frac{85,48}{2} = 12,74m$$

$$\sigma_1 = 15,32t/m^2$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{N}{S_r} + \gamma R\right) + \frac{Mv}{I_y} = \left(\frac{4592}{534} + 1,8\right) + \frac{6588,3 \times 12,74}{17047,8} = 15,32t/m^2$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{N}{S_r} + \gamma R\right) - \frac{Mv}{I_y} = 5,48t/m^2$$



$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 12,86t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 15t/m^2$$

c'est vérifié o.k

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 15,32t/m^2 < 1,33\bar{\sigma}_s = 19,95t/m^2 \text{ o.k}$$

Sens transversal:

$$N = 4592t$$

$$M = 7220,88t.m$$

$$v_1 = v_2 = 12,2m$$

$$\gamma R = 1,8t/m^2$$

$$I_x = 18960,81m^4$$

$$\sigma_1 = 15,04t/m^2$$

$$\sigma_2 = 5,75t/m^2$$

$$\sigma(A/4) = 12,72t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 15t/m^2 \text{ o.k}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 15,04t/m^2 < 1,33\bar{\sigma}_s = 19,95t/m^2 \text{ o.k}$$

donc toutes les vérifications de la stabilité sont satisfaites.

* charge à prendre en compte pour le calcul du radier

on prendra la réaction du terrain diminuée du poids du radier

$$q_1 = G + 1,2Q = 8,178 + 1,2 \times 1,095 = 9,493t/m^2 \text{ Pour la sollicitation du 1er Genre}$$

$$q_2 = G + Q + E = 15,32 - 1,125 = 14,195t/m^2 \text{ Pour la sollicitation du 2eme Genre}$$

Pour le ferraillage des panneaux nous avons à considérer

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Pour la combinaison du 1er Genre

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Pour la combinaison du 2eme Genre

$$\text{on a } \frac{\bar{\sigma}_a(S_{Pe})}{\bar{\sigma}_a(S_{P1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5 ; \quad \frac{q(S_{Pe})}{q(S_{P1})} = \frac{14,195}{9,493} = 1,49 < 1,5$$

Donc les sollicitations du 1er Genre sont plus défavorable que celle du 2eme Genre.

Le radier sera calculé sous $q(S_{P1}) = 9,5t/m^2$ /.

Détermination des efforts et du Ferrailage dans les Panneaux de dalle :

Les panneaux appuyés sur 4 côtés sont soumis à une charge uniformément répartie et les efforts seront déterminés par les abaques de Pigeaud.

Exposé de la méthode

$l_x < l_y$
 $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ du tableau ou lire
 $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$
 (moment isostatique dans le sens de la plus petite portée)

$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
 (moment isostatique dans le sens de la plus grande portée).

μ_x et μ_y sont tirés de l'abaque de Pigeaud en fonction de ρ .

Ensuite on est amené à faire une répartition des moments en travée et sur appuis du moment isostatique avec la loi $M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 M_0$
 Suivant les prescriptions du BA68 Art 57.2 on a.

* En travée - pour un panneau de rive $M_t = 0,85 M_0$
 - pour un panneau intermédiaire $M_t = 0,75 M_0$

* Sur appuis - appuis de rive : $M_a^w = 0,3 M_0$
 - appui intermédiaire : $M_a^e = 0,5 M_0$

On fera un exemple de calcul détaillé pour le panneau (3) et pour les autres panneaux les résultats seront résumés dans un tableau.

a) calcul des efforts

panneau (3) : $l_x = 3,56 \text{ m}$, $l_y = 6,80 \text{ m}$, $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,56}{6,80} = 0,523$.

$\Rightarrow \mu_x = 0,0944$; $\mu_y = 0,35$.

$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0944 \times 9,433 \times 3,56^2 = 11,36 \text{ t.m/ml}$.

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,35 \times 11,36 = 3,98 \text{ t.m/ml}$.

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 11,36 = 8,52 \text{ t.m/ml}$

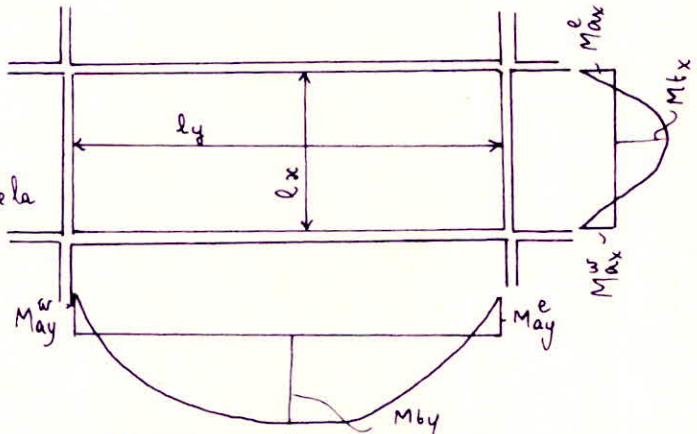
$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 3,98 = 3,38 \text{ t.m/ml}$

Moment sur appui :

$M_{ax}^e = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 11,36 = 5,68 \text{ t.m/ml}$.

$M_{ay}^w = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 3,98 = 1,194 \text{ t.m/ml}$

$M_{ay}^e = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 3,98 = 1,99 \text{ t.m/ml}$.



b/ Ferrailage du Panneau

• choix du diamètre des barres longitudinales.

$h_t = 45 \text{ cm}$; e : enrobage = 5 cm.

on choisit $\phi_{Lx} = 14 \text{ mm}$ et $\phi_{Ly} = 10 \text{ mm}$.

$$h_x = h_t - e - \phi_{Lx}/2 = 45 - 5 - 0,7 = 39,3 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \phi_{Lx} - \phi_{Ly}/2 = 45 - 5 - 1,4 - 0,5 = 38,1 \text{ cm}$$

• calcul du moment résistant du béton: $M_{rb} = \bar{k} b h^2$ avec $\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a/n} = \frac{137}{137 + \frac{2800}{15}} = 0,423 \Rightarrow \bar{k} = 24,89$$

suivant x: $M_{rb} = \bar{k} b h_x^2 = 24,89 \times 100 \times 39,3^2 \times 10^{-5} = 38,44 \text{ t.m/ml}$

suivant y: $M_{rb} = \bar{k} b h_y^2 = 24,89 \times 100 \times 38,1^2 \times 10^{-5} = 36,13 \text{ t.m/ml}$

On remarquera que tous les moments calculés sont inférieurs à M_{rb} et par conséquent on aura pas besoin d'acier comprimé dans les Panneau de dalle.

N.B

Pour le calcul des armatures en travée dans le sens x on prendra comme contrainte admissible des armatures d'acier la contrainte limitée par la condition de fissuration car un premier calcul a montrer que la fissuration n'était pas vérifiée pour le choix d'acier de barre ϕ_{14}

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_m \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{k n}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 < 2/3 \bar{\sigma}_m = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des armatures:

Sens x: appui intermédiaire: $\mu = \frac{15 M_{ax}^e}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 5,68 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 39,3^2} = 0,0197$

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9383 \\ k = 66,0 \end{array} \right.$

$$A_{xa}^e = \frac{M_{ax}^e}{\bar{\sigma}_a \varepsilon R_x} = \frac{5,68 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9383 \times 39,3} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml. on adopte } 7 T 12/\text{ml}$$

espacés de 12 cm. $A_{xa}^e = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

travée Intermédiaire: $\mu = \frac{15 M_{bx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 8,52 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 39,3^2} = 0,0343$

$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9206 \\ k = 48,0 \end{array} \right.$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon R_x} = \frac{8,52 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9206 \times 39,3} = 9,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adoptera 7 HA 14/ml ($\varepsilon = 12 \text{ cm}$) $A_{tx} = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y: Par un calcul similaire à celui utilisé dans le sens x on a abouti aux résultats suivants

- * appui rive $A_{ay}^w = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{T}6/\text{ml} (t=20\text{cm}) (A=1,41 \text{ cm}^2/\text{ml})$
- * appui intermédiaire $A_{ay}^e = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{T}8/\text{ml} (t=20\text{cm}) (A=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml})$
- * En travée $A_{ty} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{ml} (t=20\text{cm}) (A=3,92 \text{ cm}^2/\text{ml})$

Verification:

1) Condition de non fragilité

Sens x :

$$A_0 = A_{tx} = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \times 10,77 = 12,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,696 R_y \frac{\sigma_b}{\sigma_{\text{ten}}} \left(\frac{2-\rho}{2} \right) = 0,69 \times 100 \times 39,3 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,523}{2} \right) = 2,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max [A_0, \min(A_1, A_2)] = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifié.}$$

Sens y :

$$A_0 = A_{ty} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 4,704 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,696 R_y \frac{\sigma_b}{\sigma_{\text{ten}}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max [A_0, \min(A_1, A_2)] = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifié. o.k.}$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Verification à la fissuration: fissuration peu nuisible

$$\bar{w}_f = \frac{A_{tx}}{2bd} = \frac{10,77}{2 \times 100 \times 5,7} = 9,44 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{k r_2}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{14} \frac{9,44 \cdot 10^{-3}}{1+10 \times 9,44 \cdot 10^{-3}} = 1478,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k r_2 \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

3) Verification des contraintes

$$\tilde{w} = \frac{100 A_{tx}}{b R_x} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 39,3} = 0,274 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9172 \\ k = 45,4 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_{tx}}{A_{tx} \varepsilon R_x} = \frac{8,52 \cdot 10^5}{10,77 \times 0,9172 \times 39,3} = 2194,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2194,66}{45,4} = 48,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

47 Verification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b \bar{x}} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b ; \quad T = q \frac{l_{\max}}{2} = \frac{9,493 \times 3,9}{2} = 18 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{18 \cdot 10^3}{100 \times 7/8 \cdot 39,3} = 5,23 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié. /}$$

Tableau des efforts dans les différents panneaux:

Panneau	l_x (m)	l_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	M_x	M_y	M_{0x}	M_{0y}
1	3	4,48	0,67	0,0764	0,515	6,53	3,365
2	3	6,80	0,44	0,1050	0,278	8,97	2,50
3	3,56	6,80	0,523	0,0944	0,35	11,36	3,38
4	3,90	6,76	0,577	0,0878	0,408	12,67	5,17

Pour le panneau (5) $l_x = 3 \text{ m}$ et $l_y = 17,24 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,174 < 0,4$.
On le calcule comme une poutre continue dans le sens de la plus petite portée.

Alors $M_x = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{9,493 \times 3^2}{8} = 10,68 \text{ t.m / ml}$ et $A_y = A_x = \frac{A_x}{4}$
(Armature de répartition = A_y).

Tableau donnant les moments en travées et en appuis

Panneau	M_{tx} (t.m/ml)	M_{ax}^e (t.m/ml)	M_{ax}^w (t.m/ml)	M_{ty} (t.m/ml)	M_{ay}^w (t.m/ml)	M_{ay}^e (t.m/ml)
1	5,55	3,27	2,00	2,86	1,1	—
2	6,73	4,49	—	2,13	0,75	1,25
3	8,52	5,68	—	3,38	1,194	1,99
4	9,50	6,36	—	4,40	1,55	2,59
5	8,01	5,34	—	—	—	—

Tableau de Ferrailage (sections d'armatures et leurs espacements)

Panneau de dalle		1	2	3	4	5	
Ferrailage en travée	Sens x	A_{tx} calculé	6,26 cm ² /ml	7,64 cm ² /ml	9,76 cm ² /ml	10,92 cm ² /ml	9,15 cm ² /ml
		A_{tx} adopté	5T14/ml (7,69)	5T14/ml (7,69 cm ²)	7T14/ml	8T14/ml	6T14/ml
		Espacement	20 cm	20 cm	15 cm	15 cm	17 cm
	Sens y	A_{ty} calculé	2,81 cm ² /ml	2,08 cm ² /ml	3,35 cm ² /ml	4,57 cm ² /ml	2,29 cm ² /ml
		A_{ty} adopté	6T8/ml (3,01 cm ²)	5T8/ml (2,51 cm ²)	5T10/ml	6T10/ml	5T8/ml
		Espacement	17 cm	20 cm	20 cm	17 cm	20 cm
Ferrailage sur appui	Sens x	A_{ax}^e calculé	3,12 cm ²	4,32 cm ² /ml	5,5 cm ² /ml	6,18 cm ² /ml	5,16 cm ² /ml
		A_{ax}^e adopté	5T8/ml (3,92)	5T12/ml (5,65 cm ²)	7T12/ml	8T10/ml	6T12/ml
		Espacement	20 cm	20 cm	15 cm	15 cm	17 cm
	Sens y	A_{ay}^w calculé	1,06 cm ² /ml	1,21 cm ² /ml	1,15 cm ² /ml	2,54 cm ² /ml	/
		A_{ay}^w adopté	6T6/ml (1,70)	5T6/ml (1,41 cm ²)	5T8/ml	6T8/ml	/
		Espacement	17 cm	20 cm	20 cm	17 cm	/
		A_{ya}^e calculé	-	1,21 cm ² /ml	1,94 cm ² /ml	2,54 cm ² /ml	/
		A_{ay}^e adopté	-	5T6/ml (1,41 cm ²)	5T8/ml	6T8/ml	/
	Espacement	-	20 cm	20 cm	13 cm	/	

NOTICE

TECHNOLOGIQUE

NOTICE TECHNOLOGIQUE

Introduction

Au cours de ces dernières décennies, l'avancement du béton armé a pris des proportions énormes et envahissait d'énormes espaces destinés précédemment à l'agriculture. Au fur et à mesure que le phénomène prenait de l'ampleur, la solution d'une extension verticale s'imposait d'elle-même, ce qui ne pouvait passer sans une structure moins flexible et assurant une rigidité assez importante par rapport au portique. L'exécution d'une structure pareille, nécessita alors une technologie d'un autre niveau, alliant à la fois, rapidité, facilité d'adaptation et bien sur économie. Ainsi on assistait à une percée assez remarquable des structures en murs de béton armé réalisée soit en coffrage tunnel soit en tables et banches. Bien que ce n'est pas le but de notre résumé, on n'ira pas jusqu'à présenter entièrement et comparer les deux systèmes néanmoins on essaiera de donner un aperçu global sur celui qu'on retiendra pour la réalisation de notre projet à savoir le coffrage en "Tables et banches".

Bien qu'en étant introduit que récemment par le ministère (en 1980); ce dernier ce système trouve une assez large utilisation dans nos chantiers et ceci vient du fait qu'il peut assurer un temps d'exécution plus réduit, une surface de parement de haute qualité, sans oublier de passer par la sécurité qu'il procure aux ouvriers présents sur chantier.

La technique du banchage en elle-même est une idée très ancienne utilisée déjà à Lyon et en Angleterre, elle ne tarda pas à prendre de l'intérêt dès l'apparition de grands moyens de manutention tels les grues.

Mode d'emploi

Durant cette étude, on a eu à calculer une structure composée de 14 voiles transversaux et 6 voiles longitudinaux avec comme procédé d'exécution le coffrage tunnel. Vu l'ampleur du projet (1850 logements) ce type de coffrage donne néanmoins certains avantages.

- Exécution.

Vue l'impossibilité de réalisation en tables et banches le vide sanitaire ce dernier sera exécuté en coffrage traditionnel. Cette solution nous impose alors d'opter pour un plancher en corps creux au niveau du RDC. Les autres planchers seront du type dalle pleine et seront donc réalisés avec le système en tables et banches.

Pour la compatibilité avec le coffrage, tous les panneaux de dalles reposeront sur 2 ou 3 côtés et ceci pour la récupération des tables.

Pour le coulage des paliers on utilise des tables exceptionnelles dites "tables tiroir" reposant sur des appuis (IPE) munis de rouleau permettant le glissement de la table, et au lieu de la poser par le bas, on la pose par le haut pour éviter l'encombrement; pour décoffer on la tire sur le rouleau en dissolidarisant le béton du coffrage par un système de vis à la base de l'appui.

Le coulage des murs se fait à l'aide des banches qui seront étaiées par des raidisseurs et des tiges obliques; ce qui sera le cas pour les tables qui vont servir au coulage des dalles deux jours après le coulage des murs.

Ces tables auront une hauteur réglable grâce aux verrous associés.

Pour serrer les banches entre elles, on se sert des barres diagonales, pour la verticalité on utilise un fil à plomb et une tige métallique pour maintenir l'épaisseur de voile.

La jonction de deux voiles perpendiculaires entre eux sera assurée par la présence d'une cale en bois qui sera intercalée dans le coffrage, ainsi on assure un meilleur ancrage.

Les réservations dans les refends seront repérées et tracées à l'aide de cadrans métalliques.

Le ferrailage des dalles est exécuté et façonné puis mis en place à l'aide des grues utilisées pour l'ensemble de l'ouvrage.

Les tiges au niveau des étages sont prévues afin de mettre un échafaudage et les banches à la face extérieure du bâtiment afin de traiter celle-ci (crépisage etc.).

Équipement.

Le coffrage devient facile à manipuler avec des ressources matérielles appropriées (engins de levage par exemple); ceci a pour conséquence de comprimer la main d'œuvre dont un manque se fait sentir dans notre pays.

Le coffrage de constitution métallique a une durée de vie nettement supérieure à celui en bois ce qui permet une utilisation répétée et une économie en matériels d'approvisionnement.

En ce qui concerne le coffrage "tables et banches" son utilisation est jusqu'à 400 fois, le décoffrage ou refend se fait en 1 journée quand à la table en trois jours.

La qualité du travail est constante et les ouvriers gagnent de l'expérience par les manipulations consécutives.

L'acier utilisé correspondant aux exigences de résistance cela veut dire que le problème des Armatures supplémentaires pour les joints (cas du préfabriqué) ne se pose pas.

Le calcul des Armatures en flexion composée a montré que n'étaient nécessaires que les armatures reprenant les efforts de traction à certaines extrémités des voiles.

Ainsi pour résumer l'équipement notons la présence des Accessoires du Coffrage.

Comparaison:

Soit la réalisation de 1850 Logements dont le type de coffrage utilisé est le système "tables et banches" comparé à celui du coffrage tunnel.

- Les tables: on peut utiliser les tables extensibles pour les tables et banches par contre pour le tunnel on a des dimensions peu variables.

- Les tunnels sont plus lourds à transporter et plus encombrants que le système tables et banches.

- Dans le coffrage tunnel on ne peut coffrer que les parties où on a un voile au plus au milieu par contre pour le système tables et banches on peut coffrer tous les voiles.

Le coffrage tunnel convient bien pour l'exécution des gros bâtiments très répétitifs notamment si ces bâtiments sont en bande à refend porteur. Il convient aussi pour la réalisation des tours. Il est aussi particulièrement adopté à l'exécution de bâtiment en façade et voiles longitudinaux porteurs.

Cependant le coffrage tunnel est utilisable dans les gros chantiers.

- Pour les banches dès que le chantier dispose d'une grue, la réalisation des voiles roulés sur place revient à un prix minimum avec une bonne qualité de façonnage.

Conclusion

Ce type de construction deviendra économique que pour des bâtiments de hauteur plus importante. Néanmoins cette surabondance de béton compense d'autres facteurs négatifs qu'on peut classer dans les points suivants.

- On a fait les calculs avec un béton tel que $f_{28} = 270$ bars pratiquement les essais ont montré que cette contrainte n'est pas obtenue au chantier (elle est de 150 bars environ).

- les défauts d'exécution, tels que excentrement des parois d'un même voile, non verticalité des parois produisent des effets parasites imprévus.

- La mauvaise vibration provoque une ségrégation du béton et par suite des discontinuités préjudiciables apparaissent au niveau des parois de voiles.

- Tous ces facteurs imprévus dans l'étude ont une importance non négligeable, donc une résistance réservée au delà des valeurs calculées n'est que souhaitable.

Ceci termine notre étude.

fait à Pl. Hamach CUBA 18.06.85

/.../...

BIBLIOGRAPHIE

RPA 83

Regles CC BA 63

Regles neige et vent 65

Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. BARRES)

Calcul et verification des ouvrages en BA. (PCHARON)

Calcul pratique des tours en BA (M DIVERS)

Traité de BA tome 4 (GUERRIN)

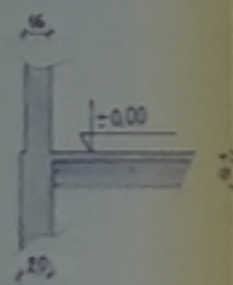
Contreventement des batiments (ALBIGES et GOULET)

Calcul pratique des ossatures de batiment en BA A. FUENTES

Traité de BA tome 2 BELLAZOUGUI

Etude des constructions en zone sismique V. DAVIDOVICI

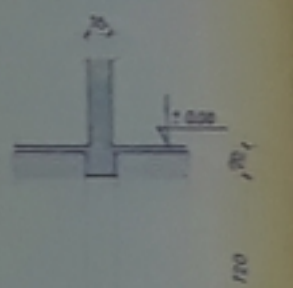
COUPE 1-1



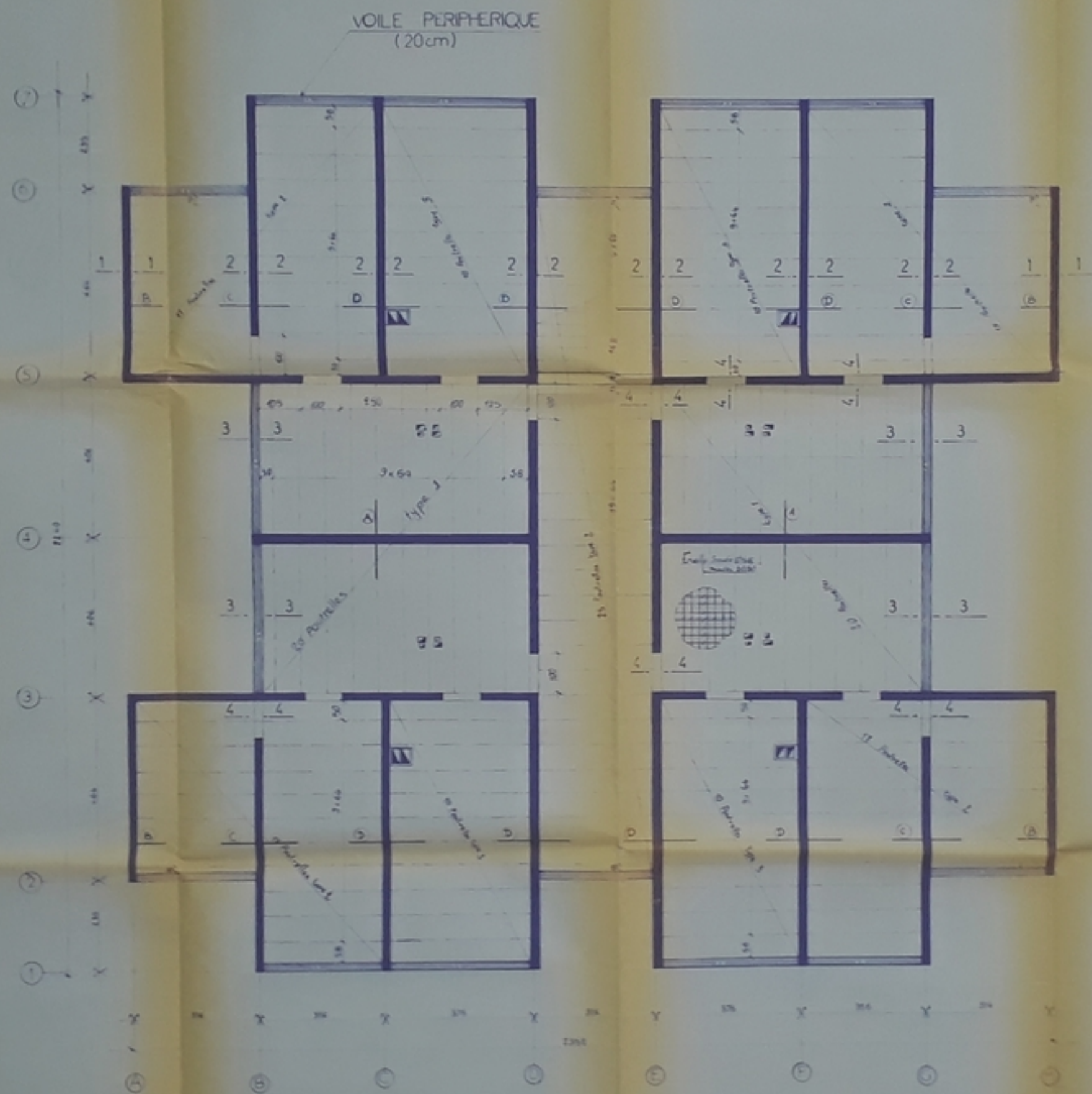
COUPE 2-2



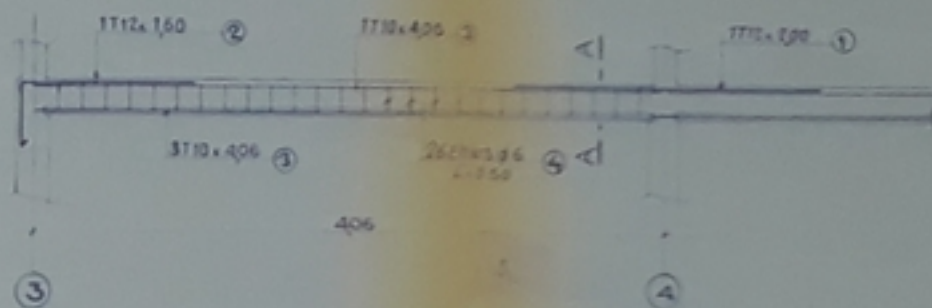
COUPE 4-4



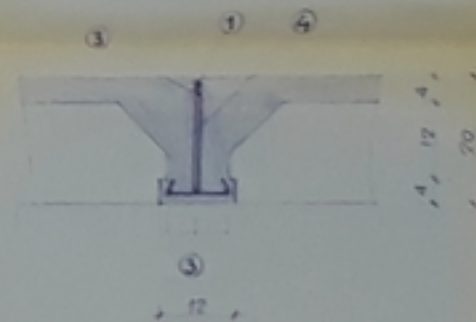
COUPE 3-3



POUTRELLE TYPE 1 NB=40



COUPE A-A



Nomenclature des Aciers			
Quantite	Statut	Longueur	Appropriation
1	12	20	200 400
2	12	40	100 400
3	10	100	400 400
4	6	100	400 400

Notes
 Selon classe de 200 kg/cm² et de 300 kg/cm²
 Aciers pour les Tiges
 Aciers pour les Barres

Chapeaux Poutrelles

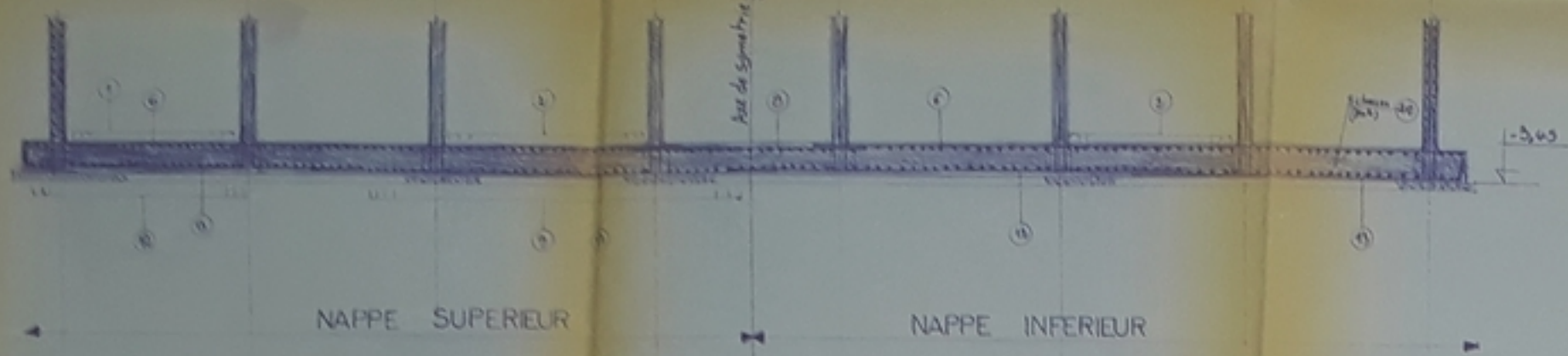
HA 12

A	2.00
B	1.50
C	1.50
D	1.50

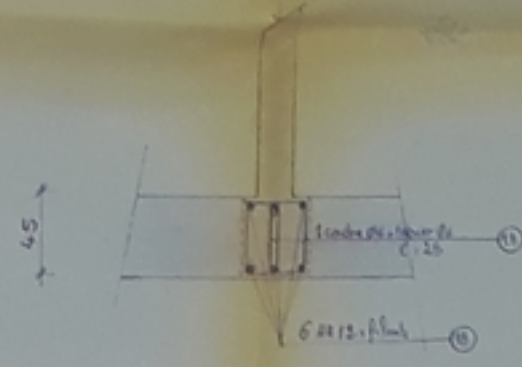
مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
 GENERAL ENGINEERING & RESEARCH STUDIES CONSULTANTS
 11111
 11111
 11111

OPERATION 1850 LGTs
 PLANCHER R.D.C.
 Coffrage - Ferroillage
 Date: 11/01/2011
 Scale: 1/200

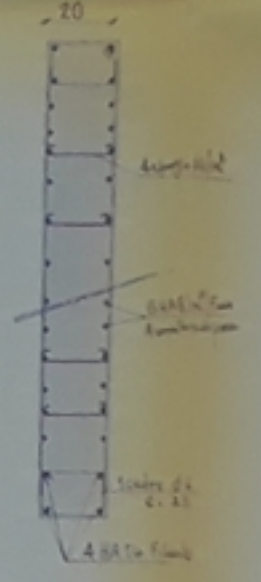
COUPE B-B



Clainage sous mur 30x45



COUPE C-C
(Voile Peripherique)



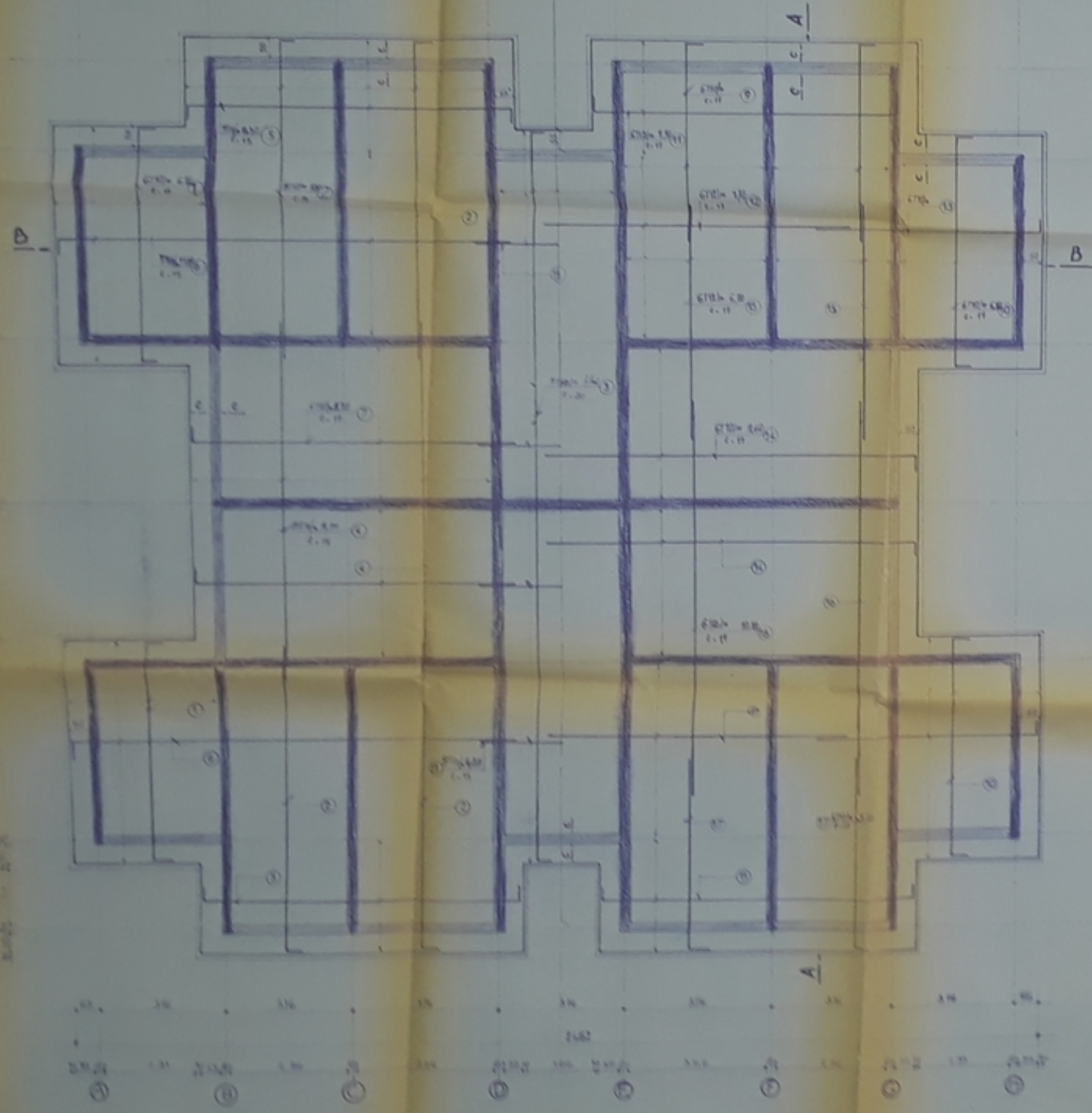
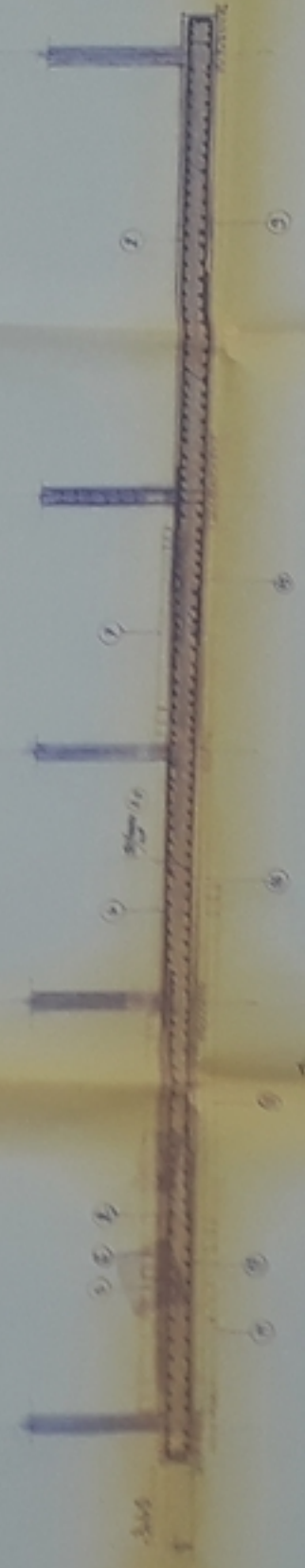
BP063/85
(3)

NOMENCLATURE DES ACIERS

Ligne	Diamètre	Nombre	Longueur		Symbole
			Long	Largeur	
1	10	50	6.20	554	10
2	10	125	2.20	1500	10
3	10	10	2.20	1.55	10
4	14	30	3.00	8.10	14
5	10	250	0.80	2.20	10
6	10	125	1.60	1.50	10
7	10	111	4.20	505	10
8	14	115	4.20	4.75	14
9	10	125	5.20	1000	10
10	10	50	6.30	525	10
11	12	154	3.20	1630	12
12	12	140	3.20	856	12
13	10	140	5.20	540	10
14	10	30	3.00	311	10
15	10	165	2.00	933	10
16	12	165	0.20	1615	12
17	10	165	5.20	24.0	10
18	10	10	2.20	1.55	10
19	10	100	2.20	1.55	10
20	10	100	2.20	1.55	10

REMARQUE:
- VU LA SYMETRIE DE LA STRUCTURE
DANS LES DEUX SENS, ON A
REPRESENTÉ LA NAPPE SUPERIEURE
DANS LE DEMI PLAN GAUCHE ET
LA NAPPE INF. DANS LE DEMI PLAN DROIT

COUPE A-A

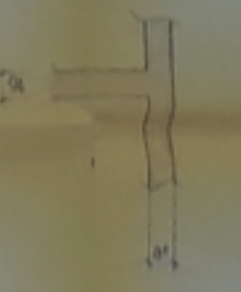


NOTA:
Béton classé à 250 kg/cm². C.A.A. 30% kg/cm²
acier T.M.R. - Ø 1200 mm - Ø 2000 mm
acier D.O.M. - Ø 2400 mm - Ø 3000 mm
Ø 100 mm - Ø 200 mm

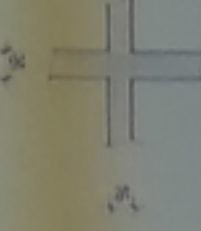

 SOCIÉTÉ D'INGÉNIEURS ET ARCHITECTES
 10, rue de la République - 13001 Marseille Cedex 01
 Tél. 04 91 22 11 11 - Fax 04 91 22 11 12

OPERATION 1830 LOGEMENTS
 COFFRAGE FERRAILLAGE
 FONDATION (RADIERS)

COUPE 1-1



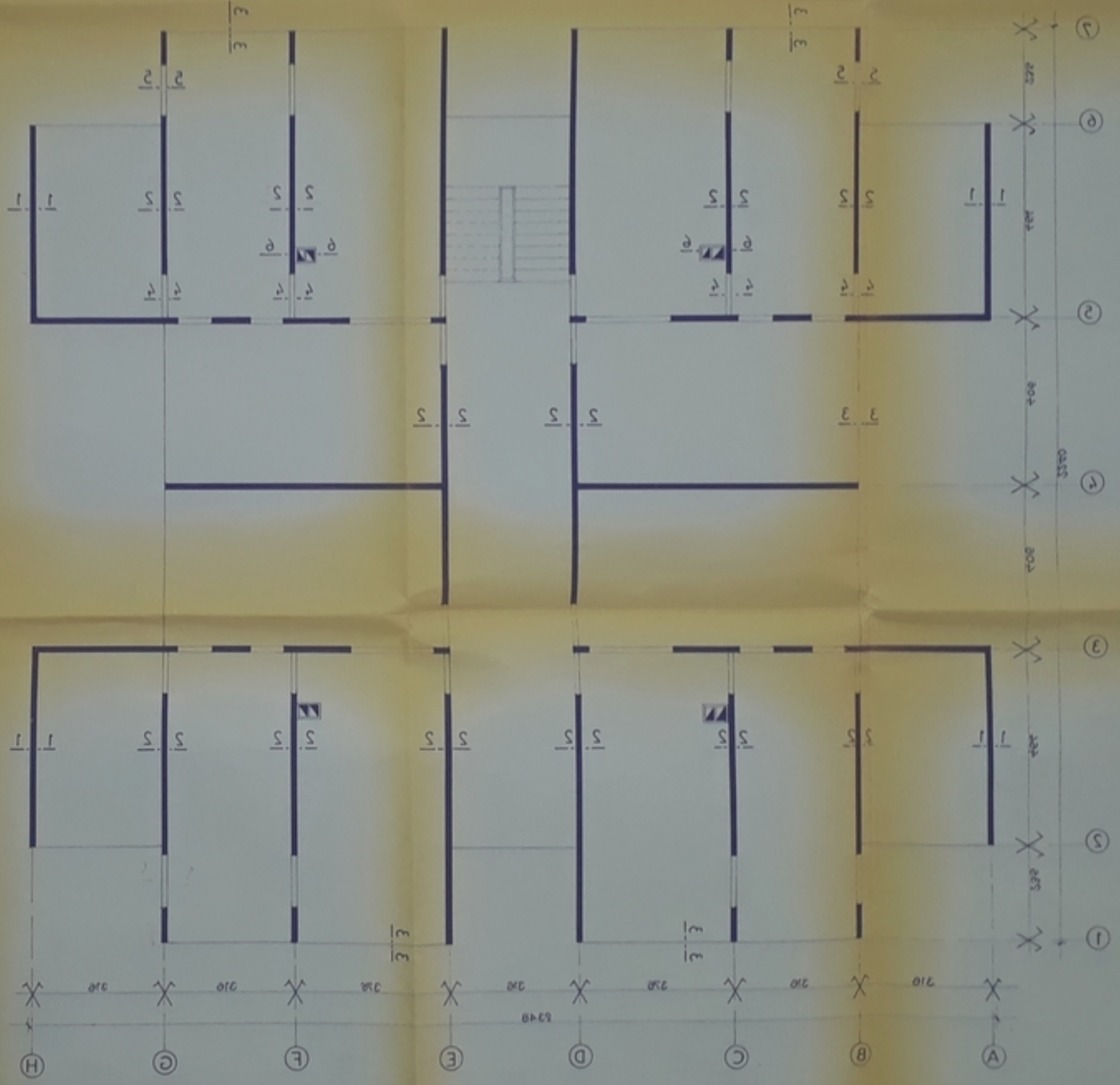
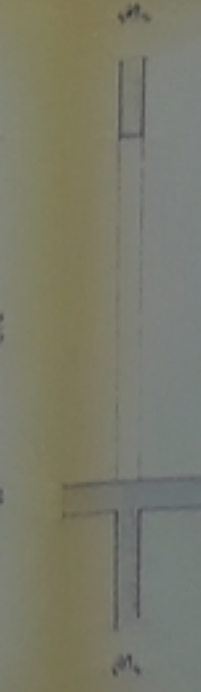
COUPE 2-2



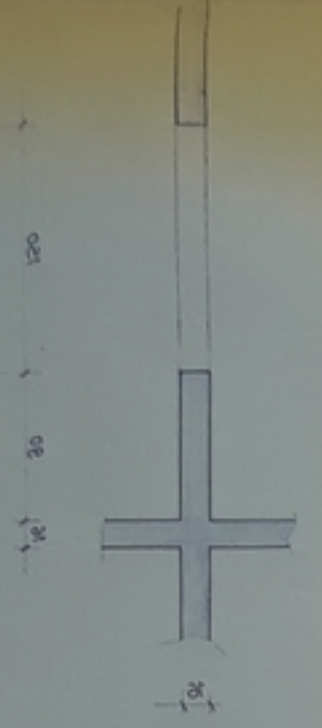
COUPE 3-3



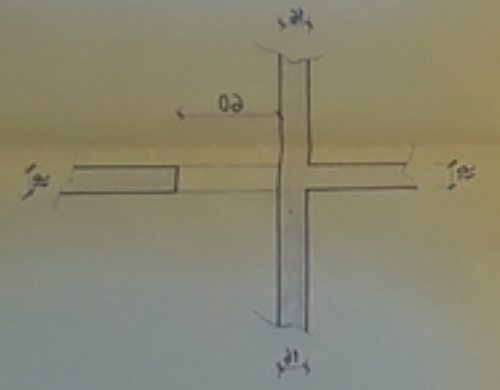
COUPE 4-4



COUPE 2-2



COUPE 4-4



PLAN DE COFFRAGE

ETAGE COURANT

BP063/85

تمتصا قيصمناها شاصموم تاليلاما بستلا
BUREAU D'INGENIERING DE RECHERCHES ET D'ETUDES GENERALES

BERBER 51 rue MEBROUKE Mohamed Hassan Aly ALGER TEL 11 21 10 20 20

ALGER TEL 23 484 BERBER 010

COFFRAGE

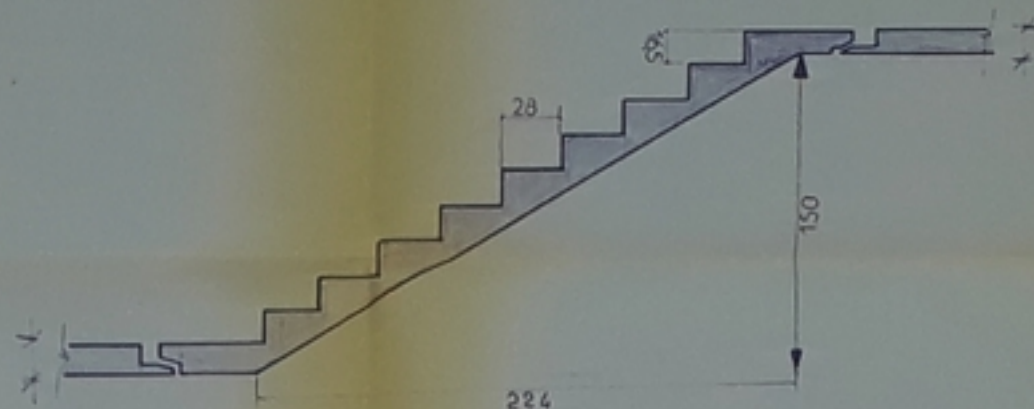
PLAN R.

Medicines

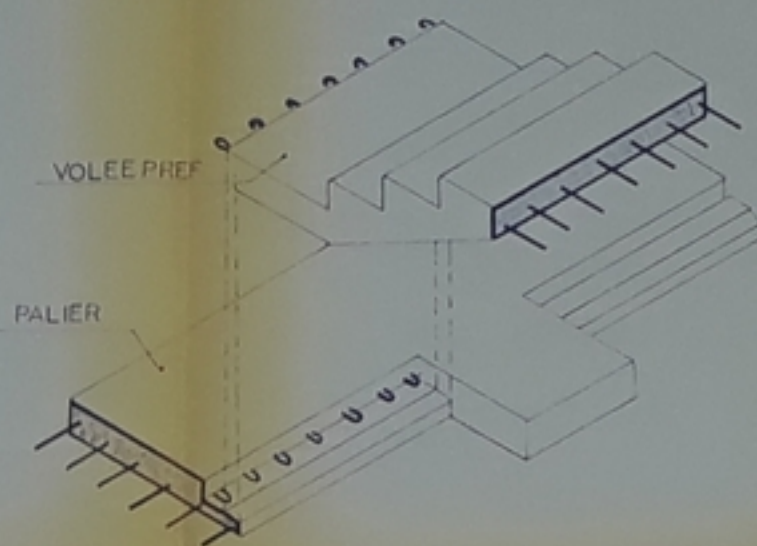
Operations

ALGER TEL 23 484 BERBER 010

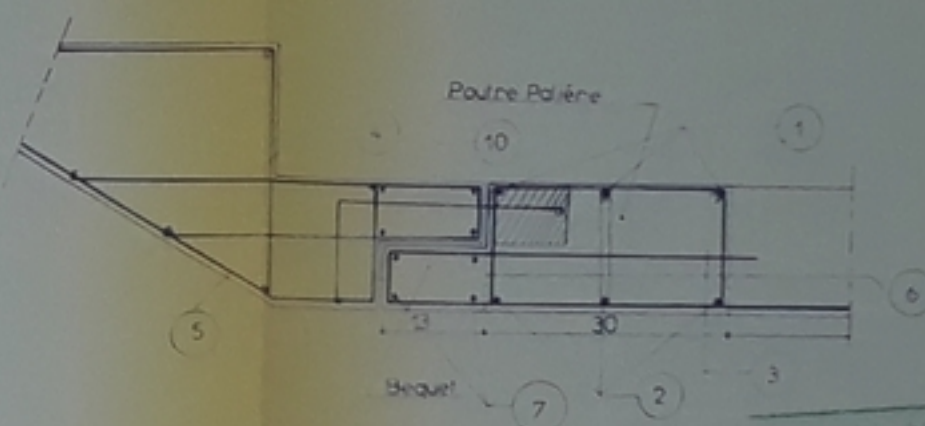
VOLEE TYPE



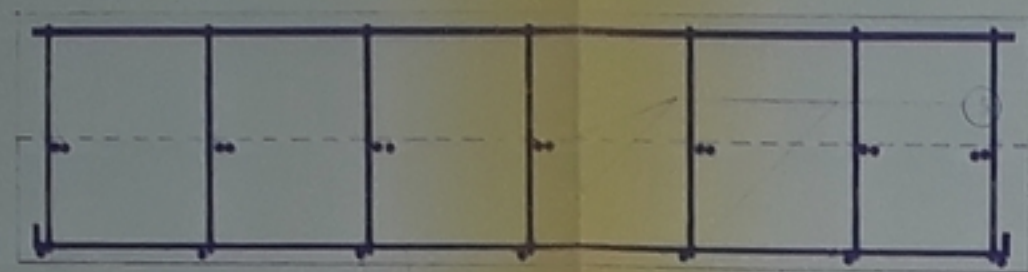
PERSPECTIVE SYSTEME DE MONTAGE



DETAIL 1 (Echelle: 1/5)

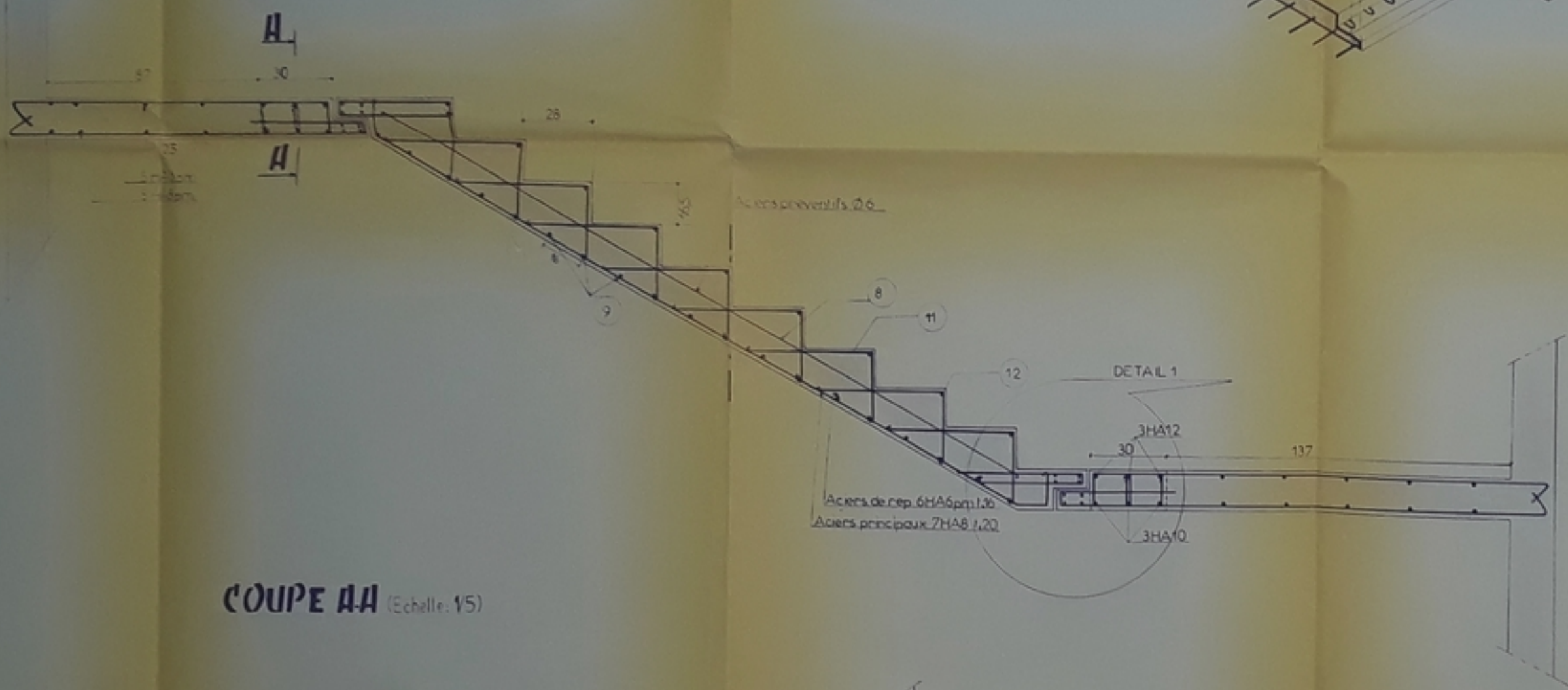


COUPE DROITE MONTRANT LA DISPOSITION D'ARMATURE LE LONG DE L'ENMARCHEMENT 1/5



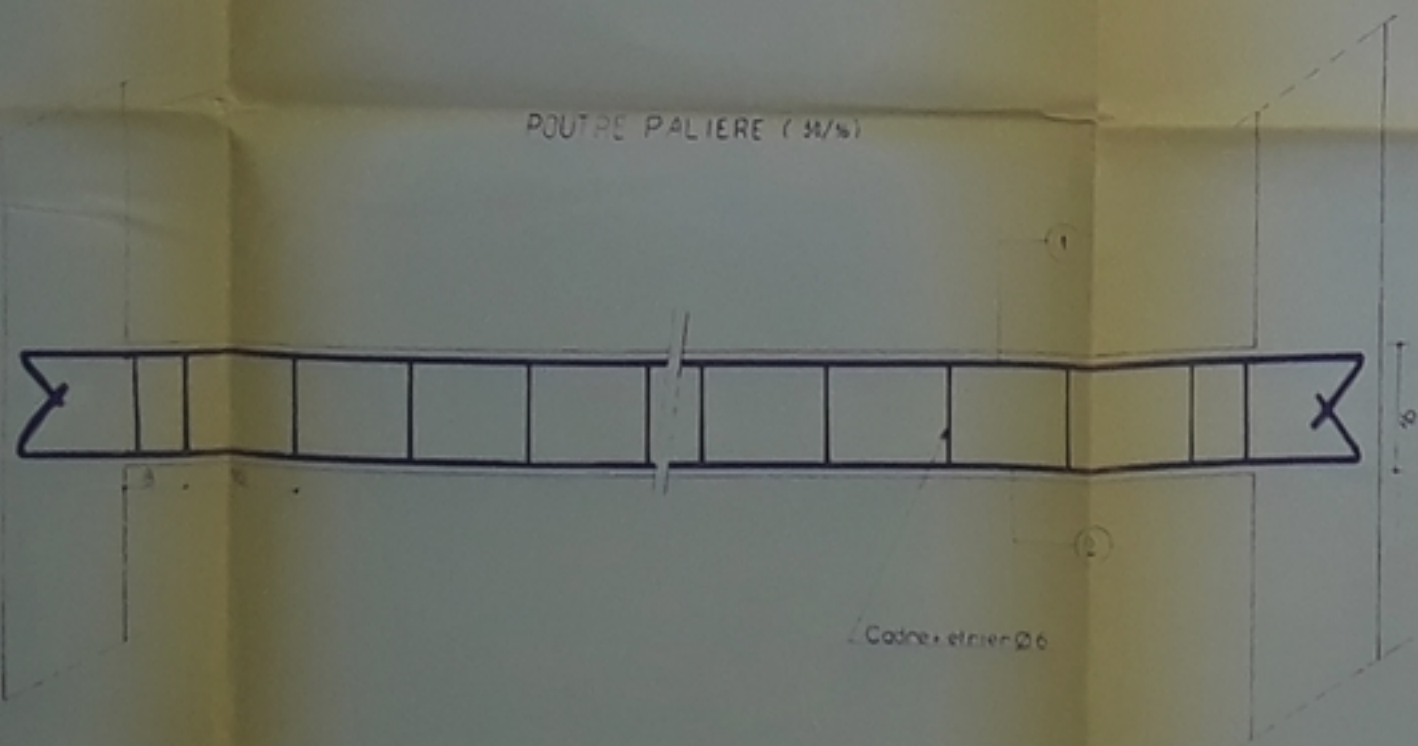
6HA6pm
7HA8

ESCALIER D'ETAGE COURANT



COUPE AA (Echelle: 1/5)

POUTRE PALIER (3/5)



Cadre etrier 2.6

NOMENCLATURE DES ACIERS

N°	Ø	Len	Lin	FACONLIGE
1	HA12	9	295	
2	HA7	9	295	
3	HA8	6	110	
4	HA8	6	100	
5	HA5	20	270	
6	HA6	16	80	
7	HA6	7	295	
8	HA6	20	290	
9	HA6	16	126	
10	HA8	20	40	
11	HA6	20	75	
12	HA10	20	120	

NOTA: Béton dose à 350 kg/m³ CPA 325 kg/m³ Cas. 2806
 Acier T HA Cas. 4200b
 Acier 6HA Cas. 2806

OPERATION 1850 LOGEMENTS

COFFRAGE FERRAILLAGE
des ESCALIERS

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET D'ETUDES GENERALES

BEREG 27 rue MEROUICHE Mohamed Hussein-Dry ALGER Tél 77 31 30 49/50

Arch	Ing. BOUZIANE	Télex 53 494 BEREG OZE
Approuvé	Echelle: 1/5	Codification
Date	PLAN N°	Observations

80 063/85

