

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT R+4

Proposé par : EDIL

Etudié par : MEBARKI

Dirigé par : VANIA

Louard

Tzvetrova



PROMOTION : Janvier 1984

B I B L I O G R A P H I E

1) P. Charon

Calcul et vérification des ouvrages en béton Armée (EYROLLES)

2) CCBA 68

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.

3) PS 69

Règles parasismiques 1969

4) Aide mémoire de béton armé (DUNOD)

5) Aide mémoire de résistance des matériaux (DUNOD)

6) Complément au règles parasismiques (CTC)

7) Poutres continues Tome II KLEINLOGEL HASEBACH

TABLE DE MATIERE

<u>Chapitre I : INTRODUCTION</u>	<u>Page</u>
Présentation de l'ouvrage.....	01
Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
 <u>Chapitre II : CHARGES ET SURCHARGES</u>	
Calcul des éléments.....	09
Acrotère.....	11
Calcul des poutrelles.....	26
Escaliers.....	33
Planchers dalles.....	40
 <u>Chapitre III : Etude au séisme</u>	
Introduction.....	41
Masse soumise à l'action sismique.....	42
Calcul des coefficients sismique.....	43
Forces sismiques.....	46
Méthode de BOWMAN.....	47
Efforts horizontaux agissant sur les partiques.....	48
Etude de la torsion.....	51
Deformation horizontale.....	52
Force due à la torsion sur chaque poteau.....	56
Moment frechissants dans les poteaux.....	58
Diagrammes des moments.....	59
 <u>Chapitre IV : Descente de charge verticale sur les portiques</u>	
63	
 <u>Chapitre V : CHARGES VERTICALES</u>	
Méthode de caquot.....	72
Superposition des efforts.....	77
Exemples de calcul.....	80

Chapitre VI : ETUDE DES POUTRES

Méthode P. charon..... 83
Vérificateurs..... 90

Chapitre VII : FERRAILLAGE DES POUTRES

Exposé de la méthode 101
Vérifications..... 103
Résultats des efforts..... 106
Résultats du ferrailage..... 109
Vérification..... 112

Chapitre VIII : VOILE PERIMETRIQUE..... 113

Chapitre VIII : LONGRINES..... 114

Chapitre X : FONDATIONS..... 119

-RESUME-

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4) qui sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (à BOUMERDES) sur un sol de Taux de travail $2,04 \text{ Kg/cm}^2$. L'ossature sera composée de huit portiques, les planchers sont en corps creux, et en table de compression (16+4) avec quelques dalles pleines, les murs seront en doubles cloisons, les fondations sont choisies isolées et superficielles.

Our project of final studies is about the analysis of the proof ingredient in a building used for housing (5 levels). This building will be implanted in an area of average seismicity (BOUMERDES), on a soil of about a work rate equal to $(2,04 \text{ Kg/cm}^2)$. The skeleton will be combined of 8 bents. The floors are of hollow body and of compressure table with few solid reinforced slabs, the walls are of a double bulkhead, the foundations are chosen isolated and superficial.

إن هذا البحث الذي أقدمه عند نهاية الدراسات يتلخص في دراسة وحساب
العناصر المقاومة في البناء، الذي سوف يستعمل للسكن و المتكون من الطابق
السفلى و اربعة طبقات، سوف ينشاء في منطقة معتدلة الزلزالية (بومرداس)
على أرضية حيث معدل تحمل تربتها يقدر بـ (204 كم/م²)
و يتكون هذا البناء من 8 هياكل حاملة، و تتكون السقوف من القرميد المرفوع
و ببدطة الضغط (16+4)، مع بعض البلاطات الصلبة، و تتكون الجدران من حواضر
مفرعة
و تم اختيار أساسات هذا البناء لتكون منعزلة و سطوحية

DEDICACE

A la mémoire de mon père

A ma mère

A mes frères et mes neveux

A mes amis (les) en particulier à TALEB qui m'a aidé.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon promoteur Mme _____ pour son aide.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'étude et en particulier Mr NAIT et Mr ZITOUFI du BEREG, ainsi que le Centre National d'Animation des Entreprises et de Traitement des Informations du Secteur de la Construction : CNAT.

Toute ma gratitude à mes professeurs qui m'ont guidés au cours de ma formation, mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail et à l'honorable assistance qui sera présente.

- (Loured) -

Presentation de l'ouvrage

Generalités

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R + 4) qui sera implanté (dans une zone de moyenne sismicité) à Boumerdes il comporte un bloc .

Taux de travail du sol :

- le taux de travail du sol est de **2** bars pour une profondeur d'ancrage de (100x) mètres

Ossature

Longueur totale 21,34 m

Largeur totale 10,19 m

hauteur totale avec acrotère : 16,36 m

- l'ossature sera composée de :

3 portiques Longitudinaux

8 portiques Transversaux .

Planchers

- ils seront constitués par des corps creux et une table de compression (16 + 4)
- le plancher terrasse comporte en plus une isolation thermique et une forme de pente .

Escaliers

Ce bâtiment sera muni d'une cage d'escaliers les escaliers seront en béton armé avec paillassse porteuse et seront construites () indépendamment du blocs .

Caracteristiques des matériaux

1) le béton

Le béton constituant cet ouvrage sera conforme aux règles CC BA 68 et à tous les règlements en vigueur applicable en Algerie

il est dosé à 350 Kg/m^3 de CpA 325 à contrôle atténué
le sable doit être propre ; il ne doit comporter ni terre
ni matières organiques ni argiles .

• dosage pour 1 m^3 de Béton :
800l de gravillons
400l de sable
350 Kg de CpA 325
175 l d'eau .

• grosseur des granulats $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

2) aciers

nous utiliserons de l'acier doux (ronds et plats) et des aciers
à haute adhérence .

3) maçonnerie : en brique creux :

murs double cloisons :- mur extérieurs 15 cm
- un vide d'air 5 cm
- mur intérieur 5 cm

4) revêtements : - Carrelage .

Caracteristiques mecaniques des materiaux

1) Beton

Resistance nominale de compression à 28 j $f'_{28} = 270$ bars

Resistance nominale de traction à 28 j $\sigma_{28} = 23,2$ bars

a) Contrainte de compression admissible CC BA 68 Art(9-4)

$$\sigma_b = f'_b \quad \sigma_{28} \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : depend de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ (CpA 325)

β : depend de l'efficacité du controle $\beta = \frac{5}{6}$ (controle atténué)

γ : depend des epaisseurs relatives des elements et des dimensions des granulats Cg. (voir à la fin de la page)

δ : depend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple

- en flexion composée

si l'effort normal est de traction:

$$\delta = 0,6$$

si l'effort normal est de compression :

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta > 0,6 \end{cases}$$

avec ; e_0 : excentricite de la resultante des forces exterieures par rapport au centre de gravité du beton seul .

e_1 : distance de la limite noyau central au C.D.G de la section du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression .

$$\gamma = \begin{cases} = 1 & \text{pour } hm > 4 Cg . \\ = \frac{hm}{4Cg} & \text{si } hm < 4 Cg . \end{cases}$$

③

.../...

avec :

hm épaisseur min. de la pièce

Cg : grosseur d'un granulat c.a.d le diamètre minimal des trous d'une passoire susceptible de livrer passage à 90 % de ce granulat .

Quand il s'agira d'une sollicitation pondérée du 2^{eme} genre les valeurs de $\bar{\sigma}$ sont multipliées par 1,5 .

: dépend de la forme de la section et la position de l'axe neutre

$$\xi = \begin{cases} \xi = 1 & \text{en compression simple .} \\ 0,5 < \xi \leq 1 & \text{dans les autres cas .} \end{cases}$$

en compression simple

$$\text{sous } sp_1 \quad \bar{\sigma}'_{bo} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1.270 = 67,5 \text{ bars} \\ = 68,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous } sp_2 \quad \bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 * 68,8 = 103,2 \text{ Kg/cm}^2.$$

en flexion simple

$$\text{sous } sp_1 : \quad \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous } sp_2 : \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137,6 = 206,4 \text{ Kg/cm}^2$$

b) * Contrainte de traction de référence (CCBA 68 Art 95)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha_B \cdot \alpha \cdot \sigma'_{28} \quad ; \quad \alpha, \alpha_B, \alpha \text{ même que précédemment .}$$

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

$$\text{sous } sp_1 \quad \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous } sp_2 \quad \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Module de déformation du béton

1) module de déformation longitudinale

- Dans le cas des charges d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation instantanée E_i est égal à :

.../...

$$E_j = 21000 \sqrt{\sigma_j} \quad (\text{bars}) \quad (\text{CCBA 68 Art 9.61})$$

σ_j : représente la résistance du béton à j jours et exprimée en bars .

- le module de deformation longitudinale du beton sous des contraintes permanentes ou de longue durée d'application, ou module de déformation différée

E_v est égal à :

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j} \quad (\text{bars})$$

- lorsqu'on ne dispose que des résultats à 28 j pour la résistance des bétons; on peut admettre que ; pour les grandes valeurs de j ; on a sensiblement :

$$\sigma_j = 1,2 \sigma_{28} \quad \text{pour les bétons à base de ciment de classe 325 .}$$

$$\sigma_j = 1,10 \sigma_{28} \quad \text{pour les bétons à base de ciment supérieur}$$

2) les Aciers

a) aciers doux : rond lisse :

aciers		Fe E 22	FeE 24	FeE 34
contrainte		2160 bars (2200Kg/cm ²)	2350 bars (2400 Kg/cm ²)	3340bars (3400 Kg/cm ²)
σ_{en}		1440Kg/cm ²	1600 Kg/cm ²	2270 Kg/cm ²
Sp1	$\sigma_a = 2/3 \sigma_{en}$	2200 Kg/cm ²	2400 Kg/cm ²	3400 Kg/cm ²
Sp1	$\sigma_a = \sigma_{en}$			

b) aciers à haute adhérence

Ce sont des armatures qui ont subi un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée. la haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature ou par torsion d'un profil circulaire ou par les deux procédés à la fois .

Les armatures à haute ^{adhérence} sont : FeE 40 A ; FeE 40 B ; FeE 45, FeE 50 généralement on utilise FeE 40 A .

FeE 40 A	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
$\bar{\sigma}_{en}$	4120 bars = 4200 Kg/cm ²	3920 bars = 4000 Kg/cm ²
Sp1 : $\bar{\sigma}_a$	$\frac{2}{3}$ en = 2800 Kg/cm ²	2667 Kg/cm ²
Sp2 : $\bar{\sigma}_a$	4200 Kg/cm ²	4000 Kg/cm ²

Le coefficient de fissuration désigné par η est égal à $\eta = 1,6$

Le coefficient de scellement désigné par $\psi_d = 1,5$.

3) Treillis soudés :

Sont des grillages en fil ecrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement. Leurs caractéristiques mécaniques sont :

* coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$

Treillis soudés	$\phi \leq 6 \text{ mm}$	$\phi > 6 \text{ mm}$
$\bar{\sigma}_{en}$	5200 bars (5300 Kg/cm ²)	4420 bars (4500 Kg/cm ²)
Sp1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$	3465 bars (3533 Kg/cm ²)	2940 bars (3000 Kg/cm ²)
Sp2 : $\bar{\sigma}_a$	5200 bars (5300 Kg/cm ²)	4410 bars (4500 Kg/cm ²)

* Condition de fissuration du béton et contrainte de Traction :

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et l'ouverture des fissures en flexion et en traction.

On définit le pourcentage de fissuration par :

$$\bar{w}_f (\%) = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} A: \text{section d'acier} \\ B_f: \text{section d'enrobage des barres} \\ \text{tendues.} \end{array}$$

Suivant les valeurs de \bar{w}_f ; deux types de fissuration sont susceptibles de se produire

- fissuration systématique
- fissuration non systématique (accidentelle)

() - fissuration systématique: lors de la mise en traction;



.../...

l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture .

Les contraintes de traction admissibles sont données par :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\widehat{w}_f}{1 + 10 \widehat{w}_f}$$

- fissuration non systématique (accidentelle)

Elle est due aux effets de retrait ; de variation de température

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \sigma_b}$$

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

η = coefficient de fissuration
 $\eta = 1$ pour les ronds lisses
 $\eta = 1,6$ pour les H.A

K : coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage

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

K = 10^6 fissuration préjudiciable

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

- la contrainte de traction des aciers à considérer

sera : $\sigma_a = \min \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right)$

Coefficient d'équivalence

On suppose que l'adhérence béton-acier est non rompue sous la force (F) d'où déformation acier-béton identique c.a.d $\epsilon_a = \epsilon_b$

Loi de Hooke $\frac{\epsilon_a}{E_a} = \frac{\epsilon_b}{E_b}$ en posant $n = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow$

$$\sigma_a = n \sigma_b .$$



.../...

σ_a et σ_b contraintes dans l'acier et dans le béton

n : coefficient d'équivalence .

$E_a \approx 21000 \text{ Kg/mm}^2$ et $1000 \text{ Kg/mm}^2 \leq E_b \leq 5000 \text{ Kg/mm}^2$

d'où n varie $4,5 \leq n \leq 21$

CCBA 68 fixe pour un béton moyen

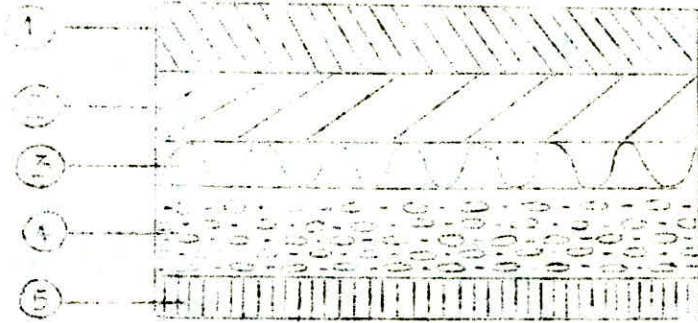
$$n = 15$$



Charges et Surcharges

I) Charges permanentes

a) plancher terrasse :



①	Etanchéité multicouches	30 Kg/m ²
②	Béton de pente (1 %)	198 Kg/m ²
③	Isolation (liege) (5cm)	10 Kg/m ²
④	Hourdis + Table de compression (10 + 5)	250 Kg/m ²
⑤	plâtre enduit (1cm)	17 Kg/m ²

+

$G = 505 \text{ Kg/m}^2$

b) plancher niveau courant :



①	gravito Carrelage (1,5cm)	33 Kg/m ²
②	Mortier(1,5 cm) (2000 x 0,015)	30 Kg/m ²
③	Sable (1,5 cm) 1600 x 0,015	24 Kg/m ²
④	Hourdis + Table de compression	250 Kg/m ²
⑤	enduit platre (1 cm) ; (1700 x 0,01)	17 Kg/m ²
	+ cloison 75 Kg/m ²	15 Kg/m ²

$$G = 429 \text{ Kg/m}^2$$

II) Surcharges :

- plancher terrasse (non accessible) $100 \times 1,2 = 120 \text{Kg/m}^2$
- plancher niveau courant $1,2 \times 175 = 210 \text{Kg/m}^2$
- Escalier

III) Balcons - etage courant

1 Dalle pleine	0,15 x 2500	375 Kg/m^2
2 Sable		27 Kg/m^2
3 Crepi de ciment(1,5 cm)		30 Kg/m^2
4 Carrelage (1,5 cm)		33 Kg/m^2
5 Surcharge	350 x 1,2	420 Kg/m^2
		<hr/>
		G +1,2p = 885 Kg/m^2

- Etage courant G +1,2p = 639 Kg/m^2

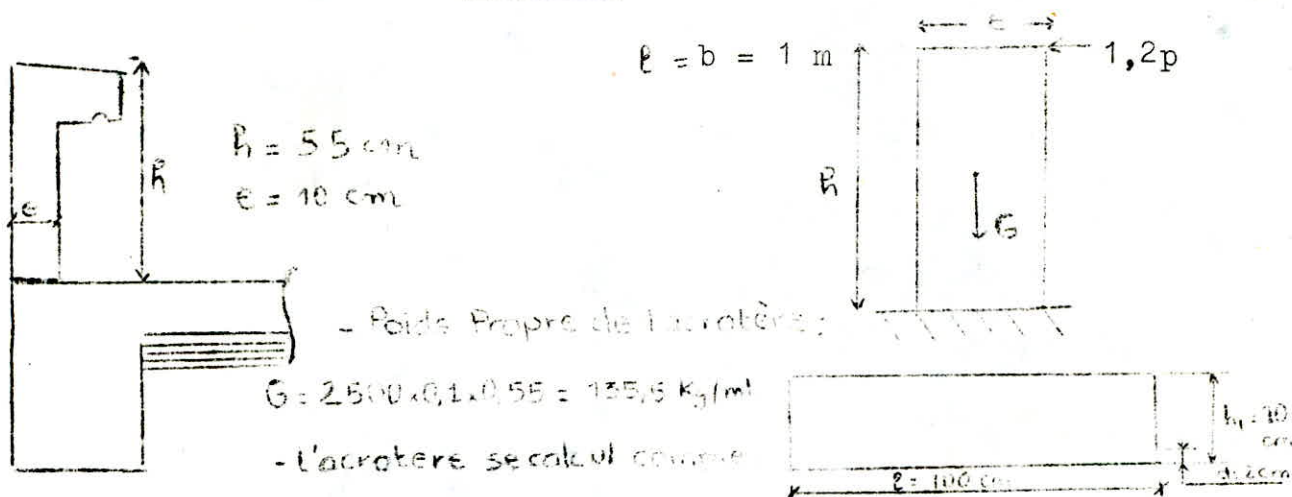
- Terrasse G +1,2p = 625 Kg/m^2

Vu que la surcharge (P) est faible par rapport à (G)

(charge permanente) On néglige les combinaisons et on prend

$$q = G + 1,2 p .$$

ACROTÈRE



Une Console encastrée au niveau du plancher ; la section dangereuse est celle d'encastrement dans laquelle agissent les efforts suivants

- effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 135,5 \cdot 1 = 135,5 \text{ kg}$
- moment de flexion $M = 1,2 \cdot 100 \times h \cdot 1 = 120 \times 0,55 \times 1 = 66 \text{ Kg m}$
- effort tranchant $P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ Kg}$

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée

On utilisera la méthode de p. Charon .

* Excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6600}{135,5} = 48,7 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = \frac{55}{6} = 9,17 \text{ cm} = e_1$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée .

La détermination des sections d'armatures se fera par la méthode du moment fictif (M_f) en flexion simple par rapport au C.D G des armatures tendues puis on se rapporte à la flexion composée .

Détermination des armatures (méthode p. Charon)

l'enrobage sera pris égal à 2 cm

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

$$h_t = 10 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$M_f = M + N \cdot f \quad \text{avec } f = \frac{ht}{2} - d = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

(11)

.../...

$$M_f = 6600 + 135,5 \times 3 = 7006,5 \text{ Kg cm} .$$

$$\eta = \frac{n M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} \quad \text{avec} \quad n = 15$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7006,5}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0059 \Rightarrow \epsilon = 0,9650$$

$$K = 128$$

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{128} = 21,87 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

Section d'armatures tendues

$$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{7006,5}{2800 \cdot 0,9650 \cdot 8} - \frac{135,5}{2800} = 0,276 \text{ cm}^2$$

Verification de non fragilité

On doit avoir $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$; $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$ or ce n'est pas verifiié
 donc on adoptera un ferrailage de construction (T6) tous les 20cm

Condition de non fissuration :

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

acier haute adhérence $\eta = 1,6$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,7}{4 \times 100} = 0,00415$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{6} \frac{0,00425}{1 + 10 \times 0,00425} = 1630,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3686,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{\text{fiss}} = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification à l'effort tranchant

On doit avoir

$$A \bar{\sigma}_a \geq T - \frac{M}{z} \quad \text{art 35 - 32 CCBA 68 .}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm}$$

$$M = 6600 \text{ Kg cm}$$

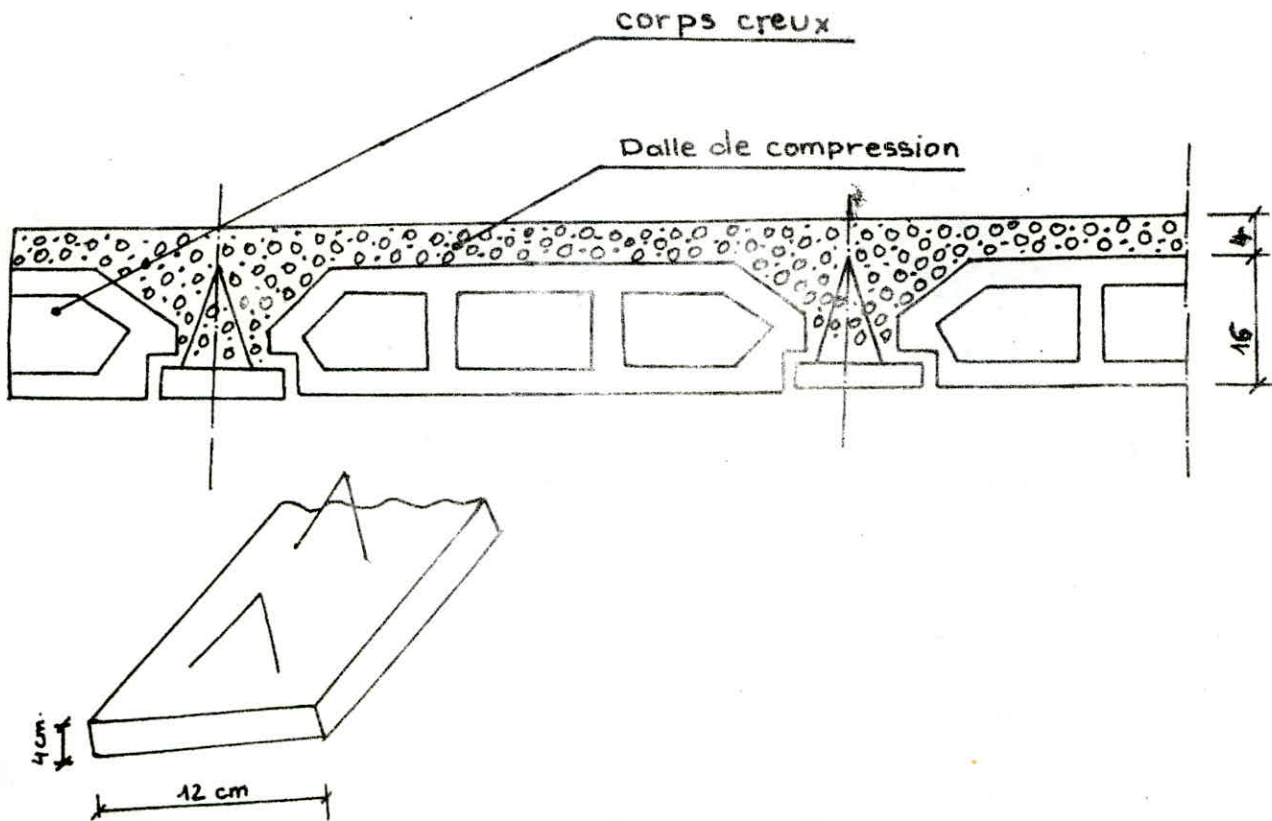
$$T = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg .}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,7 \cdot 2800 = 4760 \text{ Kg.}$$

$$T - \frac{M}{z} = 120 - \frac{6600}{7} = 822,857 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a > T - \frac{M}{z} \quad \text{verifiée à l'effort tranchant .}$$

CALCUL DES POUTRELLES



Plancher à corps creux (16+4)

Les poutrelles sont prefabriquées elles sont calculées sous les sollicitations du premier genre $G+1,2P$

La surface revenant à chaque poutrelle est $0,65.l = S$

Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

Première étape :

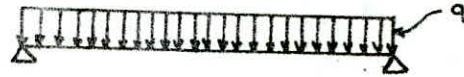
Avant le coulage du béton (Table de compression), la poutrelle est considérée comme simplement appuyée; sous l'effet de son poids propre du hourdis et de la charge due à l'ouvrier

Deuxieme etape

Après le coulage et durcissement de la table de compression la poutrelle travaillera comme une poutre en "Te" et continue; reposant sur plusieurs appuis

1. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Premiere etape



- hourdis + table de compression : 250 Kg/ml

- surcharge ouvrier: $(1,2 \times 100)$: 120 Kg/ml

$$q = G + 1,2 p = \underline{370 \text{ Kg/ml}}$$

- Moment flechissant : $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{370 \times 3^2}{8} = 416,25 \text{ Kg m}$

- Efforts tranchant : $T = q \frac{l}{2} = \frac{370 \times 3}{2} = 555 \text{ Kg.}$

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{\pi M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 416,25 \cdot 10^3}{2800 \cdot 12 \cdot 3^2} = 2,0647 \Rightarrow K = 2,3 \Rightarrow \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{2,3} = 1217,39 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_b' > \bar{\sigma}_b'$, les armatures comprimées sont nécessaires, mais à cause de la faible hauteur de la poutrelle (45 cm) ces armatures ne pourront pas être placées, on prévoit alors des échafaudages destinés à aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

Deuxieme etape

- Calcul de la poutrelle en section en "Te" continue

- Calcul de la largeur de la table de compression : (C.C.B.A. Art 23.3)

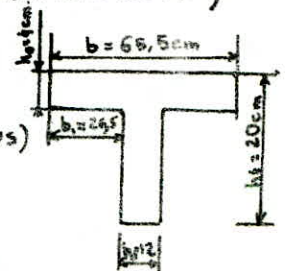
$$1. b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm. (l: distance entre poutrelles)}$$

$$2. b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L}{10} = \frac{275}{10} = 27,5 \text{ cm. (L: Portee de la poutrelle entre nus)}$$

$$3. b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq (6 \div 8) h_0 = (30 \div 40) \text{ cm.}$$

On voit que la 1^{er} condition est plus restrictive

On prendra donc : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$; $b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.}$



$h = 45 \text{ cm.}$

La comparaison entre la charge q (terrasse) et q (étage courant) donne une faible différence donc on calcul une seule fois avec la charge (q_{max})

Etude des poutrelles.

- la charge qui revient à la poutrelle

$$P = q_{max} \times 0,65 = 639 \times 0,65 = 415,35 \text{ Kg/ml} \quad \underline{P = 415,35 \text{ Kg/ml.}}$$

- Pour le calcul des poutrelles on utilise la formule des trois moments.

"CLAPEYRON"

- a) Pour la poutrelle à 3 travées on fait l'étude complète

- b) Pour la poutrelle à 2 travées on se sert de coef. de "CLAP"

Hypothèse de la formule.

- L'origine des coordonnées est l'appui de gauche.

- L'élasticité de la poutre continue ne peut présenter qu'une seule pente sur un appui

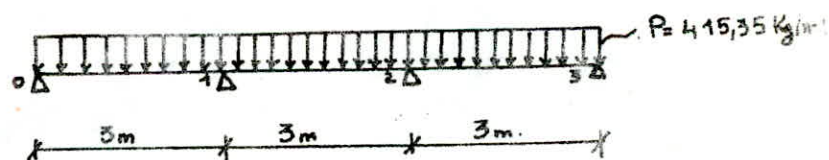
Notation

M_i : Moment flechissant sur appui "i"

Equation de CLAPEYRON (Poutrelle à trois travées)

$$4M_0 + 16M_1 + 4M_2 + 5P\ell^2 = 0 \quad \text{avec } S = 2P; p = q \text{ dans notre cas}$$

Poutrelle à trois travées.



On tient compte de la symétrie :

$$16M_1 + 4M_2 + 2P\ell^2 = 0$$

$$M_0 = M_3 = 0; M_1 = M_2$$

$$\Rightarrow \boxed{M_1 = M_2 = -\frac{P\ell^2}{10}}$$

Termes additifs des efforts tranchants " dus aux moments aux appuis "

Première travée : $\frac{M_1 - M_0}{\ell} = \frac{M_1}{\ell} = -\frac{P\ell}{10}$

Deuxième travée : $\frac{M_2 - M_1}{\ell} = 0$

Efforts tranchants aux appuis

$$T_0^d = \frac{PE}{2} - \frac{PE}{10} = \frac{4}{10} PE$$

$$T_1^d = \frac{PE}{2} - 0 = \frac{PE}{2}$$

$$T_1^g = -\frac{PE}{2} - \frac{PE}{10} = -\frac{6}{10} PE$$

$$T_2^g = -\frac{PE}{2} - 0 = -\frac{PE}{2}$$

Moment en travée

$$M(x) = \int_0^x T dx$$

Première travée : $M(x) = T_0^d \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2} = \frac{4}{10} PE x - \frac{p}{2} x^2$

Deuxième travée : $M(x) = T_1^d \cdot x - P \cdot \frac{x^2}{2} + A_1 = \frac{PE}{2} [5lx - 5x^2 - l^2]$

Troisième travée : Symétrique de la première : $T_2^d = \frac{6PE}{10}$; $T_3^g = -\frac{4}{10} PE$

Reactions aux appuis

$$R_0 = \frac{4}{10} PE$$

$$R_1 = \frac{PE}{2} + \frac{6PE}{10} = \frac{11}{10} PE$$

$$R_2 = \frac{11}{10} PE$$

$$R_3 = \frac{4}{10} PE$$

Efforts tranchant. en travée

Première travée : $T(x) = T_0^d - P \cdot x = \frac{4PE}{10} - px$

Deuxième travée : $T(x) = T_1^d - Px = \frac{PE}{2} - Px$

Troisième travée : $T(x) = T_2^d - Px = \frac{6PE}{10} - Px$

Moment max Pour effort tranchant nul

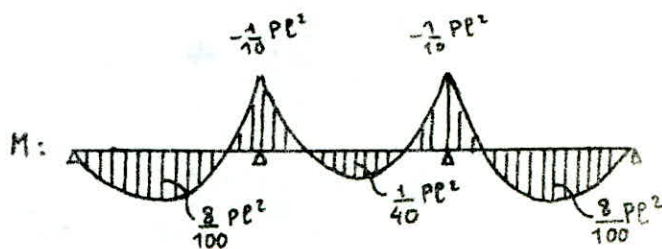
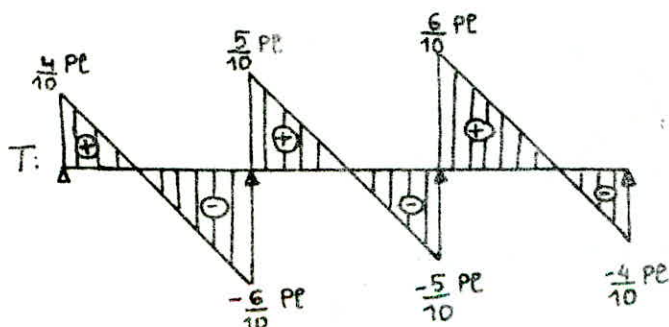
Première travée : $T = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{4}{10} l \Rightarrow M_{1, \max}^{\oplus} = \frac{(T_0^d)^2}{2} = \frac{8}{100} PE^2$

Deuxième travée : $T = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{1}{2} l \Rightarrow M_{2, \max}^{\oplus} = \frac{PE^2}{40}$

Troisième travée : $T = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{6}{10} l \Rightarrow M_{3, \max}^{\oplus} = \frac{8}{100} PE^2$ (symétrie de 1^{ère})

Efforts	Resultats	Resultats numeriques
<u>I) Moments flechissants</u>		
- a) aux appuis		
$M_0 = M_3$	0	0
$M_1^{\ominus} = M_2^{\ominus}$	$-\frac{1}{10} PL^2$	-373,8 Kg.m
- b) en travée		
$M_1^{\oplus} = M_3^{\oplus}$	$\frac{8}{100} PL^2$	299,0 Kg.m
M_2^{\oplus}	$\frac{1}{40} PL^2$	93,4 Kg.m
<u>II) Efforts tranchants</u>		
- a) aux appuis		
$T_0^d \oplus = -T_3^g \max.$	$\frac{4}{10} PL$	498,4 Kg
$T_1^g \oplus = -T_2^d \max.$	$-\frac{6}{10} PL$	-747,6 Kg.
$T_1^d \oplus \max = -T_2^g \max.$	$\frac{5}{10} PL$	629,0 Kg
<u>III Reactions aux appuis</u>		
$R_0 = R_3$	$\frac{4}{10} PL$	498,4 Kg
$R_1 = R_2$	$\frac{11}{10} PL$	1370,6 Kg.

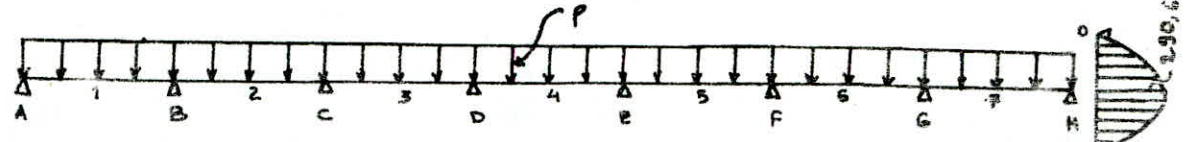
Diagrammes des efforts



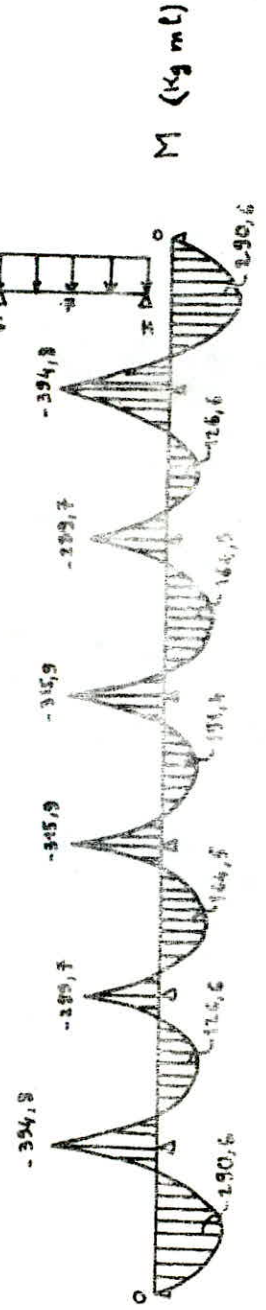
Poutrelle à sept travées

$P = 415,35 \text{ Kg/ml}$

$l = 3 \text{ m}$



Schema de sollicitation



coefficient de CLAPEYRON	Moment d'appui			Moment de travée [max]				Reactions d'appui				Efforts tranchants aux appuis						
	M_B	M_C	M_D	M_1	M_2	M_3	M_4	A	B	C	D	T_A	$T_{B_1}^g$	$T_{C_1}^g$	$T_{D_1}^g$	$T_{B_2}^d$	$T_{C_2}^d$	$T_{D_2}^d$
	-0,845	-0,620	-0,616	0,622	0,271	0,352	0,326	0,394	0,134	0,365	1,007	0,394	0,606	0,472	0,507	0,528	0,493	0,500
Facteur de charge	$M_0 = \frac{1}{8} P l^2$ $M_0 = 467,26 \text{ Kg.m}$			$M_0 = 467,26 \text{ Kg.m}$				$P \cdot l = 1246,05 \text{ Kg}$				$P \cdot l = 1246,05 \text{ Kg}$						
Valeur des efforts (kg)	-394,8	-289,7	-315,9	290,6	126,6	164,5	157,4	490,9	1493,0	1202,4	1254,8	490,9	755,1	589,1	631,7	637,9	614,3	623,0

Caracteristiques geometriques

$$\begin{aligned} b_0 &= 12 \text{ cm} \\ h_0 &= 5 \text{ cm} \end{aligned} \quad b_1 = \min \begin{cases} \frac{\ell_0}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \\ (6,8) h_0 = (30 \div 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

$$h = \frac{1}{22,5} \ell = 13,5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm}$$

On prend $d = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

I) Calcul des armatures longitudinales.

1) Aux appuis : La section est rectangulaire $b_0 \times h_t$

a) Poutrelle à sept travées

$$|M_B| = 394,3 \text{ Kg m}^2$$

$$\mu_B = \frac{15 M_B}{\sigma_a \cdot l \cdot h^2} = \frac{25 \cdot 0,3943 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 15^2} = 0,0782 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,3409 \\ K = 29 \\ E = 0,8864 \end{array} \right.$$

$$\mu_C = \mu_D = \frac{15 \cdot 0,3159 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 15^2} = 0,0627 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,3106 \\ K = 33,3 \\ E = 0,8965 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = (0,3\%) B_f = (0,3\%) \cdot 12 \cdot 4 = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{M_B}{\sigma_a E} = \frac{0,3943 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8864 \cdot 15} = 1,06 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

On prend $A_B = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 T_8$

$$A_C = A_D = \frac{0,3159 \cdot 10^5}{2800 \cdot 15 \cdot 0,8965} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

On prend $A_C = A_D = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 T_8$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{29} = 96,5 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

b) Poutrelles à trois travées

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{15 \cdot 0,3738 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 15^2} = 0,074 \rightarrow (\alpha = 0,3333 ; K = 30 ; E = 0,8889)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30} = 93,3 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A_{\text{re}} = \frac{0,3738 \cdot 10^5}{2800 \cdot 15 \cdot 0,8889} = 1 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \quad \text{On prend } 3T_8 : A = 1,5 \text{ cm}^2$$

2) En travée

a) Poutrelles à sept travées

- Première travée

$$M_1 = 0,2906 \text{ Kg} \cdot \text{cm} (10^5)$$

$$\mu_1 = \frac{15 \cdot 0,2906 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 15^2} = 0,0106 \rightarrow (\alpha = 0,1382; K = 93,5; \epsilon = 0,9539)$$

$$A_{\text{min}} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$y = \alpha h = 0,1382 \cdot 15 = 2,07 \text{ cm} < h_0 \Rightarrow \text{Section rectangulaire } b \cdot h_t$$

car l'axe neutre tombe dans la table de compression

$$\sigma'_b = \frac{2800}{93,5} = 29,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,2906 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9539 \cdot 15} = 0,72 \text{ cm}^2; \text{ On prends } 3T_8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Deuxième travée

$$M_2 = 0,1266 \cdot 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu_1 = \frac{15 \cdot 0,1266 \cdot 10^5}{2800 \cdot 15 \cdot 65} = 0,0046 \rightarrow (\alpha = 0,0931; K = 146; \epsilon = 0,9690)$$

$$y = \alpha h = 0,0931 \cdot 15 = 1,39 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{section rectangulaire } b \times h_t$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{146} = 19,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{0,1266 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9690 \cdot 15} = 0,31 \text{ cm}^2 \quad \text{On adoptera } 3T_8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Troisième et quatrième travée

$$M = 0,1645 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu_1 = \frac{15 \cdot 0,1645 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 15^2} \approx 0,0059 \rightarrow (\alpha = 0,1049; K = 128; \epsilon = 0,9650)$$

$$y = \alpha h = 0,1049 \cdot 15 = 1,57 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{section rectangulaire } b \times h_t$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{128} = 21,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,1645}{2800 \cdot 0,965 \cdot 15} = 0,406 \text{ cm}^2$$

On prendra comme section d'acier $1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T_8$

b) Poutrelles à trois travées

Première et troisième travée

$$M = 0,299 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 0,299 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \times 15^2} = 0,0195 \rightarrow (\alpha = 0,1840 ; K = 66,5 ; \epsilon = 0,9387)$$

$$y = \alpha h = 0,1840 \times 15 = 2,75 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section rectangulaire } b \times h_e$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{66,5} = 42,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,299 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9387 \times 15} = 0,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 3 T_8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Deuxième travée

$$M = 93,4 \text{ Kg m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 0,0934 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \times 15^2} = 0,0034 \rightarrow (\alpha = 0,0802 ; K = 172 ; \epsilon = 0,9733)$$

$$y = \alpha h = 0,0802 \times 15 = 1,203 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{172} = 16,28 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,0934 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9733 \cdot 15} = 0,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 3 T_8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes.

En travée

$$\sigma_a = \frac{0,2996 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 0,9539 \cdot 15} = \frac{M}{A h \cdot \epsilon} = 1395,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Aux Appuis

$$\sigma_a = \frac{M}{A h \epsilon} = \frac{0,3948 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 0,8864 \cdot 15} = 1979 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification de la flèche (CCBA Art 58 - 58.4)

$$\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{22,5} \text{ soit } \frac{17}{300} = 0,0566 > 0,044 \text{ Verifié}$$

$$\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_e}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{0,3948 \cdot 10^5}{0,46726 \cdot 10^5} \Rightarrow 0,056 = 0,056 \text{ Verifié}$$

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{4200} \text{ soit } \frac{1,5}{12 \cdot 15} = 0,0083 \leq 0,00857 \text{ Verifiée}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq b_0 h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 12 \cdot 15 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{17}{15} \right)^2 = 0,263 \text{ cm}^2$$

c'est vérifiée entravée et en appui

Condition de non entrainement des barres

Contrainte d'adhérence

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{P \cdot z} = \frac{755,1}{\pi \cdot 0,8 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 7,634 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$ c'est vérifiée

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ H.A (coef. de scellement)}$$

Armatures transversales

$$\text{On a } \sigma_b' = 84,08 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 69 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{755,1}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 4,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ Vérifiée On prend un cadre } \phi_8 \text{ (FeE24)}$$

Conditions aux appuis de rives M=0

$$A \geq \frac{T_{\max} + \frac{M}{z}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{755,1}{2800} = 0,269 \text{ Vérifiée}$$

Contrainte de traction admissible des armatures transversales:

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,79}{9 \times 5,9} = 0,909 > \frac{2}{3} = 0,66$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = 0,909 \cdot 2400 = 2181,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecartement admissible

$$\bar{e} = \max \left(0,2 h = 3 \text{ cm et } h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 11,3 \text{ cm} \right)$$

$$e = \frac{A_t \times \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{0,5 \cdot 2181,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15}{755,1} = 18,96 \text{ cm}$$

On prend $e = 10 \text{ cm}$.

Le premier cours se trouve à une distance $\frac{e}{2} = 5 \text{ cm}$.

Verification à la fissuration du beton

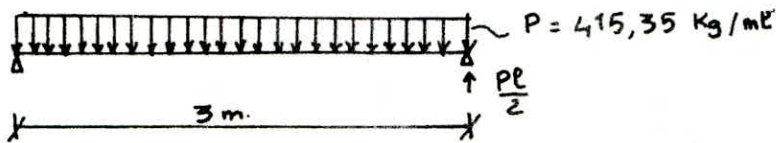
$$\tilde{w}_f = \frac{A}{8_f} = \frac{1,5}{12 \times 4} = 0,03$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,03}{0,8 (1 + 0,3)} = 0,06923 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta K \bar{\sigma}_b (\text{bars})}{\phi} \right)^{1/2} = 2,4 \left(\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{0,8} \right)^{1/2} = 10097,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

Poutrelle a une seule travée



Moment max à $l/2$

$$M_{\max} = \frac{PE^2}{8} = \frac{415,35 \cdot 9}{8} = 467,27 \text{ Kg.m}$$

Efforts tranchants aux appuis

$$T = \frac{PE}{2} = 415,35 \cdot \frac{3}{2} = 623,02 \text{ Kg}$$

Calcul des armatures longitudinales

$$\eta = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \cdot 0,46727 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 15^2} = 0,032712 \approx 0,0332$$

$$\rightarrow (K = 25,9 ; \alpha = 0,3668 ; \epsilon = 0,8777)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,46727 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8777 \cdot 15} = 1,27 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25,1} = 108 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les aciers comprimés}$$

ne sont pas nécessaires

On prend $A = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T_8$.

Verification des contraintes

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E h} = \frac{0,46727 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 15 \cdot 0,8777} = 2366 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Les conditions suivantes sont vérifiées :

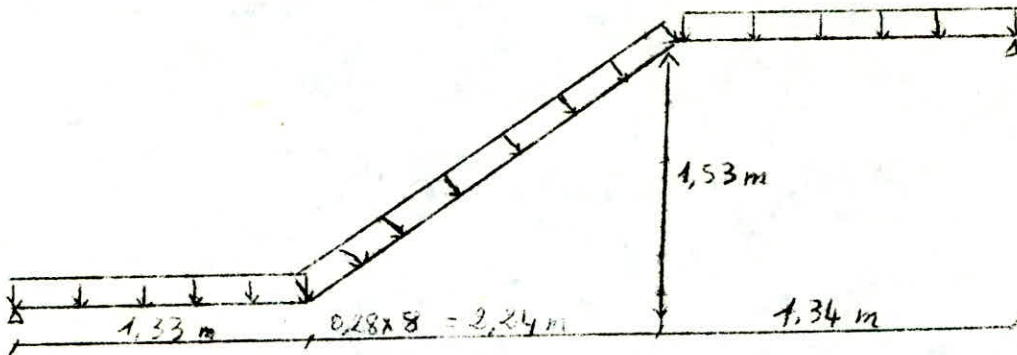
- Vérification de la flèche
- Condition de non fragilité
- Condition de non entrainement des barres.

Armatures transversales.

Même calcul que précédemment :

On prend un cadre \emptyset_8 (Fe E 24) tous les 10 cm.

ESCALIERS



Largeur de la marche $g = 28$ cm

hauteur de la contre marche $h = 17$ cm .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} \Rightarrow \alpha = 31,25^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,85$$

Conditions de Blonde

$$\begin{cases} g > h \\ (59 \leq 2h + g \leq 64) \text{ cm} \end{cases} \text{ verifiées .}$$

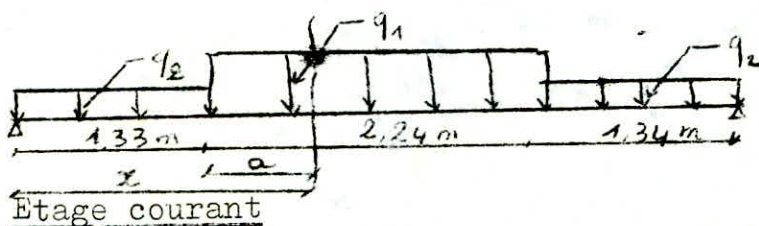
Predimensionnement des paliers et paillasses .

$$l = 1,33 + 2,24 + 1,34 = 4,91 \text{ m}$$

$$1/30 \leq e \leq 1/20 \Rightarrow (16,37 \leq e \leq 24,55) \text{ cm} \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

Les marches seront considérées comme des charges uniformément reparties sur la paillasse .

Charge et surcharge : le calcul se fera par mètre d'émbranchement et par mètre de projection horizontale .



$$q_1 = 1279,41 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 974 \text{ Kg/ml}$$

Etage courant

* paillasse

- poids propre $\frac{0,18 \times 2500}{0,85} = 529,41 \text{ Kg/ml}$

- poids des marches $\frac{2200 \times 0,17 \times 1 \times 0,28}{2 \times 0,28} = 187 \text{ Kg/ml}$
- enduit ciment (1,5 cm) $2000 \times 0,015 = 30 \text{ Kg/ml}$
- granito (carrelage) (1,5 cm) 33 Kg/ml
- enduit plâtre (1 cm) 20 Kg/ml
- surcharges, majcrées $1,2p = 1,2 \times 400 = 480 \text{ Kg/ml}$

$$q_1 = 1279,41 \text{ Kg/ml}$$

palier

- poids propre $2500 \times 0,16 \times 1 = 400 \text{ Kg/ml}$
- granito (1,5 cm) 33 Kg/ml
- sable (1,5 cm) 24 Kg/ml
- mortier (1 cm) 20 Kg/ml
- enduit plâtre (1 cm) 17 Kg/ml

surcharge, majorees $1,2p = 1,2 \times 400 = 480 \text{ Kg/ml}$

$$q_2 = 974 \text{ Kg/ml}$$

3 Calcul des reactions

$$\sum m/B = 0$$

$R_A = 2733,93 \text{ Kg/ml}$

$$\sum Y_i = 0$$

$R_B = 2732,53 \text{ Kg/ml}$

Calcul des moments maximum .

$$T = 0 \Rightarrow M = M_{max}$$

$$a = 1,13m < x < a + 2,24m$$

$$T = R_A - q_2 \cdot a - q_1 (x - a) \Rightarrow x = \frac{R_A - q_2 a}{q_1} + a$$

$x = 2,45 \text{ m}$

$$M = R_A x - q_2 a (x - \frac{a}{2}) - q_1 (\frac{x - a}{2})^2$$

$$M_{max} = 2795,93 \cdot 2,45 - 974 \cdot 1,33(2,45 - \frac{1,33}{2}) - 1279,41 \frac{(2,45 - 1,33)^2}{2}$$

$$M_{max} = 3583,36 \text{ Kg/ml}$$

On prend le moment sur appuis
par metre des Barres constructives

$$M_{ap} = 0,2 M_{max}$$

$$M_{ap} = 716,67 \text{ Kg ml}$$

* le calcul du ferrailage se fera par la methode .

p.Charon .

en travee

$$M = 3583,36 \text{ Kg/ml}$$

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

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

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a \cdot bh^2} = \frac{15 \cdot 3583,36 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0749$$

$$K = 29,8$$

$$\epsilon = 0,8884$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{29,8} = 9396 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ les armatures comprimées ne sont pas necessaires .

$$A = \frac{M}{\sigma_s \epsilon h} = \frac{3583,36 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8884 \cdot 16} = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 6 \text{ T14} = 9,23 \text{ cm}^2 .$$

au appuis

$$\mu = \frac{15 \cdot 716,67 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,01499 = 0,0150 \quad K = 77$$

$$\epsilon = 0,9457$$

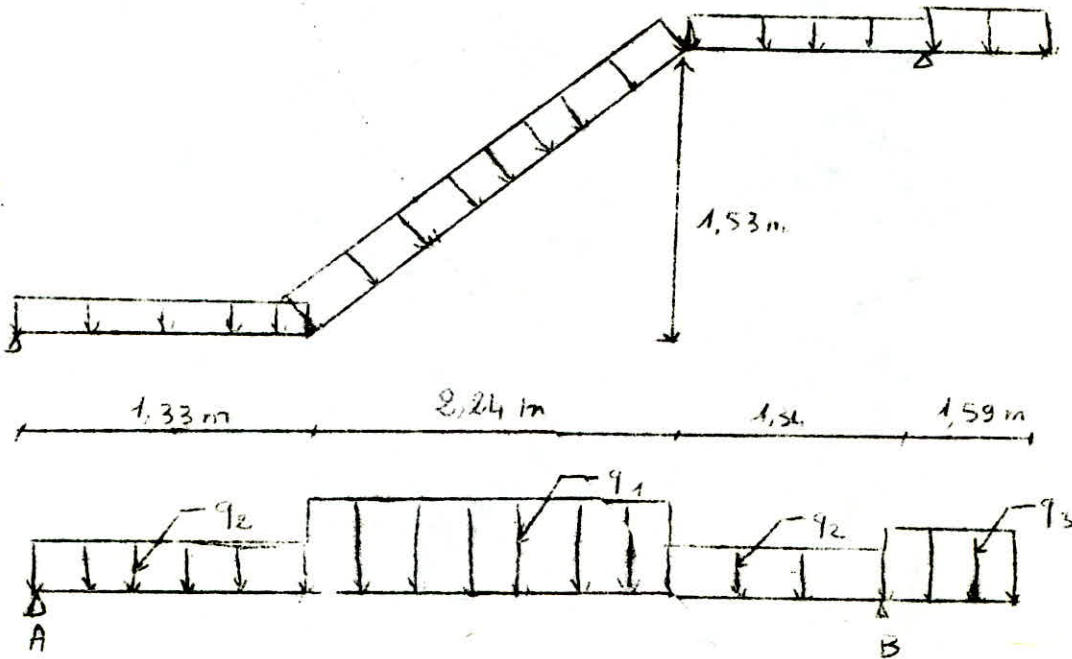
$$\sigma'_b = \frac{2800}{77} = 36,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires .

$$A = \frac{716,67 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9457 \cdot 16} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adoptera 6 TB/ml . (3,01 cm²)

entre R.C et 1^{er} étage



Calcul de q₃

Consol

- poids propre .	529,41	Kg/ml
- enduit ciment (1,5 cm)	30	Kg/ml
- enduit plâtre(1,5 cm)	20	Kg/ml
- surcharge majorée 1,2p = 1,2x100 =	120	Kg/ml
	<hr/>	
	q ₃ = 699,41	Kg/ml

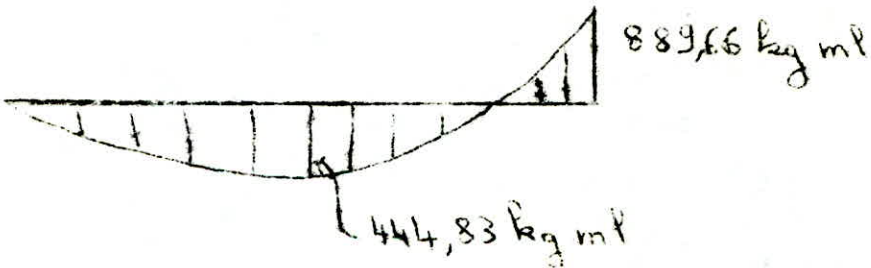
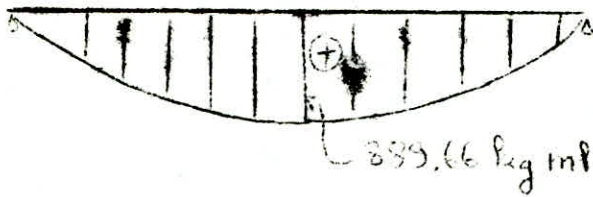
$$M_B = \frac{q_3 l^2}{2} = \frac{699,41 \times 1,595^2}{2} = 889,66 \text{ Kg ml}$$

la poutre devient



$$\sum m/A = 0 \Rightarrow R_B = 3002,11 \text{ kg/ml.}$$

Diagrammes des moments.



en travée

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15\,444,83 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0093 \Rightarrow K = 100$$

$$\xi = 0,9565$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{100} = 28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 .$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

$$A = \frac{444,83 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9565 \cdot 16} = 1,038 \text{ cm}^2$$

On adoptera 6 T8 - (9,01 cm²)

Sur appuis

M = 889,66 Kg ml .

$\omega = \frac{15 \cdot 889,66 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0186 \Rightarrow$

K = 68

$\xi = 0,9398$

$\sigma_b = \frac{2800}{68} = 41,17 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2. \Rightarrow$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .

$A = \frac{889,66 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9398 \cdot 16} = 2,11 \text{ cm}^2$

On adoptera 6 T8 . (5,01 cm²)

1°) Verification des contraintes

A = 9,23 cm² . M = 3583,36 Kg/ml

en travée

$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 9,23}{100 \cdot 16} = 0,577 \Rightarrow \begin{matrix} \xi = 0,8877 \\ K = 29,3 \end{matrix}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{3583,36 \cdot 10^2}{9,23 \cdot 0,8877 \cdot 16} = 2735,2 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Verifiée

aux appuis

A = 3,01 cm² M = 889,66 Kg ml

$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 3,01}{100 \cdot 16} = 0,188 \rightarrow \begin{matrix} K = 56 \\ \xi = 0,9296 \end{matrix}$

$\sigma_a = \frac{889,66 \cdot 10^2}{3,01 \cdot 0,9296 \cdot 16} = 1987,2 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Verifiée

2°) condition de non fragilité

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 16 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$

.../...

$A > 1,55 \text{ cm}^2$ Verifiée à l'appuis et en travée

3°) condition de flèche : (Art . 61-21 CCBA 68)

$$\frac{A}{b h} = \frac{9,23}{100 \cdot 16} = 0,00577 < \frac{43}{4120(\text{bars})} = 0,0104 \quad \text{Verifiée}$$

4°) Aciers transversaux

Contrainte de cisaillement maximale .

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2733,93}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 1,953 \cdot \text{Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,953 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires
mais nous disposerons des aciers transversaux constructifs .

5°) Verification à l'effort tranchant

$$T + \frac{M}{z} = 2733,93 + \frac{889,66}{7/8 \cdot 16} = 2797,47 \text{ Kg} < A \bar{\sigma}_a = 8428 \text{ Kg}$$

6°) Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{\hat{w}f}{(1 + 10 \hat{w}f)} \quad \begin{array}{l} K = 1,5 \cdot 10^6 \\ n = 1,6 \\ \phi = 14 \text{ mm} . \end{array}$$

$$\hat{w}f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,23}{100 \times 4} = 0,023 .$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \frac{0,023}{(1 + 0,23)} = 3205,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2413,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad \text{Verifiée .}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$$

Etude des planchers Dalles

On se donne une hauteur de dalle de 15cm ; $h = 15$ cm

On calcul la dalle sous $S = G + 1,2 p$

Calcul de G : (pour la loge)

- poids propre $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$
- Granito (2cm) $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier (1 cm) $2200 \times 0,01 = 22 \text{ Kg/m}^2$
- Sable (2 cm) $1700 \times 0,02 = 34 \text{ Kg/m}^2$
- enduit plâtre (1 cm) $1700 \times 0,01 = 17 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 492$$

Surcharge majorée $1,2p = 1,2 \times 175 = 210 \text{ Kg/m}^2$

pour un mètre de dalle on aura $q = 702 \text{ Kg/ml}$

Calcul du rapport ρ et des moments M_x et M_y

Dalle 1 (la loge)

$$l_x = 1,54 \text{ m} ; \quad l_y = 2,75 \text{ m}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,56 > 0,4$ la dalle porte dans les deux sens elle sera armée dans les 2 directions d'après CCBA on détermine les moments flechissants au centre du panneau par bande de largeur unité

$$M_{ox} = M_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = M_y \cdot M_{ox}$$

$q =$ charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau

$$M_x , M_y \text{ données en fonction du } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_x = 0,0901$$

$$M_y = 0,3886$$

$$M_{ox} = 0,0901 \cdot 702 \cdot (1,54)^2 = 150 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{oy} = 0,3886 \cdot 97,40 = 58,29 \text{ Kg/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{en Travée} \quad & \left\{ \begin{aligned} M_{tx} &= 0,85 M_{ox} = 0,85 \cdot 150 = 127,5 \text{ Kg m/ml} \\ M_{ty} &= 0,85 M_{oy} = 0,85 \cdot 58,29 = 49,55 \text{ Kg m/ml} \end{aligned} \right. \\ \text{aux appuis} : & \left\{ \begin{aligned} M_{ax} &= 0,3 M_{ox} = 0,3 \cdot 150 = 45,00 \text{ Kg m/ml} \\ M_{ay} &= 0,3 M_{oy} = 0,3 \cdot 58,29 = 17,49 \text{ Kg m/ml} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Effort tranchant :

L'effort tranchant arrivant sur chacun des côtés est uniforme a pour valeur :

$$T_x = q \frac{l_x}{2} \frac{l_y^4}{4(l_y + l_x)} \quad T_y = q \frac{l_y}{2} \frac{l_x^4}{4(l_x + l_y)}$$

On trouve : $T_x = 492,14 \text{ Kg}$ $T_y = 86,4 \text{ Kg}$.

Moment isostatique

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 702 \frac{2,75^2}{8} = 663,6 \text{ Kg m}$$

* Determinons le moment maximal susceptible d'être équilibré par cette dalle sans armaturer comprimées et pour laquelle les contraintes admissibles pour le béton et l'acier ont pour valeur :

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

par la méthode de p.Charon :

- Moment résistant pour le béton $M_{rb} = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2$

On doit vérifiée $M_{rb} > M_o$

Calcul de M_{rb}

$$k = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137,7} = 20,33 \Rightarrow$$

$$u = 0,1345$$

$$u' = 0,1823$$

$$\xi = 0,8585$$

$$\alpha = 0,4247$$

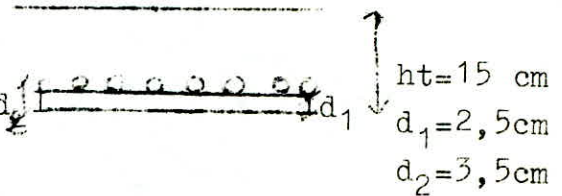
d'ou $M_{rb} = 0,1823 \times 137,7 \times 100 \times 15^2 = 5648,1 \text{ Kgm} > 663,6 \text{ Kgm}$

Ferraillage : On a montré que $M_{rb} > M_o$ les moments

M_{tx} et M_{ty} étant faible devant M_o , on ferraillera notre dalle suivant $F \bullet$.

en travée :

On prend $M_t = M_o$ (cas défavorable)



- hauteur utile (sens porteur) $h_1 = 15 - 2,5 = 12,5$ cm

- hauteur utile (sens répartition) $h_2 = 15 - 3,5 = 11,5$ cm.

Sens répartition (y, y)

$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h_1^2} = \frac{15 \cdot 66360}{2800 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,0227 \quad \left. \begin{array}{l} K = 61 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{array} \right\}$$

$$A_y = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_1} = \frac{66360}{2800 \cdot 0,9342 \cdot 12,5} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Sens porteur (x, x)

$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h_2^2} = \frac{15 \cdot 66360}{2800 \cdot 100 \cdot 11,5^2} = 0,027 \quad \left. \begin{array}{l} K = 55 \\ \varepsilon = 0,9286 \end{array} \right\}$$

$$A_x = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_2} = \frac{66360}{2800 \cdot 0,9286 \cdot 11,5} = 2,22 \text{ cm}^2$$

On a $A_x \approx A_y$ on adoptera à 5T8 par mètre

$$A = 2,51$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{55} = 50,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ pas d'armatures}$$

⇒ comprimées.

au appuis :

On prendra $M_a = 0,3 M_o = 199,08 \text{ Kg m}$

Calcul des chapeaux :

Sens repartition (y, y)

$$\mu = \frac{15 \cdot 199,08}{2800 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,0068 \quad \left. \begin{array}{l} K = 110 \\ \epsilon = 0,9600 \end{array} \right\}$$

$$A_y = \frac{19908}{2800 \cdot 0,9600 \cdot 12,5} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Sens porteur (x, x)

$$\mu = \frac{15 \cdot 19908}{2800 \cdot 100 \cdot 11,5^2} = 0,0081 \quad \left. \begin{array}{l} K = 108 \\ \epsilon = 0,9593 \end{array} \right\}$$

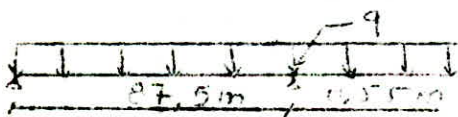
$$A_x = \frac{19908}{2800 \cdot 0,9593 \cdot 11,5} = 0,64 \text{ cm}^2$$

On a $A_x \approx A_y$ on adoptera à $318 = 1,50 \text{ cm}^2$

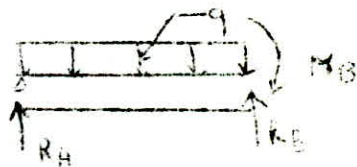
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{108} = 25,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b \Rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimées .

Balcon en dalle pleine



\Rightarrow



$$G = 428 \text{ kg/m}^2 \text{ (même que dalle N}^\circ 1)$$

$$1,2 p = 1,2 \cdot (350) = 420 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2 p = 848 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = q \frac{l^2}{2} = 848 \cdot \frac{0,55^2}{2} = 128,26 \text{ Kg m}$$

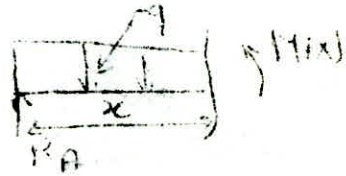
$$\sum m / A = 0 \Rightarrow R_B \cdot 0,875 - 848 \cdot \frac{0,875^2}{2} - 128,26 = 0$$

$$R_B = 517,58 \text{ kg} \quad 36$$

.../...

$$\sum m / B = 0 \Rightarrow R_A \cdot 0,875 - 848 \cdot \frac{0,875^2}{2} + 128,26 = 0$$

$$R_A = 224,42 \text{ kg}$$



$$M(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_A - qx = 0 \quad x = \frac{R_A}{q} = \frac{224,42}{848} = 0,26 \text{ m}$$

$$M(0,26) = 224,42 \cdot 0,26 - 848 \cdot \frac{0,26^2}{2} = 29,68 \text{ Kg m}$$

donc on prend $M = 128,26 \text{ Kg m}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 128,26}{2800 \cdot 100 \cdot \frac{15^2}{13}} = 0,0030 \quad \begin{cases} K = 184 \\ \epsilon = 0,9749 \end{cases}$$

$$A_x = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{12826}{2800 \cdot 0,9749 \cdot 15} = 0,3 \text{ cm}^2 \quad \text{à } 5\phi 6, n' (1,4 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{184} = 15,2 < \sigma'_b \text{ pas d'acier comprimée.}$$

dans la travée (AB) on met $A_m = (5\phi 6)$ dans le lit inférieur.

Dalle au niveau (V) au dessus d'escalier

$$l_x = 65 \text{ cm}$$

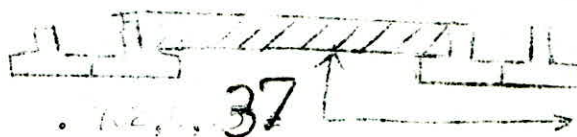
$$l_y = 4,8 - 0,7 = 4,1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,65}{4,1} = 0,16 < 0,4 \text{ se repose sur un seul } \phi$$

côté (xx)

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

coupe au niveau de la dalle



dalle pleine poutrelle

.../...

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox}$$

$$M_{ax} = 0,3 M_{ox} =$$

$$M_o = q \frac{lx^2}{8} = 702 \cdot \frac{0,65^2}{8} = 37 \text{ Kg m}$$

$M_{rb} > M_o$; le moment M_{tx} etant faible devant M_o
on ferraillera notre petite dalle suivant M_o

$$u = \frac{15 \cdot 3700}{2800 \cdot 100 \cdot 11,5} = 0,0015 \quad = 0,9818 \quad K = 260$$

$$A_x = \frac{3700}{2800 \cdot 0,9818 \cdot 11,5} = 0,12 \text{ cm}^2$$

on prend $A/m = 5T6 = 1,42 \text{ cm}^2$ par metre

Verification de la condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

suivant lx

$$\frac{A_{tx}}{b_o h_x} \geq \frac{\psi^4}{2} (2 - \psi) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_o}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{2,51}{100; 11,5} = 0,0022 > \frac{0,54}{2} (2 - 0,56) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{13}{11,5} \right)^2 = 0,0010 \text{ verifi}$$

suivant ly

$$\frac{A_{ty}}{b_o h_y} > \frac{\psi^4}{2} (2 - \psi) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_o}{h_y} \right)^2$$

$$\frac{2,51}{100 \cdot 12,5} = 0,0020 > \frac{0,54(2-0,56)}{2} \frac{5,9}{2800} \left(\frac{13}{12,5} \right) = 0,0009 \text{ verifié}$$

Verification A l'effort tranchant

$$T_{max} = 492,14 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_z} = \frac{492,14}{100 \cdot 7/8 \cdot 11,5} = 0,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas necessaire.

Verication de la flèche Art 61-22- CCBA 68

$$1) \quad \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \quad \frac{M_{tx}}{M_{ox}}$$

$$\frac{AN}{1,53} \quad \frac{1310^{-2}}{1,53} > \frac{1}{20} \quad \frac{127,5}{150,0} = 0,04$$

0,085 > 0,04 vérifié la justification des flèches est inutile .

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{\tilde{w}}{1 + 10 \tilde{w}} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K n}{\phi} \sigma_b}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

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

$$w = \frac{A}{2 d b} = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 6,275 \cdot 10^{-3}$$

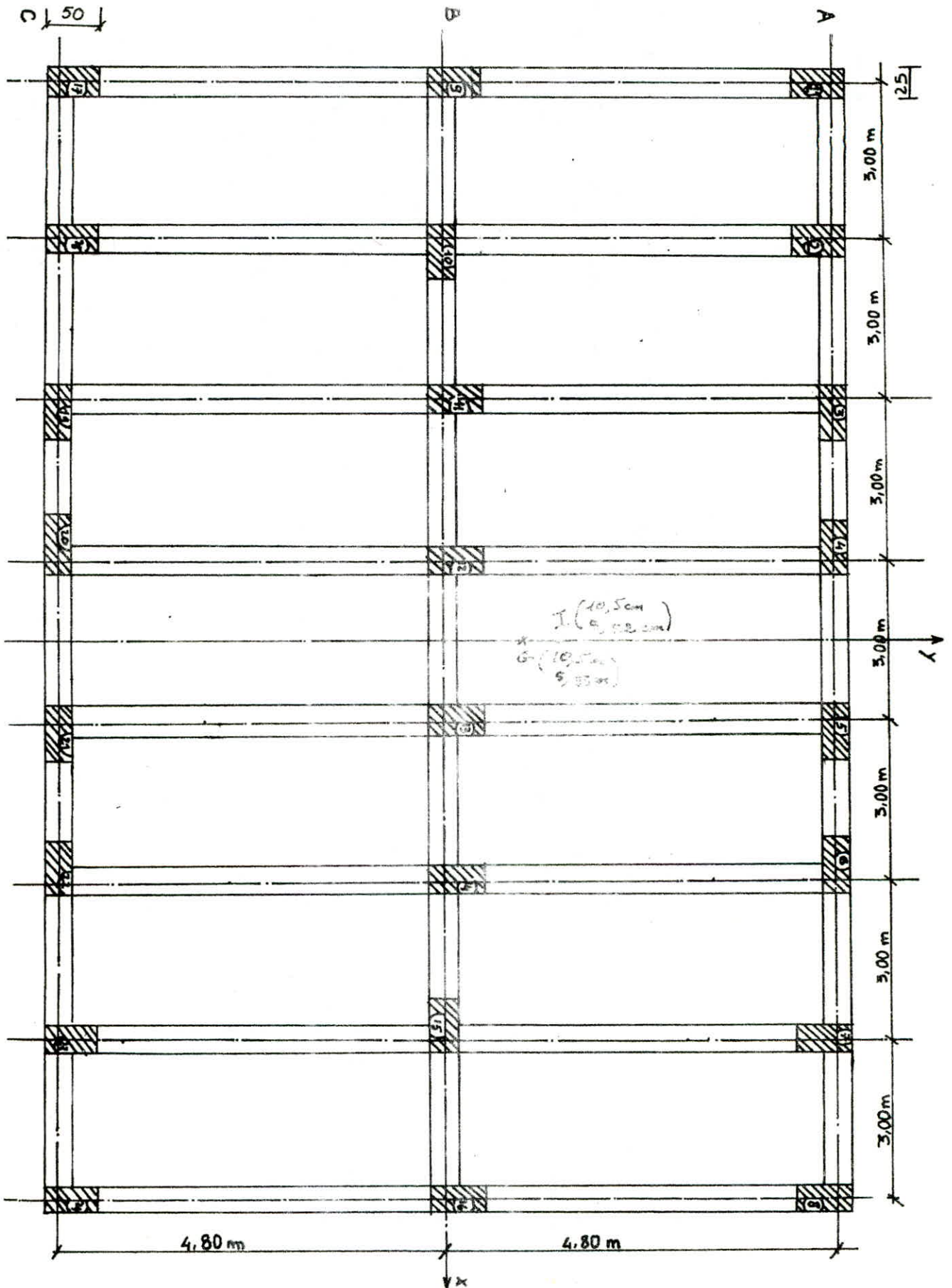
$$b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_a = \min \left. \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1771,34 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$\sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 . = \overline{\sigma}$ a pas de risque de fissuration .

Nomenclature et dimension en Plan



INTRODUCTION

1 - EFFETS DU SEISME

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer suivant des directions quelconque, on peut concevoir (2) deux composantes l'une verticale et l'autre horizontale.

Ces composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique.

- (P.S 69) admettent par simplification que dans les cas des bâtiments courants toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers (P.S 69).

- dans les calculs on tiendra compte des charges permanentes et éventuellement de la fraction de surcharges correspondant au plancher considéré.

* Recommandations de conception générale des bâtiments.

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.

- éviter les grandes ouvertures.

- éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.

- éviter les ensembles mal équilibrés.

- prévoir autant que possible un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol.

- établir des fondations profondes et soigneusement chaînés afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

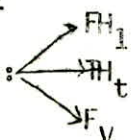
- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.

Calcul sismique :

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictives ou systèmes équivalents, qui résultent de la combinaison ;

- d'un système de forces horizontales élémentaires (S I H)
- d'un système de forces verticales élémentaires (S I V)
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical (S T)

Notation

$F = \sigma W$:  Force Sismique horizontale longitudinale
Force Sismique **horizontale** transversale
Force Sismique Verticale.

$\sigma =$: Coef. Sismique

$W =$: Charge soumise à l'action sismique.

$$W = \begin{cases} G + \frac{P}{5} + N_n & \text{Si } N_n \geq 35 \text{ Kg/m}^2 \\ G + \frac{P}{5} & \text{Si } N_n \leq 35 \text{ kg/m}^2. \end{cases}$$

$G =$: Charge permanente

$P =$: Surcharges d'exploitation

N_n : Surcharges de la neige.

Masse soumises à l'action sismique

Niveau terrasse

- acrotère $2500 \times 0,1 \times 0,55 \times 66,30 = 9124,5 \text{ Kg} = \underline{9,1245 \text{ t}}$

./.

- poids propre du plancher ($0,505 \times 313,9$) = 100,034 t
 - poutre longitudinale ($h_t = 30 \text{ cm}$) ; $2500 \times [0,12 \times 4 \times (0,3 - 0,05) 21] =$
 $= 6300 \text{ Kg} = \underline{6,300 t}$
 - poutre transversales ($h_t = 50 \text{ cm}$) =
 $2500 \times [0,12 \times 8 \times (0,5 - 0,05) (10,69 - 0,25)] \text{ kg} = \underline{11,275 t} \Rightarrow G = 134,74 t$
- $P = 313,9 \times 100 = 31390 \text{ kg} = 31,39 t$

$$\frac{P}{5} = 6,278 t$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 141,018 t$$

Etage courant

- Dalle + console : $100,03 t + 0,60 \times 5 \times 3 \times 2,500 t = 133,53 t$
 - poutre longitudinale = 6,3 t
 - poutre transversale = 11,27 t
 - murs $250 \times (2,0) (66,30) = 46466 \text{ kg} = 46,466 t$
 - poteaux $24 \times 2500 \times 0,5 \times 0,25 \times 2,35 \text{ kg} = 17,625 t$
-
- $G = 215,19 t$

$$P = (175 \times 313,9 + 350 \times 3 \times 5 \times 0,60) \text{ kg} = 50,5 t.$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 226,89 t$$

Calcul des coefficients sismiques

$\{\alpha, B, \gamma, \delta\}$

Coefficient d'intensité α :

On est en présence d'un bâtiment d'habitation qui sera implanté en zone II, d'après le complément aux règles (P S) du CTC $\alpha = 1$

α a pour but l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique.

Coefficient de réponse β :

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité de référence "(8.)

Il dépend :

- de la période (T) du mode fondamental de vibrations de la construction dans la direction étudiée,
- du degré d'amortissement de l'ouvrage,
- accessoirement, de la nature du sol de fondation.

Pour un amortissement moyen $\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$

avec $0,065 \leq \beta \leq 0,13$ (art 3.112.132 PS 69)

$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{Lx}}$ (contreventement par ossature de BA dans le sens longitudinale et transversale).

H = 16,36 m hauteur du bâtiment

L = 21,34 m longueur du bâtiment

l = 10,19 m Largeur du bâtiment.

$T_T = 0,09 \cdot \frac{16,36}{\sqrt{10,19}} = 0,46$

$T_L = 0,09 \cdot \frac{16,36}{\sqrt{21,34}} = 0,3187$

$\beta_t = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,46}} = 0,11$
$\beta_l = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,3187}} = 0,12$

Coefficient de fondation δ :

Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Il est en outre indépendant des propriétés dynamiques de la construction.

./.

Dans notre cas, nous avons utilisé des semelles isolées sur un terrain de consistance moyenne, par conséquent :

$$\delta = 1,15$$

Coefficient de distribution :

Il dépend de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans les constructions courantes, il est permis d'assimiler la déformée du système à une droite.

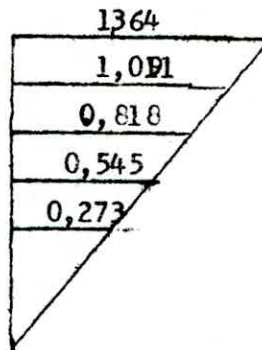
$$\gamma(h) = \frac{\sum z^2 M(z)}{\sum z^3 M(z)} h$$

$M(z)$ étant la masse concentrée à la cote z .

- nous prendrons pour origine des côtes, le niveau des semelles de fondations.
- pour les valeurs de (h) voir Tableau ci-dessous PS 69 P 179.

N = 5	
N°	γ
5	1,364
4	1,091
3	0,818
2	0,545
1	0,273

Distribution triangulaire



Pour le portique C - C

4ème travée est à mi-hauteur, par interpolation : $\gamma(h) \Rightarrow$

./.

mi - niv	δ	$\alpha B \delta$	$\Delta_w (t)$	$S_{iv} (m^2)$
0 - 1	0,136	0,024	0,005	0,000 2
1 - 2	0,409	0,074	0,262	0,0008
2 - 3	0,6815	0,122	0,432	0,0013
3 - 4	1,091	0,196	0,694	0,0022

- coefficient sismique horizontal longitudinal

$$\sigma_{HL} = \alpha B_L \delta \delta (h)$$

- coefficient sismique horizontal transversal

$$\sigma_{HT} = \alpha B_T \delta \delta (h)$$

- coefficient sismique vertical

$$\sigma_V = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT}); \quad \alpha = 1 \quad \sigma_V = \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT})$$

Forces sismiques horizontales

Le plancher étant indéformable dans son plan, tous les poteaux subissent le même déplacement, par conséquent chaque poteau encaisse un effort proportionnelle ; donc on calcule la force totale agissant sur chaque niveau correspondant à V total.

(poids total de plancher)

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{Hl} = \sigma_{HL} W_L \\ F_{Ht} = \sigma_{Ht} W_L \end{array} \right.$$

Forces sismiques verticales

$$F_V = \sigma_V W = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_{H \cdot W}$$

./.

SOUS CHARGES HORIZONTALES

METHODE DE BOWMAN

Exposé de la méthode de "BOWMAN"

cette méthode permet d'obtenir les résultats très voisins de ceux obtenus par des méthodes exactes.

L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h , se situent

- Au dernier niveau à $0,6 h$ de la partie supérieure du poteau
- A l'avant dernier niveau à $0,5 h$.
- Au niveau immédiatement au dessous de $0,5 h$ ainsi qu'à tous les autres niv. sauf au 1^{er} niv.
- Au premier niveau à $0,6 h$ à partir de la base du poteau.

Les moments seront partagés proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré. La méthode de Bowman comporte certaines hypothèses de calcul, qui sont les suivantes.

Dans le cas où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide; On admet:

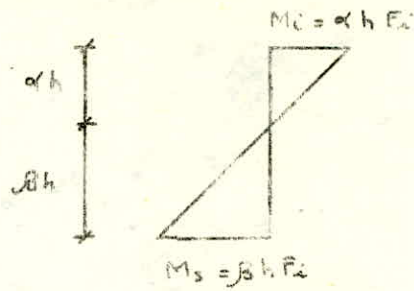
- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inertie des ces poteaux - Les moments d'inertie de poteaux de rive étant toutefois affectés des coefficient 1.
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers, et articulés aux hauteurs qui ont été définies plus haut

La force sismique cumulée agissant sur toutes planchers, pour chaque niveau est répartie suivant la rigidité du poteau.

moments en tête, et à la base du poteau.

$$M_i = \alpha h F_i$$

$$M_s = \beta h F_i$$



Moments dans les poutres

Ces forces créent aussi des moments fléchissants dans les poutres au droit d'un nœud et seront proportionnelles au rigidité des poutres.

Les moment dans les poutres doivent équilibrer les moment des poteaux appartenant au nœud considéré

Exemple :

$$M_w = (M_i + M_s) \frac{K_w}{K_e + K_w}$$

Niveau	S-α	α	β _L	σ _{HL}	W (t)	F _{HL} = σ _{HL} W (t)	BT	σ _{HT}	F _H = σ _{HT} W (t)	σ _V = 2σ _H	F _V (t)	T = F _H cot α (t)	S _{IV} t/m ²
V	1,35	1,364	0,12	0,188	141,018	26,5	0,11	0,172	26,5	0,188	26,5	26,5	0,0844
IV	1,35	1,091	0,12	0,150	216,09	32,4	0,11	0,138	32,4	0,150	32,4	50,9	0,1032
III	1,15	0,818	0,12	0,113	216,09	24,4	0,11	0,123	24,4	0,113	24,4	83,3	0,077
II	1,15	0,545	0,12	0,075	216,09	16,2	0,11	0,069	16,2	0,075	16,2	99,5	0,0516
I	1,15	0,273	0,12	0,036	216,09	0,2	0,11	0,034	0,2	0,036	0,2	107,7	0,0261

Efforts horizontaux agissant sur les portiques

Sens longitudinal

$$F_x = \frac{\sqrt{H} W I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

avec $\sqrt{H} = \sqrt{V} = \sqrt{\quad}$

I_{xi} = moment d'inertie de tous les poteaux composant le portique au niveau considéré.

Sens transversal

$$F_y = \frac{\sqrt{W} I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

$\sum I_{xi}, \sum I_{yi}$ = moment d'inertie de tous les poteaux composant le plancher du niveau considéré.

Portiques longitudinales

Portique	Niveau	I_{yi} (cm ⁴)	I_{yi} (cm ⁴)	W (t)	F _x (t)	F _{x cum} (t)
A et C	V	1302083,3	3515625	26,5	9,815	9,815
	IV	1302083,3	3515625	32,4	12	21,815
	III	1302083,3	3515625	24,4	9,037	30,852
	II	1302083,3	3515625	16,2	6,741	37,593
	I	1302083,3	3515625	8,2	3,412	41,005
B	V	911458,33	3515625	26,5	6,870	6,870
	IV	911458,33	3515625	32,4	8,400	15,270
	III	911458,33	3515625	24,4	6,326	21,596
	II	911458,33	3515625	16,2	4,200	25,796
	I	911458,33	3515625	8,2	2,126	27,922

Portiques transversales

Portiques	Niveaux	$I_{xi} (cm^4)$	$\sum I_{xi} (cm^4)$	$W (t)$	$F_y (+)$	$F_y \text{ cum } (t)$
2 et 7	V	585937,5	4296875	26,5	3,614	3,614
	IV	585937,5	4296875	32,4	4,418	8,032
	III	585937,5	4296875	24,4	3,327	11,359
	II	585937,5	4296875	16,2	2,209	13,568
	I	585937,5	4296875	8,2	1,118	14,686
3 et 4	V	390625	4296875	26,5	2,409	2,409
5 et 6	IV	390625	4296875	32,4	2,945	5,354
	III	390625	4296875	24,4	2,218	7,572
	II	390625	4296875	16,2	1,473	9,045
	I	390625	4296875	8,2	0,745	9,79
A et 8	V	781250	4296875	26,5	4,818	4,818
	IV	781250	4296875	32,4	5,891	10,709
	III	781250	4296875	24,4	4,436	15,145
	II	781250	4296875	16,2	2,945	18,09
	I	781250	4296875	8,2	1,491	19,581

Portiques transversals (symetrie) (F_t)_y

Portique	1-1		2-2		3-3		4-4	
	Poteau	eff	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1	1,606	2	1,606	3	0,268	4	0,268
	9	1,606	10	0,322	11	1,285	12	1,285
	17	1,606	18	1,606	19	0,268	20	0,268
IV	1	1,964	2	1,963	3	0,327	4	0,327
	9	1,964	10	0,327	11	1,571	12	1,571
	17	1,964	18	1,963	19	0,327	20	0,327
III	1	1,479	2	1,479	3	0,246	4	0,246
	9	1,479	10	0,245	11	1,183	12	1,183
	17	1,479	18	1,479	19	0,246	20	0,246
II	1	0,982	2	0,982	3	0,164	4	0,164
	9	0,982	10	0,197	11	0,786	12	0,786
	17	0,982	18	0,982	19	0,164	20	0,164
I	1	0,497	2	0,497	3	0,093	4	0,093
	9	0,497	10	0,093	11	0,397	12	0,397
	17	0,497	18	0,497	19	0,093	20	0,093

Portiques transversals (symetrie) (F_t)_y cummule.

Portique	1-1		2-2		3-3		4-4	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1	1,606	2	1,606	3	0,268	4	0,268
	9	1,606	10	0,322	11	1,285	12	1,285
	17	1,606	18	1,606	19	0,268	20	0,268
IV	1	3,570	2	3,569	3	0,595	4	0,595
	9	3,570	10	0,649	11	2,856	12	2,856
	17	3,570	18	3,569	19	0,595	20	0,595
III	1	5,049	2	5,048	3	0,841	4	0,841
	9	5,049	10	0,944	11	4,039	12	4,039
	17	5,049	18	5,048	19	0,841	20	0,841
II	1	6,031	2	6,030	3	1,005	4	1,005
	9	6,031	10	1,142	11	4,885	12	4,885
	17	6,031	18	6,030	19	1,005	20	1,005
I	1	6,528	2	6,527	3	1,088	4	1,088
	9	6,528	10	1,189	11	5,222	12	5,222
	17	6,528	18	6,527	19	1,088	20	1,088

On tient compte de la position du poteau : Poteau extreme. (coef = 1)

Poteau interne. (coef = 1,2)

Portiques Longitudinaux (F_t)_x

Portique	A-A		B-B		C-C	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1-2	0,492	11-12	0,534	17-18	0,491
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	1,963	10-15	2,358	21-22	1,963
IV	1-2	0,600	11-12	0,726	17-18	0,600
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	2,400	10-15	2,892	21-22	2,400
III	1-2	0,452	11-12	0,546	17-18	0,452
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	1,807	10-15	2,172	21-22	1,807
II	1-2	0,337	11-12	0,362	17-18	0,337
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	1,348	10-15	1,441	21-22	1,348
I	1-2	0,171	11-12	0,184	17-18	0,171
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	0,692	10-15	0,789	21-22	0,692

Portiques longitudinaux (F_t)_x cummule.

Portique	A-A		B-B		C-C	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1-2	0,492	11-12	0,534	17-18	0,491
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	1,963	10-15	2,358	21-22	1,963
IV	1-2	1,092	11-12	1,320	17-18	1,092
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	4,364	10-15	5,240	21-22	4,364
III	1-2	1,543	11-12	1,866	17-18	1,543
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	6,170	10-15	7,444	21-22	6,170
II	1-2	1,880	11-12	2,228	17-18	1,880
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	7,518	10-15	8,852	21-22	7,518
I	1-2	2,051	11-12	2,412	17-18	2,051
	3-8		13-14		19-20	
	9-16	8,200	10-15	9,583	21-22	8,200

Les efforts sont donnés en tonnes (t)

Etude de la Torsion

Dans le cas de batiments dissymetriques ; il arrive que les efforts horizontaux ne passent pas par le centre de gravité du niveau qui sera donc entraîné dans une rotation autour du centre la resultante des forces horizontales est remplacé par une force F appliqué au centre de Torsion et par un couple de Torsion ($M = F.d$ d'axe vertical passant par le centre de Torsion (d'excentrement de la resultante par rapport au centre de gravité des éléments résistants) le couple de Torsion à pour fait de produire une rotation du plancher superieur par rapport au plancher inferieur.

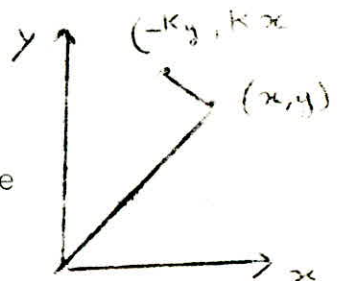
Les poteaux vont subir des déplacements dans les 2 sens transversal et longitudinal ;

on peut considerer que ces déplacements sont provoqués par des forces appliquées aux extrémités des poteaux

le calcul des forces est basée sur 2 hypothèses

- 1- l'effort est proportionnel au déplacement de l'extrémité supérieure du poteau .
- 2- les déplacements des extrémités supérieures sont proportionnels à la distance ; à la distance de l'extrémité du poteau au centre de Torsion .

le déplacement subi par la tête du poteau de coordonnées x et y a pour composantes $(-K y)$ et $(K x)$; K étant une constante de proportionnalité .



$$I_x = 14 \times \frac{25 \times 50^3}{12} + 10 \times \frac{50 \times 25^3}{12} = 42968,75 \text{ cm}^4 \quad \text{des poteaux}$$

$$I_y = 14 \times \frac{50 \times 25^3}{12} + 10 \times \frac{25 \times 50^3}{12} = 3,5.1.5.6.25 \text{ cm}^4$$

Deformation horizontale

On verifie pour les poteaux les plus charges : $I \geq \frac{T h^2}{12 E} \frac{1000}{1,3}$

$(T_x \text{ max} , I_{y \text{ poteau}}) ; T_{y \text{ max}} I_{x \text{ poteau}}$

poteaux : 10,15

$T_x = 9582,1 \text{ Kg}$

$I_y = 260416,67 \text{ cm}^4$

$I_y > \frac{9582,1 \cdot \frac{280^2}{12 \cdot 2} \cdot 1000}{10^6 \cdot 1,3} = 240078,097 \text{ cm}^4 \text{ verifié}$

poteau 17

$T_y = 6558,7 \text{ Kg}$

$I_x = 65104,16 \text{ cm}^4$

$I_x > \frac{6558,7 \cdot \frac{280^2}{12 \cdot 2} \cdot 1000}{10^6 \cdot 1,3} = 16480,8 \text{ cm}^4 \text{ verifié}$

** Deformation horizontale du plancher

$\bar{\Delta} = \frac{1,3 \cdot h \text{ (mm)}}{1000} \text{ [cm]}$

$\Delta = \frac{T \bar{h}^3}{12 E I_{\text{min}}} \quad I_{\text{min}} = I_y = 3515625 \text{ cm}^4$

$\Delta = \frac{107700 \cdot \frac{280^3}{12 \cdot 2 \cdot 10^6} \cdot 3515625}{10^6 \cdot 3515625} = 0,028 = 0,03 \text{ cm}$

$\bar{\Delta} = \frac{1,3 \cdot 2800}{100} = 3,64 \text{ cm}$

$\Delta = 0,03 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 3,64 \text{ cm} .$

verifiée .

**

Centre de masse

$$x_M = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_M = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

* les charges et surcharges etant uniforme ; on peut remplacer les masse m_i par les surface (A_i)

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

$x_G = 10,5 \text{ m}$ " symetrie "

$$y_G = \frac{21,34 \cdot 10,19 \cdot \frac{10,19}{2} + 5 \times 3 \times 0,675 \cdot 10,19 + \frac{0,675}{2} \cdot 0,675}{0,675 \times 3 \times 5 + 21,34 \times 10,19} = 5,33 \text{ m}$$

$y_G = 5,33 \text{ m}$

Centre d'inertie des poteaux

$$x_I = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}}$$

$$y_I = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}}$$

$$x_I = \frac{\frac{25 \times 50^{-3}}{12} (147) + \frac{50 \times 25^{-3}}{12} (105)}{4 \ 296875} = 10,5 \text{ m}$$

$$y_I = \frac{\frac{25 \times 50^{-3}}{12} (0,125 \times 4 + 6 \times 4,925 + 4 \times 9,475) + \frac{50 \times 25^{-3}}{12} (2 \times 4,8 + 4 \times 9,6)}{3515625} = 5,92 \text{ m}$$

Torsion

C.T.C : Suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de Torsion égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau . $e_o = (5 \%) \cdot 21,69 = 1,08\text{m}$

$$y_I = 5,92 \text{ m}$$

Calcul des excentricités

$$e_x = x_T - x_G = 0 < e_o \Rightarrow \text{on prend } \{e_o, e_o\}$$

$$e_y = y_T - y_G = 0,59 < e_o \Rightarrow$$

On prendra pour l'excentricité dans les 2 directions et à chaque niveau . $e_o = 1,08 \text{ m}$

* Calcul de K . (constante de proportionnalité) $K = \frac{1}{\sum I_x^2 + \sum i_y^2}$

$$M_t K = \frac{M_t}{\sum I_x x^2 + \sum i_y y^2}$$

I_x = moment d'inertie de la section du poteau par rapport à un axe parallèle à $x x'$

i_y = moment d'inertie par rapport à un axe parallèle à $y y'$.

M_t = moment de torsion s'appliquant sur le niveau considéré .

$$\begin{aligned} \sum I_x^2 &= \left(\frac{0,50 \times 0,25^3}{12} + 2 \times \frac{0,25 \times 0,50^3}{12} \right) (3^2 + 18^2) \\ &+ \left(\frac{2 \times 0,50 \times 0,25^3}{12} + \frac{0,25 \times 0,50^3}{12} \right) (6^2 + 9^2 + 12^2 + 15^2) \\ &+ 3 \times 21^2 \frac{0,25 \times 0,50^3}{12} = 7,295 \text{ m}^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sum I_y y^2 &= 4,80^{-2} \left[6 \times \frac{0,50 \times 0,25^{-3}}{12} + 2 \times \frac{0,25 \times 0,50^{-3}}{12} \right] \\
&+ \times 4,80^{-2} \left[16 \times \frac{0,50 \times 0,25^{-3}}{12} + 16 \times \frac{0,25 \times 0,50^{-3}}{12} \right] \\
&= 4,80^{-2} \left[\frac{0,50 \times 0,25^{-3}}{12} (6 + 16) + \frac{0,25 \times 0,50^{-3}}{12} (2 + 16) \right] \\
&= 1,410 \text{ m}^6
\end{aligned}$$

$$\boxed{\sum I_x^2 + \sum I_y^2 = 8,705 \text{ m}^6}$$

1 Pour chaque niveau

Niv	F _N (t)	e ₀ (m)	M _t (t.m)	$\sum I_x^2 + \sum I_y^2$ (m ⁴)	K M/m
5	26,5	1,08	28,62	8,705	3,298
4	32,4	1,08	34,99	8,705	4,019
3	24,4	1,08	26,35	8,705	3,027
2	16,2	1,08	17,50	8,705	2,010
1	8,2	1,08	8,86	8,705	1,019

Force due à la torsion sur chaque poteau

Poteau	i _y 10 ³	I _x 10 ⁸	Poteau	i _y 10 ³	I _x 10 ⁸
1	8,307	39156	13	4,193	11094
2	8,307	22344	14	4,193	8906
3	2,077	3,633	15	1,048	4180
4	2,077	1,679	16	4,193	1,775
5	2,077	0,283	17	16,693	39156
6	2,077	2,226	18	16,693	22344
7	8,307	16,718	19	4,193	3,633
8	8,307	7,775	20	4,193	1,679
9	4,193	29156	21	4,193	0,273
10	1,048	5,586	22	4,193	9,226
11	4,193	14,531	23	16,693	16,719
12	4,193	6,779	24	16,693	1,775

$$F_x = \frac{M_t}{\sum I_x^2 + \sum I_y^2} i_y$$

$$F_y = \frac{M_t}{\sum I_x^2 + \sum I_y^2} I_x$$

$$\frac{M_t}{\sum I_x^2 + \sum I_y^2} = K M_t = \frac{M_t}{I_x^2 + \sum I_y^2}$$

i_y, I_x, sont donnés en m⁴

Portiques transversaux $(Fr)_y$

Portique	1-2		2-3		3-4		4-5	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1	0,9915	2	0,0735	3	0,0008	4	0,0055
	9	0,9915	10	0,0735	11	0,0477	12	0,0221
	17	0,9915	18	0,0735	19	0,0008	20	0,0055
IV	1	0,1212	2	0,0898	3	0,0093	4	0,0067
	9	0,1212	10	0,0824	11	0,0584	12	0,0270
	17	0,1212	18	0,0898	19	0,0093	20	0,0067
III	1	0,9129	2	0,0670	3	0,0063	4	0,0052
	9	0,9129	10	0,069	11	0,0400	12	0,0205
	17	0,9129	18	0,0670	19	0,0063	20	0,0052
II	1	0,0606	2	0,0449	3	0,0042	4	0,0034
	9	0,0606	10	0,0112	11	0,0082	12	0,0135
	17	0,0606	18	0,0449	19	0,0042	20	0,0034
I	1	0,0307	2	0,0223	3	0,0021	4	0,0017
	9	0,0307	10	0,0057	11	0,0148	12	0,0068
	17	0,0307	18	0,0223	19	0,0021	20	0,0017

Portiques transversaux $F_y = (F_e)_y cum + (Fr)_y$

Portique	1-2		2-3		3-4		4-5	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1	2,5975	2	1,6795	3	0,1748	4	0,1735
	9	2,7975	10	0,5056	11	1,3329	12	1,3073
	17	2,7975	18	1,6795	19	0,1748	20	0,1735
IV	1	3,6012	2	3,6588	3	0,6033	4	0,6017
	9	3,6012	10	0,6873	11	2,9144	12	2,793
	17	3,6012	18	3,6588	19	0,6033	20	0,6017
III	1	5,9618	2	5,1156	3	0,8473	4	0,8461
	9	5,9618	10	0,9067	11	4,0732	12	4,0535
	17	5,9618	18	5,1156	19	0,8473	20	0,8461
II	1	6,0916	2	6,0749	3	1,0092	4	1,0084
	9	6,0916	10	1,1515	11	4,2544	12	4,2337
	17	6,0916	18	6,0749	19	1,0092	20	1,0084
I	1	6,5577	2	6,5497	3	1,0502	4	1,0497
	9	6,5577	10	1,1682	11	5,2372	12	5,2292
	17	6,5577	18	6,5497	19	1,0502	20	1,0497

Portiques Longitudinaux $(Fr)_x$

Portique	A-A		B-B		C-C	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1-2 2-3	0,0023	11-12 13-14	0,0139	19-20 23-24	0,0549
	3-4 5-6	0,0068	10-15	0,0034	19-20 21-22	0,0137
	/	/	3-16	0,0138	/	/
IV	1-2 2-3	0,0334	11-12 13-14	0,0169	19-20 23-24	0,0691
	3-4 5-6	0,0084	10-15	0,0042	19-20 21-22	0,0168
	/	/	3-16	0,0168	/	/
III	1-2 2-3	0,0287	11-12 13-14	0,0129	19-20 23-24	0,0505
	3-4 5-6	0,0063	10-15	0,0032	19-20 21-22	0,0126
	/	/	3-16	0,0129	/	/
II	1-2 2-3	0,0167	11-12 13-14	0,0085	19-20 23-24	0,0335
	3-4 5-6	0,0042	10-15	0,0021	19-20 21-22	0,0084
	/	/	3-16	0,0084	/	/
I	1-2 2-3	0,0085	11-12 13-14	0,0043	19-20 23-24	0,0169
	3-4 5-6	0,0021	10-15	0,0011	19-20 21-22	0,0042
	/	/	3-16	0,0042	/	/

Portiques longitudinaux

$$F_x = (F_e)_x cum + (Fr)_x$$

Portique	A-A		B-B		C-C	
	Pot	eff	Pot	eff	Pot	eff
V	1-2 2-3	0,5193	11-12 13-14	0,6079	19-20 23-24	0,5459
	3-4 5-6	1,9603	10-15	2,7624	19-20 21-22	1,9767
	/	/	3-16	0,5088	/	/
IV	1-2 2-3	1,1244	11-12 13-14	1,7368	19-20 23-24	1,1581
	3-4 5-6	4,3723	10-15	5,2442	19-20 21-22	4,3798
	/	/	3-16	1,1468	/	/
III	1-2 2-3	1,5682	11-12 13-14	1,8797	19-20 23-24	1,5335
	3-4 5-6	6,1763	10-15	7,0442	19-20 21-22	6,1806
	/	/	3-16	1,5677	/	/
II	1-2 2-3	1,8967	11-12 13-14	2,2368	19-20 23-24	1,9135
	3-4 5-6	7,5222	10-15	8,5541	19-20 21-22	7,5264
	/	/	3-16	2,0184	/	/
I	1-2 2-3	2,0595	11-12 13-14	2,4163	19-20 23-24	2,0639
	3-4 5-6	8,2021	10-15	9,5821	19-20 21-22	8,2042
	/	/	3-16	2,1673	/	/

Les efforts sont donnés en tonnes (t)

Moments flechissants dans les poteaux

Portique	1-1		2-2		3-3		4-4	
	Pot	M	Pot	M	Pot	M	Pot	M
II	1(T)	4,36	2(T)	2,82	3(T)	0,46	4(T)	0,46
	9(T)	4,36	10(T)	0,85	11(T)	2,24	12(T)	2,19
	17(T)	4,36	18(T)	2,82	19(T)	0,46	20(T)	0,46
	1(b)	2,92	2(b)	1,88	3(b)	0,32	4(b)	0,32
	9(b)	2,92	10(b)	0,57	11(b)	1,49	12(b)	1,46
	17(b)	2,92	18(b)	1,88	19(b)	0,32	20(b)	0,32
III	1(T)	5,68	2(T)	5,68	3(T)	0,93	4(T)	0,93
	9(T)	5,68	10(T)	1,06	11	4,49	12(T)	4,44
	17(T)	5,68	18(T)	5,68	19	0,93	20(T)	0,93
	1(b)	4,65	2(b)	4,65	3	0,76	4(b)	0,76
	9(b)	4,65	10(b)	0,86	11	3,67	12(b)	3,63
	17(b)	4,65	18(b)	4,65	19	0,76	20(b)	0,76
III	1(T)	8,35	2(T)	7,16	3	1,19	4(T)	1,18
	9(T)	8,35	10(T)	1,34	11	5,72	12(T)	5,68
	17(T)	8,35	18(T)	7,16	19	1,19	20(T)	1,19
	1(b)	8,35	2(b)	7,16	3	1,19	4(b)	1,18
	9(b)	8,35	10(b)	1,34	11	5,72	12(b)	5,68
	17(b)	8,35	18(b)	7,16	19	1,19	20(b)	1,18
II	1(T)	8,53	2(T)	8,50	3	1,41	4(T)	1,41
	9(T)	8,53	10(T)	1,61	11	6,79	12(T)	6,77
	17(T)	8,53	18(T)	8,50	19	1,41	20(T)	1,41
	1(b)	8,53	2(b)	8,50	3	1,41	4(b)	1,41
	9(b)	8,53	10(b)	1,61	11	6,79	12(b)	6,77
	17(b)	8,53	18(b)	8,50	19	1,41	20(b)	1,41
I	1(T)	7,34	2(T)	7,33	3	1,22	4(T)	1,22
	9(T)	7,34	10(T)	1,32	11	5,86	12(T)	5,86
	17(T)	7,34	18(T)	7,33	19	1,22	20(T)	1,22
	1(b)	11,02	2(b)	11,00	3	1,83	4(b)	1,83
	9(b)	11,02	10(b)	1,96	11	8,99	12(b)	8,78
	17(b)	11,02	18(b)	11,00	19	1,83	20(b)	1,83

Portiques transversaux.

(T) = en tête

(b) = à la base

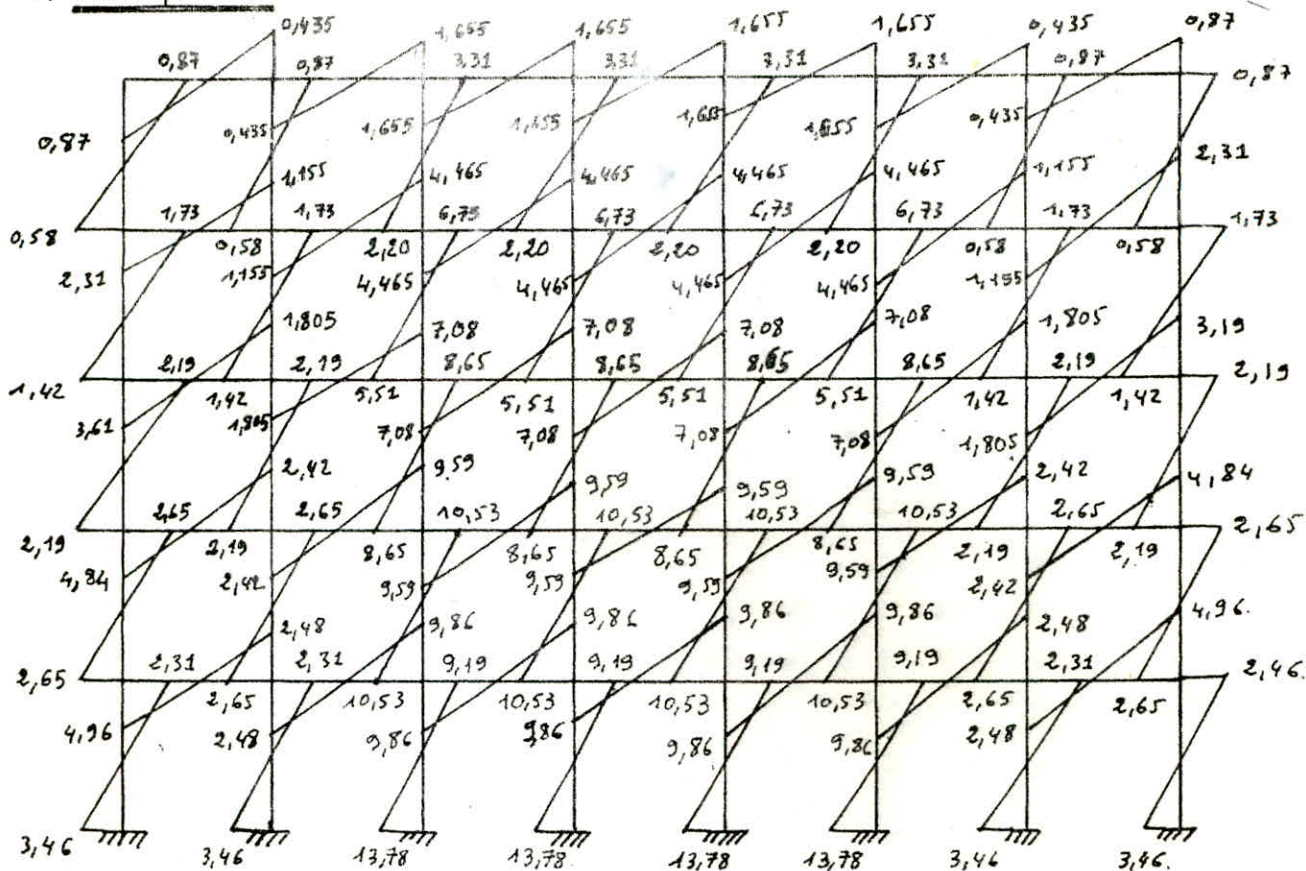
Portique	A-A		B-B		C-C	
	Pot	M	Pot	M	Pot	M.
I	1-2 3-8	0,27	11-12 13-14	1,02	17-18 23-24	0,92
	3-4 5-6	3,31	10-16	3,67	19-20 21-22	3,32
			9-15	0,85		
			11-12 13-14	0,68		
	1-2 3-8	0,58	10-15	2,64	17-18 23-24	0,61
	3-4 5-6	2,20	9-16	0,57	19-20 21-22	2,21
II	1-2 3-8	1,73	11-12 13-14	2,06	17-18 23-24	1,78
	3-4 5-6	6,73	10-15	8,07	19-20 21-22	6,74
			9-16	1,72		
			11-12 13-14	1,68		
	1-2 3-8	1,42	10-15	6,61	17-18 23-24	1,46
	3-4 5-6	5,51	9-16	1,41	19-20 21-22	5,52
III	1-2 3-8	2,19	11-12 13-14	2,63	17-18 23-24	2,23
	3-4 5-6	8,65	10-15	10,38	19-20 21-22	8,65
			9-16	2,19		
			11-12 13-14	2,63		
	1-2 3-8	2,19	10-15	10,38	17-18 23-24	2,23
	3-4 5-6	8,65	9-16	2,19	19-20 21-22	8,65
II	1-2 3-8	2,65	11-12 13-14	3,13	17-18 23-24	2,68
	3-4 5-6	10,53	10-15	12,39	19-20 21-22	10,54
			9-16	2,82		
			11-12 13-14	3,13		
	1-2 3-8	2,65	10-15	12,39	17-18 23-24	2,68
	3-4 5-6	10,53	9-16	2,82	19-20 21-22	10,54
I	1-2 3-8	2,31	11-12 13-14	2,70	17-18 23-24	2,32
	3-4 5-6	9,19	10-15	10,73	19-20 21-22	9,19
			9-16	2,43		
			11-12 13-14	4,06		
	1-2 3-8	3,46	10-15	16,09	17-18 23-24	3,47
	3-4 5-6	13,78	9-16	3,64	19-20 21-22	13,78

Portiques longitudinaux.

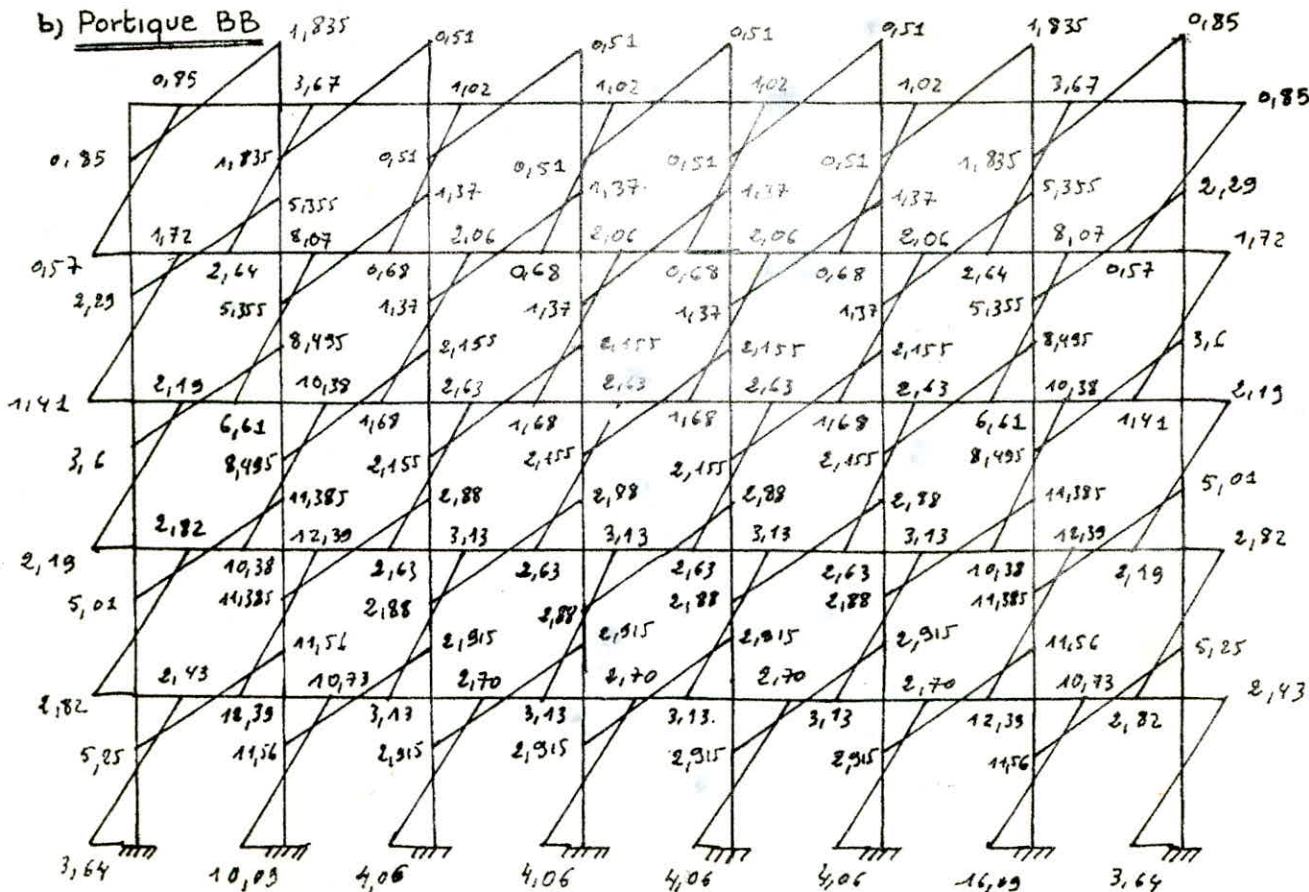
Les moments flechissants sont donnés en tonne-mètres (t.m)

MOMENTS DANS LES POTEAUX ET POUTRES DUS AU SEISME

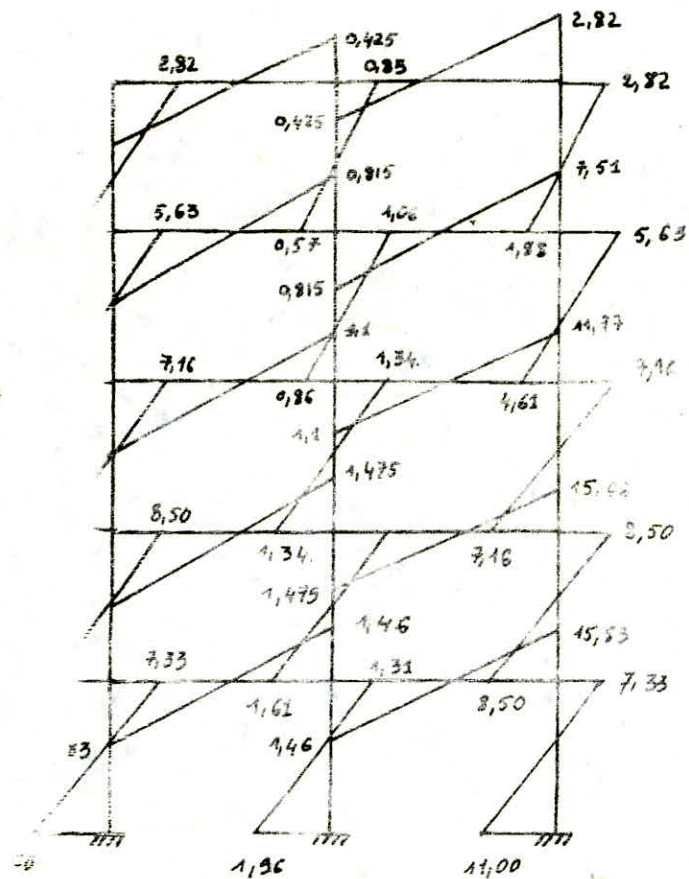
a) Portique AA



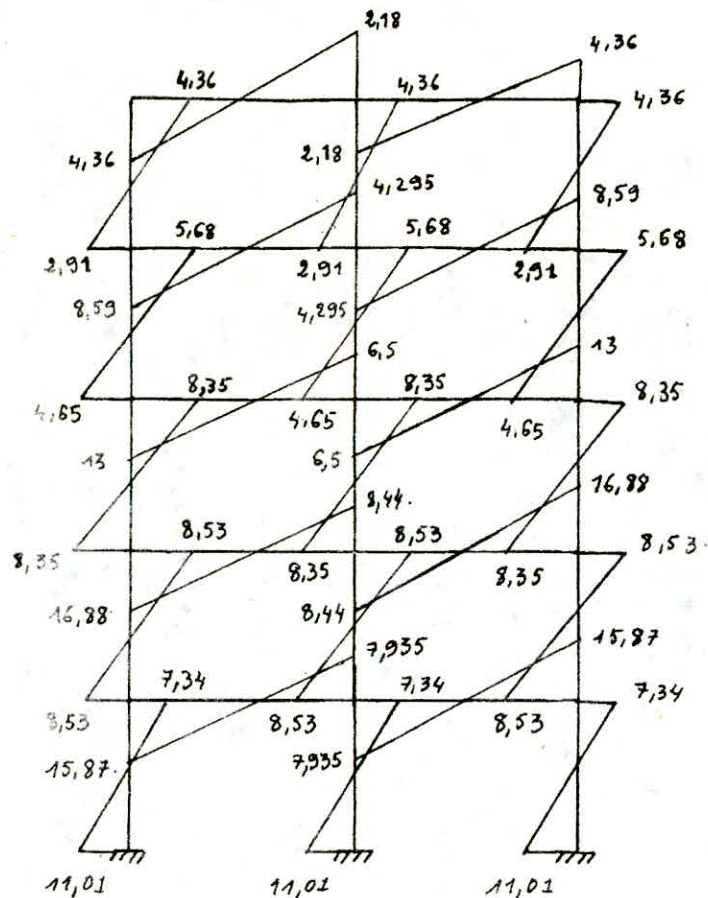
b) Portique BB



Portique transversal 2-2

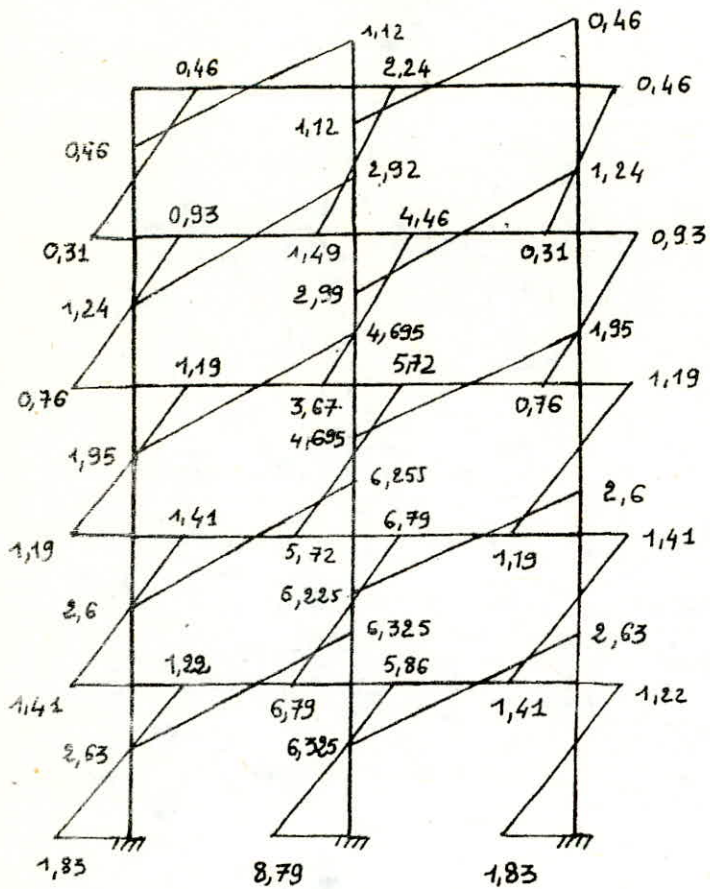


Portique transversal 1-1

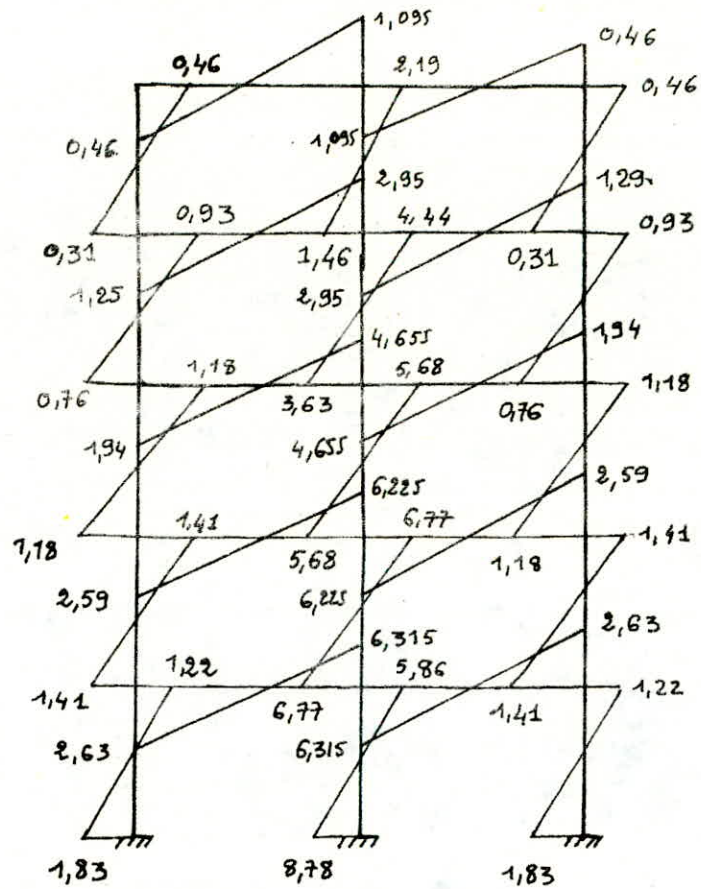


69

Portique transversal 3-3



Portique transversal 4-4



Descente de charge verticale sur les portiques

Descente de charge sur chaque portique

A) portique longitudinal .

Toute les travées sont identique (l = 3m)

I portique C C

Niveau V (Terrasse).

- Charges permanentes .

1^{er} et 3^{eme} travées

$$\text{Terrasse : } \frac{0,65}{2} \cdot 0,505 = 0,164 = 164 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Acrotère : } 135,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poutre longitudinale : } 187,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G_1 = 487 \text{ Kg/ml}$$

2^{eme} travée :

$$\text{dalle pleine : } (0,28 \times 2500 \times 0,15) + 0,15 \times \frac{1,47}{2} \times \frac{(1,53+3)}{2}$$

$$\frac{2500}{3} = 208,09 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{poutre longitudinale} = 187,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Acrotère} = 135,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G'_1 = 531,09 \text{ Kg/ml}$$

- 4^{eme} travée :

$$\text{- dalle pleine : } 0,15 \times 2500 \times 1,5 = 281,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{poids propre de la poutre longitudinale} = 187,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G''_1 = 468,75 \text{ Kg/ml}$$

etage courant

1^{ere} et 3^{eme} Travées :

- poutre longitudinale = 187,5 Kg/ml
 - mur = 700 Kg/ml
 - plancher : $\frac{0,65}{2} \times 0,429 = 0,13942 \text{ t/ml}$ = 139,42 Kg/ml
-
- $G_2 = 1026,92 \text{ Kg/ml}$

2^{eme} Travée :

- Brique en verre 0,03 x 2500 x 1,89 = 141,75 Kg/ml
- dalle p aine 0,28 x 2500 x 0,15 = 105 Kg/ml
- poids propre de la poutre = 312,5 Kg/ml
- Beton 1,17 x 2500 x 0,6 = 292,5 Kg

$G_2^1 = 851,75 \text{ Kg/ml}$

- 4^{eme} Travée : se trouve à mi-hauteur :

1) Travée entre niveaux(3-4) :

- reaction d'escalier : 2,73253 T/ml = 2732,53Kg/ml
- mur
 - briques en verre 3,82x2500x0,03=286,50Kg/ml
 - beton: 0,68x2500 x 0,1 =170,00Kg/ml
- poutre longitudinal: 0,1875t/ml=187,5Kg/ml = 187,50Kg/ml

$G_3 = 3376,53 \text{ Kg/ml}$

2) Travée entre niveau(2-3)et(1,2)

- reaction d'escalier : = 2732,50 Kg/ml
- mur :
 - Briques : 2,38x2500x0,03 = 178,5 Kg/ml
 - Beton : 0,68x2500x0,1 = 170 Kg/ml
- poutre longitudinale : = 187,50 Kg/ml

$G_4 = 3268,5 \text{ Kg/ml}$

Travée entre niveau (0,1)

- reaction d'escalier : 3,0021 t/ml = 3002,1 Kg/ml
- mur :
 - Brique: 2,38x2500x 0,03 = 178,50 Kg/ml
 - Beton : 0,68x2500x 0,1 = 170,00 Kg/ml
- poutre longitudinale : = 187,50 Kg/ml

$G_5 = 3538,10 \text{ Kg/ml}$

.../...

II Portique A A .

Niveau V (Terrasse)

1^{ère}, 2^{ème}, et 4^{ème} travées :

- dalle pleine : $(0,65 + \frac{0,65}{2}) 0,375 = 0,36562 \text{ t/ml} = 365,62 \text{ Kg/ml}$

- poutre longitudinale : = 187,5 Kg/ml

- acrotère : = 135,5 Kg/ml

$G_1 = 688,62 \text{ Kg/ml}$

- 3^{ème} Travée :

- plancher terrasse : $\frac{0,65}{2} \times (505) = 164,12 \text{ Kg/ml}$

- acrotère : = 135,5 Kg/ml

- poutre longitudinale : = 187,5 Kg/ml

$G_2 = 487,12 \text{ Kg/ml}$

etage courant

1^{ère}, 2^{ème}, et 4^{ème} Travées

- dalle pleine : $(0,65 + \frac{0,65}{2}) 0,375 = 365,6 \text{ Kg/ml}$

- poutre longitudinale : = 187,5 Kg/ml

- garde-corps -Beton 0,71x0,1x2500 = 177,5 Kg/ml

- acier 0,8x7x1,21 = 6,776 Kg/ml

2 x 1,21 = 2,42 Kg/ml

$G_1' = 739,79 \text{ Kg/ml}$

3^{ème} Travée :

- poutre longitudinale = 187,5 Kg/ml

- mur = 700 Kg/ml

- plancher $\frac{0,65}{2} \times 0,429 = 139,42 \text{ Kg/ml}$

$G_2' = 1026,92 \text{ Kg/ml}$

.../...

65

III - portique B.B

- Niveau V -(Terrasse):

- 1^{ere}, 2^{eme}, 3^{eme}, et 4^{eme} Travée

- poutre longitudinale : 312,5 Kg/ml

- Terrasse plancher : $\frac{0,65}{2} \times 505 + \frac{0,15 \times 2500 \times 1,5}{2} = 445,37 \text{ Kg/ml}$

$$G_1 = 757,875 \text{ Kg/ml}$$

- Etage courant :

1^{ere}, 2^{eme} et 3^{eme} Travées :

- poutre longitudinale : 0,3125 t/ml = 312,5 Kg/ml

- plancher 0,65 x 0,429 = 278,85 Kg/ml

$$G_2 = 591,35 \text{ Kg/ml}$$

- 4^{eme} Travée

- reaction d'escalier R A = 2733,9 Kg/ml

- poids propre de la poutre : = 312,5 Kg/ml

- plancher : $\frac{0,65}{2} \times 429 = 139,42 \text{ Kg/ml}$

$$G_3 = 3185,82 \text{ Kg/ml}$$

portique transversals

- portique Type 1-1

Terrasse :

- poids propre de la poutre 312,5 Kg/ml

- reactions de poutrelles $\left. \begin{array}{l} \text{A B} = 755,2 \text{ Kg/ml} \\ \text{B C} = 766,7 \text{ Kg/ml} \end{array} \right\}$

- Charge courant :

- poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,5 \times 2500 = 312,5 \text{ Kg/ml}$

- reaction des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 490,9 \text{ Kg} \rightarrow 0,65\text{m} \Rightarrow 755,2 \text{ Kg/ml} \\ \text{BC} : 498,4 \text{ Kg} \rightarrow 0,65\text{m} \Rightarrow 766,7 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$

- mur : $250 \times 2,8 = 700 \text{ Kg/ml}$

66

.../...

- Charge concentrée $250 \times 2,8 \times 1,5 = Q = 1050 \text{Kg}$ (à $x = 0,9 \text{m}$ de A
 sur AB : $G = 1767,7 \text{Kg/ml}$ et 1050Kg à $x = 0,9 \text{m}$ de A
 sur BC : $G = 1779,2 \text{Kg/ml}$

- portique Type 2.2,

- Terrasse :

- poids propre de la poutre $312,5 \text{Kg/ml}$
- reactions des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 2173,8 \text{Kg/ml} \\ \text{BC} : 2108,6 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$

Etage courant :

- poids propre de la poutre $= 312,5 \text{Kg/ml}$

- reactions des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 2173,8 \text{Kg/ml} \\ \text{BC} : 2108,6 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$

- charge concentrées $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 2100 \text{Kg à } 0,9 \text{ m de "A"} \\ \text{BC} : 1050 \text{Kg à } 0,9 \text{ m de "C"} \end{array} \right.$

\Rightarrow sur $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 2486,3 \text{Kg/ml} ; 2100 \text{Kg à } 0,9 \text{ m de A} \\ \text{BC} : 2421,1 \text{Kg/ml} ; 1050 \text{Kg à } 1,47 \text{ m de C} \end{array} \right.$

- portique Type 3-3

- Terrasse :

- poids propre de la poutre $312,5 \text{Kg/ml}$
- reaction des poutrelles sur $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 1849,8 \text{Kg/ml} \\ \text{BC} : 2108,6 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$

\Rightarrow sur $\left\{ \begin{array}{l} \text{AB} : 2162,3 \text{Kg/ml} \\ \text{BC} : 2421,1 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$

- plancher courant :

- poids propre de la poutre 312,5 Kg/ml

- reaction des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} AB : 1202,4 \rightarrow 0,65 \Rightarrow 1849,8 \text{ Kg/ml} \\ BC : 1370,6 \rightarrow 0,65 \Rightarrow 2108,6 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$

- mur : = 700 Kg/ml

- charge concentrées : $\left\{ \begin{array}{l} AB \quad 1050\text{Kg à } x = 0,9 \text{ m de A} \\ BC : 1050 \text{ Kg à } x = 1,47 \text{ m de C} \end{array} \right.$

\Rightarrow sur $\left\{ \begin{array}{l} AB : 2862,3 \text{ Kg/ml ; } 1050\text{Kg à } x = 0,9\text{m de A} \\ BC : 3121,1 \text{ Kg/ml , } 1050 \text{ Kg à } x = 1,47 \text{ m de C} \end{array} \right.$

portique type 4-4

- Terrasse :

- poids propre de la poutre : 312,5 Kg/ml

- reaction des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} AB : 1254,8\text{Kg} \rightarrow 0,65\text{m} \Rightarrow 1930,4\text{Kg/ml} \\ BC \quad 766,77\text{Kg/ml} \end{array} \right.$
 $\left. \begin{array}{l} \text{ dalle: } \frac{(4,8+1,8)}{2} 1,5 \times 0,15 \times \frac{2500}{4,8} \end{array} \right\} = 1153,47\text{Kg/ml.}$

\Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} AB : 2242,9 \text{ Kg/ml} \\ BC : 1465,97 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$

- Etage courant :

- poids propre de la poutre : 312,5 Kg/ml

- reaction des poutrelles $\left\{ \begin{array}{l} AB : 1930,4 \text{ Kg/ml} \\ BC : 766,77 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$

683

.../...

- mur 700 Kg/ml
- charge concentrées : 1050 Kg à x = 0,9 m de " A "

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} AB : 2942,9 \text{ Kg/ml}; 1050 \text{ Kg à } x = 0,9 \text{ m de "A"} \\ BC : 1779,27 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

Surcharges: (P)

A) portiques transversals

portique Type 1-1 || Terrasse: $100 \times 1,5 = 150 \text{ Kg/ml}$
 || etage : courant $1,5 \times 175 = 262,5 \text{ Kg/ml}$

portique Type 2-2 || Terrasse: $100 \times 3 = 300 \text{ Kg/ml}$
 || etage courant $175 \times 3 = 525 \text{ Kg/ml}$

portique Type 3-3 || Terrasse: $100 \times 3 = 300 \text{ Kg/ml}$
 || etage courant $175 \times 3 = 525 \text{ Kg/ml}$

portique Type 4-4 || Terrasse: $100 \times 3 =$
 || etage courant: $0,65 \times 100 = 65 \text{ Kg/ml}$

B) portiques longitudinals

$$\frac{0,65 \times 100}{2} = 32,5 \text{ Kg/ml}$$

portique A-A

Terrasse || Travées (1,2,4) $100 \times \frac{(0,65 + 0,65)}{2} = 97,5 \text{ Kg/ml}$

 || Travée (3) $100 \times (0,65) = 32,5 \text{ Kg/ml}$

etage courant : || Travée (1,2,4) $350 \times \frac{(0,65 + 0,65)}{2} = 341,25 \text{ Kg/ml}$

 || Travée (3) $100 \times \frac{0,65}{2} = 32,5 \text{ Kg/ml}$

portique B-B || Terrasse : $100 \times 0,65 = 65 \text{ Kg/ml}$

 || etage courant : $175 \times 0,65 = 113,75 \text{ Kg/ml}$.

portique C-C

Terrasse : || Travées : (1,3) $100 \times \frac{0,65}{2} = 32,5 \text{ Kg/ml}$
||
|| Travée (2) $100(0,28 + \frac{0,65}{2}) = 60,5 \text{ Kg/ml}$
||
|| Travée (4) $100 \times \frac{1,5}{2} \times 0,15 = 11,25 \text{ Kg/ml} .$

etage courant : || Travées (1,3) $175, \frac{0,65}{2} = 113,7 \text{ Kg/ml} .$
||
|| Travée (2) $350(0,28 + \frac{0,65}{2}) = 211,7 \text{ Kg/ml}$
||
|| Travée (4) $350, \frac{1,5}{2} , 0,15 = 39,37 \text{ Kg/ml} .$

RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE SUR LES PORTIQUES

Portique transversal

Niveau	Coulée	1				2			
		G	P	Q	α	G	P	Q	α
IV	1-1	0,755	0,150	/	/	0,766	0,150	/	/
	2-2	2,173	0,300	/	/	2,108	0,300	/	/
	3-3	2,162	0,300	/	/	2,421	0,300	/	/
	4-4	2,243	0,300	/	/	1,466	0,300	/	/
III	1-1	1,767	0,262	1,05	0,9	1,779	0,262	/	/
	2-2	2,486	0,525	2,100	0,9	2,421	0,525	1,05	3,33
	3-3	2,862	0,525	1,05	0,9	3,121	0,525	1,05	3,33
	4-4	2,943	0,065	1,05	0,9	1,779	0,032	/	/
II	1-1	1,767	0,262	1,05	0,9	1,779	0,262	/	/
	2-2	2,486	0,525	2,10	0,9	2,421	0,525	1,05	3,33
	3-3	2,862	0,525	1,05	0,9	3,121	0,525	1,05	3,33
	4-4	2,943	0,065	1,05	0,9	1,779	0,032	/	/
I	1-1	1,767	0,262	1,05	0,9	1,779	0,262	/	/
	2-2	2,486	0,525	2,10	0,9	2,421	0,525	1,05	3,33
	3-3	2,862	0,525	1,05	0,9	3,121	0,525	1,05	3,33
	4-4	2,943	0,065	1,05	0,9	1,779	0,032	/	/

Portique longitudinal

Il existe une symétrie

Niveau	Coulée	1		2		3		4	
		G	P	G	P	G	P	G	P
I	A-A	0,639	0,097	0,628	0,097	0,423	0,032	0,628	0,097
	B-B	0,758	0,065	0,753	0,065	0,753	0,065	0,753	0,065
	C-C	0,487	0,032	0,531	0,060	0,423	0,032	0,469	0,011
II	A-A	0,739	0,341	0,739	0,341	1,026	0,032	0,739	0,341
	B-B	0,591	0,114	0,591	0,114	0,591	0,114	3,183	0,114
	C-C	1,026	0,113	0,851	0,211	1,026	0,113	3,268	0,039
III	A-A	0,739	0,341	0,739	0,341	1,026	0,032	0,739	0,341
	B-B	0,591	0,114	0,591	0,114	0,591	0,114	3,183	0,114
	C-C	1,026	0,113	0,851	0,211	1,026	0,113	3,268	0,039
IV	A-A	0,739	0,341	0,739	0,341	1,026	0,032	0,739	0,341
	B-B	0,591	0,114	0,591	0,114	0,591	0,114	3,183	0,114
	C-C	1,026	0,113	0,851	0,211	1,026	0,113	3,268	0,039

G, P, sont données en (t/m².)

Q, est donné en (t)

α , est donné en (m)

Charges verticales

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de capuot exposée en annexe A du CCBA 68

Exposé de la méthode de capuot :

Les moments de continuité agissant dans les sections des nœuds d'un appui considérées comme sections

dangereuse; sur les

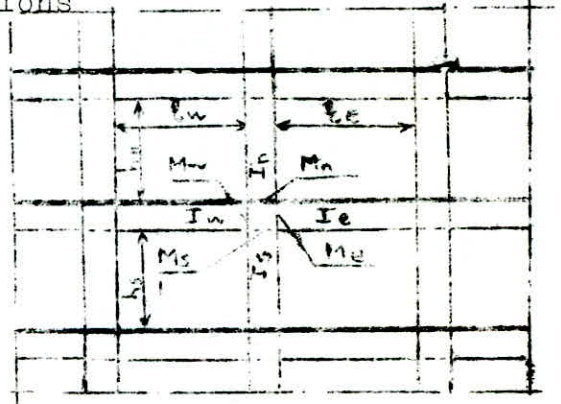
éléments qui se rencontrent

en formant un nœud

peuvent être évalués en

ne tenant compte que

des charges des travées



encadrant l'appui considéré (travée de gauche indice (w) et travée de droite indice (e)) et la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon supérieur indice (n) et tronçon inférieur indice (S))

On considère des hauteurs fictives des poteaux

$h'_n = 0,9 h_n$ Si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher

$h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas .

$h'_S = 0,8 h_S$ dans tous le cas ; hormis le cas exceptionnel où les poteaux seraient articuler sur leurs fondations .

On prendra alors $h'_S = h_S$

On considère également des travées fictives l'_e et l'_w

pour les travées intermédiaires on aura $l'_w = 0,8 l_w$

$l'_e = 0,8 l_e$

avec l_w = portée libre de la travée de gauche

l_e = portée libre de la travée de droite

q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur celle de droite)

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e ; a_e pour la travée de droite)

On pose :

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l_w' K_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l_e'^2}{8,5} + l_e' K_e Q_e$$

K_w et K_e sont donnés poutre à section constante) par l'échelle fonctionnelle en fonction

soient I_w , I_e , I_s et I_n designant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur .

On pose : $K_w = \frac{I_w}{l_w'}$; $k_e = \frac{I_e}{l_e'}$; $k_s = \frac{I_s}{h's}$; $k_n = \frac{I_n}{h'n}$

et $D = K_w + K_e + K_n + K_s$.

les moment dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont en valeur absolue :

• au nu de l'appui dans le travée de gauche :

$$M_w = M'e \frac{K_w}{D} + M'w \left(1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

• au nu de l'appui dans le travée de droite :

$$M_e = M'e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right) + M'w \frac{K_e}{D}$$

• au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'e - M'w)$$

• au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur :

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'e - M'w)$$

pour les traverses ; les moments M_e et M_w sont négatifs, pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_w et M'_e ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé .

Travée de rive

- noeud de rive (sans console)

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right)$$

$$M_s = M'_e \left(\frac{K_s}{D} \right)$$

$$M_n = M'_e \left(\frac{K_n}{D} \right)$$

- noeud voisin du noeud de rive

La longueur l'_w de la travée fictive du rive est prise égale

$$\text{à } \lambda l_w \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda = 0,8 \quad \text{si } K_s + K_n \geq 1,5 K_e \\ \lambda = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e} \quad \text{si } K_s + K_n < 1,5 K_e \end{array} \right.$$

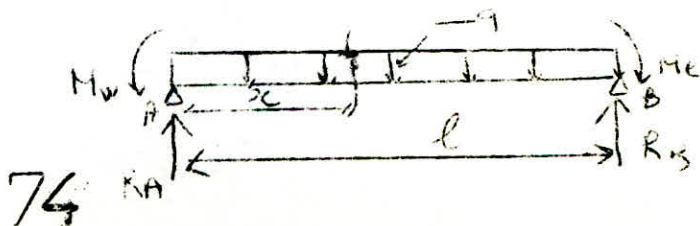
moment dans les poteaux

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au dessus du plancher et à h'_s au dessous du nu inférieur des poteaux .

Efforts tranchants dans les poutres

Effort tranchants sous les charges verticales dans les poutres :

Conformément à l'annexe A₁₃ du CCBA 68 ; les effort tranchants seront calculés ; en considérant la travée indépendante et en faisant état des moment de continuité et de la charge qui lui est appliquée



$$\sum m/B = 0$$

$$R_A \cdot l - M_w + M_e - \frac{ql^2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{M_w - M_e}{e} + \frac{ql}{2}$$

d'où l'équation de l'effort tranchant

$$T = R_A - qx = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{e} - qx$$

$$T_w (x=0) \Rightarrow T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{e}$$

$$T_e (x=l) \Rightarrow T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{e}$$

Efforts normaux dans les poutres - Efforts tranchants dans les poteaux

par simplification ; on ne fait pas état ; dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ; ni des efforts normaux dans les poutres .

4) Les efforts normaux dans les poteaux :

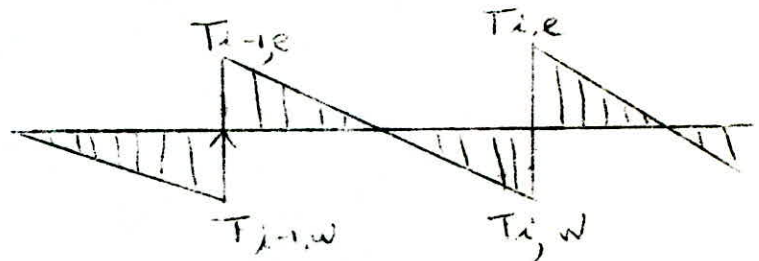
Les efforts normaux dans les poteaux sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres .

Ils seront ainsi déterminés à partir des efforts tranchants définis ci - dessus .

* Pour les traverses , les moments M_e et M_w sont négatifs pour les poteaux , la force tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues M'_e et M'_w .

La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

* ainsi pour des charges verticales uniformément réparties provoquant des efforts tranchants schématisés dans les diagramme ci - dessous .



les reactions developpées dans les appuis (i - 1) et (i) donnent des efforts de compression dans les poteaux ; valant :

$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

$T_{i-1,e}$; $T_{i-1,w}$; $T_{i,e}$ et $T_{i,w}$ sont en valeurs algébriques

Superposition Des Efforts

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme ; on prend en compte les sollicitations ; dites sollicitations totales pondérées ; définies ci dessous .

Soient :

G : la sollicitation due à la charge permanente

P : la sollicitation due aux surcharges d'exploitation

Y : la sollicitation due aux surcharges climatiques normales

W : la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

T : la sollicitation due aux effets de la temperature et du retrait

S_I : la sollicitation due aux seisme .

Dans notre cas ; on ne tient pas compte de la sollicitations due aux efforts de la temperature et du retrait, les effets du seisme horizontale est vertical seront considerés simultanément et combinés de la façon la plus defavorable .

les combinaisons que nous prendrons en compte sont les suivantes :

pour les poutres $G + 1,2 p$ 1^{er} genre
 $G + p + (Siv) \downarrow \uparrow + (SiH) \leftarrow \rightarrow$ 2^{eme} genre.

pour les poteaux $G + 1,2 p$ 1^{er} genre
 $G + p + (Siv) \downarrow \uparrow + (SiH) \leftarrow \rightarrow$ 2^{eme} genre
 $G + P/5 + (Siv) \uparrow \downarrow + (SiH) \leftarrow \rightarrow$ 2^{eme} genre

en signalant de passage que notre batiment étant de faible hauteur (h 25 m) la sollicitation developpée par les charges pesentés d'exploitation est preponderante devant celle due au vent :

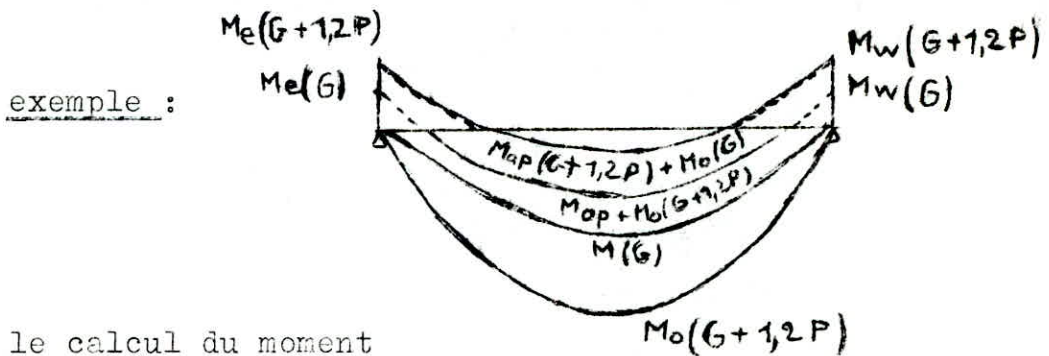
Moments en travée (Art 12 CCBA 68)

pour determiner les moments en travee; on trace la courbe des moments de la travée independante completé de portée (l) avec les charges permanentes ; puis avec les charges permanentes et les

surcharges .

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs; celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue .
- pour les moments negatifs ; celle qui joint les moments, **d'appuis maximaux en valeur absolue .**



pour le calcul du moment

$$M_o(G+1,2P)$$

$$M_o(G+1,2p)$$

en travée sous $G+1,2p$; on calcule le moment isostatique M_o sous $(G+1,2p)$; le moment en travée sera :

$$M_{tr} = M_o(G+1,2p) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

le moment ~~aux~~ appuis sera :

$$M_{ap} = M_w(G) + M_a(1,2p)$$

moments en travée sous \overrightarrow{SiH}

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Calcul de M_o :

$$M_o(G+1,2p) = (q_G + 1,2q_p) \frac{l^2}{8}$$

$$M_o(G+P+SiH\downarrow) = (q_G + q_p + q_{SiH\downarrow}) \frac{l^2}{8}$$



.../...

moments aux appuis

$$\text{Map} (G + 1,2 p) = \text{Map} (G) + 1,2 \text{ Map} (P)$$

$$\text{Map} (G + P + \text{Siv} \downarrow + \overrightarrow{\text{SiH}}) = \text{Map}(G) + \text{Map}(P) + \text{Map}(\text{Siv} \downarrow) + \text{Map} (\overrightarrow{\text{SiH}})$$

moments en travée

$$M_t (G + 1,2p) = M_o(G + 1,2p) - \frac{M_g(G) + M_d(G)}{2}$$

$$M_t (G + P + \text{Siv} + \overrightarrow{\text{SiH}}) = M_o(G+P+\text{Siv} \downarrow) - \frac{M_g(G) + M_d(G)}{2} + M_t(\overrightarrow{\text{SiH}})$$

Efforts tranchants aux appuis

$$\text{Tap}(G + 1,2p) = \text{Tap}(G) + 1,2 \text{ Tap}(P)$$

$$\text{Tap}(G + P + \text{Siv} \downarrow + \overrightarrow{\text{SiH}}) = \text{Tap}(G) + \text{Tap}(P) + \text{Tap}(\text{Siv} \downarrow) + \text{Tap}(\overrightarrow{\text{SiH}})$$

avec Siv et SiH dans les 2 sens .

Caracteristiques geometrique du portique - 2.2 -

Niv	Noeud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	e'_w	e'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
I	1	/	4,8	/	2,8	/	26	/	26	3,84	3,84	/	2,24	/	6,77	/	11,61	18,38
	2	4,8	4,8	/	2,8	26	26	/	6,5	3,702	3,702	/	2,24	7,023	7,023	/	2,90	16,95
	3	4,8	/	/	2,8	26	/	/	26	3,84	/	/	2,24	6,77	/	/	11,61	18,38
II	4	/	4,8	2,8	2,8	/	26	26	26	/	3,84	2,52	2,24	/	6,77	10,32	11,61	28,70
	5	4,8	4,8	2,8	2,8	26	26	6,5	6,5	3,84	3,84	2,52	2,24	6,77	6,77	10,32	2,90	26,76
	6	4,8	/	2,8	2,8	26	/	26	26	3,84	/	2,52	2,24	6,77	/	10,32	11,61	28,70

Moment aux appuis sous G

Niv	Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
I	1	/	2733	/	3,711	/	2,390	/	-2,390
	2	2,1738	2,1028	3,505	3,400	3,460	-3,492	/	-0,018
	3	2,1028	/	3,658	/	-2,311	/	/	2,311
II	4	/	2483	/	4,930	/	3,767	-1,773	-3,394
	5	2,4263	2,4211	5,176	4,817	-5,085	4,908	0,137	0,039
	6	2,4211	/	4,817	/	-3,682	/	1,732	1,949

Moment aux appuis sous P

Niv	Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
I	1	/	0,300	/	0,520	/	0,328	/	-0,328
	2	0,300	0,300	0,484	0,484	0,484	-0,484	/	/
	3	0,300	/	0,520	/	-0,328	/	/	0,328
II	4	/	0,525	/	0,911	/	0,696	-0,327	-0,269
	5	0,525	0,525	0,911	0,911	-0,911	0,911	/	/
	6	0,525	/	0,911	/	-0,696	/	0,327	0,269

Moment aux appuis sou Siv

Niv	Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
I	1	/	0,055	/	0,095	/	0,060	/	-0,060
	2	0,055	0,055	0,089	0,089	0,089	-0,089	/	/
	3	0,055	/	0,095	/	-0,060	/	/	0,060
II	4	/	0,067	/	0,116	/	0,089	-0,042	-0,047
	5	0,067	0,067	0,116	0,116	-0,089	0,089	/	/
	6	0,067	/	0,116	/	-0,089	/	0,042	0,047

Moment sous Gin

Niv	Noeud	M_w	M_e	M_n	M_s
I	1	/	2,820	/	2,820
	2	-0,425	-0,425	/	0,950
	3	-2,820	/	/	2,820
II	4	/	-7,510	1,980	5,630
	5	-0,915	-0,915	0,570	4,060
	6	-7,510	/	1,980	5,630

Moment sous G+1,2P

Niv	Noeud	M_w	M_e	M_n	M_s
I	1	/	-2,984	/	-2,984
	2	4,042	-4,023	/	-0,018
	3	-2,705	/	/	-2,705
II	4	/	4,602	-2,165	-2,437
	5	-6,178	6,00	0,158	0,039
	6	-2,845	/	1,339	1,506

$M'_w, M'_e, M_e, M_w, M_n, M_s$ sont donnés en t.m.

q_w, q_e sont donnés en t/ml

Niv	Nocid	$G + P + Siv \uparrow + S_{iH} \rightarrow$				$G + P + Siv \downarrow + S_{iH} \leftarrow$				$G + P + Siv \uparrow + S_{iH} \rightarrow$				$G + P + Siv \downarrow + S_{iH} \leftarrow$			
		Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms
I	1	-	-0,042	/	0,042	/	5,538	/	-5,538	/	-0,162	/	0,162	/	5,478	/	-5,478
	2	3,608	-4,417	/	0,832	4,458	-3,52	/	-0,868	3,43	-4,262	/	0,832			/	-
	3	-5,519	/	/	5,519	0,121	/	/	-0,121	-5,399	/	/	5,399	0,241	/	/	-0,241
II	4	/	-2,958	-0,262	3,220	/	12,062	-4,022	-8,04	/	-3,156	-0,178	3,314	/	11,884	-3,958	-7,946
	5	-6,9	5,093	-0,708	4,099	-5,27	6,723	-0,432	-4,021	-6,722	4,915	0,708	4,099	-5,092	6,545	-0,432	-1,021
	6	-11,975	/	4,013	7,953	3,045	/	0,253	-3,307	-11,793	/	3,865	7,943	3,221	/	0,105	-3,317

Niv	Trav	Sous G	$G + 1,2 P$			$G + P + Siv \downarrow$			$G + P + Siv \downarrow + S_{iH} \leftarrow$	$S_{iH} \leftarrow$
		$\frac{Me+Mw}{2}$	q	Mo	Me	q	Mo	Me	Me	Me
I	1-2	-2,925	2,534	7,298	4,373	2,589	7,456	4,531	5,718	1,1975
	2-3	-2,876	2,468	7,108	4,232	2,931	7,588	4,712	3,515	-1,197
II	4-5	-4,426	3,116	8,974	4,548	3,183	9,167	4,741	8,028	3,347
	5-6	-4,295	3,051	8,787	4,492	3,118	8,979	4,686	1,337	-3,347

Niv	Trov	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{ih} →		S _{ih} ←		G + 1,2 P			G + P + Siv ↓ + S _{ih} →			G + P + Siv ↓ + S _{ih} ←			G + P + Siv ↓ + S _{ih} →		G + P + Siv ↑ + S _{ih} ←				
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	
A	1-2	-2,350	-3,460	-0,323	-0,484	-0,060	-0,089	+0,060	0,089	2,784	4,042	-2,784	4,042	-2,784	4,373	-4,042	0,006	5,718	-8,876	-5,562	3,333	0,009	0,126	-7,897	-5,442	0,187			
	2-3	-3,842	-2,311	-0,484	-0,323	-0,089	-0,060	+0,089	0,060	4,023	-2,705	-4,023	2,705	-4,023	4,232	-2,705	0,008	3,515	-5,404	-8,038	5,909	0,006	0,186	-5,284	-7,86	0,126			
B	4-5	-3,763	-5,085	-0,696	-0,911	-0,089	-0,089	+0,089	0,089	4,602	-6,778	-4,602	6,778	-4,602	4,548	-6,778	0,05	8,088	-12,263	-9,154	1,394	0,083	0,228	-12,085	-8,976	0,271			
	5-6	-4,207	-3,621	-0,911	-0,696	-0,089	-0,089	+0,089	0,089	6,00	-2,845	-6,00	2,845	-6,00	4,492	-2,845	0,092	1,337	-7,310	-11,908	8,033	-4,62	0,270	-7,734	-11,73	-1,444			

332

Niv	Trov	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{ih} →		S _{ih} ←		G + 1,2 P		G + P + Siv ↓ + S _{ih} →		G + P + Siv ↓ + S _{ih} ←		G + P + Siv ↑ + S _{ih} →		G + P + Siv ↑ + S _{ih} ←				
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	
A	1-2	-5,440	-4,994	0,752	-0,687	0,138	-0,126	-0,138	0,126	1,422	1,422	-1,422	1,422	6,342	-5,819	7,757	-7,229	4,908	-4,385	3,476	-6,977	4,632	-4,133			
	2-3	4,825	-5,296	0,827	-0,612	0,126	-0,138	-0,126	0,138	1,401	-1,401	-1,401	1,401	5,817	-6,030	7,175	-7,447	4,377	-4,645	6,927	-7,177	4,125	-4,869			
B	4-5	6,242	-5,692	1,305	-1,215	0,160	-0,160	-0,160	0,160	-2,245	-2,245	-2,245	2,245	7,808	-7,850	-9,952	-9,312	5,462	-4,822	9,532	-8,992	5,142	-4,502			
	5-6	5,555	-6,066	1,215	-1,305	0,159	-0,162	-0,162	0,159	-1,842	-1,842	-1,842	1,842	7,013	-7,820	8,771	-9,375	5,087	-5,591	8,453	-9,057	4,769	-5,367			

POUTRE

Armatures longitudinales

Les poutres seront étudiées à la flexion simple ; car, conformément à l'article A15 du CCBA, il ne sera fait état dans les calculs, ni d'efforts tranchants dans les poteaux, ni d'efforts normaux dans les poutres

On calculera la section d'acier sous la sollicitation $SP_1 (G+1,2P)$ et sous la plus défavorable des sollicitations SP_2 ; Puis on adoptera la plus grande.

La méthode utilisée est celle de Pierre Charon.

On calcul $\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow$ tableau (Charon) $\rightarrow (E, K) \rightarrow \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$

1) Si $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b$ alors $A' = 0$ et $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$

2) Si $\sigma_b' > \bar{\sigma}_b$ les armatures comprimées sont nécessaires

On calcul : $K_1 = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$; $K_2 = 15 \frac{(h-d')}{\bar{\sigma}_a h + d'}$

Si $K_1 > K_2 \rightarrow K_1 = K \rightarrow$ Tableau $\rightarrow (\mu', \alpha, \epsilon)$

$M_1 = \mu' b \bar{\sigma}_b h^2 \rightarrow \Delta M = M - M_1$

$y = \alpha h \rightarrow \sigma_a' = \frac{15}{y} (y-d) \bar{\sigma}_b'$

Armatures comprimées : $A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a' (h-d')}$

Armatures tendues : $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$

Si $K_1 < K_2 \Rightarrow K_2 = K \rightarrow$ Tableau $\rightarrow (\mu', \epsilon)$

$\sigma_b' = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{K_2} \rightarrow M_1 = \mu' \sigma_b' b h^2 \quad \Delta M = M - M_1$

Armatures comprimées : $A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a' (h-d')}$

Armatures tendues : $A = A' + \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h}$

2) Armatures transversales

On calculera les armatures transversales pour l'effort tranchant maximum d'appui
Pour tout le niveau considéré, les armatures et les espacements calculés
seront adoptés pour toutes les travées du niveau.

Contrainte de cisaillement max.

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{z}} ; T = \text{effort tranchant max} ; b = \text{largeur de la poutre}$$

$$\bar{z} = \frac{7}{8} h.$$

Contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5 \bar{\sigma}_b ; \bar{\tau}_{b2} = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b ; \bar{\tau}_{b3} = 5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{si } \begin{cases} \tau_b \leq \bar{\tau}_{b1} & \text{lorsque } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_{b2} & \text{lorsque } \bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b' \leq 2\bar{\sigma}_{b0} \end{cases} \Rightarrow \text{utilisation de cadre + étriers verticaux}$$

$$\text{si } \begin{cases} \bar{\tau}_{b1} < \tau_b \leq \bar{\tau}_{b3} & \text{lorsque } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0} \\ \bar{\tau}_{b2} < \tau_b \leq \bar{\tau}_{b3} & \text{lorsque } \bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b' \leq 2\bar{\sigma}_{b0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{utilisation de cadres + étriers} \\ \text{verticaux + barres obliques.} \end{cases}$$

$\tau_b > \bar{\tau}_{b3}$ nous devrions changer la section de béton

$$\text{ou } (\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2)$$

Contraintes admissibles des armatures transversales

Armatures en Fe E 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

la section ne comporte pas de reprise de bétonnage

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b} \\ \frac{2}{3} \end{array} \right. ; \bar{\sigma}_{ab} = \rho_a \sigma_{en}$$

Calcul des espacements

$$t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{z} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} \quad \text{ou } A_t = \text{section des armatures transversales}$$

Espacement admissible \bar{t}

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \end{array} \right. \quad \text{mais on doit tenir compte du complément du CTC}$$

Armatures longitudinales

$$SP_2 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$SP_2 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Les moments M_e et M_w ont été calculés par l'ordinateur

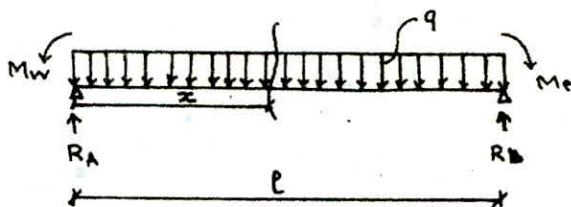
Calcul des moments max en travée

$$R_w(A) = q \frac{l}{2} - \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$M(x) + M_w + q \frac{x^2}{2} - R_A x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = -M_w + \frac{R_A^2}{q}$$



Determination des aciers longitudinaux

SOLICITATION		SP ₂			
Moment t.m	η	ϵ	K	A ou A'	σ_b'
$M < 3$	0,0198	0,9383	66	1,64	
$3 < M < 3,95$	0,0261	0,9296	56	2,17	
$3,95 < M < 4,82$	0,0318	0,9231	50	2,67	
$4,82 < M < 5,84$	0,03858	0,9265	53	3,23	
$5,84 < M < 6,94$	0,0453	0,9098	40,4	3,90	
$6,94 < M < 7,79$	0,0514	0,9049	37,6	4,41	
$7,79 < M < 8,77$	0,0579	0,9000	35	4,95	
$8,77 < M < 9,65$	0,0636	0,8958	33	5,50	
$9,65 < M < 10,96$	0,0724	0,8899	30,4	6,31	
$10,96 < M < 12,11$	0,0800	0,8853	28,6	7,00	
$12,11 < M < 13,99$	0,0858	0,8818	27,3	11,31	
$12,99 < M < 13,37$	0,0876	0,8807	26,9	11,57	
$16,76 < M < 17,37$	0,1147	0,8671	22,6	15,44	
$18,10 < M < 18,35$	0,1212	0,8641	21,8	16,31	

$$\bar{K} = \frac{15}{\frac{0,1191}{\sigma_b'}} = 20,23$$

$K > \bar{K}$

FERAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES DU PORTIQUE C-C

Niveau I

Les aciers sont donnés en (cm²)

N°	Solicit	SP ₂		SP ₁	SP ₂		
		M _w ⁻	M _w ⁺	M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	M _c	M _e ⁺
1	Moment t-m	6,94	5,28	0,349	4,12	6,46	4,82
	Acier cm ²	3,9	3,23	2,45	2,67	3,9	2,67
2	Moment t-m	6,46	4,82	0,119	6,09	9,25	7,49
	acier cm ²	3,9	2,67	2,45	3,9	5,5	4,41
3	Moment t-m	9,25	7,49	0,299	7,25	9,57	8,11
	Acier cm ²	5,5	4,41	2,45	4,41	5,5	4,99

aciers:

3,9	2,67	3,9	3,9	5,5	4,41	5,5
Δ		Δ		Δ		Δ
3,23	2,45	2,67	2,45	4,41	2,45	4,99

aciers adoptés

3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆	3T ₁₄	3T ₁₆
Δ		Δ		Δ		Δ
3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆

Niveau III

N°	Solicit	SP ₂		SP ₁	SP ₂		
		M _w ⁻	M _w ⁺	M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	M _c	M _e ⁺
13	Moment t-m	5,59	4,30	0,394	3,37	5,68	4,15
	acier cm ²	3,23	2,67	2,45	2,17	3,23	2,67
14	Moment t-m	5,68	4,15	0,119	5,33	7,79	5,84
	Acier cm ²	3,23	2,67	2,45	3,23	4,41	3,23
15	Moment t-m	7,79	5,80	0,339	7,13	7,74	6,60
	Acier cm ²	4,41	3,23	2,45	4,41	4,41	3,90

Aciers

3,23	2,17	3,23	3,23	4,41	4,41	4,41
Δ		Δ		Δ		Δ
2,67	2,45	2,55	2,45	3,23	2,45	3,90

aciers adoptés

3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆	3T ₁₄	3T ₁₆
Δ		Δ		Δ		Δ
3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆

Niveau II

N°	Solicit	SP ₂		SP ₁	SP ₂		
		M _w ⁻	M _w ⁺	M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	M _c	M _e ⁺
7	Moment t-m	6,94	6,72	1,614	5,44	6,78	6,02
	Acier cm ²	3,9	3,9	2,45	3,23	3,9	3,9
8	Moment t-m	6,78	6,02	0,358	6,42	9,57	7,66
	Acier cm ²	3,9	3,9	2,45	3,9	5,5	4,41
9	Moment t-m	9,57	7,66	0,486	7,78	9,63	8,45
	Acier cm ²	5,5	4,41	2,45	4,41	5,5	4,99

aciers

3,9	3,23	3,9	3,9	5,5	4,41	5,5
Δ		Δ		Δ		Δ
3,9	2,45	3,9	2,45	4,41	2,45	4,99

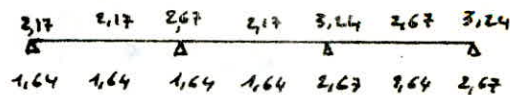
aciers adoptés

3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆	3T ₁₄	3T ₁₆
Δ		Δ		Δ		Δ
3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₄	3T ₁₆

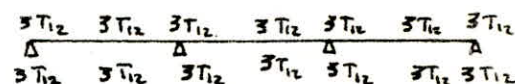
Niveau VIII

No	Solicit	SP ₂		SP ₁	SP ₂		
		M _w ⁻	M _w ⁺	M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	M _e ⁻	M _e ⁺
19	Moment t.m.	3,95	2,44	0,334	3,93	4,15	2,53
	Acier cm ²	2,17	1,64	1,64	2,17	2,67	1,64
20	Moment t.m.	4,14	2,53	0,152	3,67	5,36	4,12
	Acier cm ²	2,67	1,64	1,64	2,17	3,24	2,67
21	Moment t.m.	5,36	4,12	0,984	4,35	5,18	4,70
	Acier cm ²	3,24	2,67	1,64	2,67	3,74	2,67

aciers :



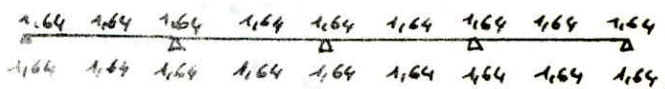
aciers adopté



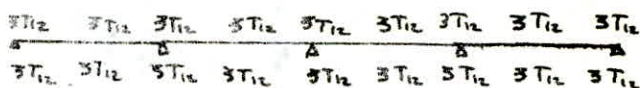
Niveau VII

No	Solicit	SP ₂		SP ₁	SP ₂		
		M _w ⁻	M _w ⁺	M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	M _e ⁻	M _e ⁺
25	Moment t.m.	1,80	1,06	0,162	1,411	1,93	1,10
	Acier cm ²	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
26	Moment t.m.	1,93	1,10	0,158	1,87	2,62	1,55
	Acier cm ²	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
27	Moment t.m.	2,62	1,15	0,156	2,25	2,35	1,77
	Acier cm ²	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
28	Moment t.m.	2,35	1,72	0,156	2,24	2,45	1,62
	Acier cm ²	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64

aciers



aciers adoptés



Poutre a mi-hauteur

N°	Moment t-m	Mw	Mw'	SP		Mc	Mw'
				Mmax	Mmax		
32	Moment t-m	4,23	9,30	6,485	-0,619	4,24	9,29
	Acier cm²	4,52	8,64	5,65	3,39	4,52	8,64
33	Moment t-m	12,06	7,43	3,243	-8,77	12,11	7,38
	Acier cm²	10,65	6,78	4,52	7,69	10,65	6,78
34	Moment t-m	10,96	6,29	1,291	-7,68	11,02	6,22
	Acier cm²	10,65	6,03	3,39	6,78	10,65	6,03
35	Moment t-m	8,59	3,81	-1,353	-5,20	8,67	3,74
	Acier cm²	7,69	3,39	3,39	5,65	7,69	3,39

- 32) aciers 4,52 3,39 4,52
 (cm²) 8,64 5,65 8,64
 aciers 3T14 3T14 3T14
 adoptés 3T14 + 3T14 3T16 3T16 + 2T14
- 33) aciers 10,65 7,69 10,65
 (cm²) 6,78 4,52 6,78
 aciers 4T16 + 2T14 4T16 4T16 + 2T14
 adoptés 4T14 + 2T12 4T12 4T12 + 2T12
- 34) aciers 10,65 6,78 10,65
 (cm²) 6,03 3,39 6,03
 aciers 4T16 + 2T14 4T16 4T16 + 2T14
 adoptés 4T14 4T12 4T14
- 35) aciers 7,69 9,65 7,69
 (cm²) 3,39 3,39 3,39
 aciers 3T16 + 1T16 3T16 3T16 + 1T16
 adoptés 3T12 3T12 3T12

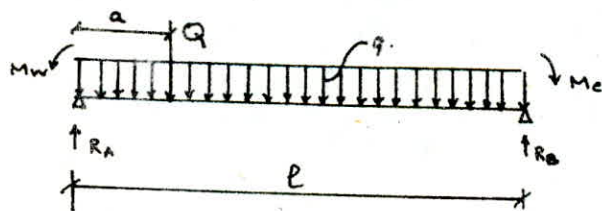
Portique 2-2

Calcul des moments max.

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{M_c - M_w}{l} + \frac{ql}{2} + \frac{Qa}{l}$$

$$M(x) + M_c - R_B x + \frac{qx^2}{2} + Q(x-l+a) = 0$$



$$\frac{dM(x)}{dx} = R_B - qx - Q = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{R_B - Q}{q}$$

$$M_{max} = -M_c + \frac{(R_B - Q)^2}{2q} + Q(l - a)$$

Ferrillages longitudinaux des poutres

Niv	V		IV		III		II		I	
N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M _w ⁻ t.m	7,46	5,93	19,27	9,21	16,29	11,25	18,35	12,78	17,37	12,60
Acier cm ²	4,42	3,90	11,57	5,50	15,44	7,00	16,31	11,57	15,44	11,52
M _w ⁺ t.m	—	—	0,28	—	3,82	1,160	6,24	2,23	6,51	1,08
Acier cm ²	—	—	1,64	—	2,17	1,64	3,90	1,64	3,90	1,64
M _{max} ⁺ t.m	7,29	7,10	9,90	9,26	9,90	9,26	9,9	9,26	9,9	9,26
Acier cm ²	4,42	4,42	6,32	5,50	6,32	5,50	6,32	5,50	6,32	5,50
M _{max} ⁻ t.m	1,863	2,707	0,221	7,036	1,553	9,525	3,925	11,954	3,910	13,173
Acier cm ²	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	5,50	2,17	7,00	2,17	11,57
M _c ⁻ b.m	6,02	7,15	9,42	12,99	11,43	16,04	13,02	18,10	12,78	17,07
Acier cm ²	3,90	4,42	5,50	11,57	7,00	15,44	11,57	16,31	11,52	15,44
M _c ⁺ t.m	—	—	—	0,52	0,92	4,07	2,00	6,49	0,89	6,62
Acier cm ²	—	—	—	1,64	1,64	2,67	1,64	3,90	1,64	3,90

<u>Niveau V</u>	Aciers (cm ²)	4,42	1,64	3,90	1,64	4,42	aciens adoptés	3T ₁₄	3T ₁₂	3T ₁₄	3T ₁₂	3T ₁₄	3T ₁₂
		—	4,42	—	4,42	—		3T ₁₂	3T ₁₄	3T ₁₂	3T ₁₄	3T ₁₂	
<u>Niveau IV</u>	Aciers (cm ²)	11,57	1,64	5,5	4,42	11,57	aciens adoptés	(3T ₂₀ +1T ₂₀)	3T ₁₂	3T ₁₆	3T ₁₄	(3T ₂₀ +1T ₂₀)	
		1,64	6,32	0	5,50	1,64		3T ₁₂	(3T ₁₄ +1T ₁₄)	3T ₁₂	3T ₁₆	3T ₁₂	
<u>Niveau III</u>	Aciers (cm ²)	3T ₁₄	3,64	7,00	5,50	15,44	aciens adoptés	(3T ₂₀ +2T ₂₀)	5T ₁₂	3T ₂₀	3T ₁₆	(3T ₂₀ +2T ₂₀)	
		2,17	2,32	1,64	5,50	2,67		3T ₁₂	(3T ₁₄ +1T ₁₄)	5T ₁₂	3T ₁₆	3T ₁₆	
<u>Niveau II</u>	Aciers (cm ²)	16,31	2,17	11,57	7,00	16,31	aciens adoptés	3T ₂₀ +2T ₂₀	3T ₁₂	(3T ₂₀ +1T ₂₀)	3T ₂₀	(3T ₂₀ +2T ₂₀)	
		3,90	6,32	02,64	5,5	3,9		3T ₁₄	(3T ₁₄ +1T ₁₄)	3T ₁₂	3T ₁₆	3T ₁₆	
<u>Niveau I</u>	Acier (cm ²)	15,44	2,17	11,52	11,57	15,44	aciens adoptés	(3T ₂₀ +2T ₂₀)	3T ₁₂	(3T ₂₀ +1T ₂₀)	(3T ₂₀ +1T ₂₀)	(3T ₂₀ +2T ₂₀)	
		3,9	6,32	1,64	5,5	3,90		3T ₁₄	(3T ₁₄ +1T ₁₄)	3T ₁₂	(3T ₁₆)	3T ₁₄	

Vérifications

a) conditions de non fragilité

$$A \geq bh \sqrt{\frac{b}{a}} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 25.46,5 \cdot 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{50}{46,5} \right)^2 = 1,52 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections vérifient cette condition.

b) Condition de flèche

On le fait pour la poutre de portée max et de moment max

$$\ddagger) h \geq \frac{1}{16} \cdot l = 1/16 \cdot 480 = 30 \text{ cm}^2 \quad (\text{art 61 - 21 cc BA 68})$$

Vérifiée pour toutes les sections.

$\frac{ht}{l} > \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$ n'est pas vérifié donc on doit faire un calcul de flèche.

Calcul de flèche (art 61-2 CC BA 68)

on doit avoir $f_t = f_{g_{\infty}} - f_{j_0} + f_{q_0} - f_{g_0} \leq f_a$

$f_{g_{\infty}}$: flèche due à l'ensemble des charges permanentes de longue durée d'application.

f_{g_0} : flèche due à l'ensemble des charges permanentes de faible durée d'application.

f_{j_0} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

f_{q_0} : flèche due à l'ensemble des charges et surcharges supportées par l'élément considéré

$f_a : \frac{1}{500}$: flèche admissible (l portée libre 5 m au plus)

./.

$f_a \approx 0,5 \text{ cm} + \frac{\rho}{1000}$ si la portée est supérieure à 5 mètres.

$$f_{go} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$F_{jo} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi1}}$$

$$f_{go} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$F_{jo} = \frac{M_{qo} l^2}{10 E_i I_{fi2}}$$

E_i, E_v : Modules de déformations longitudinales.

$$E_i = 21000 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 361907 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_v = 7000 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 120635 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda_u}$; I_t moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 (2' + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad \text{Pour les charges de faible durée d'application.}$$

$$\lambda = \bar{w} = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 (2' + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad \text{pour les charges permanentes.}$$

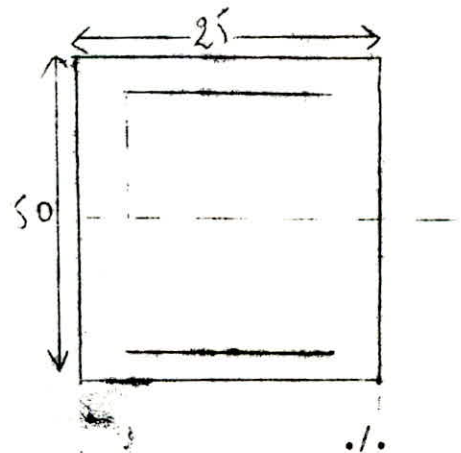
$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \quad \text{Si } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0$$

calcul de I_t

$$I_t = \frac{B \cdot h_c^3}{12} + 15 \cdot A \cdot \left(\frac{ht}{2} - d \right)^2$$

$$I_t = \frac{25 \cdot 50^3}{12} + (21,5)^2 \cdot 11,57 \cdot 15$$

$$I_t = 34,1 (10) \text{ cm}^4.$$



Calcul des moments

On obtient pour les charges (non pondérées) les valeurs suivantes.

$$M_g = M_j$$

$$g = 505 \times 4,55 = 2,298 \text{ t / ml}$$

$$q = 120 \times 4,55 = 0,546 \text{ t / ml}$$

$$q_0 = g + q = 2,044 \text{ t / ml}$$

$$M_g = M_j = \frac{2,298 \cdot 4,8^2}{8} = 6,62 \text{ tm}$$

$$M_{q_0} = \frac{2,044 \cdot 4,8^2}{8} = 8,19 \text{ tm}$$

$$M_g = \frac{15 M_g}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,62 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25,46,5^2} = 0,0656 \quad \left. \vphantom{\frac{15 M_g}{\sigma_a b h^2}} \right\} \varepsilon = 0,8945$$

$$M_{q_0} = \frac{15 M_{q_0}}{\sigma_{ab} h^2} = \frac{15 \cdot 8,19 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25,46,5^2} = 0,0812 \quad \left. \vphantom{\frac{15 M_{q_0}}{\sigma_{ab} h^2}} \right\} \varepsilon = 0,8845$$

$$\sigma = \frac{M}{A \Sigma h}$$

Contraintes

$$\sigma_{q_0} = \frac{8,19 \cdot 10^5}{11,57 \cdot 0,8845 \cdot 46,5} = 1721 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ag} = \frac{6,62 \cdot 10^5}{11,57 \cdot 0,8945 \cdot 46,5} = 1375 \text{ kg/cm}^2$$

..//..

$$\mu = \frac{11,57}{25 \cdot 46,5} = 0,0099 = 0,01$$

$$M_{i3} = 1 - \frac{5 \bar{G}_b}{a_w + 3 \bar{G}_B} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,01 \cdot 1375 + 3 \times 5,9} = 0,594$$

$$M_v = M_{i1} = M_{i2} = 1 - \frac{(5,9) \times 5}{4 \cdot 1721 \cdot 0,01 + 3 \cdot 5,9} = 0,659$$

$$\lambda_v = \frac{5,9}{180 (2 + 3) 0,01} = 0,655$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72 (2 + 3) 0,01} = 1,639$$

$$I_{fv} = \frac{34,1 \cdot 10^4}{1 + 0,655 \cdot 0,659} = 238210^4$$

$$I_{fi1} = I_{fi2} = \frac{34,110^4}{1 + 1,639 \cdot 0,659} = 16,3910^4$$

$$I_{fi3} = \frac{34,110^4}{1 + 1,639 \cdot 0,594} = 17,2010^4$$

Calcul des flèches

$$F_{g\varnothing} = \frac{6,6210^5 \cdot 4,0^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 120635 \cdot 23,02 \cdot 10^4} = 0,537$$

$$F_{jo} = F_{go} = \frac{6,62 \cdot 10^5 \cdot 4,0^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 361907 \cdot 16,3910^4} = 0,257$$

$$F_{q0} = \frac{8,1910^5 \cdot 4,8^2 \cdot 10^4}{10.361907.172010^4} = 0,3017$$

$$\Delta f = 0,537 - 0,257 + 0,3017 - 0,257 = 0,3247 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{1}{500} = \frac{455}{500} = 0,91 \text{ cm.}$$

donc $\Delta f < f_a$ la flèche est vérifiée.

Pourcentage d'armatures

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3 % pour les aciers de haute adhérence.

$$\bar{w}_1 \text{ min} = \frac{0,3}{100} \cdot 25 \cdot 60 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage max doit être de 2,5 %

$$\bar{w}_1 \text{ max} = \frac{2,5}{100} \cdot 25 \cdot 60 = 31,25 \text{ cm}^2$$

Vérifications des contraintes

La section A des armatures tendues étant connue nous calculerons $\bar{w} = \frac{100 A}{bh}$ et nous lirons dans le tableau considéré, sur la ligne correspondante à \bar{w} les valeurs (Σj_k)

$$\text{d'ou } \sigma_a = \frac{M}{A \Sigma h} ; \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K}$$

Les valeurs trouvées pour σ_a et σ_b' doivent être inférieures aux contraintes admissibles.

c) Condition de non entrainement des barres

La contrainte d'adhérence vis à vis de l'entrainement des armatures

est $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ $\psi_d = 1,5 (H.A)$
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ (SP₁)

$\bar{\sigma}_d = 1.5.17.7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$ (SP₂)

on doit avoir $\sigma_d = \frac{T}{a p z} \leq \bar{\sigma}_d$

T : effort tranchant max

P : Périmètre utile de l'armature.

$T = 13,279 \text{ t} \rightarrow A = 16,31 \rightarrow 6 \text{ T } 20 = 18,05 \text{ cm}^2$
 $P = 37,70 \text{ cm}^2$

$\sigma_d = \frac{13279}{37,70 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46,5} = 8,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifiée}$

conditions au appuis

a) l'effort tranchant crée des efforts de compression dans des bielles du béton inclinées à $45^\circ = T\sqrt{2}$, pour que $b \bar{\sigma}_{bo} > T\sqrt{2}$ on doit avoir :

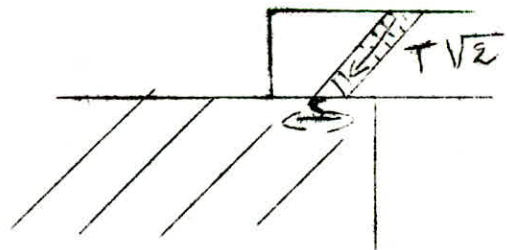
$c \gg \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{bo}} = c_o$

c_o : étant la largeur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

T : effort tranchant à l'appui de rive

$T = 13,279 \text{ t}$

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



C : distance du centre de l'appui au point où commence l'encrage de l'armature inférieure.

$$C = a - (d + r) \text{ avec}$$

a = largeur du poteau

d = enrobage

r = rayon de courbure ; barre HA

$$r = 5,5 \phi$$

ϕ : diamètre des barres inférieures = 12 mm

$$C = 50 - (4 + 5,50 \cdot 1,2) = 39,3 \text{ cm}$$

$$C_0 = \frac{2 \cdot 13279}{25 \cdot 68,5} = 15,5 \text{ cm}$$

C > C₀ vérifiée

Armatures inférieures

Sur les appuis ; les sections d'armatures inférieures doivent vérifier l'inégalité suivante.

$$A_s \leq a > T + \frac{M}{Z} \text{ (résultat de la combinaison la plus défavorable),}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} M : \text{moment flechissant en valeur algébrique} \\ T : \text{l'effort tranchant est considéré comme positif} \end{array} \right.$

Condition de non écrasement du béton

Dans une partie courbe d'une barre tendue , le rayon de courbure r doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,10 \phi \left[\frac{\sigma_a}{\sigma_{bc}} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \right]$$

ϕ : diamètre de barre

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

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

ϕ = 1 barre faisant partie d'un ensemble de barres courbées disposées en seul lit.

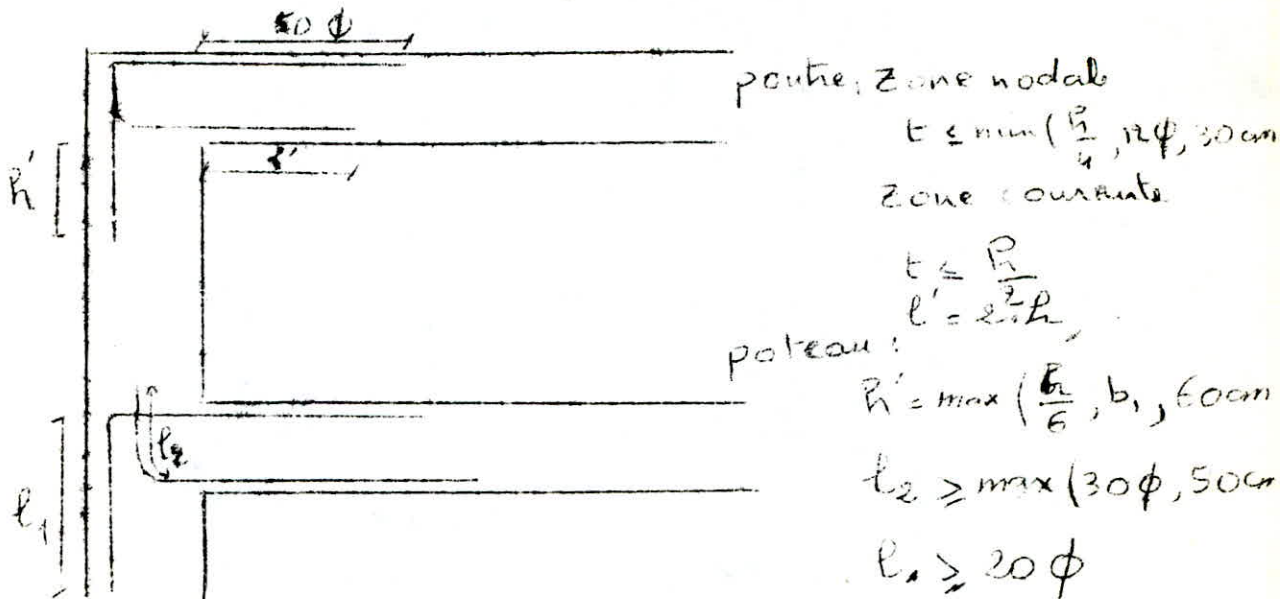
pour $\phi = 20 \text{ mm}$

./.

$$r > 0,10 \cdot 2 \cdot \frac{2800}{68,8} \left(1 + \frac{2}{4}\right) \cdot 1 = 16 \text{ cm.}$$

C) Ancrage des armatures

L'ancrage des armatures longitudinales dans les poteaux de rive ou d'angle doit être effectué conformément à la figure suivante.



E) Armatures inférieures Art 35 - 32 CC BA 60

Sur les appuis ; les sections d'armatures inférieures doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z}$$

M : moment de la section d'appuis pris avec son signe, les différents appuis seront considérés successivement.

$\left(T + \frac{M}{Z}\right)$ doit résulter de la combinaison la plus défavorable.

./.

portique 2-2

Sous SP2	appui	1	2
	T (t)	9,505	7,552
	M (tm)	-7,12	-5,58
	$\frac{T+M/Z}{\sigma_a}$	< 0	< 0

Sous SP2	appui	1	2
	T (t)	12,279	13,279
	M (tm)	-18,35 +6,24	-13,01
	$\frac{T+M/Z}{\sigma_a}$	< 0	< 0

$$A > \frac{T + M/Z}{a} \text{ vérifiée}$$

Toutes les sections inférieures adoptées sont plus grandes que les valeurs imposées par les conditions aux appuis.

F) Vérification des contraintes

*) La section d'armature adoptée est supérieure à la section calculée

$$\Rightarrow \sigma_a < \bar{\sigma}_a \quad (\text{valable pour toutes les sections})$$

$$*) \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \quad M = 10,35 \text{ tm} \Rightarrow K = \frac{15 M}{\sigma_{abh}^2} = 0,1212 \Rightarrow K = 21,8$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K_{lm}} = \frac{4200}{21,8} = 192,66 \text{ kg/cm}^2 < 202,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée donc } \sigma_b' < \bar{\sigma}_b \text{ est vérifiée,}$$

pour toutes les sections la condition est vérifiée

G) vérification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_g} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,39}{2 \cdot 25 \cdot 4} = 0,017$$

./.

$$K = 1 \cdot 10^6$$

$$M = 1,6$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{KM}{\phi} \cdot \frac{W_f}{W} = 2906 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{M, K \phi b}{\phi}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ vérifié} \Rightarrow \sigma_a = \sigma_a$$

Armatures transversales

On calculera les armatures transversales pour l'effort tranchant maximum d'appui, partout le niveau considéré, les armatures et les espacements calculés seront adoptés pour toutes les travées du niveau.

Portique C - C

Niv	1		2		3		4		5		mi-hauteur	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
T(k)	7,481	7,481	7,709	7,709	6,721	6,721	4,833	4,833	2,240	2,240	11,468	11,468
M (mm)	-7,65 +8,11	-9,25 +7,49	-9,60 +8,45	-9,57 +7,60	-7,79 +5,83	-7,76 +6,59	-5,36 +3,36	-2,62 +3,99	-2,62 +1,57	-2,20 +1,77	-2,62 +1,51	-2,20 +1,77
T/M (kg)	<0 6,5	<0 6,1	<0 6,8	<0 6,3	<0 5,0	<0 5,4	<0 3,1	<0 3,5	<0 1,4	<0 1,6	<0 3,1	<0 3,7

$$A > \frac{T + M/2}{\sigma_a} \text{ vérifiée dans toutes les sections}$$

	1		2		3		4		5	
Miv										
appui	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
T (t)	7,402	7,402	11,931	11,931	12,760	12,760	13,279	13,279	12,702	12,702
M (t.m)	-7,16 -	-6,02 -	-13,27 +0,27	-9,42 -	-16,29 +3,84	-11,19 +0,92	-18,35 +6,24	-13,01 +2,00	-17,37 +6,31	-12,78 +0,89
$\frac{T+M/Z}{\bar{\sigma}_a}$	< 0 -	< 0 -	< 0 8,00	< 0 -	< 0 5,27	< 0 3,57	< 0 6,8	< 0 4,33	< 0 6,7	< 0 3,1

Poutres du portique C - C

$$A > \frac{T + M/Z}{\bar{\sigma}_a} \text{ vérifiée pour toutes les sections}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 T_{\max}}{b z} = 7,57 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_{b1}$$

On utilise des cadres plus étriers verticaux

$$\bar{E} = \begin{cases} 0,2 h = 9,3 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 46,5 \left(1 - 0,3 \frac{7,57}{5,9} \right) = 20,6 \text{ cm} \Rightarrow t = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Poutres du portiques 2-2

$$\sigma_b = 13,05 \text{ kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_{b1} \text{ on utilise de cadres plus étriers verticaux}$$

$$\bar{E} = \begin{cases} 0,2 h = 0,2 \cdot 46,5 = 9,3 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 46,5 \left(1 - 0,3 \frac{13,05}{5,9} \right) = 15,6 \end{cases}$$

$$\bar{E} = 15,6 \text{ cm}$$

$$t = 14 \text{ cm}$$

On prend $\sigma_{at} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_t = \frac{T E}{Z \sigma_{at}} = \frac{13279 \cdot 4}{40,7 \cdot 2800} = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 T 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \cdot 1.$$

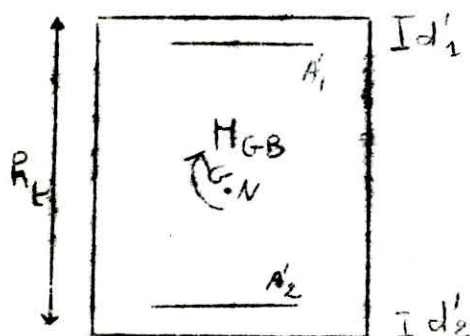


Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée ; chaque poteau est soumis à un effort normal N et à des moments flechissants en tête et à la base , dans le sens longitudinale et dans le sens transversal .

Le calcul se fera sous la sollicitation du 1^{er} genre ($G + 1,2p$) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^{ème} genre et ils seront ferrailles symetriquement; 2 cas peuvent se présenter exposé de la methode

a) section rectangulaire entièrement comprimée: $A'_1 = A'_2$



M_{GB} moment de flexion/C.G
du beton seul de la section

la section est entièrement comprimée si $e_0 = \frac{M_{GB}}{N'} < \frac{h_t}{6} = e_1$

N' : effort normal au CDG . du beton seul .

e_0 : excentricité de la charge .

Dans ce cas ; la section sera armée symétriquement: $A'_1 = A'_2 =$

la détermination des armatures se fera par les formules suivantes :

$$\rho = \frac{\sigma' b \cdot bht}{N'} ; \beta = \frac{6 M_{GB}}{N' ht} ; C = 0,27(1 - 2 \beta)^2$$

$$D = 0,30(\beta - \rho) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2 \beta)^2 ; E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\frac{A'}{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C} ; A'_1 = A'_2 = \frac{w \cdot bht}{100}$$

Section partiellement comprimée :

b) la section rectangulaire on applique la méthode de charon de détermination des armatures A et A' de manière que $A = A'$ (page 280) au moyen d'abaques .

Exposé de la méthode

M_a^t : moment des forces extérieures situées à gauche de la section par rapport au armatures tendues .

M_a^c : moment des mêmes forces extérieures par rapport aux armatures comprimées .

$$M_a^t = M + Na .$$

$$M_a^c = M - Na .$$

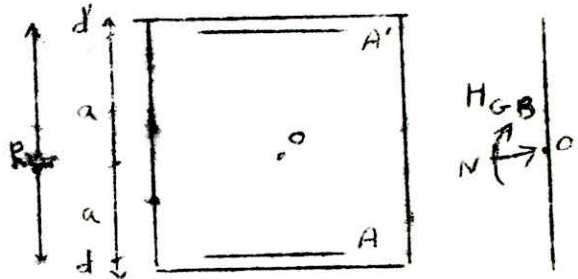
avec $N > 0$ dans les cas d'une compression

$N < 0$ dans le cas d'une traction

posons $d = \xi h$

$$K_0 = \frac{\bar{J}_a}{\bar{J}'_b}$$

$$h_t = h + d$$



$$\mu_1 = \frac{n M_a^t}{\bar{J}_a b h^2} ; \quad \mu_2 = \frac{n M_a^c}{\bar{J}_a b h^2}$$

et on utilisera l'abaque ; établi à partir de \bar{J}_a correspondant à la valeur de δ' relative à la section étudié. la valeur de \tilde{w} et \tilde{w}' sera obtenue à l'intersection C des courbes μ_1 et μ_2

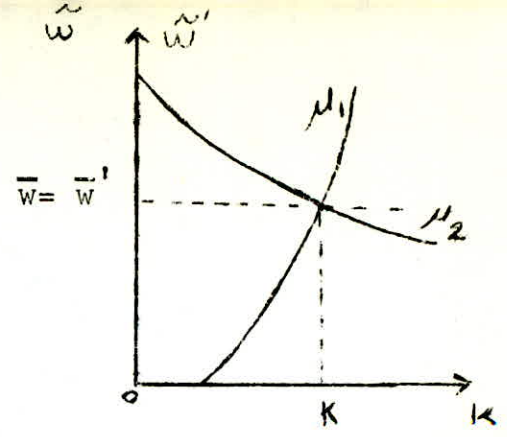
à condition que l'on ait pour

$$l'abscisse K du point C . K > K_0 = \bar{K} \Rightarrow A = \frac{\tilde{w} E h}{100}$$

$$A = w \frac{bh}{100}$$

. Si $K < K_0$ on calculerait alors

$$\mu_1' = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b b h^2} ; \quad u_2' = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$$



et on utiliserait l'abaque, établi à partir de σ'_b et correspondant à la valeur de δ' . et on tire \bar{w} .

$$A' = A = \hat{w} \frac{bh}{100}$$

Evaluation de la contrainte admissible du beton

pour une section rectangulaire

$$\bar{\sigma}'_b = \left[1 + \frac{2e_0}{ht} \right] \bar{\sigma}'_{bo} \quad \text{si } e_0 < \frac{ht}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{bo} \quad \text{si } e_0 > \frac{ht}{2}$$

Sections soumises à la compression simple.

$$A'_e \geq \frac{1}{n} \left[\frac{N'}{\bar{\sigma}'_{bo}} - B' \right]$$

avec N' = effort de compression .

B' = section du beton comprimée

$\bar{\sigma}'_{bo}$ = contrainte de compression simple

A'_e = sections d'aciers longitudinaux .

pourcentage minimal

$$\frac{A}{B} = \hat{w}' \geq \frac{1,25}{1000} \epsilon_1 \epsilon_2 \epsilon_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{bo}} \quad \text{avec}$$

ϵ_1 : qui depend de la position du poteau

- poteau d'angle $\theta_1 = 1,8$
- poteau de rive $\theta_1 = 1,4$
- poteau quelconque $\theta_1 = 1$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad : \quad \begin{array}{l} l_c : \text{longueur de flambement} \\ a : \text{la plus petite dimension} \\ \text{transversale de la section} \\ C : \text{enrobage .} \end{array}$$

$$\theta_3 : 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} \quad \sigma_{en} : \text{contrainte limite des aciers longitudinaux .}$$

$$\sigma'_m = \frac{N'}{B} \quad \text{pour les sections entièrement comprimées ou les sections soumises à la compression simple .}$$

$$B = bht$$

$$\sigma'_m = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{by_1} \quad \text{pour les sections partiellement comprimées on se referera au diagramme de Navier}$$

$$y_1 = h \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b + \frac{\sigma'_a}{n}}$$

- la distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I et II et 20cm en zone III .
- la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ
- les armatures transversales doivent être des cadres et des étriers fermés .

espacement des armatures transversales :

	$\phi = 14 \text{ mm}$ <small>min</small>
zone nodale	$t \leq \min (10 \phi ; 15 \text{ cm }) = 14 \text{ cm}$
zone courante	$t \leq 12 \phi = 16,8 \text{ cm}$

} $t = 10 \text{ cm}$

c) flambement des poteaux

Tous les poteaux ne sont pas sujet au flambement car :

$\frac{l_c}{a} < 14,4$

104

104

.../...

$$l_c = 0,7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

l_c : longueur de flambement

a : plus petite dimension de la section .

Armatures transversales

- ces armatures sont destinées à s'opposer au gonflement du béton et au flambement des armatures .

- positionner les armatures longitudinales .

- reprendre l'effort tranchant dans les poteaux .

(dans notre cas les armatures transversales sont } cadres + étriers fermés

RECOMMANDATIONS DU C.T.C :

Armatures longitudinales : ces barres doivent être des barres à haute adhérence ; la longueur min de recouvrement = $5\phi = 70\text{cm}$

- diamètre minimum est 12mm en zone I et 14 mm en zone II et III

- pourcentage minimum total des armatures est de :

zone I et II	0,8 % S	poteaux intérieurs
	0,9 % S	poteaux courant (de façade)
	1,0 % S	poteaux d'angle .

zone III	1,0 %	poteaux intérieurs .
	1,1 %	poteaux courant (de façade)
	1,25 %	poteaux d'angle .

pourcentage maximum : dans notre cas :

pour les poteaux :

zone nodale	4 %	= 50 cm^2
zone courante	2,5 %	= $31,25 \text{ cm}^2$

Acier min pour les poteaux	(2, 18, 19, 20)	$11,25 \text{ cm}^2$	(façade)
	(17)	$12,5 \text{ cm}^2$	(angle)
	(10)	10 cm^2	(intérieur)

Portique C-C M_x

Pot.	Niv.	SP ₂		SP ₄			
		M _{max} _y	N	M _{max} _y	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}
17	V	0,44	0,816	1,80	1,649	0,002	0,99
	IV	0,38	2,553	2,79	5,369	0,271	2,04
	III	0,41	4,278	3,64	10,143	2,056	2,87
	II	0,34	5,974	3,98	15,709	3,729	3,32
	I	0,37	7,658	5,02	20,99	5,69	4,55
18	V	0,13	1,674	2,69	1,99	1,205	2,46
	IV	0,02	5,38.6	4,03	3,95	4,03	3,95
	III	0,00	8,738	5,58	6,333	5,58	6,333
	II	0,11	12,155	6,58	8,716	6,58	8,716
	I	0,07	15,63	5,81	17,56	11,225	12,11
19	V	0,21	17,88	4,15	1,83	1,448	3,79
	IV	0,13	5,583	7,09	3,999	7,09	3,999
	III	0,24	9,126	9,21	5,859	9,21	5,859
	II	0,25	12,166	9,98	9,17	7,39	9,94
	I	0,38	16,10	17,72	24,02	8,69	4,93
	20	V	0,11	1,37	4,09	1,27	4,09
IV		1,43	8,09	6,66	9,31	6,50	3,81
III		1,18	14,66	9,95	16,98	11,67	4,61
II		0,77	21,25	6,80	17,35	6,80	17,35
I		1,76	17,70	17,65	14,77	17,65	14,77

Portiques transversal M_y

Pot	Niv	SP ₂		SP ₄			
		M _{max} _y	N	M _{max} _y	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}
17	V	2,17	2,26	3,58	4,76	0,667	6,90
	IV	2,33	8,19	11,85	14,55	0,64	7,49
	III	2,20	14,14	12,89	25,71	0,61	8,78
	II	2,43	20,04	15,17	37,54	0,17	10,64
	I	1,92	25,90	25,86	48,35	0,002	24,29
	18	V	4,23	6,05	7,16	7,32	3,89
IV		3,45	15,55	8,79	19,25	9,42	2,64
III		3,39	24,95	19,00	32,07	13,91	3,81
II		3,49	34,28	40,35	45,29	17,72	4,11
I		2,58	43,33	14,37	57,99	21,70	5,86
19	V	2,56	5,55	3,50	6,32	3,96	1,35
	IV	2,51	14,37	4,15	13,91	9,92	6,58
	III	2,41	23,11	4,60	27,19	15,36	9,18
	II	2,34	31,74	4,87	37,99	20,42	9,61
	I	1,60	40,10	4,07	48,57	25,14	2,34
	20	V	2,51	5,73	3,47	6,50	4,22
IV		2,23	13,67	3,87	15,99	10,28	9,65
III		2,17	22,41	4,08	25,71	15,97	9,26
II		2,18	29,13	4,79	35,49	21,44	9,13
I		1,48	36,63	3,32	44,96	26,79	11,49

Portique longitudinale

Pot	Niv	SP ₂		SP ₄			
		M _{max}	N	M _{corr}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}
10	V	0,14	2,47	3,50	3,00	2,12	3,24
	IV	0,30	4,160	4,56	4,98	3,59	3,97
	III	0,70	6,73	5,94	7,28	5,15	4,55
	II	1,48	8,87	7,25	9,50	6,82	4,74
	I	1,87	8,87	7,25	9,50	7,25	9,50
2	V	0,13	1,67	2,69	1,99	1,2	2,46
	IV	0,02	5,33	4,03	3,95	4,03	3,95
	III	0,00	8,74	5,58	6,33	5,58	6,33
	II	0,11	12,16	6,58	8,72	6,58	8,72
	I	0,07	15,63	5,81	17,56	5,81	17,56

Efforts normaux et moments dans les poteaux.

SP ₂	M _{max}	7,15	8,68	9,88	10,23	14,43
	M _{corr}	2,18	2,74	3,93	4,23	2,05
	M _{min}	3,75	8,13	11,49	14,16	16,98
	N _{min}	7,180	17,962	29,586	41,729	53,272
	N _{corr}	7,180	17,962	29,586	41,729	53,272
SP ₁	N	5,913	14,27	22,53	30,696	38,676
	M _{max}	4,22	3,31	3,28	3,36	2,39
Poteau		3				
SP ₂	M _{corr}	2,69	4,67	6,53	7,63	5,33
	N _{min}	9,412	20,39	31,93	43,989	56,78
	N _{corr}	12,994	28,845	44,528	60,028	75,635
	M _{max}	3,50	4,67	6,53	7,63	8,91
SP ₁	N	12,04	26,93	42,027	57,311	73,064
	M _{max}	0,10	0,12	0,12	0,12	0,07
Poteau		10				
SP ₂	M _{corr}	2,36	2,64	3,82	4,11	12,11
	N _{min}	3,893	9,420	13,914	17,72	21,703
	N _{corr}	7,319	19,250	32,010	45,29	57,992
	M _{max}	7,16	8,79	10,00	10,35	14,37
SP ₁	N	6,051	15,556	24,951	34,253	43,332
	M _{max}	4,23	3,45	3,39	3,48	2,58
Niveau		H	H	H	H	H
Poteau		18				

Poteau	Niv	S P 1			S P 2					
		M _y ^{max}	N	M _y ^{ax}	M _y ^{corr}	M _y ^{corr}	N _{max}	N _{min}	M _y ^{corr}	M _y ^{corr}
17	V	0,44	3,06	7,58	1,80	7,58	6,42	0,669	0,99	6,90
	IV	0,38	10,72	11,85	2,79	11,85	19,92	0,85	2,04	7,49
	III	0,42	18,42	12,89	3,64	12,89	35,25	2,67	2,87	8,78
	II	0,34	26,01	15,17	3,98	15,17	53,24	3,89	3,32	10,64
	I	0,37	33,53	25,88	5,02	25,88	59,69	5,69	4,55	24,29
18	V	0,13	7,72	7,16	2,69	7,16	9,31	5,09	2,69	2,36
	IV	0,02	20,88	8,79	4,03	8,79	23,2	13,37	4,03	2,64
	III	0,00	33,68	10,0	5,58	10,00	38,34	20,24	5,58	3,82
	II	0,11	46,4	10,35	6,58	10,35	54,00	26,43	6,58	4,11
	I	0,07	58,96	14,37	5,84	4,37	75,55	32,91	12,11	5,84
19	V	0,21	7,338	3,50	4,15	3,50	8,15	5,38	3,79	1,35
	IV	0,13	19,95	4,15	7,09	4,15	17,9	13,92	7,09	0,58
	III	0,24	32,23	4,60	9,21	4,60	33,05	21,22	9,21	0,18
	II	0,25	44,4	4,87	9,99	4,87	47,16	27,81	9,94	0,62
	I	0,38	52,2	4,07	17,72	4,07	62,59	33,83	4,33	2,34
20	V	0,11	7,1	3,47	4,09	3,47	7,77	5,49	4,09	1,42
	IV	1,43	21,7	3,87	6,66	3,87	25,3	16,78	3,84	0,65
	III	1,18	36,07	4,08	9,95	4,08	42,69	27,4	4,64	0,26
	II	0,77	50,38	4,39	16,80	4,39	52,84	38,79	6,80	0,73
	I	1,76	54,33	3,32	17,65	3,32	59,73	44,96	17,65	1,49
10	V	0,14	14,51	0,10	3,00	3,50	15,58	11,53	3,24	2,69
	IV	0,30	31,53	0,12	4,54	4,67	33,82	23,98	3,97	4,67
	III	0,70	48,75	0,12	5,94	6,53	51,80	37,08	4,55	6,53
	II	1,48	66,18	0,12	7,25	7,63	69,53	50,82	4,79	7,63
	I	1,87	84,16	0,07	8,33	8,91	87,28	68,13	8,91	5,33
2	V	0,13	7,58	4,22	2,69	7,15	9,17	8,38	2,46	3,75
	IV	0,02	19,6	3,31	4,03	8,68	21,91	21,91	4,03	5,13
	III	0,00	31,27	3,28	5,58	9,88	35,91	35,91	5,58	11,49
	II	0,11	42,79	3,36	6,58	10,23	50,45	50,45	6,58	14,12
	I	0,07	54,25	2,39	5,8	14,43	70,83	64,48	5,66	16,98

Poteau	Niv	S P ₂		e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Solicitat-ion	σ _b Kg/cm ²	γ ₁ cm	K	M _{0a} ^t (t.m)	M ₁	M _{0a} ^c (t.m)	M ₂	K	w̄	M ₁ '	M ₂ '	w̄	A ₁ '=A ₂ ' (cm ²)	A _{min}	A ₁ '=A ₂ ' (cm ²) Final
		M _{max}	N(t)																		
17	V	7,58	3,06	24,77	8,33	P.C	137,6	19,73	20,35	8,24	0,0816	6,92	0,068	35	0,48	/	/	/	5,58	12,5	12,5
	IV	11,85	10,72	110,7	"	P.C	137,6	19,73	20,35	14,15	0,1402	9,54	0,094	25	0,70	/	/	/	8,13	12,5	12,5
	III	12,89	18,42	69,38	"	P.C	137,6	19,73	20,35	16,85	0,1662	8,93	0,088	23	0,64	/	/	/	7,44	12,5	12,5
	II	15,17	26,01	58,32	"	P.C	137,6	19,73	20,35	20,76	0,2057	9,58	0,095	21	0,76	/	/	/	8,83	12,5	12,5
	I	25,88	35,53	77,78	"	P.C	137,6	19,73	20,35	33,04	0,3274	18,67	0,185	12	/	0,44	0,25	1,90	22,08	12,5	22,08
18	V	7,16	7,72	92,75	"	P.C	137,6	19,73	20,35	8,82	0,0874	5,50	0,054	32,5	0,40	/	/	/	4,65	11,25	11,25
	IV	8,79	20,88	42,20	"	P.C	137,6	19,73	20,35	13,28	0,1316	4,50	0,042	17	/	0,178	0,06	0,24	2,78	11,25	11,25
	III	10,00	33,68	29,69	"	P.C	137,6	19,73	20,35	17,24	0,2708	2,76	0,027	18	/	0,23	0,03	0,38	4,42	11,25	11,25
	II	10,35	46,4	22,31	"	P.C	130,19	19,70	20,50	20,32	0,2013	0,37	0,004	16,5	/	0,28	0,005	0,55	6,39	11,25	11,25
	I	14,35	58,96	24,37	"	P.C	135,86	19,53	20,6	23,05	0,2680	1,69	0,0086	12,5	/	0,37	0,023	0,55	11,04	11,25	11,25
19	V	3,50	7,34	47,68	"	P.C	137,6	19,73	20,35	5,08	0,0505	1,92	0,019	39	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	IV	4,15	19,95	20,80	"	P.C	126,04	18,74	22,21	8,44	0,0836	-0,13	0,002	75	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	III	4,60	32,23	14,27	"	P.C	108,07	17,05	25,91	11,53	0,1142	-2,33	0,02	24	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	II	4,87	44,4	10,97	"	P.C	98,98	16,71	28,29	14,48	0,1429	-4,68	0,046	22,5	0,38	/	/	/	0,38	11,25	11,25
	I	4,07	52,2	7,79	"	E.C	90,24	15,15	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
20	V	3,47	7,1	48,8	"	P.C	137,6	19,73	20,35	4,99	0,0494	1,24	0,019	39	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	IV	3,87	21,7	17,83	"	P.C	137,87	19,99	23,75	8,53	0,0845	-0,97	0,009	38,5	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	III	4,08	36,07	11,31	"	P.C	99,92	16,21	28,02	11,83	0,1172	-3,67	0,036	24	0,03	/	/	/	3,48	11,25	11,25
	II	4,39	50,38	8,70	"	P.C	92,74	15,53	30,19	15,22	0,1508	-6,44	0,064	23	0,50	/	/	/	5,8	11,25	11,25
	I	3,32	54,33	6,11	"	E.C	85,61	14,62	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2	V	4,22	7,58	55,67	"	P.C	137,6	19,73	20,35	5,85	0,0579	2,59	0,025	37	0,03	/	/	/	0,35	11,25	11,25
	IV	3,31	19,6	16,88	"	P.C	115,25	17,75	24,28	7,52	0,0740	-0,90	0,006	30	0,02	/	/	/	0,23	11,25	11,25
	III	3,28	32,27	10,49	"	P.C	97,67	15,95	26,67	10,00	0,0991	-3,40	0,034	25	0,03	/	/	/	0,35	11,25	11,25
Poteau	Niv	M _{max}	N	e ₀	e ₁	solicitat.	σ _b	γ ₁	ρ	β	C	E	D	w̄ _s	A ₁ '	A ₂ '	A ₁ '=A ₂ '				
19	I	4,07	52,5	7,79	8,33	E.C	90,24	15,15	2,16	0,93	0,43	0,33	1,14	<0	<0		11,25				
20	I	3,32	54,33	6,11	8,33	E.C	85,61	14,62	1,96	0,73	0,39	0,23	1,00	<0	<0		11,25				
2	II	3,36	42,79	7,85	8,33	E.C	90,40	15,17	2,44	0,94	0,52	0,70	1,54	<0	<0		11,25				
	I	2,99	54,25	4,40	8,33	E.C	80,90	14,06	1,86	0,53	0,37	0,33	0,97	<0	<0		11,25				
10	V	M _{max} 0,114	N 14,52	0,96	8,33	E.C	71,44	12,87	6,15	0,11	1,22	5,04	5,24	<0	<0		10				
	IV	0,30	31,53	0,95	8,33	E.C	71,44	12,86	2,83	0,11	0,56	1,27	2,03	<0	<0		10				
	III	0,70	48,75	1,43	8,33	E.C	72,73	13,04	1,86	0,17	0,37	0,49	1,08	<0	<0		10				
	I	1,48	66,18	2,23	8,33	E.C	74,94	13,32	1,42	0,26	0,28	0,15	0,161	<0	<0		10				
	I	1,87	84,16	2,22	8,33	E.C	74,91	13,32	1,11	0,26	0,22	-0,15	0,33	0,36	4,57		10				

Ferrillage des poteaux sous SP₂

110

Pobina	Miv	S ₁ P ₂		e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Soll'aitah	F _b kg/cm ²	y ₁ (cm)	K	CMC (t.m)	u ₁	N ₀ (t/m)	A ₂	K	W	M ₀	M ₂	W	A ₁ ' = A ₂ '	A ₁ ' = A ₂ '			
		N _{min}	M ₀																				
1F M=M ₀	V	0,44	6,3	10341	8,33	P.C	2622	21,2	20,30	7,04	0,0445	6,75	0,044	50,5	0,26	-	-	-	3,024	12,5			
	IV	0,85	7,49	991,1	"	"	"	"	"	7,67	0,0504	7,21	0,041	44,1	0,34	-	-	-	3,35	"			
	III	2,67	8,78	328,8	"	"	"	"	"	3,35	0,0619	8,20	0,042	41	0,40	-	-	-	4,65	"			
	II	3,80	10,64	273,3	"	"	"	"	"	14,2	0,0757	3,80	0,047	36	0,44	-	-	-	5,11	"			
	I	5,63	24,29	426,7	"	"	"	"	"	25,51	0,1623	23,06	0,0524	27	1,94	-	-	-	13,25	13,25			
18 M=M _x	V	5,03	2,69	52,8	"	"	"	"	"	3,78	0,0243	1,53	0,046	60,5	0,08	-	-	-	0,93	11,25			
	IV	13,31	4,03	80,14	"	"	"	"	"	6,30	0,0456	1,15	0,0078	41	0,02	-	-	-	0,23	"			
	III	26,24	5,58	27,52	"	"	"	"	"	3,23	0,061	1,23	0,0071	38	0,6	-	-	-	6,97	"			
	II	26,43	6,51	24,79	"	"	"	"	"	486,4	305	3,62	12,24	0,0210	0,23	0,0059	23,5	0,02	-	-	0,23	"	
	I	32,91	12,11	36,79	"	"	"	"	"	266	11,2	20,24	13,16	0,0207	5,03	0,0332	26	0,2	-	-	0,23	"	
19 M=M _x	V	21,22	3,79	74,71	"	"	"	"	"	26,6	"	20,34	4,14	0,0207	2,63	0,0179	52	0,08	-	-	0,23	"	
	IV	27,21	7,03	50,23	"	"	"	"	"	26,6	"	"	10,08	0,0666	4,09	0,027	37	0,25	-	-	0,52	"	
	III	33,23	9,21	43,0	"	"	"	"	"	26,6	"	"	13,77	0,0803	4,65	0,0307	23	0,25	-	-	2,91	"	
	II	51,49	9,94	35,74	"	"	"	"	"	26,6	"	"	15,31	0,1051	3,96	0,0261	27	0,20	-	-	0,23	"	
	I	16,77	4,93	14,57	"	"	"	"	"	163,5	19,40	25,7	12,00	0,0706	2,34	0,0204	20,5	0,12	-	-	1,39	"	
20 M=M _x	V	5,03	4,03	74,5	"	"	"	"	"	26,6	26,2	20,34	5,70	0,0243	2,31	0,0222	23	0,02	-	-	0,23	"	
	IV	11,78	3,21	22,7	"	"	"	"	"	137,1	26	24,31	7,42	0,0400	0,28	0,0022	33,5	0,02	-	-	0,23	"	
	III	27,44	4,61	15,05	"	"	"	"	"	155,5	18,57	25,37	10,55	0,0697	-1,33	0,0077	34,5	"	-	-	0,23	"	
	II	37,23	6,20	17,53	"	"	"	"	"	175,7	12,3	23,30	15,14	0,0602	-1,14	0,0101	2,5	"	-	-	0,23	"	
	I	44,69	17,65	42,17	"	"	"	"	"	26,6	24,2	20,34	26,13	0,0378	8,71	0,0576	24,5	0,48	-	-	5,52	"	
2 M=M _x	V	14,52	3,24	13,51	"	"	"	"	"	277,6	24,9	15,13	7,72	0,0602	0,76	0,005	44,3	0,05	-	-	0,58	"	
	IV	22,18	3,97	16,57	"	"	"	"	"	174,7	13,0	24,66	9,71	0,0227	-1,18	0,0072	36	0,05	-	-	0,23	"	
	III	37,08	4,55	12,27	"	"	"	"	"	152,1	17,7	27,28	12,12	0,0160	-3,02	0,0225	23,5	1	0,2296	0,035	0,02	0,23	"
	II	50,21	4,74	3,33	"	"	"	"	"	141,2	16,8	29,62	15,66	0,1035	-6,12	0,0402	28,0	1	0,1941	0,0762	0,36	3,72	"
	I	61,42	8,91	13,06	"	"	"	"	"	157,9	17,08	26,74	23,22	0,1560	-5,80	0,0332	21,5	1	0,2237	0,0549	0,35	407	11,25
10 M=M ₀	V	8,21	3,75	44,5	"	"	"	"	"	26,6	24,2	20,34	5,57	0,0306	-4,91	0,0178	62,0	0,06	1	1	1	0,23	10
	IV	24,91	8,13	37,10	"	"	"	"	"	"	"	"	12,41	0,0719	3,42	0,022	23,5	0,02	1	1	1	0,23	"
	III	35,91	14,09	31,03	"	"	"	"	"	"	"	"	12,2	0,1263	3,77	0,0223	23,2	"	1	1	1	0,23	"
	II	59,05	14,16	28,27	"	"	"	"	"	"	"	"	25,01	0,1652	3,31	0,0212	18	-	0,22	0,2	0,68	7,03	"
	I	64,08	16,38	26,33	"	"	"	"	"	"	"	"	20,34	0,2071	3,31	0,0225	13	-	0,445	0,024	0,18	2,03	"

N_{min}, M_{corr}. Ferrallage sous - Sp_a.

111

Potedu	Niv	SP ₂		e ₀	e ₁	solicitation	σ _b kg/cm ²	Y ₁ (cm)	K	σ _{Ca} ^t (cm)	H ₂	M _{Ca} ^c (cm)	H ₂	K	ω'	H ₁	H ₂	ω	A ₁ =A ₂ (cm ²)	A ₁₀ =A ₂ cm ²	
		N _{max}	M _{corr}																		
17 M=My	V	6,42	7,58	118,25	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	8,96	0,0592	6,20	0,0403	39	0,30	-	-	-	3,49	12,15	
	IV	12,92	11,85	53,52	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	14,13	0,1066	7,57	0,0500	29,5	0,32	-	-	-	3,72	11,15	
	III	35,85	12,89	35,95	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	20,59	0,1360	5,18	0,034	23	0,42	-	-	-	4,88	12,15	
	II	53,24	15,17	28,49	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	26,62	0,1758	3,78	0,0245	17,5	-	0,240	0,0338	-	5,49	12,15	
	I	69,34	25,88	37,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	40,79	0,2695	10,97	0,0784	18	-	0,3652	0,0982	-	20,19	20,19	
18 M=My	V	9,32	7,16	94,91	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	9,16	0,0605	5,16	0,0340	39	0,24	-	-	-	2,79	11,25	
	IV	23,2	8,79	37,88	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	13,78	0,0910	3,80	0,0252	26,5	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	III	38,34	10,00	26,08	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	18,24	0,1205	1,56	0,0099	22	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	II	54,00	10,35	18,18	8,33	P.C	182,5	19,73	23,02	21,96	0,1452	-1,26	0,0093	25	0,02	-	-	-	1,22	11,25	
	I	75,15	14,37	19,42	8,33	P.C	181,9	14,13	23,09	20,62	0,2022	-1,87	0,0123	17	-	0,3113	0,019	0,56	6,52	11,25	
19 M=Mx	V	8,15	11,15	20,02	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	5,90	0,0389	2,40	0,0158	45,5	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	IV	17,9	7,03	39,60	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	10,94	0,0723	3,24	0,0214	31	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	III	33,15	9,23	27,86	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	16,32	0,1077	2,10	0,0139	24	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	II	49,16	9,98	21,16	8,33	P.C	199,7	20,25	22,02	20,02	0,1376	-0,16	0,0011	20,7	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	I	62,59	17,72	23,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	24,18	0,2060	4,26	0,0257	15,5	-	0,279	0,038	0,44	5,41	11,25	
20 M=Mx	V	7,77	4,09	52,64	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	5,76	0,0380	2,42	0,0160	75	0,02	-	0,1	0,44	0,23	11,25	
	IV	21,3	6,66	26,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	12,10	0,0799	1,22	0,0081	23,5	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	III	42,19	9,95	23,32	8,33	P.C	199,0	20,31	21,08	19,13	0,1264	0,77	0,0052	21,5	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	II	52,84	16,86	31,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	28,22	0,1864	5,50	0,0363	17	-	0,254	0,019	0,28	3,15	11,25	
	I	59,73	17,65	29,15	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	30,49	0,2014	4,82	0,0318	15,5	-	0,2730	0,043	0,46	5,35	11,25	
2 M=My	V	9,17	7,15	77,97	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	9,12	0,0602	5,18	0,0348	34,5	0,02	-	-	-	0,23	11,25	
	IV	21,91	8,68	39,62	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	13,39	0,0885	3,97	0,0260	27	0,025	-	-	-	0,29	11,25	
	III	35,92	9,89	27,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	17,60	0,1163	2,16	0,0308	22,5	0,03	-	-	-	0,35	11,25	
	II	59,45	10,23	20,27	8,33	P.C	187,0	20,02	22,46	21,08	0,1393	-0,62	0,0090	19,7	-	0,208	0,006	0,10	1,16	11,25	
	I	70,83	14,43	20,37	8,33	P.C	187,0	20,05	22,4	23,66	0,1959	-0,80	0,0053	15,5	-	0,293	0,007	0,42	4,88	11,25	
10 M=My	V	9,17	7,15	77,97	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	9,12	0,06	5,18	0,034	33	0,25	-	-	-	0,25	2,90	10
	IV	21,92	8,68	39,62	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	13,39	0,088	3,97	0,026	27	0,03	-	-	-	0,03	3,85	10
	III	35,92	9,88	27,32	8,33	P.C	206,5	21,22	20,34	17,60	0,116	2,16	0,014	22,5	0,02	-	-	-	0,02	6,32	10
	Niv	SP ₂		e ₀	e ₁	Solicitation	σ _b kg/cm ²	Y ₁ cm	K	ρ	β	C	E	D	ω'	-	-	-	-	A ₁ =A ₂	A ₁₀ =A ₂
	N _{max}	M _{corr}																			
II	50,45	10,23	20,27	8,33	E.C	187,0	20,02	22,45	4,63	2,43	0,192	1,12	3,08	<0	-	-	<0	3,37	10		
I	70,83	14,43	20,37	8,33	E.C	187,4	20,04	22,42	3,32	2,44	0,166	-0,23	3,99	0,07	-	-	0,07	5,28	10		

T = 7562,6 Kg

on prend $\sigma_{at} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ T } 8$$

aciers dans le sens (a)

poteau 17 $\left\{ \begin{array}{l} \text{NIV I} \quad 22,08 \text{ cm}^2 \\ \text{NIV II, III, IV, V} \quad 12,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

poteaux (18, 19, 20, 2) tous les niv $\rightarrow 11,25 \text{ cm}^2$

Vérification dans le sens (1)

$$\omega = \frac{100 A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{ZA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

$$Z = \xi h$$

Espacement des cadres

$$T = 7562,6 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{at} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$Z = 7/8 h$$

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{CTC } t = \min 10 \%, 15 \text{ cm}$$

$$t = 12 \text{ cm}$$

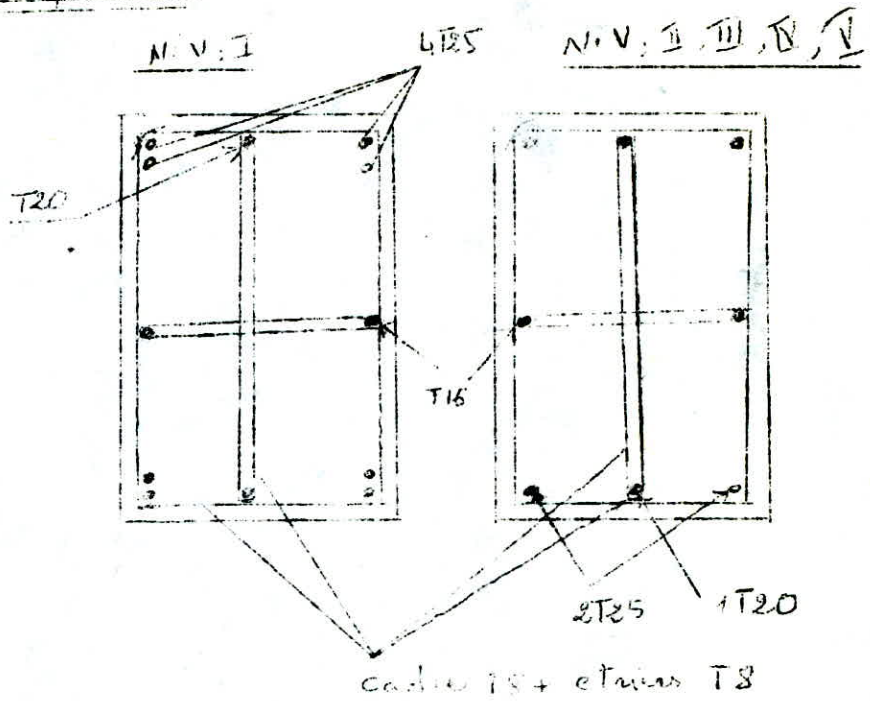
Poteaux	NIV	A _{cm²}	ω	K	ε	Z	M(N)	σ _a	σ _b	Sollicitation
17	I	21,64	2,01	13,2	0,8227	17,68	5,02	1312,1	99,4	SP1
	II-III IV-V	11,83	1,100	19,6	0,8555	18,4	3,98	1028,4	93,3	SP2
18, 19 20, 2	Tous les niv	11,83	1,100	19,6	0,8555	18,4	6,58	3022,9	154,2	SP2
10	Tous les niv	12,96	1,206	18,6	0,8512	18,8	8,13	3428	188,3	SP2

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

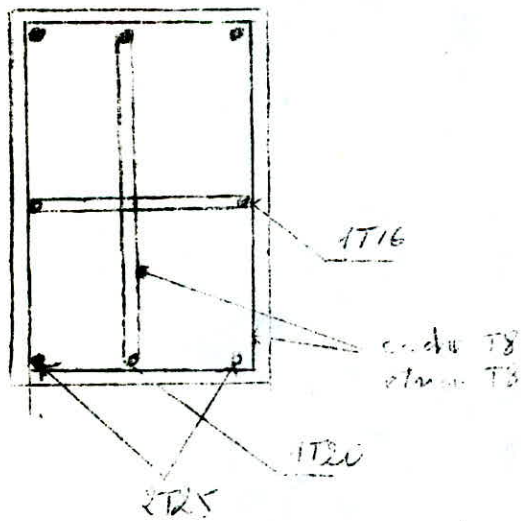
Ferraillage des poteaux

poteau N° 17



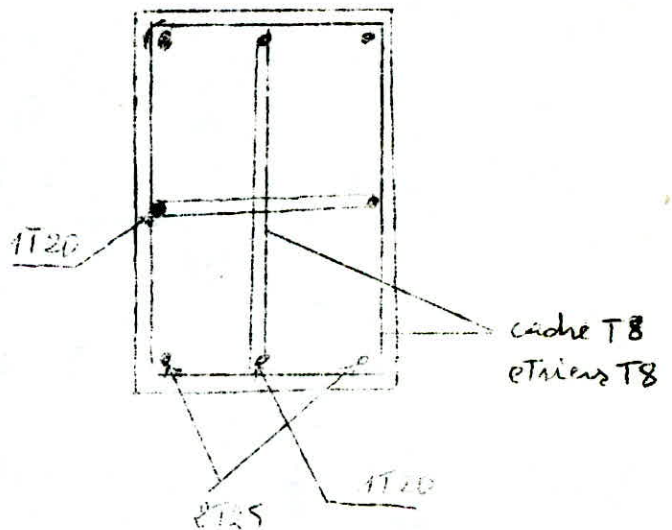
poteaux 18, 19, 20 et 2

Tous les niv



poteau N° 10

Tous les niv



Voile Périphérique

L'infrastructure comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles) et le niveau du premier plancher (niveau conventionnel 0,00).

Ce voile ~~représente un bon chevage~~ au niveau du R;D;C et assure une stabilité de l'ensemble du bâtiment.

Dimensionnement

Hauteur du voile (h)

$h \geq \max (10\% \text{ de la hauteur du bâtiment, } 0,80 \text{ m})$ d'après CTC

$$\Rightarrow h \geq \frac{10}{100} \cdot 16,36 = 1,636 \text{ m} \Rightarrow \boxed{h_t = 1,7 \text{ m}}$$

Epaisseur du voile (e)

$e \geq \max (10\% \text{ de la hauteur du voile, } 0,15 \text{ m})$

$$e \geq \frac{10}{100} \cdot 1,636 = 0,1636 \text{ m} \Rightarrow \boxed{e = 17 \text{ cm}}$$

Le complément parasismique du CTC recommande aussi de prendre :

1 - les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section (A) supérieur à $0,20\%$ de la section transversale du béton avec recouvrement supérieur ou égal à 50 \varnothing .

$$\text{donc } A \geq \frac{0,20}{100} \cdot 170 \cdot 17 = 5,78 \text{ cm}^2$$

2 - les armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

Longrines

- en zone II les fondations seront chaînées dans les 2 directions avec des longrines suffisamment rigides ,
- les longrines doivent équilibrer une force maximale de compression ou de traction au moins égale à 10 % de la plus grande charge verticale,
- la charge représente la force axiale du poteau, en question à cette sollicitation , il faut ajouter les efforts de charges (poids de longrines) et des moments appliqués directement à la longrine,
- le ferrailage minimum doit être de 4 Ø 14 et 4 T 12 avec les cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

A Longrine sur portiques longitudinaux

1) longrines

$$N' \text{ max} = 75,55 \text{ t} \implies \text{effort de traction } N = \frac{75,55}{10} = 7,555 \text{ t}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$l = 3 \text{ m}$$

charges = poids propre de la poutre

$$q = 0,25 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 0,3125 \text{ t / ml}$$

calcul des efforts

$$M_t = 0,81 \cdot q \frac{l^2}{8} = 0,81 \cdot 312,5 \cdot \frac{3^2}{8} = 204,76 \text{ Kg m}$$

./.

$$M_{ap} = 0,5 \cdot q \frac{l^2}{8} = 0,5 \cdot 312,5 \cdot \frac{3^2}{8} = 175,78 \text{ kg m.}$$

$$T = q \cdot l/2 \cdot 1,15 = 539,06 \text{ kg}$$

Calcul des armatures

$$\text{A l'appui } l = 25 - (3,5 + \frac{5}{8}) = 20,20 \text{ cm}, z = (7/8)h = 40,7 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{175,78 \cdot 10^2}{7555} = 2,3 \text{ cm} < \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

Section entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{\sigma_a \cdot z} = \frac{7555 \cdot 20,20}{2000 \cdot 40,7} = 1,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adoptera 4 T 12}$$

$$A_2 = \frac{N(z - l)}{\sigma_a(z)} = \frac{7555(40,7 - 20,20)}{2000 \cdot 40,7} = 1,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adoptera 4 T 12}$$

en travée

$$e_0 = \frac{M_{tr}}{N} = \frac{28476}{7555} = 3,76 \text{ cm} < 8,33 \text{ cm}$$

section entièrement tendue

$$l = 25 - (3,5 + 3,76) = 17,74 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{\sigma_a \cdot z} = \frac{7555 \cdot 17,74}{2000 \cdot 40,7} = 1,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adoptera 4 T 12}$$

$$A_2 = \frac{N(z - l)}{\sigma_a(z)} = \frac{7555 \cdot (40,7 - 17,74)}{2000 \cdot 40,70} = 1,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adoptera 4 T 12}$$

Armature Transversales =

$$T = 539,06 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{bz} = \frac{539,06}{25.40,7} = 0,53 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \sigma_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Espacement admissible

$$t \leq t_{\max} = \begin{cases} 0,2 h = 0,2 \cdot 46,5 = 9,3 \text{ cm} \\ h (1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}) = 45,2 \text{ cm} \end{cases}$$

on choisit 3 cadres

$$6 \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{3,01 \cdot 1600 \cdot 7/8 \cdot 46,5}{539,06} > 20 \text{ cm}$$

donc on adoptera

$t = 20 \text{ cm}$

b) portiques transversaux

1) $N^{\max} = 75,55 \text{ t} \Rightarrow$ effort de traction $N = \frac{75,55}{10} = 7,555 \text{ t}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$ht = 50 \text{ cm}$$

$$l = 4,8 \text{ cm}$$

Charges poids propre de la poutre

$$q = 0,25 \times 0,5 \times 2,5 = 0,3125 \text{ t/ml}$$

./.

116

Calcul des efforts

$$M_e = 0,81 \cdot q \cdot \frac{l^2}{8} = 0,81 \cdot 312,5 \cdot \frac{4,8^2}{8} = 729 \text{ Kg m}$$

$$M_t = 0,5 \cdot q \cdot \frac{l^2}{8} = 0,5 \cdot 312,5 \cdot \frac{4,8^2}{8} = 450 \text{ Kg m}$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot 1,15 = 862,5 \text{ kg}$$

Calcul des armatures

à l'appui $l = 25 - (3,5 + 5,9) = 15,6 \text{ cm}$

$$e_o = \frac{45000}{7555} = 5,9 \text{ cm}^2 < 8,33 \text{ cm}^2$$

Section entièrement tendue

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_{az}} = \frac{7555 \cdot 15,6}{2800 \cdot 40,7} = 1,03 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera à 4 T 12}$$

$$A_2 = \frac{N(z-1)}{\sigma_a z} = \frac{7555 \cdot (40,7 - 15,6)}{2800 \cdot 40,7} = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera à 4 T 12}$$

en travée

$$e_o = \frac{72900}{7555} = 9,65 \text{ cm}^2 > 8,33 \text{ cm}$$

Section partiellement tendue

$$M = M - N a = 729 - 7555 \cdot 0,215 = - 895,3 \text{ kg m}$$

$$M = - 89530 \text{ kf cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{8,9710^3}{0,0087} \left. \begin{array}{l} \Sigma = 0,9500 \\ \kappa = 104 \end{array} \right\}$$

./.

117

$$\sigma'_b = \frac{2800}{104} = 26,9 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b h} = \frac{89530}{2800 \cdot 0,9500 \cdot 46,5} = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera à 4 T 12}$$

espacement des cadres verticaux $t = 20 \text{ cm}$

La répartition sera uniforme.

Vérification de la condition de non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement sous charges localisés doit être satisfaite sous les sollicitations pondérés du 1er genre.

$$\sigma_b = \frac{1,5 W}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$P_c = 2 (a \cdot b' + 2 h_t)$$

W = effort sur le poteaux le plus chargé , le poteaux le plus chargé est le N° 10

$$W = 75,55 \text{ t}$$

$$P_c = 2 (25 \times 50' + 2 \times 85) = 2840 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 75550}{2840 \cdot 85} = 0,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour les autres poteaux ; il est évident qu'elle soit vérifiée car ils sont moins chargés.

FONDATIONS

INTRODUCTION

La fondation est destinée à transmettre au sol, les charges et surcharges provenant de la superstructure, dans les conditions normales d'exploitation et d'assurer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage.

Lorsque celui-ci est sollicité par des efforts d'origine climatique (sismique)

le dimensionnement de la fondation consiste à déterminer quelle sera la grandeur de celle-ci compatible avec la capacité portante admissible du sol

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles. La contrainte du sol $\sigma'_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ Kg/cm}^2$. On disposera au-dessous de la semelle une épaisseur de béton de propreté de 5 à 10 cm.

La contrainte admissible est majorée de 33%, lorsqu'il s'agit des sollicitations du 2^{ème} genre. Elles seront dimensionnées sous S_p et vérifiées sous S_R

CHARGE

N_1 = effort normal

$N_2 = \frac{N_1}{10}$ on estime le poids de la semelle et de la terre à $\frac{1}{10}$ de l'effort normal
 $Q = \sum_1^4 N_i$

N_3 = effort normal revenant au poteau due au niveau (0,0)

Pour poteau (10) $N_3 = 429 \times 3 \times 4,8 = 6,18 \text{ t}$

Pour poteaux (2, 17, 18, 19, 20), $N_3 = 429 \times 3 \times 2,4 = 3,09 \text{ t}$

N_4 = Poids du fil des poteaux

$N_4 = 2500 \times 0,25 \times 0,5 \times 16 = 5000 \text{ Kg}$

Moment sous SP_2

- 1) $\frac{Q}{S} = \bar{\sigma}_s \Rightarrow S = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$; S : surface de la semelle
 - 2) $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{1}{2} \Rightarrow B = 2A$
 - 3) $S = A \cdot B$
- $$\left. \begin{array}{l} 2) \\ 3) \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \left(\frac{Q}{2\bar{\sigma}_s} \right)^{1/2}$$

sous SP_2 : $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ Kg/cm}^2$

sous SP_2 : $\bar{\sigma}_s = 1,33 \bar{\sigma}_s (SP_2) = 2,713 \text{ Kg/cm}^2$

On prend :

$$h_t > d_1 + \frac{B-b}{4}$$

$$\left\{ d_1 = 3,5 \text{ cm} ; d_2 = 5 \text{ cm} \right\}$$

Dimensionnement sous " SP_2 "

Verification sous " SP_2 "

Semelle	17	18	19	20	2	10
N (k)	44,57	72,946	65,51	65,853	67,765	70,975
A (cm)	110	135	130	130	130	135
B (cm)	220	270	260	260	260	270
h_1 (cm)	46	60	60	60	60	60

Semelle	Q (k)	M (kNm)	e_0 (cm)	A (cm)	B (cm)	σ_1	σ_2	$\frac{15+M}{4}$	$\frac{Q}{S}$	$\sigma_1 - \sigma_2$	$\frac{B}{A}$
17	34,364	25,28	23,96	110	220	3,18	-2,21	-	-	-	-
18	99,576	74,37	17,86	135	270	4,24	0,73	3,36	2,48	3,52	-
19	75,939	17,72	22,16	130	260	4,78	-0,05	-	-	-	-
20	70,953	19,65	23,92	130	260	5,59	-0,22	-	-	-	-
2	84,003	44,43	16,78	130	260	4,52	0,57	3,53	2,54	3,91	-
10	89,035	44,48	16,20	135	270	4,21	0,68	3,33	2,44	3,53	-

$e > 6\phi + 6 = 6,46 + 6 = 11,6 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{AB} \left(1 \pm \frac{M}{I} v \cdot \frac{AB}{N} \right) = \frac{N}{AB} \left(1 \pm \frac{6e_0}{A} \right)$$

D'après la comparaison de $(\sigma_1 - \sigma_2)$ et $\frac{Q}{S}$ on a trouvé $\sigma_1 - \sigma_2 > \frac{Q}{S}$ (pour $\sigma_2 > 0$)

Donc on ne peut pas appliquer la méthode de bielles donc on fait les calculs d'après

Semelle sous poteau isolé ; avec moment M_{G_0} en pied de poteau.

On suppose que le plan de flexion est le plan moyen du poteau contenant la dimension (b)

$$e_0 = \frac{M_{G_0}}{Q}$$

$$e_0 \begin{cases} \leq B/6 & \text{diagramme des contraintes trapézoïdal} \\ > B/6 & \text{diagramme des contraintes triangulaire} \end{cases}$$

1°) dans le cas $e_0 \leq B/6$ on vérifie que $\sigma_s = \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_s$

2°) dans le cas $e_0 > B/6$ on vérifie que $\sigma_{SM} = \frac{2Q}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) A} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$

on a des contraintes à diagrammes triangulaires mais la condition $\sigma_{sm} = 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,61 \text{ Kg/cm}^2$, n'est pas vérifiée donc on augmente la section tel que σ_{sm} vérifie la condition $\sigma_{sm} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$

$$\frac{2Q}{1,33 \bar{\sigma}_s} \leq (A - e_0) A$$

On obtient: $A^2 + K_1 A + K_2 \geq 0$

Pour $A^2 + K_1 A + K_2 = 0$, on obtient $\sqrt{\Delta} = \sqrt{K_1^2 - 4K_2} \rightarrow A = \frac{-K_1 \pm \sqrt{\Delta}}{2}$, et

On fait le choix de A, B.

Détermination des armatures.

On adoptera pour les armatures une répartition uniforme sens parallèle au côté B

$$\text{si } \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \\ \text{et} \\ e_0 < \frac{B}{18} \end{cases} \Rightarrow \text{II } \begin{cases} A_A = \frac{Q'(A-a)}{8 h_a \bar{\sigma}_a} \\ A_B = \frac{Q'(B-b)}{8 h_b \bar{\sigma}_a} \end{cases} \quad \text{avec } Q' = Q \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$$

Si non; on calcul la section A_B des armatures nécessaires pour équilibrer le moment agissant dans la section S_1 :

$$M_{s_1} = A \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right)^2 \left[\frac{\sigma_{sm}}{3} + \frac{\sigma_{s_1}}{6} \right]$$

$$\text{Diagramme trapézoïdal: } \sigma_{s_1} = \frac{Q}{A \cdot B} \left(1 + 4,2 \frac{e_0 b}{B^2}\right)$$

$$\text{Diagramme triangulaire: } \sigma_{s_1} = \sigma_{sm} \frac{B - 3e_0 + 0,35b}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} ; \quad A = \frac{M_{s_1}}{z \bar{\sigma}_a}$$

sens Parallèle au côté A.

Dans ce sens il n'y a pas de moments (ou très faible) \Rightarrow Formule (II)

semelle	$\sqrt{\Delta}$	A (cm)	B (cm)	σ_{sm} (Kg/cm ²)	σ_{s_1} (Kg/cm ²)	M_{s_1} (t.m)	A (cm)	$Q'(t)$	A_{arm}
17	252,4	145	290	6,38	4,03	26,4	16,86	118,8	10,35
18	259,2	140	280	3,75	2,52	31,2	14,59	106,5	6,63
19	244,0	135	270	3,80	2,48	27,7	13,32	100,4	6,00
20	234,6	135	270	3,56	2,30	25,8	12,44	94,2	5,62
2	252,6	135	270	3,89	2,60	28,5	13,70	102,7	6,12
10	257,0	140	280	3,70	2,48	29,6	14,23	105,2	6,60

5 suivant le CTC :

Ferraillage sous σ_c en compression simple

$$F_x = \frac{Q(A-a)}{8(h_t-d_1)} \quad ; \quad A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} \quad F_y = \frac{Q(B-b)}{8(h_t-d_1)} \quad ; \quad A_y = \frac{F_y}{\sigma_a}$$

Semelle	Q (t)	A (cm)	B (cm)	S (cm)	h _t (cm)	σ_c (MPa)	F _x (t)	A _x (cm ²)	F _y (t)	A _y (cm ²)
17	44,57	110	220	24200	46	1,84	22,3	7,96	11,6	4,16
18	72,946	135	270	36450	60	2,00	35,5	12,68	18,24	6,53
19	65,52	130	260	33800	60	1,94	30,4	10,87	15,23	5,44
20	65,853	130	280	33800	60	1,95	39,6	10,93	15,3	5,46
2	67,765	130	260	33800	60	2,00	31,5	11,25	15,7	5,62
10	70,855	135	270	36450	60	1,86	34,5	12,3	17,24	6,15

$$\sigma < \bar{\sigma}_s$$

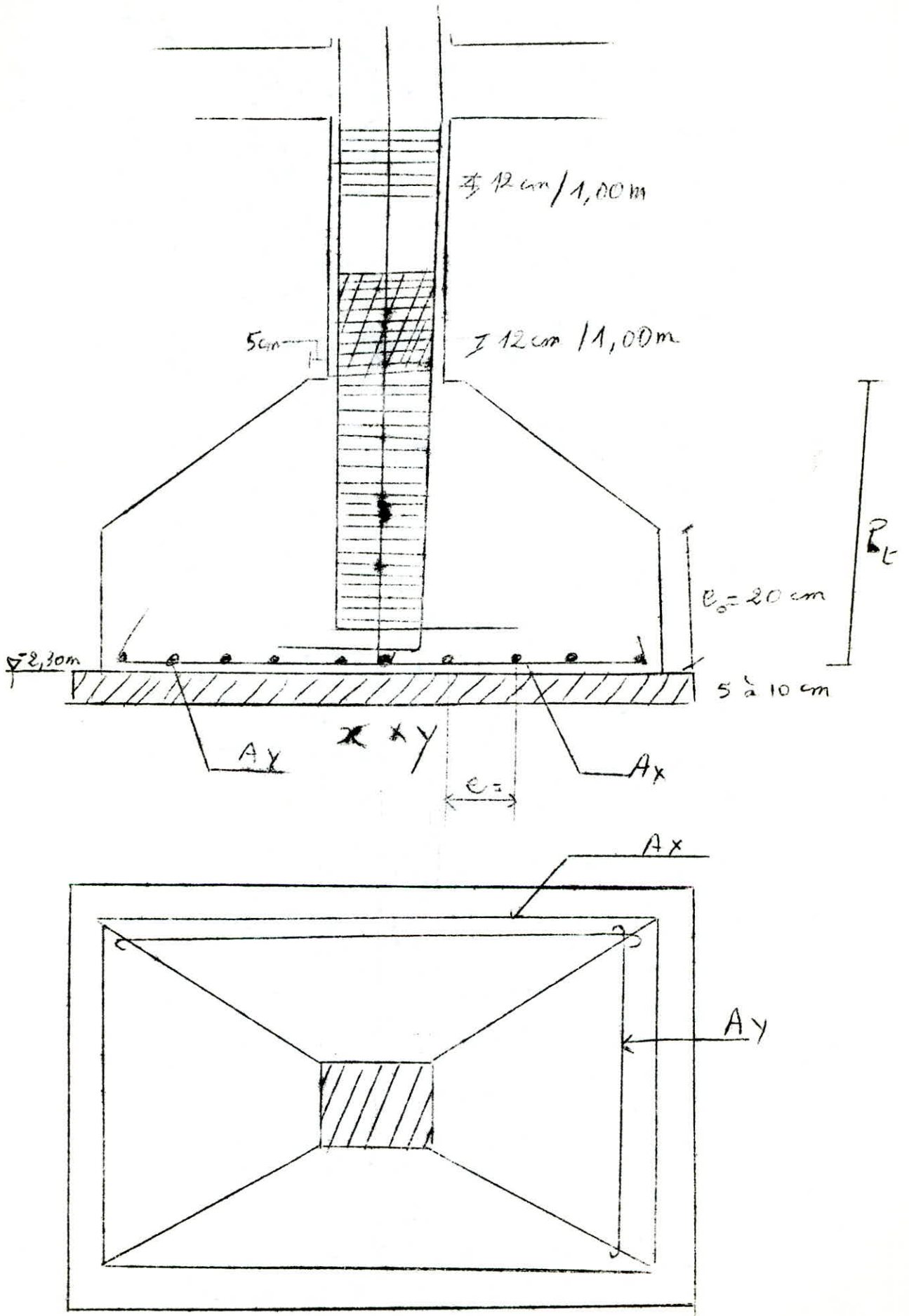
donc on prend le ferraillage max.

$$\text{semelle (17)} \left\{ \begin{array}{l} 16,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15 T_{12} \quad t = 20 \text{ cm} \\ 10,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 T_{12} \quad t = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{semelle (18,10)} \left\{ \begin{array}{l} 14,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15 T_{12} \quad t = 20 \text{ cm} \\ 6,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 T_{12} \quad t = 23 \text{ cm} \end{array} \right.$$

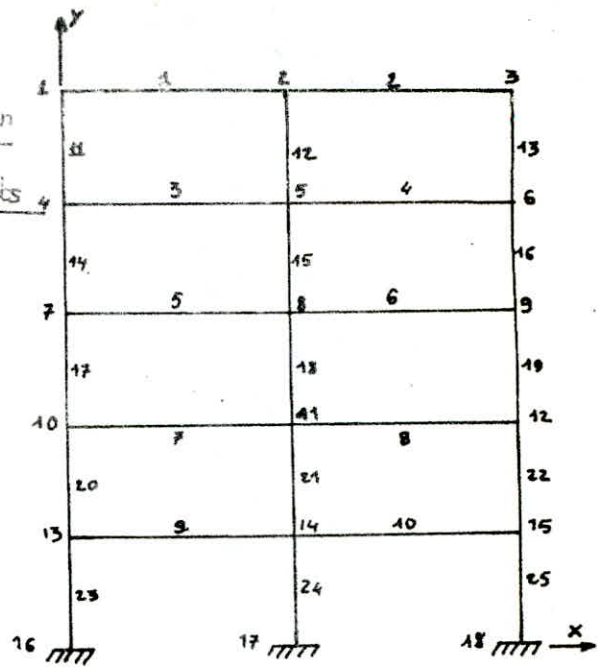
$$\text{semelle (19,2)} \left\{ \begin{array}{l} 13,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 T_{12} \quad t = 20 \text{ cm} \\ 6,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 T_{12} \quad t = 19 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{semelle (20)} \left\{ \begin{array}{l} 12,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 T_{12} \quad t = 21 \text{ cm} \\ 5,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 T_{10} \quad t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$



EXEPLÉ DE PROGRAMMATION

Programme utilisé pour la détermination
des efforts dans les différents éléments
résistants des Portiques est le
Programme "Stress"



2-2

STRUCTUR PORTIQUE
TYPE PLAN FARME
NUMBER OF JOINTS 18
NUMBER OF MEMBER 25
NUMBER OF SUPPOTS 3
NUMBER OF LOADING 11
JOINT COORDINATES

1	0.	15.30
2	4.8	15.30
3	9.6	15.30
4	0.	12.24
5	4.8	12.24
6	9.6	12.24
7	0.	9.18

8	4.8	9.18
9	9.6	9.18
10	0.	6.12
11	4.8	6.12
12	9.6	6.12
13	0.	3.06
14	4.8	3.06
15	9.6	3.06
16	0.	0.5
17	4.8	0.5
18	9.6	0.5

MEMBER INCIDENCE

1	1	2
2	2	3

3	4	5
4	5	6
5	7	8
6	8	9
7	10	11
8	11	12
9	13	14
10	14	15
11	1	4
12	2	5
13	3	6
14	4	7
15	5	8
16	6	9
17	7	10
18	8	11
19	9	12
20	10	13
21	11	14
22	12	15
23	13	16
24	14	17
25	15	18

MEMB PROP PRIS

1 THRU 10 AX = 0.125 IZ = 0.0026

11. AX = 0.125 . IZ = 0.0026

13 THRU 14 AX = 0.125 . IZ = 0.0026

16 THRU 17 " = " " = "

19 THRU 20 " = " " = "

22 THRU 23 " = " " = "

25 AX = 0.125 IZ = 0.0026

12 " = " " = 0.00065

15 " = " " = "

18 " = " " = "

21 " = " " = "

24 " = " " = "

CONSTANCE E = 3450000

TABULATE ALL

LOADING 1 CHARGE PERMANENTE

MEMBER LOAD

1 FORCE y UNIF = -2,173

2 " - " - " = -2,108

3 " - " - " = -2,486

3 FORCE y CONCENTRATED = -2,100
L = 0,9

5 FORCE y UNIF = -2,486

5 FORCE y CONCENT. = -2,100
L = 0,9

7 FORCE y UNIF = -2,486

7 FORCE y CONC. = 2,100
L = 0,9

9 FORCE y UNIF = -2,486

9 FORCE y CONC = -2,100
L = 0,9

4 FORCE y unif = - 2,421
 4 FORCE y CONC = - 1,050
 L = 3,33
 6 FORCE y unif = - 2,421.
 6 FORCE y CONC = - 1,050
 L = 3,33
 8 FORCE y unif = - 2,421.
 8 FORCE y CONC = - 1,050
 L = 3,33
 10 FORCE y unif = - 2,421
 10 FORCE y CONC = - 1,050
 L = 3,33

LOADING 2 SURCHARGE

1 THRU 2 FORCE y unif = - 0,300
 3 THRU 10 FORCE y unif = - 0,525

LOADING 3 SI GAUCHE.

Joint LOAD

1 FORCE X = 1,679
 2 " - " = 0,340
 3 " - " = 1,679
 4 " - " = 2,051
 5 " - " = 0,349
 6 " - " = 2,051
 7 " - " = 1,546
 8 " - " = 0,312
 9 " - " = 1,546
 10 " - " = 1,027
 11 " - " = 0,208
 12 " - " = 1,027

13 " - " = 0,519
 14 " - " = 0,033
 15 " - " = 0,519

LOADING 4 SI DROITE

JOINT LOAD

1 FORCE X = - 1,679
 2 " - " = - 0,340
 3 " - " = - 1,679
 4 " - " = - 2,051
 5 " - " = - 0,349
 6 " - " = - 2,051
 7 " - " = - 1,546
 8 " - " = - 0,312
 9 " - " = - 1,546
 10 " - " = - 1,027
 11 " - " = - 0,208
 12 " - " = - 1,027
 13 " - " = - 0,519
 14 " - " = - 0,033
 15 " - " = - 0,519

LOADING 5 SIV ⊕ ↑

MEMBER LOAD

1 THRU 2 FORCE y unif = 0,253
 3 THRU 4 FORCE y unif = 0,309
 5 THRU 6 FORCE y unif = 0,231

7 THRU 8 FORCE y UNIF = 0,155

9 THRU 10 FORCE y UNIF = 0,079

LOADING 6 SIV \ominus ↓

1 THRU 2 FORCE y UNIF = -0,253

3 THRU 4 " - " - " = -0,309

5 THRU 6 " - " - " = -0,231

7 THRU 8 " - " - " = -0,155

9 THRU 10 " - " - " " = -0,079

LOADING 7 G + 1,2P

COMBINE 1.1 : 2.1,2

LOADING 8 G + P + SIV \ominus + S₁G

COMBINE 1.1 : 2.1 : 6.1 : 3.1.

LOADING 9 G + P + SIV \ominus + S₁D

COMBINE 1.1 : 2.1 : 6.1 : 4.1.

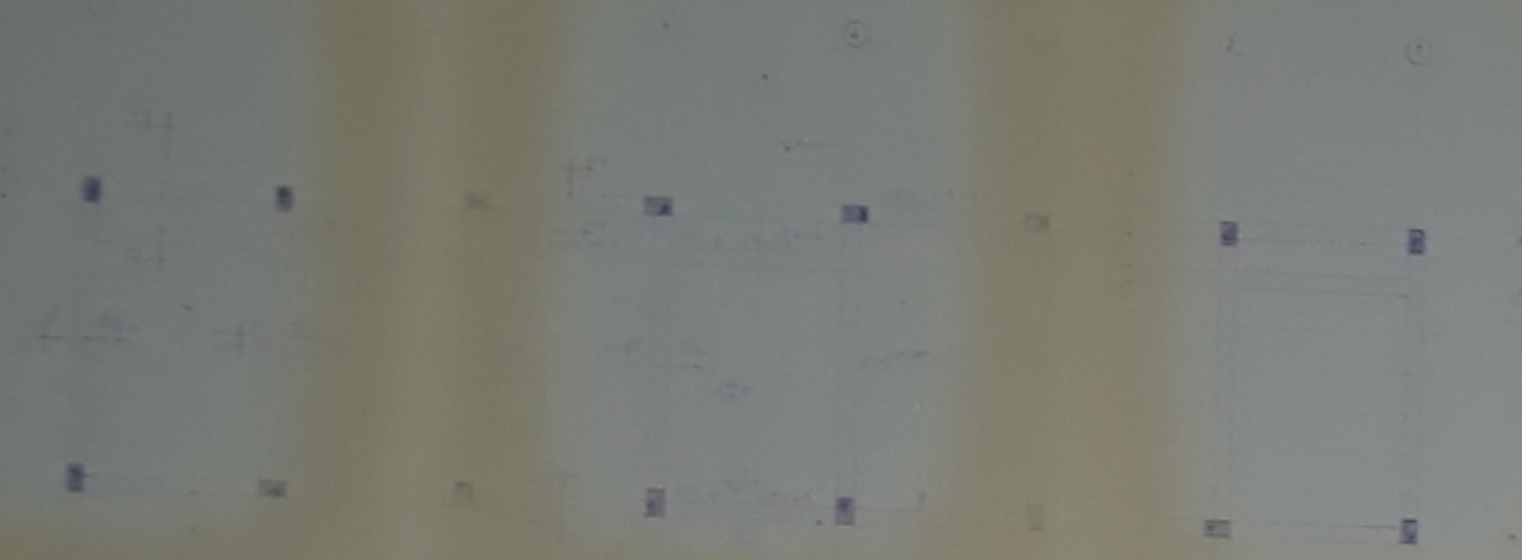
LOADING 10 $G + \frac{P}{5} + SIV \oplus + S_2 G$

COMBINE 1.1 : 2.0,2 : 5.1 : 3.1.

LOADING 11 $G + \frac{P}{5} + SIV \oplus + S_2 D$

COMBINE 1.1 : 2.0,2 : 5.1 : 4.1.

PLAN N° 152

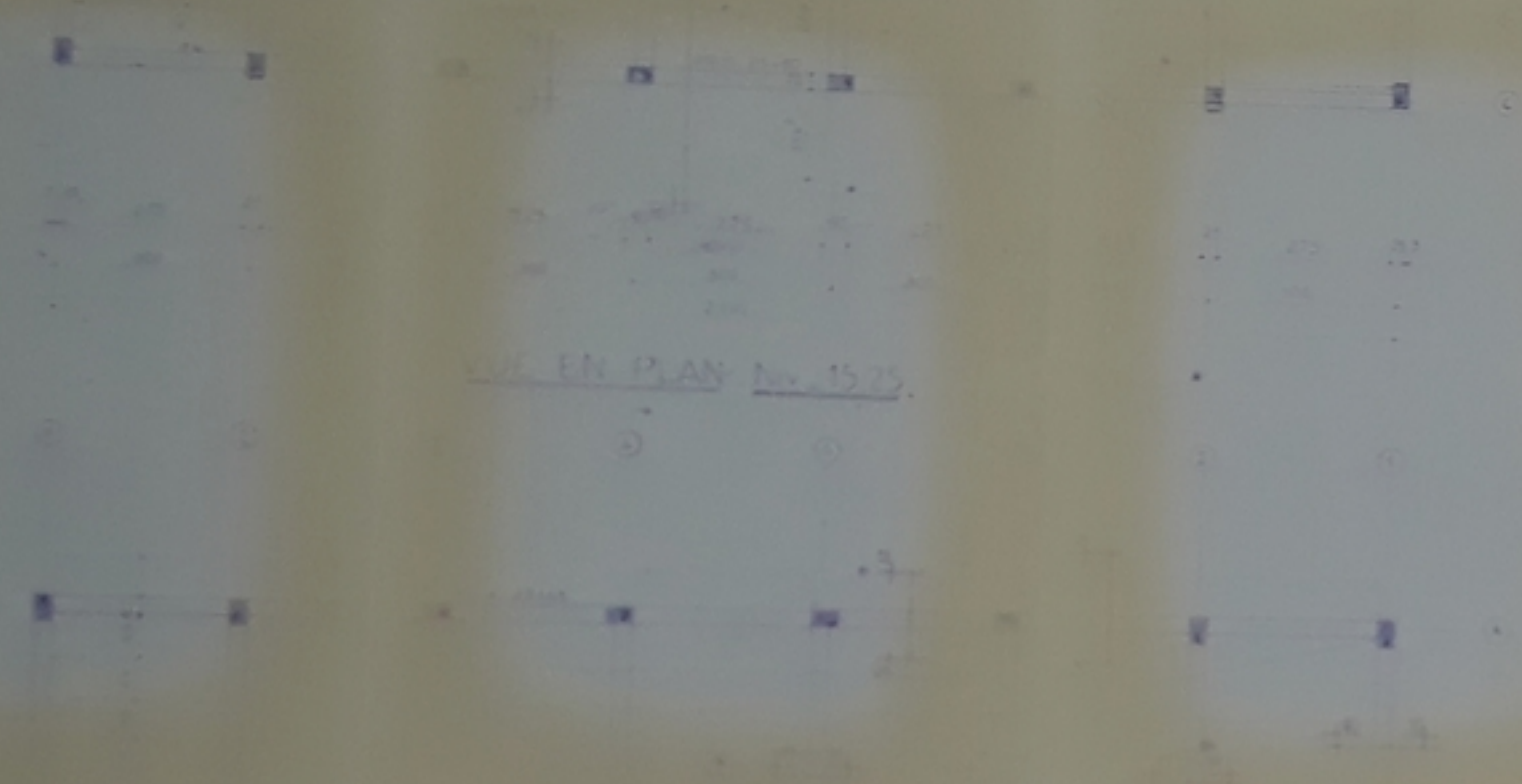


VU

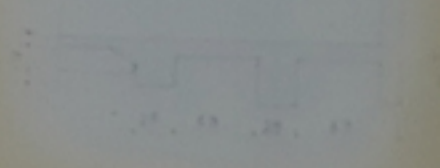
ADJ. ADJ. 21.0



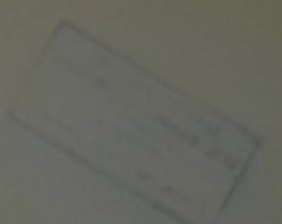
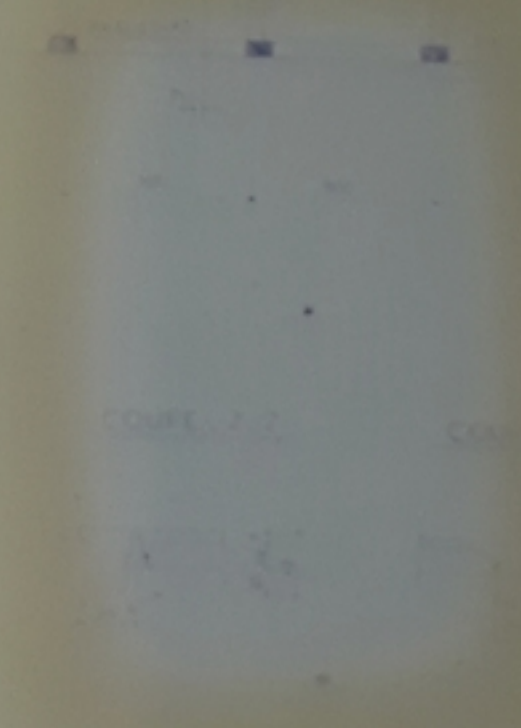
EN PLAN N° 153



COPE 1.1



COPE 2.2



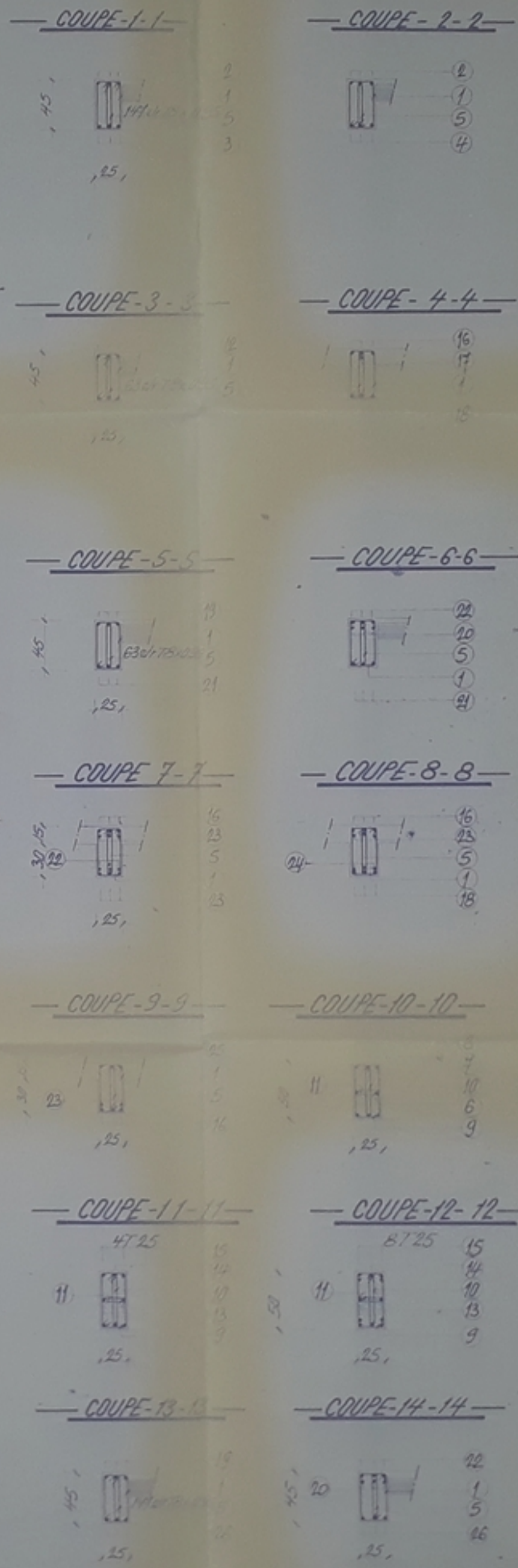
0003104

DOCUMENT LAIBANITE

CHARGE: 100 ETAGES

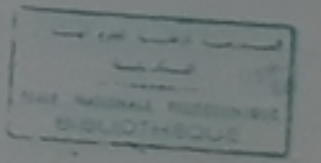
à TERRASSE

PORTIQUE - C - C



NOMENCLATURE DES ACIERS

N°	MONTAGE		LONGUEUR		FAÇONNAGE
	PIE	2 E	UNITAIRES	TOTALES	
1	-	-	630	135	86530
2	3	2	9	1120	6720
3	3	2	6	96	5820
4	3	1	3	370	1110
5	-	-	830	095	59830
6	2	8	16	330	5280
7	2	8	16	330	5280
8	4	8	32	330	10560
9	-	-	960	145	1392
10	-	-	960	105	1008
11	-	-	960	085	816
12	3	1	3	370	1110
13	3	1	3	370	1110
14	3	1	3	370	1110



PB-3931
-3-

LOGEMENT D'ASTREINTE

FERRAILLAGE - PORTIQUE-C-C

MONTAGE		LONGUEUR	
PIE	2 E	UNITAIRES	TOTALES
1	-	630	135
2	3	9	1120
3	3	6	96
4	3	3	370
5	-	830	095
6	2	16	330
7	2	16	330
8	4	32	330
9	-	960	145
10	-	960	105
11	-	960	085
12	3	3	370
13	3	1	370
14	3	1	370

