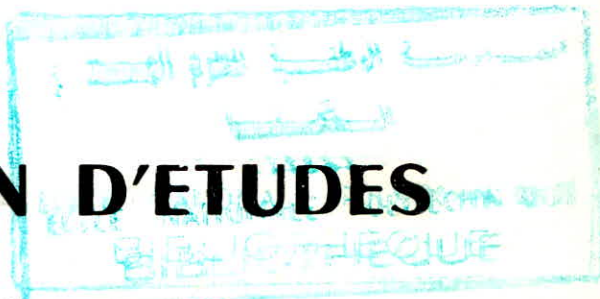


1ey

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE_CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES



S U J E T

ETUDE D'UN HOTEL

(R + 4)

STRUCTURE: Portiques_Voiles

Proposé par :

Etudié par : **Issiakhem.A** Dirigé par : **Mr Abed Lahlouh.El_h**

PROMOTION : **Juin 85**

DEDICACES

Nous dédions ce modeste travail à :

- Nos parents à qui nous devons tout
- Nos frères et sœurs en leur souhaitant bonheur, prospérité et réussite
- Tous nos professeurs de l'E.N.P.A
- Nos amis

* Remerciements *

Que M^E ABED trouve ici l'expression de nos remerciements et de notre profonde gratitude pour son inestimable contribution à l'élaboration de notre mémoire de fin d'études.

Nous ne pouvons ignorer combien nous ont été utiles les autres personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'accomplissement de ce projet de fin d'études

Nous nous adressons particulièrement à :

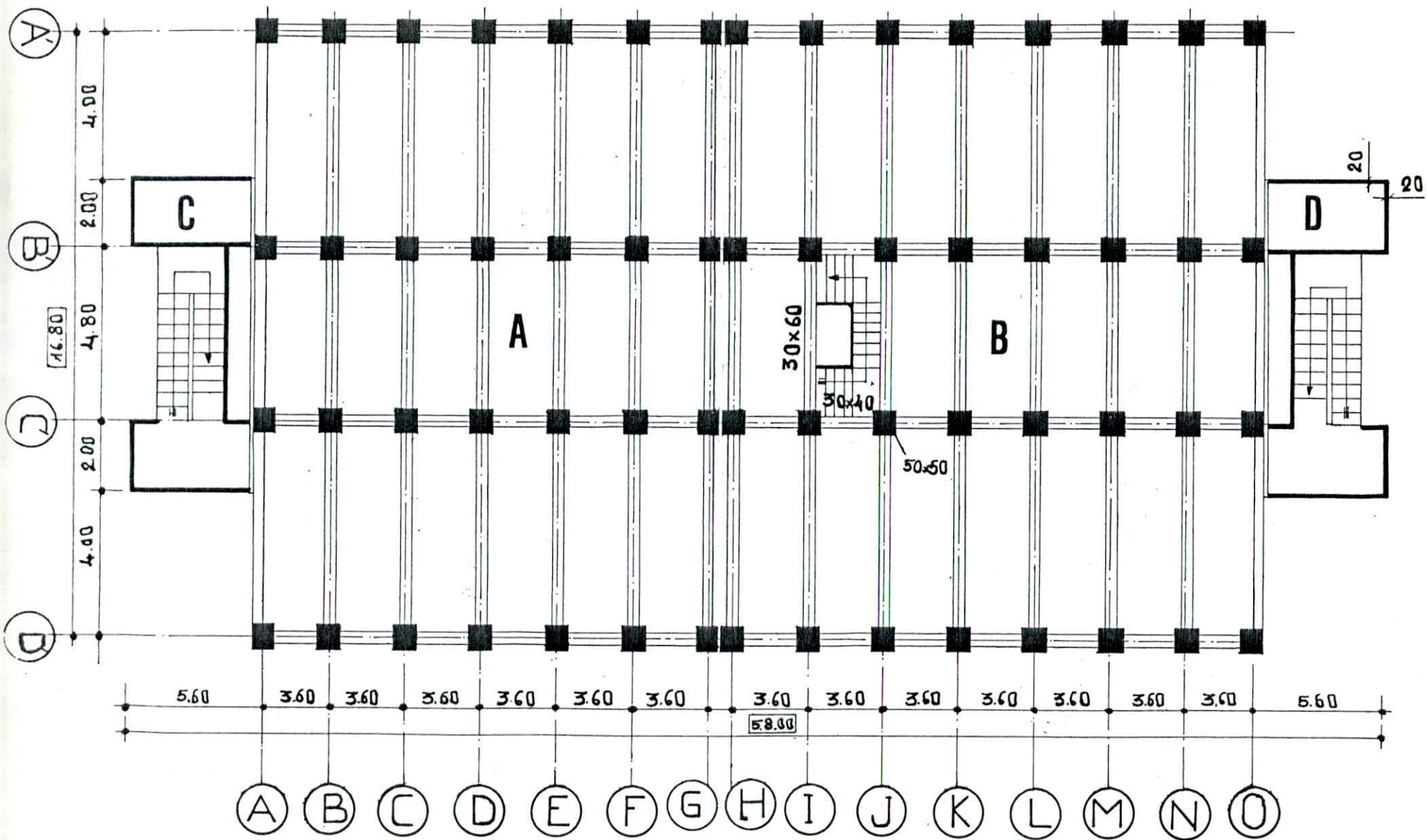
M^E MUTLO (Ingénieur au C.T.C)

M^E DOMASZEWSKI (Ingénieur au C.T.C)

M^E ALPTKIN (Ingénieur au C.T.C)

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que toute l'administration de l'E.N.P.A.

Les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail



VUE EN PLAN

_ INTRODUCTION _

Des modifications ont été apportées aux plans initiaux établis par l'architecte :

Ainsi, vu l'importance de la longueur de l'ouvrage ($L = 58 \text{ m}$), nous l'avons divisé en trois (03) blocs.

Un (01) bloc central ($L_1 = 47 \text{ m}$) lui-même divisé en deux (02) blocs séparés par un joint de dilatation

Les deux (02) autres constitués essentiellement des cages d'escaliers de secours ont été séparés du reste de la structure par un joint parasismique exigé par le R.P.A. 81 et dont nous donnerons les justifications ultérieurement.

Pour la partie centrale de l'ouvrage, les planchers prévus en dalles pleine de 20 cm d'épaisseur ont été remplacés par un plancher à corps creux et poutrelles avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Nous avons opté pour ce type de plancher car nous jugeons que les surcharges sont modérées, de plus les portées sont relativement faibles (3,6 m)

Pour le local-machine et chaufferie, nous avons opté pour une dalle de 15 cm d'épaisseur vu l'importance des surcharges (recommandé par les D.T.U)

Le contreventement, initialement prévu en voiles et portiques (mixte) a été remplacé par des portiques autostables et ce après un calcul préliminaire de l'excentricité entre le centre de torsion et de masse (pour le bloc A, le calcul a donné une excentricité $e_{\text{ex}} = 5 \text{ m}$ dans le sens longitudinal et vu la faible hauteur de l'ouvrage ($h = 21,30 \text{ m}$))

Les blocs C et D, comme nous l'avons dit précédemment, sont constitués par les cages d'escaliers de secours, ils sont constitués de dalles de 15 cm d'épaisseur et leur contreventement

est assuré par des voiles de 20 cm d'épaisseur

On a adopté ce type de contreventement, vu leur forme et leur grande flexibilité (dimensions en plan relativement petites par rapport à la hauteur)

Ces blocs ont été séparés du reste de la structure par des joints parasismiques car ils présentent des caractéristiques dynamiques et constructives différentes de celles du bloc central

Enfin, les dimensions des poteaux qui étaient de $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ sont remplacées par des poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ à partir du 2^e étage la section des poteaux sera de 40×40

Caracteristiques Mecaniques Des Materiaux

5

Béton

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 325 à contrôle atténué. Les dimensions des granulats varient entre 5 et 25 mm

La résistance nominale de compression à 28 jours $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$

La résistance nominale de traction à 28 jours $\bar{\sigma}'_{28} = 7 + 0,06 \bar{\sigma}'_{28} = 23,2 \text{ bars}$

* Contrainte de compression admissible (C.C.B.A 68. art. 9.4)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot S \cdot E \cdot \bar{\sigma}'_{28}$$

$\alpha = 1$: ciment C.P.A 325

$\beta = 5/6$: contrôle atténué

$\delta = 1$: Coefficient qui est fonction de l'épaisseur minimale des pièces et des dimensions des granulats (dans notre cas $h_m > 4 C_g$)

S : dépend de la nature des sollicitations

S = 0,3 en compression simple

S = 0,6 en flexion simple et en flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

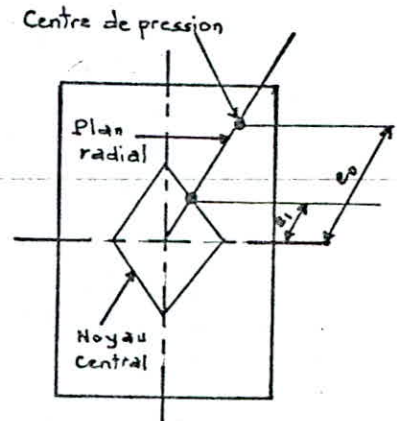
S = S_1 si $S_1 < 0,6$ | En flexion composée lorsque l'effort normal est une compression

S = 0,6 si $S_1 \geq 0,6$ |

avec : $S_1 = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$

e_0 : Excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au Centre de gravité du béton seul

e_1 : Rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression



E = 1 En compression simple quel que soit la forme de la section ou en flexion pour section rectangulaire

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas

Remarque : $S(SP_2) = 1,5 S(SP_1)$

* Contrainte de traction de référence (Art. 9.5 C.C.B.A 68)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} \quad \alpha, \beta, \gamma \text{ définis précédemment}$$

$$\theta = 0,018 \cdot \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0258 \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

Valeurs numériques des contraintes

1. Compression simple

$$\text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot \frac{3}{6} \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_{b0} = 102,8 \text{ kg/cm}^2$$

2. Flexion simple ou flexion composée avec traction pour les sections rectangulaires

$$\text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

3. Traction

$$\text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_b = 8,9 \text{ kg/cm}^2$$

Déformations (Art. 9.6 C.C.B.A 68)

$$\text{Module de déformation instantané } E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} = 378000 \text{ bars}$$

$$\text{Module de déformation de longue durée } E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 126000 \text{ bars}$$

Acier

1. Acier doux FeE24

$$\varnothing \leq 20 \text{ mm} \longrightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}''_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

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

2. Acier à haute adhérence FeE40

$$\varnothing \leq 20 \text{ mm} \longrightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing > 20 \text{ mm} \longleftarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en}$

$\phi \leq 20 \text{ mm} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\phi > 20 \text{ mm} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$

sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$

3- Treillis soudé

$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$

$\phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton

La valeur de la contrainte de traction des armatures est limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes

$$\bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad (\text{contrainte de fissuration systématique})$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad (\text{contrainte de fissuration accidentelle})$$

ϕ : diamètre nominal de la plus grande barre tendue (en mm)

η : coefficient de fissuration $\eta = 1$ acier doux

$\eta = 1,6$ acier H.A

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

$k = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

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

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ % de fissuration

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

$$B_f = 2 b d$$

Charges Et Surcharges

6

CHARGES PERMANENTES

	kg / m ²
- PLANCHER TERRASSE	
. Gravillon (protection étancheite) -----	60
. Etancheite multicouche -----	10
. Forme de pente (épaisseur moyenne 6 cm) -----	120
. Isolation (liege) 4 cm -----	16
. Ecran parevapeur -----	5
. Dalle de compression + corps creux (16+4) -----	265
. Enduit de platre (2 cm) -----	20
	<hr/>
	G ≈ 500

- PLANCHER ETAGE COURANT

. Carrelage (2 cm) -----	44
. Mortier de pose (2 cm) -----	40
. Sable (1 cm) -----	18
. Dalle de compression + corps creux (16+4) -----	265
. Faux plafond -----	50
. Cloisons légères -----	75
	<hr/>
	G ≈ 500

- PLANCHER R.D.C

. Carrelage (2 cm) -----	44
. Mortier de pose (2 cm) -----	40
. Sable (1 cm) -----	18
. Dalle de compression + corps creux (16+4) -----	265
. Cloisons légères -----	75
	<hr/>
	G ≈ 450

On note la présence d'un local machines, ainsi qu'un patio et une chaufferie

- PATIO

	kg/m ²
. Terre végétale (20 cm) -----	240
. Lit de gravier (5 cm) -----	90
. Lit de gravillon (4 cm) -----	72
. Lit de sable (2 cm) -----	36
. Etancheite multicouche -----	10
. Chape en ciment (ep. moy. 4 cm) -----	40
. Forme de pente (2 cm) -----	80
. Isolation liege (2 cm) -----	8
. Pare vapeur -----	5
. Dalle de compression + corps creux -----	265
. Faux plafond -----	50
	<hr/>
	G = 900

- LOCAL MACHINES

. Dalle en B.A (15 cm) -----	375
. Faux plafond -----	50
	<hr/>
	G = 425

- CHAUFFERIE

. Dalle en B.A (15 cm) -----	375
. Revêtement + étancheite -----	100
	<hr/>
	G = 475

- CLOISONS LOURDES (Murs INTERIEURS)

. Cloisons de briques creuses de 10 cm -----	140
. Vide de 5 cm pour isolation -----	/
. Cloison de briques creuses de 10 cm -----	140
. Enduits -----	45
	<hr/>
	G = 325

Si l'on considère 25% de vide on aura $G \approx 244 \text{ kg/m}^2$

SURCHARGES D'EXPLOITATION

- TERRASSE INACCESSIBLE (sauf entretien) $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- PLANCHER ETAGE COURANT (sauf 1^{er} etage)
 - . Chambres $P = 175 \text{ kg/m}^2$
 - . Couloir $P = 250 \text{ kg/m}^2$
 - . Escaliers $P = 400 \text{ kg/m}^2$
- PLANCHER DU 1^{er} ETAGE
 - . On note la présence de locaux fréquentés par une grande foule tels que (restaurants, buffets) $P = 400 \text{ kg/m}^2$
 - . Escaliers $P = 400 \text{ kg/m}^2$
- PLANCHER R.D.C
 - . Presence de locaux tels que (buanderie, chaufferie, boutique $P = 400 \text{ kg/m}^2$
- LOCAL MACHINE $P = 750 \text{ kg/m}^2$
- PATIO
 - . Surcharge due au poids d'une personne $P = 100 \text{ kg/m}^2$

1°) POUTRES PRINCIPALES (sens transversal)

La portée maximale des poutres est $L = 6m$

Le prédimensionnement de la largeur (b) et la hauteur (h_t) se fait suivant les conditions suivantes

$$\left\| \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \right.$$

$$\left. \left\| 0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \right. \right.$$

On opte pour les poutres de dimensions $(b \times h_t) = 30 \times 60$

Les prescriptions relatives au coffrage des poutres citées par l'article (4.2.1.2) du R.P.A 81 sont toutes satisfaites, à savoir :

- * $b \geq 20 \text{ cm}$ en zone II
- * $h \geq 30 \text{ cm}$
- * $h/b \leq 3$

2°) POUTRES SECONDAIRES (sens longitudinal)

Ce sont des chaînages horizontaux

On adoptera comme dimensions $(b \times h_t) = 30 \times 40$ pour tenir compte des efforts sismiques

3°) POTEAUX

Ils sont dimensionnés en utilisant le processus descente de charges

La section des poteaux est déterminée par le critère de résistance à la compression simple du béton seul, à savoir

$$S \geq \frac{N}{\sigma'_{bo}}$$

Ou bien à partir de la formule donnée par le complément du

P.S 69

$$A \geq k \cdot \frac{N'}{\sigma'_{28}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 4 \text{ en zone II} \\ \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Les dimensions des poteaux seront $(b_1 \times h_1) = 50 \times 50$

Au dessus du 1^{er} étage on prendra une section de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Le coffrage des poteaux vérifie les conditions de l'article (4.2.1.1) du R.P.A 81

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II

- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$

- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h}{20}$

4°) PLANCHERS

Les planchers à corps creux présentent des qualités économiques du côté des matériaux et de l'exécution sans oublier que c'est un plancher à surcharges modérées

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante

$$h_t \geq \frac{l}{22,5} \quad l: \text{portée libre de la poutrelle}$$

$$h_t \geq \frac{330}{22,5} = 14,7$$

On opte pour un plancher 16 + 4

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$h_o = 4 \text{ cm}$$

La poutrelle présente un talon de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$

La distance entre axes des poutrelles est $l_n = 65 \text{ cm}$

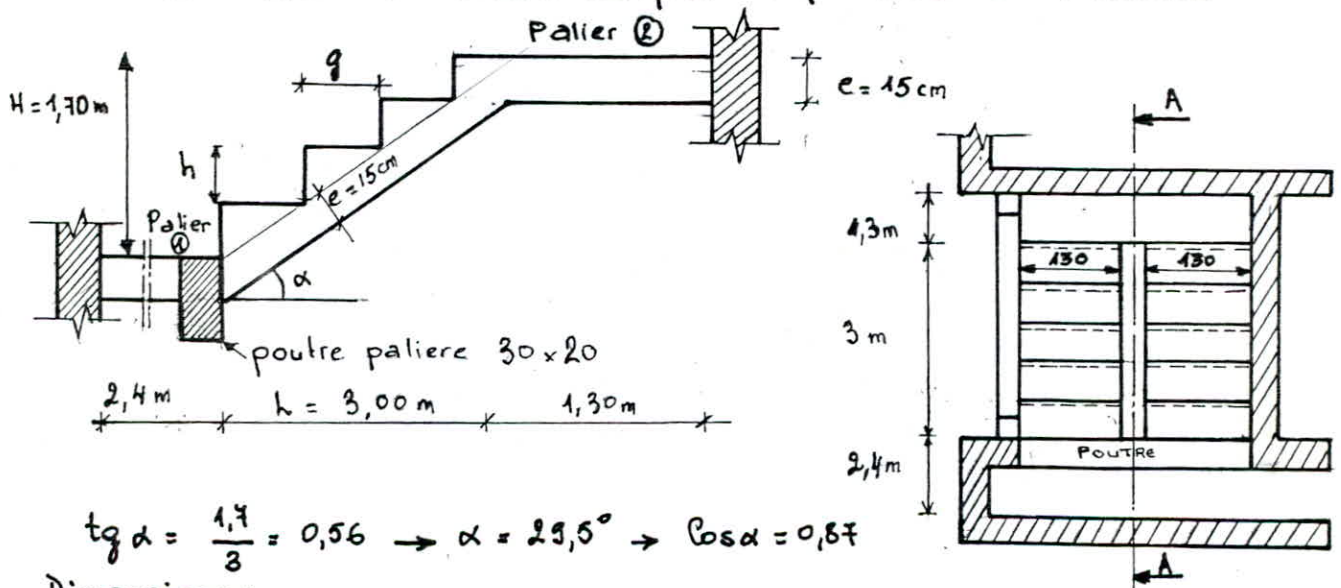
CALCUL DES ELEMENTS

Trois types d'escaliers sont prévus dans notre ouvrage ; il s'agit de :

- Escaliers de secours
- Escalier Central
- Escalier restaurant.

ESCALIER DE SECOURS

C'est un escalier à double palier, la valeur de l'embranchement a été fixé par l'architecte, alors que les dimensions de la marche et de la contre-marche doivent vérifier la formule de BLONDEL



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,7}{3} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,5^\circ \rightarrow \operatorname{Cos} \alpha = 0,87$$

Dimensions :

- Epaisseur de la paillasse et des paliers $e = 15 \text{ cm}$
- Nombre de marche = 10
- Hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$
- Giron $g = 30 \text{ cm}$

$$g + 2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \rightarrow \text{formule de BLONDEL Verifiée}$$

Charges et surcharges

• Paillasse : $\frac{0,15}{0,87} \cdot 2600 = 431 \text{ kg/m}^2$

• Marches : $2200 \cdot \frac{0,17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$

• Revêtement $\frac{84 \text{ kg/m}^2}{G = 702 \text{ kg/m}^2}$

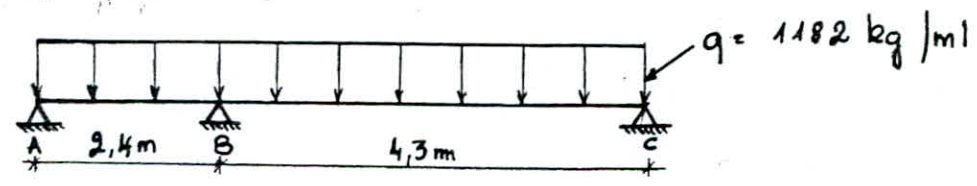
Surcharge majorée $S = 1,2 P = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 Charge totale : $q = G + 1,2 P = 702 + 480 = 1182 \text{ kg/m}^2$

• Palier :

pois propre : $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
 revêtement : 102 -
 $G = 477 \text{ kg/m}^2$

Surcharge majorée $S = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 Charge totale $q' = G + 1,2 P = 477 + 480 = 957 \text{ kg/m}^2$

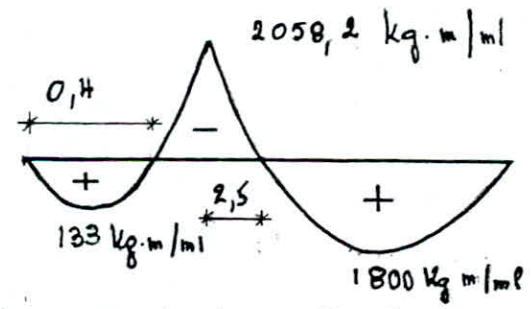
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur et pour une charge totale de $q = 1182 \text{ kg/ml}$



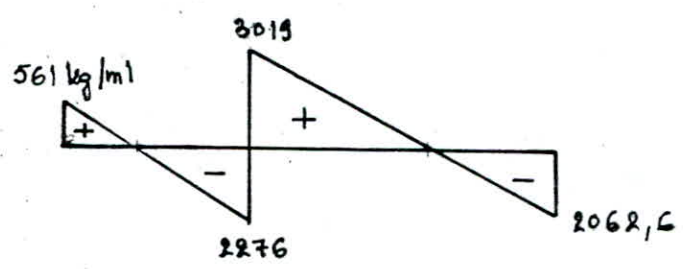
• Efforts :

Methode des 3 moments $\rightarrow M_B = 2058,2 \text{ kg.m/ml}$

• Diagramme des moments



• Diagramme des efforts tranchants



• Ferrailage

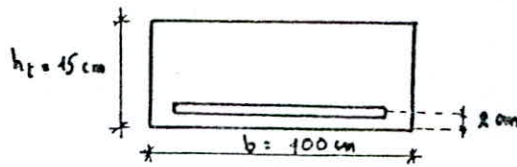
Paillasse et palier
 - En travée
 $b \times h_E = 100 \times 15$

$$M_E = 1800 \text{ kg.m/ml}$$

$$h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = 0,42$$

$$\bar{\delta} = 0,96$$



$$M_{rb} = 4 \cdot 181,4 \text{ kg.m} > M_E = 1800 \text{ kg.m} \rightarrow A' = 0$$

Dans ce cas :

$$A = \frac{M_E}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{1800 \cdot 10^2}{0,96 \cdot 13 \cdot 2800} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\text{eff}} = 8 \text{ T}10/\text{ml} \quad (A = 6,28 \text{ cm}^2)$$

espacement $e = 12,5 \text{ cm}$

- Armature de repartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,28}{4} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{r,\text{eff}} = 4 \text{ T}8/\text{ml} \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

espacement $e = 25 \text{ cm}$

- Sur appuis

$$M = 2058,2 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{rb} = 4181,4 > M = 2058,2 \text{ kg.m/ml} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = 6,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\text{eff}} = 9 \text{ T}10/\text{ml} \quad (A = 7,06 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

espacement $e = 12,5 \text{ cm}$

• Verifications

1. Condition de non-fragilite

$$A \geq b \cdot h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ Verifiée}$$

2. Condition de non-fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{8\phi} = \frac{A}{2db} = \frac{7,06}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,01765$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3600,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3600,5 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Verifiée})$$

3. Aciers transversaux

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3019}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_s = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Dans ce cas les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4. Condition d'appui

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 3019 + \frac{-2058,2 \cdot 100}{7/8 \cdot 13} < 0 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

5. Vérification de la flèche

La vérification préliminaire n'est pas satisfaite

On calcule donc la flèche suivant les méthodes usuelles de R.D.M

La flèche est donnée par :

$$f = \frac{M l^2}{10 E_v \cdot I_f}$$

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

I_t : moment d'inertie de la section totale rendue homogène

Les coefficients λ , μ sont donnés par :

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{w}} \quad (\text{Charges permanentes})$$

$$\mu = 1 - 5 \frac{\bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

A.N.:

$$I_t = \frac{b h_t^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\bar{w} = \frac{A}{b h} = \frac{6,28}{100 \cdot 15} = 4,18 \cdot 10^{-3}$$

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

$$\text{Module de déformation: } E_v = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_i} = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 1,28} = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{5,9}{180 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right) \cdot 4,18 \cdot 10^{-3}} = 1,365$$

$$\mu = 1 - 5 \frac{5,9}{4 \cdot 4,18 \cdot 10^{-3} \cdot 2800 + 3 \cdot 5,9} = 0,587$$

$$I_f = \frac{28125}{1 + 1,365 \cdot 0,587} = 15614 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{1800 \cdot 10^2 \cdot 300^2}{10 \cdot 12600 \cdot 15614} = 0,82 \text{ cm}$$

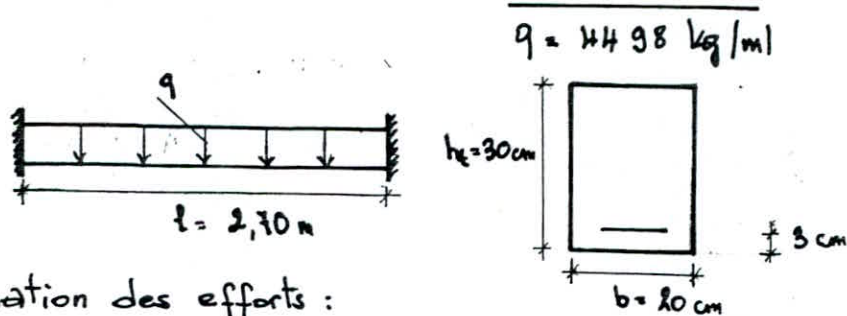
La flèche admissible (Recommandations du C.T.C)

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{300}{300} = 1 \text{ cm} \quad \text{on a bien } f < \bar{f}$$

Calcul de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre 150 kg/ml
- Reaction du palier 861 kg/ml
- Reaction de la pailleasse 3487 kg/ml



Détermination des efforts :

Pour le calcul on tient compte d'un seul encastrement.

- Moment en travée $M_t = q \frac{l^2}{10} = 3279 \text{ kg.m}$
- Moment sur appui $M_a = q \frac{l^2}{20} = 1640 \text{ kg.m}$
- Effort tranchant $T = q \frac{l}{2} = 4498 \frac{2,7}{2} = 6072 \text{ kg}$

Ferraillage :

$$\bar{\alpha} = 0,42 \rightarrow y = \bar{\alpha} h = 11,34 \text{ cm}$$

$$\bar{\delta} = 0,86$$

$$M_{r,b} = 3607 \text{ kg.m}$$

Armatures en travée

$b \cdot h_c / h$	Moments (kg.m)	μ	K	ϵ	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²) Calcul	A (cm ²) Adopté
20.30/27	$M_t = 3279$	0,1204	21,9	0,8645	127,8	5,01	2HA14 + 2HA12 = 5,34
	$M_a = 1640$	0,0602	34,2	0,9994	81,8	2,41	2HA14 = 3,08

Vérifications diverses :

- Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- Effort tranchant (Armatures transversales)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6072}{20 \cdot 7/8 \cdot 27} = 12,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{f}_{at} = f_{at} \cdot \gamma_{en} \quad (\text{Acier HA: } \gamma_{en} = 1,25 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_{at} = \frac{2}{3} \quad \text{reprise de betonnage}$$

$$\bar{f}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 127,8 > \bar{f}'_{bo} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{f}'_{bo}}\right) \bar{f}_b = 15,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{Cadres droits}$$

soit un cadre T8

Espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{f}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 7/8 \cdot 27 \cdot 2800}{6072} = 11 \text{ cm}$$

Espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{f}_b}\right) \\ 0,2h \end{array} \right. = 9 \text{ cm}$$

$$\text{soit } t_0 = \bar{t} = 9 \text{ cm}$$

Conditions aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{f}'_{bo}} = 8,86 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + r)$$

$$\left. \begin{array}{l} a : \text{largeur du voile} = 20 \text{ cm} \\ r : \text{rayon de courbure} = 5,5 \phi = 7,7 \text{ cm} \\ d : 3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow c = 20 - (3 + 7,7) = 9,3 \text{ cm}$$

on a bien

$$c > \frac{2T}{b \cdot \bar{f}'_{bo}}$$

Calcul du crochet

$$\bar{f}_a = \frac{T}{A_L} = 1137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Longueur de scellement droit } l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{f}_a}{\bar{\sigma}_d} = 59 \text{ cm}$$

$$\text{largeur d'appui} = 20 \text{ cm}$$

$$c + l_d + r + d = 9,3 + 59 + 7,7 + 3 = 79 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$$

crochet nécessaire

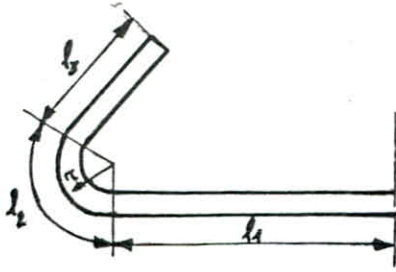
Pour un ancrage à 45° on doit avoir

$$l_1 + 2,56 l_3 \geq l_d - 3,92 r$$

$$l_1 = a - c - d = 20 - 9 - 3 = 8 \text{ cm d'où}$$

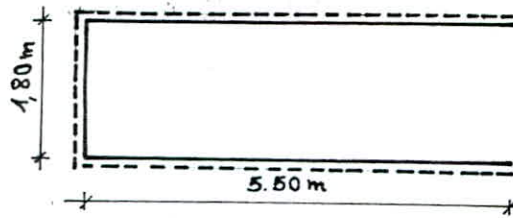
$$l_3 = \frac{l_d - 3,92 r - l_1}{2,56} = \frac{59 - 3,92 \cdot 7,7 - 8}{2,56} = 8,13 \text{ cm}$$

Soit $l_3 = 10 \text{ cm}$



Etude du palier

Le palier est calculé comme une dalle appuyée sur 3 côtés



Charges et surcharges

Le palier est soumis uniquement à son poids propre ainsi qu'à la surcharge d'exploitation. La réaction de la paillasse étant reprise par la poutre palière

$$\text{Donc } q = G + 1,2 P = 957 \text{ kg/m}^2$$

Sollicitations (selon la théorie des lignes de rupture) :

$$M_x = q \frac{l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q \frac{l_x^3}{8} = 2364 \text{ kg.m}$$

$$M_y = p \frac{l_x^3}{24} = 232 \text{ kg.m}$$

Ferraillage (tableau de CHARRON)

$b \times h_t / h$	Moments (kg.m)	μ	K	E	r'_b (kg/cm ²)	A (cm ²) calcul	A Adopte	e (cm)	
100x15/13	M_x	2364	0,0749	29,9	0,8884	94	7,31	7HA12=7,96	14
	M_y	232	0,0074	114	0,9612	25	0,66	3HA6=0,84	30

Verifications

- Contraintes Normales

b = 100 cm	Acier (cm ²)	M (kg.m)	h (cm)	z (cm)	I . 10 ³ (cm ⁴)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
X-X	7,86	2364	12,4	4,5	10,489	101,4	137	2670,2	2800
Y-Y	0,84	232	12,7	1,66	1,688	22,81	137	2275,5	2800

• Condition de non-fragilité

- Sens X-X

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \frac{2 - \rho}{2} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 12,4 \cdot \frac{2 - 0,34}{2}$$

$$A = 0,99 \text{ cm}^2$$

- Sens Y-Y

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \frac{1 + \rho}{4} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Verifiées

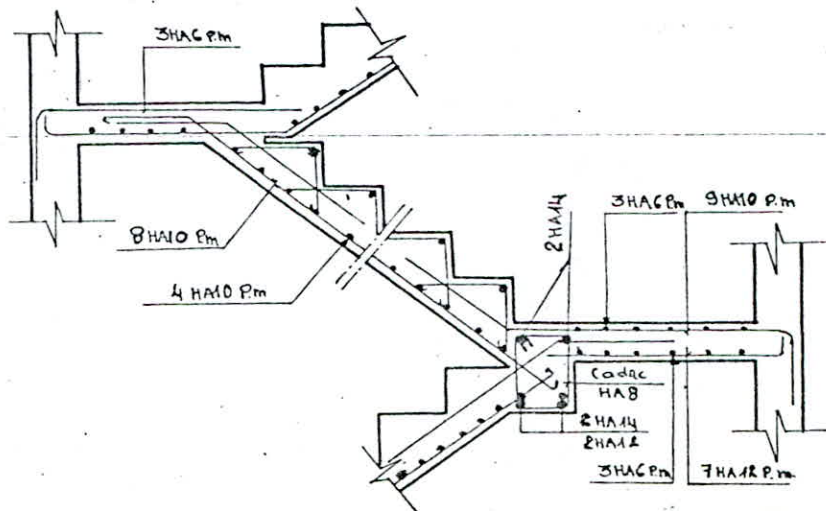
• Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \left(\frac{A}{B_f} \right)_{\min} = \frac{0,84}{2 \times 100 \times 2,3} = 1,82 \cdot 10^{-3} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 715 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3687 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

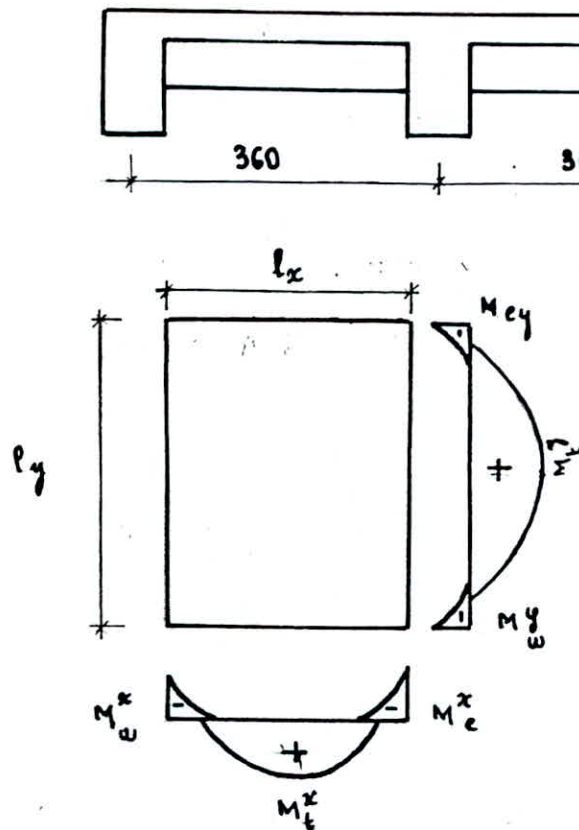
• Appui

A l'appui on disposera une section d'armature forfaitaire vérifiant la condition de non-fragilité et celle de non-fissuration soit donc : 3 HA 6 / ml



Dalle De La Chaufferie

1°) COFFRAGE



$$l_x = 3,6 - 0,3 = 3,3 \text{ m}$$

$$l_y = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ m}$$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{le}$$

panneau travaille dans les 2 sens

2°) EVALUATION DES EFFORTS

Charges permanentes

$$G = 475 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation

$$P = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{P}{G} = \frac{400}{475} = 0,8 < 2$$

(Art. 55.1 C.C.B.A. 68)

Sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre $q_1 = G + 1,2 P = 955 \text{ kg/m}^2$

Sollicitation totale pondérée du 2^{em} genre $q_2 = G + 1,5 P = 1075 \text{ kg/m}^2$

Les contraintes admissibles sont majorées dans ce cas de 50%

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{1075}{955} = 1,13 < 1,5 \rightarrow \text{la sollicitations } q_2 \text{ ne sera pas envisagée}$$

MOMENTS ISOSTATIQUES

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_1 \cdot l_x^2 = 0,0884 \cdot 955 \cdot (3,3)^2 = 921 \text{ kg.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,4 \cdot 921 = 368 \text{ kg.m}$$

En tenant compte de la continuité les moments en travée et appuis seront choisis de façon à vérifier la condition :

$$M_t(x,y) + \frac{M_{(x,y)}^w + M_{(x,y)}^e}{2} \geq 1,25 M_0(x,y)$$

• Suivant x-x : $M_{tx} + \frac{M_x^e + M_x^w}{2} \geq 1,25 M_{0x}$
soit :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 783 \text{ kg.m}$$

$$M_x^e = 0,5 M_{0x} = 461 \text{ kg.m}$$

$$M_x^w = 0,3 M_{0x} = 276 \text{ kg.m}$$

• Suivant y-y : $M_{ty} + \frac{M_y^e + M_y^w}{2} \geq 1,25 M_{0y}$
soit :

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 276 \text{ kg.m}$$

$$M_y^e = M_y^w = M_x^w = 276 \text{ kg.m}$$

3°) FERRAILLAGE

- a) Choix des aciers et espacements

• Le diamètre des barres doit vérifier la relation

$$\phi \leq \frac{ht}{10} \quad (\text{Art 29.14 c.c.B.A 68})$$

soit dans notre cas $\phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

• L'enrobage e doit vérifier $\begin{cases} e \geq 1 \text{ cm (Lieu protégé) (Art. 143)} \\ e \geq \phi \quad (\text{Art. 29, 13}) \end{cases}$

• L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes. (Pour les charges uniformément réparties)

- Suivant l_x $t \leq \min(3 h_t, 33 \text{ cm})$

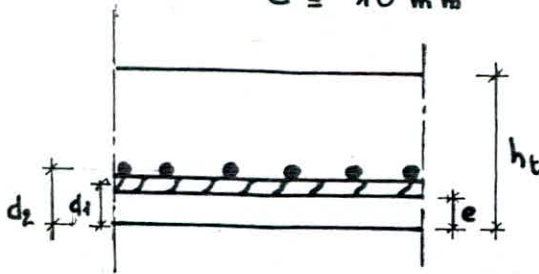
- Suivant l_y $t \leq \min(4 h_t, 45 \text{ cm})$

soit dans notre cas

- Suivant l_x $t \leq 33 \text{ cm}$

- Suivant l_y $t \leq 45 \text{ cm}$

b) Détermination des hauteurs utiles

On adopte $\phi_{\max} = 8 \text{ mm}$ $e = 10 \text{ mm}$ 

$$h_u = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 15 - 1 - 0,4 = 13,6 \text{ cm}$$

$$h_u = h_t - e - \frac{3}{2} \phi = 15 - 1 - \frac{3}{2} \cdot 0,8 = 12,9 \text{ cm}$$

e) Calcul des armatures

• Armatures supérieures

- suivant x-x

$$* M_x^e = 461 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{P}_a b h_u^2} = 0,0186 \rightarrow \begin{cases} k = 68 \\ \varepsilon = 0,9398 \end{cases}$$

$$\bar{P}'_b = \frac{\bar{P}_a}{k} = 41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{P}'_b$$

$$A_x^e = \frac{M}{\bar{P}_a \cdot \varepsilon \cdot h_u} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5 T6 / ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2$) $t = 20 \text{ cm}$

$$* M_x^w = 276 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0080 \rightarrow \begin{cases} k = 109 \\ \varepsilon = 0,9597 \end{cases}$$

$$\bar{P}'_b = \frac{\bar{P}_a}{k} = 26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{P}'_b$$

$$A_x^w = \frac{M}{\bar{P}_a \cdot \varepsilon \cdot h_u} = 0,76 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 T6 / ml ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) $t = 25 \text{ cm}$ - suivant y-y $M_y^e = M_y^w = M_y^u = 276 \text{ kg.m}$ soit 4 T6 / ml ($t = 25 \text{ cm}$)

• Armatures inférieures

Nappe inférieure

$$M_{t_x} = 783 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0227 \rightarrow \begin{cases} k = 61 \\ \epsilon = 0,9342 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{t_x} = 2,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } 5 \text{ T8 /ml} \quad (A = 2,51 \text{ cm}^2)$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Nappe supérieure

$$M_{t_y} = 276 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,009 \rightarrow \begin{cases} k = 102 \\ \epsilon = 0,9573 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{t_y} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3 \text{ T8 /ml} \quad (A = 1,5 \text{ cm}^2)$$

$$t = 33 \text{ cm}$$

4°) VERIFICATIONS

4.1) Condition de non fragilité (Art 19.2 C.C.B.A 68)

Le pourcentage minimum d'acier de non fragilité est :

- Suivant x-x

$$\bar{w}_{t_x} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{2 - \rho}{2} = 7 \cdot 10^{-4}$$

- Suivant y-y

$$\bar{w}_{t_y} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1 + \rho}{4} = 4 \cdot 10^{-4}$$

On doit vérifier (Art 19,21 et 19,22 C.C.B.A 68) que :

$$A > \bar{w}_t b h$$

$$\frac{A}{b h_t} \geq \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} \quad \text{Acier HA, } \sigma_{en} \text{ (bars)}$$

- Suivant x-x

$$A^{\min} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = 7 \cdot 10^{-4} \cdot 100 \cdot 13,6 = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{b h_t} = 7,5 \cdot 10^{-4} > \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$$

• suivant y-y

$$A^{\min} = 1,13 > A = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 100 \cdot 12,8 = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{bh_t} = 7,5 \cdot 10^{-3} > 6 \cdot 10^{-4}$$

La condition de non fragilité est donc vérifiée

4-2) Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal isostatique est donné par les formules suivantes.

$$\text{- Au milieu de } l_x : T = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{3 l_y} = \frac{955 \cdot 3,3 \cdot 5,75}{3 \cdot 5,75} = 1051 \text{ kg}$$

$$\text{- Au milieu de } l_y : T = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{955 \cdot 3,3 \cdot 5,75}{2 \cdot 5,75 + 3,3} = 1224 \text{ kg}$$

Du fait de la continuité, l'effort tranchant sera majoré de 15% (cas de 2 travées)

$$T_{\max} = 1,15 \cdot 1224 = 1408 \text{ kg}$$

$$\tau_b^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1408}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13,6} = 1,2 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires

4-3) Vérification des appuis

$$\text{on a : } T_{\max} + \frac{M^{\min}}{z} < 0$$

Donc aucune vérification de la section des armatures inférieures et de leur ancrage n'est nécessaire

4-4) Vérification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot h}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 2477 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot h}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{w}_f = 0,9 \%$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$k = 1,6 \text{ (H.A)}$$

On a : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$

Le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en}$ reste valable (il n'y a pas de risque de fissuration)

4-5) Vérification à la fleche (Art 61,22 C.C.B.A 68)

La vérification à la fleche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont remplies

$$\bullet \frac{h_e}{l_{e2}} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{t22}}{M_{o22}} \quad \textcircled{1} \quad \text{avec } M_{t22} \geq 0,75 M_{o22}$$

$$\bullet \bar{w}_o = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad \textcircled{2}$$

$$\textcircled{1} \quad \frac{h_e}{l_{e2}} = \frac{15}{330} = 0,0455 > \frac{1}{20} \cdot \frac{783}{921} = 0,0425$$

$$\textcircled{2} \quad \bar{w}_o = \frac{2,51}{100 \cdot 13,8} = 0,0018 < 0,0048$$

5°) ARRÊT DES BARRES

5-1) Les armatures entravées dans chaque sens peuvent être arrêtées à raison de une sur deux

La longueur des barres arrêtées est égale à :

$$\bullet \text{ Suivant } x-x : 0,8 l_x = 2,65 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ Suivant } y-y : l_y - 0,2 l_x = 5,10 \text{ m}$$

Les barres non arrêtées doivent être ancrées au delà du contour d'appui de la dalle

5.2) Les armatures sur appui doivent être ancrées selon les prescriptions réglementaires (Art 30,7 C.C.B.A 68)

La longueur des chapeaux doit être égale à : $\max \begin{cases} l'_d \\ l_{x/s} (l_{y/s}) \end{cases}$
Avec :

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_b} = \frac{0,6}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 25 \text{ cm}$$

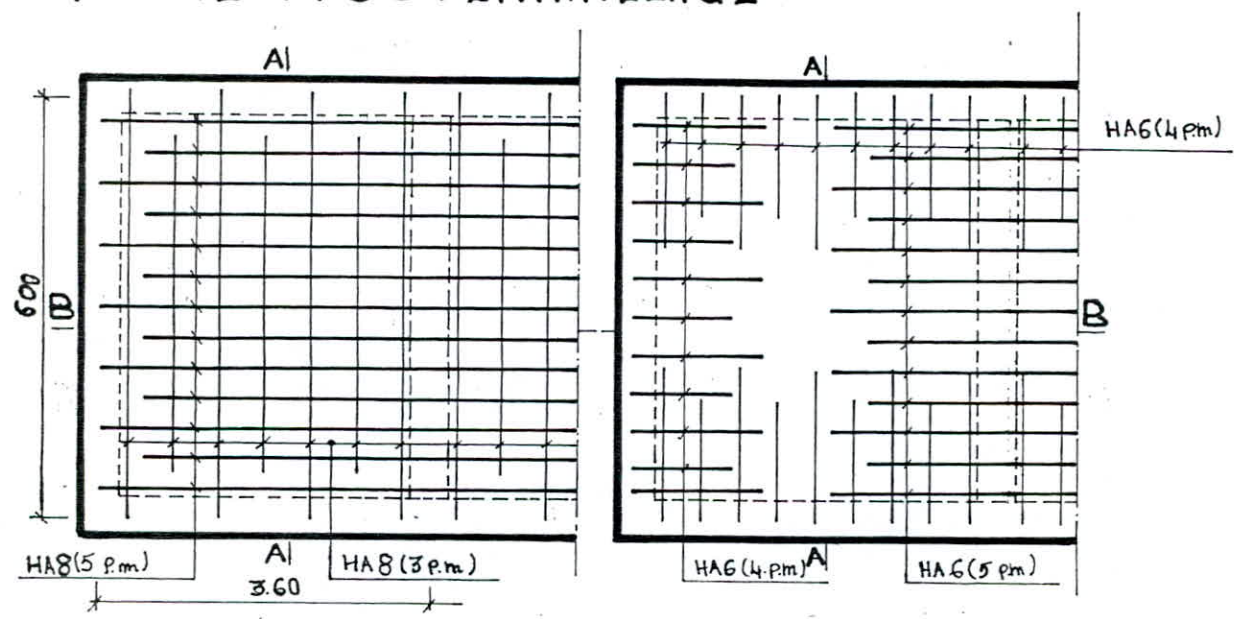
$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{x/s} = \frac{380}{5} = 76 \text{ cm}$$

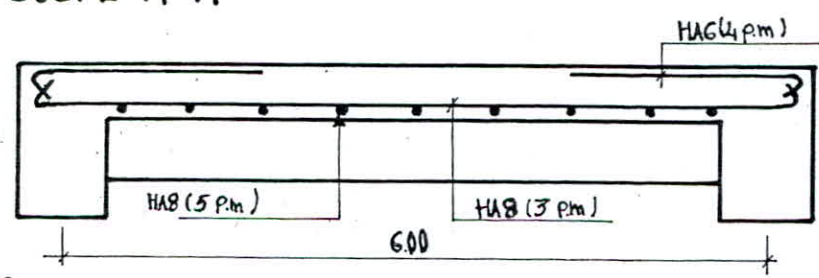
$$l_{y/s} = \frac{575}{5} = 115 \text{ cm}$$

La longueur des chapeaux sera donc $l = 70 \text{ cm}$ (sens x-x)
 $l = 115 \text{ cm}$ (sens y-y)

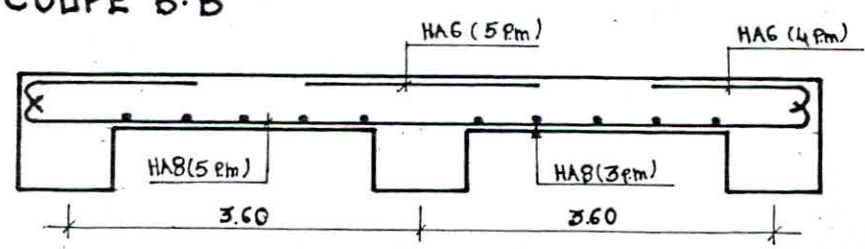
6°) SCHEMA DU FERRAILLAGE



COUPE A-A



COUPE B-B



ETUDE AU SEISME

INTRODUCTION

Pour le calcul des efforts horizontaux dans les éléments du contre-ventement des blocs A et B, on utilisera la méthode de MUTO basée sur la notion de rigidité de niveau et qui se prête bien au cas des contreventements par portiques.

ETAPES DE CALCUL

1°/ Calcul des raideurs des poutres et poteaux

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{h_e}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L}$$

I : inertie du poteau (resp. poutre)

h_e : hauteur du poteau considéré

L : portée de la poutre considérée

2°/ Calcul des coefficients \bar{K} et coefficients de correction a_j

Poteaux de rive				Poteaux intermediaires			
R. D. C		Etage Courant		R. D. C		Etage courant	
$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{\sum_1^4 K_i}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{\sum_1^4 K_i}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{\sum_1^3 K_i}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$
$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$		$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$		$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$		$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	

3°/ Calcul de la rigidite des poteaux

$$r_j^{(i)} = a_j \frac{12 E \cdot I}{h_{e_j}^3} = \frac{12 E}{h_{e_j}^2} a_j K_{P_j}^{(i)}$$

E : Module de Young longitudinal du béton armé

4°) Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques

• Sens longitudinal $R_{jz} = \sum_{i=1}^n r_{jz}^{(i)}$

• Sens transversal $R_{jy} = \sum_{i=1}^n r_{jy}^{(i)}$

5°) Calcul de la rigidité relative de l'étage "j"

• Sens longitudinal $R_{jz} = \sum_{l=1}^m R_{jz}^{(l)}$

• Sens transversal $R_{jy} = \sum_{l=1}^m R_{jy}^{(l)}$

Application

a) Sens longitudinal

Les poutres ont les mêmes dimensions pour les deux blocs

- Raideurs des poutres

$L = 3,6 \text{ m}$

$I_{\text{poutre}} = 16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$




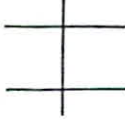
$K_{\text{poutre}} = 4,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

- Raideurs des poteaux

BLOC A	Niveaux	I	II	III	IV	V
	he (m)	3,4	4,08	3,57	3,57	3,57
	$I_{\text{poteau}} (10^{-4} \text{ m}^4)$	52,08	52,08	21,33	21,33	21,33
	$K_{\text{pot}} (10^{-4} \text{ m}^3)$	15,32	12,76	5,97	5,97	5,97

BLOC B	Niveaux	I	II	III	IV	V	
	he (m)	3,4	4,08	3,57	3,57	$\frac{K_1 \cdot h_1 \cdot h_2}{K_2 - K_1}$	Autres
						4	3,57
	$I_{\text{pot}} (10^{-4} \text{ m}^4)$	52,08	58,02	21,33	21,33	21,33	21,33
	$K_{\text{pot}} (10^{-4} \text{ m}^3)$	15,32	12,76	5,97	5,97	5,33	5,97

• Calcul des coefficients \bar{K} , a et la rigidité des poteaux $r_j^{(i)}$

BLOC A	Tous les portiques					
	File de rive			File intermédiaire		
	Poteaux 1 et 7			Poteaux 2 à 6		
NIVEAUX	I	II	III-IV-V	I	II	III-IV-V
Type de poteau						
\bar{K}	0,290	0,348	0,744	0,580	0,696	1,487
a_j	0,345	0,148	0,271	0,419	0,258	0,426
$K_p^{(i)}$ (10^{-4} m ³)	15,32	12,76	5,97	15,32	12,76	5,97
$r_j^{(i)}$ (t/m)	2074	515	576	2519	897	905

* NOTA : Nous ne détaillons pas le calcul pour le bloc B, on donnera uniquement les résultats finaux qui serviront par la suite dans nos calculs

BLOC B	Portiques A'-A' et D'-D'					
	File de rive			File intermédiaire		
	Poteaux 1 et 8			Poteaux 2 à 7		
NIVEAUX	I	II	III-IV-V	I	II	III-IV-V
$r_j^{(i)}$ (t/m)	2074	515	576	2519	897	905

BLOC B	Portiques B'-B' et e'-c'									
	File de rive					File intermédiaire				
	Poteaux 1 et 8					Poteaux 2 à 7				
NIVEAUX	I	II	III-IV	V ₁	V ₈	I	II	III-IV	V _{2,3,4}	V _{5,6,7}
$r_j^{(i)}$ (t/m)	2074	515	576	444	576	2519	897	905	686	905

- Rigidités relatives de niveau des portiques et d'étages
 On suppose que les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur.

BLOC A	rigidité	$R_{jz}^{A'}$	$R_{jz}^{B'}$	$R_{jz}^{C'}$	$R_{jz}^{D'}$	R_{je}
	Niveau					
	V - IV - III	5677	5677	5677	5677	22708
	II	5515	5515	5515	5515	22060
	I	16743	16743	16743	16743	66972

BLOC B	rigidite	$R_{jz}^{A'}$	$R_{jz}^{B'}$	$R_{jz}^{C'}$	$R_{jz}^{D'}$	R_{jz}
	Niveau					
	V	6582	5793	5793	6582	24750
	III - IV	6582	6582	6582	6582	26328
	II	6410	6410	6410	6410	25640
	I	19262	19262	19262	19262	77048

2) Sens transversal

- Raideurs des poutres

Travée ou console	A'-B' et C'-D'	B'-C'	e_1	e_2	e_3	e_4
L (m)	6	4,8	1,22	2,2	1,6	1
I poutre ($10^{-4} m^4$)	54	54	54	54	54	54
K poutre ($10^{-4} m^3$)	9	11,25	44,26	24,55	33,75	54

- Raideurs des poteaux

Elles sont identiques à celles du sens longitudinal

Calcul des coefficients \bar{k} , a_j et la rigidité des poteaux r_j^i (2)

30

Bloc A	Portiques A-A, B-B, F-F, G-G									
	File de rive					File intermédiaire				
	Poteaux 1 et 4					Poteaux 2 et 3				
Niveau	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
Type de poteau										
\bar{k}	3,477	3,402	6,390	8,857	6,030	1,322	1,587	3,392	3,392	3,392
a_j	0,726	0,630	0,762	0,816	0,751	0,548	0,442	0,629	0,629	0,629
$K_p^i (10^4 \text{ m}^2)$	15,32	12,76	5,97	5,97	5,97	15,32	12,76	5,97	5,97	5,97
$r_j^i (t/m)$	4364	2191	1619	1734	1596	3294	1537	1336	1336	1336

Bloc A	Portiques C-C, D-D et E-E										
	File de rive					File intermédiaire					
	Poteaux 1 et 4					Poteaux 2 et 3					
Niveau	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	
Type de poteau											
\bar{k}	3,477	3,402	6,390	8,857	6,030	1,322	1,587	2,450	1,508	1,508	
a_j	0,726	0,630	0,762	0,816	0,751	0,548	0,442	0,551	0,430	0,430	
$K_p^i (10^4 \text{ m}^2)$	15,32	12,76	5,97	5,97	5,97	15,32	12,76	5,97	5,97	5,97	
$r_j^i (t/m)$	4364	2191	1619	1734	1596	3294	1537	1171	914	914	

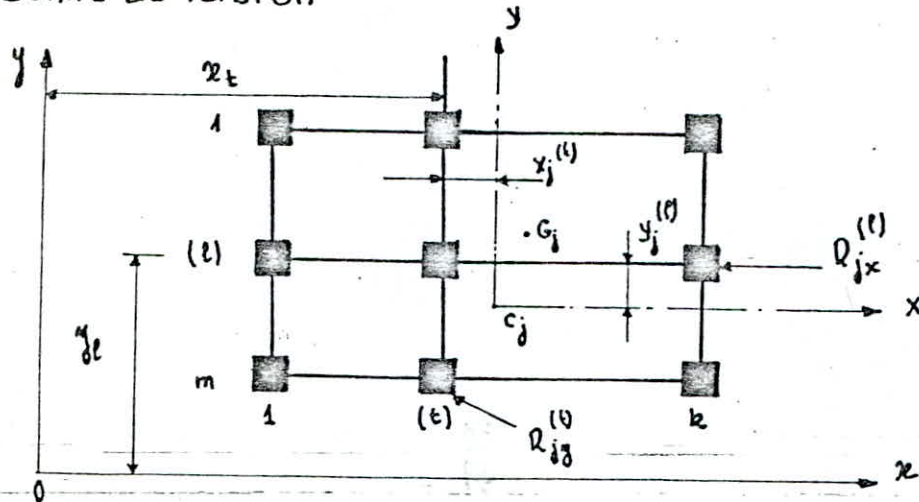
Bloc B	Portiques H-H, I-I, J-J, K-K									
	File de rive					File intermédiaire				
	Poteaux 1 et 4					Poteaux 2 et 3				
Niveau	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$r_j^i (t/m)$	4364	2191	1619	1734	1596	3294	1537	1336	1336	990

Caracteristiques Geometriques

32

DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION ET DU CENTRE DE MASSE

1/ Centre de torsion



O étant un point quelconque

O_x et O_y étant parallèles aux directions principales de l'ouvrage

Les coordonnées du centre de torsion à l'étage "j" par rapport à :

O_x y sont définies par

$$x_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^k R_{jy}^{(l)} x_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^k R_{jy}^{(l)}}$$

$$y_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}}$$

BLOC A	Niveau	V	IV	III	II	I
	x_{c_j} (m)	10,80	10,80	10,80	10,80	10,80
y_{c_j} (m)	8,40	8,40	8,40	8,40	8,40	
BLOC B	x_{c_j} (m)	12,93	12,47	12,47	12,53	12,6
	y_{c_j} (m)	8,40	8,40	8,40	8,40	8,40

2/ Centre de masse

Les coordonnées du centre de masse par rapport au même repère sont définies par :

$$x_{G_j} = \frac{\sum m_j^{(i)} x_j^{(i)}}{\sum m_j^{(i)}}$$

$$y_{G_j} = \frac{\sum m_j^{(i)} y_j^{(i)}}{\sum m_j^{(i)}}$$

$m_j^{(i)}$ = masse de l'élément "i" au niveau "j"

$x_j^{(i)}$; $y_j^{(i)}$ = coordonnées de l'élément considéré par rapport au repère Oxy

BLOC A	Niveau	V	IV	III	II	I
	x_{G_j} (m)	10,23	10,92	10,89	10,82	10,69
y_{G_j} (m)	8,40	8,40	8,40	8,40	8,49	
BLOC B	x_{G_j} (m)	12,43	12,28	12,29	12,31	12,74
	y_{G_j} (m)	8,40	8,40	8,40	8,40	8,40

3°/ Calcul des excentricités

Les excentricités considérées pour le calcul à la torsion doivent vérifier la condition suivante (Art. 3.3.5 R.P.A 81)

$$\begin{cases} e_x = \max (|x_{G_j} - x_{c_j}|, 5\% L) \\ e_y = \max (|y_{G_j} - y_{c_j}|, 5\% L) \end{cases}$$

L : plus grande dimension en plan au niveau considéré

BLOC A	NIVEAU	V	IV	III	II	I
	$ x_{G_j} - x_{c_j} $	0,57	0,12	0,09	0,02	0,11
$ y_{G_j} - y_{c_j} $	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	
BLOC B	$ x_{G_j} - x_{c_j} $	0,50	0,19	0,18	0,22	0,14
	$ y_{G_j} - y_{c_j} $	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les excentricités considérées pour le calcul à la torsion seront des excentricités accidentelles

• Bloc A : $e_x = e_y = 5\% L_1 = 1,08 \text{ m}$

• Bloc B : $e_x = e_y = 5\% L_2 = 1,26 \text{ m}$

4°/ Position des portiques par rapport au centre de torsion

BLOC A	Portiques longitudinaux				
	Portiques Niveaux	A'-A'	B'-B'	C'-C'	D'-D'
	V, IV, III, II, I	8,4	2,4	-2,4	-8,4

BLOC A	Portiques Transversaux							
	Portiques Niveaux	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	G-G
	V, IV, III, II, I	-10,8	-7,2	-3,6	0	3,6	7,2	10,8

BLOC B	Portiques Longitudinaux				
	Portiques Niveaux	A'-A'	B'-B'	C'-C'	D'-D'
	V, IV, III, II, I	8,4	2,4	-2,4	-8,4

BLOC B	Portiques transversaux								
	Portiques Niveaux	H-H	I-I	J-J	K-K	L-L	M-M	N-N	O-O
	V	-12,93	-9,33	-5,73	-2,13	1,47	5,07	8,67	12,27
	IV - III	-12,47	-8,87	-5,27	-1,67	1,93	5,53	9,13	12,73
	II	-12,53	-8,93	-5,33	-1,73	1,87	5,47	9,07	12,67
I	-12,6	-9	-5,4	-1,8	1,8	5,4	9	12,6	

5°1 Détermination de la rigidité à la torsion

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jt} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (y_l)^2$$

x_t : distance d'un portique transversal à l'axe e_y

y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe e_x

R_{jt} ; R_{jl} : rigidités relatives de niveau des portiques transversaux (respectivement longitudinaux)

Bloc A	Niveaux	V	IV	III	II	I
	$R_{j\theta}(t.m)$	2 972 589	3 072 744	3 002 604	3 547 443	3 113 522
Bloc B	$R_{j\theta}(t.m)$	3 916 153	4 318 677	4 193 452	5 019 052	4 127 6957

METHODE DE CALCUL

On utilise la méthode de "RAYLEIGH" qui permet d'évaluer la période du premier mode d'une manière approchée partant d'une déformée arbitraire mais plausible

Cette méthode est basée sur le principe de conservation de l'énergie.

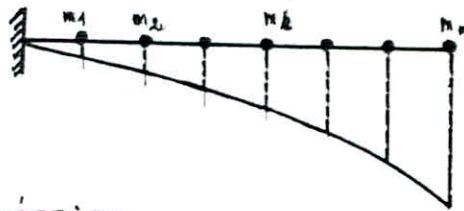
L'énergie totale d'un système non amorti, libre de se mouvoir s'écrit:

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = c^te \quad (1)$$

$E_c(t)$: Energie cinétique du système oscillant à un instant t

$E_p(t)$: Energie potentielle du système oscillant à un instant t

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté, les masses $m_1, \dots, m_k, \dots, m_n$ auront des élongations $x_1(t), \dots, x_k(t), \dots, x_n(t)$ mesurés à partir des directions des degrés de liberté et de la position d'équilibre statique



Expression des énergies

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n W_j \dot{x}_j^2(t) \quad (2)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n G_j x_j(t) = \frac{1}{2} g \sum_{j=1}^n W_j x_j(t) \quad (3)$$

Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples: $x_j(t) = x_j \sin(\omega_1 t + \varphi_1)$ (4)

En substituant (4) dans les expressions des énergies (2) et (3) on obtient.

$$(5) \quad E_c(t) = \frac{1}{2} \omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{j=1}^n W_j x_j^2 = E_c^{\max} \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{j=1}^n W_j g x_j = E_p^{\max} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (6)$$

Pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par 2 positions extrêmes à cet instant $E_c = 0$ ($\dot{x}(t) = 0$) et $E_p = E_p^{\max}$ ($x(t) = x$)

De même le système passe par la position d'équilibre statique à cet instant $E_c = E_c^{\max}$ ($\ddot{x}(t) = \ddot{x}$) et $E_p = 0$ ($x(t) = 0$)

En écrivant l'équation de conservation de l'énergie pour les deux moments du mouvement, "RAYLEIGH" a tiré l'expression de la pulsation fondamentale, d'où la période

$$\omega_1^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n W_j z_j}{\sum_{j=1}^n W_j z_j^2} \rightarrow T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n W_j z_j^2}{g \cdot \sum_{j=1}^n W_j z_j}}$$

Au lieu des valeurs d'amplitudes z_j (inconnues), il a introduit les valeurs des déplacements statiques Δ_j correspondants à l'action des charges G_j (statiquement appliquées) d'après les directions des degrés de liberté dynamiques

L'erreur n'est pas grave du fait que:

- La déformée statique respecte les liaisons de la même manière que le système dynamique
- La forme de la déformée statique peut être considérée comme étant proportionnelle à celle de la position extrême du mode fondamentale de vibration

L'expression de la période devient dans ce cas:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n W_j \Delta_j^2}{g \cdot \sum_{j=1}^n W_j \Delta_j}}$$

ETAPES DE CALCUL

Selon "RAYLEIGH", la déformée du 1^{er} mode a une allure comparable à celle que l'on obtiendrait en imposant à toutes les masses la même accélération horizontale g . c'est à dire en les soumettant à leurs poids propres supposés agir horizontalement. La précision dépend toutefois du choix des forces latérales, celle-ci peut être améliorée en utilisant un processus itératif de correction des déplacements

1) Les poids de niveaux seront considérés en premier lieu comme distribution des forces latérales $F_j = W_j$

2) On calcule les déplacements relatifs à chaque niveau

$$S_j = \frac{T_j}{R_j}$$

T_j : effort tranchant agissant à l'étage "j"

$T_j = \sum_{i=j}^n F_i$; R_j = rigidité relative de niveau

On déduit les déplacements absolus au niveau "j"

$$\Delta_j = \Delta_{j-1} + S_j$$

$$\Delta_1 = S_1$$

3°) On calcule les coefficients adimensionnels

$$\rho_{ij} = \frac{w_{0j}}{w_{0n}} = \frac{\Delta_j}{\Delta_n} \quad \Delta_j, \Delta_n = \text{flèche au niveau "j"} \\ \text{(respectivement au sommet)}$$

4°) On déduit les forces corrigées $F_j^{(1)} = \rho_{ij} W_j$

5°) On calcule en deuxième approximation les déplacements $F_j^{(2)} = \rho_{ij} W_j$

6°) Le processus itératif sera arrêté quand on aura $\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}$
La période est alors donnée par la formule

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_j^2}{g \cdot \sum F_j \cdot \Delta_j}}$$

APPLICATION

1°) Masses de niveaux

BLOCA	NIVEAUX	VI	V	IV	III	II	I
	$W_j (t)$	34	299	352	371	464	403
BLOC B	$W_j (t)$	34	51	414	461	490	540
						540	527

où : $W_j = G_j + 0,2 P_j$ (Art. 3.3.1.5 R.P.A 81)

G_j : Charges permanentes totales au niveau "j"

P_j : Surcharges d'exploitation au niveau "j"

REMARQUE :

Le niveau VI présente une masse, des dimensions et une inertie très faibles par rapport aux autres niveaux

Son effet sur la réponse globale de la structure est négligeable "phénomène local"

Il sera calculé conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires (commentaires 3.2.1.1 R.P.A 81)

Toutefois, pour le calcul de la période globale de la structure la masse du niveau VI peut être ramenée au niveau V

Note : On donnera uniquement les calculs relatifs à la dernière itération qui correspond à la convergence du processus

BLOC A - Sens longitudinal - 5^e iteration

Niveaux	$R_{jz}^{(l,m)}$	$T_{jz}^{(l)}$	$S_{jz}^{(m)}$	$\Delta_{jz}^{(m)}$	ρ_{jz}	$W_j^{(l)}$	$F_{jz}^{(l)}$	$F_{jz} \cdot \Delta_{jz}^{(l,m)}$	$W_j \cdot \Delta_{jz}^{(l,m)}$	$W_j \cdot \Delta_{jz}^2 (l,m)$
I	66972	1171	0,0175	0,0175	0,1149	403	46	0,81	7,05	0,12
II	22060	1125	0,0510	0,0695	0,4498	464	209	14,32	31,78	2,18
III	22708	916	0,0404	0,1089	0,7150	371	265	28,86	40,40	4,40
IV	22708	651	0,0277	0,1376	0,9035	352	318	43,76	48,44	6,66
V	22708	333	0,0147	0,1523	1	333	333	50,72	50,72	7,72
								138,47	178,39	21,08

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{21,08}{9,81 \cdot 138,47}} = 0,78 \text{ s}$$

BLOC A - Sens transversal - 5^e iteration

Niveaux	R_{jy}	T_{jy}	S_{jy}	Δ_{jy}	ρ_{jy}	W_j	F_{jy}	$F_{jy} \cdot \Delta_{jy}$	$W_j \cdot \Delta_{jy}$	$W_j \cdot \Delta_{jy}^2$
I	107212	1143	0,0107	0,0107	0,1365	403	55	0,59	4,31	0,05
II	52192	1088	0,0208	0,0315	0,4019	464	186	5,86	14,62	0,46
III	40380	901	0,0223	0,0538	0,6862	371	255	13,72	19,96	1,07
IV	40449	646	0,0160	0,0698	0,8903	352	313	21,85	24,57	1,71
V	38516	333	0,0086	0,0784	1	333	333	26,11	26,11	2,05
								68,13	89,57	5,34

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{5,34}{9,81 \cdot 68,13}} = 0,56 \text{ s}$$

BLOC B - Sens transversal - 5^e iteration

Niveaux	R_{jy}	T_{jy}	S_{jy}	Δ_{jy}	ρ_{jy}	W_j	F_{jy}	$F_{jy} \cdot \Delta_{jy}$	$W_j \cdot \Delta_{jy}$	$W_j \cdot \Delta_{jy}^2$
I	122528	1521	0,0124	0,0124	0,1296	527	68	0,84	6,53	0,08
II	58664	1452	0,0248	0,0372	0,3887	540	210	7,81	20,09	0,75
III	46592	1242	0,0273	0,0645	0,6740	480	330	21,29	31,61	2,04
IV	47432	912	0,0192	0,0837	0,8746	461	403	33,73	38,59	3,23
V	42456	509	0,0120	0,0957	1	509	509	48,71	48,71	4,66
								112,38	146,53	10,76

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{10,76}{9,81 \cdot 112,38}} = 0,62 \text{ s}$$

BLOC B - SENS LONGITUDINAL - 5^e ITERATION

NIVEAUX	R _{jz}	T _{jz}	S _{jz}	D _{jz}	f _{jz}	W _j	F _{jz}	F _{jz} · D _{jz}	W _j · D _{jz}	W _j · D _{jz} ²
I	77048	1549	0,0201	0,0201	0,1107	527	58	1,17	10,59	0,21
II	25640	1490	0,0581	0,0782	0,4309	540	233	18,22	42,23	3,30
III	26328	1258	0,0478	0,1260	0,6942	490	340	42,84	61,74	7,78
IV	26328	918	0,0349	0,1609	0,865	461	409	65,81	74,17	11,93
V	24750	509	0,0206	0,1815	1	509	509	92,38	92,39	16,77
								220,42	281,11	39,99

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{39,99}{9,81 \cdot 220,42}} = 0,85 \text{ s}$$

CONCLUSION:

BLOC A : Sens Longitudinal :

$$T_{1z} = 0,78 \text{ s}$$

coefficient de participation :

$$h_{1z} = \frac{(\sum W_j \cdot D_{jz})^2}{(\sum W_j)(\sum W_j \cdot D_{jz}^2)} = 79\%$$

sens transversal :

$$T_y = 0,56 \text{ s}$$

coefficient de participation $h_{1y} = 78\%$

BLOC B : Sens Longitudinal :

$$T_{1z} = 0,85 \text{ s}$$

coefficient de participation $h_{1z} = 78\%$

sens transversal

$$T_y = 0,62 \text{ s}$$

coefficient de participation $h_{1y} = 78\%$

La participation du 1^{er} mode sur l'ensemble des modes représente la majeure partie de la réponse globale.

Cette participation de l'ordre de 80% est suffisante pour le calcul des efforts dus aux seismes

Etude Au Seisme

INTRODUCTION

Le R.P.A comme tout autre reglement de construction a pour but de prévoir les mesures nécessaires pour limiter les dégâts dans les ouvrages et offrir un degré de sécurité aux vies humaines sans pour autant oublier le côté économique. Les efforts réels développés lors d'un grand seisme sont bien plus importants que ceux considérés par les reglements, en effet, ces derniers prennent en compte le phénomène d'adaptation plastique et admettent des charges sismiques peu importantes.

Le reglement substitue aux efforts dynamiques réelles un système de forces statiques dont les effets sont identiques à ceux de l'action sismique.

ACTION SISMIQUE

Les forces sismiques supposées agir successivement selon deux directions caractéristiques correspondantes aux axes principaux, sont évaluées par la formule suivante : $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

A : Coefficient d'accélération des zones

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II} \end{array} \right\} A = 0,15$$

B : facteur de comportement de la structure

$$\text{Portiques autoportants en béton armé} \rightarrow B = 0,25$$

D : facteur d'amplification dynamique

$$\text{sol meuble} \rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

Q : facteur de qualité

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

P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q

Valeurs des coefficients D et Q

* Valeur de D

Bloc A	Sens longitudinal D_x	Sens transversal D_y
		1,601
Bloc B	1,600	1,796

NOTE : D trouvé à l'aide de la méthode de RAYLEIGH doit être supérieur ou égal

à 80% de D trouvé par les formules empiriques

* Valeurs de Q

CRITERES	BLOC A		BLOC B	
	sens Longit.	sens transv	sens Longit.	sens transv
Condition minimale des piles porteuses	0	0,1	0	0,1
Surabondance en plan	0	0	0	0
Symetrie en plan	0	0	0	0
Regularite en élévation	0,1	0,1	0,1	0,1
Contrôle de la qualite des matériaux	0,1	0,1	0,1	0,1
Contrôle de la qualite de la construction	0	0	0	0
	$Q_x = 1,2$	$Q_y = 1,3$	$Q_x = 1,2$	$Q_y = 1,3$

EVALUATION DES FORCES SISMIQUES SUR LES NIVEAUX

La distribution de la force sismique sur la hauteur de la structure s'effectue selon les formules ci-apres.

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

F_t : force concentrée au sommet $F_t = 0,07TV$ avec $F_t \leq 0,25V$

On peut prendre $F_t = 0$ quand $T < 0,7s$

La force au niveau "j" sera :
$$F_j = \frac{(V - F_t) W_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

BLOC A	NIVEAU	h_j (m)	W_j (t)	$W_j h_j$ (t.m)	sens longitudinal			sens transversal		
					V_x (t)	F_{tx} (t)	F_{jx} (t)	V_y (t)	F_{ty} (t)	F_{jy} (t)
	V	18,19	333	6057	139	0	47,4	177	0	53,2
	IV	14,62	352	5146			33,5			45,2
	III	11,05	371	4100			26,6			36,0
	II	7,48	464	3471			22,6			30,6
	I	3,40	403	1370			8,9			12,0
				20144						

BLOC B	NIVEAUX	h _j (m)	W _j (t)	W _j · h _j (t·m)	sens Longitudinal			sens Transversal		
					V _z (t)	F _{tz} (t)	F _{je} (t)	V _y (t)	F _{ty} (t)	F _{iy} (t)
	V	18,19	509	9259	182	11	69,1	221	0	75,1
	IV	14,62	461	6740			42,3			54,7
	III	11,05	490	5415			34,0			43,9
	II	7,48	540	4039			26,4			32,8
	I	3,4	527	1792			11,2			14,5
				27245						

EVALUATION DES FORCES SISMQUES SUR LES PORTIQUES

Le centre de masse G_j au niveau "j" où s'applique la force sismique, subit une translation. Par suite de l'excentricité de ce centre de masse et le centre de torsion C_j, il se crée un mouvement de rotation du point G_j autour de C_j. La force appliquée en G_j se transmet en C_j plus un moment de torsion : M_t = V_j · e

Le portique k au niveau "j" sera soumis à un effort total

$$T_{kj} = F_{kj}^R + T_{kj}^T$$

Effort dû à la translation : $T_{kj}^T = V_j \frac{R_{kj}}{\sum_k R_{kj}}$

Effort dû à la torsion $T_{kj}^R = M_t \cdot \frac{R_{kj} \cdot d_{kj}}{R_{j\theta}}$

d_{kj} = distance entre le centre

de torsion et le portique considéré

A- EFFORTS DUS A LA TRANSLATION

1- Sens longitudinal

$$T_{bjz}^T = V_{je} \frac{R_{bjze}}{\sum R_{bjze}} = V_{je} \frac{R_{bjze}}{R_{je}} \quad V_{je} = \sum_{r=j}^n F_{re}$$

V_{je} : Effort tranchant agissant au niveau "j" dans le sens longitudinal

R_{bjze} : Rigidité relative de niveau du portique "k" dans le sens longitu.

R_{je} : Rigidité relative de l'étage "j" dans le sens longitudinal

Le calcul des rigidités a été fait précédemment, nous ne présentons que les résultats finaux

BLOC A T_{kij}^T (t)	NIVEAUX	$P_t \cdot A'$	$P_t \cdot B'$	$P_t \cdot C'$	$P_t \cdot D'$
	V	11,9	11,9	11,9	11,9
	IV	20,2	20,2	20,2	20,2
	III	26,9	26,9	26,9	26,9
	II	32,5	32,5	32,5	32,5
	I	34,8	34,8	34,8	34,8

BLOC B T_{kij}^T (t)	NIVEAUX	$P_t \cdot A'$	$P_t \cdot B'$	$P_t \cdot C'$	$P_t \cdot D'$
	V	18,4	16,2	16,2	18,4
	IV	27,9	27,9	27,9	27,9
	III	36,4	36,4	36,4	36,4
	II	42,7	42,7	42,7	42,7
	I	45,5	45,5	45,5	45,5

2°/ Sens transversal

$$T_{kij}^T = V_{ij} \frac{R_{kij}}{R_{ij}} \quad V_{ij} = \sum_{r=j}^n F_{ry}$$

V_{ij} : Effort tranchant au niveau "j" dans le sens transversal

R_{kij} : Rigidite relative de niveau du portique "k" dans le sens transversal

R_{ij} : Rigidite relative de l'etage "j" dans le sens transversal.

BLOC A T_{bij}^T (t)	NIVEAUX	$P_t \cdot A$	$P_t \cdot B$	$P_t \cdot C$	$P_t \cdot D$	$P_t \cdot E$	$P_t \cdot F$	$P_t \cdot G$
	V	8,1	8,1	9,4	9,4	9,4	8,1	8,1
	IV	14,9	14,9	12,9	12,9	12,9	14,9	14,9
	III	19,7	19,7	18,6	18,6	18,6	19,7	19,7
	II	23,6	23,6	23,6	23,6	23,6	23,6	23,6
	I	25,3	25,3	25,3	25,3	25,3	25,3	25,3

BLOC B T_{bij}^T (t)	NIVEAUX	$P_t \cdot H$	$P_t \cdot I$	$P_t \cdot J$	$P_t \cdot K$	$P_t \cdot L$	$P_t \cdot M$	$P_t \cdot N$	$P_t \cdot O$
	V	9,1	9,1	9,1	9,1	8,9	8,9	10,4	10,4
	IV	16,8	16,8	16,8	16,8	14,5	14,5	16,8	16,8
	III	22,5	22,5	22,5	22,5	19,3	19,3	22,5	22,5
	II	26,3	26,3	26,3	26,3	24,4	24,4	26,3	26,3
	I	27,6	27,6	27,6	27,6	27,6	27,6	27,6	27,6

B/ EFFORTS DUS A LA TORSION

- Evaluation des moments de torsion

Le moment de torsion au niveau "j" est defini par : $M_t = V_j \cdot e$

V_j : effort tranchant au niveau "j"

e: Excentricite entre le centre de torsion et le centre de masse

BLOC A	NIVEAUX	V _{jz} (t)	e _z (m)	M _{tz} (t.m)	V _{iy} (t)	e _x (m)	M _{tx} (t.m)
	V	47,4	1,08	51,2	53,2	1,08	57,5
	IV	80,9	1,08	87,4	93,4	1,08	106,3
	III	107,5	1,08	116,1	134,4	1,08	145,2
	II	130,1	1,08	140,5	165	1,08	178,2
	I	139	1,08	150,1	177	1,08	191,2

BLOC B	NIVEAUX	V _{jz} (t)	e _z (m)	M _{tz} (t.m)	V _{iy} (t)	e _x (m)	M _{tx} (t.m)
	V	69,1	1,26	87,1	75,1	1,26	94,6
	IV	114,4	1,26	140,4	129,8	1,26	163,6
	III	145,4	1,26	183,2	173,7	1,26	218,9
	II	170,8	1,26	215,2	206,5	1,26	260,2
	I	182	1,26	229,3	221	1,26	278,5

EVALUATION DES EFFORTS DUS A LA TORSION DANS LES PORTIQUES

Les moments de torsion crees a chaque niveau, sont repris par les portiques longitudinaux et transversaux

1) Sens longitudinal

$$T_{kjk}^R = M_{tz} \cdot \frac{R_{kjk}}{R_{jB}} \cdot y_{kj}$$

- R_{kjk} : Rigidite relative de niveau du portique "k" de lesens longitud.
- R_{jB} : Rigidite a la torsion au niveau "j"
- y_{kj} : Distance du portique longitudinal "k" au centre de torsion au niveau "j"

BLOC A T _{kjk} ^R (t)	NIVEAUX	R _{t A'}	R _{t B'}	R _{t C'}	R _{t D'}
	V	0,8	0,2	- 0,2	- 0,8
	IV	1,4	0,4	- 0,4	- 1,4
	III	1,8	0,5	- 0,5	- 1,8
	II	1,9	0,5	- 0,5	- 1,8
	I	2,6	0,7	- 0,7	- 2,6

BLOC B T _{kjk} ^R (t)	NIVEAUX	R _{t A'}	R _{t B'}	R _{t C'}	R _{t D'}
	V	1,2	0,3	- 0,3	- 1,2
	IV	1,8	0,5	- 0,5	- 1,8
	III	2,4	0,7	- 0,7	- 2,4
	II	2,3	0,7	- 0,7	- 2,3
	I	3,3	0,9	- 0,9	- 3,3

2°) Sens transversal

$$T_{kij}^R = M_{ty} \cdot \frac{R_{kij}}{R_{j\theta}} \cdot r_{kj}$$

R_{kij} : Rigidite relative de niveau du portique "k" dans le sens transversal

$R_{j\theta}$: Rigidite à la torsion au niveau "j"

r_{kj} : distance du portique transversal "k" au centre de torsion au niveau "j"

Bloc A T_{kij}^R (t)	NIVEAUX	Pt. A	Pt. B	Pt. C	Pt. D	Pt. E	Pt. F	Pt. G
	V	-1,2	-0,8	-0,3	0	0,3	0,8	1,2
	IV	-2,3	-1,5	-0,7	0	0,7	1,5	2,3
	III	-3,1	-2,1	-1,0	0	1,0	2,1	3,1
	II	-4,0	-2,7	-1,3	0	1,3	2,7	4,0
	I	-3,9	-2,6	-1,3	0	1,3	2,6	3,9

Bloc B T_{kij}^R (t)	NIVEAUX	Pt. H	Pt. I	Pt. J	Pt. K	Pt. L	Pt. M	Pt. N	Pt. O
	V	-1,6	-1,2	-0,7	-0,3	0,2	0,6	1,2	1,7
	IV	-2,9	-2,1	-1,2	-0,4	0,4	1,4	2,1	3,0
	III	-3,8	-2,7	-1,6	-0,5	0,5	1,5	2,8	3,9
	II	-4,8	-3,5	-2,1	-0,7	0,7	2,0	3,5	4,8
	I	-4,8	-3,4	-2,0	-0,7	0,7	2,0	3,4	4,8

C/ EFFORT TOTAL RESULTANT

L'effort total sur le portique "k" est donné par l'expression

$$T_{kj} = T_{kj}^R + T_{kj}^T$$

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion seront négligés (Art. 3.3.5 R.P.A)

1°) Sens longitudinal

Bloc A T_{kij}^L (t)	NIVEAUX	Pt. A'	Pt. B'	Pt. C'	Pt. D'
	V	12,7	12,1	11,9	11,9
	IV	21,6	20,6	20,2	20,2
	III	28,7	27,4	26,9	26,9
	II	34,3	33,0	32,5	32,5
	I	37,4	35,5	34,8	34,8

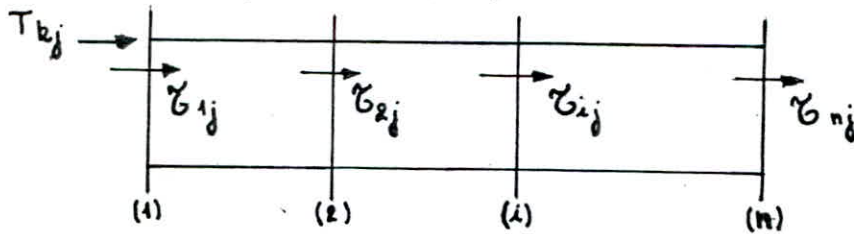
Bloc B T_{kij}^L (t)	NIVEAUX	Pt. A'	Pt. B'	Pt. C'	Pt. D'
	V	19,6	16,5	16,2	18,4
	IV	29,7	28,4	27,9	27,9
	III	38,8	37,1	36,4	36,4
	II	45,0	43,4	42,7	42,7
	I	48,8	46,4	45,5	45,5

BLOC A T_{kij} (t)	NIVEAUX	$R_c.A$	$R_c.B$	$R_c.C$	$R_c.D$	$R_c.E$	$R_c.F$	$R_c.G$
	V	8,1	8,1	9,4	9,4	9,7	8,9	9,3
	IV	14,9	14,9	12,9	12,9	13,6	16,4	17,2
	III	19,7	19,7	18,6	18,6	19,6	21,8	22,8
	II	23,6	23,6	23,6	23,6	24,9	26,3	27,6
I	25,3	25,3	25,3	25,3	26,6	27,9	29,2	

BLOC B T_{kij} (t)	NIVEAUX	$R_c.H$	$R_c.I$	$R_c.J$	$R_c.K$	$R_c.L$	$R_c.M$	$R_c.N$	$R_c.O$
	V	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,5	11,6	12,1
	IV	16,8	16,8	16,8	16,8	14,9	15,9	18,9	19,8
	III	22,5	22,5	22,5	22,5	19,8	20,8	25,3	26,4
	II	26,3	26,3	26,3	26,3	25,1	26,4	29,8	31,2
I	27,6	27,6	27,6	27,6	28,3	29,6	31,0	32,4	

EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX

L'effort tranchant V_j relatif, au niveau de chaque portique se distribue dans les poteaux proportionnellement à leur rigidité



$$V_{ij} = T_{kij} \cdot \frac{r_{ij}}{R_{kj}}$$

T_{kij} = Effort tranchant revenant au portique "k" au niveau "j"
 r_{ij} = Rigidité du poteau "i" au niveau "j"
 R_{kj} = Rigidité relative de niveau du portique "k"

BLOC A. sens longit. V_{ij} (t)		$R_c.A'$		$R_c.B'$		$R_c.C'$ et D'	
	NIVEAUX	Pot. 1-7	Pot. 2 à 6	Pot. 1-7	Pot. 2 à 6	Pot. 1-7	Pot. 2 à 6
	V	1,29	2,02	1,23	1,93	1,21	1,90
	IV	2,19	3,44	2,09	3,28	2,05	3,22
	III	2,91	4,58	2,78	4,37	2,73	4,29
	II	3,20	5,58	3,08	5,37	3,03	5,29
I	4,63	5,63	4,40	5,34	4,31	5,24	

BLOC B : sens longit. $G_{ij}(t)$	$P_t A'$		$P_t B'$				$P_t C'$				$P_t D'$	
	NIVEAUX	P_{t1et8}	P_{t2et7}	P_{t1}	P_{t2et4}	P_{t5et7}	P_{t8}	P_{t1}	P_{t2et4}	P_{t5et7}	P_{t8}	P_{t1-8}
V	1,72	2,69	1,26	1,95	2,58	1,64	1,24	1,92	2,53	1,61	1,44	2,27
IV	2,60	4,08	2,49	3,90	3,90	2,49	2,44	3,84	3,84	2,44	2,49	3,90
III	3,40	5,33	3,25	5,10	5,10	3,25	3,19	5,00	5,00	3,19	3,25	5,10
II	3,62	6,30	3,49	6,07	6,07	3,49	3,43	5,98	5,98	3,43	3,49	6,07
I	5,25	6,38	5,00	6,07	6,07	5,00	4,90	5,95	5,95	4,90	5,00	6,07

BLOC A : sens transv. $G_{ij}(t)$	$P_t A \text{ et } B$		$P_t C \text{ et } D$		$P_t E$		$P_t F$		$P_t G$	
	NIVEAUX	P_{t1et4}	P_{t2et3}	P_{t1et4}	P_{t2et3}	P_{t1et4}	P_{t2et3}	P_{t1et4}	P_{t2et3}	P_{t1et4}
V	2,20	1,85	2,99	1,71	3,08	1,77	2,42	2,03	2,53	2,12
IV	4,21	3,24	4,21	2,23	4,45	2,35	4,63	3,57	4,86	3,74
III	5,40	4,45	5,40	3,90	5,69	4,11	5,97	4,93	6,25	5,15
II	6,94	4,86	6,94	4,86	7,32	5,13	7,73	5,42	8,11	5,69
I	7,21	5,44	7,21	5,44	7,58	5,72	7,95	6,00	8,32	6,28

BLOC B : Sens transv. $G_{ij}(t)$	$P_t H.I.J.K$		$P_t L$		$P_t M$		$P_t N$		$P_t O$	
	NIVEAUX	P_{t1-4}	P_{t2-3}	P_{t1-4}	P_{t2-3}	P_{t1-4}	P_{t2-3}	P_{t1-4}	P_{t2-3}	P_{t1-4}
V	2,81	1,74	2,89	1,66	3,02	1,73	3,16	2,64	3,29	2,76
IV	4,74	3,66	4,88	2,57	5,21	2,74	5,34	4,11	5,59	4,31
III	6,16	5,09	6,33	3,57	6,65	3,75	6,97	5,72	7,23	5,97
II	7,73	5,42	7,95	4,60	8,37	4,83	8,76	6,14	9,17	6,43
I	7,86	5,94	8,06	6,09	8,43	6,37	8,83	6,67	9,23	6,97

Deformations Horizontales

49

DEPLACEMENTS RELATIFS D'ETAGES (Art. 3.3.7.1 R.P.A 81)

Le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $1,0/2B$ pour obtenir le déplacement relatif.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur d'étage

$$S_j = \frac{T_j}{R_j} \frac{1}{2B} \leq \bar{S}_j = 0,0075 h_j$$

S_j : déplacement relatif au niveau "j"

T_j : Effort tranchant au niveau "j"

R_j : Rigidité relative de niveau

B : facteur de comportement de la structure ($B = \frac{1}{4} \rightarrow \frac{1}{2B} = 2$)

NIVEAU	Sens Longitudinal				Sens Transversal			
	T_{jz} (t)	R_{jz} (t.m)	S_{jz} (cm)	\bar{S}_j (cm)	T_{jy} (t)	R_{jy} (t.m)	S_{jy} (cm)	\bar{S}_j (cm)
V	47,4	22708	0,42	2,68	53,2	38516	0,28	2,28
IV	80,9	22706	0,71	2,68	98,4	40448	0,49	2,68
III	107,5	22709	0,95	2,68	134,4	40390	0,67	2,68
II	130,1	22060	1,18	3,06	165	52192	0,63	3,06
I	139	66972	0,42	2,55	177	107212	0,33	2,55

NIVEAU	Sens Longitudinal				Sens Transversal			
	T_{jz} (t)	R_{jz} (t.m)	S_{jz} (cm)	\bar{S}_j (cm)	T_{jy} (t)	R_{jy} (t.m)	S_{jy} (cm)	\bar{S}_j (cm)
V	69,1	24750	0,56	2,68	75,1	42456	0,35	2,68
IV	111,4	26328	0,85	2,68	129,8	47432	0,55	2,68
III	145,4	26328	1,10	2,68	173,7	45592	0,76	2,68
II	170,8	25640	1,33	3,06	206,5	58564	0,71	3,06
I	192	77048	0,47	2,55	221	122528	0,36	2,55

CONCLUSION

la rigidité de la structure vis à vis des forces latérales est assurée

CALCUL DU JOINT :

Le joint doit permettre aux deux blocs adjacents de se déplacer librement sans contact préjudiciable

L'épaisseur du joint doit être telle que: $e \geq S_A^{\max} + S_B^{\max}$

S_A^{\max} = déplacement maximal au niveau du bloc A.

S_B^{\max} = " " " " " " " " B

Le déplacement maximal s'obtient en tête du bloc (flèche maximale)

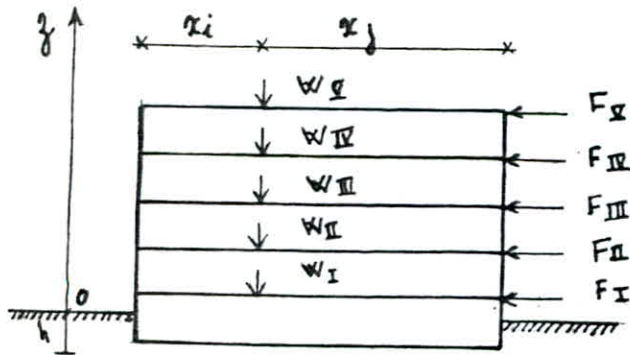
Les 2 blocs sont séparés par un joint transversalement.

$$S_A^{\max} = \sum_{j=1}^r S_{je}^A = 3,68 \text{ cm}$$

$$S_B^{\max} = \sum_{j=1}^r S_{je}^B = 4,31 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_A^{\max} = 3,68 \text{ cm} \\ S_B^{\max} = 4,31 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

Toute structure doit être conçue de façon à résister au renversement créé par les forces latérales



* Moment de renversement.

$$M_{rev} = \sum_{i=1}^5 F_i z_i + Vh$$

V = Effort tranchant à la base

* Moment résistant minimal

$$M_{res} = \sum_{i=1}^r W_i x_i \text{ avec } x_i < x_j$$

NIVEAU	Sens Longitudinal						Sens transversal					
	$F_{ix} (t)$	$z_i (m)$	$F_{ix} \cdot z_i$	$W_i (t)$	$x_i (m)$	$W_i \cdot x_i$	$F_{iy} (t)$	$z_i (m)$	$F_{iy} \cdot z_i$	$W_i (t)$	$x_i (m)$	$W_i \cdot x_i$
V	47,4	18,19	862	299	10,23	3059	53,2	18,19	968	299	8,4	2512
IV	33,5	14,62	490	352	10,68	3759	45,2	14,62	661	352	8,4	2957
III	26,6	11,05	294	371	10,71	3973	36,0	11,05	398	371	8,4	3116
II	22,6	7,48	169	464	10,78	5002	30,6	7,48	229	464	8,4	3898
I	8,9	3,4	30	403	10,69	4308	12,0	3,4	41	403	8,31	3349
0	139	1,5	209	/	/	/	177	1,5	266	/	/	/
			2054			20101			2563			15832

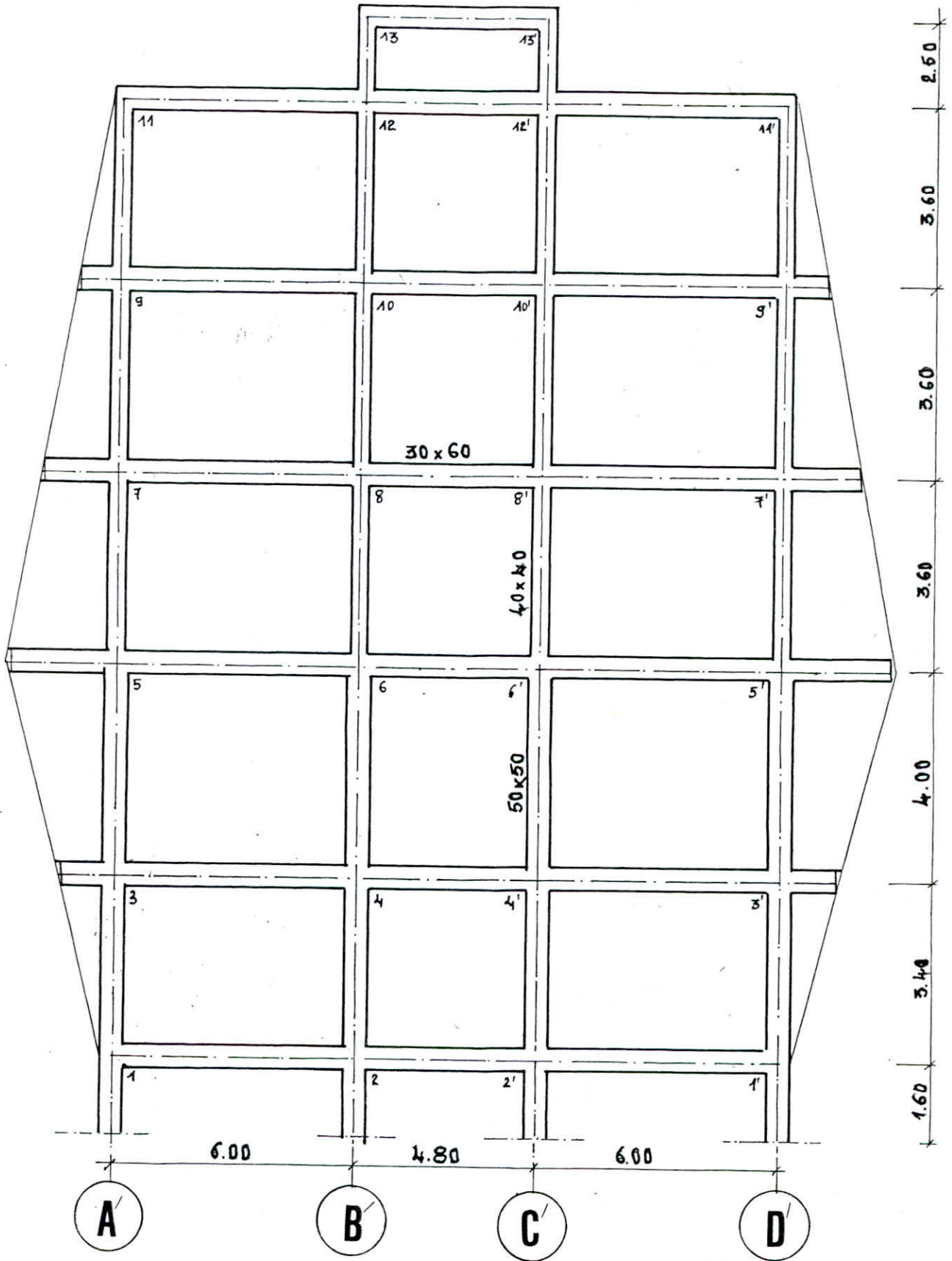
Sens Longitudinal $\frac{M_{res}}{M_{rev}} = \frac{20101}{2054} \approx 10 \gg 1,5$

Sens transversal $\frac{M_{res}}{M_{rev}} = \frac{15832}{2563} \approx 6 \gg 1,5$

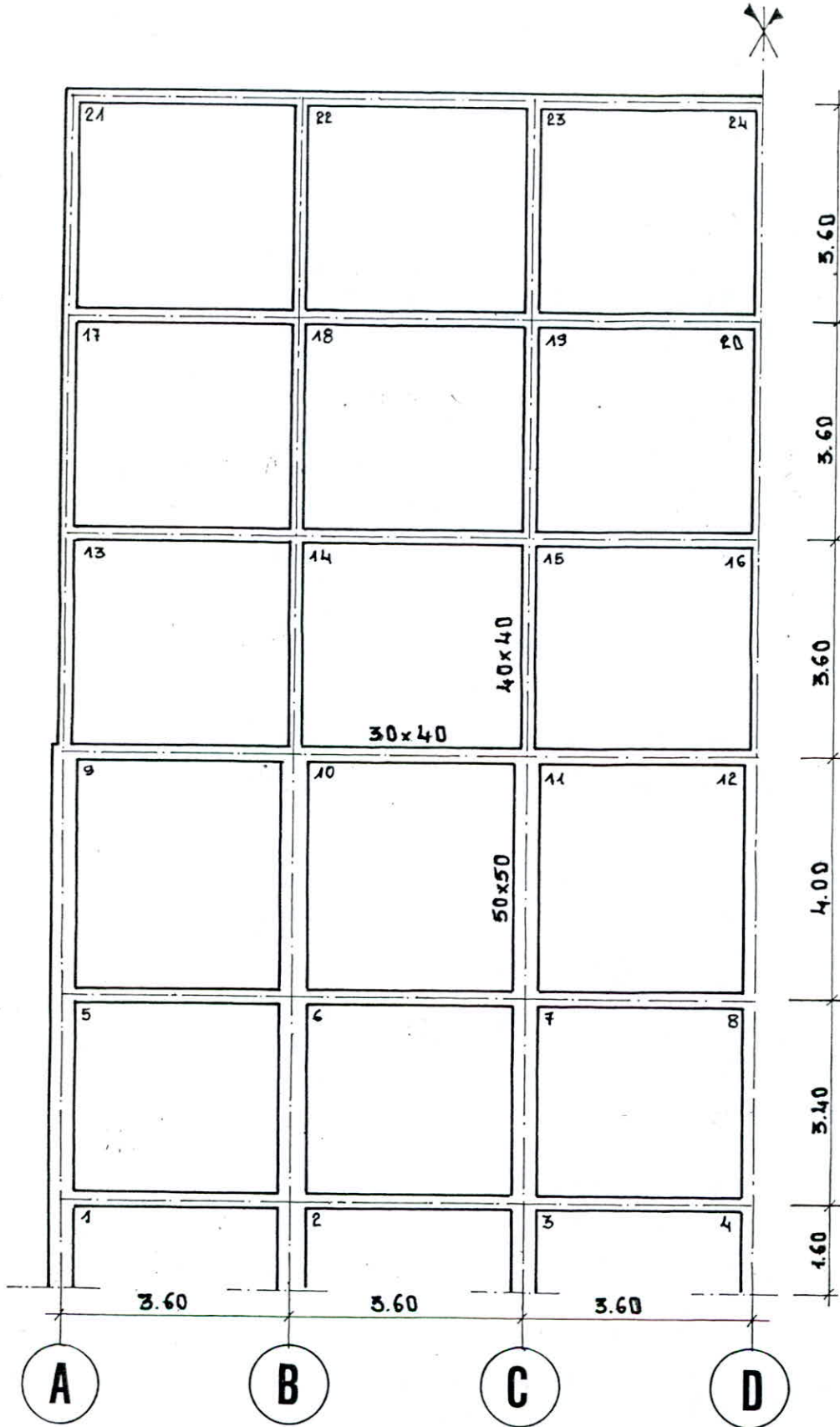
Conclusion : Le bloc A est stable vis à vis du renversement, il en est de même pour le bloc B

_ FERRAILLAGE DES PORTIQUES _

Portique Transversal



Portique Longitudinal



ARMATURES LONGITUDINALES

Les poutres seront ferrillées en flexion simple (il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres (Art 15, C.C.B.A 68/70)

La section d'acier sera donnée par la plus défavorable des sollicitations du premier genre (max SP_1) et du second genre (max SP_2)

* Si $1,5 M (SP_1) > M (SP_2) \rightarrow$ On calcule A sous SP_1

* Si $1,5 M (SP_1) < M (SP_2) \rightarrow$ " " " " SP_2

On adoptera la plus grande des quantités d'acier entre celle nécessaire déterminée par le calcul et celle minimale donnée par les règles en vigueur

METHODE DE CALCUL

On utilisera la méthode de M^r PERCHAT.

$$\bullet \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \rightarrow \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \quad (n=15 \text{ Art 21, C.C.B.A})$$

• Calcul du moment maximal que peut équilibrer la section

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{Moment résistant.}$$

• Comparaison du moment sollicitant au moment résistant.

* Si $M_{rb} > M \Rightarrow \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ Pas d'armatures comprimées

* Si $M_{rb} < M \Rightarrow \bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$ Armatures comprimées nécessaires

• Calcul des armatures

* Section sans armatures comprimées

$$K = \frac{M}{b^2 \bar{\sigma}_a} \left. \vphantom{K} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha \\ \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} \\ \bar{\sigma}'_b \end{array} \right\} \rightarrow A = \frac{M}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}$$

* Section avec armatures comprimées

$$A = \frac{M - M_{rb}}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} \quad \bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b \frac{\bar{\alpha} h - d'}{\bar{\alpha} h}$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} + \frac{M - M_{rb}}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$$

Prescriptions du R.P.A 81 (Art. 4.2.3.2.1)

Prescriptions du R.P.A 81 (Art. 4.2.3.2.1)

- Sur toute la longueur de la poutre et en chaque section le % total est tel:

$$\text{que : } A_{HA}^{\min} = 0,3\% b \cdot h$$

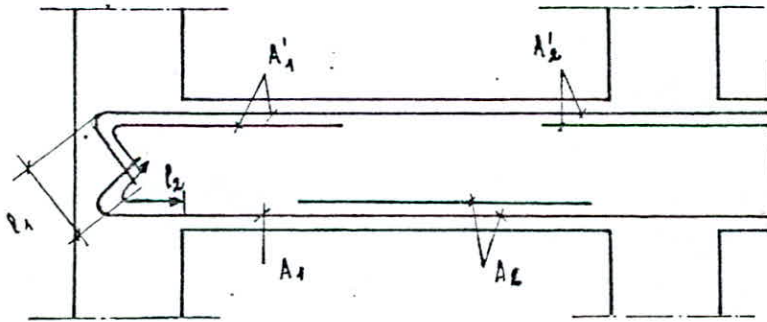
$$A_{HA}^{\max} = 2,5\% b \cdot h.$$

- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale

$$A' \geq \max \left(\frac{A'_1}{4}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A_1 \geq \max \left(\frac{A'_1}{2}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les faces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui



$$l_1 \geq 20 \phi$$

$$l_2 \geq \max \begin{cases} 30 \phi \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$$

ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont calculées pour l'effort tranchant maximum.

- la contrainte de cisaillement max est $\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$

avec $z = \frac{7}{8} h$ (Art. 25, 11. C.C.B.A)

- Contraintes admissibles du cisaillement (Art 25, 12 C.C.B.A)

• $\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}'_b$

• $\bar{\tau}'_b \leq \tau'_b \leq 2 \bar{\tau}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(1,5 - \frac{\tau'_b}{\bar{\tau}'_b} \right) \cdot \bar{\tau}'_b$

x si $\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ Armatures d'âme droites

x si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{\tau}'_b \rightarrow$ Armatures d'âme droites + barres inclinées

x si $\bar{\tau}_b > 5 \bar{\tau}'_b \rightarrow$ On redimensionne la section

- Contraintes admissibles de traction des armatures transversales (Art. 25, 12)

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad f_{at} = \max \begin{cases} 2/3 & \text{reprise de bétonnage} \\ \max \left[\left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right), 2/3 \right] & \text{sinon} \end{cases}$$

- Espacement des cours successifs d'armatures transversales d'âme

$$S_1 = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad A_t: \text{Aire de la section d'un cours d'armatures}$$

- Espacement admissible

$$\bar{S}_1 = \max \begin{cases} 0,2h \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \end{cases}$$

Prescriptions du R.P.A 81 (Art. 11, 2, 3, 2, 2)

- Quantité d'armatures minimales $A_t = 0,003 \text{ s.b}$

- Espacement maximum

- Zone nodale et en travées s'il y a des armatures comprimées

$$\bar{S}_2 = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_e \right)$$

- En dehors de la zone nodale $\bar{S}_2 = \frac{h}{2}$

ϕ_e = diamètre le plus petit des aciers comprimés

On prend $\bar{S} = \min (\bar{S}_1, \bar{S}_2)$

Vérifications.

- * Condition de non fragilité $A_{min} \geq 0,69 \text{ b.h.} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

- * Fissuration: On doit avoir $\bar{\sigma}_a \leq \max (\sigma_1, \sigma_2)$

- * Flèche: (Art. 61.21 c.c.B.A 68/70)

$$\begin{cases} h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{16} \\ h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t^{max}}{M_0} \\ A_t^{max} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot \text{b.h} \end{cases} \quad \begin{array}{l} l_{max}: \text{portée libre} \\ M_0: \text{Moment isostatique} \end{array}$$

si ces conditions sont vérifiées, la justification à la flèche est inutile

- * Condition de non écrasement du béton (Art 30, 62 c.c.B.A)

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \vee$$

σ_a : contrainte sollicitant la barre à l'origine de la courbe

d: distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton.

ψ: Coefficient qui prend les valeurs 1, 5/3, 7/3 selon la disposition de la barre dans le paquet.

Avec: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (on utilise des barres de diamètre $\phi \leq 20$)

$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$\phi_{\text{max}} = 20 \text{ mm} \quad \perp = 6 \text{ cm}$

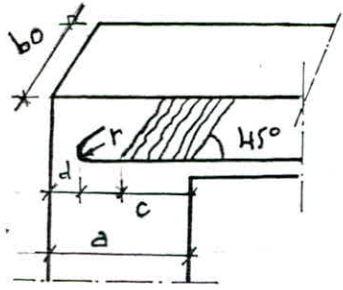
On aura $r_{\text{min}} = 5,0 \phi = 10 \text{ cm}$

On disposera au maximum 2 lits de barres → $\psi = 5/3$

d'où $r \geq 18,16 \text{ cm}$. On prend $r = 20 \text{ cm}$ pour les barres ancrées

* Condition au appuis

• Béton: Vérification de la contrainte de compression de la bielle de béton



$$\sigma'_b = \frac{T \sqrt{2}}{b_0 \cdot c / \sqrt{2}} = \frac{2T}{b_0 \cdot c} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

soit $c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$

a: largeur du poteau ; b0: largeur de la poutre → $c = a - (d + r)$

$T = T_{\text{max}}$

• Aciers: Les armatures inférieures sont soumises à des efforts de traction. On doit avoir $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ M: M^E à l'appui

A: section d'armature conduite jusqu'à l'appui

* Condition de non-entraînement des barres (Art. 29.11 C.C.B.A 68/70)

On doit vérifier $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$

Avec $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b$ ($\psi_d = 1,5$ pour H.A)

$\sigma_d = \frac{T_{\text{max}}}{n \cdot p_i \cdot z}$ (barres identiques) | T_{max} : Effort tranchant maximal
 p_i : périmètre de la barre ($\pi \phi_i$)

$\sigma_d = \frac{T_{\text{max}}}{z} \cdot \frac{A_i}{p_i \cdot A}$ | n: nombre de barres
 A_i : Section de la barre i

ARMATURES LONGITUDINALES

Le diamètre des barres utilisées ne dépasse pas $\phi = 20 \text{ mm}$ ($\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$) (Voir plus loin).

Calcul des moments résistants

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{F}'_b}{n \bar{F}'_b + \bar{F}'_a} = 0,423$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

* sollicitations du premier genre ($\bar{F}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$)

$$\bar{K} = \frac{\bar{F}'_b}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} = 24,74 \text{ kg/cm}^2$$

. Poutres $20 \times 60 / h=55 \rightarrow M_{rb} = 22,45 \text{ t.m}$

. Poutres $20 \times 40 / h=36 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 9,62 \text{ t.m}$

* sollicitations du 2^{ème} genre ($\bar{F}'_b = 205,6 \text{ kg/cm}^2$)

$$\bar{K} = 37,11 \text{ kg/cm}^2$$

. Poutres $20 \times 60 / h=55 \rightarrow M_{rb} = 33,67 \text{ t.m}$

. Poutres $20 \times 40 / h=36 \rightarrow M_{rb} = 14,43 \text{ t.m}$

ARMATURES EN TRAVÉES

Portique Longitudinal A'-A'					
NIVEAU	Travée	M (t.m)	Type	A (cm ²)	A adopté
V	CD	1,35	2	1,04	3HA 14
	BC	1,35	2	1,04	"
	AB	1,62	2	1,25	"
IV	CD	2,85	2	2,20	"
	BC	2,85	2	2,20	"
	AB	3,52	2	2,71	4
III	CD	4,01	2	3,08	"
	BC	4,01	2	3,08	4
	AB	4,79	2	3,68	4
II	CD	5,30	2	4,08	4
	BC	5,30	2	4,08	"
	AB	5,70	2	4,39	4
I	CD	4,84	2	3,73	4
	BC	4,84	2	3,73	4
	AB	4,89	2	3,76	"
0	CD	3,92	2	3,01	4
	BC	3,92	2	3,01	4
	AB	7,62	2	5,80	3HA 16

Portique Transversal I-I					
NIVEAU	Travée	M (t.m)	Type	A (cm ²)	A adopté
VI	B'C'	3,82	1	2,88	3HA 16
V	A'B'	6,35	1	4,79	3HA 16
	B'C'	6,26	1	4,74	3HA 16
IV	A'B'	9,55	1	7,21	3HA 16 2HA 14
	B'C'	4,10	1	3,09	3HA 16
III	A'B'	9,31	1	7,03	3HA 16 2HA 14
	B'C'	4,22	1	3,18	3HA 16
II	A'B'	8,73	1	6,59	3HA 16 2HA 14
	B'C'	4,42	1	3,36	3HA 16
I	A'B'	11,34	1	8,61	3HA 16 2HA 14
	B'C'	5,81	1	4,41	3HA 16
0	A'B'	10,56	1	8,02	3HA 16 2HA 14
	B'C'	5,68	1	4,31	3HA 16

PORTIQUE TRANSVERSAL (I-I) : ARMATURES SUR APPUIS

NIVEAUX	ARMATURES SUPERIEURES					ARMATURES INFERIEURES			
	APPUIS	M (t.m)	Type	A (cm ²)	A adopté	M (tm)	Type	A (cm ²)	A adopté
VI	13	3,60	2	1,81	3HA14	0,10	2	0,05	3HA16
	13'	3,60	2	1,81	3HA14	0,10	2	0,05	"
V	11	7,82	2	3,93	3HA14	3,91	2	1,96	"
	12	8,64	2	4,35	3HA14	0,83	2	0,41	"
	12'	8,64	2	4,35	3HA14	0,83	2	0,41	"
IV	9	5,65	2	4,26	3HA14				"
	10	11,43	2	5,75	3HA16	1,38	2	0,69	"
	10'	11,50	2	5,68	3HA16	1,38	2	0,69	"
III	7	10,49	2	5,28	3HA16	0,15	2	0,07	"
	8	14,66	2	7,38	3HA16 2HA14	4,98	2	2,50	"
	8'	14,66	2	7,38	3HA16 2HA14	4,98	2	2,50	"
II	5	14,96	2	7,53	idem	1,96	2	0,98	"
	6	16,91	2	8,51	idem	7,65	2	3,85	"
	6'	16,91	2	8,51	idem	7,65	2	3,85	"
I	3	12,68	2	6,38	idem	0,52	2	0,26	"
	4	17,19	2	8,65	idem	6,56	2	3,30	"
	4'	17,06	2	8,58	idem	6,56	2	3,30	"
0	1	19,24	2	9,68	idem	7,69	2	3,87	"
	2	14,16	2	7,12	idem	3,83	2	1,93	"
	2'	13,13	2	6,60	idem	3,83	2	1,93	"

PORTIQUE LONGITUDINAL (A') . ARMATURES SUR APPUIS

NIVEAUX	ARMATURES SUPERIEURES					ARMATURES INFERIEURES			
	Appuis	M (t.m)	Type	A (cm ²)	A adopté	M (t.m)	Type	A (cm ²)	A adopté
V	24	2,70	2	2,07	3 HA 14	1,98	2	1,52	3 HA 14
	23	2,70	2	"	"	"	2	"	"
	22	2,70	2	"	"	"	2	"	"
	21	3,24	2	2,49	"	2,81	2	2,16	"
IV	20	5,71	2	4,39	"	4,04	2	3,10	"
	19	5,71	2	"	"	"	2	"	"
	18	5,71	2	"	"	"	2	"	"
	17	7,04	2	5,41	3 HA 14 2 HA 12	5,81	2	4,46	"
III	16	8,03	2	6,17	"	6,37	2	4,90	3 HA 14 2 HA 12
	15	8,03	2	"	"	"	2	"	"
	14	8,03	2	"	"	"	2	"	"
	13	9,58	2	7,36	"	8,33	2	6,40	"
II	12	10,61	2	8,16	6 HA 14	8,94	2	6,87	"
	11	10,61	2	"	"	"	2	"	"
	10	10,61	2	"	"	"	2	"	"
	9	11,40	2	8,76	"	10,04	2	7,72	"
I	8	9,69	2	7,05	"	7,73	2	5,94	"
	7	9,69	2	"	"	"	2	"	"
	6	9,69	2	"	"	"	2	"	"
	5	9,79	2	7,52	"	8,09	2	6,22	"
0	4	7,84	2	6,03	3 HA 14 2 HA 12	6,17	2	4,75	"
	3	7,84	2	"	"	"	2	"	"
	2	7,84	2	"	"	"	2	"	"
	1	15,13	2	11,61	6 HA 16	13,61	2	10,46	8 HA 16 3 HA 14

- Remarques - La vérification des contraintes est satisfaite
 - la condition de non-fragilité est satisfaite pour le cas le plus défavorable. Elle l'est donc pour les autres
 - la condition aux appuis est largement satisfaite

VERIFICATION A LA FISSURATION

On doit avoir : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ on a : $\sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

Pour qu'il n'y ait pas fissuration, il faut que $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a$

$$\frac{k \cdot h}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a$$

soit

$$\bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k \cdot h - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \bar{\omega}_{f0}$$

Il suffit de vérifier $\bar{\omega}_{f \min} = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} \geq \bar{\omega}_{f0}$

ϕ (mm)	14	16
$\bar{\omega}_{f \min}$ (%)	2,13	2,79
$\bar{\omega}_{f0}$ (%)	1,95	2,29

La non-fissuration est satisfaite

VERIFICATION DE LA FLECHE

Poutre : $b \times h_t = 30 \times 60$

$l_{\max} = 5,6 \text{ m}$

$$* h_t \geq \frac{l_{\max}}{16} = 35 \text{ cm}$$

$$* h_t \geq \frac{M_E^{\max}}{10 M_0} l_{\max} = 38,6 \text{ cm}$$

$$* A_{\max} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 16,89 \text{ cm}^2$$

Les 3 conditions sont vérifiées pour le cas le plus défavorable.

La justification à la flèche est donc inutile

CONDITION DE NON-ENTRAINEMENT DES ARMATURES

La contrainte d'adhérence du béton est :

$$\tau_d = \frac{T}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{A_i}{A}$$

La contrainte d'adhérence admissible est: $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{f}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte d'adhérence maximale est: $\sigma_d^{\text{max}} = 13,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$

La condition de non-entraînement est donc vérifiée

ARMATURES TRANSVERSALES

PORTIQUE TRANSVERSAL							
NIVEAUX	$T_{\text{max}} (\text{t})$	$\sigma_b^{\text{max}} (\text{kg/cm}^2)$	S (cm)	$A_t (\text{cm}^2)$	S adopte		$A_t^{\text{min}} (\text{cm}^2)$
					z. nodale	z. courante	
VI	5,87	3,80	41,2	2,01	15	30	1,35
V	9,34	6,21	25,9	2,01	15	25	1,35
IV	11,40	7,59	21,2	2,01	15	20	1,35
III	12,00	7,99	20,1	2,01	15	20	1,35
II	12,93	8,69	18,5	2,01	15	15	1,35
I	14,12	9,49	16,9	2,01	15	15	1,35
0	14,41	9,68	16,6	2,01	15	15	1,35

Portique longitudinal							
NIVEAUX	$T_{\text{max}} (\text{t})$	$\sigma_b^{\text{max}} (\text{kg/cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	S (cm)	S adopte		$A_t^{\text{min}} (\text{cm}^2)$
					z. nodale	z. courante	
V	2,36	2,41	2,01	66,7	15	30	1,35
IV	5,16	5,27	2,01	30,5	15	30	1,35
III	6,50	6,69	2,01	24,0	15	20	1,35
II	7,69	8,00	2,01	20,1	15	20	1,35
I	7,25	7,55	2,01	21,3	15	20	1,35
0	8,11	8,35	2,01	19,3	15	15	1,35

Remarque : Nous avons dans tous les cas $\sigma_b^{\text{max}} < 2,5 \bar{f}_b$

On peut donc utiliser des armatures d'âme droites

On a choisi un cadre ⊕ un étrier ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

Espacement admissible (R.P.A 81) : Zone nodale $\bar{S} = 15 \text{ cm}$

: Zone courante $\bar{S} = 30 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale :

Portique longitudinal : $l' = 80 \text{ cm}$

" transversal : $l' = 120 \text{ cm}$

Portique Longitudinal (A'-A')

NIVEAU V	
NIVEAU IV	
NIVEAU III	
NIVEAU II	
NIVEAU I	
NIVEAU 0	

Portique transversal "I-I"

NIVEAU VI	
NIVEAU V	
NIVEAU IV	
NIVEAU III	
NIVEAU II	
NIVEAU I	
NIVEAU 0	

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous les sollicitations du premier genre (S.P1) et sous la combinaison la plus défavorable des sollicitations du second genre (S.P2). La section d'armature sera choisie en fonction de la sollicitation la plus défavorable.

Dans le cas des sollicitations du second genre on distingue 3 types d'efforts: 1^{er} type (N_{min}, M_{corr}) Pour le calcul des aciers tendus

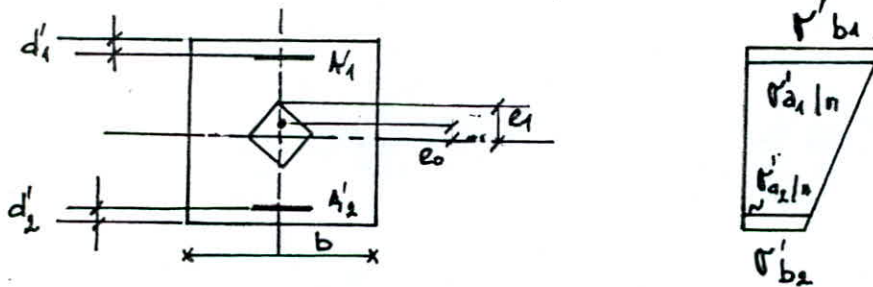
2^e type (N_{max}, M_{corr}) } Pour le dimensionnement du coffrage
3^e type (N_{corr}, M_{max}) } des sections de béton et le calcul des armatures comprimées

METHODE DE CALCUL

• Calcul de la contrainte admissible de compression dans le béton

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{bo} & \text{si } e_0 \geq \frac{h_c}{2} \\ \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{bo} & \text{si } e_0 < \frac{h_c}{2} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} \\ e_1 &= \frac{h_c}{6} \end{aligned}$$

• Section entièrement comprimée



On ferraillera de manière symétrique vu la possibilité de changement du sens des efforts dus au seisme

$$\begin{aligned} d'_1 &= d'_2 = d' & \text{on pose } S' &= \frac{d'}{h_c} \\ A'_1 &= A'_2 = A \end{aligned}$$

• Calcul des coefficients ρ, β, c, D, E et \bar{w}'

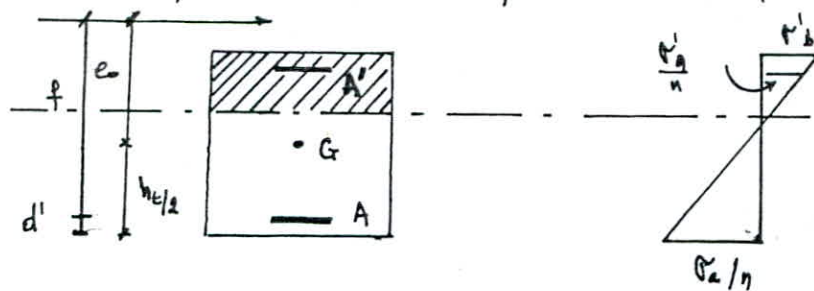
$$\begin{aligned} * \rho &= \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_c}{N} & * \beta &= \frac{GM}{N h_c} = \frac{6 \cdot 20}{h_c} & * c &= 0,27(1-2S')^2 \rho \end{aligned}$$

$$* D = 0,30(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2S')^2$$

$$* E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$* \bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4c \cdot E}}{2c}$$

- Section d'armatures $A' = \bar{w}' \frac{b \cdot h_t}{100}$
- section partiellement comprimée $e_0 > e_1$



- Calcul du moment fictif $e_1 b = N \cdot f = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right)$
- Calcul de la section d'acier en flexion simple sous $e_1 b$
 - si $M_{rb} \geq e_1 b \rightarrow A' = 0$ et on déduit la section d'acier en flexion composée

$$A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{R_a} \quad \begin{array}{l} N > 0 \text{ Compression} \\ N < 0 \text{ traction} \end{array}$$

- si $M_{rb} < e_1 b \rightarrow A' \neq 0$

On calcule la section d'acier comprimée $A'_{f.s}$ et tendue $A_{f.s}$ sous $e_1 b$ et on déduit la section d'acier en flexion composée

$$A'_{f.c} = A'_{f.s} \quad \text{et} \quad A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{R_a}$$

Dans tous les cas la section d'armature doit répondre aux exigences du R.P.A 81

- Flambement des poteaux (Art. 33 c.c.B.A 68/70)

- longueur de flambement (l_c)

* Pour un pilier appartenant à un système de contreventement d'un bâtiment à étages multiples et dont les extrémités sont soit encastrées dans un massif de fondation soit assemblées à des poutres de plancher ayant au moins même raideur que lui et le traversant de part et d'autre

$$\text{On a: } l_c = 0,70 l_0$$

* Pour les autres cas $l_c = 0,9 l_0$ Avec l_0 longueur libre du poteau.

- Elancement mécanique (λ)

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c \sqrt{12}}{a} \quad a: \text{ plus petite dimension du poteau}$$

• Pièces chargées axialement

Il ne sera pas tenu compte du flambement si $\lambda < 50$

• Pièces soumises à la flexion composée

si $\lambda \leq 35$ → On ne tient pas compte de l'effet de flambement

si $35 < \lambda \leq 50$ → Calcul en flexion composée et on prend une excentricité additionnelle $f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e$

- Prescriptions du R.P.A 81

Le ferrailage des poteaux doit être conforme aux exigences du R.P.A

* Armatures Longitudinales

• Pourcentage d'armatures

$$W_{\min} = 1\% \quad (\text{zone II})$$

$$W_{\max} = 4\%$$

• Diamètre des barres $\phi_{\min} = 14$ (zone II)

• Longueur de recouvrement $l_r \geq \max \{ (l_d + c), 50 \phi_e^{\max} \}$

• Distance entre les barres verticales dans une face du poteau $d \leq 25 \text{ cm}$ (zone II)

• La jonction par recouvrement se fera si possible en dehors des zones nodales

* Armatures Transversales

• Vérification de la résistance à l'effort tranchant.

$$\tau_b = \frac{k \cdot T}{b \cdot z}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,15 R'_{28} = 10,5 \text{ kg/cm}^2$$

Avec $k=2$ si $\lambda \geq 15$; $k=3$ si $\lambda < 15$

• Espacement :

$$\text{zone nodale : } \bar{s} = \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{zone courante : } \bar{s} = 12 \phi_l^{\min}$$

• Quantité d'armatures minimales

$$A_t = 0,004 \times S \times b_1 \quad (\text{zone II})$$

• Section d'armatures transversales calculées

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1,25 \bar{T}}{h_1 \cdot \rho_{cu}}$$

$$\bar{T} = 2T \quad \text{si } \lambda \geq 15$$

$$\bar{T} = 3T \quad \text{si } \lambda < 15$$

10) ARMATURES LONGITUDINALES

1.1. Flambement.

On vérifie le cas le plus défavorable

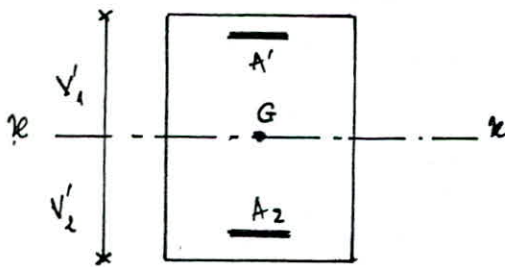
$$l_0 = 3,37 \text{ m} \quad a = 40 \text{ cm} \rightarrow \frac{l_0}{a} = \frac{0,9 l_0}{a} = 7,58 < 10,1$$

Donc on ne tient pas compte du flambement.

1.2. Calcul des armatures

Un calcul préliminaire a donné une section d'armature négative voisine ou faible par rapport à la section minimale exigée par le R.P.A.

Nous avons donc adopté une section d'armature qui répond à ces exigences et pour laquelle on va vérifier les contraintes. En tenant compte des aciers, on définit les nouvelles coordonnées du noyau central.



$$e'_1 = \frac{I_{/zz}}{(B + 15A') v'_2}$$

B : section du béton

$A' = A_1 + A_2$: section d'armatures

v'_2 : distance de G à la fibre la moins comprimée

$I_{/zz}$: Moment d'inertie / axe passant par G

PORTEUX CENTRAUX : Sens transversal

Niveau	Genre	M (cm)	N (t)	A (cm ²)	E (cm)	d ₁ (cm)	Type	w %	R _{max}	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅
VI	1	8,13	7,09	6,03	30	7,3	SFC	0,112	85,2	137	312	569	2800	
	2	4,144	4,16	"	35	"	SFC	0,112	18,9	200,6	205	422	1200	
V	1	0,88	60,55	"	8	"	SEC	0,38	35,2	71,8				
	2	3,83	90,85	"	18	"	SFC	0,112	17,8	117,3	592	526	1200	
IV	1	0,61	34,15	"	1	"	SEC	0,38	16,3	71,6				
	2	6,23	39,94	"	16	"	SFC	0,112	83,4	177,9	1031	791	4200	
III	1	0,51	97,14	"	1	"	SEC	0,38	58,5	71,6				
	2	8,87	15,98	"	19	"	SFC	0,112	114,5	192,0	1375	1365	4200	
II	1	1,03	120,94	9,12	1	9,3	SEC	0,38	17,5	71				
	2	10,6	58,18	"	18	"	SFC	0,11	68,6	169,1	996	1170	1200	
I	1	1,80	117,93	"	1	"	SEC	0,38	58,2	71				
	2	19,24	70,34	"	17	"	SFC	0,111	77,4	165,4	1022	1134	1200	
0	1	1,65	172,08	"	1	"	SEC	0,38	68,2	71				
	2	0,82	82,76	"	1	"	SEC	0,38	32,9	106,5				

Poteaux de rive (sens transversal)

Niveau	Genre	M (t-m)	N (t)	A (cm)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Type	w %	R'_{bmax}	R'_b	R_a	R_s	R_e
V	1	2,37	8	8,29	70	7,5	SPC	0,58	27,7	137	316	473	2800
	2	7,11	6,86	"	104	"	SPC	"	-	205,6	-	1112	4200
		4,3	6,17	"	70	"	SPC	"	-	205,6	-	468	4200
		8,92	9,45	"	94	"	SPC	"	-	205,6	-	1306	4200
IV	1	2,22	26,47	"	8	"	SPC	"	29,7	93,5	399	-	2800
	2	9,77	8,10	"	191	"	SPC	"	-	205,6	-	1661	4200
		9,74	36,08	"	24	"	SPC	"	100,5	205,6	1186	1383	4200
		12,27	15,06	"	81	"	SPC	"	-	205,6	-	1590	4200
III	1	1,47	46,76	"	3	"	SEC	0,52	35,9	77,9	/	/	/
	2	11,87	12,58	"	94	"	SPC	0,58	-	205,6	-	1738	4200
		12,97	64,94	"	20	"	SPC	0,58	151,9	205,6	18,41	1652	4200
		14,61	25,17	"	58	"	SPC	0,58	164,1	205,6	1736	4070	4200
II	1	3,06	70,47	9,42	4	9,3	SEC	0,38	37,1	78,3	/	/	/
	2	18,28	21,09	"	87	"	SPC	0,41	-	205,6	-	1688	4200
		17,33	94,82	"	16	"	SPC	0,41	111,8	187,3	1464	766	4200
		18,29	40,8	"	45	"	SPC	0,41	115,9	205,6	1357	2461	4200
I	1	3,82	90,92	"	4	"	SEC	0,38	47,5	78,3	/	/	/
	2	16,16	14,21	"	114	"	SPC	0,41	-	205,6	-	1871	4200
		4,90	135,39	"	11	"	SPC	0,41	107,2	143,3	1467	20	4200
		18,06	38,93	"	47	"	SPC	0,41	116,4	205,6	1355	2752	4200
0	1	5,12	105,61	"	5	"	SEC	0,38	57,8	121,2	/	/	/
	2	2,55	24,77	"	10	"	SPC	0,41	18,5	139,6	254	-	4200
		4,80	145,20	"	3	"	SEC	0,38	70,8	113,9	/	/	/
		4,80	56,54	"	8	"	SEC	0,38	38,9	132,3	/	/	/

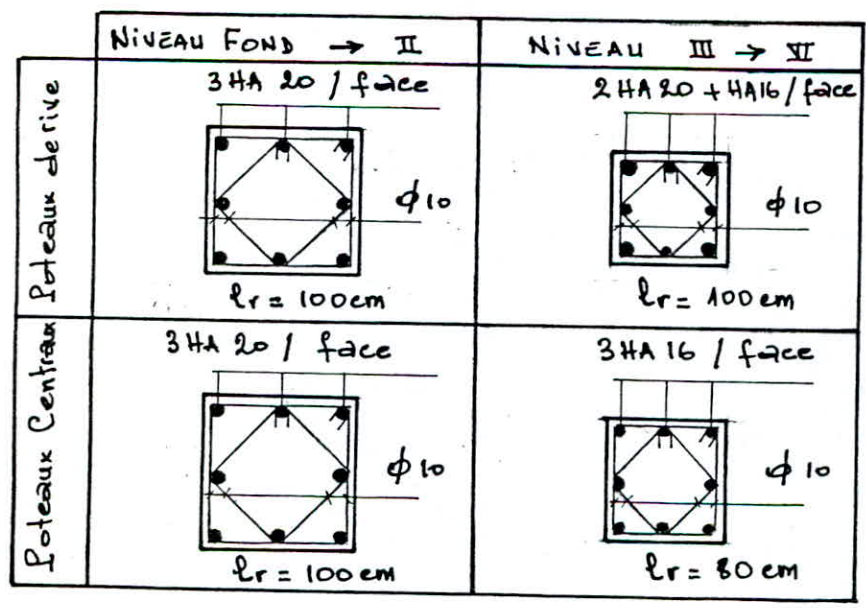
REMARQUE : Les contraintes sont aussi vérifiées dans le sens longitudinal.

2°) ARMATURES TRANSVERSALES

On utilise l'acier de nuance Fe E24 ($R_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

Poteaux	b x ht	NIVEAU	ρ_c (%)	λ	$\bar{T} = kT$ (t)	G_b (kg/cm^2)	A_e (cm^2) Adopté	S (cm)	Z (cm)		S adopté		A_t (cm^2) min	
									Zone nodale	Zone courante	Z.n	Z.c	Z.n	Z.c
Poteaux de rive	40 x 40	V	236	20,44	6,58	5,22	3,14	37	15	19	15	18	2,4	2,88
		IV	236	20,44	11,18	8,87	"	22	"	"	"	"	"	"
		III	236	20,44	14,46	11,48	"	17	"	"	"	"	"	"
	50 x 50	II	272	18,84	18,34	9,11	"	16	"	24	"	15	3,0	3,0
		I	224	15,52	18,46	9,17	"	16	"	24	"	15	3,0	3,0
Poteaux Centraux	40 x 40	VI	161	13,94	4,86	3,86	"	50	"	19	"	18	2,4	2,88
		V	236	20,44	5,52	4,38	"	44	"	"	"	"	"	"
		IV	236	20,44	8,62	6,84	"	28	"	"	"	"	"	"
		III	236	20,44	11,94	9,48	"	20	"	"	"	"	"	"
	50 x 50	II	272	18,84	12,86	6,39	"	23	"	24	"	15	3,0	3,0
		I	224	15,52	13,94	6,93	"	22	"	24	"	15	3,0	3,0

3°) Schemas du ferrailage.



_ ETUDE DES VOILES _

INTRODUCTION.

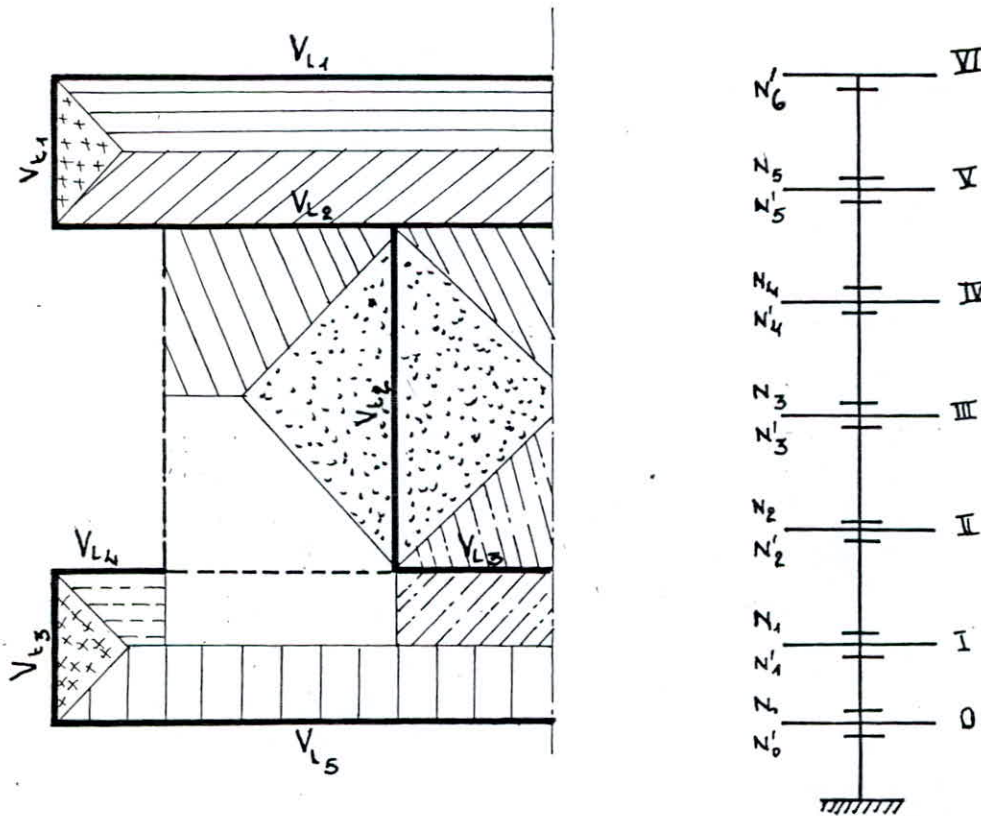
Le bloc "e" est constitué essentiellement de l'escalier de secours, il est isolé du reste de la structure par un joint parasismique du fait qu'il présente des caractéristiques dynamiques et constructives différentes de celles des autres blocs (Art. 2.3.2.1 RPA 81). Il est constitué de dalles reposant sur 3 appuis.

Il présente des dimensions en plan assez faibles par rapport à la hauteur, il est de ce fait flexible

On prévoit dans ce cas un contreventement par voiles

EVALUATION DES CHARGES VERTICALES DANS LES VOILES

La descente de charge s'effectue en utilisant la théorie des lignes de ruptures



NIVEAUX		$V_{L1} - V_{L2}$		V_{L2}		V_{L3}		V_{L4}		$V_{L1} - V_{L3}$		V_{L2}	
		G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)
VI	N'6	3,58	0,50	4,97	0,99	1,36	0,27	0,58	0,17	0,88	0,08	5,26	1,05
	N5	11,01	0,50	12,4	0,99	3,25	0,27	2,07	0,17	3,13	0,08	12,01	1,05
V	N'5	12,65	0,99	16,96	2,26	4,07	1,23	3,13	0,58	3,92	0,41	16,64	4,84
	N4	22,47	0,99	26,78	2,26	6,57	1,23	5,63	0,58	5,08	0,41	25,56	4,84
IV	N'4	24,94	2,97	31,75	6,24	7,92	2,31	6,21	1,05	5,48	0,73	32,08	9,06
	N3	34,75	2,97	41,56	6,24	10,42	2,31	8,71	1,05	8,70	0,73	41,00	9,06
III	N'3	37,50	4,95	46,54	10,23	11,78	3,54	9,30	1,52	9,10	1,05	47,51	13,27
	N2	47,31	4,95	56,35	10,23	14,28	3,54	11,80	1,52	12,32	1,05	56,44	13,27
II	N'2	49,79	6,93	61,33	13,93	15,63	4,63	12,38	1,99	12,72	1,37	62,96	17,48
	N1	61,06	6,93	72,60	13,93	18,50	4,63	15,25	1,99	16,42	1,37	73,20	17,48
I	N'1	63,54	8,91	77,57	17,91	19,85	5,72	15,83	2,46	16,82	1,70	79,72	21,69
	N0	72,61	8,91	86,93	17,91	22,17	5,72	18,14	2,46	19,79	1,70	87,97	21,69
0	N'0	10,89	10,89	91,61	21,89	23,52	6,81	18,73	2,92	20,19	2,03	93,23	26,90
	N0												

EVALUATION DES MASSES DE NIVEAUX

NIVEAUX	VI	V	IV	III	II	I
M_j (t)	45	63	76	76	80	78

$$M_j = G_j + 0,2 P_j \quad (\text{Art. 3.3.1.5 R.P.A 81})$$

EVALUATION DES INERTIES ET RIGIDITES DE NIVEAUX

Remarque :

Les voiles du contreventement doivent vérifier les conditions de l'article (Art. 4.3 R.P.A 81)

Les voiles V_{L3} et V_{L4} ne répondent pas aux exigences de l'article 4.3.1.1. Par conséquent il ne sera pas tenu compte de ceux-ci lors de l'étude du contreventement.

Ils seront étudiés uniquement aux charges verticales et ferrillés en conséquence.

I_x, I_y : Inertie du voile transversal (resp. longitudinal)
 dy, dx : Distance du voile transversal considéré (resp. long) au C de torsion
 $I_0 = \sum I_x (dy)^2 + \sum I_y (dx)^2$

Calcul de l'Inertie Polaire

accidentelle : $e_x = e_y = 0,44m$
 L'excentricité que l'on considèrera pour le calcul à la torsion sera

Niveaux	VI	V	IV	III	II	I
$ e_{xi} - e_{xj} $	0,04	0,05	0,14	0,21	0,29	0,19
$ y_{ji} - y_{ij} $	0	0	0	0	0	0

L : plus grande dimension du bloc.

$e_x = \max (|e_{xi} - e_{xj}|, 5\%L)$
 $e_y = \max (|y_{ji} - y_{ij}|, 5\%L)$

Art. 3.3.5 R.P.A. 81

Calcul des Excentricités

Niveaux	VI	V	IV	III	II	I
e_{xi} (m)	3,32	3,22	3,06	2,91	2,76	2,76
y_{ji} (m)	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10

2) Centre de torsion

Niveaux	VI	V	IV	III	II	I
e_{xi} (m)	3,31	3,27	3,20	3,12	3,05	3,05
y_{ji} (m)	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10

1) Centre de masse:

Determination du Centre de Torsion et Centre de Masse

Niveaux	$V_1 - V_2 - V_3$		Z		$V_1 - V_2 - V_3$		Z	
	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$I (m^4)$	$A (m^2)$
V	817934	41197	245392	76798	153596	1200255	$2,0833$	1200255
	$4,6223$	$4,8669$	$4,8669$	$0,1333$	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
IV	404333	121299	32223	66446	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
	$4,6603$	$5,8824$	$0,1333$	66446	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
III	584081	1752243	33223	66446	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
	$8,3435$	$7,0305$	$0,1333$	66446	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
II	1752243	$8,3187$	$0,1333$	66446	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
	$2,7729$	1383955	22257	44517	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	519231
I	80038	2400144	38460	38460	$0,1333$	$8,0833$	$2,0833$	601074
	$1,7229$	$8,3137$	$0,1333$	38460	$0,2666$	$8,0833$	$2,0833$	601074
Sens Longitudinal		Sens Transversal						

NIVEAUX	VI	V	IV	III	II	I
JB (MG)	62,17	71,05	85,89	102,67	121,49	121,49

EVALUATION DES FORCES SISMQUES

- Force sismique minimum V

Le calcul de la période du mode fondamental suivant la méthode de RAYLEIGH exposée précédemment a donné les résultats suivants:

• Sens Longitudinal $T_x = 0,06 \text{ s}$

• Sens transversal $T_y = 0,09 \text{ s}$.

La force sismique minimum (Art. 3.3.1 R.P.A 81) est égale à $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

Les coefficients A, B, D, Q ont été définis précédemment.

* Groupe d'usage 2 } $A = 0,15$
Zone II

* Structure Voiles porteurs $\rightarrow B = 1/3$

* $T < 0,5 \text{ s} \rightarrow D_x = D_y = 2$

* $Q_x = Q_y = 1,4$

* $W = 418 \text{ t}$

d'où $V_x = V_y = 59 \text{ t}$.

DISTRIBUTION DE LA FORCE V

Elle s'effectue suivant la formule ci. contre $F_{kj} = \frac{(V - F_t)(W_j \cdot h_j)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$
avec $F_t = 0$ car $T < 0,7 \text{ s}$.

NIVEAUX	h_j (m)	W_j (t)	$W_j \cdot h_j$ (t.m)	sens. Longitudinal		sens transversal	
				V_x (t)	F_{jx} (t)	V_y (t)	F_{jy} (t)
VI	20,82	45	936,9	59	11,29	59	11,29
V	18,19	63	1145,97		13,81		13,81
IV	14,62	76	1111,12		13,39		13,39
III	11,05	76	839,8		10,12		10,12
II	7,48	80	598,4		7,21		7,21
I	3,40	78	265,2		3,18		3,18
4897,39							

EVALUATION DES FORCES SISMQUES DANS LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

- Methode du centre de torsion

La deformation en plan sous l'action des charges horizontales peut être décomposé en :

- Une déformation de translation parallele à la force appliquée
- Une déformation de rotation autour du centre de torsion

hypothèses: - les planchers sont indeformables horizontalement.
 - les refends sont parfaitement encastres à leur base
 - l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur
 ou bien la variation suit la même loi pour tous les refends

Chaque refend sera soumis à un effort dû à la translation et un effort dû à la rotation.

* Refends longitudinaux

$$T_{kjr} = \frac{V_{jr} \cdot I_y}{\sum I_y} + \frac{V_{jr} \cdot I_y \cdot e_y}{J_\theta} \quad y_i = T_{kjr}^T + T_{kjr}^R$$

* Refends transversaux

$$T_{kjs} = \frac{V_{js} \cdot I_x}{\sum I_x} + \frac{V_{js} \cdot I_x \cdot e_x}{J_\theta} \quad z_i = T_{kjs}^T + T_{kjs}^R$$

On fera les calculs pour une force unitaire, les efforts tranchants à chaque niveau seront distribués dans les mêmes proportions

Les efforts tranchant négatifs dûs à la torsion seront négligés (Art. 3.3.5 R.P.A 81)

REFENDS LONGITUDINAUX				
NIVEAUX	VOILES	$T_{kjr}^T (t)$	$T_{kjr}^R (t)$	$T_{kjr} (t)$
Tous les niveaux	VL1	0,3333	0,0398	0,3731
	VL2	0,3333	0,0497	0,3630
	VL5	0,3333	- 0,0486	0,3333

REFENDS TRANSVERSAUX									
NIVEAUX	Voiles	$T_{kij}^T (t)$	$T_{kij}^R (t)$	$T_{kij} (t)$	NIVEAUX	Voiles	$T_{kij}^T (t)$	$T_{kij}^R (t)$	$T_{kij} (t)$
VI	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0025	0,0567	III	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0019	0,0567
	V_{t_2}	0,8865	-0,0052	0,8917		V_{t_2}	0,8865	0,0048	0,8913
V	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0023	0,0567	II	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0017	0,0567
	V_{t_2}	0,8865	-0,0050	0,8915		V_{t_2}	0,8865	0,0046	0,8911
IV	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0021	0,0567	I	$V_{t_1}-V_{t_3}$	0,0567	-0,0017	0,0567
	V_{t_2}	0,8865	-0,0049	0,8914		V_{t_2}	0,8865	0,0046	0,8911

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES REFENDS

EFFORTS TRANCHANTS $T_{kj} (t)$							
NIVEAUX	$F_j (t)$	$V_j (t)$	V_{L_1}	V_{L_2}	V_{L_3}	$V_{t_1}-V_{t_3}$	V_{t_2}
VI	11,29	11,29	4,21	4,10	3,76	0,64	10,07
V	13,81	25,10	9,36	9,11	8,37	1,42	22,38
IV	13,39	38,49	14,36	13,97	12,83	2,18	34,31
III	10,12	48,61	18,14	17,65	16,20	2,76	43,33
II	7,21	55,82	20,83	20,26	18,60	3,16	49,74
I	3,18	59	22,01	21,42	19,66	3,35	52,57

MOMENTS DANS LES REFENDS

Le moment au niveau "j-1" dû aux forces laterales sont:

$$M_{j-1}^k = T_j^k h_j + M_j^k$$

M_j^k : Moment au niveau "j" dans le refend considéré k

T_j^k : Effort tranchant au niveau "j" dans le refend k

h_j : hauteur de l'étage au niveau "j"

MOMENTS DANS LES REFENDS $M_{j-1}^k (t.m)$					
NIVEAUX	V_{L_1}	V_{L_2}	V_{L_3}	$V_{t_1}-V_{t_3}$	V_{t_2}
VI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V	11,38	11,07	10,15	1,73	27,19
IV	44,90	43,59	40,93	6,80	107,09
III	96,07	93,46	86,73	14,58	229,58
II	160,83	156,47	144,56	24,43	384,27
I	245,82	239,13	220,45	37,32	587,21
BASE	320,65	311,92	287,29	48,71	765,95

REMARQUES :

Les voiles V_{L1} et V_{L2} présentent des ouvertures uniquement au niveau du R.C.C.
Elles ont de petites dimensions, leur présence n'a d'influence sur la répartition des contraintes qu'à leur voisinage. Les déformations d'ensemble des voiles ne sont pas modifiées.

Les deux voiles seront calculés comme des voiles pleins toutefois, au voisinage de ces ouvertures, comme il y a une concentration des contraintes qui auraient été réparties dans la surface de l'ouverture il faudrait renforcer les bords pour équilibrer les contraintes locales. Les armatures seront calculées pour résister au cisaillement accumulé autour de l'ouverture.

CALCUL DES EFFORTS AU DROIT DES LINTEAUX

On détermine l'effort de glissement dans la course considérée monolithique et on déduit le cisaillement dans le linteau en fonction de ces dimensions.

Soit une section effectuée au niveau de l'ouverture.

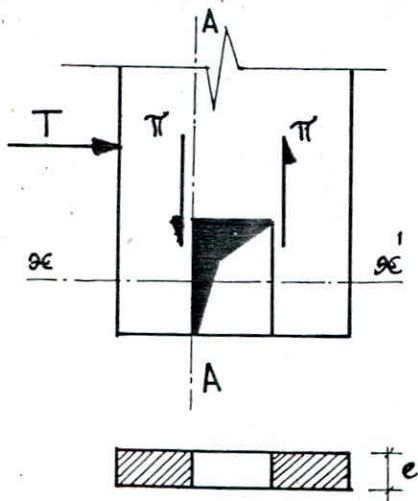
G : Centre de gravité de la section

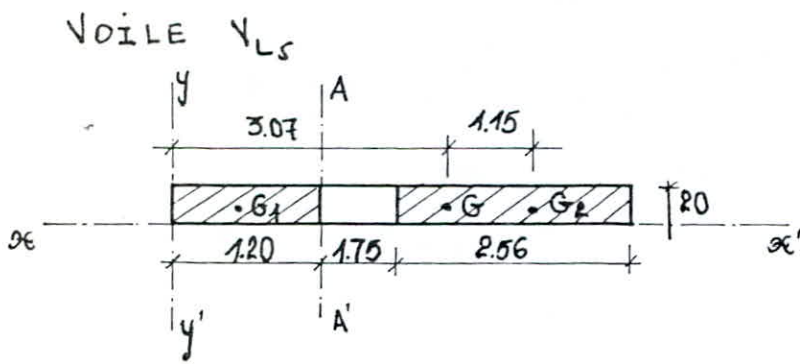
I : Moment d'inertie par rapport à G

m : Moment statique par rapport à G de la section située d'un côté de l'ouverture.

L'effort de glissement sera égal à : $\delta = \frac{T \cdot m}{I}$

L'effort tranchant π dans le linteau sera la somme des contraintes de cisaillement agissant dans le plan AA'





$$\begin{array}{rcl}
 S & my & I_y \\
 5,5 \times 0,2 = 1,1 \text{ m}^2 \times 2,75 & = 3,025 \text{ m}^3 \times \frac{2}{3} \cdot 5,5 & = 11,09 \text{ m}^4 \\
 -1,74 \times 0,2 = \frac{-0,348 \text{ m}^2 \times 2,07}{0,752 \text{ m}^2} & = \frac{-0,720 \text{ m}^3 \times 2,07}{2,305 \text{ m}^3} & = \frac{-1,49 \text{ m}^4}{9,60 \text{ m}^4}
 \end{array}$$

$$e_G = \frac{my}{S} = 3,07 \text{ m}$$

$$I = I_y - my \cdot e_G = 2,52 \text{ m}^4$$

$$m = 2,56 \times 0,2 \times 1,15 = 0,59 \text{ m}^3$$

d'où l'effort tranchant :

$$\pi = \frac{T \cdot m \cdot b}{I} = \frac{19,66 \cdot 0,59 \cdot 1,2}{2,52} = 5,52 \text{ t}$$

Moment de la section d'encastement du linteau : $M = \pm \pi \cdot e = \pm 5,52 \times 0,87 = \pm 4,8 \text{ t.m}$

VOILE V_{L1}

Le même raisonnement conduit aux résultats suivants :

$$\text{Linteau 1} : \pi_1 = 6,36 \text{ t} \quad M_1 = \pm 2,99 \text{ t.m}$$

$$\text{Linteau 2} : \pi_2 = 5,84 \text{ t} \quad M_2 = \pm 2,74 \text{ t.m}$$

DEFORMATIONS HORIZONTALES ET RENVERSEMENT.

La stabilité et la rigidité vis-à-vis des forces latérales pour le bloc "c" sont vérifiées

CALCUL DU JOINT.

L'épaisseur du joint doit être tel que : $e \geq S_A^{\max} + S_c^{\max}$

$$e \geq 3,68 + 0,1 = 3,78 \text{ cm}$$

selon le règlement : $e \geq \frac{H_1}{300}$ H_1 : hauteur du bloc le moins haut

$$\text{soit } e \geq \frac{1819}{300} = 6,06 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 6 \text{ cm.}$$

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les sollicitations suivantes (Art 3.3.2 R.P.A 81)

$$G + Q \pm E \quad (\text{Vérification du béton})$$

$$0,8 G \pm E \quad (\text{Calcul des aciers de flexion})$$

G : charge permanente

Q : Surcharge d'exploitation

E : Effets dus au seisme.

Les voiles seront calculés en deux zones.

* Zone ① : Calcul du mur entre R.D.C et 1^{er} étage . Le ferrailage sera maintenu jusqu'au 3^e étage

* Zone ② : Calcul du mur entre le 3^e et 4^e étage . Le ferrailage sera maintenu jusqu'au dernier étage .

VOILES	Zone	M (t.m)	T (t)	G (t)	Q (t)	E (t)	G+Q±E	0,8G±E
V _{L2}	①	311,92	21,42	86,93	17,91	0	104,84	87,45
	②	93,46	13,97	41,56	6,24	0	47,8	39,49
V _{t1} , V _{t3}	①	48,71	3,35	19,79	1,70	0	21,49	17,53
	②	14,58	2,18	8,70	0,73	0	9,43	7,69
V _{t2}	①	765,95	52,57	87,97	21,69	0	109,66	92,01
	②	229,58	34,31	41,00	9,06	0	50,06	41,86
V _{L1}	①	320,65	22,01	72,61	8,91	0	85,52	58,09
	②	97,07	14,36	34,75	2,97	0	37,72	30,77
V _{L5}	①	287,29	19,66	72,61	8,91	0	85,52	58,09
	②	86,73	12,83	34,75	2,97	0	37,72	30,77

Le calcul des voiles doit être conforme aux prescriptions relatives aux éléments de contreventement (Art H.3 cas des voiles)

Nous ferons les calculs pour le voile le plus sollicité (V_{t2})

CALCUL DU VOILE V_{t2} .

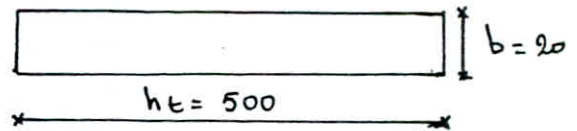
* Zone ① :

$$N_{\min} = 92,01 \text{ t} \quad N_{\max} = 109,66 \text{ t} \quad M = 765,95 \text{ t.m} \quad T = 52,57 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 8,32 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,83 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée



On utilise la théorie des moments fictifs pour le calcul des aciers
Contrainte admissible du béton

$$h_t/2 = 2,5 \text{ m} < e_0 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 205,6 \text{ kg/cm}^2$$

Excentricité :

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$h_t = 500 \text{ cm}$$

$$h = 380 \text{ cm}$$

$$f = e_0 + h_t/2 - d = 9,62 \text{ m}$$

Moment fictif.

$$M_{fb} = N_{\min} \cdot f = 885,14 \text{ t.m}$$

Moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_{ca}} = 0,423$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

$$\text{d'où : } M_{rb} = 1078,76 \text{ t.m} > M_{fb} \rightarrow A' = 0$$

Section d'acier en flexion simple sous M_{fb}

$$A = \frac{M_{fb}}{\bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}'_{ca}} = \frac{885,14}{0,859 \cdot 120} = 84,56 \text{ cm}^2$$

Section réelle

$$A_{fc} = A - \frac{N_{\min}}{\bar{\sigma}'_{ca}} = 42,45 \text{ cm}^2$$

Longueur de la zone tendue :

$$l_t = h_t - 2h = 3,39 \text{ m}$$

Section d'armatures minimales (R.P.A. art. 3.3.3)

$$A_{\min} = 0,5\% l_t \cdot b = 33,9 \text{ cm}^2 < A_{fc}$$

Donc la section sera $A_{fc} = 42,45 \text{ cm}^2$

Si on prend en compte l'inversement du seisme, la section totale du voile sera tendue ($l_t > h_t/2$) On ferraillera le voile de maniere symetrique.

La section d'armatures sur une longueur de $h_t/2$ sera :

$$4 \text{ HA } 20 + 28 \text{ HA } 10 \quad (A = 34,55 \text{ cm}^2)$$

Soit une section totale sur la zone tendue

$$4 \text{ HA } 20 + 40 \text{ HA } 10 \quad (A = 43,97 \text{ cm}^2)$$

Espacement des barres Verticales (Art. H.3.3.4)

* Zone Courante : $s = 20 \text{ cm}$

* Zones extremes sur une longueur de $h_t/10 = 50 \text{ cm}$ $s = 10 \text{ cm}$

ARMATURES MINIMALES DANS LA ZONE COURANTE (Art. H.3.3.2)

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 \frac{T}{b \cdot s} = 1,4 \frac{T}{\frac{7}{8} \cdot b \cdot h} = 11,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,026 \bar{\sigma}'_{25} \leq \bar{\sigma}_b \leq 0,12 \bar{\sigma}'_{25} \rightarrow A_{\min}^c = 0,25\% \cdot b \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{\text{adopte}} \\ 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{\text{adopte}} \text{ } 7 \text{ HA } 10 \quad (A = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

longueur de recouvrement. (Art. H.3.3.11)

Possibilite de renversement du signe des efforts $\rightarrow l_r = 50\phi = 100 \text{ cm}$

Joint de reprise de coulage (Art. H.3.3.12)

Quantité d'armatures ajoutées à la section tendue.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{\bar{\sigma}_{ex} \cdot h_t} = 1,1 \frac{1,4 T}{\bar{\sigma}_{ex} \cdot h_t} = 3,86 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5 \text{ HA } 10 / \text{ml}$$

Armatures horizontales (Art H.3.3.1)

$$w_t = \frac{\bar{\sigma} - \bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{ex}} = 0,07\% < 0,25\%$$

$$\text{d'où } A_H = 0,25\% \cdot b \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $7 \text{ HA } 10 / \text{ml}$ ($A = 5,498 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

Ces barres seront munies de crochets à 135° de longueur

$$10\phi = 10 \text{ cm} \quad (\text{Art. H.3.3.9})$$

Armatures transversales

Les 2 nappes seront reliées avec 4 épingles au mètre-carré.

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$d) \quad N_{\min} = 92,017 \quad M = 765,95 \text{ t.m}$$

centre de gravité des armatures tendues

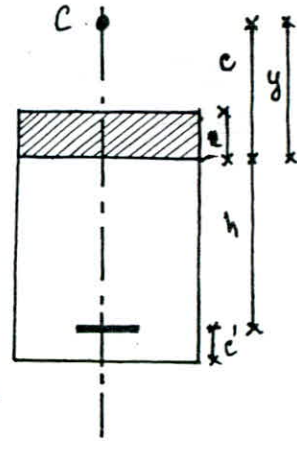
$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 137,6 \text{ cm} \rightarrow h = 362,4 \text{ cm}$$

$$|c| = e_0 - \frac{h_c}{2} = 582 \text{ cm}$$

$$c = -582 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h_c-d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h_c-d-c)^2$$



APPLICATION.

$$h_c = 500 \text{ cm} \quad d = 137,6 \text{ cm} \quad A' = 0 \quad A = 113,97 \text{ cm}^2 \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$p = -829318,19$$

$$q = 217819337,9$$

$$y^3 + py + q = 0 \Leftrightarrow y^3 - 829318,19y + 217819337,9 = 0$$

$$\text{d'où} \quad y = 728,13 \text{ cm}$$

$$x = y + = 146,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A' (x - d')^2 + n A (h - x)^2$$

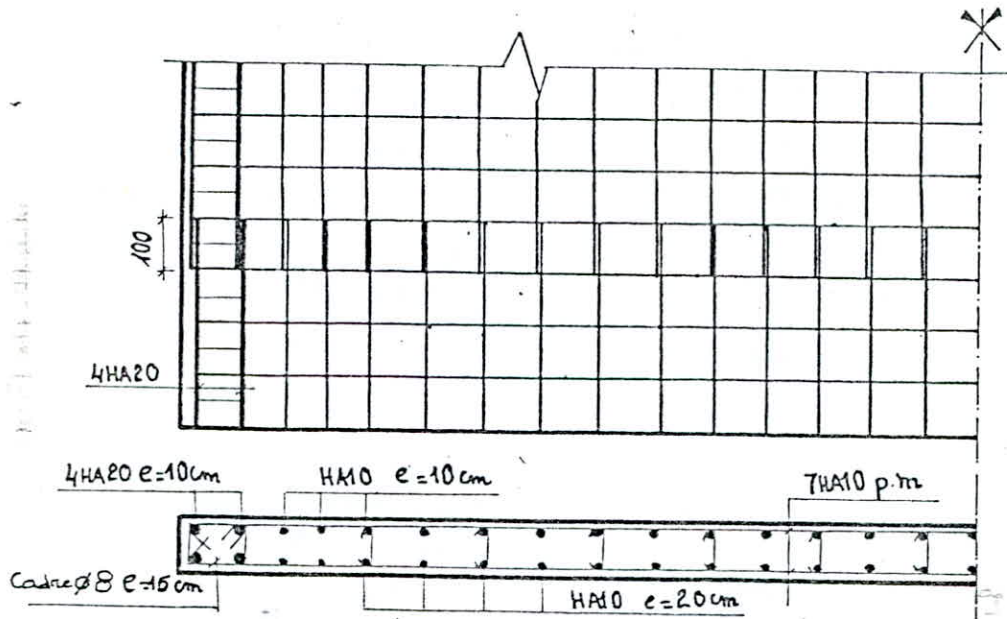
$$I = 51637725 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{N_{\min} \cdot y}{I} = 1,297$$

$$\text{Contrainte du béton} : \sigma'_b = k \cdot x = 189,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,6 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte des Aciers

$$: \sigma_a = n \cdot k (h - x) = 4207 \text{ kg/cm}^2 \approx \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



	Voiles		$V_{t_1} - V_{t_3}$		V_{t_2}		$V_{L_1} - V_{L_5}$		V_{L_2}	
	Zones	①	②	①	②	①	②	①	②	
Armatures Verticales	sollicitation	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	
	A_{fc} (cm ²)	6,47	<0	42,45	11,80	13,07	2,5	8,42	1,47	
	A_{min} (cm ²)	13,7	13,7	33,9	35,6	37,24	36,77	38,1	29,92	
	A adopté	4 HA16 10 HA8	4 HA16 10 HA8	4 HA20 30 HA10	4 HA16 30 HA10	4 HA16 30 HA10	4 HA16 28 HA10	4 HA16 30 HA10	4 HA16 25 HA10	
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	1,71	1,16	11,07	8,23	4,26	3,19	4,28	2,82	
	A_{min}^c (cm ² /ml)	3	3	5	5	3	3	3	3	
	A^c adopté	5,03	5,03	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	
	$A_{y_j}^{min}$ (cm ² /ml)	0,61	0,40	3,86	2,51	1,47	1,01	1,43	0,98	
	A_{y_j} adopté	3 HA6	3 HA6	5 HA10	5 HA10	3 HA8	3 HA8	3 HA8	3 HA8	
	Arm. horizontale	w_t (%)	<0	<0	0,03	0,005	<0	<0	<0	<0
\bar{w}_t (%)		0,15	0,15	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	
A_H (cm ² /ml)		3	3	5	5	3	3	3	3	
A_H adopté		7 HA8	7 HA8	7 HA10	7 HA10	7 HA8	7 HA8	7 HA8	7 HA8	
A_t	4 épingles au metre-carré									
l_r (m)	80	80	100	80	80	80	80	80	80	

- Remarques :
- Les contraintes sont toutes vérifiées
 - La section d'armatures Verticales est relative à la moitié de la longueur de voile ($ht/2$)

Comme nous l'avons souligné précédemment, on disposera des armatures de renfort au niveau des ouvertures. Les armatures seront calculées pour résister à l'effort tranchant ou droit du linteau et du moment correspondant créés par le séisme.

La vérification à la résistance des linteaux doit être effectuée avec :

$$\bar{T} = 1,4 T \quad T : \text{effort tranchant de calcul.}$$

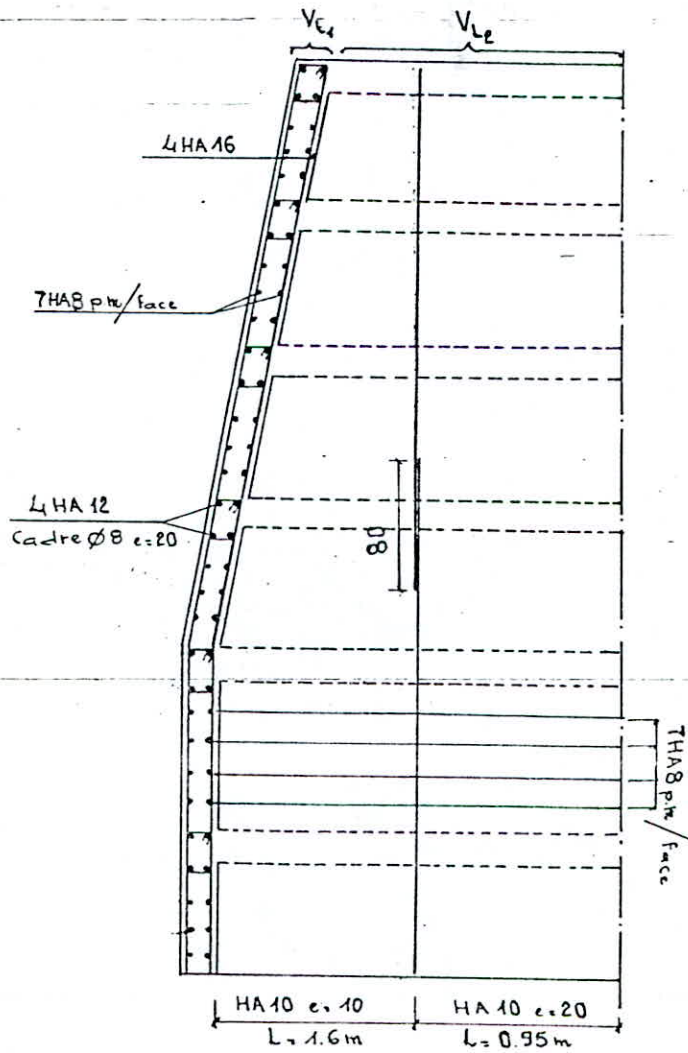
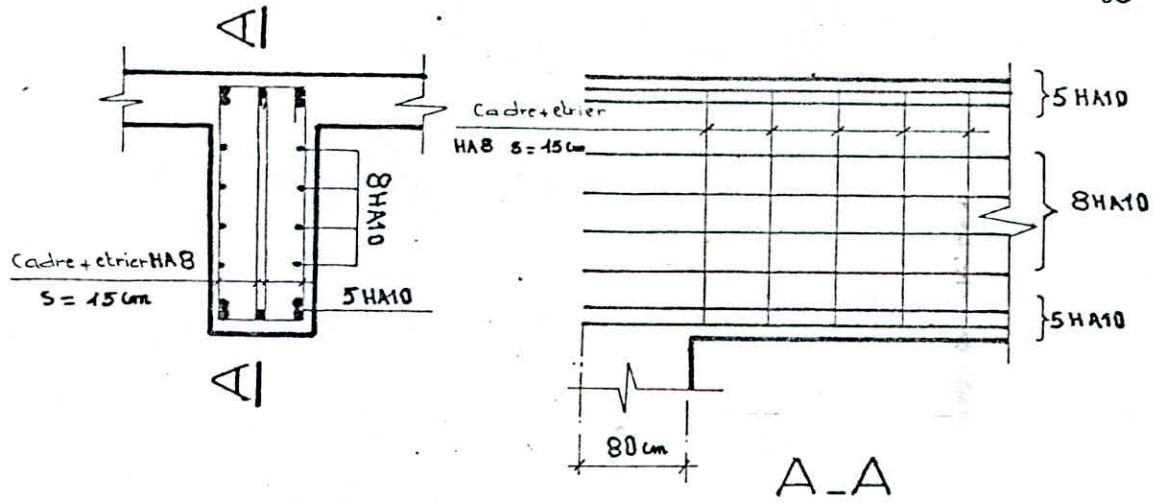
$$M = \bar{T} \cdot \ell/2 \quad \ell : \text{longueur du linteau.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\rho}'_b = 0,75 \rho'_{28} = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\rho}_a = \bar{\rho}_{at} = \rho_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

		Linteau I	Linteau II
dimensions	Épaisseur (b. cm)	20	20
	Hauteur h_t (cm)	120	120
	Longueur ℓ (cm)	174	94
efforts	$\bar{T} = 1,4 T$ (t)	7,73	3,90
	$M = T \cdot \ell/2$ (t.m)	6,72	1,18
Aciers longitud.	A (cm ²)	1,43	0,88
	ρ'_b (kg/cm ²)	40,78	31,62
	$A_{min} = 0,0015 b h_t$ (cm ²)	3,6	3,6
	A adopté	5 HA 10	5 HA 10
Aciers transversaux	$\bar{\sigma}_b = \bar{T} / b \cdot s$ (kg/cm ²)	3,78	11,35
	Espacement $s \leq h_t/4$	30	30
	s adopté (cm)	15	15
	$A_t \geq b \cdot \bar{T} / 3 \cdot \bar{\rho}_{at}$ (cm ²)	0,27	0,31
	$A_{t min} = 0,0025 b \cdot s$ (cm ²)	0,75	0,75
	A_t adopté	1 cadre + 1 étrier HA 8	1 cadre + 1 étrier HA 8
	$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t$ (cm ²)	4,8	4,8
	A_r adopté	8 HA 10	8 HA 10
A_{tr}	$\bar{\sigma}_e < 0,06 \rho'_{28} \rightarrow A_{tr} = 0$	$A_{tr} = 0$	



FONDATIONS

BIBLIOGRAPHIE

- * REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DU BETON ARME
C. C. B. A 68 / 70
- * REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN R.P.A 81 / 83
- * COURS DE BETON ARME : TOME II CALCUL DES OUVRAGES. M. BELAZOUGUI
- * COURS DISPENSES A L'E.N.P.A.
- * STRUCTURES RESISTANTES AUX SEISMES R. PETROVICI
- * CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES.
M. DAoud - RILI - SALHI
- * CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME
ALBERT FUENTES
- * DYNAMIQUE DES STRUCTURES ET SISMOLOGIE DE L'INGENIEUR.
M^e et M^{me} DOBRESCU.
- * CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE.
M.M CAPRA - DAVIDOVICI
- * COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS M.M. J. COSTET, G. SANGLERAI
- * PROBLEMES DE MECANIQUE DES SOLS M.M. CAPPER, CASSIE - GEDDES

INTRODUCTION

La fondation est un organe de transmission des charges de la super-structure au sol. Le type de fondation à adopter dépend essentiellement de deux facteurs.

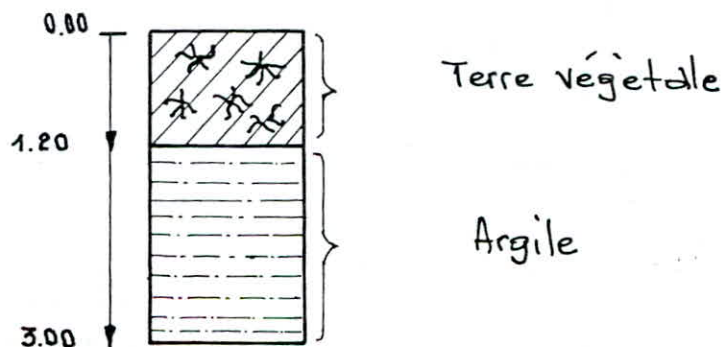
- * La contrainte de compression admissible sur le sol qui doit être supérieure à la contrainte qui lui est transmise
- * La valeur des tassements qui ne doivent pas dépasser la valeur admissible.

Il dépend aussi de l'importance des charges et de l'espacement des éléments porteurs verticaux.

ANALYSE DU SOL.

La reconnaissance géologique et géotechnique effectuée par le L.N.T.P.B a donné les résultats suivants.

- Le terrain est pratiquement plat et ne présente aucun risque d'instabilité
- Le site se trouve sur les alluvions anciennes
- Le laboratoire a procédé au creusement de deux (02) puits de 3 m de profondeur et a exécuté trois (03) sondages au pénétromètre statique.
- L'étude a permis de distinguer deux horizons.
 - * Horizon I : Terre végétale entre 0 et 1,20 m de profondeur elle ne peut servir d'assise au bâtiment.
 - * Horizon II : A partir de 1,20 m de profondeur, il correspond à une argile limoneuse, peu sableuse, grise.



CAPACITE PORTANTE

Il existe deux types de rupture des fondations

- Grand tassement du fait de la consolidation du sol de sorte que l'ouvrage est endommagé.
- Rupture par cisaillement qui se produit quand le sol flue latéralement depuis le dessous de la semelle.

Dans la détermination de la sécurité des fondations reposant sur les sd argileux, on considère l'état non drainé comme étant le plus dangereux.

ETUDE DES DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS

1) Semelle isolée sous poteaux

Vu l'importance des charges et l'espacement des poteaux, nous avons obtenu des semelles qui se chevauchent ou qui étaient rapprochées. Nous avons envisagé alors des semelles filantes.

2) Semelles filantes sous poteaux:

2-1 - Contrainte admissible:

Les semelles sont ancrées à 1,60m de profondeur.

2-1-1) A partir de la résistance de pointe du pénétromètre.

$$\bar{P}_s = \frac{R_{PM}}{15} = \frac{19}{15} = 1,3 \text{ bars}$$

R_{PM} : résistance moyenne de pointe du pénétromètre évaluée dans la zone d'influence de la fondation

2-1-2) A partir de la cohésion non-consolidée, non drainée.

Taux de travail à court terme

$$C_{u \text{ min}} = 0,2 \text{ bars}$$

$$\bar{P}_s = \gamma_{sat} \cdot D + \frac{5,14 C_u}{F} \approx 1 \text{ bar}$$

d'où $\bar{P}_s = 1 \text{ bar}$.

2-2 - Evaluation du tassement.

2-2-1) Tassement immédiat.

Il se produit lors du chargement, avant que ne se produisent les tassements de consolidation, il est

dû à la déformation élastique de la structure du sol

• Formule de BOUSSINESQ $\Delta H = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} I_p$

q : charge de la semelle.

B : largeur de la semelle.

ν : coefficient de poisson.

I_p : coefficient de forme (dépend de la forme de la fondation)

E : module d'élasticité.

Largeur de la semelle: On a une semelle sous 7 poteaux

Effort normal total: $N_T = 735 \text{ t}$.

Longueur de la fondation: $L = 21,6 \text{ m}$

d'où

$$B \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = 3,4 \text{ m}$$

Pour $B = 3,4 \text{ m}$ on a $\Delta H = 1 \cdot 3,4 \cdot \frac{1-0,25}{100} \cdot 2,5 \approx 6,5 \text{ cm}$

CONCLUSION :

Cette valeur du tassement est élevée. Ajoutée à celle du tassement de consolidation, on dépassera les limites admissibles

La solution des semelles filantes est à rejeter

On optera pour un radier général. Il est à signaler que le sol est hétérogène latéralement et donc le taux de travail du sol ne doit en aucun être augmenté

Le radier sera calculé en 2 étapes:

- Calcul des panneaux de dalles
- Calcul des poutres qui servent de chaînages aux poteaux.

METHODE DE CALCUL

Le radier sera calculé sous les sollicitations du premier genre (SP1) et vérifié sous les sollicitations du second genre (SP2)

- Hypotheses: Le radier est considéré comme étant infiniment rigide par rapport à la structure

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER.

$$h_t \begin{cases} \ell_{i \max} / 10 & (1) \\ \text{condition de cisaillement } (A_t = 0) & (2) \end{cases}$$

On suppose que la contrainte sous le radier est uniforme.

$$(2) \Leftrightarrow \sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

La pression sous le radier (sans tenir compte de son poids) sera :

$$p = \frac{N}{S_r} = \frac{N}{S_b + S_d}$$

S_b : Surface de l'emprise du bâtiment.

S_d : Surface du débord ($d = 40 \text{ cm}$)

N : Effort sollicitant le radier.

On a :

$$p = \frac{5194}{817,6} = 6,4 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 10 \text{ t/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.

$$T_{\max} = q \cdot \ell / 2 \quad \ell : \text{portée libre (ds le sens porteur du panneau)}$$

$$T_{\max} = 6,4 \cdot 3,1 / 2 \approx 10 \text{ t/m}$$

d'où

$$z = \frac{T_{\max}}{100 \cdot 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b} = 15 \text{ cm}$$

$$h = \frac{8}{7} \cdot z = 17 \text{ cm}$$

$$h_t = h + d = 17 + 4 = 21 \text{ cm}$$

soit

$$\begin{cases} h_t = 25 \text{ cm} \\ \ell_i / 10 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $h_t = 30 \text{ cm}$

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT (Art. 39.5H C.C.B.A)

90

Cette vérification se fait sous les sollicitations du 1^{er} genre

Pour le poteau, le plus sollicité, le poinçonnement n'a pas été vérifié pour une hauteur $h_t = 30 \text{ cm}$

On redimensionne le radier à partir de cette condition

$$1,5 \cdot \frac{Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{F}_b \Rightarrow P_c \cdot h_t \geq \frac{1,5}{1,2} \cdot \frac{Q}{\bar{F}_b}$$

P_c : périmètre du contour eissillé

$$P_c = 2(u' + v') = 2(u + v + 2h_t) = 2(50 + 50 + 2h_t) = 200 + 4h_t$$

u, v : dimensions du poteau

$$4h_t^2 + 200h_t \geq \frac{1,5}{1,2} \cdot \frac{172 \cdot 10^3}{5,9} = 36441 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{h_t = 75 \text{ cm}}$$

REMARQUE:

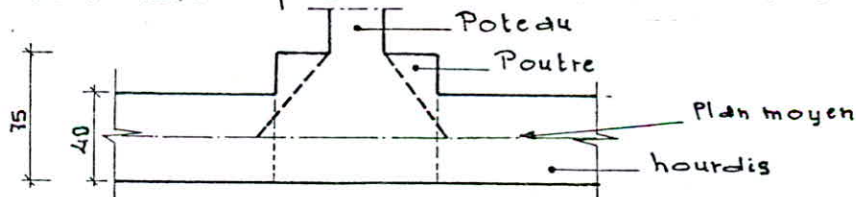
Cette surepaisseur n'est indispensable qu'au voisinage des poteaux.

On relie les poteaux par des poutres qui jouent le rôle de chaînage.

Les dimensions des poutres seront telles que la condition de non-

poinçonnement soit vérifiée au niveau de chaque poteau. Ceci nous

permet de réduire l'épaisseur du radier dans certaines zones



La largeur de la poutre sera donc : $b_0 = 130 \text{ cm}$

STABILITE DU RADIER.

- Sous les sollicitations du 1^{er} genre

$$\text{Poids du radier : } P_r = S_{\text{rad}} \cdot h_t \cdot 25 = 818 \text{ t.}$$

$$\text{Poids des terres : } P_t = (D - h_t) \gamma \cdot S_{\text{rad}} = 1933 \text{ t.}$$

$$\text{Poids de la superstructure : } P_s = 5194 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{P_r + P_t + P_s}{S_{\text{rad}}} = 9,7 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

- Sous les sollicitations du 2^{es} genre

La vérification se fait en calculant les contraintes

sous l'effet du moment renversant M et l'effort normal N qui

$$\text{solicite le radier : } N = G + D + 1,2 E$$

- Sens Longitudinal

$$I_{xx} = 22089 \text{ m}^4$$

$$V_y = 13,5 \text{ m}$$

$$P_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \cdot V_y}{I_x} = \frac{7864}{817,8} \mp \frac{4082 \cdot 23,6}{22089} = 9,6 \mp 4,3$$

$$\left. \begin{array}{l} P_1 = 13,9 \text{ t/m}^2 \\ P_2 = 5,3 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} P\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{P_2 + 3P_1}{4} = 11,8 \text{ t/m}^2 < 1,3 \bar{P}_s = 13 \text{ t/m}^2$$

- Sens transversal

$$I_y = 154004 \text{ m}^4$$

$$V_x = 8,9 \text{ m}$$

$$P_{1,2} = \frac{7864}{817,8} \mp \frac{5432 \cdot 8,9}{154004} = 9,6 \pm 0,3$$

$$\left. \begin{array}{l} P_1 = 9,9 \text{ t/m}^2 \\ P_2 = 9,3 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} P\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{P_2 + 3P_1}{4} = 9,8 \text{ t/m}^2 < 1,3 \bar{P}_s$$

Donc : Le radier est stable vis à vis des efforts le sollicitant.

Sollicitation de calcul

$$\text{on a : } \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{7864}{7868} \approx 1 < 1,5$$

Le calcul du radier se fera donc sous les sollicitations du 1^{er} genre. On ne considèrera que les charges qui proviennent de la superstructure

EVALUATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE

1- Dalle:

Les panneaux de dalle portent dans une seule direction.

On étudie la dalle comme une poutre de largeur 1 m reposant sur plusieurs appuis. La dalle porte dans le sens du petit côté

1-1) Efforts:

$$\text{Suivant le sens porteur: } \left\{ \begin{array}{l} M^E \text{ entrèe: } M_{tx} = q \frac{l^2}{10} = 4,4 \frac{2,5^2}{10} = 3,39 \text{ t.m} \\ M^E \text{ sur appui: } M_{wx} = -q \frac{l^2}{20} = -1,70 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Suivant le sens } \perp \left\{ \begin{array}{l} M^E \text{ entrèe: } M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 0,85 \text{ t.m} \\ M^E \text{ sur appui: } M_{wy} = M_{wx} = -1,70 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Effort tranchant } T_x = q \frac{l}{2} + \frac{M_{wx}^d}{l} - \frac{M_{tx}^d}{l} = 7,36 \text{ t/m}$$

1-2) Ferrailage :

Remarque : La fissuration n'a pas été vérifiée donc la contrainte $\frac{2}{3} f_{en}$ n'est pas admissible et par conséquent on refait les calculs pour $\bar{\sigma}_a = \max(\sigma_1, \sigma_2) < \frac{2}{3} f_{en}$. On obtient :

		M (t.m/ml)	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adopte	espacement
sens porteur	M _t	3,99	6,99	4,95	7HA12/ml	14
	M _a	1,70	3,10	—	4HA10/ml	25
sens l	M _t	0,85	1,41	1,25	4HA8/ml	25
	M _a	1,70	3,10	—	4HA10/ml	25

Toutes les vérifications ont été satisfaites.

2. POUTRES :

2-1- Répartition des contraintes.

Un calcul de la longueur élastique nous permet de connaître la répartition des contraintes sous la poutre.

Longueur élastique : $l_e = \sqrt{\frac{HEI}{k \cdot b}}$

I : inertie de la poutre

E : module d'élasticité du béton

b : largeur de la poutre

k : coefficient de raideur du sol.

A.N : Dimensions de la poutre : $b_0 = 130 \text{ cm}$, $b = 210 \text{ cm}$, $h_t = 75 \text{ cm}$, $h_0 = 100 \text{ cm}$

$$I = 5735217 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (mauvais sol)}$$

$$\text{soit } \left. \begin{array}{l} l_e = 4,56 \text{ m} \\ l_{\max} = 5,5 \text{ m} \end{array} \right\} \frac{\pi}{2} l_e > l_{\max}$$

l_{\max} : écartement maximal des charges.

On peut donc supposer que les contraintes ont une répartition linéaire sur le sol (d'après VERDEJEN)

$$\text{De plus } \frac{\pi}{2} l_e + a = 7,68 \text{ m}$$

a : largeur du poteau.

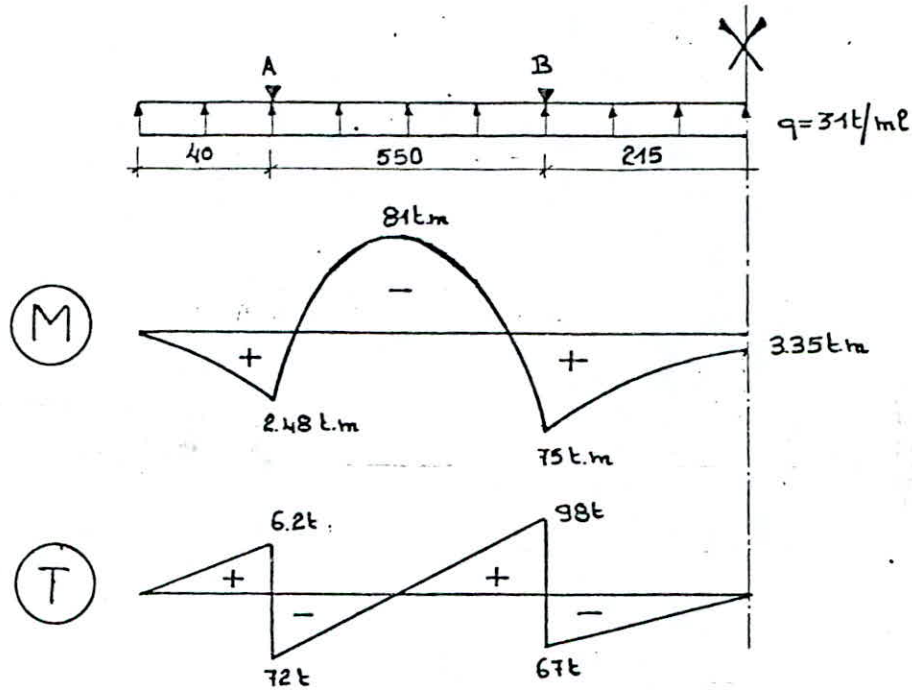
$$\text{Entraxe des poteaux : } e_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e + a > e_{\max}$$

La poutre se calculera donc comme une poutre continue soumise à la réaction du sol.

2.2 - EFFORTS

Pour la détermination des efforts, on utilisera la méthode de Chaur "2^e forme" qui néglige la rigidité des poteaux:



2-3- FERRAILLAGE :

Armatures Longitudinales

a) En travée :

La section à calculer est une section en T (âme tendue, table comprimée)

$$b = 210 \text{ cm} ; b_0 = 130 \text{ cm} ; h_0 = 110 \text{ cm} ; h_c = 75 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } M_T = 592 \text{ t.m} \gg M_{\max} = 81 \text{ t.m}$$

La section est donc calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 210 \text{ cm}$ ($\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$)

$$M = 81 \text{ t.m} \text{ donne } A = 77,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 10 \text{ HA } 25 \quad (A = 49,09 \text{ cm}^2)$$

b) Sur appui :

La section à calculer est une section rectangulaire de largeur $b_0 = 130 \text{ cm}$

$$M = 75 \text{ t.m} \quad h = 70 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

9H

$$\bar{\sigma}'_b = 83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0 \text{ et } A = 44,88 \text{ cm}^2$$

On adopte 10 H.A 25 ($A = 49,09 \text{ cm}^2$)

En dehors de ces zones, on disposera 5 HA 12 ($A = 5,65 \text{ cm}^2$)

• Armatures transversales

* Travée A.B : $T_{\max} = 98 \text{ t.}$

$$\bar{\sigma}_{b\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{98 \cdot 10^3}{130 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 12,3 \text{ kg/cm}^2$$

ona: $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{b\max} < \bar{\sigma}_b \rightarrow$ On peut utiliser des armatures \perp à la ligne moyenne

Le coulage se fait avec reprise de bétonnage $\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

On choisit un cadre et 3 étriers HA 10 ($A_t = 6,28 \text{ cm}^2$)

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T_{\max}} = \frac{6,28 \cdot 2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70}{98 \cdot 10^3} = 11 \text{ cm}$$

Espacement admissible: $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 14 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = (1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}) h = 26 \text{ cm} \end{array} \right.$

On prendra un espacement $t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de 1 m à partir de l'appui.

A. 1 m de l'appui $T = 67 \text{ t} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

Le calcul donne: $t = 16 \text{ cm} \quad \bar{t} = 40 \text{ cm}$

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

* Travée B.C: $T_{\max} = 67 \text{ t.}$

On prend $t = 15 \text{ cm}$ sur une longueur de 1 m

A. 1 m de l'appui $T = 36 \text{ t} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 4,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

On obtient: $t = 30 \text{ cm} \quad \bar{t} = 54 \text{ cm}$ on prend $t = 30 \text{ cm}$

2.2.3: Conditions aux appuis:

Les armatures filantes doivent avoir une section minimale telle que

$$T + M/z \leq A \bar{\sigma}_a$$

soit $A_{\min} = \frac{98 \cdot 10^3 - 75 \cdot 10^5 / \frac{7}{8} \cdot 70}{2670} < 0$ Pour l'appui B.

$$A_{\min} = \frac{72 \cdot 10^3 - 2,48 \cdot 10^5 / \frac{7}{8} \cdot 70}{2670} = 21,45 \text{ cm}^2 \text{ à l'appui A}$$

On laissera filer les 10 H.A. 25 car la longueur du débord est faible

3- VERIFICATION DE LA DALLE AU POINÇONNEMENT SOUS L'ASCENSEUR.

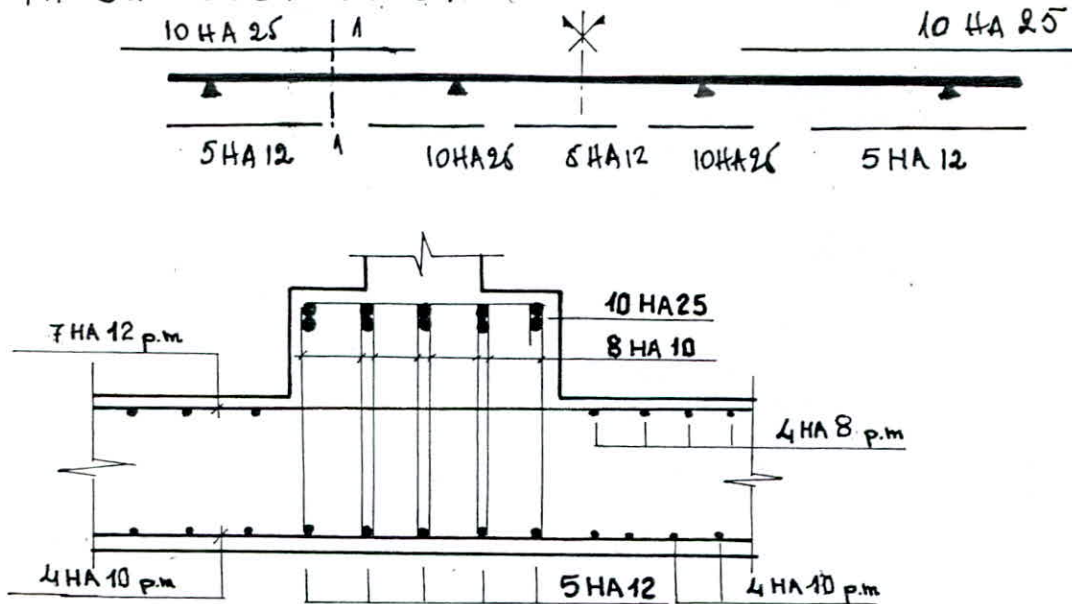
Au fond de la cuvette, l'ascenseur prend appui sur un socle de dimensions $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ qui transmet la charge de l'ascenseur à la fondation.

On doit vérifier que : $1,5 \cdot \frac{Q}{P_e \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{P}_b$

$$P_e = 2(u' + v') = 2(u + v + 2h_t) = 2(20 + 20 + 80) = 240 \text{ cm.}$$

$$1,5 \cdot \frac{Q}{P_e \cdot h_t} = 1,5 \cdot \frac{5 \cdot 10^3}{240 \cdot 40} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,2 \bar{P}_b$$

SCHEMA DU FERRAILLAGE:

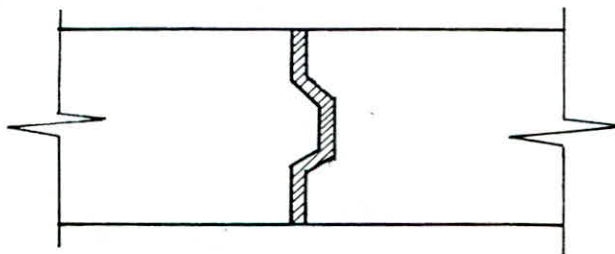


1_1

* Remarque:

Vu les dimensions du radier, il est impossible de couler le béton en une seule opération

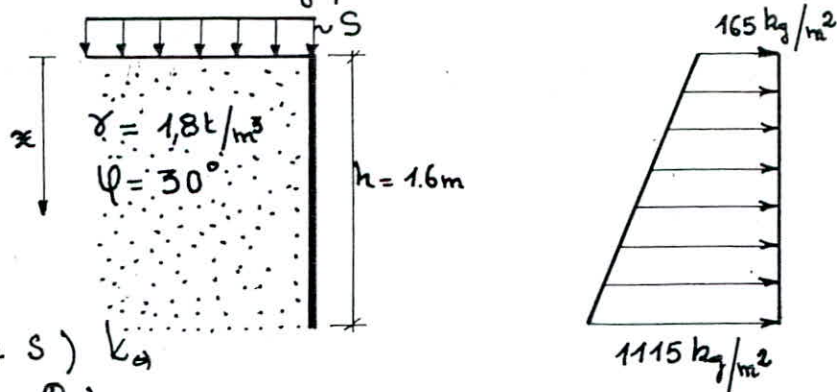
On fera donc appel aux joints de construction qui sont utilisés pour les arrêts et reprises de bétonnage



Les ossatures au dessous du niveau de base formés de poteaux courts (vide sanitaire) doivent comporter un voile peripherique entre le niveau de fondation et le niveau de base en zone II et III

Pour le calcul du voile, on le considere comme étant appuyé aux poteaux et sur le plancher R.D.C et encastré dans la fondation.

Il est soumis à l'action des terres et à une surcharge eventuelle que nous supposerons égale à $S = 500 \text{ kg/m}^2$



$$P(x) = (\gamma x + S) K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

$$P(0) = 165 \text{ kg/m}^2$$

$$P(h) = 1115 \text{ kg/m}^2$$

On prendra pour le calcul $q = 1115 \text{ kg/m}^2$

Dimensions du panneau : $l_x \times l_y = 1,6 \times 3,1$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,52 \rightarrow$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0947 \\ \mu_y = 0,3476 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \rightarrow M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 = 169 \text{ kg.m} \\ \rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x = 59 \text{ kg.m} \end{array}$$

Les efforts sont faibles, ceci nous donnera une section d'armature tres minime
Le voile sera donc ferrailé selon les prescriptions du R.P.A à savoir :

- Armatures Longitudinales filantes superieures et inférieures

$$A_{L \min} = 0,2\% b \cdot h_e = 6,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 16$$

$$\text{Longueur de recouvrement } l = 50 \phi = 60 \text{ cm}$$

- Armatures de peau et par face : $A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$ soit 4 HA 8 / ml, esp

Ondoit disposer des equerres de renforcement dans les angles

