

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Batiment administratif R+5

CONTREVENTÉ Par Portiques

Proposé par :
B. E. A. B

Etudié par :
DERRICHE.S
DIF .M

Dirigé par :
M. ZOUKH



PROMOTION: Juin 84

REMERCIEMENTS

Nous tenons à présenter nos plus sincères remerciements à notre promoteur MR. M.ZOUKH pour tous ses conseils et son aide efficace

Nos plus sincères remerciements à MR. J. NEIRAMEK, MR. M.BERRAZOUM, MR. B. BELLABES .

Notre sympathie et profonde reconnaissance à tous les membres du GENIE CIVIL du B.E.A.B.

Toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin.

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

SALEHA MALIKA

—  E D I C A C E S —


Je dédie ce modeste travail :

A mes tres chers parents ainsi qu'à tous mes frères et soeurs

A mes nièces et neveux

A mes belles soeurs et mon beau frère

A tous ceux qui me sont chers :

 A L E H A

Je dedis ce modeste travail :

A la mémoire de **mon** père

A ma très chère maman pour sa comprehension et son devouement.

A ma très chère soeur Léila pour son aide morale et son
conseil durant toutes mes études

A mes frères et soeurs ainsi ma belle soeur et mes beaux frères.

A tous mes amis (es) .

 A L I K A

— TABLE — CONTENTS —

BLOC B

Chapitre	I : Introduction	
	: Présentation de l'ouvrage.....	1
	: Caractéristiques mécaniques.....	3
	: Predimensionnement	6
	: Charges et surcharges	7
Chapitre	II : Calcul des elements	
	: Acrotère.....	8
	: Poutrelles.....	11
	: Escaliers.....	20
	: Dalles.....	31
	: Encorbellement.....	34
Chapitre	III : Etude au vent.....	39
	: Introduction	
	: Répartition des efforts	
Chapitre	IV : Etude au seisme	
	: Introduction.....	42
	: Calcul des forces sismiques.....	45
	: Calcul des rigidités.....	46
	: Etude de torsion.....	49
Chapitre	V : Charge verticale	
	: Exposé de la methode de m"Caquot"	59
	: Calcul des efforts.....	63
Chapitre	VI : Superposition des sollicitations.	
	: Introduction	66
	: Poutres poteaux.....	67
Chapitre	VII : Ferrailage des poutres	
	: Portique longitudinal.....	76
	: Portique transversal.....	92
Chapitre	VIII : Ferrailage des poteaux	98

BLOC A

	: Charge et surcharges	106
	: Calcul des poutrelles	107
	: Calcul des escaliers.....	110
	: Calcul des dalles	116
	: Etude au seisme.....	120
	: Charge vertical.....	129
	: Superposition des sollicitations.....	134
	: Ferrailage des poutres.....	145
	: Ferrailage des poteaux	151
Chapitre	X : Fondation	154
	: Tassement.....	158
	: Voile periferique.....	159
	: Joint de dilatation.....	160

— BLOC B —

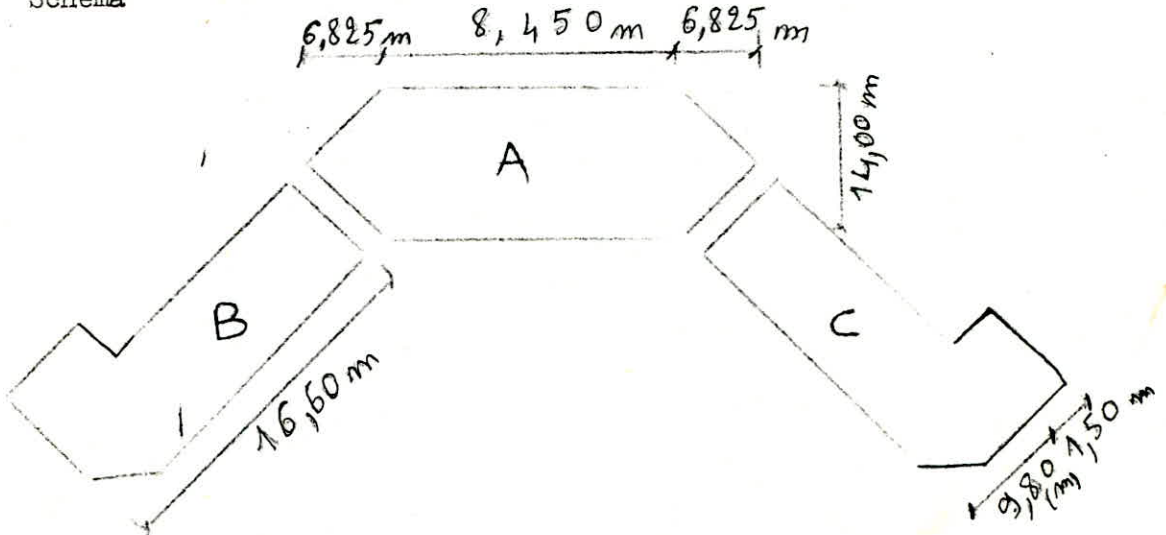
— INTRODUCTION —

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet nous a été confié par le BEAB
Son étude consiste à calculer la structure résistante d'un bâtiment RDC + 5 étages dont les quatre premiers étages sont à usage de bureaux et le 5eme étage à habitation. Il est entouré par un voile. Le bâtiment sera implanté dans la région d'Alger classé par le CTE en zone (II)

Il comporte trois blocs séparés deux à deux par un joint de dilatation de 7,5 m

Schéma



Hauteur totale, acrotère comprise, par rapport au sol est de 22,20m
Hauteur de plancher en plancher est de 3,60 m (constante)

Ossature

Elle sera constituée de portiques longitudinaux et de portiques transversaux.

Ces portiques sont constitués de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres assurant ainsi le contre ventement du bâtiment.

Planchers

Les blocs B et C : les planchers sont constitués de corps creux et une dalle de compression de (16+5)cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La partie des escaliers est constituées de dalles pleines d'épaisseur (e) .

Bloc A: La partie centrale de chaque plancher sera constituée de corps creux et une dalle de compression.

La partie triangulaire sera constituée par des dalle pleines d'épaisseur (e)

.../...

Le plancher terrasse des 3 blocs aura une isolation thermique et des formes de pentes permettant l'écoulement des eaux pluviales. La terrasse est inaccessible.

Escaliers :

L'ouvrage sera muni d'une cage d'escalier dans chaque bloc.

Maçonnerie :

Murs extérieurs : formés d'une double cloison

- cloison en briques creuses (15 cm)
- vide d'air (5cm)
- cloison en briques creuse (10 cm)

Murs intérieurs : formés de cloison de séparation :

- briques creuses (10 cm) .

Revetements : - céramiques dans les salles d'eau
- carrelages ailleurs.

Taux de travail du sol

- la contrainte admissible du sol est de $\bar{\sigma}_s = 3$ bars mesurée à une profondeur de 1m.

- 3 -

CARACTERISTIQUES MECANQUES
DES MATERIAUX

Béton :

Le béton utilisé doit être conforme aux règles CCBA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE.

La composition du béton sera pour un M3 :

- 350 kg de ciment CPA 325 avec contrôle atténué.
- 800 l de gravillons de grosseur $C_g = 5/45$ mm.
- 400 l de sable fin $C_g \leq 5$ mm.
- 175 l d'eau propre.

On obtient à 28 jours de séchage (en respectant cette composition) :

- Une résistance nominale à la compression : $\bar{\sigma}'_{28} = 270$ bars.
- Une résistance nominale à la traction : $\bar{\sigma}'_{28} = 23,2$ bars.

Contrainte de compression admissible :

Cette contrainte est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \bar{\sigma}'_{28} \quad \text{avec} \quad \beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \quad \text{où :}$$

- α : dépend de la classe du ciment. CPA 325 : $\alpha = 1$
- β : dépend de l'efficacité du contrôle. : contrôle atténué : $\beta = 5/6$
- γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments de constructions et des dimensions des granulats. $C_g = 5/15, h_m > 4C_g$ soit $\gamma = 1$
- δ : dépend de la nature des sollicitations.

• $\delta = 0,3$ cas d'une compression simple.

• $\delta = 0,6$ cas d'une flexion simple.

• $\delta = 0,6$ cas d'une flexion composée lorsque l'effort normal est une traction.

• $\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{cases}$ cas d'une flexion composée lorsque l'effort normal est une compression.

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

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

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

• $\epsilon = 1$ en compression simple.

• $0,5 < \epsilon < 1$ autres cas. il est déterminé par la condition : $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$

dont : F'_b : résultante des forces de compression.

B' : section du béton comprimé.

Finalement on a :

• Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1.5/6.1. 0,3.1.270 = 67,5$ bars = $68,85 \text{ kg/cm}^2$

• Flexion simple ou flexion composée avec un effort de traction :

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5/6.1.0,6.1.270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de reference : (art 9.5 CCBA68)

Cette contrainte est prise égale a une fraction de sa résistance nominale. Cette contrainte est non admissible car elle peut être dépassée pour certaines sollicitations.

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \sigma_{28} \quad \text{avec } \beta_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

α, β, γ : définis comme précédemment.

θ : donné par la formule suivante : $\theta = 0,018 + \frac{21}{\sigma_{28}}$ (en bars)

$$\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot (0,018 + \frac{21}{270}) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers : On utilise 3 catégories d'aciers :

- Aciers doux (Adx) huance FeE24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- Aciers a haute adhérence (HA) huance FeE40
 - $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \text{ mm}$
 - $\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20 \text{ mm}$
- Treillis soudés
 - $\sigma_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 6 \text{ mm}$
 - $\sigma_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 6 \text{ mm}$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton :

La valeur maximale de cette contrainte ($\bar{\sigma}_a$) est limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_1 : \text{contrainte de fissuration systematique. } \sigma_1 = K \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \text{ (bars)}$$

σ_2 : Contrainte de fissuration non systematique ou accidentelle :

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec : η : Coefficient de fissuration. $\eta = 1$ pour les ronds lisses
 $\eta = 1,6$ pour les aciers a haute adhérence.

- ϕ : diametre de la plus grosse barre tendue (mm).
- K : Coefficient dependant des consequences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage (exprimé en bars.mm).
 - $K = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible.
 - $K = 1,0 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable.
 - $K = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable.

$$\tilde{\omega}_f : \text{Pourcentage de fissuration de fini par : } \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B \cdot f}$$

- A : La section totale des barres tendues.
- B : Section d'enrobage des barres tendues.

RECAPITULATIONS.

. Contraintes admissibles :

Béton :

Contraintes	$\overline{\sigma}_{b_s}$		$\overline{\sigma}_t$		$\overline{\sigma}_b$	
	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²
Sous SP1	67,5	68,85	135	137,7	5,8	5,9
Sous SP2	101,25	103,275	202,5	206,55	8,7	8,85

Aciers : $\overline{\sigma}_a = \beta_a \overline{\sigma}_{en}$ $\beta_a = 2/3$ pour SP1
 $\beta_a = 1$ pour SP2

Nature	ronds lisses		Aciers a haute adherence			
Nuances	Fe E 24		FeE40 . $\phi \leq 20$		FeE40 . $\phi > 20$	
Unités	Bars	Kg/cm ²	Bars	Kg/cm ²	Bars	Kg/cm ²
$\overline{\sigma}_{en}$	2350	2400	4120	4200	3920	4000
$\overline{\sigma}_a$ SP1	1567	1600	2747	2800	2613	2667
$\overline{\sigma}_a$ SP2	2350	2400	4120	4200	3920	4000

Sollicitations pondérées :

Dans les justifications de calcul relatives a l'équilibre statique a la résistance et la stabilité de forme. Nous prenons en compte les sollicitations totales ponderées définies ci-dessous :

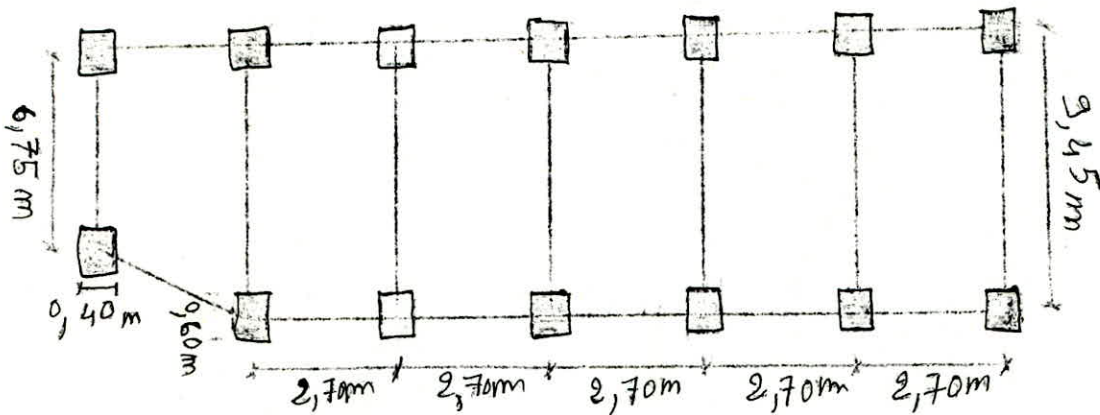
- . G : Sollicitations dues a la charge permanente.
- . P : Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation y compris leurs majoration éventuelles pour l'effort d'ynamique.
- . V : Sollicitations dues aux surcharges climatiques normales.
- . W : Sollicitations dues aux surcharges climatiques extremes.
- . T : sollicitations dues aux efforts de la température et au retrait.
- . SI: Sollicitations dues aux séismes.

Sollicitations totales ponderées du 1er genre SP1 : $S_1^1 = G+1,2P + T.$
 $S_1^1 = G+P + V + W + T$
 Sollicitations totales ponderées du 2em genre SP2 : $S_2^1 = G+1,5P +1,5V+T$
 $S_2^2 = G+P + W + T$
 $S_2^2 = G + P + T + SI$

- . $\gamma_{sd} = 1,10 - 0,5 (P_{gmax})/G$ si $P_{gmax} < 0,2 G.$
- . $\gamma_w = 1$ dans le cas contraire.
- . P_{gmax} : la sollicitation maximales developpée par les surcharges d'exploitation.

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

BLOC B



Poutres transversales

La portée maximale : $L = 9,45 \text{ m}$

La hauteur des poutres doit être telle que : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Soit $0,630 \leq h_t \leq 0,945$ on prend $h_t = 80 \text{ cm}$

La largeur doit être telle que $0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$
soit $24 \leq b \leq 56$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Poutres longitudinales

portée $L = 2,70 \text{ m}$

et $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 0,18 \leq h_t \leq 0,27$
et $0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

d'après le " R P A 81 " $b \geq 20 \text{ cm}$ en zone II

On prend $b = 30 \text{ cm}$ niveau terrasse et V

$b = 25 \text{ cm}$ IV - III - II et I

donc $42,86 \leq h_t \leq 100$ on prend $h_t = 45 \text{ cm}$
 $35,71 \leq h_t \leq 83,33$

Poteaux

Pour dimensionner les poteaux, nous allons d'abord procéder à une descente de charge pour déterminer la charge permanente et la surcharge revenant à chaque poteau de l'ossature. La section est déterminée à partir de la formule suivante.

$B' = b, h_1$ B' = section du béton
 $b, h_1 \geq K' \frac{N'}{\sigma_{28}}$ N' = effort normal total
 σ_{28} = résistance nominale à la compression
 $K' = 4$ pour la zone II

Pour le poteau le plus sollicité

$N' = G + 1,2P = 96,4 \text{ t}$

$40 \times 60 = 2400 = B' \geq \frac{4 \cdot 96,4}{270} = 1428$ la condition est

vérifiée

Nous garderons les dimensions prises par l'architecte.

CHARGES ET SURCHARGES

1°) CHARGES PERMANENTES

PLANCHER TERRASSE

Gravillons (5cm)	90kg / m ²
Étanchéité multicouche (10cm).....	10kg / m ²
Pave vapeur.....	5kg / m ²
Liège (4cm)	16kg / m ²
Pare vapeur.....	5kg / m ²
Forme de pente.....	220kg / m ²
Table de compression + hourdis (16+5)...	290kg / m ²
Enduit en plâtre (2cm).....	30kg / m ²

G = 666kg / m²

Plancher étage courant

Carrelage (2cm)	44kg / m ²
Mortier de pose (2cm)	40kg / m ²
Sable (2cm)	34kg / m ²
Table de compression + hourdis (16+5)...	290kg / m ²
Enduit en plâtre (2cm).....	30kg / m ²
Cloisons.....	75kg / m ²

G = 513kg / m²

Partie escalier

Dans cette partie les planchers sont constitués de dalles pleines d'épaisseur c = 15 cm .
d'ou nous avons pour :

- Plancher terrasse G_T = 751 kg / m
- Plancher étage courant G_c = 598 kg / m

Plancher du R D C

Carrelage (2cm).....	44kg / m ²
Mortier de pose (2cm).....	40kg / m ²
Dalle pleine (c = 20 cm)	500kg / m ²
Cloisons	75kg / m ²

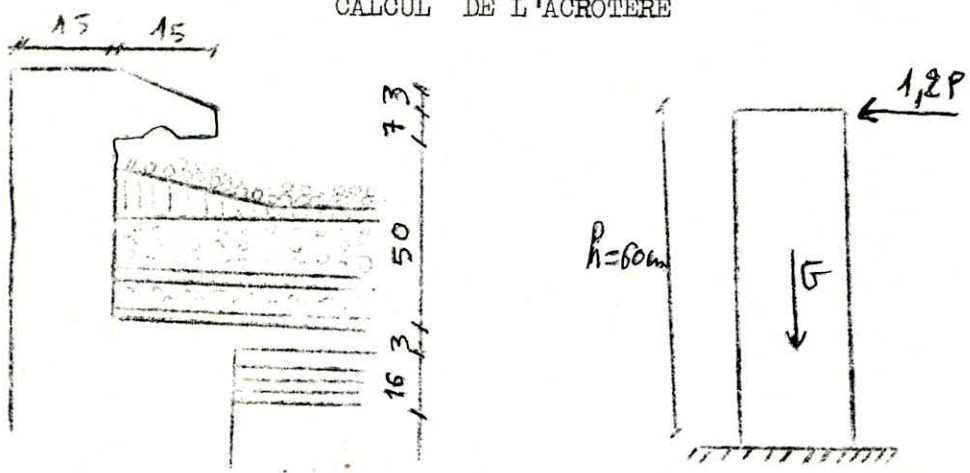
G = 659kg / m²

2°) Surcharges d'exploitation

Terrasse inaccessible.....	100kg / m ²
5eme étage.....	175kg / m ²
Plancher courant.....	250kg / m ²
Plancher R D C	250kg / m ²
Escalier	400kg / m ²
Acrotéve.....	100kg / m ²
Balcon	350kg / m ²

**— CALCUL DES
ELEMENTS —**

CALCUL DE L'ACROTÈRE



L'acrotère est considérée comme une console encastree dans le plancher terrasse. La section dangereuse est celle de l'encastrement dans laquelle agissant les efforts suivants: Le poids propre (G) et la surcharge (P) due a la main courante .

$G = 0,6 \times 0,15 \times 2,5 \times 1 = 0,225 \text{ t / ml}$
 $p = 0,100 \text{ t / ml}$

pour le calcul on considere un metre d'acrotère d'ou la section rectangulaire de dimension $b \times h_t$

Le poids propre produit un effort de compression (n)
 La surcharge produit dans la section dangereuse un moment (M)



Le calcul se fait en flexion composée par metre lineaire on utilisera la methode de § charon .

Section rectangulaire : 100 x 15
 Effort normale : $N = G = 0,225 \text{ t/m}$
 moment flechissant : $M = 1,2 \times 0,1 \times 0,6 \approx 0,072 \text{ t m/ml}$
 l'excentricite : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,072 \text{ t}^2}{0,225} = 32 \text{ cm}$

$$e = \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$e_0 > e$ la section est partiellement comprimée
 La détermination des sections d'armatures se fera par la methode du moment fictif.

Calcul du moment flechissant par rapport aux aciers tendus
 $M = n.f$
 avec $f =$ distance du centre de gravité des aciers tendus au centre de pression

$$f = e * \left(\frac{ht}{2} - d \right) = 32 + \frac{15}{2} - 2 = 37,5 \text{ cm}$$

$$M = n.f = 0,225 \times 37,5 \text{ t}^2 = 0,084 \text{ t;m}$$

.../...

Calcul du moment résistant du béton

$$M_{ab} = \frac{1}{2} \bar{\sigma} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha}^2 b \quad \text{avec } \bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} = 0,4242$$

$$= 4,24 \text{ t.m}$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,4242}{3} = 0,8586$$

M = 0,084 t m ⇒ M_{ab} > M ⇒ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Calcul des aciers tendus

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M puis on déduit la section due à la flexion composée

soit A = A₁ = $\frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$M = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,084 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00266 \rightarrow \xi = 0,9763$$

$$k = 196$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{196} = 14,28 \text{ kg/cm} \rightarrow A' = 0 \text{ vérifié}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\alpha} b} = \frac{0,084 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,4242 \cdot 13} = 0,236 \text{ cm}^2 \text{ section fictive}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,236 - \frac{0,225 \cdot 10^3}{2800} = 0,156 \text{ cm} \text{ section réelle}$$

A étant très petite, on adoptera une armature minimale imposée par le CCBA68 (Art 52)

condition de non fragilité (Art 52)

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 13 \cdot 100 - \frac{2800}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 5 T 6 par mètre linéaire soit A = 1,41 cm²

l'espacement étant de e=20 cm.

Art. 57.33 CCBA68 stipule que dans un hourdis ne supportant que des charges et surcharges uniformément réparties, l'écartement des armatures ne doit dépasser:

3 fois l'épaisseur de l'hourdis, ni 33 cm pour les armatures disposées suivant la petite portée

4 fois l'épaisseur de l'hourdis, ni 45 cm pour les armatures disposées suivant la grande portée

$$3 h_o = 3 \times 15 = 45 \text{ cm} \text{ et } 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$4 h_o = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \text{ et } 45 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

c'est vérifié.

L'acrotère étant exposée aux intempéries et aux variations de températures on prévoit des armatures (armatures de peau) dont la section et prise égale à 0,5 % de la section de béton.

Condition de non fissuration

$$w_f = \frac{A}{S_f} = \frac{1,41}{100 \times 2,2} = 0,003525 = 3,52 \cdot 10^{-3}$$

K = 1,5 10⁶ (fissuration prejudiciable l'acrotère et exposée aux intemperies)

n = 1,6 (ACIER de H.A)
ø = 6 mm

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{w_f}{1+10w_f} = 1,510^6 \cdot \frac{1,6}{6} \times \frac{0,0035}{1+0,035} = 1352,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1}{\phi} \sqrt{k n \sigma_b} \right) = 2,4 \left(\frac{1,510^6 \cdot 1,6 \cdot 1,9}{6} \right) = 36.86,95 \text{ kg/cm}^2$$

Ja < Max (σ1, σ2) la condition de non fissuration est vérifiée

vérification de l'effort tranchant

$$A \sigma_a \geq T - \frac{M}{Z}$$

$$A \sigma_a = 1,41 \times 2800 = 3948 \text{ kg}$$

$$T - \frac{M}{Z} = 262,5 - \frac{8400}{\frac{7}{13} \cdot 8} = 475,96 \text{ kg} < 0$$

$$\Rightarrow A \sigma_a = 3948 > T - \frac{M}{Z}$$

c'est vérifiée à l'effort tranchant.

Vérification au seisme

Les acrotères sont soumises à des sollicitations horizontales de direction quelconque agissant seuls

$$F_h = G W$$

G = coefficient sismique local uniforme donné par la formule
G = 0,20 + 0,10 α

W = G poids propre de l'acrotère

$$\alpha = 1,5 \rightarrow G = 0,35 \quad W = 0,125 \text{ t/ml}$$

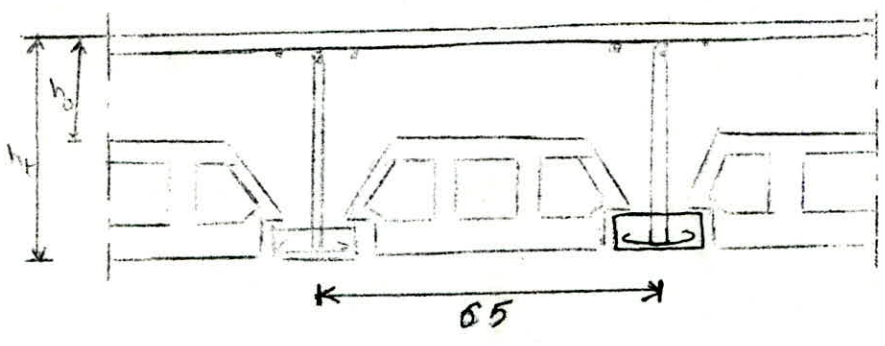
$$F_h = 0,35 \times 0,125 = 0,044 \text{ t/ml}$$

cette valeur trouvée est faible par rapport a la surcharge majorée

$$F_h = 0,044 \text{ t/ml} < 1,2 P = 0,120 \text{ t/ml}$$

donc l'acrotère peut reprendre cet effort Fh

Calcul des poutrelles



Le plancher qu'on utilise sera en corps creux pour le niveau terrasse et les 5 niveaux courants (16 + 5): pour tous les

plancher.
 Les poutrelles seront préfabriquées, elles sont calculées sous les sollicitations du 1ere genre (G + 1,2 P)
 La surface revenant à chaque poutrelle est 0,65 x L les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée et ceci pour reduire la flèche.
 Le calcul des poutrelles se fera en 2 étapes

1 ere étape :

Avant le coulage du béton (table de compression). La poutrelle est considerée comme simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre, à celui du hourdis et à la surcharge due à l'ouvrier.

2eme étape

Après le coulage et durcissement de la table de compression la poutrelle travaillera comme une poutre en Té reposant sur plusieurs appuis.

1ere étape de calcul

Schema statique



Poids propre de la poutrelle	$0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
Poids du corps creux (16 cm → 95 kg/m ³)	$0,65 \cdot 95 = 62 \text{ kg/ml}$
Surcharge due à la main d'oeuvre majorée	$1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ kg/ml}$
	$q = 152 \text{ kg/ml}$

Le moment maximal en travée

$$M_0 = q \frac{L^2}{8} = 152 \cdot \frac{2,7^2}{8} = 138,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Effort tranchant maximal :

$$T = q \frac{L}{2} = 152 \cdot \frac{2,7}{2} = 205,2 \text{ kg}$$

Détermination des armatures (P. ch)

$$\mu = \frac{15 M_0}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 138,51 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 1,5458 \rightarrow k = 3$$

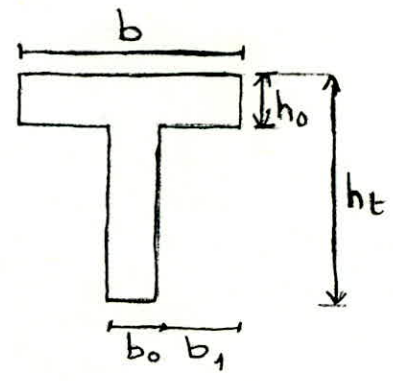
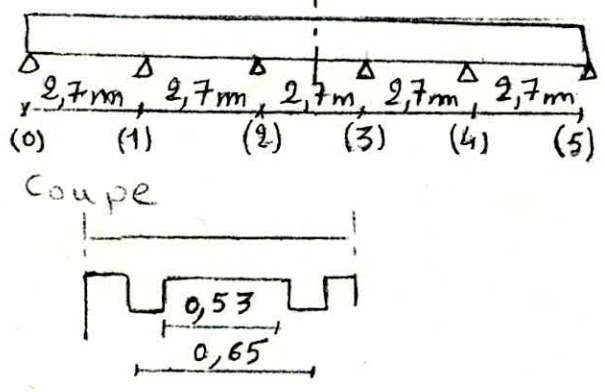
$$\epsilon = 0,7222$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{3} = 933,33 \text{ kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Alors les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible hauteur de la poutrelle, ces armatures ne pourront pas être placées. On prévoira alors un échaffaudage destiné à aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

2 eme étape de calcul

Schema statique :



Détermination de la Largeur "b" de la table de compression
 $L' = 0,53 \text{ m}$: distance entre 2 faces voisines (art 25.31 CCBA68)
 de 2 nervures consécutives

$L = 2,30 \text{ m}$: portée libre de la poutre entre nus des appuis

$h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la table de compression

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \ll \frac{L'}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \ll \frac{L}{10} = \frac{230}{10} = 23 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (30 \div 40) \text{ cm}$$

on prend donc $b_1 = 23 \text{ cm}$, $b = 2 \cdot 23 + 12 = 58 \text{ cm}$

Détermination des moments flechissants et des efforts tranchants
 La longueur des travées est constante. On applique pour cela la formule des trois moments et ceci 2 fois car on a 4 inconnues dont 2 sont egales 2à2. Ce qui réduit le nombre des inconnues à 2. ($M_0 = M_5, M_1 = M_4, M_2 = M_3$)

$$L_i M_{i+1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_{i+1}M_{i-1} = 6 E I (\varphi_{ie} - \varphi_{iw})$$

pour une charge uniformément répartie on a :

$$\varphi_{ie} = \varphi_{iw} = - \frac{\alpha L^3}{24 E I}$$

entre 0 - 1: $M_0 + 4 M_1 + M_2 = -q \frac{L^2}{2}$
 1 - 2: $M_1 + 4 M_2 + M_3 = -q \frac{L^2}{2}$
 $4 M_1 + M_2 = -q \frac{L^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = -\frac{4}{19} q \frac{L^2}{2} \\ M_2 = -\frac{3}{19} q \frac{L^2}{2} \end{array} \right.$

Les moments en travée seront déterminés en utilisant les relations suivantes :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} x \text{ avec } \mu(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

plancher	Etage courant 1-1	Etage courant 5-5	Terrasse
$q = 6 + 1,2 P$ [kg/m]	528,45	470,00	511,00
M_1 [kg.m]	-405,52	-300,66	-392,13
M_2 [kg.m]	-304,14	-270,50	-294,10

$$M(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} x$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L}{2} - q x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T(x) = 0 \text{ pour } x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L}$$

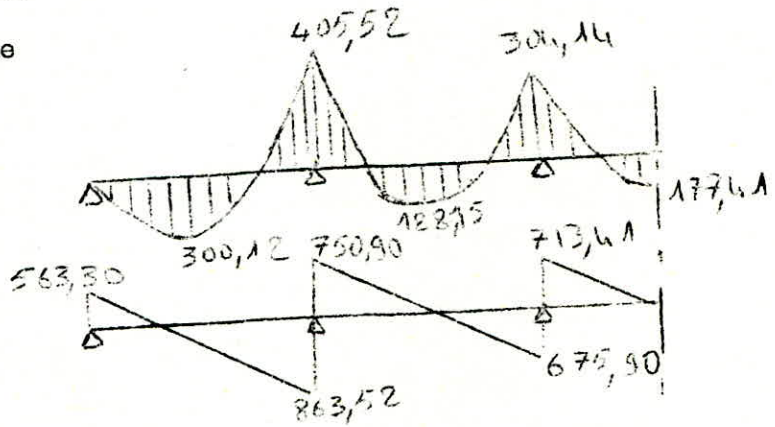
Travée	x [m]	$M(x)$ 1-4 (kg.m)	$M(x)$ [kg.m] 5	M_0 [kg.m] Terrasse	$T(x=0)$ $T(x=2,7)$	$T(x=0)$ $T(x=2,7)$	$T(x=0)$ $T(x=2,7)$
0-1	1,06	300,12	266,93	290,21	653,30 -863,52	500,92 -768,10	566,63 -335,08
1-2	1,42	128,15	114,00	123,82	750,90 -673,00	667,89 -651,11	726,16 -653,56
2-3	1,35	177,41	157,80	171,55	713,41 713,41	636,50 636,50	689,85 689,85

Diagrammes

niveau etage courant

1 ere — 4 éme

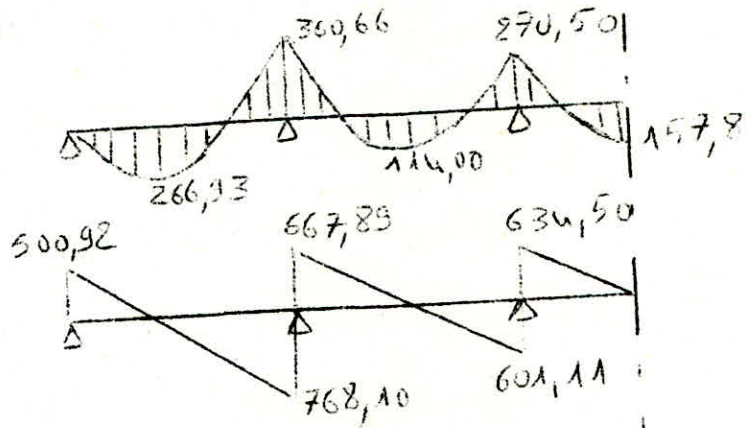
(M)



niveau etage courant

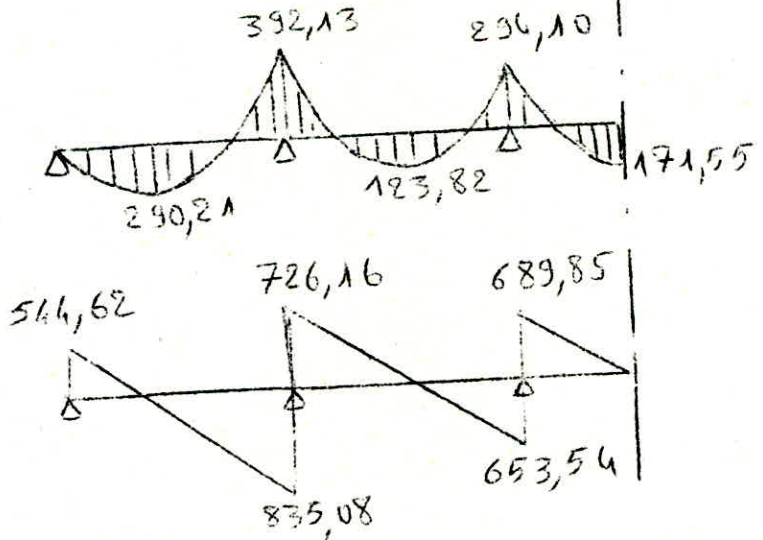
5 éme

(M)



niveau terrasse

(M)



Plancher courant 1 - 4
Calcul des armatures longitudinales

$$M_t = M_{\max} (\text{travée}) = 300,2 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_a = -405,32 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

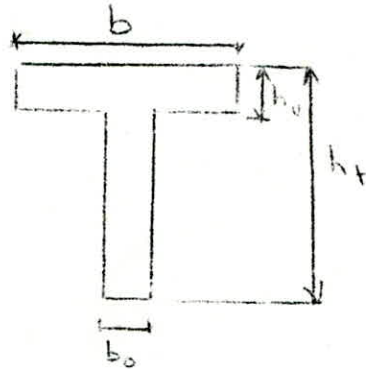
$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b = 58 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 2 \text{ cm} ; h = h_t - d = 21 - 2 = 19 \text{ cm}$$



en travée

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 300,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 58 \cdot 19^2} = 0,0077 \rightarrow \begin{matrix} k = 111 \\ \varepsilon = 0,9603 \\ \alpha = 0,1190 \end{matrix}$$

$$y = \alpha h = 0,119 \cdot 19 = 2,26 \text{ cm} < h_0$$

\Rightarrow section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{111} = 25,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a h \varepsilon} = \frac{300,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9603 \cdot 19} = 0,59 \text{ cm}^2$$

on prend : 3 T 8 — 1,50 cm²
sur appui

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = 15 \cdot \frac{405,52 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 19^2} = 0,0502 \rightarrow \begin{matrix} k = 38,2 \\ \varepsilon = 0,9060 \\ \alpha = 0,2820 \end{matrix}$$

$$y = \alpha h = 0,282 \cdot 19 = 5,358 > 5 \text{ cm} = h_0$$

section rectangulaire $b_0 \times h_t$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{405,52 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,906 \cdot 19} = 0,84 \text{ cm}^2$$

on prend : 3 T 8 — 1,50 cm²

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38,2} = 73,3 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Section d'acier entravée

plancher	M ₀ [kg.m]	M	K	α	ε	σ _b	α h	A _{ca} [cm ²]	A _{ch} [cm ²]
étage couv. 4-6	300,12	0,0077	111	0,1120	0,9503	73,32	3,26	0,59	3T8 1,50
5 ^e étage	267,0	0,0068	113	0,1113	0,9623	73,53	3,13	0,52	3T8 1,50
Terrasse	290,21	0,0074	114	0,1163	0,9612	74,56	3,21	0,58	3T8 1,50

section d'acier sur appui

plancher	M ₀ [kg.m]	M	K	α	ε	σ _b	α h	A _{ca} [cm ²]	A _{ch} [cm ²]
étage couv. 1-4	405,52	0,0502	38,2	0,2820	0,9060	73,30	5,36	0,84	2T10 1,57cm ²
étage couv. 5 ^e	360,66	0,0416	41,0	0,2678	0,9108	68,30	5,10	0,74	2T10 1,57cm ²
Terrasse	392,10	0,0485	39,0	0,2778	0,9074	71,79	5,28	0,81	2T10 1,57cm ²

Verification :

verification des contraintes

en travée : A = 1,50 cm

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,5}{58 \cdot 19} = 0,136 \rightarrow k = 67,0, \epsilon = 0,9390$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{300,12 \cdot 10^2}{1,5 \cdot 0,939 \cdot 19} = 1121,46 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1121,46}{67} = 16,74 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

sur appui A = 1,57 cm²

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{12 \cdot 19} = 0,696 \rightarrow k = 26,3, \epsilon = 0,8789$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{405,52 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,8789 \cdot 19} = 1546,75 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{15 \cdot 46,75}{26,3} = 58,81 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité

En travée

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 58 \cdot 19 = 1,07 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

sur appui

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} b_0 h = 0,69 \frac{5,9}{4200} 12 \cdot 19 = 0,22 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Condition de non fissuration

En travée : 3 T 8

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,50}{2 \cdot 2 \cdot 58} = 0,0065$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{k \frac{n}{\phi} \sigma_b} \right) = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} \right) = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0065}{1 + 0,065} = 1830,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min(\sigma_1, \sigma_2) = \min(1830,98, 3193) = 1830,98 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration

Vérification de l'adhérence (art 29 CCBA68)

$$\tau_d = 2 \psi_d \sigma_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ad} = \frac{T_{\max}}{n p z} = \frac{863,52}{2 \pi \cdot 1,7 \cdot 19} = 8,27 \text{ kg/cm}^2 < \tau_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche (art 58.4 CCBA68)

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \quad M_t = 309,12 \text{ kg.m} \quad M_0 = q \frac{l^2}{8} = 528,45 \frac{2,7}{8} = 177,15 \text{ kg.m}$$

$$h_t \geq \frac{M_t \cdot l}{15 M_0} = \frac{309,12 \cdot 2,70}{15 \cdot 177,15} = 11,22 \text{ cm vérifiée } h_t = 21 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t = 21 \geq \frac{270}{22,5} = 12 \text{ cm vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{36}{4200} 12 \cdot 19 = 1,95 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

ces 3 conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est inutile.

Calcul des armatures transversales (art 25 CCBA68)

Les armatures transversales seront calculées avec T max. Elles seront gardées pour toutes les poutrelles.

Nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne. Pour cela on fait la vérification suivante

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

d : étant la contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_b = \frac{T \max}{b_0 \cdot Z} \quad T \max = 863,52 \text{ kg}, b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 19 = 16,625 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{863,52}{12 \cdot 16,625} = 4,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \cdot 45,52 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 19^2} = 0,0502 \quad k = 38,2$$

$$\epsilon = 0,9060$$

$$\alpha = 0,2820$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38,2} = 73,30 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

d'où on vérifie que $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$

$$\text{donc } \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{73,30}{68,85}\right) 5,9 = 20,27 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 4,33 \text{ kg/cm} < 20,27 \text{ kg/cm}$ c'est vérifiée

On choisit un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}$ (Nuance F.E 24)

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}; \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{4,33}{9 \cdot 5,9}\right)$$

$$\rho_{at} = \max(0,67, 0,92) = 0,92; \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 2400 = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t Z \bar{\sigma}_a}{T \max} = \frac{1 \cdot 16,625 \cdot 2208}{863,52} = 42,51 \text{ cm}$$

cet écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par le CCBA68 art 52

$$t = \max(t_1, t_2) \quad t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ cm}$$

$$t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{4,33}{5,9}\right) 19$$

$$t_2 = 14,82 \text{ cm}$$

$\bar{t} < t$ donc on prendra l'écartement admissible donné par le CC BA 68

d'où on prend $t = 14 \text{ cm}$

Armatures transversales

plancher	T_{max} [kg]	Σb [kg/cm]	Πa [kg/m]	μ	k	σ'_b [kg/cm ²]	$\bar{\Sigma} b$ [kg/cm ²]	Φ, A adoptés
Etage desurvent 1-4	263,52	4,33	405,52	0,0502	38,2	73,30	20,27	$\Phi 8$ 1cm ²
5ème	768,1	3,85	360,66	0,0416	41,0	68,30	68,30	$\Phi 8$ 1cm ²
Terrasse	835,08	1,18	392,13	0,0485	39,0	71,79	71,79	$\Phi 8$ 1cm ²

Ferrailage de la table de compression

La table de compression sera armée par un treillis soudé (quadrillage) $\phi 5$ dont les dimensions ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures .

On adoptera un treillis soudé de 20 x 20 en $\phi 5$ soit 5 $\phi 5$ par ml ; $A = 0,98 \text{ cm}^2$

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

l'écartement entre axes des nervures étant compris entre 50 et 80 cm ($L_n = 65 \text{ cm}$)

Armatures perpendiculaire aux nervures

$$A_{\perp \text{ nerv}} \geq \frac{43 \cdot L_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

Armatures perallèles aux nervures

$$A_{// \text{ nerv}} \geq \frac{A_{\perp \text{ nerv}}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$5 \phi 5 \text{ par ml} \rightarrow A = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp \text{ nerv}} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad 0,527 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

$$A_{// \text{ nerv}} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

Ferrailage de la dalle du R.D.C

La dalle est en BA d'épaisseur 20 cm, posée sur hourdis, sera ferrillée par un treillis soudé (quadrillage) $\phi 8$ de 15 x 15 en deux nappes.

Calcul des escaliers

La cage d'escalier est située à l'extrémité du bâtiment.
Les escaliers que nous étudions sont à paillasse adjacentes.

Caracteristiques geometriques :

- h = 15 cm contre marche
- g = 30 cm marche

l'inclinaison est donnée par : $\sin \alpha = \frac{h}{g} = \frac{15}{30} = 0,5$ $\cos \alpha = 0,894$

- les dimensions des marches et contre marches doivent verifiées les conditions suivantes: (relation de blonde):

- g = 30 cm > h = 15 cm verifiée
- $59 \leq g+2h = 60 \leq 64$ verifiée

l'épaisseur de la paillasse est determinée par la double enegalité suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = 330 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 16,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

Charges et surcharges:

* Paillasse :

- charges permanentes :
poids propre de la paillasse : $\frac{0,15 \cdot 2500 \cdot 1}{0,894} = 419,46 \text{ kg/ml}$

Poids propre des marches : $\frac{0,15 \cdot 2200 \cdot 1}{2} = 165 \text{ kg/ml}$

Carrelage = mortier : = 84 kg/ml
enduit en platre (2cm)..... = 30 kg/ml

G = 689,46 kg/ml

- Surcharge : P = 400 kg/ml

$\rightarrow q_1 = G + 1,2 P = 1,18 \text{ T /ml}$

* Palier :

- charges permanentes :

Poids propre du palier : $0,2 \cdot 2500 \cdot 1 = 500 \text{ kg/ml}$
carrelage + mortier = 84 kg/ml
enduit en platre..... = 30 kg/ml

G = 614 kg/ml

- surcharge : P = 400 kg / ml

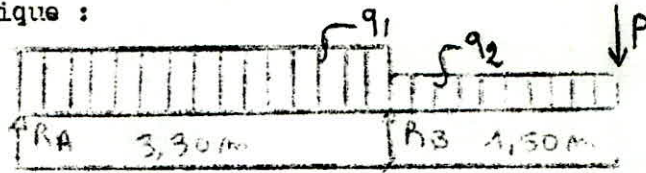
$q_2 = G + 1,2 P = 1,09 \text{ T /ml}$

Charge concentrée d'ue au mur exterieur en brique creuse de (10 + 5 + 10) de densité 1400 kg/m³ sur une hauteur de h = 3,60 m .

Le calcul des excaliers est fait pour 1 m d'emmarchement donc :
pour une bande de 1m : P = 1400 X (0,1+0,1) X 3,6 X 1 = 1008 kg

$\rightarrow P = 1 \text{ t}$

Schema statique :



$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A \cdot 3,3 = 1,18 \frac{3,3^2}{2} + 1,09 \cdot 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 3,3 \right) + 1(1,5 + 3,3)$$

$$R_A = 5,11 \text{ t}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B \cdot 3,3 = 1,18 \frac{3,3^2}{2} - 1,09 \frac{1,5^2}{2} - 1 \cdot 1,5$$

$$R_B = 1,12 \text{ t}$$

Calcul des efforts :

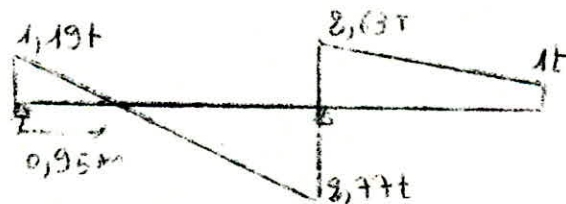
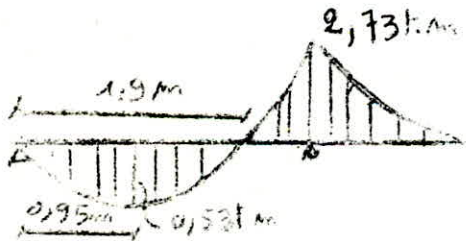
$$- 0 \leq x \leq 3,3 \text{ m} \quad M(x) = -1,18 \frac{x^2}{2} + 1,12 x$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = M(0,95) = 0,53 \text{ t.m} \\ M(0) = 0 \\ M(x) = 0 \rightarrow x = 1,9 \text{ m} \\ M(3,3) = -2,73 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 1,12 - 1,18 x$$

$$\begin{cases} \cdot x = 0 \rightarrow T = 1,12 \text{ t} \\ \cdot x = 3,3 \rightarrow T = -2,77 \text{ t} \\ \cdot x = 0,95 \rightarrow T = 0 \end{cases}$$

$$- 0 \leq x \leq 1,5 \text{ m} \quad \begin{cases} M(x) = -P x - q_2 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = P + q_2 x \end{cases} \quad \begin{matrix} x=0 \rightarrow \begin{cases} T(x) = 1 \text{ t} \\ M(x) = 0 \text{ t.m} \end{cases} \\ x=1,5 \rightarrow \begin{cases} M(x) = -2,73 \text{ t.m} \\ T(x) = 2,63 \text{ t} \end{cases} \end{matrix}$$



Ferraillage de la pailleasse :

en travée. $M_t = 0,85 \cdot 0,53 = 0,45 \text{ t.m}$

$b = 100 \text{ cm}$, $h_t = 15 \text{ cm}$, $h = 13 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b \cdot h^2} = 0,0142 \xrightarrow{P.ch} k = 79,5$$

$$\epsilon = 0,9471$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{75,5} = 35,22 \text{ kg/cm} < 137,7 \text{ kg/cm} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot h} = 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Appui A : $M_a = 0,3 \cdot 0,53 = 0,159 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,00504 \rightarrow \frac{k = 140}{\epsilon = 0,9677} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{140} = 20 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$A = 0,451 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Appui B : $M_B = 2,73 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0864 \rightarrow \frac{k = 27,2}{\epsilon = 0,8815}$$

$$\sigma'_b = 102,94 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 8,508 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T12} = 9,04 \text{ cm}^2$$

Verifications :

1 - Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \text{ lah} \frac{\sigma_a}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

2 - les contraintes :

$$A = 2,51 \text{ cm}^2; M_t = 0,450 \text{ t.m}$$

$$w = \frac{100}{100} \cdot \frac{2,51}{13} = 0,192 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_a = \frac{M_t}{A \epsilon h} = \frac{0,450 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,9291 \cdot 13} = 1484,33 \text{ kg/cm} < 2800 \text{ kg/cm} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 26,74 \text{ kg/cm} < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

3 - condition de non fissuration

T₂ : $A = 2,51 \text{ cm}$ - en travée

$$\tilde{w}_g = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \cdot 2,2} = 0,0063$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \sigma_a}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_g}{1 + 10 \tilde{w}_g} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0063}{1 + 0,063} = 1777,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{k_2 h \sigma_a}{\phi}} \right) = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8}} \right) = 3129,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3129,99 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_a$$

vérifiée.

Appui A : $A = 2,01 \text{ cm}$; $w_g = \frac{2,01}{100 \cdot 2 \cdot 2} = 0,005025$

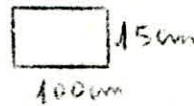
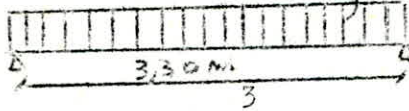
$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,005025}{1+0,005025} = 1435,37 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{8}} \right) 5,9 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$

4 - verification de la flèche:

$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow A < \frac{100 \cdot 13 \cdot 43}{4200} = 13,3 \text{ cm}$ vérifiée

$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$; $h_t = 15 \text{ cm}$; $\frac{330}{16} = 20,6 \text{ cm}$ non vérifiée



$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 2,8125 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$E = E_d = 7000 \left(\sqrt[4]{1,2 \cdot 28} \right) = 126000 \text{ bars} = 128520 \text{ kg/cm}^2$

$f = \frac{5qL^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1,18 \cdot 10 \cdot 330^4}{384 \cdot 128420 \cdot 2,8125 \cdot 10^4} = 0,5 \text{ cm}$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \rightarrow f = 0,5 \text{ cm} < 0,66 \text{ cm}$ — vérifiée

5 - verification au cisaillement :

$T_{max} = 2,77 \text{ t}$; $\tau_d = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2,77 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{13 \cdot 7}{8}} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d \leq 1,15 \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}$ vérifiée

6 - effort tranchant à l'appui:

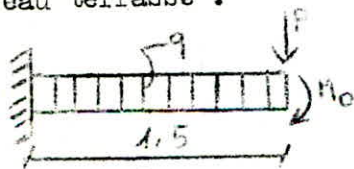
$M_{aA} = -0,159 \text{ t.m}$

$A \bar{\tau}_a = 2,01 \times 2800 = 5628 \text{ kg} > 1,12 \cdot 10^3 - \frac{0,159 \cdot 10^5}{13 \cdot \frac{7}{8}} = -277,80 \text{ kg}$
vérifiée

Ferraillage des piliers :

on a des piliers en console avec une charge concentrée à l'extrémité due au poids du mur qui se repose dessus cette charge concentrée est différente suivant l'étage considéré.

1 - Niveau terrasse :



$b = 100 \text{ cm}$, $h_t = 15 \text{ cm}$

$P = 0,225 \text{ t}$

$q = 0,871 \text{ t/ml}$

$M_0 = 0,072 \text{ t.m}$

$M = -(PL + \frac{qL^2}{2} + M_0) = -1,39 \text{ t.m}$

$$M = \frac{15.1,39.10^5}{2800.100.13} = 0,0440 \longrightarrow k = 0,9112$$

$$\xi = 0,9112$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{41,3} = 67,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1,39.10^5}{2800.0,9112.13} = 4,19 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \text{ T } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Verifications :

a - contraintes : $A = 4,71 \text{ cm}^2$, $M = 1,39 \text{ t.m}$

$$W = \frac{100}{b.h} \quad A = \frac{100}{100.13} \cdot 4,71 = 0,363 \longrightarrow k = 38,6$$

$$\xi = 0,9067$$

$$\sigma_a = \frac{1,39.10^5}{4,71.0,9067.13} = 2503,72 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2503,72}{38,6} = 64,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

b - condition de non fissuration

$$\tilde{w}_g = \frac{A}{B F} = \frac{4,71}{2.2.100} = 0,0117$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0117}{1 + 0,117} = 2513,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5.10^6 \cdot 1,6}{10}} \right) \cdot 5,9 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée

c - condition de non fragilité

$$\rho = \frac{Lx}{l_y} = \frac{1,5}{3,10} = 0,483$$

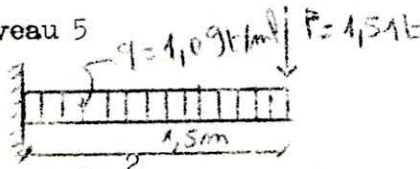
$$A_x \geq \frac{0,54.100}{2} \cdot 13 (2 - 0,483) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 1,49 \text{ verifiée}$$

d. flèche : (art. 61.22 CCBA68)

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \frac{0,85 M_x}{M_x} = 0,0425 \text{ verifiée}$$

$$\tilde{v}_v = \frac{A}{bh} = \frac{4,71}{100.13} = 0,0036 < \frac{20}{4200} = 0,00476 \text{ verifiée}$$

2eme Niveau 5



$$h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow h = 18 \text{ cm}$$

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

$$M_{\max} = - \left(\frac{q}{2} + p l \right) = - 3,49 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0577 \xrightarrow{P.ch} \begin{matrix} k = 35,1 \\ \xi = 0,9002 \end{matrix}$$

$$\sigma_b^i = \frac{2800}{35,1} = 79,77 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{3,49 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9002 \cdot 18} = 7,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T } 12 = 7,96 \text{ cm}^2$$

Verifications:

a - contraintes : $A = 7,96 \text{ cm}^2$; $M = - 3,49 \text{ t.m.}$, $\mu = 0,441$

$$\xrightarrow{K = 34,4} \xi = 0,8988$$

$$\sigma_a = \frac{3,49 \cdot 10^5}{7,96 \cdot 0,8988 \cdot 18} = 2710,04 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ -verifiée}$$

$$\sigma_b^i = \frac{2710,04}{34,4} = 78,78 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée}$$

b - condition de non fissuration

$$\tilde{w}_y = 0,0199 ; \sigma_1 = 3319,43 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$$

max (')

verifiée

c - condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{1,5}{2,9} = 0,48 > 0,4 \quad A_x \geq 1,88 \rightarrow \text{verifiée}$$

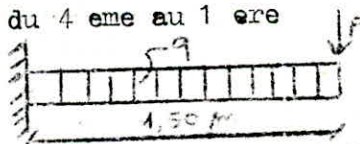
d - verification de la fleche :

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{20}{150} = 0,133 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,85 M_x}{M_x} = 0,0425$$

verifiée

$$\tilde{w}_b = \frac{A}{bh} = \frac{7,96}{100 \cdot 18} = 0,00442 \leq \frac{20}{4200} = 0,00476$$

- 3 Niveau du 4 eme au 1 ere



$$q = 1,09 \text{ t} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$p = 1 \text{ t} \quad h_t = 20 \text{ cm}, h = 18 \text{ cm}$$

$$M = - \left(\frac{q l^2}{2} + p l \right) = - \left(1,09 \frac{1,5^2}{2} + 1 \cdot 1,5 \right) = - 2,73 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,045 \xrightarrow{k = 40,8} \xi = 0,9104$$

$$\sigma_b^i = \frac{2800}{40,8} = 68,63 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 5,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

Verifications :

a - verification de la contrainte

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\tilde{w}_t = 0,376} k = 37,7$$

$$\xi = 0,9051$$

$$\sigma_a = \frac{2,73 \cdot 10^5}{18 \cdot 6,78 \cdot 0,9051} = 2471,5 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2471,5}{37,7} = 65,56 \text{ kg / cm}^2 < 137,7 \text{ kg / cm}^2$$

b - condition de non fissuration :

$$\sqrt{w_{\text{ser}}} = \frac{6,78}{100 \cdot 2 \cdot 2} = 0,01695$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,01695}{1 + 10 \cdot 0,0169} = 2898,7 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 5,9 \right) = 2524,3 \text{ kg / cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2898,7 \text{ kg / cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg / cm}^2 \text{ vérifiée}$$

c - verification de la fleche:

$$\frac{h_0}{L_x} = \frac{20}{150} = 0,133 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = 0,0425 \text{ vérifiée}$$

$$w_0 = \frac{6,78}{100 \cdot 18} = 0,00376 < \frac{20}{4200} = 0,00476 \text{ vérifiée}$$

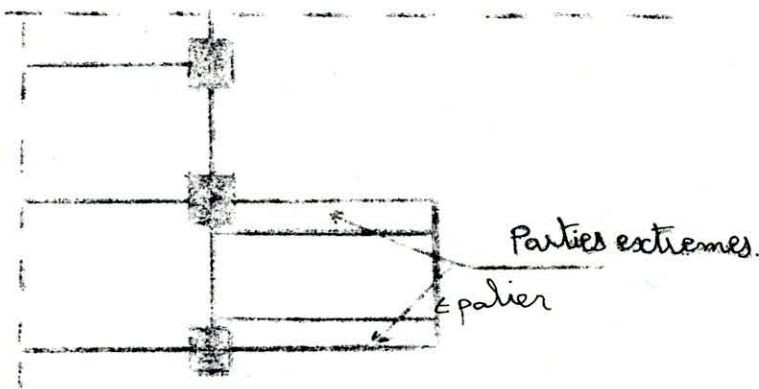
d - condition de non fragilité :

$$\xi = \frac{L_x}{l_y} = \frac{1,5}{3,10} = 0,483$$

$$A_x \geq 0,54 \cdot \frac{100}{2} \cdot 15(2 - 0,483) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 1,59 \text{ cm}^2$$

vérifiée

N.B :



La partie externe est renforcée avec des aciers étant donné qu'elle supporte un mur en briques creuses.

Les calculs ont donné :

Pour le 5^{ème} niveau une section d'acier de:

$$11,67 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

Pour les niveaux du 4^{ème} au 1^{ère} " " " " " " :

$$8,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

Les poutres palieres

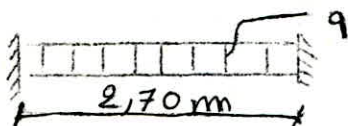
1 - la poutre moyée : 25 x 30

Cette poutre est considerée comme étant semi-encastree sur les poutres principales. Sa portée est de 2,70 m. elle sera sollicitée par :

- son poids propre : $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 187,5 \text{ kg/ml}$
 - reaction R_A de la paillasse : $= 1120 \text{ kg/ml}$
 - Carrelage + mortier : $= 84 \text{ kg/ml}$
-
- $G = 1391,5 \text{ kg/ml}$

Surcharge : $P = 400 \text{ kg/ml}$

$q \approx G + 1,2 P = 1,87 \text{ t/ml}$



Moment flechissant :

$M_{ap} = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = 0,511 \text{ t.m}$

$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 1,448 \text{ t.m}$

$T = q \frac{l}{2} = 1,87 \cdot \frac{2,7}{2} = 2,52 \text{ t}$

Calcul des armatures longitudinales

- en travée : $M_t = 1,448 \text{ t.m}$ (methode de P.charon)

$b = 25 \text{ cm}, h_t = 30 \text{ cm} \rightarrow h = 28 \text{ cm}$

$\mu = 0,0394 \rightarrow \begin{cases} k = 44,2 \\ \epsilon = 0,9155 \end{cases} \quad \sigma'_b = \frac{2800}{44,2} = 63,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 2,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- aux appuis : $M_a = 0,511 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0139 \rightarrow \begin{cases} k = 80,5 \\ \epsilon = 0,9471 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{80,5} = 34,78 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{0,511 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9471 \cdot 28} = 0,687 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Verifications :

a - contraintes;

* en travée $M_t = 1,48 \text{ t.m}$ $A = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,14}{25 \cdot 28} = 0,450 \longrightarrow k = 34$$

$$\xi = 0,8980$$

$$\sigma_c = \frac{M}{A \xi h} = \frac{1,48 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 0,8980 \cdot 28} = 1874,55 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\sigma'_c = \frac{1874,55}{34} = 55,13 \text{ kg/cm} < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

* Aux appuis :

$M = 0,522 \text{ t.m}$ $A = 3,14$
 $\tilde{\omega} = 0,448 \longrightarrow K = 34,1, \xi = 0,8982$

$$\sigma_a = \frac{0,522 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 0,8982 \cdot 28} = 661,01 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$= \frac{661,01}{34,1} = 19,38 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

b - fissuration

travée : $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{b f} = \frac{3,14}{25 \cdot 4} = 0,0314$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0314}{1 + 0,314} = 5735,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} \right) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ vérifiée

Appui $\omega_f = \frac{3,14}{25 \cdot 4} = 0,0314 \longrightarrow \sigma_1 = 5735,16 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$
 $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ vérifiée

c - fleche : $A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 25 \cdot 28}{4200} = 7,17 \text{ cm}^2$ vérifiée

d - condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \frac{\sigma_{en}}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 25 \cdot 28 \frac{5,9}{4200} = 0,678 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

e - effort tranchant : $M_a = 0,522 \text{ t.m}$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,14 \cdot 2800 = 8792 \text{ kg} > T + \frac{M}{Z} = 2520 - \frac{0,511 \cdot 10^5}{28 \cdot \frac{7}{8}} = 434,98 \text{ kg}$$

vérifiée

transversalement on prend des cadres et des atrières de $\emptyset 8$ avec $e = 10 \text{ cm}$ aux appuis et 15 cm en travée.

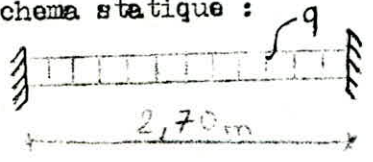
2^{es} poutre palière : 25 x 30

elle est sollicitée par :

- son poids propre: 187,5 kg/ml
 - la réaction Rb dû à la pailasse et au palier: 5410 kg/ml
 - carrelage + mortier: 84 kg/ml
-
- G = 5682 kg/ml

Surcharge P = 400 kg / ml q = 6,16 t/ml

Schema statique :



moment flechissant : $M_{ap} = 0,3 M_0 = 0,3 q \frac{l^2}{8} = 1,68 \text{ t.m}$
 $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 4,77 \text{ t.m}$
 $T = q \frac{l}{2} = 8,31 \text{ t}$

calcul des armatures longitudinales :

* en travée : $M_t = 4,77 \text{ t.m}$ (methode de P.ch)

$b = 25 ; h = 28 ; h_t = 30 \text{ [cm]}$

$\mu = 0,130 \longrightarrow k = 20,8$
 $\epsilon = 0,8603$ $\sigma'_b = 134,6 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$
 $\longrightarrow A' = 0$

$A = 6,04 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \text{ T } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

* aux appuis : $M_{ap} = 1,624 \text{ t.m} \longrightarrow \mu = 0,0443 \longrightarrow k = 41,2$
 $\epsilon = 0,9111$
 $\sigma_b = 67,96 < \sigma'_b \longrightarrow A' = 0$
 $A = 2,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ T } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$

verification :

1 - contraintes :

en travée : $M_t = 4,77 \text{ t.m} ; A = 6,16 \text{ cm}^2$

$\tilde{\omega} = \frac{100}{b} \cdot \frac{A}{h} \longrightarrow k = 22,6$
 $\epsilon = 0,8671$

$\sigma_a = 2493,95 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}$ vérifiée

$\sigma'_b = 127,27 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

aux appuis : $M_a = 1,624 \text{ t.m} ; A = 3,08 \text{ cm}^2$

$\tilde{\omega} = \frac{100}{25} \cdot \frac{3,08}{28} = 0,44 \longrightarrow k = 34,4$
 $\epsilon = 0,8988$

$\sigma_c = \frac{1,624 \cdot 10^5}{3,08 \cdot 0,8988 \cdot 28} = 2095,14 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 60,90 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

2 - fissuration :
travée : $\omega_f = \frac{A}{Bf} = \frac{6,16}{25,4} = 0,0616$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 16}{14} \cdot \frac{0,0616}{1 + 10 \cdot 0,0616} = 6534,65 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14}} \right) \cdot 5,9 = 2413,65 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 653,65 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a$

Appui :
 $\omega_f = \frac{3,08}{25,4} = 0,0308$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \cdot \frac{0,0308}{1 + 10 \cdot 0,0308} = 4036,69 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14}} \right) \cdot 5,9 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4036,69 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

3 - verification de la fleche:

$A \leq 43 \frac{b \cdot h}{4200} = 43 \cdot \frac{25,28}{4200} = 7,16 \text{ cm}^2$ vérifiée

4 - condition de non fragilité

$A \geq 0,69 \cdot 25,28 \frac{5,9}{4200} = 0,68 \text{ cm}^2$ vérifiée

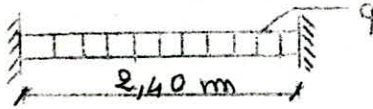
5 - effort tranchant :

$A \bar{\sigma}_a = 3,08 \cdot 2800 \geq T + \frac{M}{Z} = 8310 - \frac{4,77 \cdot 10^5}{4}$

$8624 \text{ kg} \geq - 4986,16 \text{ kg}$ vérifiée

Calcul des dalles

La trame contenant les escaliers est constituée de planchers en dalles pleines. Le calcul de ces dalles sera fait pour une bande de 1 mètre de large



1 - niveau terrasse :

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

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

$$q = 0,87 \text{ t./ml}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \frac{ql^2}{8} = 0,188 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \frac{ql^2}{8} = 0,53 \text{ t.m}$$

en travée :

$$\mu = 0,0168 \text{ --- } \begin{cases} k = 72,3 \\ \varepsilon = 0,9427 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{72,3} = 38,73 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ --- } 5 \text{ T } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

A l'appui :

$$\mu = 0,00596 \text{ --- } \begin{cases} k = 128 \\ \varepsilon = 0,9650 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{128} = 21,87 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 0,54 \text{ cm}^2 \text{ --- } 5 \text{ T } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures ^{de répartition} transversales on prend des T 8 avec un espacement de 30 cm

Verification :

a - contraintes :

$$\text{en travée : } A = 2,51, \omega = \frac{100}{b h} \cdot A = \frac{2,51}{13} = 0,193 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9289 \\ k = 55,4 \end{cases}$$

$$\sigma_a = 1748,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1748,59}{55,4} = 31,56 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

à l'appui : $A = 2,51 \text{ cm}^2, W = 0,193 \rightarrow k = 55,4$
 $\epsilon = 0,9289$

$\bar{\sigma}_a = 620,25 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 11,2 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$

b - condition de non fissuration :

$\bar{\omega} = \frac{2,51}{100 \cdot 2 \cdot 2} = 0,00627$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 1,6}{8} \frac{0,00627}{1 + 10 \cdot 0,00627} = 1770 \text{ kg/cm}^2$

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

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

c - condition de non fragilité : (art 52.2 CCBA 68)

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,4}{7,81} = 0,307$

$A_x \geq b \cdot h_x \frac{L_x}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$

$A_x \geq 100 \cdot 13 \cdot \frac{0,54}{2} (2 - 0,307) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 1,66 \text{ vérifiée}$

d - verification de la fleche : (art 61 - 22 CCBA68)

$\frac{h_0}{L_x} = \frac{15}{240} = 0,0625 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,0425 \text{ vérifiée}$

$\bar{\omega}_0 = \frac{2,51}{100 \cdot 13} = 0,0019 < \frac{20}{4200} = 0,00476$

il est inutile de vérifier la fleche puisque ces 2 conditions sont vérifiées.

2 - Niveau etage courant:

$h_t = 15 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$q = 1,08 \text{ t/ml}$

$M_{\text{appui}} = 0,3 M_0 = 0,3 q \frac{l^2}{8} = 0,233 \text{ t.m}$

$M_{\text{travée}} = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 0,661 \text{ t.m}$

en travée :

$\mu = 0,02095 \rightarrow k = 63,7$
 $\epsilon = 0,9365$

$\bar{\sigma}'_b = 43,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

$A = 1,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 T 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

sur appui :

$\mu = 0,00740 \rightarrow k = 114$
 $\epsilon = 0,9612$

$\bar{\sigma}'_b = 24,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

$A = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 T 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

repartition
Pour les armatures transversales on prend des T8 avec e = 30 cm

Verifications :
a contraintes
en travée

$$A = 2,51 \text{ cm}^2; \tilde{\omega} = 0,193 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9289 \\ k = 55,4 \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} \sigma_a &= 2180,79 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a && \text{verifiée} \\ \sigma'_b &= 39,36 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b && \text{verifiée} \end{aligned}$$

sur appui :

$$A = 2,51 \text{ cm}^2; \tilde{\omega} = 0,193; \begin{matrix} \epsilon = 0,9289 \\ k = 55,4 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = 768,72 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \text{ verifiée}$$

$$\sigma'_b = 13,87 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b \text{ verifiée}$$

b - condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = 2142,1; \sigma_2 = 2855,9, \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,9 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée

c - condition de non fragilité : (art 52.2 CCBA68)

$$f = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,4}{4,56} = 0,526$$

$$A \geq 100 \cdot 13 \cdot \frac{0,54}{2} (2 - 0,526) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 1,45 \text{ cm}^2 \text{ verifiée}$$

d - verification de la fleche :

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{15}{240} = 0,0625 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,0425 \longrightarrow \text{verifiée}$$

$$\tilde{\omega}_0 = \frac{A}{\sigma_{th}} = \frac{2,51}{100 \cdot 13} = 0,0019 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,0047 \longrightarrow \text{verifiée}$$

Ces 2 conditions étant vérifiées il est inutile de faire une verification de fleche.

CALCUL DES ENCORBELLEMENTS

Notre bâtiment comporte des balcons ordinaires de forme rectangulaire. Le balcon est dans le sens longitudinal. Les balcons sont en dalle pleine d'épaisseur (15) cm ces balcons sont encastres dans les poutres longitudinales.

An niveau terrasse

Les dalles sont de dimension 1,5 X 13,5 (m)

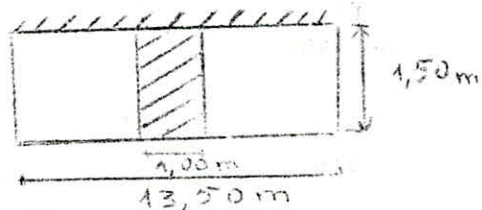
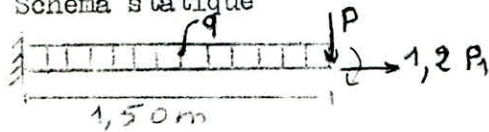
Au 5eme niveau

Les 2 balcons sont de dimension 1,65 X 13,5 (m) avec un garde corps en béton de 90 CM de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

L'étude des balcons se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

Niveau terrasse

Schema statique



Evatuation des charges et surcharges

Poids propre de la dalle:	$2500 \times 0,15 \times 1,00 = 375$ kg/ml
Enduit en platre (2cm)	$1500 \times 0,02 \times 1,00 = 30$ kg/ml
Gravillons (5cm)	$1800 \times 0,05 \times 1,00 = 90$ kg/ml
Etancheite multicouches (10cm)	$100 \times 0,10 \times 1,00 = 10$ kg/ml
Pare vapeur	= 5
Liege (4cm)	$400 \times 0,04 \times 1,00 = 16$
Forme de pente	= 220
	G = 746 kg/ml

Surcharge

$P = 100$ kg/ml

d'où la charge q est :

$q = G + 1,2 p = 746 + 1,2 \cdot 100 = 866$ kg/ml

charge concentrée due au garde corps

$q = 2500 \times 0,6 \times 0,1 \times 1,00 = 150$ kg

Effet de la main courante

Il se produit par une force de 100 kg/ml agissant en haut sur le garde corps à 0,60 m dans le sens horizontal son effet est remplacé par un moment m_0 agissant à l'extrémité libre de la bande

$m_0 = 1,2 \times 100 \times 0,6 \times 1,00 = 72$ kg.m

donc le schéma statique pour un mètre linéaire



$q = 866$ kg/ml
 $p = 150$ kg/
 $m_0 = 72$ kg/m

La section dangereuse est celle de l'encastrement où les efforts sont maximums

;;;/....

$$M = - \left(q \frac{l^2}{2} + pl + m_0 \right) = - \left(886 \frac{1,5^2}{2} + 150 \times 1,5 + 72 \right)$$

$$M = - 1271,25 \text{ kg.m}$$

Ferraillage est donné par la méthode de P. Charron
Armatures principales.

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad M = - 1271,25 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{mM}{bh^2} = \frac{15 \cdot 1271,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0403 \longrightarrow k = 43,6$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1271,25 \cdot 10^2}{3,82 \cdot 2800 \cdot 0,9147 \cdot 13} = 64,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{64,22}{43,6} = 1,47 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{1271,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9147 \cdot 13} = 3,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend 5 T10} \longrightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{écartement est de } t = 20 \text{ cm} < 3 H_t = 45 \text{ cm (CCBA 68 art. 57,33)}$$

Armatures de repartition

Elles sont perpendiculaires aux armatures principales et ont une section comprimée entre le 1/4 et le 1/2 de celle des armatures principales

$$\text{On prend donc: } A_{rep} = \frac{A_{prin}}{2} = \frac{3,92}{2} = 1,96 \text{ cm}^2 \text{ soient}$$

$$\longrightarrow 4 \text{ T 8 } A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'écartement } t = 25 \text{ cm} < 4t = 60 \text{ cm (CCBA 68 art. 57,33)}$$

Armatures transversales

l'effort tranchant maximum au niveau de l'appui est

$$T_{max.} = q \frac{l}{2} + p = 886 \frac{1,5}{2} + 150 = 799,5 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max.}}{b \cdot z} = \frac{799,5}{100 \cdot 7,13} = 0,703 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b = 1,15 \cdot 0,703 = 0,808 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \implies$ les aciers transversaux sont inutiles
(pour les dalles pleines les armatures transversales sont inutiles)

Vérification des contraintes

$$M = 1271,25 \text{ kg.m} \quad A = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 13} = 0,301 \longrightarrow k = 43$$

$$\epsilon = 0,9138$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1271,25 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9138 \cdot 13} = 2729,92 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2729,92}{43} = 63,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de nonfragilité (Art. 52 CCBA 68)

.../...

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

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,25 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T + \frac{M}{z} = 799,5 - \frac{1271,2510^2}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0$$

verifié

donc on n'a pas l'effet de traction au niveau de l'appui

Vérification de la fissuration

$$T 10 \quad A = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{bF} = \frac{3,92}{100 \times 2 \times 2} = 0,0098$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{KM}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10 \tilde{\omega}_f} = 1,510^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,0098}{(1+0,0098)} =$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2142,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,65,9}{10}} =$$

$$= 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

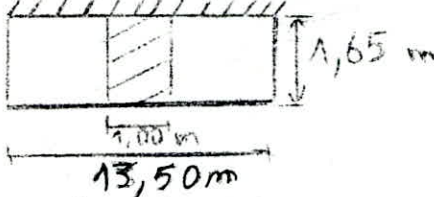
$$\bar{\sigma}_a = \min; (\bar{\sigma}_a, \text{Max. } (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2))$$

$$= \min. (2800; 2855,89) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée.

Ferrailage du garde corps du 5^{ème} niveau
 On adopte un ferrailage parfait
 dont les armatures principales sont
 T8 avec e = 15 cm.
 et les armatures de répartition
 φ 8 avec e = 15 cm

5eme Niveau



Charge et surcharge

Charge permanente:

Poids propre de la dalle	: 2500 x 0,15 x 1 =	375 kg/ml
Carrelage	(2cm).....	44
Mortier depose	(2cm).....	40
Sable	(2cm).....	34
Enduit en platre	(2cm).....	30

G = 523 kg/ml

Surcharge..... P = 350 kg/ml

d'ou q = 523 + 1,2 . 250 = 943 kg/ml

Charge concentree due au garde corps

p = P₁ + P₂ = 2500 x 0,9 x 0,1x1 + 2100 x 0,2 x 0,25x1 = 330kg

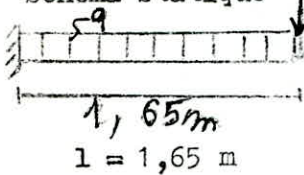
Effet de la main courante

100 kg/ml ----- M_o = 1,2x100 X 0,9 X 1 = 108 kg m

Schema statique p = 330 kg

q = 943 kg/ml

M_o = 108 kg.m



La section dangereuse est celle de l'encastrement, où les efforts sont maximums

$$M = - (q \frac{l^2}{2} + pl + M_o) = - (943 \cdot \frac{1,65^2}{2} + 330 \cdot 1,65 + 108)$$

M = -1936,16 kg.m

M = - 1936,16 kg.m

Ferraillage

Armatures Principales

b = 100 cm, h = 15 - 2 = 13 cm M = - 1936,16 kg.m

$$\mu = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} = \frac{15 \cdot 1936,16 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,061 \rightarrow k = 33,8$$

ε = 0,8975

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{33,8} = 82,84 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_b'$$

A' = 0

.../....

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{1936,16 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8975 \cdot 13} = 5,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < \begin{cases} 3 h_t \\ 33 \text{ cm} \end{cases} = 45 \text{ cm}$$

Armature de répartition

Elle sont perpendiculaire aux armatures principales et ont une section comprimée entre le $\frac{1}{4}$ et le $\frac{1}{2}$ de celle des

armatures principales on prend donc

$$A_{rep} = \frac{A_{pri}}{2} = \frac{6,78}{2} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 > \frac{A_{rep}}{2} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$T = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} = 4 h_t \quad 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$T_{max} = q \frac{1}{2} + \bar{f} = 943 \cdot \frac{1,65}{2} + 330 = 1107,97 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{1107,97}{100 \cdot 7 \cdot \frac{13}{8}} = 0,974 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \frac{\sigma_b}{8} = 6,8 \text{ kg/m}^2$$

Les armatures principales ne sont pas necessaire

Verification de la fissuration

$$6T12 \quad A = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b z} = \frac{6,78}{100 \times 2 \times 2} = 0,0169$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,0169}{1,169} = 2891,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{k n}{\phi} \bar{\omega}_f} \right) = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 0,0169} \right) = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)) = \min(2800, 2891, 36) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

$$4T10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b z} = 0,0079$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{10} \cdot \frac{0,0079}{1,079} = 1059,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \left(\sqrt{\frac{k n}{\phi} \bar{\omega}_f} \right) = 2,4 \left(\sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 0,0079} \right) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(2800; 2855,89) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

Verification à l'effort tranchant (au niveau de l'encastrement

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} : 6,28 \cdot 2800 > 1107,97 - \frac{1936,16 \cdot 10^2}{7 \cdot \frac{13}{8}}$$

pas d'effet de traction à l'appui = -15913,21

verifié

— ETUDE AU VENT —

E T U D E A U V E N T

GENERALITES

La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

Le comportement de l'ouvrage dans la direction parallèle à l'action du vent est celui d'une console verticale encastree dans le sol soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

Pression dynamique et coefficient de pression :

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur l'une des faces d'un élément de paroi est donnée par le produit : $c \times q$
 q : pression dynamique en dan/m^2 qui est fonction de la vitesse v (m/s)

$$q = v^2 / 16,3$$

c : coefficient de pression dépendant de la disposition de la construction

Nous prendrons dans nos calculs une pression dynamique normale " q_n " et une pression dynamique extreme " q_e "
telle que $q_e = 1,75 q_n$

Actions résultantes sur les parois

La combinaison la plus défavorable des actions exterieures et interieures est exprimée par : $c = c_e - c_i$

$$\text{Action au vent : } c = 0,8 - (-0,3) = 1,1$$

$$\text{Action sous le vent : } c = -0,8$$

Effet de la hauteur q_h

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

$$q_h = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{h + 18}{h + 60} \quad \text{avec } 0 \leq h \leq 500 \text{ m}$$

q_{10} : c'est la pression qui s'exerce à une hauteur de 10 m au dessus du sol pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est de 0,50 mètres pour la zone II, q_{10} normal vaut 70 dan/m^2

$$\text{nous avons : } h = 21,6 \text{ m} \quad q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$$

$$q_h = 70 \cdot 2,5 \cdot \frac{21,6 + 18}{21,6 + 60}$$

$$q_h = 84,93 \text{ kg/m}^2$$

Effet de site k_s

Pour la zone II et un site expose les reglements donnent

$$k_s = 1,3$$

Effet de masque k_m

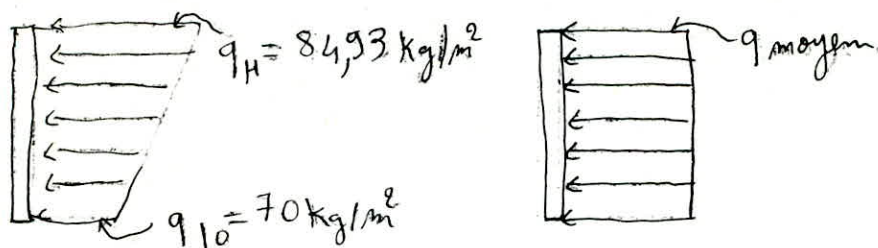
On supposera que notre ouvrage n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque
 $k_m = 1$

Effet de dimension

$$\text{hauteur } h < 30 \text{ m} \Rightarrow \int = 0,70 \quad (\text{N V 65 R III 2})$$

Surcharges dues au vent

Les résultats trouvés nous donnent une repartition trapezoidale de la pression dynamique .



On considère le diagramme moyen rectangulaire sous la pression dynamique moyenne afin de simplifier le calcul

$$q_{\text{moy}} = \frac{q_{10} + q_H}{2} = \frac{70 + 84,93}{2}$$

$$q_{\text{moy}} = 77,5 \text{ kg/m}^2$$

La pression dynamique normale est majorée par un coefficient de majoration dynamique "B" afin de tenir compte de l'effet par allée à la direction du vent

$$B = \theta (1 + \zeta \tau)$$

θ : coefficient global dépendant du type de construction

ζ : coefficient de réponse donné en fonction de la période T

τ : coefficient de pulsation à chaque niveau

Caractéristique géométriques de l'ouvrage

C'est un bâtiment considéré prismatique à base rectangulaire dont :

grand côté de la base $a = 16,60 \text{ m}$

petit côté de la base $b = 9,80 \text{ m}$

hauteur totale offerte au vent est $H = 21,60 \text{ m}$

$$B = \theta (1 + \zeta \tau) \quad \text{dans le sens long : } T_L = 0,477 \text{ s} \rightarrow \zeta = 0,2$$

$$\quad \quad \quad \text{dans le sens transv : } T_T = 0,621 \text{ s} \rightarrow \zeta = 0,4$$

$$\zeta = \max(\zeta_L, \zeta_T) = 0,4$$

ζ est donné par l'échelle fonctionnelle de

la figure R III 4

$$H = 21,60 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,342$$

$$B = 0,70$$

$$B = 0,70 (1 + 0,4 \times 0,342) = 0,796$$

$$B = (0,5 + 0,50 \theta) = (0,5 + 0,5 \cdot 0,7) = 0,850$$

$$\text{Le produit } BB' = 0,796 \times 0,850 = 0,676 < 1 \Rightarrow B B' = 1$$

Vent transversal : " Perpendiculaire à la grande face "

$$q_{nt} = q_{\text{moy}} \cdot B \cdot S_l \cdot C_s$$

$$q_{nt} = 77,5 \cdot 1,3 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot S_l$$

$$q_{nt} = 77,58 S_l \quad \text{avec } S_l : \text{surface longitudinale}$$

vent longitudinale " Perpendiculaire à la petite face "

$$q_{nl} = q_{\text{moy}} \cdot B \cdot C_s \cdot S_t$$

$$q_{nl} = 77,58 S_t \quad \text{avec } S_t : \text{surface transversale .}$$

Vent transversal

niveau	S_L [m ²]	q_{nt} [t]	cummulée q_n [t]	$q_{eE} = 1,75 q_{nt}$ [t]	Cummulée q_{et} [t]
Terrasse	29,88	2,32	2,32	4,06	4,06
V	59,76	4,64	6,96	8,12	12,18
IV	59,76	4,64	11,60	8,12	20,30
III	59,76	4,64	16,24	8,12	28,42
II	59,76	4,64	20,88	8,12	36,54
I	59,76	4,64	25,52	8,12	44,66
RDC	29,88	2,32	27,84	4,06	48,72

Vent Longitudinal

niveau	S_L [m ²]	q_{nL} [t]	cummulée q_{nL} [t]	$q_{eL} = 1,75 q_{nL}$ [t]	Cummulée q_{eL} [t]
Terrasse	17,64	1,37	1,37	2,40	2,40
V	35,28	2,74	4,11	4,79	7,19
IV	35,28	2,74	6,85	4,79	11,98
III	35,28	2,74	9,59	4,79	16,77
II	35,28	2,74	12,33	4,79	21,56
I	35,28	2,74	15,07	4,79	26,35
RDC	17,64	1,37	16,44	2,40	28,75

**— ETUDE AU
SEISME —**

ETUDE AU SEISME

L'étude au seisme sera faite suivant le R.P.A.81. Ce reglement propose d'utiliser une methode statique equivalente au lieu d'un calcul dynamique dans le cas où certaines conditions sont satisfaites. Dans notre cas on utilise la methode statique equivalente.

Action sismique "R.P.A.81"

Le reglement parasismique Algerien (R.P.A.81) suppose que toute la force sismique est provoquée lateralement. Tout batiment sera conçu et construit pour resister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule :

V = A.D.B.Q.W.
V : Force laterale totale ou effort tranchant à la base.

Determination des coefficients:
a - coefficient d'acceleration des zones "A"
ce coefficient A est une fraction de l'acceleration gravitationnelle qui depend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Groupe d'usage 2
Zone sismique II === A = 0,15

b - Facteur d'amplification dynamique moyen "D"
La determination de D depend du type du sol en fonction de la periode T du batiment, la structure etant autostable :

$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$ (formule forfaitaire)

avec : H : hauteur du batiment (acrotere non comprise)
L : dimension du batiment dans la sens de l'action sismique.

Sens longitudinal : H = 21,60 m === T = 0,09 * 21,6 / sqrt(16,6) = 0,477s
L = 16,60 m

sol ferme ---- D = 1,55

Sens transversal : H = 21,60 m === T = 0,09 * 21,60 / sqrt(9,80) = 0,621s
L = 9,80 m

D = 1,4

c - Facteur de comportement de la structure : B
La valeur de B est prise du tableau 2.R.P.A.81. Dans notre cas l'assature est constituée uniquement de poteaux et de poutres qui sont capable de reprendre la totalité des efforts d'apres le tableau 2 ossature autostable === B = 1/4

d - Facteur de qualité "Q"

Le facteur de qualité Q du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstabilité, de la surabondance du système de contrôle pendant la construction. La valeur de Q est donnée par la formule :

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

p_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

- 1- conditions minimales des files porteuses :
 - système portique: - sens longitudinal: $p_{q=1} = 0$ (critère observé)
 - sens transversal : $p_{q=1} = 0,1$ (critère non observé)

- 2 - Surabondance en plan :
 - sens longitudinal : $p_{q=2} = 0,1$ (critère non observé)
 - sens transversale : $p_{q=2} = 0$ (critère observé)

- 3 - l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité d'un étage considéré comme nulle .(le centre de gravité et le centre de rigidité coïncidé)
 - Critère observé : $p_{q=3} = 0$

- 4 - Regularité en elevation :
 - le critère est observé : $p_{q=4} = 0$

- 5 - Contrôle de qualité des matériaux
 - critère non observé : $p_{q=5} = 0,1$

- 6 - Contrôle de qualité de la construction:
 - critère non observe : $p_{q=6} = 0,1$

Valeur de Q :

- dans le sens longitudinal : $Q_l = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,3$
- Dans le sens transversal: $Q_t = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,3$

e - Poids de la structure W :

La valeur de w comprend la totalité des charges permanentes.

Determination du poids propre par niveau et par plancher:
Niveau terrasse

Plancher terrasse.....		= 139,58 t
Acrotère: 0,6.0;15.2,5 (55,2);;;.....		= 12,42 t
Poutre longitudinale: 2.0,30.0,45.2,5.13,9		= 9,38 t
Poutre transversale: 6(0,30.0,80.2,5.9,8)+(0,3.0,8.7,1.2,5)		= 39,54 t
$\frac{1}{2}$ Poteau : $\frac{1}{2}$ 14.(0,6.0,4.2,5.3,6);;;		= 15,12 t
$\frac{1}{2}$ mur extérieur		= 20,29 t
$\frac{1}{2}$ Cloison : $\frac{1}{2}$ (0,075. 134,26).....		= 5,03 t
	G	= 225,38 t

5eme niveau:

Plancher.....		= 103,22 t
Poutre longitudinale.....		= 9,38 t
Poutre transversal		= 39,54 t
1-Poteau.....		= 30,24 t
1-Mur extérieur.....		= 40,58 t
	G	= 222,96 t

4 eme niveau

Plancher.....		= 78,12 t
Poutre longitudinale;2.0,25.0,45.2,5.13,9		= 7,82 t
Poutre transversale.....		= 39,54 t
1 -Poteau.....		= 30,24 t
1 Mur extérieur.....		= 51,55 t
	G	= 207,27 t

$W = \sum W_i = 225,38 + 222,96 + 4.207,27 = 1277,42 \text{ t}$

Force sismique laterale totale V:

$V = A.B.D.Q.W.$

sens longitudinal (sens x): $V_x = 0,15 \frac{1}{4} . 1,55 . 1,3 .$

$1277,42 = 96,52 \text{ t}$

sens transversal (sens y): $V_y = 0,15 \frac{1}{4} . 1,40 . 1,3 .$

$1277,42 = 87,18 \text{ t}$

Distribution des forces laterales :

$V = \sum F_j$

dans le sens longitudinale (sens x) $\rightarrow T = 0,482 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow T_t = 0$

$V_x = \sum f_{jx}$

dans le sens transversal (sens y) $\rightarrow T = 0,632 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow T_t = 0$

$V_y = \sum f_{jy}$

avec $f_j = V \frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}$

Scisme longitudinal et transversal

niveau	W_j [t]	R_j [m]	$W_j R_j$ [t.m]	F_{jx} [t]	F_{jx}^c [t]	F_{jy} [t]	F_{jy}^c [t]
T	225,30	21,60	4866,48	28,74	28,74	25,96	25,96
V	222,90	18,00	4012,20	23,70	52,44	21,40	47,36
IV	207,20	14,40	2983,68	17,62	70,06	15,92	63,28
III	207,20	10,80	2237,76	13,22	83,28	11,94	75,22
II	207,20	7,20	1491,84	8,81	92,09	7,96	83,18
I	207,20	3,60	745,92	4,40	96,49	3,98	87,16
Σ			16337,88				

Theorie et calcul des rigidités
suivant la methode de K Muto.

Principe :

La methode de Muto est utilisée pour le calcul des ossatures poteaux poutres sous l'action du seisme; celle ci est basée sur la notion de rigidité de niveau.

Rigidité de niveau $\frac{\text{effort tranchant de niveau}}{\text{deplacement relatif de niveau}}$

Calcul des rigidités lincaires des poteaux et des poutres.

I : moment d'inertie $K_{\text{ poteau }} = \frac{(I)}{(h)} \text{ poteau}$

H : hauteur d'étage

L : portée (entre axe) $K_{\text{ poutre }} = \frac{(I)}{(L)} \text{ poutre}$

Calcul des coefficients K et des coefficients de correction a j des rigidité des poutres dans 2 sens.

Poteau interm.		Poteau de rive.	
étage courant	R.D.C	étage courant	R.D.C
$\bar{K} = \frac{1}{2K_p} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4)$	$\bar{K} = \frac{1}{K_p} (K_1 + K_2)$	$\bar{K} = \frac{1}{2K_p} (K_1 + K_2)$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$
$a = \frac{1}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{1}{2 + \bar{K}} (0,5 + \bar{K})$	$a = \frac{1}{2 + \bar{K}} (\bar{K})$	$a = \frac{1}{2 + \bar{K}} (0,5 + \bar{K})$

Rigidité corrigée d'un poteau "i" de niveau "j": "Rjⁱ"

$R_j^i = \frac{12 E}{h_j^2} a_j^i \cdot k_{pj}^i \cdot E = 21000 \sqrt{f_j'} \text{ (art. 9, 61 CC. B. A68)}$

f_j' : resistance du beton à j. jours.

Pour les betons à base de ciments de classe 325 $f_j' = 1,2 \cdot 28$

E_i = module de deformation instantanée : E_i = 21000 $\sqrt{1,2 \cdot 270}$

= 37,8 10⁴ bars
= 385,56 10⁴ T/m²

Rigidité relative de niveau corrigé d'un portique: " R_j^i "

On suppose que tous les poteaux d'un meme niveau ont le meme déplacement.

$$R_j^i = \sum_{i=1}^m R_j^i = \frac{12E}{h_j^2} \sum_{i=1}^m a_j^i \cdot k_{pj}^i$$

TOUS LES POTEAUX d'un meme niveau ont la meme hauteur.

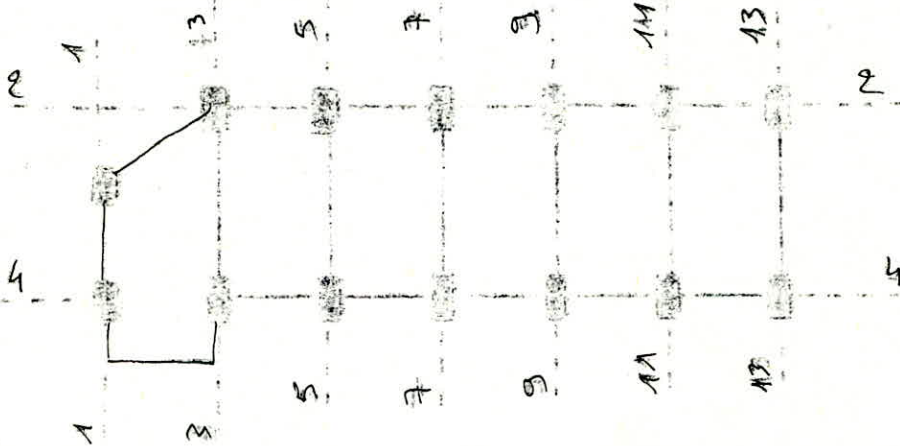
Rigidité relative d'etage " R_j " : " R_j "
 - dans le sens longitudinal (sens x): $R_{jx} = \sum_{l=1}^m R_{jxl}$

- dans le sens transversale (sens y): $R_{jy} = \sum_{t=1}^m R_{jyt}$

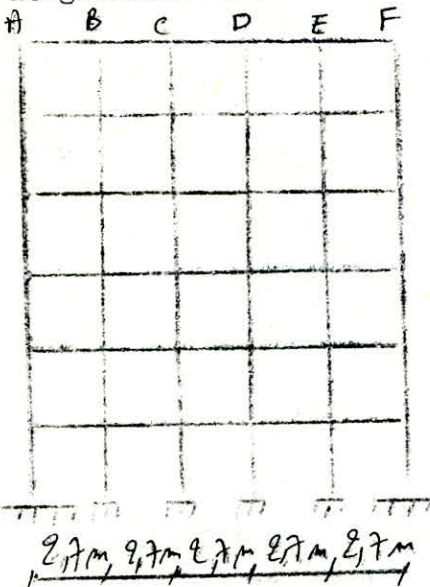
avec R_{jx}^l : rigidité relative de niveau j du portique longitudinal (l)

R_{jy}^t : rigidité relative de niveau j du portique transversal (t)

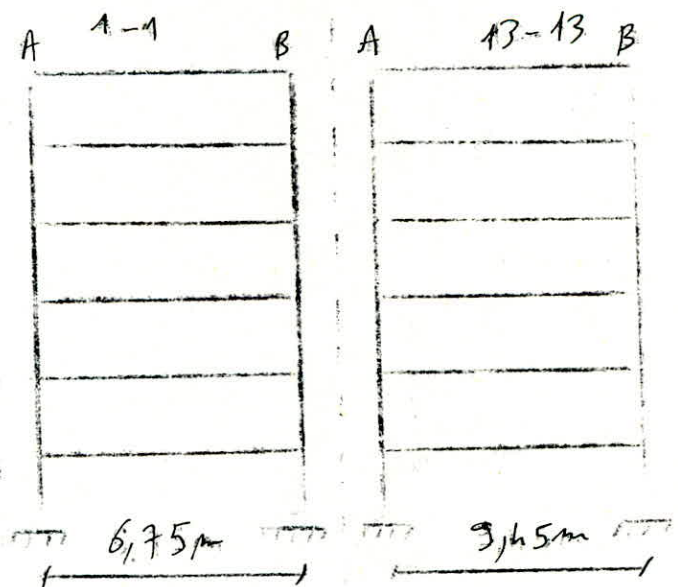
vue en plan du bâtiment : Bloc de rive



Schema du portique longitudinal 2-2



Schema du portique transversale.



Rigidité lincaire des poutres:

dans le sens longitudinal : (sens x)

- pour la terrasse et le 5eme niveau : k poutre

$$= \frac{30.45^3}{12} \cdot \frac{1}{270} = 843,7 \text{ cm}^3$$

- pour les niveaux du 4eme au 1ere : K_{poutre}

$$= \frac{25.45^3}{12} \cdot \frac{1}{270} = 703,1 \text{ cm}^3$$

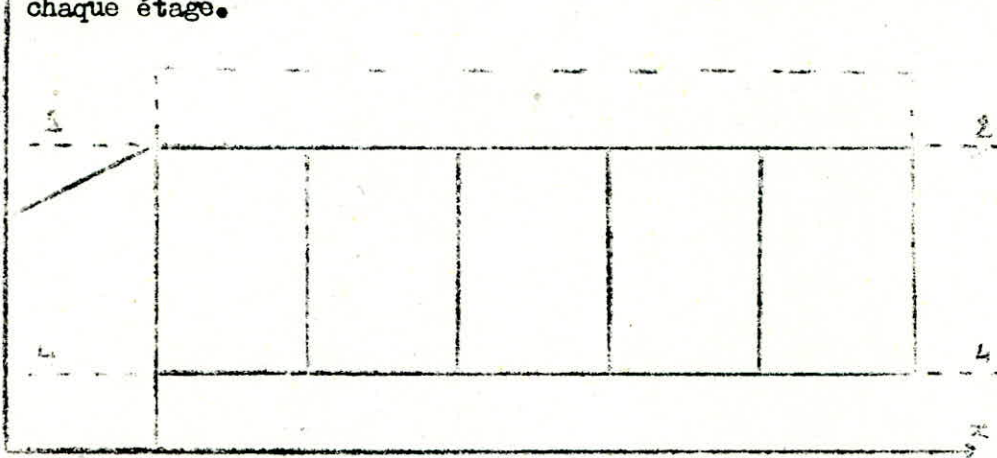
dans le sens transversal: (sens y)

$$K_1 \text{ poutre} = \frac{30.80^3}{12} \cdot \frac{1}{945} = 1354,4 \text{ cm}^3$$

$$K_2 \text{ poute} = \frac{30.80^3}{12} \cdot \frac{1}{675} = 1896,2 \text{ cm}^3$$

Etude de la torsion

determination de la position du centre de torsion pour chaque étage.



Centre de gravite "G_j"

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \quad Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$Y_G = 6,03 \text{ m}$

Le calcul se fera de la même manière pour les autres niveaux :

- Niveau 5 : $X_G = 8,30 \text{ m}$, $Y_G = 6,07 \text{ m}$

- Niveau 4-1 : $X_G = 8,09 \text{ m}$, $Y_G = 5,99 \text{ m}$

finalement on prend : $X_G = 8,10 \text{ m}$

$Y_G = 6,00 \text{ m}$

Centre de torsion :

$$X_G = \frac{\sum R_j^t \cdot x_j^t}{\sum R_j^t} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum R_j^t \cdot y_j^t}{\sum R_j^t}$$

On a :

$$X_G^{11} = -8,1m, X_G^{3-3} = -5,4m, X_G^{5-5} = -2,7m, X_G^{7-7} = 0, X_G^{9-9} = 2,7m$$

$$X_G^{11-11} = 5,4m, X_G^{13-13} = 8,1m$$

$$Y_G^{2-2} = 4,95m, Y_G^{4-4} = -4,5m$$

Calcul de X_C et Y_C

Niveau T ----- 1^{er} :

$$X_C = 0,304m = |X_G - X_C| = 0,304m$$

$$Y_C = 0,225m = |Y_G - Y_C| = 0,225m$$

Niveau R.D.C.

$$X_C = -0,134m = |X_G - X_C| = 0,134m$$

$$Y_C = -0,049m = |Y_G - Y_C| = 0,049m$$

d'après ces résultats, peut constater que y est sur la même verticale et concide avec y_G

Pour la valeur de X_C on la compare avec l'excentricité accidentelle e_{min} : $e_{min} = CG = 5\% l$

$$e_{min} = \frac{5}{100} \cdot 16,2 = 0,81m$$

$$= CG = 81cm$$

determination de la rigidité à la torsion " R_{j0} " :

$$R_{j0} = \sum R_{jy}^t [X_j^t]^2 + \sum R_{jx}^t [Y_j^t]^2$$

Considérons le nouveau repère cxy :

$$X^{1-1} = -7,29m, X^{3-3} = -4,59m, X^{5-5} = 1,89m, X^{7-7} = 0,82m$$

$$X^{9-9} = 3,51m, X^{11-11} = 6,21m, X^{13-13} = 8,91m$$

$$Y^{2-2} = 4,95m, Y^{4-4} = -4,5m$$

On a :

$$R_{50} = 45,82(729)^2 + 35,98 [(459)^2 + (189)^2 + (81)^2 + (351)^2 + (621)^2$$

$$+ (891)^2] + 82,04 [(495)^2 + (450)^2] = 1,17 \cdot 10^8 T \cdot cm$$

$$R_{50} = 45,82(729)^2 + 35,98 [(459)^2 + (189)^2 + (81)^2 + (351)^2 + (621)^2 + (891)^2]$$

$$+ 78,22 [(495)^2 + (450)^2] = 1,15 \cdot 10^8 T \cdot cm$$

.../...

$$R_{1-20} = 45,82(729)^2 + 35,98 [1555686] + 73,92 [(495)^2 + (450)^2]$$

$$= 1,13 \cdot 10^8 \text{ Tom}$$

$$R_{10} = 70,1(729)^2 + 62,68 [1555680] + 103,04 \cdot 495^2 + 110,97 \cdot 450^2$$

$$= 1,82 \cdot 10^8 \text{ T cm}$$

Calcul des efforts tranchants de niveau revenant à chaque portique :

dans le sens longitudinal:

$$T_{jx}^l = \frac{R_{jx}^l}{R_{jx}} + \frac{R_{jx}^l Y_j^l}{R_{j\theta}} Y_G$$

dans le sens transversal:

$$T_{jy}^t = \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}} + \frac{R_{jy}^t X_j^t}{R_{j\theta}}$$

$$T_{jx}^l = \frac{R_{jx}^l \cdot Y_j^l}{R_{j\theta}} X_G$$

avec $R_{j\theta}$ rigidité de torsion en chaque niveau j

Remarque :

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Calcul des déplacements relatifs de niveau "j"
dans le sens longitudinal

-52-

Portique 2-2

Portique 4-4

niveaux	R_{jx} [t/cm]	T_{jx} [t]	Δ_{jx} [cm]	$\delta_{jx} = \Delta_{jx}^c$ [cm]	T_{jx} [t]	Δ_{jx} [cm]	$\delta_{jx} = \Delta_{jx}^c$ [cm]
VI	82,04	15,10	0,184	2,709	14,37	0,175	2,618
V	78,22	27,51	0,351	2,525	26,22	0,335	2,443
IV	73,92	36,68	0,496	2,174	35,03	0,473	2,108
III	73,92	43,61	0,589	1,678	41,64	0,563	1,635
II	73,92	48,22	0,652	1,089	46,04	0,622	1,072
I	110,97	48,58	0,437	0,437	50,03	0,450	0,450

Calcul des déplacements relatifs de niveau "j"
dans le sens transversal

Portique 11-11

Portique 13-13

niveaux	R_{jy} [t/cm]	T_{jy} [t]	Δ_{jy} [cm]	$\delta_{jy} = \Delta_{jy}^c$ [cm]	T_{jy} [t]	Δ_{jy} [cm]	$\delta_{jy} = \Delta_{jy}^c$ [cm]
VI	35,98	3,97	0,110	1,473	4,14	0,115	1,399
V	35,98	7,25	0,201	1,363	7,58	0,210	1,284
IV	35,98	9,71	0,269	1,162	8,70	0,241	1,074
III	35,98	11,54	0,320	0,893	10,34	0,287	0,833
II	35,98	12,76	0,354	0,573	11,43	0,317	0,546
I	62,68	13,75	0,219	0,219	14,41	0,229	0,229

Remarque:

Les valeurs du déplacement relatif de niveau et la fleche au sommet doivent être composées avec les valeurs admissibles données par les normes.

Tous les déplacements relatifs calculés à partir des forces laterales spécifiées doivent être multipliés par le rapport $1,0/2B$ pour obtenir les déplacements relatifs.

Les déplacements relatifs lateraux d'un étage par rapport aux etages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage pour notre cas $B = \frac{1}{4}$

$$\frac{1,0}{2B} = 2 \text{ sup à } 1,0$$

Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque poteau "t_j" :

La distribution aux poteaux de l'effort tranchant T_j de niveau j revenant à un portique se fera proportionnellement aux rigidités de niveau corrigées.

ainsi les poteaux d'un même niveau ont le même déplacement ceux ci ayant la même hauteur, on aura:

$$T_j^i = \frac{a_j^i \cdot k_{pj}^i}{\sum a_j^i \cdot k_{pj}^i} \cdot T_j \quad \text{avec} \quad K_{pj} = \frac{I_{pj}^i}{h_j}$$

$$r_j^i = a_j^i \cdot k_{pj}^i \cdot \frac{12E}{h_j^2} \implies t_j^i = \frac{r_j^i}{K_{pj}^i} \cdot T_j$$

$$R_j^i = \sum r_j^i = \frac{12E}{h_j^2} \sum a_j^i \cdot k_{pj}^i$$

Comparaison des déplacements relatifs et des valeurs - 54 -
admissibles données par les normes

niveaux	Δ_{jx} [cm]	$\frac{1.0}{2B} \cdot \Delta_{jx}$	Δ_{jy} [cm]	$\frac{1.0}{2B} \Delta_{jy}$	$0,0075 h_j$
VI	0,184	0,368	0,115	0,230	2,700
V	0,351	0,702	0,210	0,420	2,700
IV	0,496	0,992	0,241	0,482	2,700
III	0,589	1,178	0,287	0,574	2,700
II	0,652	1,304	0,317	0,634	2,700
I	0,437	0,874	0,229	0,458	2,700

Calcul des efforts tranchants de niveau " j "
dans les différents poteaux : " t_j "

niveaux	Portique 2-2					Portique 13-13			Portique 11-11		
	T _{jx} [t]	F _{jx} [t/cm]	± _{jx} [t/cm]	F _{jx} [t]	± _{jx} [t]	T _{jy} [t]	F _{jy} [t/cm]	F _{jy} [t]	T _{jy} [t]	F _{jy} [t/cm]	F _{jy} [t]
VI	15,10	10,18	15,42	1,87	2,83	4,14	17,99	2,07	3,97	17,99	1,98
V	27,51	9,61	14,75	3,37	5,18	7,58	17,99	3,79	7,25	17,99	3,62
IV	36,68	8,98	13,99	4,45	6,94	8,70	17,99	4,35	9,71	17,99	4,85
III	43,61	8,98	13,99	5,29	8,25	10,34	17,99	5,17	11,54	17,99	5,77
II	48,22	8,98	13,99	5,85	9,12	11,43	17,99	5,71	12,76	17,99	6,38
I	48,58	14,66	18,43	6,91	8,68	14,41	31,34	7,20	13,75	31,34	6,87

Determination de la position des points de moments nuls:

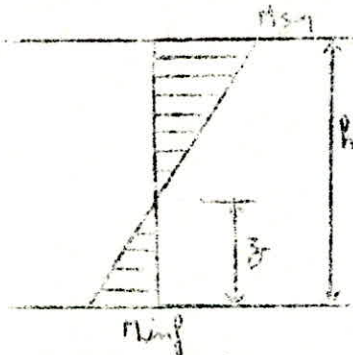
La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique elle est donnée pour chaque poteau d'un étage par :

$$Z = Y_0^h \quad \text{avec} \quad Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

Y_0 voir tableau 2 (bulletin cTc n°5)

dans notre cas Y_1 Y_2 Y_3 sont nuls

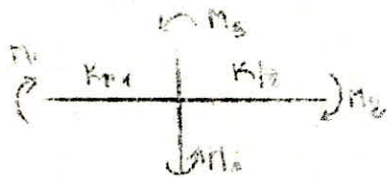
Calcul des moments revenant à chaque poteau :



$$M_{sup} = E(h-z)$$

$$M_{inf} = E.z$$

Calcul des moments revenant à chaque poutre:



$$M_1 = \frac{K_{p1}}{K_{p1} + K_{p2}} (M_s + M_i)$$

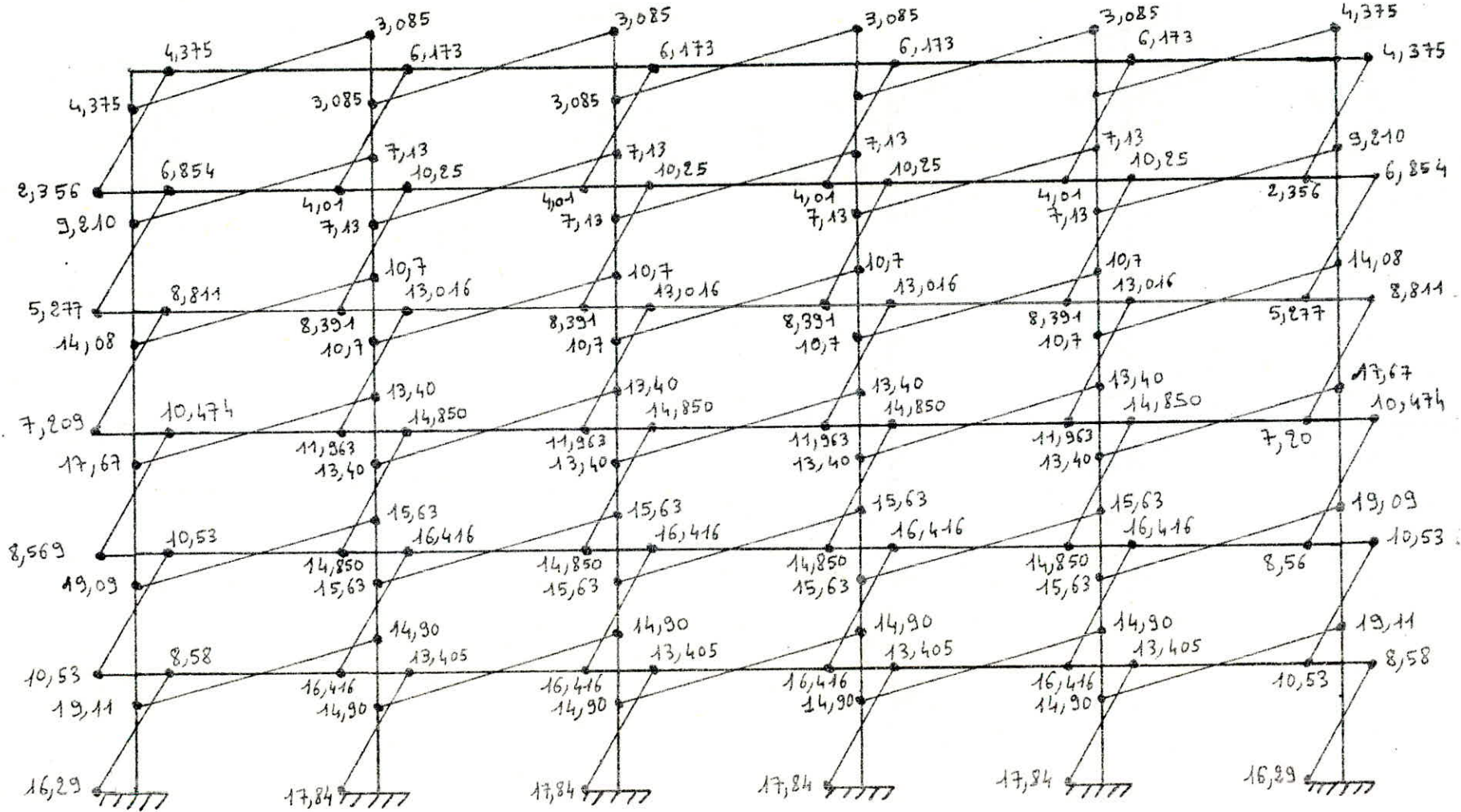
$$M_2 = \frac{K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}} (M_s + M_i)$$

$$M_h = M_s + M_i$$



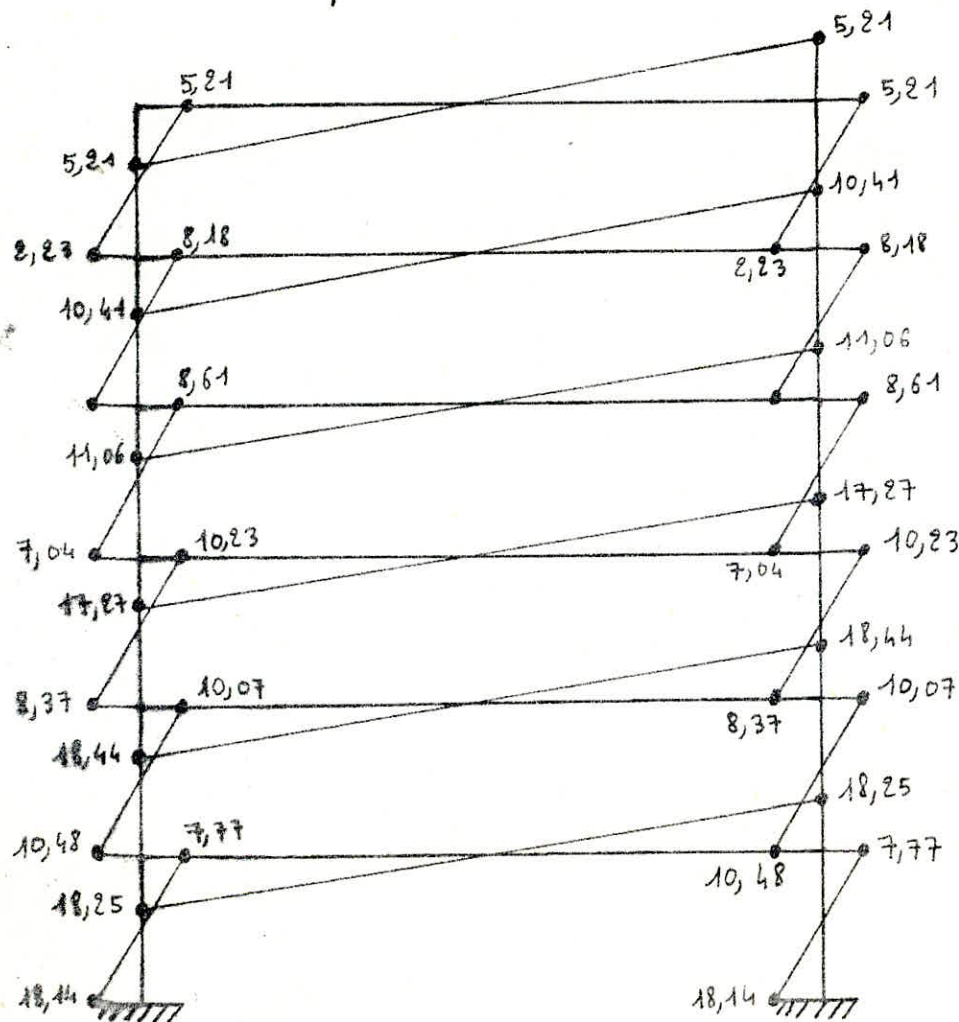
Nota : dans le cas où $K_{p1} \rightarrow K_{p2} \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,5(M_s + M_i)$

Diagramme des moments flechissants sous $S1H$: Partique longitudinal 2-2

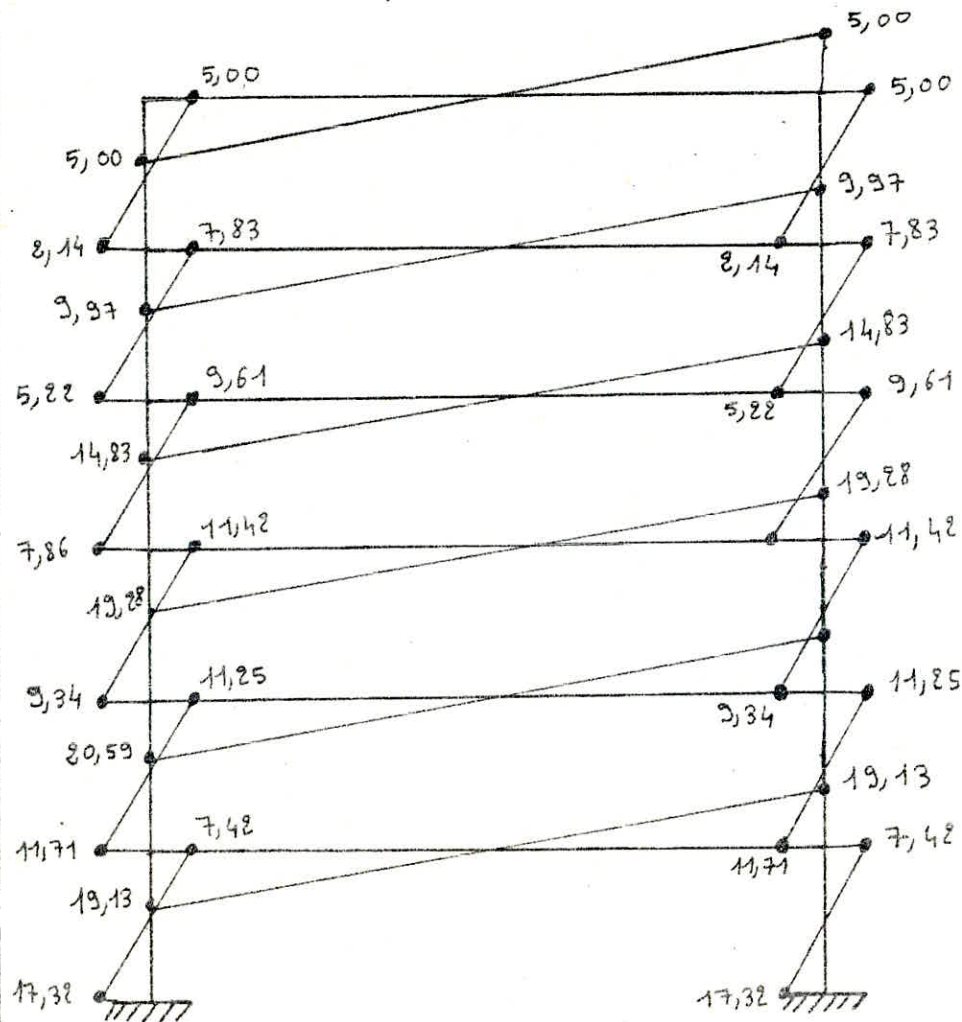


Diagrammes des moments flechissants sous STH

Portique transversal 13-13



Portique transversal 11-11.

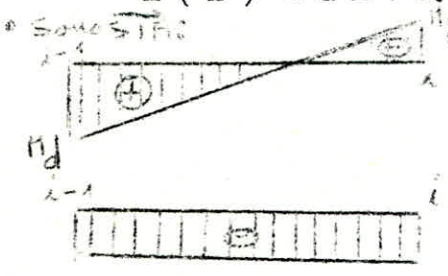


Calcul des efforts tranchants dans les poutres :
à partir des moments aux noeuds calculés précédemment on détermine les efforts tranchants dans les poutres.

Méthode de calcul :

La travée sera considérée indépendante avec les moments développés en ses noeuds, puis on détermine l'équation du moment flechissant qui peut s'écrire de la manière suivante

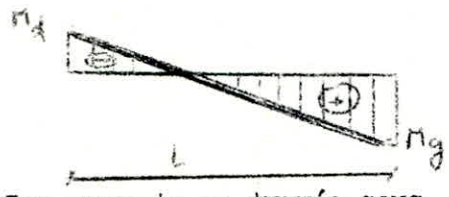
$$M(x) = ax + b.$$



• $x=0 \Rightarrow M(0) = M_d = b$
 • $x=L \Rightarrow M(L) = M_g = aL + b$
 • dér. $M(x) = -\left(\frac{M_g + M_d}{L}\right)x + M_g$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -\left(\frac{M_g + M_d}{L}\right)$$

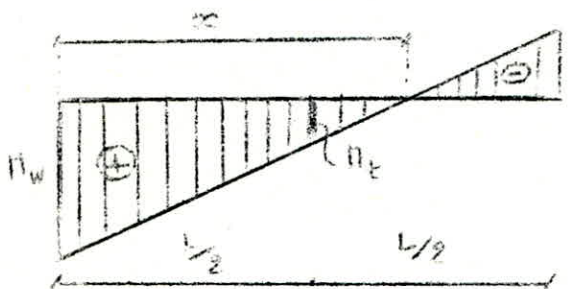
• Sous SIH



Par analogie on a :

$$T(x) = \frac{M_g + M_d}{L}$$

Les moments en travée sous SIH



• $\frac{M_w}{x} = \frac{M_e}{L-x} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} \cdot L (1)$
 • $\frac{x}{M_w} = \frac{x - L/2}{M_e} \Rightarrow M_t = M_w \left(1 - \frac{L}{2x}\right) (2)$

à partir des relations (1) et (2) :
$$M_t = \frac{M_w - M_e}{2}$$

Nota : sous SIH : le moment en travée change de signe.

Les efforts normaux dans les poteaux sous SIH:

Le poteau supportant la poutre au niveau du noeud i subira un effort normal, dont la valeur est donnée par les relations suivantes:

$$N_i = T_e^i - T_w^i$$
 au droit du poteau de la file (i)

$$N_{i+1} = T_e^{i+1} - T_w^{i+1}$$
 " " " " " " (i+1)

($T_e^i, T_e^{i+1}, T_w^i, T_w^{i+1}$ étant les valeurs algébriques)

$N_i > 0$: compression du poteau
 $N_i < 0$: traction du poteau.

**— CHARGES
VERTICALES —**

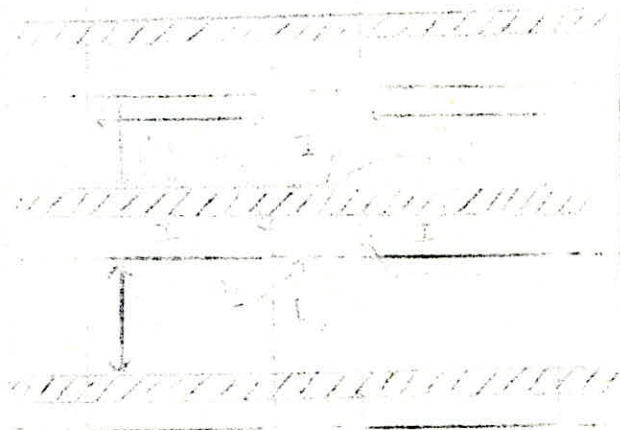
CHARGES VERTICALES

Efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales.

Exposé de la méthode de caquot.

Nous déterminons les efforts dans les portiques sous les charges verticales par la méthode de caquot qui est applicable pour notre cas. Cette méthode ne tient pas compte des déplacements relatifs des planchers. Elle s'utilise pour des éléments du plancher constitués de nervures et de poutre associées à des hourdis;

Principe.



Le principe consiste à choisir un noeud et à évaluer les moments agissants à gauche et à droite du noeud ainsi qu'en haut et en bas du noeud.

Cela en ne tenant compte que des charges des travées encadrant les noeuds.

On considère des hauteurs fictives de poteaux et également des travées fictives.

$h_n = 0,9 h$ si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher avec $h_n =$ hauteur libre

$h_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas
 $h_s = 0,8 h_s$

$l_w = 0,8 l_w$ pour les travées intermédiaires

$l_e = 0,8 l_e$

$l_w =$ portée libre de la travée gauche

$l_e =$ portée libre de la travée droite

Soient $q_w =$ charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (de même q_e sur la travée de droite).

$q_w =$ charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance a_w du nu de l'appui (q_e et a_e pour la travée de droite).

Compose :

$$M'c = qe \frac{L'e}{l'e} + L'e \quad keQe$$

$$M'w = qw \frac{L'w}{l'w} + L'w \quad kwQw$$

kw, ke sont données en fonction du rapport $\frac{aw}{l'w}, \frac{ae}{l'e}$

pour des poutres à section constante par l'échelle fonctionnelle ccba68 :

Iw, Ie, Is, In désignent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, droite du poteau supérieur.

Compose :

$$kw = \frac{Iw}{l'w} \quad ke = \frac{Ie}{l'e} \quad ks = \frac{Is}{h's} \quad kn = \frac{In}{h'n}$$

$$D = kw + ke + ks + kn$$

Les moments dans les sections dangereuses (nus d'appui) sont donnés en valeur absolue.

Au nu de l'appui de la travée de gauche : $Mw = M'e \frac{kw}{D} + M'w \frac{(1-kw)}{D}$

Au nu de l'appui de la travée de droite : $Me = M'w \frac{ke}{D} + M'e \frac{(1-ke)}{D}$

Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$Ms = \frac{(M'e - M'w)ks}{D}$$

Au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur :

$$Mn = \frac{(M'c - M'w)kn}{D}$$

Pour les traverses les moments Mc et Mw sont négatifs

a) Noeud de rive avec console.

Le noeud de rive est étudié en faisant $kw=0$ dans les formules ci dessus et en y substituant $M'w1$ à $M'w$, Mw désigne la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1.

On a donc : $Me1 = M'e1 \left(1 - \frac{ke1}{D1} \right) + M'w \frac{ke1}{D1}$

$$Ms1 = \frac{(M'e1 - M'w1) ks1}{D1}$$

$$Mn1 = \frac{(M'e1 - M'w1) kn1}{D1}$$

$$M'e1 = \left(qe \frac{l'e}{l'e} \right) + \left(L'e \quad keQe \right) \text{ noeud } \hat{1}$$

$$D1 = \frac{Ic1}{L'e1} + \frac{Is1}{h's} + \frac{In1}{h'n}$$

.../...

b) Noeud de rive sans console

$$M_{w1} = 0, L'_{w1} = 0, L'_{e1} = 0,8 L_e$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 + \frac{k_{e1}}{D1} \right), M_{s1} = M'_{e1} \frac{k_{s1}}{D1}, M_{n1} = \frac{K_{n1}}{D1}$$

c) Noeud voisin du noeud de rive "noeud "

La longueur L'_{wz} de la travée fictive de rive est prise egale à $X_1 L_{w2}$, $X_1 =$ coefficient compris entre 0,8 et 1

On prend $X_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{n1} > 1,5 K_{e1}$

$$X_1 = 1 + \frac{k_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} \leq 1,5 k_{e1}$$

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 inferieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poutres - Effort normaux dans les poutres .

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

Calcul des efforts tranchants dans les poutres.

Conformement à l'annexe A 13 du CCBA 60 les efforts tranchants sont calculés en considerant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de charge qui lui est appliquée "q" par metre linéaire

Cas d'une travée

Q = charge concentrée appliquée a la distance a de l'appui

q = charge uniformement répartie par unité de longueur

l = portée de la poutre entre nus intérieurs des appuis

I = moment d'inertie de la poutre supposé constant

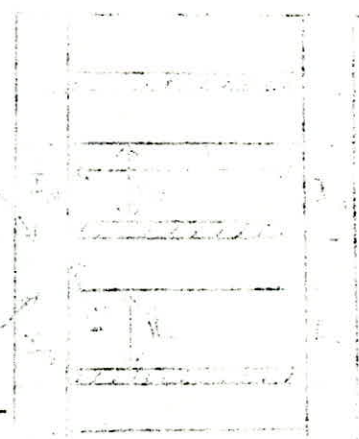
I_s = moment d'inertie du poteau inférieur

I_n = moment d'inertie du poteau supérieur

On pose: $K = \frac{I}{l}, K_s = \frac{I_s}{h's}, K_n = \frac{I_n}{h'n}$

$$M' = q \frac{l^2}{8,5} + l \sum k Q \text{ avec } k = f \left(\frac{a}{l} \right)$$

$$D = k + 1,56 (k_s + k_n)$$



Les moments dans les sections dangereuses en valeur absolue.

Au nu intérieur de l'appui, dans la poutre.

$$M = M' \frac{k_s + k_n}{D}$$

Au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur

$$M_s = M' \frac{k_s}{D}$$

Au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur

$$M_n = M' \frac{k_n}{D}$$

Moment en travée des poutres

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète 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'appui minimaux en valeur absolue.
- ° pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

Effort tranchant dans les poutres

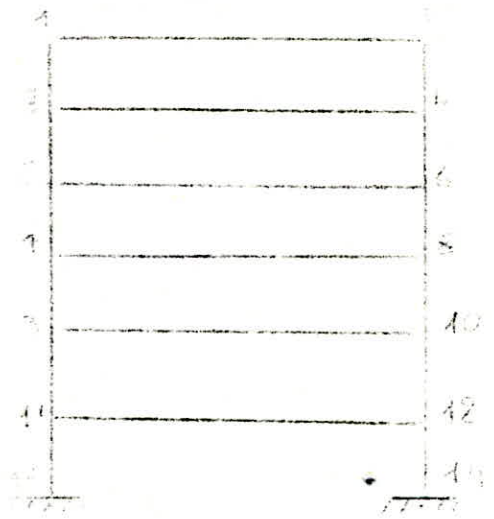
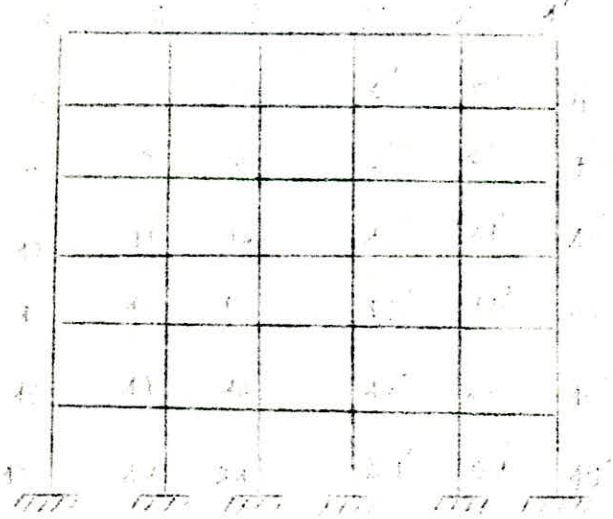
Les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée l

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 poutres

Schema du portique longitudinal

Schema du portique transversal



Charges verticales revenants au portique longitudinal: 2-2

Niveau terrasse

Charge permanente

Plancher.....	1,506 t/ml
Poutre longitudinale.....	0,337 t/ml
Acrotère.....	0,225 t/ml

G = 2,068 t/ml

Surcharge

$p = 0,1 \left(1,5 + 0,3 + \frac{0,58}{2} \right) \dots\dots p = 0,209 \text{ t/ml}$

5eme niveau

Charge permanente

Plancher.....	0,148 t/ml
Poutre longitudinale.....	0,337 t/ml
Balcon	0,862 t/ml
Mur extérieur	1,260 t/ml

G = 2,607 t/ml

Surcharge

$p = 0,175 \left(0,3 + \frac{0,58}{2} + 0,350 \times 1,65 \right) \dots\dots p = 0,680 \text{ t/ml}$

Niveaux (I - II - III - IV)

Charge permanente

Plancher	0,148 t/ml
Poutre long	0,281 t/ml
Mur ext.	0,543 t/ml
Bac à fleur	1,900 t/ml

G = 2,872 t/ml

Surcharge

$p = 0,25 \left(\frac{0,58}{2} + 0,25 \right) \dots\dots p = 0,135 \text{ t/ml}$

Charges verticales revenant au portique transversal

Niveau terrasse

Charge permanente

Plancher	1,798 t/ml
Poutre transversale.....	0,600 t/ml

G = 2,398 t/ml

Surcharge

$p = 0,1 \left(0,3 + 2,7 \right) \dots\dots p = 0,300 \text{ t/ml}$

Niveau étage courant

Charge permanente

Plancher	1,385 t/ml
Poutre transversal	0,600 t/ml

G = 1,985 t/ml

Surcharge

5eme = niveau $p = 0,175 \left(0,3 + 2,7 \right) \dots\dots p = 0,525 \text{ t/ml}$

Niveau (I - II - III - IV) $p = 0,250 \left(0,3 + 2,7 \right) \dots\dots p = 0,750 \text{ t/ml.}$

Moments aux appuis sous G

Effort tranchant sous G

niveau	nœud	L'e [m]	L'w [m]	q _e [t/m]	q _w [t/m]	Π'e [t.m]	Π'w [t.m]	Πe [t.m]	Πw [t.m]	Πn [t.m]	Πs [t.m]	travée	T(x=0) [t]	T(x=L) [t]
T	1	1,84	-	2,068	-	0,823	-	0,440	-	-	0,440	1-2	2,628	-2,954
	2	1,84	1,93	2,068	2,068	0,823	0,906	0,849	0,880	-	-0,030	2-3	3,023	-2,559
	3	1,84	1,84	2,068	2,068	0,823	0,823	0,823	0,223	-	-	3-3'	2,791	-2,791
V	4	1,84	-	2,607	-	1,038	-	0,711	-	0,334	0,376	4-5	3,398	-3,640
	5	1,84	1,84	2,607	2,607	1,038	1,038	1,038	1,038	-	-	5-6	3,519	-3,519
	6	1,84	1,84	2,607	2,607	1,038	1,038	1,038	1,038	-	-	6-6'	3,519	-3,519
IV;	7, 10; 13, 16	1,84	-	2,872	-	1,143	-	0,839	-	0,412	0,412	7-8 10-11 13-14 16-17	3,764	-3,389
III; II;	8, 11; 14, 17	1,84	1,84	2,872	2,872	1,143	1,143	1,143	1,143	-	-	8-9 11-12 14-15 17-18	3,877	-3,877
I	9, 12; 15, 18	1,84	1,84	2,872	2,872	1,143	1,143	1,143	1,143	-	-	9-9' 12-12' 15-15' 18-18'	3,877	-3,877

Moments aux appuis sous P

Effort tranchant sous P

niveau	nœud	L'e [m]	L'w [m]	q _e [t/m]	q _w [t/m]	Π'e [t.m]	Π'w [t.m]	Πe [t.m]	Πw [t.m]	Πn [t.m]	Πs [t.m]	travée	T(x=0) [t]	T(x=L) [t]
T	1	1,84	-	0,209	-	0,083	-	0,044	-	-	0,044	1-2	0,265	-0,298
	2	1,84	1,93	0,209	0,209	0,083	0,091	0,085	0,088	-	0,002	2-3	0,282	-0,282
	3	1,84	1,84	0,209	0,209	0,083	0,083	0,083	0,083	-	-	3-3'	0,282	-0,282
V	4	1,84	-	0,680	-	0,270	-	0,185	-	0,087	0,097	4-5	0,886	-0,949
	5	1,84	1,84	0,680	0,680	0,270	0,270	0,270	0,270	-	-	5-6	0,918	-0,918
	6	1,84	1,84	0,680	0,680	0,270	0,270	0,270	0,270	-	-	6-6'	0,918	-0,918
IV;	7, 10; 13, 16	1,84	-	0,135	-	0,053	-	0,038	-	0,019	0,019	7-9, 10-11 13-14 16-17	0,176	-0,187
III; II;	8, 11; 14, 17	1,84	1,84	0,135	0,135	0,053	0,053	0,053	0,053	-	-	8-9, 11-12 14-15 17-18	0,182	-0,182
I	9, 12; 15, 18	1,84	1,84	0,135	0,135	0,053	0,053	0,053	0,053	-	-	9-9', 12-11 15', 15' 18-18'	0,182	-0,182

Portique transversal

- 65 -

Moments aux appuis sous G

Effort tranchant sous G

niveau	nœud	l [m]	q [t/m]	Π' [t.m]	Π [t.m]	Π_s [t.m]	Π_n [t.m]	Travée	$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]
Terrasse	1	8,60	2,39	20,86	10,31	10,31	—	1-2	11,33	-11,33
V	3	8,60	1,98	17,27	9,57	5,06	4,50	3-4	9,38	-9,38
IV	5	8,60	1,98	17,27	9,64	4,82	4,82	5-6	9,38	-9,38
III	7	8,60	1,98	17,27	9,64	4,82	4,82	7-8	9,38	-9,38
II	9	8,60	1,98	17,27	9,64	4,82	4,82	9-10	9,38	-9,38
I	11	8,60	1,98	17,27	9,64	4,82	4,82	11-12	9,38	-9,38

Moments aux appuis sous P

Effort tranchant sous P

niveau	nœud	l [m]	q [t/m]	Π' [t.m]	Π [t.m]	Π_s [t.m]	Π_n [t.m]	Travée	$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]
Terrasse	1	8,60	0,30	2,61	1,29	1,29	—	1-2	1,42	-1,42
V	3	8,60	0,52	4,57	2,53	1,34	1,19	3-4	2,48	-2,48
IV	5	8,60	0,75	6,52	3,64	1,82	1,82	5-6	3,54	-3,54
III	7	8,60	0,75	6,52	3,64	1,82	1,82	7-8	3,54	-3,54
II	9	8,60	0,75	6,52	3,64	1,82	1,82	9-10	3,54	-3,54
I	11	8,60	0,75	6,52	3,64	1,82	1,82	11-12	3,54	-3,54

**— SUPERPOSITIONS
DES
SOLLICITATIONS —**

SUPERPOSITIONS DES SOLLICITATIONS

Combinaisons des surcharges

La sollicitation due aux effets de la temperature et au retrait n'est pas à prendre en compte car il y a des joints de dilatation prévu dans le bâtiment.

La sollicitation développée par les surcharges pesantes d'exploitations est preponderante devant celle due au vent

La sollicitation totale ponderée du 1ere genre a considerer est : $G + 1,2 P$

La sollicitation du second genre est : $G + P + S I H$
 les combinaisons finales à considerer seront

Pour les poutres :

1ere genre $G + 1,2 P$

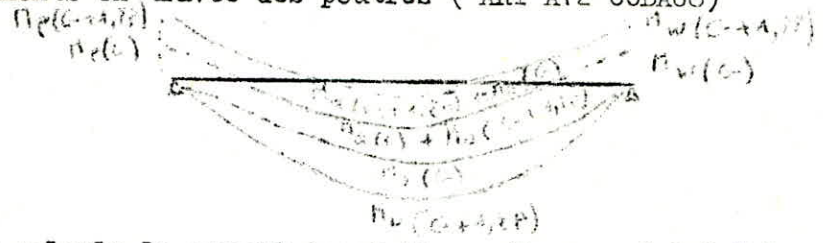
2eme genre $- G + P + S I H$
 $- 0,8 G + S I H$

Pour les poteaux:

1ere genre $G + 1,2 P$

2eme genre $- G + P + S I H$
 $- G + P + 1,2 S I H$
 $- 0,8 G + S I H$

Moments en travée des poutres (ART A12 CCBA68)



On calcule le moment isostatique M_0 sous $G+1,2 P$ = le moment en travée sero : $M_t = M_0 (G+1,2P) - \frac{M(G)+M(G)}{2}$

Le moment à l'appui sera : $M_{app} = M_{app}(g) + M_{app}(1,2p)$

Le moment en travée sous S I H : $M_t = \frac{M_e - M_{ov}}{2}$

Portique Longitudinal

Moment fléchissant dans les poutres sous SP1

niveaux	Travées	L [m]	(G)	G + 1,2P				
			$\frac{N_e + N_w}{2}$ [t.m]	M_0 [t.m]	q_0 [t/m]	N_t [t.m]	N_w [t.m]	N_c [t.m]
T	1-2	2,70	0,660	2,113	2,318	1,453	0,492	0,985
	2-3	2,70	0,536	2,113	2,318	1,577	0,951	0,322
	3-3'	2,70	0,523	2,113	2,318	1,590	0,922	0,922
V	4-5	2,70	0,874	3,119	3,423	2,244	0,933	1,362
	5-6	2,70	1,038	3,119	3,423	2,081	1,362	1,362
	6-6'	2,70	1,038	3,119	3,423	2,081	1,362	1,362
IV	7-8	2,70	0,991	2,764	3,034	1,773	0,884	1,206
	8-9	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
	9-9'	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
III	10-11	2,70	0,991	2,764	3,034	1,773	0,884	1,206
	11-12	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
	12-12'	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
II	13-14	2,70	0,991	2,764	3,034	1,773	0,884	1,206
	14-15	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
	15-15'	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
I	16-17	2,70	0,991	2,764	3,034	1,773	0,884	1,206
	17-18	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206
	18-18'	2,70	1,143	2,764	3,034	1,621	1,206	1,206

Combinaisons des moments fléchissants dans les poutres
sous SP2

Niveaux	Travées	$G + P + \overset{\uparrow}{S1H}$			$G + P + \overset{\downarrow}{S1H}$			$0,8G + \overset{\uparrow}{S1H}$			$0,8G + \overset{\downarrow}{S1H}$		
		M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]
T	1-2	3,991	2,059	-4,053	-4,859	0,769	2,117	4,023	1,624	-3,789	-4,727	0,334	2,381
	2-3	2,151	1,210	-3,391	-4,019	1,210	2,779	2,405	0,838	-3,263	-3,764	0,838	2,906
	3-3'	2,179	1,851	-3,391	-3,991	1,851	2,779	2,426	1,328	-3,263	-3,743	1,328	2,906
V	4-5	8,314	3,160	-8,438	-10,106	1,080	5,822	8,641	2,240	-7,960	-9,778	0,160	6,299
	5-6	5,822	1,957	-8,438	-8,438	1,957	5,822	6,299	1,069	-7,960	-7,960	1,069	6,299
	6-6'	5,822	1,957	-8,438	-8,438	1,957	5,822	6,299	1,069	-7,960	-7,960	1,069	6,299
IV	7-8	13,203	3,439	-11,896	-14,957	0,059	9,504	13,408	2,990	-11,371	-14,754	-0,390	10,028
	8-9	9,504	1,597	-11,896	-11,896	1,597	9,504	10,028	1,178	-11,371	-11,371	1,178	10,028
	9-9'	9,504	1,597	-11,896	-11,896	1,597	9,504	10,028	1,178	-11,371	-11,371	1,178	10,028
III	10-11	16,793	3,884	-14,596	-18,547	-0,386	12,204	16,998	3,435	-14,314	-18,341	-0,835	12,485
	11-12	12,204	1,597	-14,596	-14,596	1,597	12,204	12,485	1,178	-14,314	-14,314	1,178	12,485
	12-12'	12,204	1,597	-14,596	-14,596	1,597	12,204	12,485	1,178	-14,314	-14,314	1,178	12,485
II	13-14	18,213	3,479	-16,826	-19,967	0,019	14,434	18,418	3,030	-16,544	-19,761	-0,430	14,715
	14-15	14,434	1,597	-16,826	-16,826	1,597	14,434	14,715	1,178	-16,544	-16,544	1,178	14,715
	15-15'	14,434	1,597	-16,826	-16,826	1,597	14,434	14,715	1,178	-16,544	-16,544	1,178	14,715
I	16-17	17,914	3,854	-16,096	-20,306	-0,356	13,704	18,438	3,405	-15,814	-19,781	0,805	13,985
	17-18	13,704	1,597	-16,096	-16,096	1,597	13,704	13,985	1,178	-15,814	-15,814	1,178	13,985
	18-18'	13,704	1,597	-16,096	-16,096	1,597	13,704	13,985	1,178	-15,814	-15,814	1,178	13,985

Combinaisons des efforts tranchants dans les poutres sous SP2

Niveaux	Travées	$G + P + \overrightarrow{S1H}$		$G + P + \overleftarrow{S1H}$		$0,8G + \overrightarrow{S1H}$		$0,8G + \overleftarrow{S1H}$	
		$T(x=0)$ [t]	$T(x=L)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=L)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=L)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=L)$ [t]
T	1-2	0,133	-6,012	5,653	-0,490	-0,657	-5,123	4,862	0,396
	2-3	1,025	-5,120	5,585	-0,560	0,138	-4,327	4,698	0,232
	3-3'	0,793	-5,353	5,353	-0,793	-0,047	-4,518	4,512	0,047
V	4-5	-1,766	-10,639	10,334	1,461	-3,331	-8,962	8,768	3,138
	5-6	-0,843	-9,717	9,717	0,843	-2,464	-8,095	8,095	2,464
	6-6'	-0,843	-9,717	9,717	0,843	-2,464	-8,095	8,095	2,464
IV	7-8	-5,23	-13,346	13,110	4,994	-6,158	-12,361	12,181	5,978
	8-9	-3,861	-11,979	11,979	3,861	-4,818	-11,021	11,021	4,818
	9-9'	-3,861	-11,979	11,979	3,861	-4,818	-11,021	11,021	4,818
III	10-11	-7,560	-15,676	15,440	7,324	-8,488	-14,591	14,591	8,488
	11-12	-5,861	-13,979	13,979	5,861	-6,818	-13,021	13,021	6,818
	12-12'	-5,861	-13,979	13,979	5,861	-6,818	-13,021	13,021	6,818
II	13-14	-8,910	-17,026	16,790	8,674	-9,838	-16,041	15,861	9,658
	14-15	-7,511	-15,629	15,629	7,511	-8,468	-14,671	14,671	8,468
	15-15'	-7,511	-15,629	15,629	7,511	-8,468	-14,671	14,671	8,468
I	16-17	-8,650	-16,766	16,530	8,414	-9,578	-15,781	15,601	9,398
	17-18	-6,971	-15,089	15,089	6,971	-7,928	-14,131	14,131	7,928
	18-18'	-6,971	-15,089	15,089	6,971	-7,928	-14,131	14,131	7,928

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux
 Sous SP2

niveau	Poteaux	$G+P+\overrightarrow{S1H}$		$G+P+\overleftarrow{S1H}$		$0,8G+\overrightarrow{S1H}$		$0,8G+\overleftarrow{S1H}$		$G+P+1,2\overrightarrow{S1H}$		$G+P+1,2\overleftarrow{S1H}$	
		M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]
T	1-4	-3,831	1,935	4,859	-2,777	-4,023	2,088	4,727	-2,623	-4,766	2,406	5,734	-3,248
	2-5	-6,141	4,010	6,205	-4,010	-6,143	4,010	6,197	-4,010	-7,375	4,812	7,439	-4,812
	3-6	-6,173	4,010	6,173	-4,010	-6,173	4,010	6,173	-4,010	-7,751	4,812	7,407	-4,812
V	4-7	-6,381	4,846	7,327	-5,708	-6,553	4,947	7,154	-5,606	-7,751	5,901	8,697	-6,763
	5-8	-10,250	8,391	10,250	-8,391	-10,250	8,391	10,250	-8,391	-12,300	10,069	12,300	-10,069
	6-9	-10,250	8,391	10,250	-8,391	-10,250	8,391	10,250	-8,391	-12,300	10,069	12,300	-10,069
IV	7-10	-8,380	6,778	9,242	-7,640	-8,481	6,879	9,140	-7,538	-10,142	8,219	11,004	-9,081
	8-11	-13,016	11,963	13,016	-11,963	-13,016	11,963	13,016	-11,963	-15,619	14,355	15,619	-14,355
	9-12	-13,016	11,963	13,016	-11,963	-13,016	11,963	13,016	-11,963	-15,619	14,355	15,619	-14,355
III	10-13	-10,043	8,138	10,905	-9,000	-10,144	8,239	10,803	-8,898	-12,137	9,851	12,999	-10,713
	11-14	-14,850	14,850	14,850	-14,850	-14,850	14,850	14,850	-14,850	-17,820	17,820	17,820	-17,820
	12-15	-14,850	14,850	14,850	-14,850	-14,850	14,850	14,850	-14,850	-17,820	17,820	17,820	-17,820
II	13-16	-10,090	10,090	10,961	-10,960	-10,200	10,200	10,859	-10,859	-12,205	12,205	13,067	-13,067
	14-17	-16,416	16,416	16,416	-16,416	-16,416	16,416	16,416	-16,416	-19,699	19,699	19,699	-19,699
	15-18	-16,416	16,416	16,416	-16,416	-16,416	16,416	16,416	-16,416	-19,699	19,699	19,699	-19,699
I	16-19	-8,151	16,114	9,013	-16,472	-8,582	16,160	8,911	-16,425	-9,867	19,372	10,729	-19,730
	17-20	-13,405	17,818	13,405	-17,866	-13,405	17,824	13,405	-17,859	-16,086	21,386	16,086	-21,434
	18-21	-13,405	17,842	13,405	-17,842	-13,405	17,824	13,405	-17,842	-16,086	21,410	16,086	-21,410

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SPA

Files	Poteaux	N_G [t]	N_P [t]	N_{PP} [t]	$N_{G+1,2P}$ [t]	N^c [t]
File de rive Ref F	1-4 1'-4'	2,628	0,265	1,680	4,626	4,626
	4-7 4'-7'	3,338	0,886	1,680	6,141	10,767
	7-10 7'-10'	3,764	0,176	1,904	5,879	16,646
	10-13 10'-13'	3,764	0,176	1,904	5,879	22,525
	13-16 13'-16'	3,764	0,176	1,904	5,879	28,404
	16-19 16'-19'	3,764	0,176	1,904	5,879	34,283
File intermédiaire Bd E	2-5 2'-5'	5,977	0,580	1,680	8,353	8,353
	5-8 5'-8'	7,159	1,867	1,680	11,079	19,432
	8-11 8'-11'	7,866	0,369	1,904	10,212	29,644
	11-14 11'-14'	7,866	0,369	1,904	10,212	39,856
	14-17 14'-17'	7,866	0,369	1,904	10,212	50,068
	17-20 17'-20'	7,866	0,369	1,904	10,212	60,280
File intermédiaire cct D	3-6 3'-6'	6,350	0,563	1,680	8,705	8,705
	6-9 6'-9'	7,038	1,836	1,680	10,921	19,626
	9-12 9'-12'	7,754	0,364	1,904	10,094	29,720
	12-15 12'-15'	7,754	0,364	1,904	10,094	39,814
	15-18 15'-18'	7,754	0,364	1,904	10,094	49,908
	18-21 18'-21'	7,754	0,364	1,904	10,094	60,002

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SP2

Files	Poteaux	$G+P+S_{IH}^{\rightarrow}$		$G+P+S_{IH}^{\leftarrow}$		$0,8G+S_{IH}^{\rightarrow}$		$0,8G+S_{IH}^{\leftarrow}$		$G+P+1,2S_{IH}^{\rightarrow}$		$G+P+1,2S_{IH}^{\leftarrow}$	
		N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]
File de rive A et F	1-4 1'-4'	1,813	1,813	7,330	7,330	0,686	0,686	6,206	6,206	1,260	1,260	7,880	7,880
	4-7 5'-7'	-0,086	1,727	12,010	19,340	-1,980	-1,294	10,110	16,316	-1,290	-0,030	13,220	21,100
	7-10 7'-10'	-3,320	-1,593	15,010	34,350	-4,630	-5,924	13,704	30,020	-5,160	-5,190	16,840	37,940
	10-13 10'-13'	-5,650	-7,243	17,340	51,690	-6,960	-12,880	16,030	46,050	-7,950	-13,140	19,640	57,58
	13-16 13'-16'	-7,000	-14,240	18,690	70,380	-8,310	-21,194	17,380	63,430	-9,57	-22,740	21,260	78,840
	16-19 16'-19'	-6,740	-20,980	18,43	88,810	-8,050	-29,214	17,120	80,550	-9,260	-31,990	20,350	99,790
File intermédiaire B et E	2-5 2'-5'	8,717	8,717	7,750	7,750	6,605	6,605	5,640	5,640	8,820	8,820	7,660	7,660
	5-8 5'-8'	11,470	20,187	9,936	17,686	7,840	14,445	6,300	11,940	11,630	20,450	9,780	17,440
	8-11 8'-11'	11,380	31,567	8,880	26,566	9,060	23,505	6,560	18,500	11,640	32,090	8,630	26,070
	11-14 11'-14'	11,720	43,287	9,560	35,126	9,390	32,895	6,230	24,730	12,030	44,120	8,24	34,310
	14-17 14'-17'	11,420	54,707	8,860	43,980	9,030	41,985	6,530	31,260	11,670	55,790	8,600	42,910
	17-20 17'-20'	11,69	66,397	8,580	52,560	9,370	51,355	6,250	37,510	12,010	67,800	8,260	51,170
File intermédiaire C et D	3-6 3'-6'	8,593	8,593	8,593	8,593	6,420	6,420	6,420	6,420	8,590	8,590	8,590	8,590
	6-9 6'-9'	10,554	19,146	10,554	19,146	6,970	13,390	6,970	13,390	10,550	19,140	10,550	19,140
	9-12 9'-12'	10,020	29,166	10,020	29,166	7,720	21,110	7,720	21,110	10,020	29,160	10,020	29,160
	12-15 12'-15'	10,020	39,186	10,020	39,186	7,720	28,830	7,720	28,830	10,020	39,180	10,020	39,180
	15-18 15'-18'	10,020	49,206	10,020	49,206	7,720	36,550	7,720	36,550	10,020	49,200	10,020	49,200
	18-21 18'-21'	10,020	59,226	10,020	59,226	7,720	44,270	7,720	44,270	10,020	59,220	10,020	59,220

Portique transversal

Moment fléchissant dans les poutres sous SP1 "G+1,2P"

Travée	L [m]	G		G + 1,2P			
		$\frac{\pi_p + \pi_w}{2}$ [t.m]	π_o [t.m]	q_o [t/m]	π_t [t.m]	π_w [t.m]	π_e [t.m]
1-2	9,45	10,31	30,78	2,758	20,47	11,86	11,86
3-4	9,45	9,57	29,19	2,615	19,62	12,60	12,60
5-6	9,45	9,64	32,20	2,885	22,56	14,00	14,00
7-8	9,45	9,64	32,20	2,885	22,56	14,00	14,00
9-10	9,45	9,64	32,20	2,885	22,56	14,00	14,00
11-12	9,45	9,64	32,20	2,885	22,56	14,00	14,00

Combinaisons des moments fléchissants dans les poutres sous SP2

niveau	Travée	G + P + $\overrightarrow{S_{IH}}$			G + P + $\overleftarrow{S_{IH}}$			0,8G + $\overrightarrow{S_{IH}}$			0,8G + $\overleftarrow{S_{IH}}$		
		π_w [t.m]	π_t [t.m]	π_e [t.m]	M_w [t.m]	π_t [t.m]	π_e [t.m]	π_w [t.m]	π_t [t.m]	π_e [t.m]	π_w [t.m]	π_t [t.m]	π_e [t.m]
T	1-2	-6,60	19,81	-16,60	-16,60	19,81	-6,60	-3,25	13,16	-13,24	-13,24	13,16	-3,25
V	3-4	-2,13	18,45	-22,07	-22,07	18,45	-2,13	2,31	10,06	-17,62	-17,62	10,06	2,31
IV	5-6	1,55	20,89	-28,11	-28,11	20,89	1,55	7,12	10,01	-22,54	-22,54	10,01	7,12
III	7-8	6,00	20,89	-32,56	-32,56	20,89	6,00	11,56	10,01	-22,99	-22,99	10,01	11,56
II	9-10	7,31	20,89	-33,87	-33,87	20,89	7,31	12,87	10,01	-28,30	-28,30	10,01	12,87
I	11-12	5,85	20,89	-32,41	-32,41	20,89	5,85	11,42	10,01	-26,84	-26,84	10,01	11,42

Combinaisons des efforts tranchants dans les poutres sous SP2

niveau	Travée	$G+P+\overrightarrow{S1H}$		$G+P+\overleftarrow{S1H}$		$0,8G+\overrightarrow{S1H}$		$0,8G+\overleftarrow{S1H}$	
		$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]	$T(x=0)$ [t]	$T(x=l)$ [t]
T	1-2	11,69	-13,81	13,81	-11,69	8,00	-10,12	10,12	-8,00
V	3-4	9,75	-13,97	13,97	-9,75	5,39	-9,61	9,61	-5,39
IV	5-6	9,78	-16,06	16,06	-9,78	4,36	-10,64	10,64	-4,36
III	7-8	8,84	-17,00	17,00	-8,84	3,42	-11,58	11,58	-3,42
II	9-10	8,57	-17,27	17,27	-8,57	3,15	-11,85	11,85	-3,15
I	11-12	8,87	-16,97	16,97	-8,87	3,45	-11,55	11,55	-3,45

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux sous SP2

niveau	Poteau	$G+P+\overrightarrow{S1H}$		$G+P+\overleftarrow{S1H}$		$0,8G+\overrightarrow{S1H}$		$0,8G+\overleftarrow{S1H}$		$G+P+1,25\overrightarrow{S1H}$		$G+P+1,25\overleftarrow{S1H}$	
		Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]	Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]	Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]	Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]	Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]	Π_{sup} [t.m]	Π_{inf} [t.m]
T	1-3	6,60	-3,55	16,60	-7,83	3,25	-1,46	13,25	-5,74	5,60	-3,12	17,60	-8,26
V	3-5	-1,43	-1,42	14,23	-11,86	-3,78	1,36	11,88	-9,07	-2,99	-0,37	15,79	-12,90
IV	5-7	-2,97	1,22	16,25	-14,50	-5,75	4,00	13,46	-11,71	-4,89	2,79	18,17	-16,07
III	7-9	-4,78	2,70	18,06	-15,98	-7,56	5,48	15,27	-13,19	-7,06	4,57	20,34	-17,85
II	9-11	-4,61	5,07	17,89	-18,35	-7,39	7,85	15,10	-15,56	-6,86	7,41	20,14	-20,69
I	11-13	-0,78	14,00	14,06	-20,64	-3,56	15,40	11,27	-19,25	-2,26	17,50	15,54	-24,10

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SP1

File	Poteaux	N(G) [t]	N(P) [t]	N(P.cc) [t]	N(G+1,2P) [t]	N ^{cumulé} [t]
File de Rive	1-3 2-4	11,33	1,42	1,68	14,71	14,71
	3-5 4-6	9,38	2,48	1,68	14,04	28,75
	5-7 6-8	9,38	3,54	1,90	15,53	44,28
	7-9 8-10	9,38	3,54	1,90	15,53	59,81
	9-11 10-12	9,38	3,54	1,90	15,53	75,34
	11-13 12-14	9,38	3,54	1,90	15,53	90,87

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SP2

File	Poteaux	G+P+S _{1H}		G+P+S _{1H}		0,8G+S _{1H}		0,8G+S _{1H}		G+P+1,2S _{1H}		G+P+1,2S _{1H}	
		N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]
File de Rive	1-3	13,37	13,37	15,49	15,49	9,35	9,35	11,47	11,47	13,16	13,16	15,70	15,70
	3-5	11,43	24,80	15,68	31,17	6,74	16,09	10,96	22,43	11,01	24,17	16,07	31,77
	5-7	11,68	36,48	17,96	49,13	5,8	21,97	12,16	34,59	11,05	35,22	18,58	50,35
	7-9	10,74	47,22	18,90	68,03	4,94	26,91	13,10	47,69	9,92	45,14	19,71	70,06
	9-11	10,47	57,69	19,17	87,20	4,67	31,58	13,37	61,06	9,60	54,74	20,04	90,10
	11-12	10,77	68,46	18,87	106,07	4,97	36,55	13,07	74,13	9,96	64,70	19,68	109,78

**FERRAILLAGE
DES POUTRES**

Ferrillage des poutres

Conformement à l'article A 15 du CCB68. il ne sera pas tenu compte, dans le calcul, des efforts normaux dans les poutres ces poutres seront ferrillées en flexion simple.

Sollicitation du 1^{er} genre : $G + 1,2 P$ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitation du 2^e genre : $G + \frac{S1H}{0,8G + S1H}$ $a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 206,55 \text{ kg/cm}^2$

On déterminera les sections d'acier sous la sollicitation du 1^{er} genre SP_1 et la plus défavorable de celles du 2^e genre (SP_2)

la méthode utilisée pour la détermination des aciers est celle de P. charon.

Si le moment sous SP_1 multiplié par 1,5 est inférieur au moment sous SP_2 on calculera avec le moment sous SP_2 dans le cas contraire on calculera avec le moment sous SP_1 .

Méthode de calcul: tableau

On calcule la valeur de μ donnée par: $\mu = \frac{n M}{b h^2} = \frac{P \cdot ch}{b h^2} \cdot k$

Si $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}_b$ -----> les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a h}$ A: section d'acier tendu

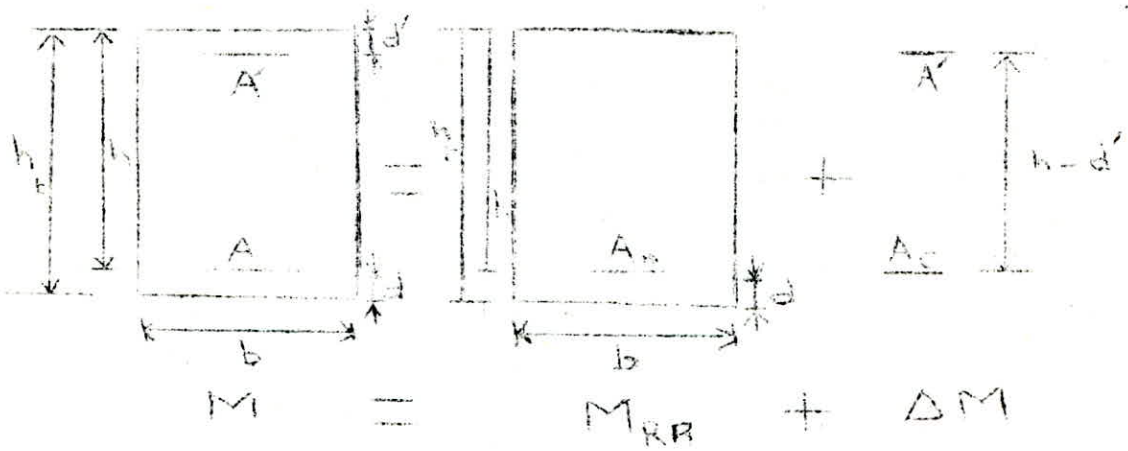
Si $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} > \bar{\sigma}_b$ -----> les armatures comprimées sont nécessaires.

dans ce cas on calculera le moment résistant M_{rb}

$t_q \quad M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_a \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2$

avec $\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a + \bar{\sigma}_b}$ avec $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{2}$

la section étudiée peut être considérée comme obtenue par la superposition de deux sections fictives représentées par la figure suivante :



La section A_n equilibre le moment resistant M_{rb} et les sections A' et A_c equilibre le moment ΔM .

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a (h-d')} \quad A_n = \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma} h \bar{\sigma}_c} \quad A_c = \frac{D M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$$

avec $\bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}_b \left(\frac{\bar{x} - \delta'}{\bar{x}} \right) : \bar{x} = \frac{y}{h} \quad \delta' = \frac{d'}{h}$

la section d'armature tendre est $A = A_n + A_c$

N.B :

Les poutres supportants les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filentes (superieures et inferieures avec une section minimale indiquée sur la figure 8 R P A 81)

Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces laterales sismiques doivent avoir des armatures symetriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Portique longitudinal 2-2

Armatures longitudinales

Niveau terrasse :

4,083		2,405		2,906	
△		△		△	
-4,859	2,059	-4,049	1,210	-3,391	1,891
	1,453		1,577		1,590
					SP ₂
					SP ₁

Niveau II :

8,641		6,299		6,299	
△		△		△	
-10,106	3,160	-8,438	1,957	-8,438	1,957
	2,244		2,081		2,081
					SP ₂
					SP ₁

Niveau IV :

13,408	-0,39(SR)	10,028		10,028	
△		△		△	
-14,957	3,439	-11,896	1,597	-11,896	1,597
	1,773		1,621		1,621
					SP ₂
					SP ₁

Niveau III :

16,998	-0,835	12,485		12,485	
△		△		△	
-18,547	3,884	-14,596	1,597	-14,596	1,597
	1,773		1,621		1,621
					SP ₂
					SP ₁

Niveau II :

18,418		14,715		14,715	
△		△		△	
-19,967	3,479	-16,826	1,597	-16,826	1,597
	1,773		1,621		1,621
					SP ₂
					SP ₁

Niveau I :

18,438		13,985		13,985	
△		△		△	
-20,306	3,854	-16,096	1,597	-16,096	1,597
	1,773		1,621		1,621
					SP ₂
					SP ₁

Calcul des armatures longitudinales (cas ou $A' \neq 0$):

moment résistant nominal : $M_{rn} = \frac{1}{2} \sigma_b \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) b h^2$

avec $\bar{\alpha} = \frac{15 \sigma_b'}{15 \sigma_b' + \sigma_a} = \frac{15.206,55}{15.206,55 + 4200} = 0,42452$

$b = 25 \text{ cm}$, $h_t = 45 \text{ cm}$, $d = 4 \text{ cm} \rightarrow h = 41 \text{ cm}$

$M_{rn} = \frac{1}{2} 206,55 \cdot 0,42452 (1 - \frac{0,42452}{3}) 25 \cdot 41^2$

$M_{rn} = 1581750,6 \text{ kg cm}$

$\Delta M = M - M_{rn}$; $\sigma_a = n \sigma_b (\frac{h-d'}{\bar{\alpha}}) = 15.206,55 (\frac{41-4}{0,42452}) = 2386,22 \text{ kg/cm}^2$

$A = A_n + A_c$ avec $A_n = \frac{M_{rn}}{\sigma_b h \bar{\alpha}}$ et $A_c = \frac{\Delta M}{(h'd) \sigma_a}$

$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a (h-d')}$ on a ; $\bar{\alpha} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8535$

$A_n = \frac{1581750,6}{0,8585 \cdot 41 \cdot 4200} = 10,699$

Le calcul des armatures longitudinales, dans le cas ou $A' \neq 0$, est fait sous forme de tableau.

Ferraillage des poutres dû au moment de torsion:
au 5 eme et au 6 eme niveau on a des balcons encastres tout le long des poutres longitudinales, ces balcons provoquent des moments de torsion dans les poutres.

On a : $w_1 = \frac{\text{Section des armatures longitudinales}}{\text{section du beton de la piece}} = \frac{A}{B}$
a = 30 cm a et b sont les dimensions transversales de la poutre
b = 45 cm

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{30} = 1,5 \xrightarrow{a+b} w_1 = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{5a}$$

τ_{bm} : valeur maximale de la contrainte tangentielle de torsion

M_t moment de torsion agissant dans la section .

$$\tau_{bm} = \frac{k \cdot M_t}{a^2 b} \quad \text{la valeur de k est prise du tableau de (page 355) } k=f\left(\frac{b}{a}\right) \quad \text{P.charon}$$

dans notre cas : k = 4,37

1- au 5 eme niveau :

$$M_t = - 1,94 \text{ t.m}$$

$$\tau_{bm} = \frac{4,37 \cdot 1,94 \cdot 10^5}{(30)^2 \cdot 45} = 20,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{5a} = \frac{30+45}{3 \cdot 45} \cdot \frac{20,93}{5 \cdot 30} = 3,34 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow A = 4,30 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

2 - au niveau terrasse : $M_t = - 1,28 \text{ t.m}$

$$\tau_{bm} = \frac{4,37 \cdot 1,28 \cdot 10^5}{(30)^2 \cdot 45} = 13,81 \text{ kg / cm}^2$$

$$w_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{5a} = \frac{30+45}{3 \cdot 45} \cdot \frac{13,81}{5 \cdot 30} = 2,74 \cdot 10^{-3}$$

$$A = 2,74 \cdot 10^3 \cdot 30 \cdot 45 = 3,70 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

les poutres soumises à la torsion sont aussi soumises à des moments de flexion et à l'effort tranchant pour cela on doit verifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq 3,5 \bar{\tau}_b$$

$$\text{niveau terrasse : } \tau_b = \frac{10,334 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 8,75 \leq 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{niveau 5 eme } \tau_b = \frac{5,585 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 4,72 \leq 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Ferrailage adopté

Ferrailage adopté:

Niveau terrasse:

4T12	4T12	4T12
Δ		Δ
4T12	4T12	4T12
4T12	4T12	4T12

Niveau II :

4T16	4T16	4T16
Δ		Δ
4T16	4T16	4T16
4T16	4T12	4T12

Niveau III :

+ 4T12	+ 2T20	+ 4T12
+ 2T20		+ 2T20
Δ		Δ
+ 4T12	2T20	2T20
+ 2T20	+ 4T12	+ 4T12

Niveau III :

+ 4T14	+ 4T14	+ 4T14
+ 4T16		+ 4T16
Δ		Δ
+ 4T14	4T16	4T16
+ 4T16	+ 4T14	+ 4T16

Niveau II :

+ 4T14	+ 4T14	+ 4T14
+ 4T16		+ 4T16
Δ		Δ
+ 4T14	4T16	4T16
+ 4T16	+ 4T14	+ 4T16

Niveau I :

+ 4T16	+ 4T16	+ 4T16
+ 4T14		+ 4T14
Δ		Δ
+ 4T16	4T16	4T16
+ 4T14	+ 4T14	+ 4T14

Verification des armatures longitudinales :

- verification de la flèche :(art 61 CCBA68)
 si la condition suivante est verifiée il est inutile de calculer la flèche en général il y a 3 conditions à verifier, cependant celle qu'on va avoir ci dessous est la plus restrictive.

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{cn}} \quad \begin{matrix} b = 30 \text{ (ou 25 suivant le niveau)} \\ h = 41 \end{matrix} \quad \text{consideré}$$

$$\rightarrow A \leq \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 41 = 12,59 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A \leq \frac{43}{4200} \cdot 25 \cdot 41 = 10,49 \text{ cm}^2$$

la condition est vérifiée.

- condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_{cn}}{f_{ctk}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 41 \cdot \frac{59}{4200} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot 25 \cdot 41 \cdot \frac{59}{4200} = 0,993 \text{ cm}^2$$

verifiée pour toutes les sections d'acier.

verification de l'adhérence: (art 29. CCBA68)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s, \quad \bar{\sigma}_s = 2 \sigma_{s0} \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T_{max}}{P \cdot s} \quad \text{avec } n = \text{nombre de barres}$$

$$s = \frac{1}{3} h = 13,67 \text{ cm}$$

P = perimetre de la barre II ϕ
 (ϕ en cm)

cette verification est faite sous forme de tableau .

- condition aux appuis:

$$\sigma > \frac{2 T}{b \sigma_{b0}} = \sigma_0 \quad \text{avec } T: \text{effort tranchant max à l'appui de rive}$$

$$\sigma_b = 65,86 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{avec } r = 5,5 \phi$$

$$d = 3 \text{ cm}, \quad a = 40 \text{ cm}$$

$$c = 40 - (3 + 5,5 \phi)$$

$$c = 37 - 5,5 \phi$$



La verification est faite sous forme de tableau

- condition de non ecrasement du Beton: (art 30.62 CCBA68)

.../...

Condition de L'adherence

niveaux diamètres	T 12	V 16	IV 20	III 16	II 16	I 16
T_{max} [EJ]	5,65	10,33	13,11	15,44	16,79	16,53
Σd [log(m ²)]	10,45	14,32	14,54	10,70	11,64	11,45

Condition aux appuis

niveaux diamètres	T 12	V 16	IV 20	III 16	II 16	I 16
T_{max} [EJ]	5,65	10,33	13,11	15,44	16,79	16,53
C_0 [cm]	5,47	10,00	15,23	17,94	19,50	19,20
C [cm]	30,40	28,20	26,00	28,20	28,20	26,20

Condition de non ecrasement du beton

niveaux diamètres	T 12	V 16	IV 20	III 16	II 16	I 16
$r = 5,5\phi$ [cm]	6,60	8,80	11,00	8,80	8,80	8,80
r_0 [cm]	5,53	7,45	9,38	7,45	7,45	7,45

$$R \geq 0,10 \phi \frac{5a}{d_1} \left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right) \gamma = R_0$$

$\gamma = 1$: la barre courbée est isolée
 d_1 : distance du centre de courbure de la barre

$$d_1 = 5 \phi + d = 5 \phi + 3$$

le calcul est fait sous forme de tableau et on a pour tous les niveaux $r > \pi_0$.

armatures inferieures au niveau des appuis: (art 35.32.CCBA68)

au niveau des appuis l'effort tranchant et le moment flechissant engendrent un effort de traction dans les armatures inferieures pour cela nous devons verifier la relation suivante.

$$A \bar{s}a \geq T + \frac{M}{Z}$$

$T + \frac{M}{Z}$: résulte de la combinaison la plus defavorable

M est pris son signe

$$Z = \frac{7}{8} h, Z = \frac{7}{8} 41 = 35,87 \text{ cm}$$

le calcul est fait sous forme de tableau.

Armatures inferieures au niveau des appuis

niveaux	nœuds	M [t.m]	T [t]	$\frac{1}{\sigma_a} (T + \frac{M}{8})$ [cm ²]	A choisie [cm ²]	φ adopté
T	1	4,023	-0,657	2,51	4,52	4 T12
	2 3	2,405	0,138	1,63	4,52	4 T12
V	4	8,641	-3,331	4,94	8,04	4 T16
	5 6	6,299	-2,464	3,59	8,04	4 T16
IV	7	13,408	-6,158	7,43	10,80	4T12 + 2T20
	8 9	10,028	-4,818	5,51	10,80	4T12+2T20
III	10	16,998	-8,488	9,26	14,20	4T14+4T16
	11 12	12,485	-6,818	6,66	14,20	4T14+4T16
II	13	18,418	-9,838	9,88	14,20	4T14+4T16
	14 15	14,715	-8,468	7,75	14,20	4T14+4T16
I	16	18,438	-9,578	9,95	14,20	4T14+4T16
	17 18	13,985	-7,928	7,39	14,20	4T14+4T16

Verification des contraintes :

- la verification est faite sous forme de tableau .

on calcul : $\bar{w} = \frac{100 A}{b h} \longrightarrow k$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{a \bar{w} h} ; \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

on verifie: $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$

pour les sections avec armatures comprimées on calcul :

- position de l'axe neutre :

equation du moment statique par rapport à l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A' (y - d')^2 - n A (h - y) = 0$$

$$\longrightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15 (A' + A) y - 15 (A' d' + A h) = 0$$

- le moment d'inertie :

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

- les contraintes:

$$\bar{\sigma}_b = \sigma \cdot Y ; \bar{\sigma}_a = n \sigma (y - d') ; \bar{\sigma}_a = n \sigma (h - y)$$

la verification est menée sous forme de tableau

verification à la fissuration:

on calcul : $\bar{\sigma}_1 = \frac{k n}{\sigma} \cdot \frac{w_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$ avec $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad B_f = 2b \cdot d = 2 \cdot 4 \cdot b ;$$

on verifie max. $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$

la verification est menée sous forme de tableau.

Verification des contraintes (section sans armatures comprimées)

neuds Travees	1 [SP2]	2 et 3 [SP2]	4-2 [SP1]	2-3 [SP1]	4 [SP2]	5-6 [SP2]	4-5 [SP1]	5-6 [SP1]	7 [SP2]	8 et 9 [SP2]
M [cm]	-4,859	-4,019	1,453	1,577	10,106	-8,438	2,244	2,081	-14,957	-11,836
A [cm ²]	4,52	4,52	9,04	9,04	8,04	8,04	12,56	12,56	10,80	10,80
σ	0,4410	0,4410	0,8820	0,8820	0,7844	0,7844	1,2254	1,2254	0,8780	0,8780
E	0,8988	0,8988	0,8674	0,8674	0,8728	0,8728	0,8499	0,8499	0,9674	0,9674
K	34,4	34,4	22,6	22,6	24,3	24,3	18,3	18,3	22,7	22,7
σ ₀ [kg/cm ²]	2947,17	2612,86	452,11	190,69	3512,57	2932,82	512,72	475,48	3094,20	3097,23
σ ₆ [kg/cm ²]	84,90	70,14	20,00	21,71	144,55	120,69	28,02	25,98	171,55	136,44
neuds Travees	7-8 [SP2]	8-9 [SP1]	11 et 12 [SP2]	10-11 [SP2]	11-12 [SP1]	13-14 [SP2]	14-15 [SP2]	16-17 [SP2]	17-18 [SP1]	
M [cm]	3,439	1,621	-14,596	3,884	1,621	3,479	1,621	3,854	1,621	
A [cm ²]	6,28	6,28	14,20	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	
σ	0,5106	0,5106	1,1545	0,6536	0,6536	0,6536	0,6536	0,6536	0,6536	
E	0,8925	0,8925	0,8534	0,8818	0,8818	0,8818	0,8818	0,8818	0,8818	
K	34,6	34,6	19,1	27,3	27,3	27,3	27,3	27,3	27,3	
σ ₀ [kg/cm ²]	1496,51	705,39	2937,71	1336,20	557,66	1196,86	557,66	1325,87	557,66	
σ ₆ [kg/cm ²]	47,36	22,32	153,81	48,94	20,43	43,84	20,43	48,57	20,43	

Verification des contraintes (section avec armatures comprimées)

nœuds	M [t.m]	A'	A	y	I	θ	σ_a	σ'_a	σ'_b
		[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
10	18,547	3,14	14,20	18,26	170458,2	10,88	3711,16	2327,23	198,66
13	19,967	6,78	14,20	17,23	180774,6	11,04	393631	2190,88	190,22
14 15	16,826	3,14	14,20	18,26	170458,2	9,87	3366,65	2111,19	180,22
16	20,306	6,78	14,20	17,23	180774,6	11,23	4004,05	2228,59	193,49
17 18	16,096	3,14	14,20	18,26	170458,2	9,44	3219,98	2019,21	172,37

Verification à la fissuration

niveaux	A	B _f	ω_f	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$
	[cm ²]	[cm ²]		[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
T (T12)	9,04	240	0,0377	5475,67	2607,06	2800
V (T12)	12,56	240	0,0523	6868,02	2607,06	2800
IV (T20)	6,28	200	0,0314	2867,58	2019,42	2800
III (T16)	8,04	200	0,0402	4300,99	2257,78	2800
II (16)	8,04	200	0,0402	4300,99	2257,78	2800
I (16)	8,04	200	0,0402	4300,99	2257,78	2800

Armatures transversales

On determine les armatures transversales sous l'effet de l'effort tranchant max à l'appui.

La contrainte de cisaillement maximale: $\tau_{b, \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$ doit verifier la condition suivante: $\tau_{b, \max} \leq 2,5 \bar{\sigma}_b$

niveaux	T	V	IV	III	II	I
T_{\max} [kg]	3,36	4,62	4,09	4,09	4,09	4,09
$\tau_{b, \max}$ [kg/cm ²]	3,12	4,29	4,56	4,56	4,56	4,56
$2,5 \bar{\sigma}_b$ [kg/cm ²]	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S' b_1 \text{ " R.P.A.81"}$$

$$S' = \frac{h_t}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm ; } b_1 = 30 \text{ cm (largeur de la poutre)}$$

$$\frac{A_t}{2} \geq 0,003 \cdot 22 \cdot 30 = 1,98 \text{ cm}^2$$

On choisira 2 cadres $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

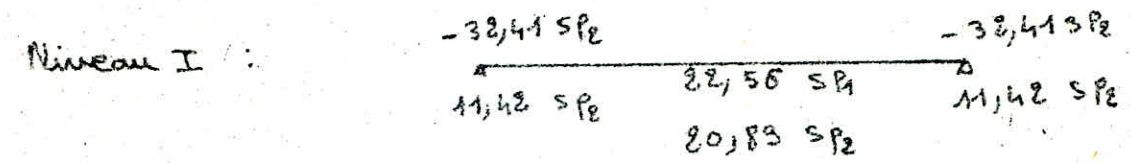
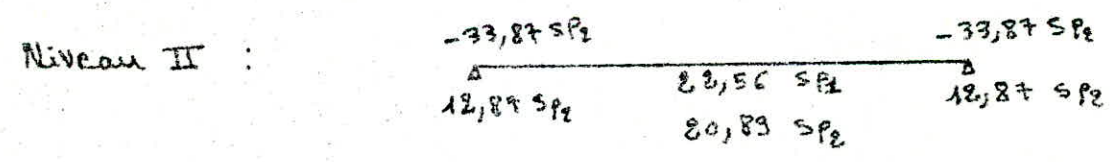
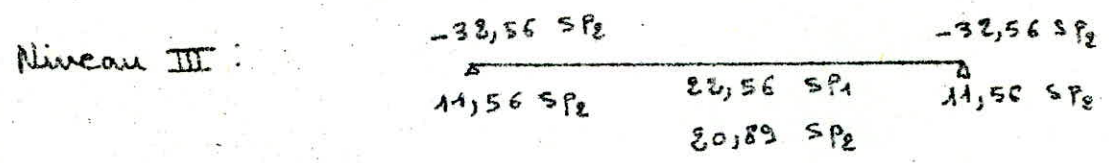
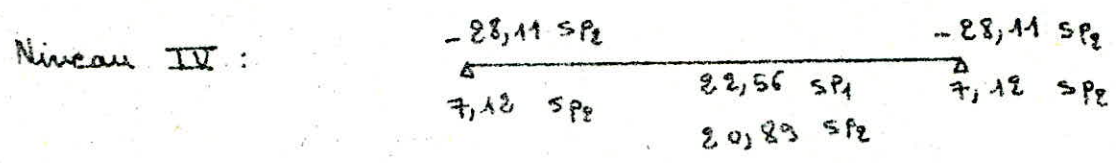
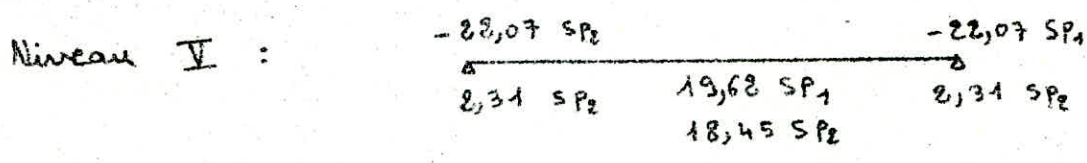
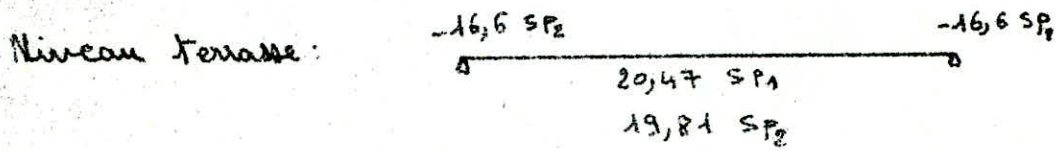
espacement :

dans la zone modale : $S \leq \min(\frac{h_t}{4} = 11,25, 12 \phi = 14,4) = 11,25 \text{ cm}$
on prend $s = 11 \text{ cm}$

dans la zone courante : $S' = \frac{h_t}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$
on prend $s' = 22 \text{ cm}$

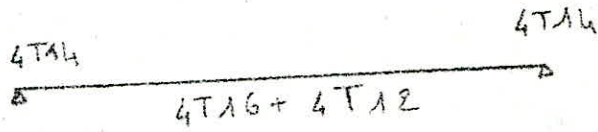
Partique transversal 11-11.

Armatures Longitudinales:

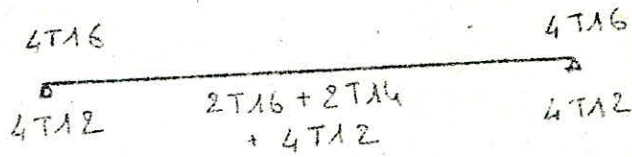


Ferraillage adoptée

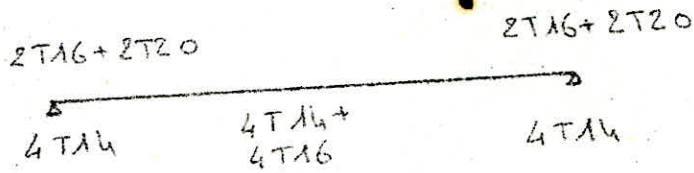
Niveau Terrasse :



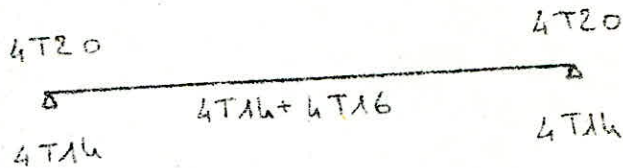
Niveau II :



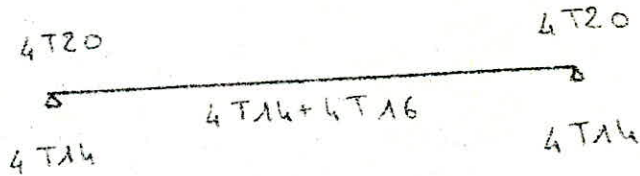
Niveau III :



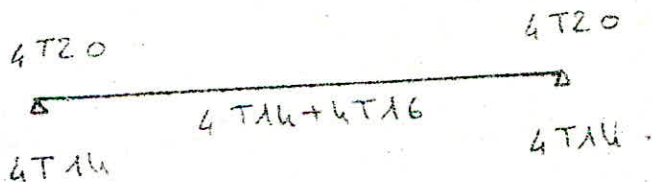
Niveau III :



Niveau II :



Niveau I :



Verification des armatures longitudinales: portique transversal.

Verification de la flèche : (Arct. 61 CCBA68)

D'une façon generale, on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une verification des flèches si les 3 conditions sont verifiées:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

avec M_t = moment en travée

$$M_0 = q \frac{L^2}{8}$$

travée 1 - 2 $M_t = 20,47 \text{ t m}$ $M_0 = 30,78 \text{ t m}$
 $h_t = 80 \text{ cm}$ $L = 9,45 \text{ m}$ $b_0 = 30 \text{ cm}$ $h = 76 \text{ cm}$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{80}{945} = 0,085 \geq \frac{1 \cdot 20,47}{10 \cdot 30,78} = 0,066 \quad \text{verifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{11,12}{30,76} = 0,0048 \leq \frac{43}{4200} = 0,010 \quad \text{verifiée}$$

$$\frac{80}{945} = 0,085 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{verifiée}$$

travée 3 - 4 $M_t = 19,62 \text{ t.m}$ $M_0 = 29,19 \text{ t.m}$

$$0,085 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{19,62}{29,19} = 0,067 \quad \text{verifiée}$$

$$\frac{11,12}{30,76} = 0,0048 \leq \frac{43}{4200} = 0,010 \quad \text{verifiée}$$

$$0,085 \geq 0,0625 \quad \text{verifiée}$$

Pour les 4 dernières travées $M_t = 22,56 \text{ t. m}$, $M_0 = 32,20 \text{ t.m}$

$$0,085 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{22,56}{32,20} = 0,070 \quad \text{verifiée}$$

$$\frac{14,2}{30,76} = 0,006 \leq 0,01 \quad \text{verifiée}$$

$$0,085 \geq 0,0625 \quad \text{verifiée}$$

les trois conditions sont vérifiées pour toutes les travées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_{en}}{\sigma_s} = 0,69 \cdot 30,76 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,24 \text{ cm}^2$$

c'est vérifié pour toutes les sections d'acier.

Verification de l'adherence (ART 29 CCBA68)

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}_a = 2 \psi \bar{\sigma}_k = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T_{max}}{n p s} \quad \text{avec} \quad n = 4 \quad ; \quad s = \frac{7}{8} h$$

p = perimetre de la basse

le calcul est memé sous forme de tableau

Condition aux appuis

la longueur C de l'appui à l'extremité de laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage de l'armature doit être telle que l'on ait

$$C \gg \frac{2 T}{b \sqrt{\sigma_{b0}}} = C_0 \quad T: \text{effort tranchant max à l'appui de rive}$$

$$C = a - (d+r), R=5,5\phi, d=3\text{cm}$$

$$\sqrt{\sigma_{b0}} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

- a: largeur du poteau
- d: enrobage
- r: rayon de courbure de barre à haute adherence
- ϕ : diametre des barres inferieures

C_0 = largeur de la bielle necessaire pour transmettre les efforts de la poutre

Le calcul est fait sous forme de tableau

Condition de non ecrasement du beton:

$$r \gg 0,10 \phi \frac{T}{\sqrt{\sigma_{b0}}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right) V = R_0 \quad \gamma \cong 1: \text{la basse courbée est isolée}$$

le calcul est mené sous forme de tableau .

d_1 : distance du centre de courbure de la barre à la paroi

Armatures inferieures au niveau des appuis: (ART 35.32 CCBA68):

Au niveau des appuis, l'effort tranchant T et le moment flechissant engendrent un effort de traction dans les armatures inferieures pour nous devons vérifier la relation suivante:

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{Z} \quad T + \frac{M}{Z} \text{ resulte de la combinaison la plus defavorable.}$$

M : est pris avec son signe

$$Z = \frac{7}{8} h = 66,5 \text{ cm}$$

Verification de l'adhérence

Niveaux diamètres	T 14	V 16	IV 14	III 20	II 20	I 20
T_{max} [E]	13,81	13,97	16,06	17,00	17,27	16,97
Σd [kg/m ²]	11,80	10,65	13,73	10,17	10,33	10,15

Conditions aux appuis

Niveaux diamètres	T 14	V 16	IV 14	III 20	II 20	I 20
T_{max} [E]	13,81	13,97	16,06	17,00	17,27	16,97
C_0 [cm]	13,37	13,52	15,55	16,46	16,72	16,43
C [cm]	49,30	48,20	49,30	46,00	46,00	46,00

Condition de non écrasement du béton

Niveaux diamètres	T 14	V 16	IV 14	III 20	II 20	I 20
$r = 5,5 \phi$ [cm]	7,70	8,80	17,70	11,00	11,00	11,00
r_0 [cm]	6,49	7,65	6,49	9,38	9,38	9,38

Armatures inférieures au niveau des appuis

niveaux	nœuds	M [t.m]	T [t]	$\frac{1}{\bar{\sigma}_a} (T + \frac{M}{z})$ [cm ²]	A choisie [cm ²]	φ adopté
T	1	3,25	8,00	1,90	4,52	4T12
V	3	2,31	5,39	2,11	4,52	4T12
IV	5	7,12	4,36	4,95	6,16	4T14
III	7	11,56	3,42	4,95	6,16	4T14
II	9	12,87	3,15	5,35	6,16	4T14
I	11	11,42	3,45	4,91	6,16	4T14

Vérification à la fissuration

niveaux	A [cm ²]	$\frac{8p}{f}$ [cm ²]	$\hat{\omega} f$	$\bar{\sigma}_1$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_2$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm ²]
T	12,56	240	0,0523	5151,02	2257,80	2800
V	11,62	240	0,0484	4892,18	2257,80	2800
IV	14,20	240	0,0591	5571,96	2257,80	2800
III	14,20	240	0,0591	5571,96	2257,80	2800
II	14,20	240	0,0591	5571,96	2257,80	2800
I	14,20	240	0,0591	5571,96	2257,80	2800

Vérification des contraintes

nœuds Travées	M [t.m]	A [cm]	$\bar{\omega}$	ε	K	σ_a [kg/cm ²]	σ'_a [kg/cm ²]
1	-16,60 [SP2]	6,16	0,2701	0,9177	45,7	3863,78	84,56
1-2	20,47 [SPA]	12,56	0,5520	0,8891	30,1	2411,93	80,13
3	-22,07 [SP2]	8,04	0,3530	0,3077	39,2	3979,15	101,51
3-4	19,62 [SPA]	11,12	0,4880	0,8945	32,4	2595,37	80,10
5	-28,11 [SP2]	10,30	0,4517	0,9102	40,7	3945,24	96,93
5-6	22,56 [SPA]	14,20	0,6230	0,8837	28,0	2365,55	84,48
7	-32,56 [SP2]	12,56	0,5510	0,8893	30,1	3835,59	127,43
7-8	22,56 [SPA]	14,20	0,6230	0,8837	28,0	2365,55	84,48
9	-33,87 [SP2]	12,56	0,5510	0,8893	30,1	3989,31	132,55
9-10	22,56 [SPA]	14,20	0,6230	0,8837	28,0	2365,55	84,48
11	-32,11 [SP2]	12,56	0,5510	0,8893	30,1	3817,93	126,84
11-12	22,56 [SPA]	14,20	0,6230	0,8837	28,0	2365,55	84,48

Armatures transversales

On termine les armatures transversales sous l'effet de l'effort tranchant maximal de l'appui. Ainsi la contrainte de cisaillement maximale est:

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad . b = 30 \text{ cm}, z = \frac{7}{8} h = 66,5 \text{ cm}$$

On vérifie que $\tau_{b \max} \leq 2,5 \bar{\sigma}_b$ T_{\max} : effort tranchant d'appui sous SP1
 $2,5 \bar{\sigma}_b$ étant la valeur minimale de la contrainte.

niveau	Terrasse	V	IV	III	II	I
T_{\max} [t]	13,03	12,35	13,62	13,62	13,62	13,62
$\tau_{b \max}$ [kg/cm ²]	6,53	6,19	6,83	6,83	6,83	6,83
$2,5 \bar{\sigma}_b$ [kg/cm ²]	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 s' b_1 \quad \text{" R P A 81 "}$$

$$s' = \frac{h_t}{2} \quad h_t : \text{hauteur totale de la poutre}$$

on a : $h_t = 80 \text{ cm} \Rightarrow s' = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$ prend $s' = 22 \text{ cm}$

$$b_1 = 30 \text{ cm (largeur de la poutre)}$$

$$A_t = 0,003 \cdot 22 \cdot 30 = 1,98 \text{ cm}^2$$

On choisira 2 cadres $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement :

dans la zone nodale : $s = \min \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi \right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$

on prend $s = 14 \text{ cm}$

En dehors de la zone courante : $s' = \frac{h_t}{2} = 40 \text{ cm}$

on prend $s' = 22 \text{ cm}$

**— FERRAILLAGE
DES POTEAUX —**

Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal N et des moments flechissants en tête et à la base.

dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, on calculera le ferraillage des poteaux sous G + 1, 2p et sous la sollicitation la plus defavorable du deuxieme genre.

Determination des aciers longitudinaux:

1/ Section partiellement comprimée

une section est partiellement comprimée si l'effort normal de compression est appliqué en dehors du moyen central de la section homogene.

$$e_0 = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{h_t}{6}$$

- e₀ : exentricité de la charge
- M = moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section du beton seul.
- N: effort de compression du c;d;G du beton seul
- h_t : hauteur totale de la section

a - section sans armatures comprimées:

on determine les armatures A₁ de la section rectangulaire qui est soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif des forces exterieures agissant à gauche de la section par rapport au c.d.g des armatures tendres, la section des armatures tendres soumise à la flexion composée sera :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$$

la condition pour qu'il n'y ait pas d'armatures comprimées est $K \geq \bar{K} = \frac{e_0}{\sigma_s}$

b - section avec armatures comprimées :

la section étudiée peut être considerée comme obtenue par la superposition de deux sections fictives .

la 1 section equilibre le moment resistant nominal : M_{rn}

la 2 section equilibre le moment B.M (B.M = M - M_{rn})

$$A' = \frac{A M}{\sigma_s (h-d')} \quad \text{avec } \sigma_s = N \sigma_s \left(\frac{e_0}{h} \right), \lambda = Y/H ;$$

$$\lambda = d'/h$$

$$A = \frac{M_{rn}}{\lambda h \sigma_s} + \frac{A M}{\sigma_s (h-d')}$$

$$A'_{fc} = A'_{fs} ; A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_s}$$

2

2 - section entierement comprimée : $\frac{M}{N} < e_1 = \frac{h_t}{6}$
 ce cas se presente lorsque : $e_0 = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{h_t}{6}$

On armera la section d'une manière symetrique: $A_1 = A_2 = A'$

la determination des armatures se fera par les formules suivantes

$$B'_0 = bh_t + 2\alpha A'; I = \frac{bh_t^3}{12} + 2\alpha A' \left(\frac{h_t}{2} - \xi h_t \right) \text{ avec } \xi = \frac{d}{h_t} = \frac{d'}{h_t}$$

$$\rho = \frac{b h_t}{N}, \beta = \frac{6 M}{h_t n} = \frac{6e}{h_t}, \gamma = 0,27(1-2\xi)^2$$

$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,9(1-\xi)(1-2\xi)^2; E = -(1+\beta)$$

$$C + D + E = 0 \Rightarrow \frac{D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \Rightarrow A'_1 = A'_2 = \frac{W_b \cdot h_t}{100}$$

Cas de la compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit verifier les trois conditions suivantes:

$$4\% \geq A \geq 1\% (R.A.A.SI); A \geq \frac{1}{N} \left(\frac{M}{\sigma_s} - \beta \right); A \leq \frac{B}{20}$$

- Flambement des poteux :

$$\frac{L_c}{a} \leq 14,4 \text{ avec } L_c = 0, L_0$$

L_0 : longueur libre du poteau

L_c : longueur du flambement

- Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_b$ en flexion composée (AN.3.4.4.4.4.4.4)

sous σ_{p1} : $\bar{\sigma}_b = \sigma_{p1} \left(1 - \frac{e_0}{h_t} \right)$; $\sigma = \min \left[\sigma_{p1}, \sigma_{p2} \left(1 - \frac{e_0}{h_t} \right) \right]$

sous σ_{p2} : la valeur de σ est multipliée par 1,5

exemple de calcul:

$$\left. \begin{array}{l} M = 17,6 \text{ t.m} \\ N = 15,7 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 112,1 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$f = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 112,10 + \left(\frac{60}{2} - 4 \right) = 138,10 \text{ cm}$$

Moment resistant : $M_{rn} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot I \cdot b \cdot h^2$; $h_t = 60, d = d' = 4 \text{ cm}$

$$b = 40 \text{ cm}; \bar{\sigma}_b = 206,55 \text{ kg/cm}^2; I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 60^3 = 15.206,55$$

$$\bar{\sigma} = 0,42452 \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_s} = 0,8585$$

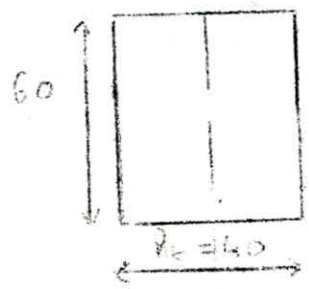
$$M_{rn} = \frac{1}{2} \cdot 206,55 \cdot 0,42452 \cdot 0,8585 \cdot 40 \cdot 56^2 = 48,91 \text{ t m}$$

$$M = N \cdot f = 15,7 \cdot 1,38 = 21,67 \text{ t m}$$

$$M < M_{rn} \Rightarrow A' = 0; A_1 = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h} = \frac{21,67 \cdot 10^5}{0,8585 \cdot 56 \cdot 4200} = 10,73 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,73 - \frac{15700}{4200} = 6,99 \text{ cm}^2$$

Exemple de calcul pour la file intermediaire : 2 - 5



- $M = 4,812 \text{ t.m}$, $N = 8,82 \text{ t}$
- $e_0 = 54,5 \text{ cm}$, $f = e_0 + \frac{h}{2} = d = 70,5 \text{ cm}$
- moment fictif : $M = N \cdot f = 6,21 \text{ t m}$
- moment resistant nominal:

$$M_{rn} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_c \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma} \cdot b \cdot h^2$$

$$h_t = 40 \text{ cm} , d = d' = 4 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} , \bar{\sigma}_c = 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{J} = \frac{15 \bar{J}'_b}{15 \bar{J}'_b + \bar{J}'_a} = \frac{15 \cdot 206,55}{15 \cdot 206,55 + 4200} = 0,42452$$

$$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{J}}{3} = 1 - \frac{0,42452}{3} = 0,8585$$

$$M_{rn} = \frac{1}{2} \cdot 206,55 \cdot 0,42452 \cdot 0,8585 \cdot 60 \cdot 36 = 29,26 \text{ t m}$$

$M = 6,21 \text{ t m} < M_{rn} = 29,26 \text{ t m}$ — Aciers comprimés ne sont pas necessaires $\rightarrow A'_1 = 0$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{6,21 \cdot 10^5}{0,8585 \cdot 36 \cdot 4200} = 4,78 \text{ cm} , A'_1 = 0$$

$$A = A_1 = \frac{N}{\bar{\sigma}_c} = 4,78 - \frac{8,82 \cdot 10^3}{4200} = 2,68 \text{ cm}^2$$

Section avec armatures comprimées A' :

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_c (h-d')} \text{ avec } \bar{\sigma}'_c = N \bar{\sigma}'_b \left(\frac{\bar{\sigma}'_c - \bar{\sigma}'_s}{\bar{\sigma}'_c} \right)$$

$$\delta = \frac{d'}{h} = \frac{4}{36} = 0,11 \quad (\Delta M = M - M_{rn})$$

$$A = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_c h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_c (h-d')} ; \quad \begin{aligned} A'_{fc} &= A'_{fs} \\ A_{fc} &= A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}'_c} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}'_c = \frac{15 \cdot 206,55 (0,42452 - 0,11111)}{0,42452} = 2287,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{29,26 \cdot 10^5}{0,8585 \cdot 36 \cdot 4200} + \frac{2,94 \cdot 10^5}{4200 (36 - 4)} = 24,73 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales sous SP2 (Port Long)

Combinaison $N_{max} - M_{corresp}$

porteurs	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20
M [t.m]	4,81	10,07	14,36	17,82	19,70	21,38
N [t]	8,82	20,45	32,10	44,12	55,80	67,80
$e_{cor} = \frac{M}{N}$ [cm]	54,50	49,20	44,70	40,30	35,30	31,50
$\beta = e_{cor} + 16$ [cm]	70,50	65,20	60,70	56,30	51,30	47,50
$d'_0 = N \cdot \beta$ [t.m]	6,21	13,33	19,47	24,83	28,62	32,20
M_{rx} [t.m]	29,26	29,26	29,26	29,26	29,26	29,26
A'_1 [cm ²]	—	—	—	—	—	4,02
A_1 [cm ²]	4,78	10,27	16,99	19,13	22,05	24,73
A' [cm ²]	—	—	—	—	—	4,02
A [cm ²]	2,68	5,40	7,35	8,62	8,76	8,59

Combinaison $N_{min} - M_{corresp}$

porteurs	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20
M [t.m]	4,01	8,39	11,96	14,85	16,41	13,40
N [t]	5,64	11,94	18,50	24,73	31,26	37,51
$e_{cor} = \frac{M}{N}$ [cm]	71,00	70,20	64,60	60,00	52,50	35,70
$\beta = e_{cor} + 16$ [cm]	87,00	86,20	80,60	76,00	68,50	51,70
$d'_0 = N \cdot \beta$ [t.m]	4,90	10,29	14,91	18,79	21,41	19,39
A'_1 [cm ²]	—	—	—	—	—	—
A_1 [cm ²]	3,77	7,93	11,48	14,47	16,49	14,93
A' [cm ²]	—	—	—	—	—	—
A [cm ²]	2,41	5,08	7,07	8,58	9,05	5,99

Armatures longitudinales sous SP2 (Port transv)

Combinaison $N_{max} - M_{corresp}$

poteaux	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13
M [t.m]	17,60	15,79	18,17	20,34	20,69	-23,12
N [t]	15,70	31,77	50,35	70,06	90,10	109,78
e_0 [cm]	112,10	49,70	36,08	29,03	22,96	21,06
$\beta = e_0 + 26$ [cm]	138,10	75,70	62,08	55,03	48,96	47,06
$d\beta = N\beta$ [t.m]	21,67	24,05	31,26	38,55	44,11	51,66
M_{rn} [t.m]	48,91	48,91	48,91	48,91	48,91	48,91
A'_1 [cm ²]	-	-	-	-	-	3,32
A_1 [cm ²]	10,73	11,91	15,48	19,09	21,84	25,42
A' [cm ²]	-	-	-	-	-	3,32
A [cm ²]	6,99	4,35	3,49	2,41	0,39	-

Combinaison $N_{min} - M_{corresp}$

poteaux	M [t.m]	N [t]	e_0 [cm]	$\beta = e_0 + 26$ [cm]	$d\beta = N\beta$ [t.m]	M_{rn} [t.m]	A'_1 [cm ²]	A_1 [cm ²]	A' [cm ²]	A [cm ²]
1-3	-1,46	9,35	15,61	41,61	3,89	47,21	-	1,92	-	-
3-5	1,36	16,09	8,45	34,45	5,54	47,21	-	2,74	-	-
5-7	4,00	21,97	18,21	44,21	9,72	47,21	-	4,82	-	-
7-9	5,48	26,91	20,36	46,36	12,47	47,21	-	6,17	-	-
9-11	-7,39	31,58	23,40	49,40	15,60	47,21	-	7,71	-	0,20
11-13	-3,56	36,55	9,74	35,74	13,06	47,21	-	1,51	-	-

Tableau récapitulatif du ferrailage adopté des poteaux

Sens transversal

poteaux	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13
A=A', ϕ adoptés	2T16+T20 [7,16]	2T16+T20 [7,16]	2T16+T20 [7,16]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]

Sens Longitudinal

poteaux	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20
A=A', ϕ adoptés	4T16 [8,04]	4T16 [8,04]	4T16 [8,04]	4T20 [12,56]	4T20 [12,56]	4T20 [12,56]

Vérification des contraintes

Sens transversal

M [t.m]	17,60	19,79	18,17	20,34	20,69	23,12
N [t]	15,70	31,77	50,35	70,06	90,10	109,78
y [cm]	16,42	21,16	25,14	30,23	36,22	38,86
σ'_b [kg/cm ²]	104,16	95,27	109,15	115,52	117,68	131,67
σ'_a [kg/cm ²]	3766,09	2353,05	2009,80	1477,28	962,69	870,94
σ_a [kg/cm ²]	1181,73	1158,95	1376,79	1503,54	1567,63	1771,74

Sens longitudinal

M [t.m]	4,81	10,07	14,35	17,82	19,70	21,38
N [t]	8,82	20,45	32,03	44,12	55,79	67,80
y [cm]	12,01	12,35	12,71	15,03	15,75	16,46
σ'_b [kg/cm ²]	44,13	92,51	132,08	135,24	150,44	164,17
σ'_a [kg/cm ²]	1322,05	2657,39	3630,21	2830,53	2901,38	2922,10
σ_a [kg/cm ²]	441,47	938,16	1357,66	1488,64	1683,55	1864,27

Armatures transversales :

Les espacements des cadres sont donnés par le R.P.A.81:

dans la zone modale : $t \leq \min(10 \phi l; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$

La valeur de ϕ_l est celle du plus petit diamètre pour les aciers longitudinaux.

$$\phi_l = 16 \text{ mm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

on prend $t = 8 \text{ cm}$

dans la zone courante : $t' \leq 12 \phi l = 19,2 \text{ cm}$

on prend $t' = 12 \text{ cm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par:

$$A_t = \frac{1,25 T.S.}{h_1} \quad \begin{array}{l} T: \text{effort tranchant dans le} \\ \text{poteau} \end{array}$$

S: espacement des cadres

$$A_t = \frac{1,25 \cdot 18,24 \cdot 10^3 \cdot 12}{40 \cdot 2400} = 2,85 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal)}$$

$$A_t = \frac{1,25 \cdot 20,61 \cdot 10^3 \cdot 12}{60 \cdot 2400} = 2,14 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal)}$$

On prend $4 \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

donc pour les armatures transversales on prend 2 cadres $\phi 10$.

Verification au seisme

Sens transversal

niveaux	L_c [cm]	λ [cm]	λ	$T_{calculé}$ [s]	$T = 3T_{cal}$ [s]	Σb [kg/cm ²]	$\bar{\Sigma} b$ [kg/cm ²]
Terrasse	252	17,32	14,55	1,98	5,94	3,03	41,31
V	252	17,32	14,55	3,63	10,89	5,56	41,31
IV	252	17,32	14,55	4,85	14,55	7,42	41,31
III	252	17,32	14,55	5,77	17,31	8,83	41,31
II	252	17,32	14,55	6,38	19,14	9,76	41,31
I	252	17,32	14,55	6,87	20,61	10,52	41,31

Sens longitudinal

niveaux	L_c [cm]	λ [cm]	λ	$T_{calculé}$ [s]	$T = 2T_{cal}$ [s]	Σb [kg/cm ²]	$\bar{\Sigma} b$ [kg/cm ²]
Terrasse	252	11,55	21,82	2,83	5,66	2,99	41,31
V	252	11,55	21,82	5,18	10,36	5,48	41,31
IV	252	11,55	21,82	6,94	13,88	7,34	41,31
III	252	11,55	21,82	8,25	16,50	8,73	41,31
II	252	11,55	21,82	9,12	18,24	9,65	41,31
I	252	11,55	21,82	8,68	17,36	9,19	41,31

— BLOC A —

Charges et surcharges

I Plancher terrasse :

a - 1 - gravillons (5cm)	90 kg/m ²
2 - étanchéité multicouche (10 cm)	10 " "
3 - pare vapeur	5 " "
4 - liège (4 cm)	16 " "
5 - pare vapeur	5 " "
6 - forme de pente	220 " "
7 - table de compression + hourdis (16+5)	290 " "
8 - enduit en plâtre (2cm)	30 " "

G = 666 kg/m

pois de la salle machine

610 " "

= 1276 kg/m²

b - 1 -	90 kg/m ²
2 -	10 " "
3 -	5 " "
4 -	16 " "
5 -	5 " "
6 -	220 " "
7 - dalle pleine 0,2 .2500	500 " "
8 - enduit en plâtre (2 cm)	30 " "

876 kg/m²

// Plancher étage courant

a - 1 - carrelage (2 cm)	44 kg/m
2 - mortier de pose (2cm)	40 " "
3 - sable (2cm)	34 " "
4 - table de compression (16+5)	290 " "
5 - enduit en plâtre (2cm)	30 " "
6 - choisis	75 " "

513 kg/m²

b - 1 - carrelage (2cm)	44 kg/m
2 -	40 " "
3 -	34 " "
4 - dalle pleine 0,2.2500	500 " "
5 -	30 " "
6 -	75 " "

723 kg/m²

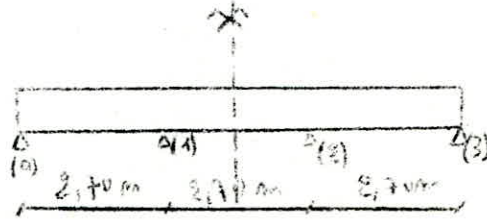
Surcharges:

- terrasse inaccessible	P = 100 kg/m ²
- plancher étage courant	P = 250 " "
- escalier	P = 400 " "
- acrotère	P = 100 " "
- Balcon	P = 350 " "

Calcul des poutrelles

1ere étage : même calcul que le bloc A.

2eme étage :
schéma statique :



b = 58 cm

determination des moments flechissants et des efforts tranchants
application de la methode des 3 moments :

$$M_0 = M_3; \quad M_1 = M_2$$

$$\left. \begin{aligned} M_0 + 4M_1 + M_2 &= -q \frac{L^2}{2} \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= -q \frac{L^2}{2} \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} 5M_1 &= 5M_2 = -q \frac{L^2}{2} \\ M_1 &= M_2 = -\frac{qL^2}{20} \end{aligned}$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = M_2 = -q \frac{L^2}{20}$$

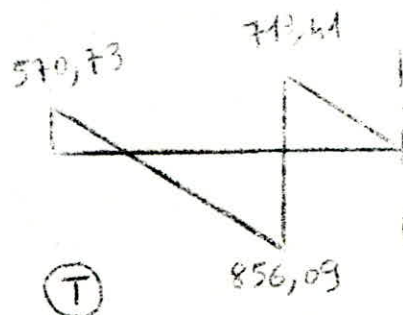
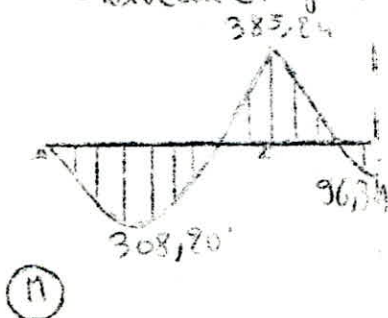
- Moments en travée

$$M(x) = M_1 + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \cdot x + q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

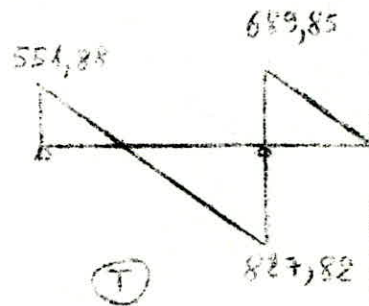
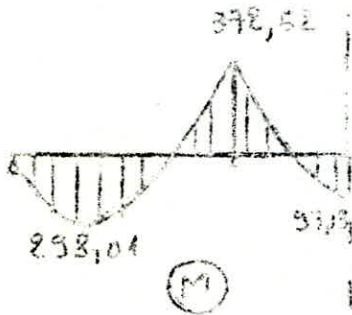
Poutre	étage courant	terrasse
$q = G + 1,2 P_{k,pl}$	528,45	511,00
$M_1 (kg.m)$	-385,24	-372,52

travée	x (m)	M(x) (kg.m)	M(x) (kg.m)	T(x)	
		(étage courant)	terrasse	T(x=0) T(x=L)	T(x=0) T(x=L)
0-1	1,08	308,20	298,01	570,73 -856,09	551,88 -827,82
1-2	1,35	96,31	93,13	713,41 -713,41	689,85 -689,85

diagrammes:
- Niveau étage courant:



Niveau terrasse :



Section d'acier en travée :

Poutre	M _{max} kg.m	μ	K	λ	ε	σ _b	λ p	A _{acier} (cm ²)	A _{choix} φ
travée	308,70	0,0079	110	0,170	0,960	95,45	8,28	0,60	3T8 1,50
terrasse	258,04	0,0076	112	0,1481	0,960	85,00	8,24	0,58	3T8 1,50

Section d'acier sur appui :

Poutre	M _{max} kg.m	μ	K	λ	ε	σ _b	λ p	A _{acier} (cm ²)	A _{choix} φ
travée (ciment)	385,24	0,0477	33,4	0,2757	0,9081	71,06	5,24	0,80	3T10 1,57
terrasse	378,52	0,0464	40,2	0,2717	0,9094	69,65	5,16	0,77	3T10 1,57

Verifications:

Verification des contraintes

* entravée : A = 1,50 cm² → $\tilde{w} = 0,136$ → k = 67,0 → ε = 0,9390

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{308,2 \cdot 10^2}{1,5 \cdot 0,939 \cdot 19} = 1151,65 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 17,19 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

* sur appui : A = 1,57 cm² → $\tilde{w} = 0,696$ → k = 26,3 → ε = 0,8789

$$\sigma_a = \frac{385,24 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,8789 \cdot 19} = 1469,4 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1469,4}{26,3} = 55,87 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité :

en travée A = 1,50 cm² > 1,07 cm²

sur appui A = 1,57 cm² > 0,22 cm²

Condition de non fissuration :

$$\tilde{w}_f = 0,0065 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 \cong 1830 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3193,0 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \min(\sigma_2, \max(\sigma_1, \sigma_f)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

II
 Verification de l'adhérence .

$$\bar{\tau} d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad T_{\max} = 856,09 \text{ kg} \rightarrow \bar{\tau} d = 8,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Verification de fleche :

$$h_t \geq \frac{308,2 \cdot 270}{15 \cdot 481,55} = 11,52 \text{ cm} , \quad \Delta \leq \frac{36}{4200} \cdot 12,19 = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$h_t \geq \frac{270}{22,5} = 12 \text{ cm}$$

Ces 3 conditions etant vérifiées la verification de la flèche est inutile

Armatures transversales :

$$\bar{\tau}_d = 4,29 = \frac{T_{\max}}{b_0 z} , \quad \mu = 0,0477 \rightarrow K = 39,4, \quad 0,9081$$

$$\bar{\tau}'_d = 71,06 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}'_{b_0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}'_{b_0} \leq \bar{\tau}'_d \leq 2\bar{\tau}'_{b_0}$$

$$\bar{\tau}'_d = 4,29 \text{ kg/cm}^2 \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\tau}'_d}{\bar{\tau}'_{b_0}} \right) \bar{\tau}'_{b_0} = 20,46 \text{ kg/cm}^2$$

On choisi un cadre $\emptyset 8 \rightarrow \Delta_t = 1 \text{ cm}^2$

contrainte admissible des armatures transversales.

$$\bar{\tau}_{at} = \rho_{at} \bar{\tau}_{at} ; \quad \rho_{at} = \max(0,67; 0,92) \Rightarrow \bar{\tau}_{at} = 0,92 \cdot 2400 = 2208,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{at} = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

ecartement des armatures transversales :

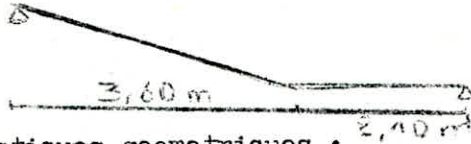
$$t = \max(t_1, t_2) = \max(3,8, 14,85) = 14,85 \text{ cm}$$

On prendra un ecartement admissible donne par le CCBA68 $t=14 \text{ cm}$

Calcul des escaliers

Les escaliers que nous étudierons se trouvent au centre du bloc ils sont à paillasse adjacentes .
on a deux types de schémas statiques suivant l'étage considéré

1°



Caracteristiques geometriques :

$h = 15 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$; incinaison $\alpha = 26,56^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,894$.
on verifi les conditions de B londel :

$g = 30 \text{ cm} > h = 15 \text{ cm}$ verifiée
 $59 \text{ cm} \leq g + 2 h = 50 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ verifiée
 l'épaisseur de la paillasse : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec $L = 210 + 360 = 570 \text{ cm}$
 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$

le calcul sera fait pour 1 m d'emmarchement et par metre lineaire .

* Paillasse:

. charge permanente :

- Poids propre de la paillasse.....	= 419,46 kg/ml
- " " " des marches:.....	= 165 kg/ml
- carrelage + mortier.....	84 kg/ml
- enduit en platre.....	30 kg/ml
	G = 698,46 kg/ml

Surcharge : $P = 400 \text{ kg/ml}$

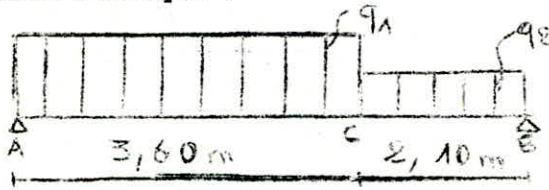
$\rightarrow q_1 = G + 1,2p = 1178,46 \text{ kg/ml} = 1,18 \text{ t/ml}$

* Palier :

P.P. du palier.....	= 375 kg/ml
carrelage + mortier.....	= 84 kg/ml
enduit en platre	= 30 kg/ml
surcharge $P = 400 \text{ kg/ml}$;	G = 489 kg/ml

$q_2 = G + 1,2 P = 0,97 \text{ t/ml}$

Schema statique :



$$q_1 = 1,18 \text{ t/m} \\ q_2 = 0,97 \text{ t/m}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B = 3 \text{ t} \\ \sum M/B = 0 \longrightarrow R_E = 3,28 \text{ t}$$

Calcul des efforts:

$$0 \leq x \leq 3,6 \text{ m} \longrightarrow M(x) = -1,18 \cdot \frac{x^2}{2} + 3,28 x \\ T(x) = -1,18 x + 3,28 \quad (T(x)=0 \rightarrow x=2,78)$$

$$M(0) = 0$$

$$M_{\max} = M(2,78) = 4,56 \text{ t.m}; T(0) = 3,28 \text{ t}$$

$$M(3,6) = 4,16 \text{ t.m} \quad T(3,6) = 0,96 \text{ t}$$

$$0 \leq x \leq 2,1 \text{ m} \\ M(x) = -0,97 \frac{x^2}{2} + 3 x$$

$$T(x) = +0,97 x - 3$$

$$M(0) = 0 \quad T(0) = 3 \text{ t}$$

$$M(2,1) = 4,16 \text{ t.m} \quad T(2,1) = 0,96 \text{ t}$$

- Ferrailage :

$$M_{\max} = 4,56 \text{ t} \longrightarrow M_t = 0,85 M_{\max} = 3,87 \text{ t.m}$$

methode de P.charon : $M_e = 0,3 M_{\max} = 1,36 \text{ t.m}$

en travée :

$$M_t = 3,87 \text{ t.m}; b = 100 \text{ cm}, h_t = 15 \text{ cm}, h = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,1228 \longrightarrow \begin{cases} k = 21,6 \\ \epsilon = 0,8634 \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2800}{21,6} = 129,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\longrightarrow A' = 0$$

$$A \pm 12,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \text{ T } 20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

aux appuis : $M_e = 1,368 \text{ t.m}; b = 100 \text{ cm}, h_t = 15 \text{ cm} \rightarrow h = 13 \text{ cm}$

$$\mu = 0,0432 \longrightarrow \begin{cases} k = 41,8 \\ \epsilon = 0,9120 \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_e}{K} = 66,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_e \epsilon h} = \frac{1,368 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9120 \cdot 13} = 4,12 \text{ cm} \longrightarrow 6 \text{ T } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Armatures de repartition:

- en travée : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \longrightarrow 3,14 \leq A_r \leq 6,38 \longrightarrow 5 \text{ T } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$

Verifications :

1 - condition de non fragilité: (art 52 CCBA68)

$$A \geq 0,69 \text{ b.h. } \frac{\sqrt{f_c}}{\sigma_{en}} = 1,26 \text{ cm} \quad \text{verifiée}$$

2 - contraintes :

* en travée : $A = 12,56 \text{ cm}^2$, $M_t = 3,876 \text{ t.m}$

$$\tilde{\omega} = 0,963 \longrightarrow k = 21,4$$

$$\epsilon = 0,8626$$

$$\sigma_a = 2751,95 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 128,59 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

* aux appuis : $A = 4,71 \text{ cm}^2$; $M_g = 1,368 \text{ t.m}$

$$\tilde{\omega} = 0,363 \longrightarrow k = 38,6$$

$$\epsilon = 0,9067$$

$$\sigma_a = 2459,48 \text{ kg/cm}^2; \sigma'_b = 63,71 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

3 - condition de non fissuration :

en travée : $A = 12,56 \text{ cm}^2$; $\tilde{\omega}_F = \frac{A}{Bf} = 0,0314$

$$\sigma_a = \frac{K N}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_F}{1 + 10 \tilde{\omega}_F} = 2867,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K N}{\phi} \right) = 2019,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \sigma_a \longrightarrow \text{verifiée}$$

aux appuis :

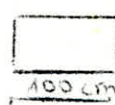
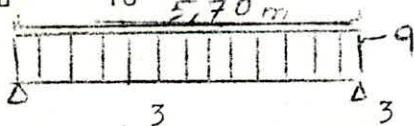
$$A = 4,7 \text{ cm}^2; \tilde{\omega} = 0,0117$$

$$\sigma_a = 2513,87 \text{ kg/cm}^2; \sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

4 - verification de la fleche :

$$\frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}} \longrightarrow A < bh \frac{43}{\sigma_{en}} = 13,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{verifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \longrightarrow h_t = 15 \text{ cm} > \frac{5,7 \cdot 10^2}{16} = 35,62 \text{ cm} \text{ non verifiée}$$



$$q = 1,18 \text{ t/ml}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 2,8125 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E_s = E = 7000 \left(\sqrt{1,2 \frac{10^6}{28}} \right) = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E \cdot I} = 0,448 \text{ cm} ; f = \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1,14 \text{ cm}$$

$\rightarrow f = 0,49 \text{ cm} < 1,14 \text{ cm}$ verifié

5 - verification au cisaillement:

$$T_{\max} = 3,28 \text{ t} ; \tau_t = \frac{T_{\max}}{B \cdot Z} = 2,88 \text{ kg/cm}^2$$

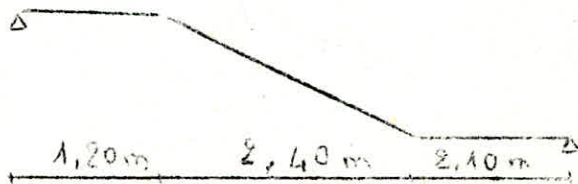
$$\tau_b \leq 1,15 \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm} \rightarrow \text{verifiée}$$

6 - effort tranchant à l'appui : $M_a = -1,368 \text{ t.m}$, $A = 4,71 \text{ cm}^2$

$$A \bar{\tau}_a = 4,71 \cdot 2800 = 13188 \text{ kg} > T + \frac{M}{Z} = 3,28 \cdot 10^3 - \frac{1,368 \cdot 10^5}{13,7 \cdot 10^3}$$

$$= -8746,37 \text{ kg} \quad \text{verifié}$$

2eme type de schema statique :



Le calcul sera fait pour 1m d'embranchement et par metre lineaire.
paillasse : $q_1 = G + 1,2 P = 1,18 \text{ t/ml}$

palier : $q_2 = 0,97 \text{ t/ml}$

Schema statique :



$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 2,97 \text{ t}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = 3,06 \text{ t}$$

Calcul des efforts :

$$0 \leq x \leq 1,2 \text{ m} \rightarrow M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} = 3,06 x - 0,97 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 3,06 - 0,97 x$$

$$M(0) = 0 \quad T(0) = 3,06 \text{ t}$$

$$M(1,2) = 2,97 \text{ t.m} \quad T(1,2) = 1,896 \text{ t}$$

$$1,2 \text{ m} \leq x \leq 3,6 \text{ m}$$

$$M(x) = -0,59 x^2 + 3,31 x - 0,15$$

$$T(x) = -1,18 x + 3,31 \quad (T(x) = 0 \rightarrow x = 2,8 \text{ m})$$

$$M(2,8) = 4,49 \text{ t.m}$$

$$T(1,2) = 1,89 \text{ t}$$

$$M(1,2) = 2,97 \text{ t.m}$$

$$T(3,6) = -0,93 \text{ t}$$

$$M(3,6) = 4,12 \text{ t.m}$$

$$0 \leq x \leq 2,1 \text{ m}$$

$$M(x) = 2,97x - 0,97 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -2,97 + 0,97x \quad (T(x) = 0 \rightarrow x = 3,06)$$

$$M(0) = 0$$

$$T(0) = 2,97 \text{ t}$$

$$M(2,1) = 4,1 \text{ t.m}$$

$$T(2,1) = -0,93 \text{ t}$$

Ferraillage :

$$M_{\max} = 4,49 \text{ t.m} \rightarrow M_t = 0,85 \quad M_{\max} = 3,82 \text{ t.m}$$

$$M_e = 0,30 \quad M_{\max} = 1,34 \text{ t.m}$$

en travée :

$$\mu = 0,121 \rightarrow k = 21,8$$

$$\varepsilon = 0,8641$$

$$\sigma'_b = 128,44 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 12,14 \text{ cm} \rightarrow 4 \text{ T } 20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

- armatures transversales : $3,14 \leq A_r \leq 6,28 \rightarrow 5 \text{ T } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$

* aux appuis $\mu = 0,0425 \rightarrow k = 42,2$

$$\varepsilon = 0,9126$$

$$\sigma'_b = 66,35 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 4,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$1,13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Verifications :

1 - condition de non fragilité : (art 52 CCBA68)

$$A \geq 0,69 \text{ b.h.} \quad \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

2 - contraintes :

en travée : $A = 12,56 \text{ cm}^2$; $M_t = 3,82 \text{ t.m}$; $\tilde{\omega} = 0,963 \rightarrow k = 21,4$

$$\varepsilon = 0,8826$$

$$\sigma_c = 2712,19 \text{ kg/cm}^2; \sigma'_b = 126,76 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifiée}$$

aux appuis : $A = 4,71 \text{ kg/cm}^2$; $M_e = 1,34 \text{ t.m}$

$$\tilde{\omega} = 0,363 \rightarrow k = 38,6$$

$$\varepsilon = 0,9067, \sigma_a = 2413,66 < \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 62,53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

3 - condition de non fissuration:

en travée :

$$A = 12,56 \text{ cm}, \tilde{\omega}_t = 0,0314, \sigma_a = 2867,57 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 2019,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_a, \sigma_2) = 2867,57 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

au appuis :

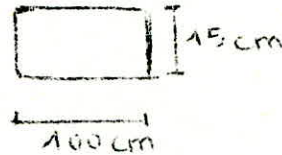
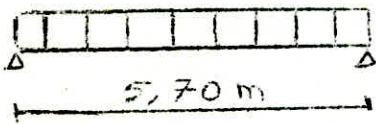
$$A = 4,71 \text{ cm}^2; \tilde{\omega}_p = 0,0117, \sigma_a = 2513,85 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_a, \sigma_2) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

4 - verification de la flèche

$$\frac{A}{bh} < \frac{43}{\sqrt{2m}} \longrightarrow A < 13,3 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \longrightarrow ht = 15 \text{ cm} < \frac{L}{16} = 35,62 \text{ cm}^2 \text{ non vérifiée}$$



$$I = 2,8125 \cdot 10^4 \text{ cm}^4, \quad E = E_s = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,448 \text{ cm} ; \quad \bar{f} = 1,14 \text{ cm} \longrightarrow f = 0,49 \text{ cm} < \bar{f} = 1,14 \text{ cm} \quad \text{verifiée}$$

5 - verification au cisaillement :

$$T_{\max} = 3,06 \text{ t}, \quad \tau_v = 2,69 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_v = 6,78/\text{cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

6 - effort tranchant a l'appui :

$$M_a = 1,34 \text{ t.m} \quad A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a = 13188 \text{ kg} > T + \frac{M_a}{Z} = 8720,22 \text{ kg} \quad \text{verifiée}$$

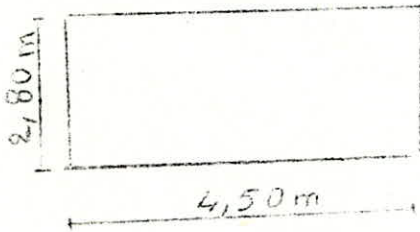
Calcul des dalles

Une partie des planchers de ce bloc est constituée de dalle pleine et l'autre en corps creux.

On a 2 types de dalles : dalles rectangulaires appuyées sur les 4 côtés et des dalles triangulaires appuyées sur les 3 côtés ces dalles sont chargées différemment suivant l'étage considéré.

1 - plancher terrasse :

a - dalle rectangulaire : $h_t = 20 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$



$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{4,5} = 0,62$$

0,4 < p < 1 -- dalle porte dans les 2 sens.

On considère une bande 1 m² dont la charge $q = G + 1,2 p$

$$q = 876 + 1,2 \cdot 100 = 996 \text{ kg/m}^2$$

dans la bande de 1 m // à l x on a :

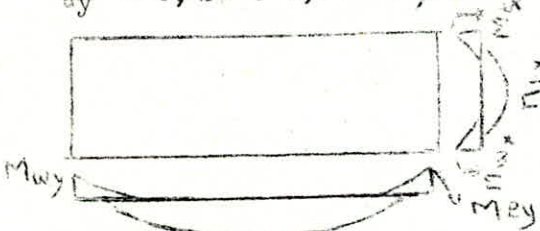
$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad p = 0,62 \longrightarrow \mu_x = 0,08248$$

$$M_x = 0,08248 \cdot 0,996 \cdot 2,8 = 0,644 \text{ t.m/ml}$$

dans la bande de 1 m // a l y on a :

$$M_y = \mu_y M_x \quad p = 0,62 \longrightarrow \mu_y = 0,458$$

$$M_y = 0,458 \cdot 0,644 = 0,295 \text{ t.m/ml}$$



$$M_{ex} = M_{wy}$$

$$M_{wx} = M_{ey}$$

en travée M_{ty}

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,547 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,250 \text{ t.m/ml}$$

aux appuis:

$$M_{axi} = 0,5 M_{ox} = 0,322 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{axi} = 0,3 M_{ox} = 0,193 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ayi} = 0,5 M_{oy} = 0,147 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ayr} = 0,3 M_{oy} = 0,0885 \text{ t.m/ml}$$

M_{ai} : app.int ; M_{ar} : app.de rive.

Ferailage :

Armatures principales :

$$\text{en travée: } M_{tx} = 0,547 \text{ t.m/ml} \longrightarrow \mu = 0,00904 \longrightarrow k = 102$$

$$\epsilon = 0,9573$$

$$\sigma_b = 27,55 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \longrightarrow A' = 0 ; A = 1,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

- aux appuis :

$$M_{\text{axi}} = 0,322 \text{ t.m/cm} \rightarrow \mu = 0,00532, \sigma'_b = 20,58 \text{ kg/cm}^2, A = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{axr}} = 0,192 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu = 0,00319, \sigma'_b = 15,55 \text{ kg/cm}^2, A = 0,392 \text{ cm}^2$$

on adopte 5 T10 = 3,92 cm avec e = 20 cm

Armatures secondaires :

$$M_{\text{ty}} = 0,250 \text{ t.m/ml}, \mu = 0,00413, \sigma'_b = 17,94 \text{ kg/cm}^2, A = 0,510 \text{ cm}^2$$

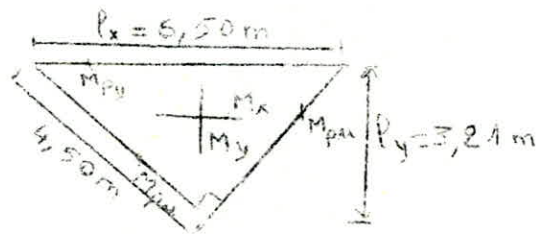
$$M_{\text{ayi}} = 0,147 \text{ t.m/ml}, \mu = 0,00243, \sigma'_b = 13,65 \text{ kg/cm}^2, A = 0,298 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ayi}} = 0,0885 \text{ t.m/ml}, \mu = 0,00146, \sigma'_b = 10,37 \text{ kg/cm}^2, A = 0,178 \text{ cm}^2$$

on adopte 5 T10 = 3,92 cm² avec e = 20 cm

b - dalle triangulaire:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,5}{3,24} = 2,02$$



La methode de calcul de cette dalle a été prise d'un livre polonais (konstrukcje zelbetoure).

Cette methode consiste à calculer les moments M_x, M_y, M_{px} , et M_{py} respectivement en fonction de K_x, K_y, K_{px}, K_{py} . Ces dernières valeurs sont données sous forme de tableau en fonction du rapport $\frac{L_x}{L_y}$

$$M_x = K_x \cdot q \cdot L_x \cdot L_y = 0,336 \text{ t.m}$$

$$M_y = K_y \cdot q \cdot L_x \cdot L_y = 0,390 \text{ t.m}$$

$$M_{px} = K_{px} \cdot L_x \cdot L_y = -0,0893 \text{ t.m}$$

$$M_{py} = K_{py} \cdot q \cdot L_x \cdot L_y = -0,2971 \text{ t.m}$$

Ferraillage :

en travée : $M_x = 0,336 \text{ t.m}, \mu = 0,0017, \sigma'_b = 11,2 \text{ kg/cm}^2, A = 0,67 \text{ cm}^2$

$$M_y = 0,390 \text{ t.m}, \mu = 0,0009, \sigma'_b = 8,23 \text{ kg/cm}^2, A = 0,78 \text{ cm}^2$$

aux appuis : $M_{px} = -0,0893 \text{ t.m}, \mu = 0,0045, \sigma'_b = 18,91 \text{ kg/cm}^2, A = 0,60 \text{ cm}^2$

$$M_{py} = -0,2971 \text{ t.m}, \mu = 0,0007, \sigma'_b = 7,36 \text{ kg/cm}^2, A = 0,597 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage min. est: $A_x \text{ min} = 0,003 l_y \cdot h = 17,3 \text{ cm}^2$ ---

$$A_x \text{ min} = 5,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y \text{ min} = 0,003 l_x \cdot h = 35,1 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ min} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les sections d'aciens calculées étant très faibles devant les sections d'acier minimales on adopte $A_x \text{ min}$ et $A_y \text{ min}$ soit 5 T 12 = 5,65 cm²

2 - Plancher étage courant

a . dalle rectangulaire : $h_t = 20 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$

$$p = 0,62 , \mu_x = 0,08248 , \mu_y = 0,458 , q = 0,723 + 1,2 \cdot 0,250 = 1,023 \text{ t/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot l_x^2 = 0,661 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,3027 \text{ t.m/ml}$$

en travée : $M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,561 \text{ t.m/ml}$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,257 \text{ t.m/ml}$$

au appuis : $M_{axi} = 0,3305 \text{ t.m/ml} = 0,5 M_{ox}$

$$M_{ari} = 0,1983 \text{ t.m/ml} = 0,3 M_{ox}$$

$$M_{ayi} = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,1513 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ayr} = 0,3 \cdot M_{oy} = 0,0908 \text{ t.m/ml}$$

ferraillage :

armatures principales :

$$M_{tx} = 0,561 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu = 0,0092 , \sigma'_b = 27,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$M_{axi} = 0,3305 \text{ t.m/ml} , \mu = 0,0054 , \sigma'_b = 20,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0,678 \text{ cm}^2$$

$$M_{ari} = 0,1983 \text{ t.m/ml} , \mu = 0,00327 , \sigma'_b = 15,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0,40 \text{ cm}^2$$

on adopte 5 T 10 := $3,92 \text{ cm}^2$ $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

armatures secondaires :

$$M_{ty} = 0,257 \rightarrow \mu = 0,0042 , \sigma'_b = 18,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0, A = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{ayi} = 0,1513 \rightarrow \mu = 0,0025 , \sigma'_b = 13,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0, A = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$M_{ayr} = 0,09081 \rightarrow \mu = 0,0015 , \sigma'_b = 10,56 , A' = 0$$

$$A = 0,18 \text{ cm}^2$$

on adopte 5 T 10 = $3,92 \text{ cm}^2$ $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

b - dalle triangulaire : $q = 1,023 \text{ t/m}^2$

$$M_x = K_x \cdot q \cdot L_x \cdot L_y , M_y = K_y \cdot q \cdot L_x \cdot L_y , M_{qu} = K_{qu} \cdot L_x \cdot L_y \cdot q ,$$

$$M_{py} = q \cdot L_x \cdot L_y , M_x = 0,345 \text{ t.m} ; M_y = 0,401 \text{ t.m} ; M_{pu} = 0,091 \text{ t.m} ,$$

$$M_{py} = -0,305 \text{ t.m} .$$

Ferraillage:

en travée :

$$M_x = 0,345 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0017 , \sigma'_b = 11,2 \text{ kg/cm}^2 , A = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$M_y = 0,401 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,00102 , \sigma'_b = 8,75 \text{ kg/cm}^2 , A = 0,88 \text{ cm}^2$$

aux appuis :

$$M_{pu} = -0,0917 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,00047, \sigma'_b = 5,39 \text{ kg/cm}^2, A = 0,183 \text{ cm}^2$$

$$M_{py} = -0,305 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,00077, \sigma'_b = 7,36 \text{ kg/cm}^2, A = 0,613 \text{ cm}^2$$

le ferrailage minimum est :

$$A_{x\min} = 0,003 I_y h = 17,3 \text{ cm}^2, A_x \min = 5,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 0,003 I_x h = 35,1 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{y\min} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on adopte } 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

verifications :

1 - contraintes :

- suivant la petite portée :

$$\omega = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 18} = 0,2177 \rightarrow k = 52,3$$

$$\epsilon = 0,9251$$

$$\sigma_a = 859,44 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

$$\sigma'_b = 16,43 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

- suivant la grande portée :

$$\omega = 0,2177 \rightarrow k = 52,3$$

$$\epsilon = 0,9251$$

$$\sigma_a = 393,72 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2, \sigma'_b = 7,52 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée

2 - verification de non fragilité : (art 52.2.CCBA68)

$$\rho = 0,62 > 0,4 \rightarrow \frac{A_y}{I_{hy}} \geq \frac{W_d}{4} (1+\rho) \frac{\sigma_a}{\sigma_a} \left(\frac{h_o}{h_y}\right)^2$$

$$A_y \geq 0,682 \text{ cm}^2$$

verifiée

3 - Verification de la fissuration

$$\omega = \frac{A}{Bf} = \frac{3,92}{2,2 \cdot 100} = 0,0098, \sigma_1 = 2142,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2822,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée}$$

4 - verification de la fleche : (art 61.22.CCBA68)

$$\frac{h_o}{L_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{h_o}{L_x} = 0,0623 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,0425 \text{ verifiée}$$

$$\omega_0 = \frac{A}{bh} = 0,00217 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,00476 \quad \text{verifiée}$$

ces conditions etant verifiée la verification de la fleche est inutile.

E lude au seisme
suivant le R.P.A.81

Determination des coefficients :

a// coefficient d'acceleration des zones : "A"

groupe d'usage 2
zone sismique III $\Rightarrow A = 0,15$

b// facteur d'amplification dynamique moyen "0":

sens longitudinal: $H = 21,6 \text{ m}$, $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{21,6}{\sqrt{22,1}} = 0,413 \text{ s}$

$T > 0,3 \Delta \quad \text{---} \quad D = 1,70$

Sens transversal: $H = 21,6 \text{ m}$ $T = 0,09 \cdot \frac{21,6}{\sqrt{15,34}} = 0,496 \text{ s}$
 $L = 15,34 \text{ m}$

$T > 0,3 \Delta, D = 1,55$

c// facteur de comportement de la structure : "B"

ossature autoportante $\Rightarrow B = \frac{1}{4}$

d// facteur de qualité : "Q" $\frac{6}{Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q}$

1 - condition minimale des files porteuses :
critère non observé $p_{q=1} = 0,1$

2 - surabondance en plan
critère non observé $p_{q=2} = 0,1$

3 - symetrie en plan : critère observé : $p_{q=3} = 0$

4 - regularité en elevation: critère non observé $p_{q=4} = 0,1$

5 - control de qualité des materiaux:
critère non observé $p_{q=5} = 0,1$

6 - control de qualité de la construction :
critère non observé : $p_{q=6} = 0,1$

Valeur de Q :

dans le sens longitudinal : $Q_L = 1,5$

dans le sens transversal : $Q_T = 1,5$

Determination du poids propre par niveau et par plancher:

1 - Niveau terrasse :		
- plancher terrasse.....	170,97	t
- poutres longitudinales.....	29,51	t
- poutres transversales.....	20,5	t
- $\frac{1}{2}$ poteaux.....	27,21	t
- $\frac{1}{2}$ mur exterieur.....	25,68	t
- $\frac{1}{2}$ cloison.....	6,72	t
- balcon.....	21,15	t
- acrotère.....	12,62	t
- $\frac{1}{2}$ cage d'ascenseur.....	18,5	t
	<hr/>	
	332,86	t
2 - Niveau <u>V</u> :		
- plancher.....	111,94	t
- poutres long.....	29,51	t
- poutres trans.....	19,42	t
- poteaux.....	39,06	t
- mur exterieur.....	35,80	t
- balcon.....	14,82	t
- escalier.....	8,43	t
- poutre palière.....	0,63	t
- cage d'ascenseur.....	7,60	t
	<hr/>	
	267,21	t
3 - Niveau <u>IV</u>		
- plancher.....	111,94	t
- poutres longitudinales.....	29,51	t
- poutre transversales.....	19,42	t
- Poteaux.....	39,06	t
- mur exterieur.....	31,12	t
- bacs à fleurs + brilles soleil.....	3,48	t
- excaliers	14,16	t
- poutre palière.....	1,26	t
- cage d'ascenseur.....	7,60	t
	<hr/>	
	257,54	t
4 - Niveau <u>III</u>		
- plancher.....	111,94	t
- poutres longitudinales.....	29,51	t
- poutres transversales.....	19,42	t
- poteaux.....	39,06	t
- mur exterieur.....	31,12	t
- escalier.....	9,27	t
- poutre palière.....	0,63	t
- brille saleil + bacs à fleurs.....	3,48	t
- cage d'ascenseur.....	7,60	t
	<hr/>	
	252,03	t

5 - Niveau II		
- plancher.....	111,94	t
- poutres longitudinales.....	29,51	t
- poutres transversales.....	19,42	t
- poteaux.....	39,06	t
- mur ext.....	8,7	t
- escalier.....	9,27	t
- poutre palière.....	0,63	t
- brille soleil + bac à fleur.....	3,48	t
- cage d'ascenseur.....	7,60	t
	229,61	t
6 - Niveau I		
- plancher.....	121,06	t
- poutres longitudinales.....	29,51	t
- poutres transversales.....	19,42	t
- poteaux.....	39,06	t
- mur extérieur.....	8,7	t
- escalier.....	11,15	t
- poutre palière.....	0,63	t
- brilles soleil + bacs à fleurs.....	3,48	t
- cage d'ascenseur.....	7,6	t
	240,61	t

Calcul de w:

$$W = \sum w_j = 332,86 + 267,21 + 257,54 + 252,93 + 229,61 + 240,61 = 1579,86 \text{ t}$$

calcul de V :

$$v = ABCQW$$

$$\text{Sens longitudinal (sens x): } V_x = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,70 \cdot 1,5 \cdot 1579,86 = 151,07 \text{ t}$$

$$\text{Sens transversal (sens y): } V_y = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,55 \cdot 1,5 \cdot 1579,86 = 137,74 \text{ t}$$

distribution des forces laterales:

$$v = F_t + F_j$$

$$\text{sens x } T = 0,413 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \longrightarrow v_x = F_{jx}$$

$$\text{sens y } T = 0,496 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \longrightarrow v_y = F_{jy}$$

$$F_j = V \cdot \frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}$$

Siesme longitudinal et transversal :

niveau	$W_d \cdot H$	h_{col}	$W_d \cdot h_{\text{col}}$	F_x	F_y	F_z	F_{xy}
T	332,80	2,60	745,77	51,86	51,84	47,87	47,27
V	26724	10,00	480978	34,02	86,52	34,62	78,29
IV	25354	14,10	370857	26,74	113,26	24,38	103,27
III	252,03	10,80	2721,32	19,63	132,89	17,89	124,46
II	223,64	7,20	1053,19	14,92	111,81	10,87	132,05
I	240,61	3,60	866,19	6,25	154,06	5,65	137,72
ΣW_d			20913,41				

Rigidité lineaire des poutres:

- dans le sens longitudinal :

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,25 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{2,70} = 7,03 \cdot 10^4 \text{ m}^3 \text{ (portique 2-2 = 8-8)}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{2,70} = 8,45 \cdot 10^4 \text{ m}^3 \text{ (portique 4-4 = 6-6)}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{5,00} = 4,56 \cdot 10^4 \text{ m}^3$$

- dans le sens transversal :

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{5,195} = 4,38 \cdot 10^4 \text{ m}^3 \text{ (3 - 5 - 7 - 9)}$$

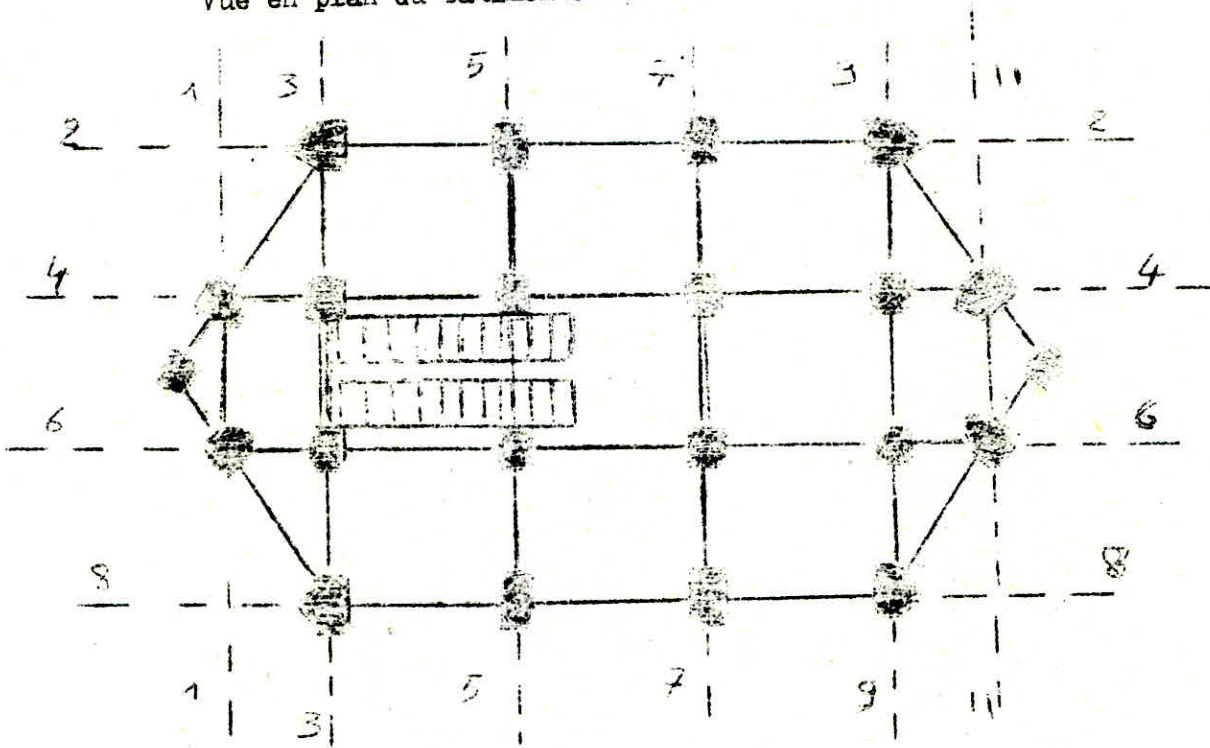
$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{3,20} = 7,12 \cdot 10^4 \text{ m}^3 \text{ (1 - 3 - 5 - 7 - 9)}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{1,375} = 16,57 \cdot 10^4 \text{ m}^3 \text{ (3 - 5 - 7 - 9)}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{2,49} = 9,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} \cdot \frac{1}{6,96} = 3,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Vue en plan du bâtiment: bloc intermédiaire/



Etude de la torsion :

determination de la position du centre de torsion pour chaque etage :

- . Centre de gravité: $G_j (X_G, Y_G)$
- . Centre de torsion: $C_j (X_C, Y_C)$
- . Excentricité : $e (e_x, e_y)$

niveaux	X_G [m]	Y_G [m]	X_C [m]	Y_C [m]	e_x [m]	e_y [m]
T - V	0	0,48	0	-0,48	0	0,96
IV - VI	0	0	0	0	0	0
I	0	-0,42	0	0,42	0	0,84

- . excentricité accidentelle : (3.3.5 R.P.A.81)
- $e_a = 0,05 L = 0,05.22,1 = 1,105 \text{ m}$
- $e_y = 0,96 \text{ m}$ (dans le sens y)
- $e_{\min} = C G = 1,105 \text{ m}$

Determination de la rigidité à la torsion " $R_{j\theta}$ " :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^t (X_j^t)^2 + \sum_{l=1}^l R_{jx}^l (Y_j^l)^2$$

Considerons le nouveau repère : CXY .

$$X^{1-1} = -4,85 \text{ m}; X^{3-3} = -4,05 \text{ m}; X^{5-5} = 1,35 \text{ m}; X^{7-7} = -1,35 \text{ m}$$

$$X^{9-9} = 4,05 \text{ m}; X^{11-11} = 4,85 \text{ m}; X^{(13-13)(a)} = 11,05 \text{ m}; X^{(13-13)(a)} = -11,05 \text{ m}$$

$$Y^{2-2} = 5,69 \text{ m}; Y^{4-4} = 0,495 \text{ m}; Y^{6-6} = -2,705 \text{ m}; Y^{8-8} = -7,90 \text{ m}$$

Pour $j = \text{T} - \text{II}$: $R_{j\theta} = 1,539.10^8 \text{ t}$

Pour $j = \text{I}$: $R_{j\theta} = 4,048.10^8 \text{ t}$

calcul des efforts tranchants de niveau "j" revenant à chaque potique:

$$T_{jx}^1 = \tau_{jx} \frac{R_{jx}^1}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx}^1}{R_{j\theta}} Y_j^1 Y_G$$

$$T_{jy}^t = \tau_{jy} \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy}^t}{R_{j\theta}} X_j^t X_G$$

$$T_{jx}^1 = \tau_{jy} \frac{R_{jx}^1}{R_{j\theta}} Y_j^1 X_G \quad (= 0 \text{ car } X_G = 0)$$

diagramme des moments flechissants sous $\vec{S}IH$ "Portique longitudinal"

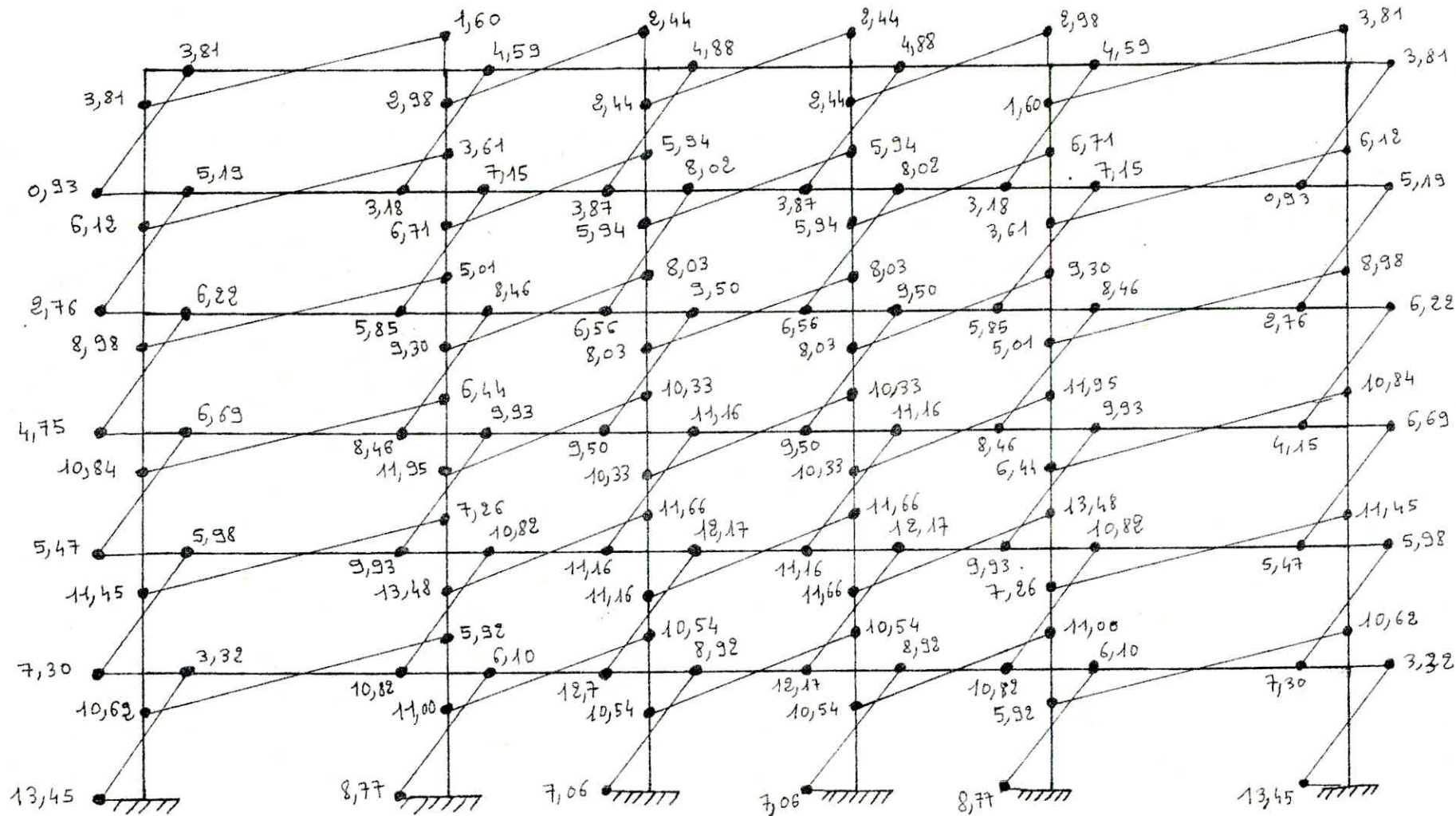
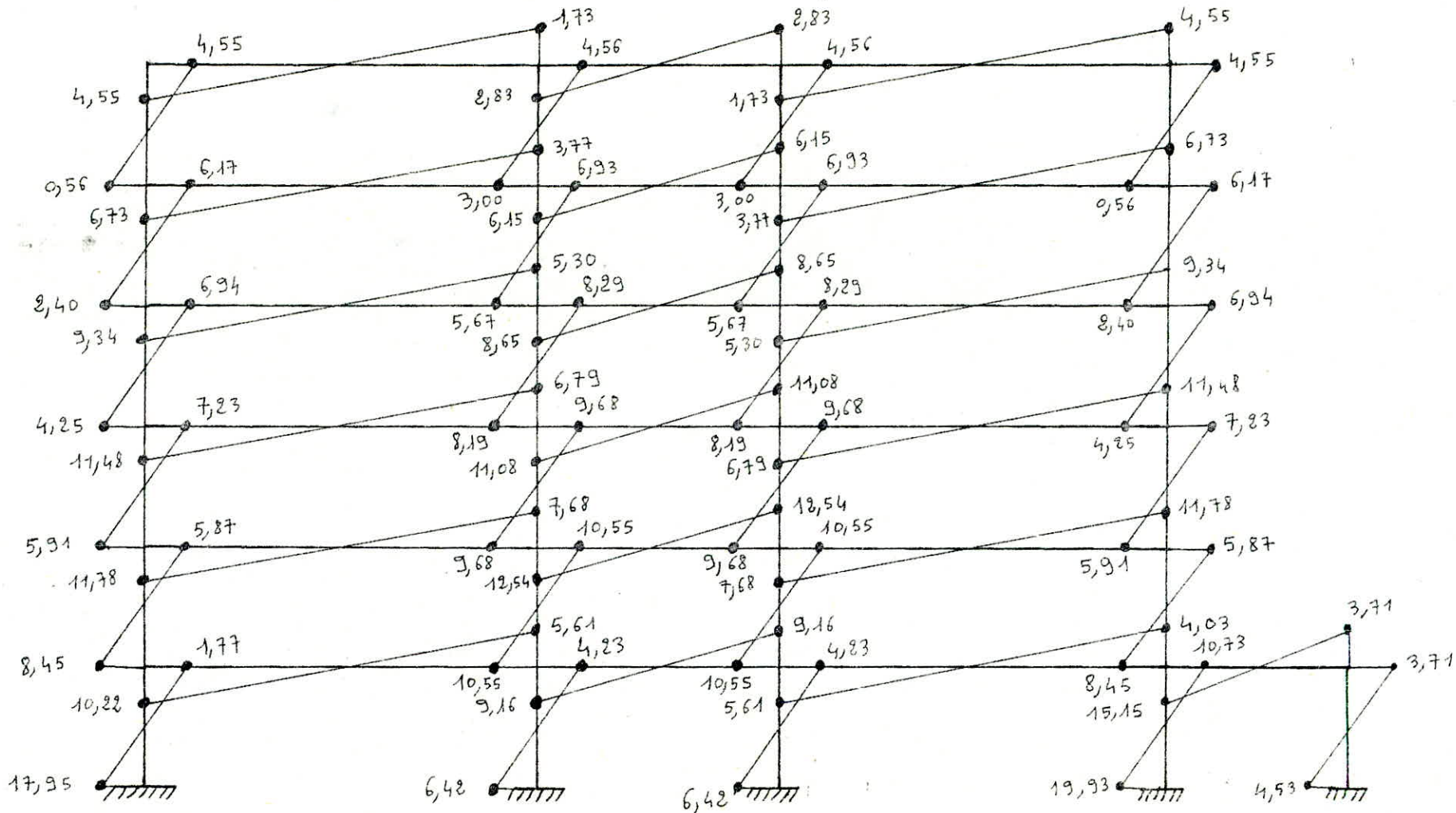
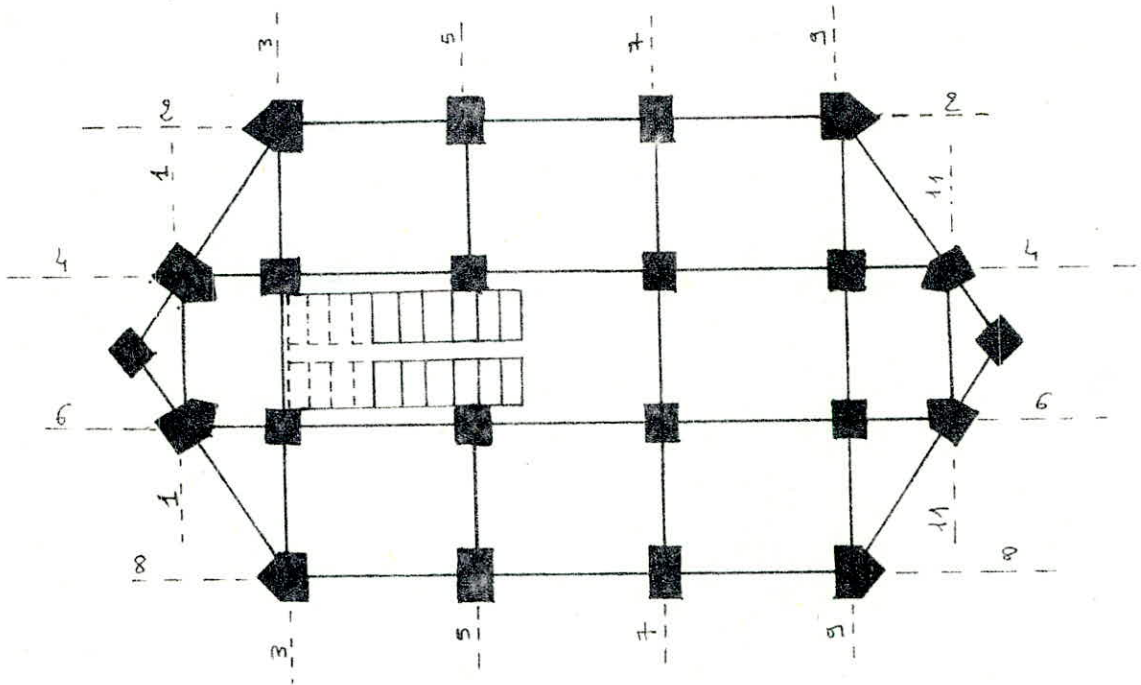


diagramme des moments flechissants sous STH "Portique transversal."



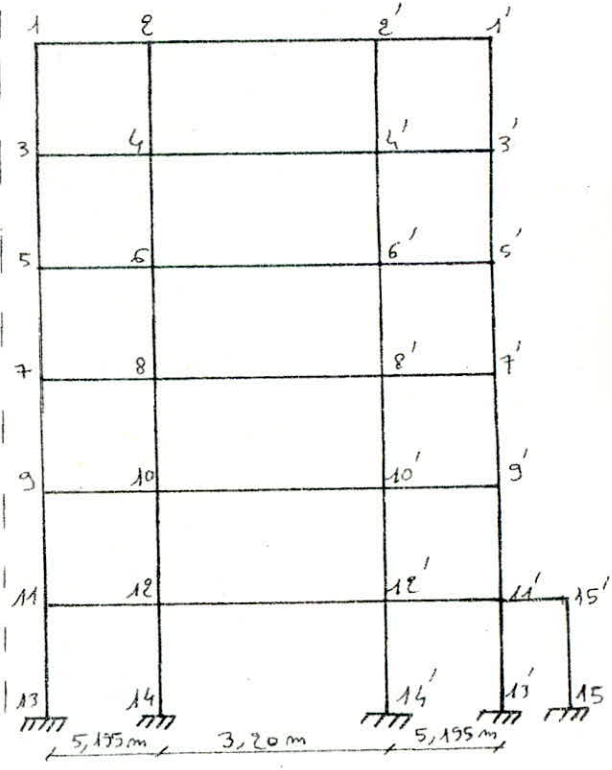
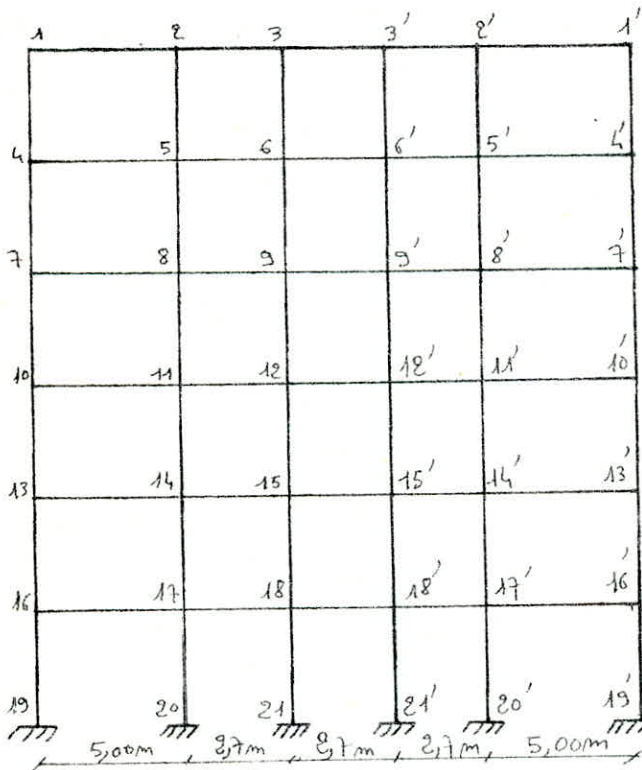
Charges verticales.

Vue en plan du Bloc central :



Schema du Portique longitudinal : 4-4.

Schema du portique transversal 3-3



Calcul des moments d'inertie des poutres :

- dans le sens longitudinal:

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,25 \cdot 0,45^3}{12} = 1,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = \frac{I_p}{L}$$

$$K = \frac{1,89 \cdot 10^3}{2,7} = 7,03 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = \frac{I_p}{L} = \frac{2,27 \cdot 10^3}{8,45} = 2,7 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} = 2,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = 4,56 \cdot 10^4 \text{ m}^3$$





- dans le sens transversal:





$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = \frac{2,27 \cdot 10^3}{5,195} = 4,37 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = \frac{2,27 \cdot 10^3}{3,20} = 7,10 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = \frac{2,27 \cdot 10^3}{1,375} = 1,65 \cdot 10^4 \text{ m}^3$$

Calcul des inerties des poteaux:

Sens	type de poteau	moment d'inertie	type de poteau	moment d'inertie
Longitudinal (sens x)		$2,133 \cdot 10^{-3}$ [m ⁴]		$41,48610$ [m ⁴]
transversal (sens y)		$2,133 \cdot 10^{-4}$ [m ⁴]		$41,48610$ [m ⁴]

Sens	type de poteau	moment d'inertie	type de poteau	moment d'inertie
Longitudinal (sens x)		$6,75 \cdot 10^{-4}$ [m ⁴]		$76,5410^{-4}$ [m ⁴]
transversal (sens y)		$6,75 \cdot 10^{-4}$ [m ⁴]		$73,8710^{-4}$ [m ⁴]

Charges verticales revenant au portique longitudinal 4 - 4

Niveau terrasse :

- charges permanentes :

* travée 1 - 2

Plancher..... = 1,70 t/ml
 poutre longitudinale 0,3. 0,45.2,5..... = 0,337 t/ml

G = 2,037 t/ml

* travée 2 - 3, 3 - 3'

plancher:..... = 0,386 t/ml
 poutre long:..... = 0,337 t/ml

G = 0,723 t/ml

Surcharges

travée 1 - 2 : 0,1 [0,3 + 1,94] = 0,224 t/ml
 travée 2 - 3 , 3 - 3' : 0,1 [0,3 + 0,58] .. = 0,88 t/ml

niveau étage courant :

- charges permanentes:

travée 4 - 5 : plancher..... = 1,403 t/ml
 poutre long..... = 0,337 t/ml

G = 1,740 t/ml

travée 5,6; 6 - 6'

plancher : 0,513. 0,58 = 0,297 t/ml
 poutre long: 0,3 0,45. 2,5..... = 0,337 t/ml

G = 0,634 t/ml

surcharges:

travée 4-5 : 0,25 [0,3 + 1,94]..... = 0,56 t/ml
 travée 5-6 ; 6-6' : 0,25 [0,3 + 0,58] = 0,22 t/ml

charges verticales revenant au portique transversal 3 - 3 :

* niveau terrasse:

charges permanentes :

travée 1 - 2

plancher..... = 1,529 t/ml
 poutre transversale..... = 0,337 t/ml

G = 1,866 t/ml

travée 2 - 2'

plancher..... = 2,022 t/ml
 poutre transversale..... = 0,337 t/ml

G = 2,359 t/ml

Surcharges

travée 1 - 2 = 0,237 t/ml
 travée 2 - 2'..... = 0,293 t/ml

* niveau étage courant:

- charges permanentes :

travée 3 - 3'

plancher..... = 1,213 t/ml
 poutre transversale..... = 0,337 t/ml

G = 1,550 t/ml

travée 4 - 4'

plancher = 1,619 t/ml
 poutre transversale..... = 0,337 t/ml

G = 1,956 t/ml

Surcharges :

travée 3 - 4 = 0,592 t/ml
 travée 4 - 4..... = 0,733 t/ml

Portique longitudinal 4-4

Moments aux appuis sous G

Effort tranchant sous G

niveaux	nœuds	L'e	L'w	q _e ^(d)	q _w ^(g)	Π'e	Π'w	Πe	Πw	Πs	Πn	Travées	T _{total}	T _{act}
T	1	3,60	-	2,037	-	3,106	-	2,244	-	2,244	-	1-2	4,910	-5,275
	2	1,84	4,05	0,723	2,037	0,288	3,931	1,992	3,157	1,165	-	2-3	1,607	0,345
	3	1,84	1,84	0,723	0,723	0,288	0,288	0,288	0,288	-	-	3-3'	0,976	-0,976
V	4	3,60	-	1,740	-	2,653	-	2,201	-	1,164	1,037	4-5	4,317	-4,353
	5	1,84	3,60	0,634	1,740	0,252	2,653	1,109	2,216	-0,586	-0,521	5-6	1,173	-0,538
	6	1,84	1,84	0,634	0,634	0,252	0,252	0,252	0,252	-	-	6-6'	0,856	-0,856
IV	7,10 13,16	3,60	-	1,740	-	2,653	-	2,226	-	1,113	1,113	7-8 10-11, 13-14 16-17	4,234	-4,466
III	8,11 14,17	1,84	4,05	0,634	1,740	0,252	3,357	1,331	2,806	-0,737	-0,737	8-9, 12-13 14-15, 17-18	1,255	-0,464
II	9,12 15,18	1,84	1,84	0,634	0,634	0,252	0,252	0,252	0,252	-	-	9-9', 12-12' 15-15', 18-18'	0,856	-0,856

Moments aux appuis sous P

Effort tranchant sous P

niveaux	nœuds	L'e	L'w	q _e ^(d)	q _w ^(g)	Π'e	Π'w	Πe	Πw	Πs	Πn	Travées	T _{total}	T _{act}
T	1	3,60	-	0,224	-	0,344	-	0,246	-	-	0,246	1-2	0,540	-0,580
	2		4,05	0,088	0,224	0,035	0,432	0,221	0,347	-	-0,127	2-3	0,187	-0,050
	3	1,84	1,84	0,088	0,088	0,035	0,035	0,035	0,035	-	-	3-3'	0,119	-0,119
V	4	3,60	-	0,560	-	0,854	-	0,708	-	0,334	0,375	4-5	1,400	-1,400
	5	1,84	3,60	0,220	0,560	0,087	0,854	0,361	0,714	-0,166	-0,187	5-6	0,398	-0,196
	6	1,84	1,84	0,220	0,220	0,087	0,087	0,087	0,087	-	-	6-6'	0,297	-0,297
IV	7,10 13,16	3,60	-	0,560	-	0,854	-	0,716	-	0,358	0,358	7-8, 10-11 13-14, 16-17	1,362	-1,437
III	8,11 14,17	1,84	4,05	0,220	0,560	0,087	1,080	0,132	0,904	-0,236	-0,236	8-9, 12-13 14-15, 17-18	0,425	-0,163
II	9,12 15,18	1,84	1,84	0,220	0,220	0,087	0,087	0,087	0,087	-	-	9-9', 12-12' 15-15', 18-18'	0,297	-0,297

Partique transversal 3-3

Moments aux appuis sous G - efforts tranchants sous G -

Niveau	mesure	L'e	L'w	q _e (d)	q _w (g)	M'e	M'w	M _e	M _w	M _N	M _S	travée	T(x=0)	T(x=L)
T	1	3,6	-	1,866	-	2,845	-	2,354	-	-	2,354	1-2	4,718	-4,977
	2	2,24	4,005	2,355	1,866	1,392	3,521	2,282	3,023	-	-0,740	2-2'	3,774	3,774
V	3	3,6	-	1,550	-	2,363	-	2,122	-	1,002	1,126	3-4	4,026	-4,025
	4	2,24	3,6	1,956	1,550	1,154	2,363	1,532	2,127	-0,280	-0,344	4-4'	3,129	-3,129
IV	5,7, 9,11	3,6	-	1,550	-	2,363	-	2,140	-	1,070	1,070	5-6	4,027	-4,024
	6,8,10,12	2,24	3,6	1,956	1,550	1,154	2,363	1,522	2,134	-0,306	-0,306	6-6'	3,129	-3,129
I	11'	0,8	3,6	1,727	1,550	0,130	2,363	0,795	2,215	-0,709	-0,709	12'-11'	4,040	-4,041
	15'	-	0,8	-	1,727	-	0,130	-	0,041	-	-0,041	11'-15'	1,757	-0,617

Moments aux appuis sous P - efforts tranchant sous P -

niveau	mesure	L'e	L'w	q _e (d)	q _w (g)	M'e	M'w	M _e	M _w	M _N	M _S	travée	T(x=0)	T(x=L)
T	1	3,6	-	0,237	-	0,361	-	0,298	-	-	0,298	1-2	0,599	-0,634
	2	2,24	4,005	0,293	0,237	0,172	0,447	0,287	0,382	-	-0,095	2-2'	0,468	-0,468
V	3	3,6	-	0,592	-	0,302	-	0,812	-	0,382	0,429	3-4	1,558	-1,537
	4	2,24	3,6	0,733	0,592	0,432	0,302	0,579	0,810	-0,108	-0,122	4-4'	1,172	-1,172
IV	5,7, 9,11	3,6	-	0,592	-	0,302	-	0,816	-	0,408	0,408	5-6	1,538	-1,537
	6,8, 10,12	2,24	3,6	0,733	0,592	0,432	0,302	0,575	0,813	-0,119	-0,119	6-6'	1,172	-1,172
I	11'	0,8	3,6	0,23	0,592	0,017	0,302	0,280	0,843	-0,281	-0,281	12'-11'	1,531	-1,543
	15'	-	0,8	-	0,23	-	0,017	-	0,001	-	-0,001	11'-15'	0,349	0,033

Moments fléchissants dans les poutres sous SPA: G+1,2P

Portique longitudinal 4-4

niveaux	Travées	L [m]	sous G $\frac{M_e+M_w}{2}$ [t.m]	G + 1,2 P				
				M_o [t.m]	q_o [t/mP]	M_t [t.m]	M_w [t.m]	M_c [t.m]
T	1-2	5,00	2,700	7,206	2,306	4,506	3,573	2,539
	2-3	2,70	1,140	0,755	0,829	-0,385	0,330	2,257
	3-3'	2,70	0,288	0,755	0,829	-0,385	0,330	0,330
V	4-5	5,00	2,208	7,537	2,412	5,329	3,073	3,050
	5-6	2,70	0,680	0,818	0,898	0,138	0,356	1,452
	6-6'	2,70	0,252	0,818	0,898	0,566	0,356	0,356
IV	7-8; 10-11; 13-14; 16-17	5,00	2,516	7,537	2,412	5,021	3,891	3,085
III	8-9; 11-12; 13-14; 17-18	2,70	0,791	0,818	0,898	0,027	0,356	1,849
II	9-9'; 12-12'; 15-15'; 18-18'	2,70	0,252	0,818	0,898	0,566	0,356	0,356

Portique transversal 3-3

niveaux	Travées	L [m]	sous G $\frac{M_e+M_w}{2}$ [t.m]	G + 1,2 P				
				M_o [t.m]	q_o [t/mP]	M_t [t.m]	M_w [t.m]	M_c [t.m]
T	1-2	5,195	2,688	7,254	2,150	4,565	2,711	3,481
	2-2'	3,200	2,282	3,469	2,710	1,187	2,626	2,626
V	3-4	5,195	2,127	7,625	2,260	5,497	3,102	3,099
	4-4'	3,200	1,532	3,629	2,835	2,097	2,226	2,226
IV	5-6	5,195	2,137	7,625	2,260	5,488	3,119	3,109
III	6-6'	3,200	1,522	3,629	2,835	2,107	2,212	2,212
II	12'-11'	5,195	2,176	7,625	2,260	5,450	3,109	3,226
I	11'-15'	1,375	0,403	0,473	2,003	0,070	1,131	0,031

Combinaisons des moments fléchissants dans les poutres sous SP2

Portique longitudinal u-l

Niveaux	Travées	$G + P + \overline{S1H}$			$G + P + \overline{S1H}$			$0,86 + \overline{S1H}$			$0,86 + \overline{S1H}$		
		M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_c [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_c [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_c [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_c [t.m]
T	1-2	-1,904	5,470	-6,300	-5,104	3,260	1,320	-0,925	4,037	-5,605	-4,125	1,827	2,015
	2-3	2,117	-0,131	-5,193	-2,763	-0,671	0,767	2,210	-0,115	-4,574	-2,670	-0,655	1,386
	3-3'	2,117	0,451	-2,763	-2,763	0,451	2,117	2,210	0,297	-3,210	-2,670	0,297	2,209
V	4-5	0,680	6,234	-9,029	-6,540	3,724	3,211	1,837	3,838	-7,881	-5,323	1,328	4,359
	5-6	5,601	0,483	-8,180	-6,279	-0,287	5,240	5,738	0,303	-7,597	-6,141	-0,467	5,823
	6-6'	5,601	0,526	-6,279	-6,279	0,526	5,601	5,738	0,260	-6,141	-6,141	0,260	5,738
IV	7-8	1,300	6,656	-11,922	-8,720	2,686	6,038	2,765	4,322	-10,761	-7,255	0,352	7,199
	8-9	7,691	0,622	-11,063	-8,369	-0,648	7,537	7,828	0,465	-10,365	-8,231	-0,805	8,235
	9-9'	7,691	0,526	-8,369	-8,369	0,526	7,691	7,828	0,260	-8,230	-8,231	0,260	7,828
III	10-11	2,730	6,871	-13,782	-10,150	2,471	7,898	4,195	4,537	-12,621	-8,685	0,137	9,059
	11-12	9,990	0,791	-12,289	-10,670	-0,823	10,187	10,128	0,640	-13,015	-10,531	-0,980	10,885
	12-12'	9,990	0,526	-10,669	-10,670	0,526	9,990	10,128	0,260	-10,531	-10,531	0,260	10,128
II	13-14	3,550	6,766	-14,392	-10,970	2,576	8,508	5,015	4,432	-13,231	-9,505	0,242	9,670
	14-15	11,321	0,897	-13,819	-12,000	-0,923	11,717	11,458	0,740	-11,545	-11,861	-1,080	12,415
	15-15'	11,321	0,526	-12,000	-12,000	0,526	11,321	11,458	0,26	-11,861	-11,861	0,260	11,458
I	16-17	2,210	7,021	-13,562	-9,630	2,321	7,678	3,675	4,687	-12,401	-8,165	-0,013	8,839
	17-18	10,201	0,217	-11,339	-10,880	-0,263	9,237	10,338	0,060	-12,065	-10,741	-0,400	9,935
	18-18'	10,201	0,526	-10,880	-10,880	0,526	10,201	10,338	0,260	-10,742	-10,741	0,260	10,338

Combinaisons des efforts tranchants dans les poutres sous SP2

Portique longitudinal L-L

niv. coux	Travées	$G + P + \overline{S_{IH}}$		$G + P + \overline{S_{IH}}$		$0,8G + \overline{S_{IH}}$		$0,8G + \overline{S_{IH}}$	
		$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]
T	1-2	4,370	-6,935	6,530	-4,775	2,848	-5,300	5,008	-3,14
	2-3	-0,216	-2,405	3,804	1,615	-0,724	-2,286	3,295	1,734
	3-3'	-0,715	-2,905	2,905	0,715	-1,029	-2,591	2,591	1,029
V	4-5	3,797	-7,703	7,697	-3,803	1,527	-5,432	5,427	-1,532
	5-6	-3,109	-5,414	6,251	3,946	-3,741	-5,110	5,618	4,249
	6-6'	-3,247	-5,553	5,553	3,247	-3,715	-5,085	5,085	3,715
IV	7-8	2,796	-8,703	8,396	-3,103	0,587	-6,373	6,187	-0,773
	8-9	-4,740	-7,045	8,100	5,795	-5,416	-6,785	7,424	6,055
	9-9'	-4,797	-7,103	7,103	4,797	-5,265	-6,635	6,635	5,265
III	10-11	2,146	-9,353	9,046	-2,453	-0,063	-7,023	6,837	-0,125
	11-12	-6,570	-8,875	9,930	7,625	-7,246	-8,615	9,254	7,885
	12-12'	-6,497	-8,803	8,803	6,497	-6,965	-8,335	8,335	6,965
II	13-14	1,856	-9,643	9,336	-2,163	-0,353	-7,315	7,123	0,167
	14-15	-7,630	-9,935	10,990	8,685	-8,306	-9,675	10,314	8,945
	15-15'	-7,477	-9,783	9,783	7,477	-7,945	-9,315	9,315	7,945
I	16-17	2,286	-9,213	8,906	-2,593	0,077	-6,882	6,697	-0,262
	17-18	-6,300	-8,605	9,660	7,355	-6,976	-8,345	8,984	7,615
	18-18'	-6,657	-8,963	8,963	6,657	-7,125	-8,495	8,495	7,125

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux sous SP2

Portique longitudinal 4-4

niveau x	poteaux x	$G+P+\vec{S}IH$		$G+P+\overleftarrow{S}IH$		$0,8G+\vec{S}IH$		$0,8G+\overleftarrow{S}IH$		$G+P+1,2\vec{S}IH$		$G+P+1,2\overleftarrow{S}IH$	
		M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]
T	1-4	-1,320	0,441	6,300	-2,301	-2,015	1,100	5,605	-1,760	-2,082	0,255	7,062	-2,187
	2-5	-5,882	3,867	3,298	-2,193	-5,522	3,598	3,658	-2,763	-6,800	4,503	4,216	-3,129
	3-6	-4,880	3,870	4,880	-3,870	-4,880	3,870	4,880	-3,870	-5,856	4,644	5,856	-4,644
V	4-7	-3,651	1,289	6,729	-4,231	-4,259	1,869	6,121	-3,650	-4,689	1,841	7,767	-4,783
	5-8	-7,923	6,823	6,377	-4,877	-7,619	6,439	6,681	-5,260	-9,353	7,993	7,807	-6,047
	6-9	-8,020	6,560	8,020	-6,560	-8,020	6,560	8,020	-6,560	-9,624	7,872	9,624	-7,872
IV	7-10	-4,749	2,679	7,691	-5,621	-5,329	3,259	7,110	-5,040	-5,993	3,509	8,935	-6,451
	8-11	-9,433	9,433	7,487	-7,487	-9,050	9,050	7,870	-7,870	-11,125	11,125	9,179	-9,179
	9-12	-9,500	9,500	9,500	-9,500	-9,500	9,500	9,500	-9,500	-11,400	11,400	11,400	-11,400
III	10-13	-5,219	3,999	8,161	-6,941	-5,800	4,579	7,580	-6,360	-6,557	5,093	9,499	-8,035
	11-14	-10,903	10,903	8,957	-8,957	-10,520	10,520	9,340	-9,340	-12,889	12,889	10,943	-10,943
	12-15	-11,160	11,160	11,160	-11,160	-11,160	11,160	11,160	-11,160	-13,392	13,392	13,392	-13,392
II	13-16	-4,509	5,829	7,451	-8,771	-5,089	6,409	6,870	-8,190	-5,705	7,289	8,647	-10,231
	14-17	-11,793	11,793	9,847	-9,847	-11,410	11,410	10,230	-10,230	-13,957	13,957	12,011	-12,011
	15-18	-12,170	12,170	12,170	-12,170	-12,170	12,170	12,170	-12,170	-14,604	11,604	11,604	-11,604
I	16-19	-1,849	11,979	4,791	-14,921	-2,429	12,560	4,210	-14,340	-2,513	14,669	5,455	-17,611
	17-20	-7,073	8,899	5,127	-8,641	-6,689	8,856	5,510	-8,683	-8,293	10,653	6,347	-10,395
	18-21	-8,920	7,060	8,920	-7,060	-8,920	7,060	8,920	-7,060	-10,704	8,472	10,704	-8,472

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SPA

Portique longitudinal h-h

files	poteaux	N_G [t]	N_{PP} [t]	N_P [t]	$N_{(G+1,2P)}$ [t]	$N_{cumulé}$ [t]
A et F Files de rive	1-4 1'-4'	4,910	1,727	0,540	7,285	7,285
	4-7 4'-7'	4,347	1,727	1,400	7,754	15,039
	7-10 7'-10'	4,234	1,727	1,362	7,595	22,634
	10-13 10'-13'	4,234	1,727	1,362	7,595	30,229
	13-16 13'-16'	4,234	1,727	1,362	7,595	37,824
	16-19 16'-19'	4,234	1,727	1,362	7,595	45,419
Files intermédiaires B et E	2-5 2'-5'	6,882	1,260	0,767	9,062	9,062
	5-8 5'-8'	5,526	1,260	1,798	8,943	18,005
	8-11 8'-11'	5,721	1,260	1,862	9,215	27,220
	11-14 11'-14'	5,721	1,260	1,862	9,215	36,435
	14-17 14'-17'	5,721	1,260	1,862	9,215	45,650
	17-20 17'-20'	5,721	1,260	1,862	9,215	54,865
Files intermédiaires C et D	3-6 3'-6'	1,301	1,260	0,169	2,764	2,764
	6-9 6'-9'	1,394	1,260	0,297	3,010	5,774
	9-12 9'-12'	1,312	1,260	0,436	3,095	8,869
	12-15 12'-15'	1,312	1,260	0,436	3,095	11,964
	15-18 15'-18'	1,312	1,260	0,436	3,095	15,059
	18-21 18'-21'	1,312	1,260	0,436	3,095	18,154

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SP2
Portique longitudinal l-l

Fils	Poteaux	$G + P + \overline{S1H}$		$G + P + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$		$G + P + 1,2\overline{S1H}$		$G + P + 1,2\overline{S1H}$	
		N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]
Fils de Live Act F	1-4 1'-4'	6,097	6,097	8,257	8,257	4,229	4,229	6,389	6,389	5,881	5,881	8,473	8,473
	4-7 4'-7'	5,524	11,621	9,424	17,681	2,910	7,139	6,810	13,199	5,134	11,015	9,814	18,287
	7-10 7'-10'	4,523	16,144	10,123	27,804	1,969	9,108	7,569	20,768	3,963	14,978	10,683	28,970
	10-13 10'-13'	3,873	20,017	10,773	38,577	1,319	10,427	8,219	28,987	3,183	18,161	11,463	40,433
	13-16 13'-16'	3,583	23,600	10,063	49,640	1,029	11,456	8,509	37,436	2,835	20,996	11,811	52,264
	16-19 16'-19'	4,013	27,613	10,633	60,273	1,459	12,915	8,079	45,573	3,351	24,347	11,295	63,539
Fils intermédiaires 6 et E	2-5 2'-5'	7,979	7,979	9,839	9,839	5,583	5,583	7,443	7,443	7,793	7,793	10,025	10,025
	5-8 5'-8'	5,854	13,833	11,314	21,153	2,700	8,283	8,159	15,602	5,308	13,101	11,860	21,885
	8-11 8'-11'	5,223	19,056	12,463	33,616	1,965	10,248	9,205	24,807	4,499	17,600	13,187	35,072
	11-14 11'-14'	4,043	23,099	13,643	47,259	0,785	11,033	10,385	35,192	3,083	20,683	14,603	49,675
	14-17 14'-17'	3,273	26,372	14,413	61,672	0,015	11,048	11,155	46,347	2,159	22,842	15,527	65,202
	17-20 17'-20'	4,173	30,545	13,513	75,185	0,915	11,963	10,255	56,602	3,239	26,081	14,447	79,649
Fils intermédiaires 6 et D	3-6 3'-6'	2,930	2,930	2,530	2,530	2,249	2,249	1,849	1,849	2,970	2,970	2,490	2,490
	6-9 6'-9'	3,149	6,079	2,589	5,119	2,403	4,652	1,843	3,692	3,287	6,257	2,615	5,105
	9-12 9'-12'	3,478	9,557	2,538	7,657	2,527	7,179	1,587	5,279	3,572	9,829	2,444	7,545
	12-15 12'-15'	3,608	13,165	2,408	10,065	2,657	9,836	1,457	6,736	3,728	13,557	2,288	9,833
	15-18 15'-18'	3,688	16,853	2,328	12,393	2,737	12,573	1,377	8,113	3,824	17,381	2,192	12,025
	18-21 18'-21'	3,178	20,031	2,838	15,231	2,227	14,800	1,887	10,000	3,212	20,593	2,804	14,829

Combinaisons des moments fléchissants dans les poutres sous SP2

Portique transversal

Niveaux	Travées	$G + P + \overline{S1H}$			$G + P + \overline{S1H}$			$0,8G + \overline{S1H}$			$0,8G + \overline{S1H}$		
		M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]	M_w [t.m]	M_t [t.m]	M_e [t.m]
T	1-2	1,898	5,816	-5,135	-7,202	2,996	-1,675	2,666	4,295	-4,148	-6,433	1,475	-0,688
	2-2'	0,261	1,112	-5,399	-5,399	1,112	0,261	1,004	0,590	-4,655	-4,655	0,590	1,004
	2-1'	-1,675	2,996	-7,202	-5,134	5,816	1,898	-0,688	1,475	-6,433	-4,148	4,295	2,666
V	3-4	3,790	6,446	-6,707	-9,670	3,486	0,833	5,027	3,061	-5,471	-8,432	1,001	2,068
	4-4'	4,039	1,909	-8,261	-8,261	1,909	4,039	4,924	0,777	-7,375	-7,375	0,777	4,924
	4-3'	0,833	3,486	-9,670	-6,707	6,446	3,790	2,068	1,001	-8,432	-5,471	3,961	5,027
IV	5-6	6,384	7,109	-8,247	-12,296	3,069	2,353	7,628	4,493	-7,007	-11,052	0,453	3,592
	6-6'	6,553	1,919	-10,747	-10,747	1,919	6,553	7,432	0,785	-9,867	-9,867	0,785	7,432
	6-5'	2,353	3,069	-12,296	-8,247	7,109	6,384	3,592	0,453	-11,052	-7,007	4,493	7,628
III	7-8	8,524	7,429	-9,737	-14,436	2,749	3,843	9,768	4,813	-8,497	-13,192	0,133	5,082
	8-8'	8,983	1,919	-13,177	-13,177	1,919	8,983	9,862	0,785	-12,297	-12,297	0,785	9,862
	8-7'	3,843	2,749	-14,436	-9,737	7,429	8,524	5,082	0,133	-13,192	-8,497	4,813	9,768
II	9-10	8,824	7,139	-10,627	-14,736	3,039	4,733	10,068	4,523	-9,387	-13,492	0,423	5,972
	10-10'	10,443	1,919	-14,637	-14,637	1,919	10,433	11,322	0,785	-13,757	-13,757	0,785	11,322
	10-9'	4,733	3,039	-14,736	-10,627	7,139	8,824	5,972	0,423	-13,492	-9,387	4,523	10,068
I	11-12	7,264	7,389	-8,557	-13,176	2,789	2,663	8,508	4,773	-7,317	-11,932	0,123	3,902
	12-12'	7,063	1,919	-11,257	-11,257	1,919	7,063	7,942	0,785	-10,377	-10,377	0,785	7,942
	12-11'	2,663	3,201	-7,088	-8,557	6,901	0,972	3,902	-0,523	-5,802	-7,317	4,293	2,258
	11'-15'	14,075	-13,651	-3,738	-16,225	13,769	3,682	14,514	-13,705	-3,718	-15,786	13,714	3,701

Combinaisons des efforts tranchants dans les poutres sous SP2

Portique transversal

niveaux	Travées	$G + P + \overline{S1H}$		$G + P + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$	
		$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]	$T_{(x=0)}$ [t]	$T_{(x=L)}$ [t]
T	1-2	2,107	-6,816	6,527	-4,396	2,564	-5,190	4,984	-2,770
	2-2'	2,472	-6,012	6,012	-2,472	1,249	-4,789	4,789	-1,249
V	3-4	3,544	-7,582	7,584	-3,542	1,200	-5,240	5,240	-1,200
	4-4'	0,461	-8,141	8,141	-0,461	-1,336	-6,343	6,343	1,336
IV	5-6	2,745	-8,381	8,385	-2,741	0,401	-6,039	6,041	-0,399
	6-6'	-1,099	-9,701	9,701	1,099	-2,896	-7,903	7,903	2,896
III	7-8	2,055	-9,071	9,075	-2,051	-0,288	-6,729	6,731	0,290
	8-8'	-2,619	-11,221	11,221	2,619	-4,416	-9,423	9,423	4,416
II	9-10	1,825	-9,301	9,305	-1,821	-0,518	-6,959	6,959	0,520
	10-10'	-3,539	-12,141	12,141	3,539	-5,336	-10,343	10,343	5,336
I	11-12	2,515	-8,611	8,615	-2,511	0,171	-6,269	6,271	-0,169
	12-12'	-1,419	-10,021	10,021	1,419	-3,216	-8,223	8,223	3,216
	12-13	3,691	-7,434	7,391	-3,734	1,358	-5,082	5,058	-1,382
	13-13'	-11,604	-14,294	15,816	13,126	-12,304	-14,203	15,115	13,216

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux sous SP2

Portique transversal.

Niveau	Poteaux	$G + P + \overline{S1H}$		$G + P + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$		$0,8G + \overline{S1H}$		$G + P + 1,2\overline{S1H}$		$G + P + 1,2\overline{S1H}$	
		M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]	M_{sup} [t.m]	M_{inf} [t.m]
T	1-3	-1,898	-0,824	7,202	-1,964	-2,666	-0,261	6,433	-1,361	-2,808	-0,712	8,112	-2,056
	2-4	-5,395	2,612	3,725	-3,388	-5,152	3,224	3,968	-2,776	-6,307	3,988	4,637	-3,212
V	3-5	-4,615	0,922	7,725	-3,878	-5,269	1,564	7,070	-3,256	-5,869	1,402	8,959	-4,358
	4-6	-7,366	5,265	6,494	-6,095	-6,678	5,914	7,181	-5,625	-8,752	7,229	7,880	-6,379
IV	5-7	-5,462	2,772	8,418	-5,728	-6,084	3,396	7,796	-5,106	-6,850	3,622	9,806	-3,622
	6-8	-8,715	8,615	7,865	-7,765	-8,534	8,435	8,065	-7,965	-10,253	10,253	9,523	-9,403
III	7-9	-5,752	4,432	8,708	-7,388	-6,374	5,054	8,086	-6,766	-7,198	5,614	10,154	-8,570
	8-10	10,105	10,105	9,255	-9,255	-9,924	9,924	9,435	-9,435	-12,041	10,560	11,191	-9,715
II	9-11	-4,392	8,742	7,348	-11,698	-5,014	7,594	6,726	-9,306	-5,566	8,662	8,522	-11,618
	10-12	-10,995	10,975	10,125	-10,125	-10,794	10,794	10,305	-10,305	-13,085	13,085	12,235	-12,235
I	11-13	-0,232	17,418	3,268	-18,422	-0,914	17,594	2,626	-18,305	-0,646	21,008	3,602	-22,072
	12-14	-4,655	6,583	3,805	-6,257	-4,474	6,528	3,985	-6,311	-5,501	7,867	4,651	-7,541
	15-15	-3,722	4,531	3,698	-4,528	-3,718	4,530	3,701	-4,529	-4,464	5,437	4,460	-5,434
	11-13	-11,720	4,850	9,740	-4,210	-10,162	20,143	11,297	-19,716	-13,866	24,236	11,886	-23,596

Combinaison des efforts normaux dans les poteaux sans SM
Portique transversal

Filés	poteaux	N_G [t]	N_P [t]	N_{P-P} [t]	$N_{G+1,2P}$ [t]	$N_{cumulé}$ [t]
Filés de rive	1-3, 1'-3'	4,718	0,599	2,360	7,796	7,796
	3-5, 3'-5'	4,026	1,538	2,360	8,231	16,027
	5-7, 5'-7'	4,027	1,538	2,360	8,232	24,259
	7-9, 7'-9'	4,027	1,538	2,360	8,232	32,491
	9-11, 9'-11'	4,027	1,538	2,360	8,232	40,723
	11-13	4,027	1,538	2,360	8,232	48,955
	15'-15	-0,617	0,330	0,787	0,566	49,521
Filés intermédiaires	2-4, 2'-4'	8,749	1,099	1,260	11,327	11,327
	4-6, 4'-6'	7,154	2,709	1,260	11,664	22,991
	6-8, 6'-8'	7,153	2,709	1,260	11,664	34,655
	8-10, 8'-10'	7,153	2,709	1,260	11,664	46,319
	10-12, 10'-12'	7,153	2,709	1,260	11,664	57,983
	12-14, 12'-14'	7,153	2,709	1,260	11,664	69,647
	11'-13'	5,798	1,892	2,360	10,428	80,075

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux sous SP2

Portique transversal

Files	poteaux	$G+P+\overline{S1H}$		$G+P+\overline{S1H}$		$0,8G+\overline{S1H}$		$0,8G+\overline{S1H}$		$G+P+1,2\overline{S1H}$		$G+P+1,2\overline{S1H}$	
		N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]	N [t]	N ^c [t]
Files de rive	1-3 1'-3'	6,467	6,467	8,887	8,887	4,452	4,452	6,872	6,872	6,225	6,225	9,129	9,129
	3-5 3'-5'	5,904	12,371	9,944	18,831	3,088	7,540	7,128	14,000	5,500	11,725	10,348	19,477
	5-7 5'-7'	5,105	17,476	10,745	29,576	2,289	9,829	7,929	21,929	4,541	16,266	11,309	30,786
	7-9 7'-9'	4,415	21,891	11,435	41,011	1,599	11,628	8,619	30,548	3,713	19,979	12,137	42,923
	9-11 9'-11'	4,185	26,076	11,665	52,676	1,359	12,787	8,859	39,407	3,425	23,404	12,425	55,348
	11-13	4,875	30,951	10,975	63,651	2,059	14,846	8,159	47,566	4,265	27,669	11,585	66,933
	15-15	13,210	13,210	14,210	16,210	13,574	13,574	13,846	13,846	15,952	15,952	16,952	16,952
Files intermédiaires	2-4 2'-4'	10,548	10,548	11,668	11,668	7,447	7,447	8,567	8,567	10,436	10,436	11,780	11,780
	4-6 4'-6'	9,303	19,851	12,963	24,611	4,911	12,358	8,551	17,118	8,939	19,375	13,307	25,087
	6-8 6'-8'	8,542	28,393	13,702	38,313	4,150	16,508	9,310	26,428	8,026	27,401	14,218	39,305
	8-10 8'-10'	7,712	36,105	14,532	52,845	3,320	19,828	10,140	36,568	7,030	34,431	15,214	54,549
	10-12 10'-12'	7,022	43,127	15,222	68,067	2,630	22,458	10,830	47,398	6,202	40,633	16,042	70,561
	12-14 12'-14'	8,452	51,579	13,792	81,859	4,060	26,518	9,400	56,798	7,918	48,551	14,326	84,887
	11-13	1,810	24,266	21,910	74,586	-5,333	7,454	18,386	57,793	-4,182	19,228	24,282	79,630

Ferrailage des poutres.
Portique longitudinal 4-4.

- Armatures longitudinales

- Niveau Terrasse :

-3,573 (SP ₂)		-2,763		-2,763	-0,385 (SP ₁)
Δ	5,470	Δ	-0,671	Δ	0,451
		2,210		2,210	
	4,506		-0,385		

- Niveau II :

-6,540		-6,279	-0,467	-6,279	
Δ	6,234	Δ	0,483	Δ	0,526
1,837		5,738		5,738	SP ₂
	5,329		0,138		SP ₁

- Niveau III :

-8,720		-8,369	-0,805	-8,369	
Δ	6,656	Δ	0,622	Δ	0,526
2,765		7,828		7,828	SP ₂
	5,021		0,1027		SP ₁

- Niveau III :

-10,150		-10,670	-0,98	-10,670	
Δ	6,871	Δ	0,791	Δ	0,526
4,195		10,128		10,128	SP ₂
	5,021		0,1027		SP ₁

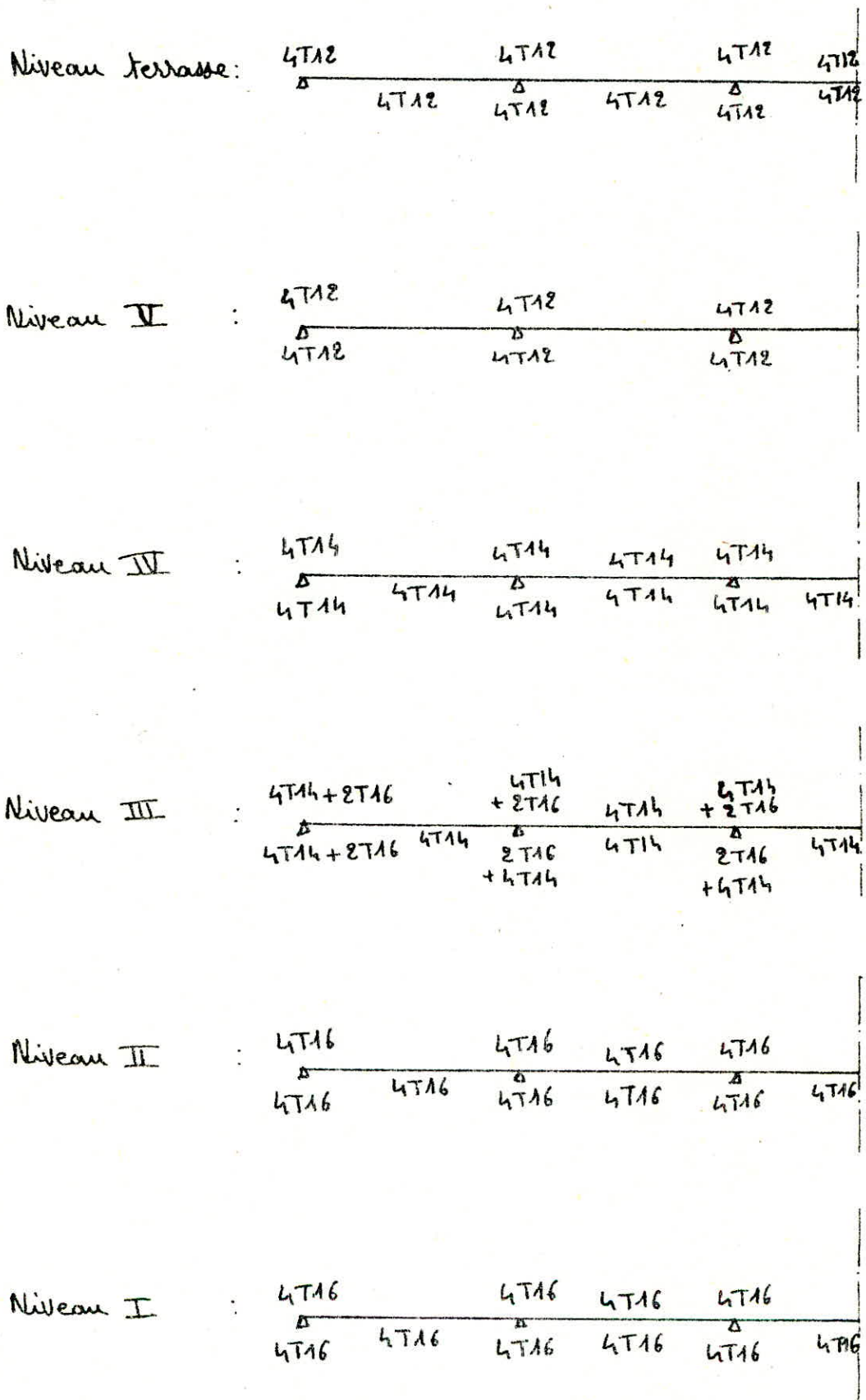
- Niveau II :

-10,970		-12,000	-1,080	-12,000	
Δ	6,766	Δ	0,897	Δ	0,526
5,015		11,458		11,458	SP ₂
	5,021		0,1027		SP ₁

- Niveau I :

-3,63	-0,013	-10,880	-0,4	-10,880	
Δ	7,021	Δ	0,217	Δ	0,526
3,675		10,388		10,388	SP ₂
	5,021		0,1027		SP ₁

Ferrailage adopté.



Vérification des contraintes

Portique longitudinal 4-4

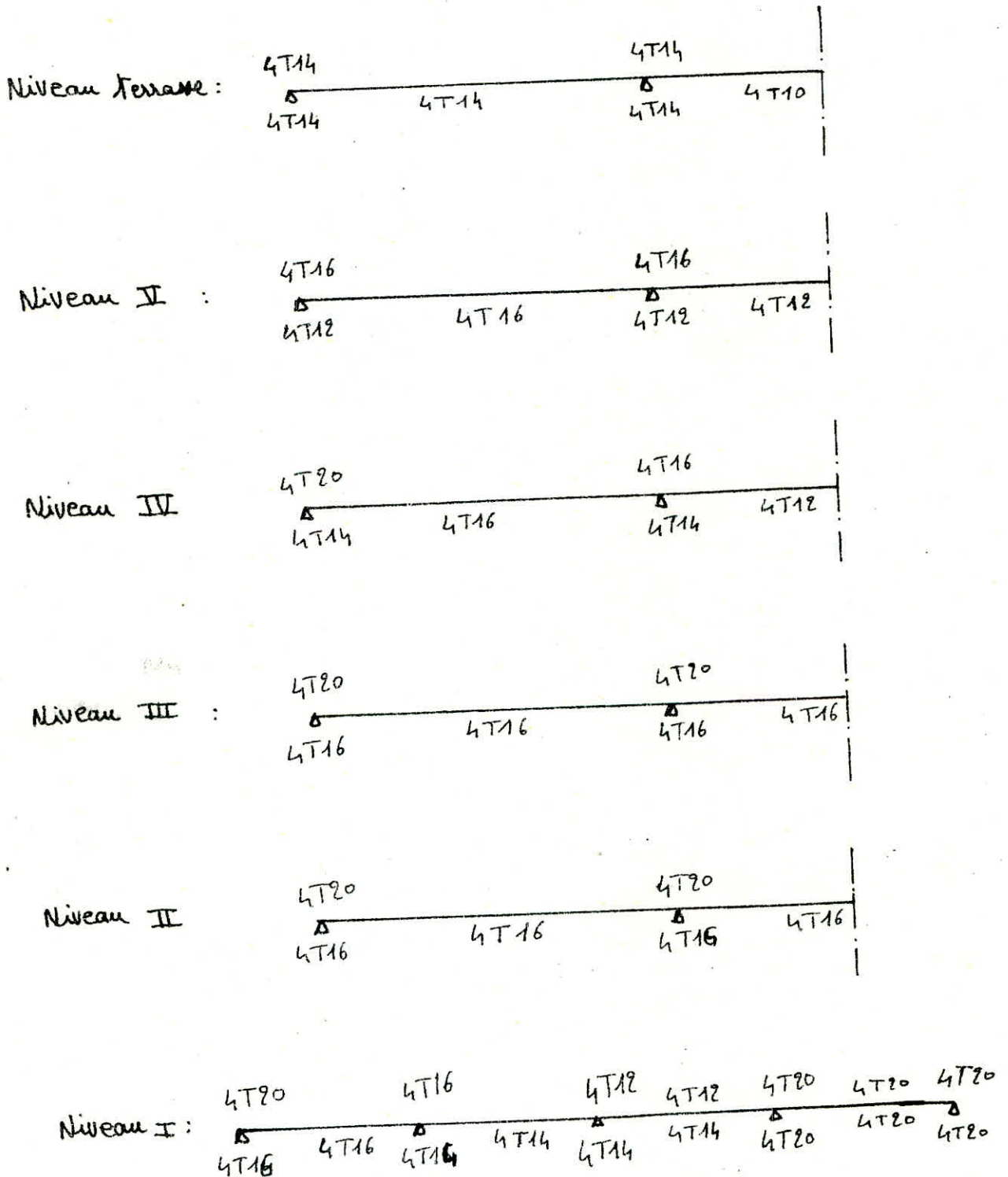
nœuds Travées	M [t.m]	A [cm ²]	$\bar{\omega}$	ε	K	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_b$ [kg/cm ²]
1	-3,573 [SP1]	4,52	0,367	0,9063	38,3	2127,35	55,54
1-2	4,506 [SP1]	4,52	0,367	0,9063	38,3	2682,85	70,05
4	-6,540 [SP2]	4,52	0,367	0,9063	38,3	3893,90	101,67
4-5	5,329 [SP1]	7,60	0,619	0,8860	28,1	1934,62	68,85
7	-8,720 [SP2]	6,16	0,501	0,8927	31,6	3867,64	122,39
7-8	5,021 [SP1]	6,16	0,501	0,8927	31,6	2226,99	70,47
10	-10,150 [SP2]	10,18	0,848	0,8691	23,2	2798,11	120,61
11	-10,670 [SP2]	10,18	0,848	0,8691	23,2	2941,46	126,79
13	-10,970 [SP2]	8,04	0,653	0,8818	27,3	3773,95	138,24
14	-12,000 [SP2]	8,04	0,653	0,8818	27,3	4128,30	151,22
16	-9,630 [SP2]	8,04	0,653	0,8818	27,3	3312,96	121,35
17	-10,880 [SP2]	8,04	0,653	0,8818	27,3	3742,99	137,10

Ferraillage des poutres
Portique transversal 3-3.

Armatures longitudinales:

Niveau Terrasse:	-7,202				-5,399				
	Δ				Δ				
	2,666	5,816		1,004	1,112			SP ₂	
		4,565			1,127			SP ₁	
Niveau II :	-9,67				-8,264				
	Δ				Δ				
	5,027	6,446		4,924	1,909			SP ₂	
		5,497			2,097			SP ₁	
Niveau IV :	-12,236				-10,747				
	Δ				Δ				
	7,628	7,109		7,432	1,919			SP ₂	
		5,488			2,107			SP ₁	
Niveau III :	-14,436				-13,177				
	Δ				Δ				
	9,768	7,429		7,862	1,919			SP ₂	
		5,488			2,107			SP ₁	
Niveau II :	-14,736				-14,637				
	Δ				Δ				
	10,068	7,139		11,322	1,919			SP ₂	
		5,488			2,107			SP ₁	
Niveau I:	-13,176	-11,257			-8,557	-0,593	-16,275	-13,705	-3,738
	Δ	Δ			Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
	8,508	7,389	1,919	7,942	3,902	6,901	14,514	13,769	3,701
		5,488	2,107			5,450			SP ₁

Ferrailage adopté Portique transversal 3-3



Vérification des contraintes

noeuds Travées	1 [SP2]	2 [SP2]	1-2 [SPA]	2-2' [SPA]	3 [SP2]	4 [SP2]	3-4 [SPA]	4-4' [SPA]	5 [SP2]	6 [SP2]	5-6 [SPA]	6-6' [SPA]
M [t.m]	-7,202	-5,399	4,565	1,187	-9,670	-8,261	5,497	2,097	-12,296	-10,747	5,488	2,107
A [cm ²]	6,16	6,16	6,16	3,14	8,04	6,16	8,04	4,52	12,56	8,04	8,04	4,52
$\bar{\omega}$	0,501	0,501	0,501	0,255	0,653	0,501	0,653	0,367	1,021	0,653	0,653	0,367
E	3191,85	0,8934	0,8934	0,9196	0,8815	0,8934	0,8815	0,9064	0,8596	0,8815	0,8815	0,9064
K	31,9	31,9	31,9	47,2	27,2	31,9	27,2	38,4	20,6	27,2	27,2	38,8
$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm ²]	3191,85	2392,78	2023,16	1002,62	3327,85	3661,18	1891,74	1248,40	2777,75	3698,49	1888,65	1254,36
$\bar{\sigma}'_b$ [kg/cm ²]	100,05	75,01	63,42	21,24	122,34	114,77	69,55	32,51	134,84	135,97	69,63	32,66
noeuds Travées	7 [SP2]	8 [SP2]	9 [SP2]	10 [SP2]	11 [SP2]	12 [SP2]	12' [SP2]	12-11' [SP2]	11' [SP2]	15' [SP2]	11'-15' [SP2]	
M [t.m]	-14,436	-13,177	-14,736	-14,637	-13,176	-11,257	-8,557	6,901	-16,225	-3,738	13,769	
A [cm ²]	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	8,04	6,16	6,16	12,56	12,56	12,56	
$\bar{\omega}$	1,021	1,021	1,021	1,021	1,021	0,653	0,501	0,501	1,021	1,021	1,021	
E	0,8596	0,8596	0,8596	0,8596	0,8596	0,8815	0,8934	0,8934	0,8596	0,8596	0,8596	
K	20,6	20,6	20,6	20,6	20,6	27,2	31,9	31,9	20,6	20,6	20,6	
$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm ²]	3261,19	2976,77	3328,96	3306,60	2976,55	3874,00	3792,37	3058,45	3665,34	844,44	3110,51	
$\bar{\sigma}'_b$ [kg/cm ²]	158,31	144,50	161,60	160,51	144,49	142,42	118,88	95,87	177,92	40,99	150,99	

Determination des armatures longitudinales (Port-long)

$N_{max} - M_{corresp}$

potcaux	M [t.m]	N [t]	e_0 [cm]	$\beta = e_0 + 16$ [cm]	$d\beta = N\beta$ [t.m]	M_{rn} [t.m]	A'_{Fs} [cm ²]	A_{Fs} [cm ²]	A'_{Fc} [cm ²]	A_{Fc} [cm ²]
2-5	4,216	10,025	42,05	58,05	5,82	19,51	-	4,48	-	2,10
5-8	7,807	21,885	35,67	51,67	11,31	19,51	-	8,71	-	3,50
8-11	9,179	35,072	26,17	42,17	14,79	19,51	-	13,71	-	5,35
11-14	10,943	49,675	22,03	38,03	18,89	19,51	-	14,55	-	2,73
14-17	12,011	65,202	18,42	34,42	22,44	19,51	4,00	17,21	4,00	1,70
17-20	10,395	79,649	13,05	29,05	23,14	19,51	4,96	17,73	4,96	-

$N_{min} - M_{corresp}$

potcaux	M [t.m]	N [t]	e_0 [cm]	$\beta = e_0 + 16$ [cm]	$d\beta = N\beta$ [t.m]	M_{rn} [t.m]	A'_{Fs} [cm ²]	A_{Fs} [cm ²]	A'_{Fc} [cm ²]	A_{Fc} [cm ²]
2-5	3,598	5,583	64,44	80,44	4,50	19,51	-	3,47	-	2,14
5-8	6,439	8,283	77,74	93,74	7,76	19,51	-	5,98	-	4,01
8-11	9,050	10,248	88,31	104,31	10,69	19,51	-	8,23	-	5,80
11-14	10,520	11,033	95,35	111,35	12,28	19,51	-	9,46	-	6,83
14-17	11,411	11,048	103,28	119,28	13,18	19,51	-	10,15	-	7,52
17-20	6,689	11,963	55,91	71,91	8,60	19,51	-	6,62	-	3,77

Tableau récapitulatif

potcaux	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20
$A = A'$ [cm ²]	2,14	4,01	5,80	6,83	7,52	4,96
$A = A', \phi$ adopsés	3T16 [6,03]	3T16 [6,03]	3T16 [6,03]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]

Determination des armatures longitudinales (Port-trans)

$N_{max} - N_{corres p}$

poteaux	M [t.m]	N [t]	e_0 [cm]	$\beta = e_0 + 16$ [cm]	$d\beta = N \cdot \beta$ [t.m]	M_{rn} [t.m]	A'_{Fs} [cm ²]	A_{Fs} [cm ²]	A'_{Fc} [cm ²]	A_{Fc} [cm ²]
2-4	4,637	11,780	39,36	55,36	6,52	19,51	—	5,02	—	2,22
4-6	7,880	25,087	31,41	47,41	11,89	19,51	—	9,16	—	3,20
6-8	9,523	33,305	24,23	40,23	15,81	19,51	—	12,18	—	2,82
8-10	11,191	54,519	20,52	36,52	19,91	19,51	0,54	14,73	0,54	1,75
10-12	12,235	70,561	17,34	33,34	23,52	19,51	5,46	18,01	5,46	1,21
12-14	-7,541	84,887	8,88	24,88	21,12	19,51	2,19	16,23	2,19	-3,98

$N_{min} - M_{corres p}$

poteaux	M [t.m]	N [t.m]	e_0 [cm]	$\beta = e_0 + 16$ [cm]	$d\beta = N \cdot \beta$ [t.m]	M_{rn} [t.m]	A'_{Fs} [cm ²]	A_{Fs} [cm ²]	A'_{Fc} [cm ²]	A_{Fc} [cm ²]
2-4	3,224	7,447	43,29	59,29	4,41	19,51	—	3,40	—	1,63
4-6	5,914	12,358	47,85	63,85	7,89	19,51	—	6,08	—	3,14
6-8	8,435	16,508	51,09	67,09	11,07	19,51	—	8,53	—	4,60
8-10	9,924	19,828	50,05	66,05	13,09	19,51	—	10,08	—	5,36
10-12	10,794	22,458	48,06	64,06	14,38	19,51	—	11,08	—	5,73
12-14	-4,474	26,518	16,87	32,87	8,72	19,51	—	6,72	—	0,40

Tableau récapitulatif

poteaux	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
$A = A'$ [cm ²]	2,22	3,20	4,60	5,36	5,73	2,19
$A = A'; \phi$ adoptés	3T16 [6,03]	3T16 [6,03]	3T16 [6,03]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]	2T20+T16 [8,29]

Verification au Seisme

Sens longitudinal

niveaux	L_c [cm]	i [cm]	λ	$T_{calculé}$ [s]	$T = 2T_{cal}$ [s]	Σb [kg/cm ²]	$\bar{\Sigma} b$ [kg/cm ²]
Terrasse	252	11,55	21,82	2,16	4,32	3,43	41,31
V	252	11,55	21,82	3,61	7,22	5,73	41,31
IV	252	11,55	21,82	4,70	9,40	7,46	41,31
III	252	11,55	21,82	5,52	11,04	8,76	41,31
II	252	11,55	21,82	6,01	12,02	9,54	41,31
I	252	11,55	21,82	4,13	8,26	6,55	41,31

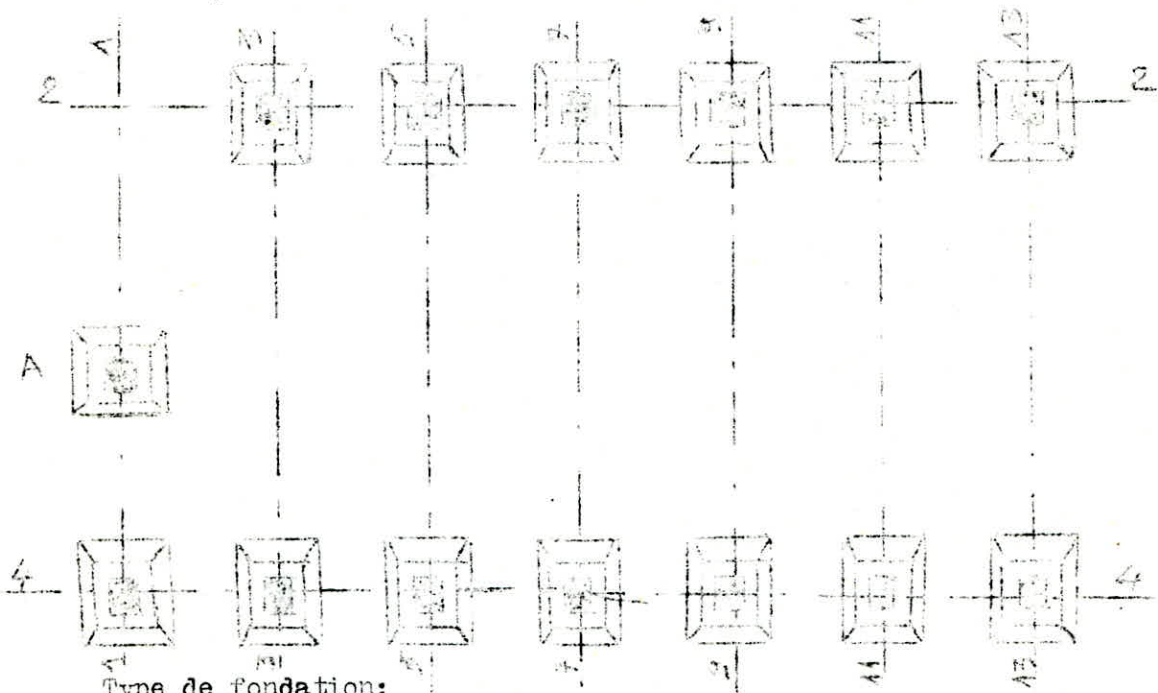
Sens transversal

niveaux	L_c [cm]	i [cm]	λ	$T_{calculé}$ [s]	$T = 2T_{cal}$ [s]	Σb [kg/cm ²]	$\bar{\Sigma} b$ [kg/cm ²]
Terrasse	252	11,55	21,82	2,10	4,20	3,33	41,31
V	252	11,55	21,82	3,50	7,00	5,56	41,31
IV	252	11,55	21,82	4,58	9,16	7,67	41,31
III	252	11,55	21,82	5,38	10,76	8,54	41,31
II	252	11,55	21,82	5,86	11,72	9,30	41,31
I	252	11,55	21,82	2,96	5,92	4,70	41,31

— FONDATIONS —

Fondations

Vue en plan



Type de fondation:

on dispose de semelles isolées sous poteau pour l'ensemble du bâtiment.

Ces semelles seront posées sur un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³. La contrainte du sol est: 3 bars.

Ces semelles seront ancrées à une profondeur de 1 m.

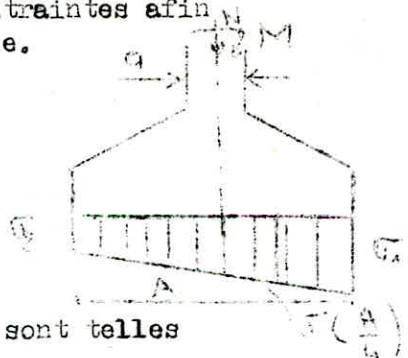
1 - semelle isolée A : (asce 1 - 1)

$$\bar{\sigma}_s = 3.1,02 = 3,06 \text{ kg/cm}^2 ;$$

on suppose une variation trapezoidale des contraintes afin de realiser l'aquilibre statique de la semelle.

on doit verifier : $\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \bar{\sigma}_s$

d'après le R.P.A.81 on doit majorer de 50% donc on a: $\bar{\sigma}_s = 4,59 \text{ kg/cm}^2$



dimensionnement de la sous face:

on ecrit que les dimensions minimales A et B sont telles que :

$$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \bar{\sigma}_s$$

on prendra A et B dans le même rapport que a et b .

soit : $\frac{b}{a} = \frac{40}{60} = \frac{4}{6} \rightarrow b = \frac{4}{6} a$. et $B = \frac{4}{6} A$ d'ou $s = \frac{4}{6} A^2$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} \pm \frac{My}{I} \text{ avec } y = \frac{A}{4} \quad I = \frac{4}{6} A \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{18}$$

$$4,59 \geq \frac{201,12 \cdot 10^3}{\frac{4}{6} \cdot A^2} + \frac{19,46 \cdot 10^5}{\frac{A^4}{18}} \cdot \frac{A}{4}$$

$$- 9,18 A^3 + 603,36 A^2 \cdot 10^3 + 175,14 \cdot 10^5 \leq 0$$

on prend $A = 270 \text{ cm}$
 $B = 190 \text{ cm}$

hauteur de la semelle :

- pour pouvoir utiliser la methode des bielles et ne pas verifier la section d'encastrement à l'effort tranchant on prend.

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{270 - 60}{4} = 52,5 \text{ cm}$$

- poinçonnement (page 8 : Albert P uentes)

Au fur et à mesure que la contrainte admissible augmente A diminue, il y a alors r isque de poinçonnement de la semelle etant donné que la contrainte est assez grande $\bar{\sigma}_c = 3 \text{ bars}$, il y a lieu de faire cette verification qui est proposée par caquot :

$$h_t - d \geq 1,44 \sqrt{N / \bar{\sigma}_c} = 63,54 \text{ cm}$$

on prendra $h = 65 \text{ cm}$ $h_t = 70 \text{ cm}$

epaisseur de la semelle : $e \geq 6 \phi + 6$ soit $e = 20 \text{ cm}$

pois propre de la semelle :

$$N_0 = 2,7 \cdot 1,90 \cdot 0,7 - \frac{2,70 - 0,60}{2} \cdot 0,5 \cdot 1,90 - \frac{1,90 - 0,40}{2} \cdot 0,5 \cdot 2,70 = 2,5$$

$$= 3,97 \text{ t}$$

effort normal transmis au sol :

$$N_t = N + N_0 = 201,12 + 3,97 = 205,09 \text{ t}$$

calcul des armatures dans le sens y :

determination du diagramme des contraintes sur le sol :

$$\sigma_s = \frac{Q}{s} \pm \frac{Mx}{I} \quad v = \frac{A}{2} = \frac{270}{2} = 135$$

$$I = \frac{B \cdot A^3}{12} = \frac{190 \cdot 270^3}{12} = 3,1165 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$S = B \cdot A = 190 \cdot 270 = 51300 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{S} \pm \frac{M_x}{I} = \frac{205,09 \cdot 10}{270 \cdot 190} + \frac{17,46 \cdot 10 \cdot B^2}{3,1165 \cdot 10^8} \left(4,74 = \frac{B^2}{4} \right)$$

$$\left(3,23 = \frac{B^2}{2} \right)$$

$$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{\sigma_1 + 3 \sigma_2}{4} = \frac{3,23 + 3 \cdot 4,74}{4} = 4,36 \text{ kg/cm}^2 \quad 4,59 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_s$$

$$A'_y = \frac{Q' (A - a)}{8h \bar{\sigma}_c} \quad \text{avec } Q' = \sigma \left(\frac{A}{4} \right) A \cdot B$$

$$Q' = 4,36 \cdot 270 \cdot 190 = 223.668 \text{ t}$$

$$A'_y = \frac{223,668 \cdot 10^3 (270 - 60)}{8 \cdot 65 \cdot 4200} = 21,50 \cdot \frac{1}{2} \rightarrow 11T16 = 22,11 \text{ cm}^2, e = 18 \text{ cm}$$

Calcul des armatures dans le sens x :

$$\sigma = \frac{Q}{S} + \frac{M_u}{I} \quad \text{avec} \quad v = \frac{B}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{A \cdot B^3}{12} = 270 \frac{190^3}{12} = 1,5433 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$S = B \cdot A = 190 \cdot 270 = 51300 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{205,09 \cdot 10^3}{51300} \pm \frac{19,46 \cdot 10^5 \cdot 95}{1,5433 \cdot 10^8} = \left(\sigma_1 = 5,18 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$\left(\sigma_2 = 2,8 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{\sigma_1 + 3 \sigma_2}{4} = 4,58 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$Q' = \sigma \left(\frac{A}{4} \right) A \cdot B = 4,58 \cdot 270 \cdot 190 = 234.950 \text{ kg.}$$

$$A_x = \frac{Q' (B-b)}{8 h \sigma_a} = \frac{234950 (190-40)}{8 \cdot 65 \cdot 4200} = 16,13 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 12 \text{ T} 4 = 18,47 \text{ cm}^2 e = 24 \text{ cm}$$

2 - semelle isolée sous poteau : (asce 5-5)
dimensionnement de la sous face :

$$\sigma = \frac{4}{6} A^2 \left(\frac{N}{S} \right) \pm \frac{M_v}{S} \quad \text{avec} \quad Y = \frac{A}{4}, \quad I = \frac{A^4}{18}$$

$$4,59 \geq \frac{169,12 \cdot 10^3}{\frac{4}{6} A^2} + \frac{21,386 \cdot 10^5}{\frac{A^4}{18}} \cdot \frac{A}{4} \Rightarrow$$

$$- 9,18 A^3 + 507,36 \cdot 10^3 A + 192,474 \cdot 10^5 \leq 0$$

$$\text{soit } A = 255 \text{ cm} \rightarrow B = \frac{4}{6} \cdot 255 = 170 \text{ cm on prend}$$

$$A = 255 \text{ cm et } B = 180 \text{ cm}$$

hauteur de la semelle:

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{255-60}{4} = 48,75 \text{ cm}$$

verification du poinçonnement :

$$h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{t_2}}} = 58,27 \text{ cm}$$

on prend $h_t = 65 \text{ cm}$ et $h = 60 \text{ cm}$

épaisseur de la semelle : $e \geq 6 \phi + 6$ soit $e = 20 \text{ cm}$
poids propre de la semelle:

$$N_o = \left[2,55 \cdot 1,80 \cdot 0,65 - \frac{2,55-0,60}{2} \cdot 0,45 \cdot 1,80 - \frac{1,80-0,4}{2} \right]$$

$$\times 0,45 \cdot 2,55 \quad \left. \right] 2,5 = 3,47 \text{ t}$$

effort normal transmis au sol :

$$N_t = N + N_o = 169,12 + 3,47 = 172,59 \text{ t}$$

Calcul des armatures dans le sens y :

determination du diagramme des contraintes sur le sol

$$\bar{\sigma}_y = \frac{Q}{S} \pm \frac{Mv}{I} \quad v = \frac{A}{2} = \frac{255}{2} = 127,5 \quad I = 180 \cdot \frac{255^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{y,z} = \frac{Nt}{S} \pm \frac{Mv}{I} = \frac{172,59 \cdot 10^3}{45900} \pm \frac{17,46 \cdot 10^5 \cdot 127,5}{2,487 \cdot 10^8} = \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 4,65 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2,86 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{\bar{\sigma}_1 + 3\bar{\sigma}_2}{4} = 4,20 \text{ kg/cm}^2 < 4,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q' = 4,20 \cdot 180 \cdot 255 = 192,78 \text{ t}$$

$$A'_{y'} = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{192,78 \cdot 10^5 (255-60)}{8 \cdot 60 \cdot 4200} = 18,64 \text{ cm}^2$$

soit: 10T16 = 20,10 cm², e = 19 cm

calcul des armatures dans le sens x :

$$\bar{\sigma}_x = \frac{Q}{S} \pm \frac{Mv}{I} \quad \text{avec} \quad v = \frac{B}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{AB^3}{12} = 1,2393 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{x,z} = \frac{172,59 \cdot 10^3}{45900} \pm \frac{21,38 \cdot 10^5 \cdot 90}{1,2393 \cdot 10^8} = \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 5,31 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2,21 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} \left(\frac{A}{4} \right) = 4,53 \text{ kg/cm}^2$$

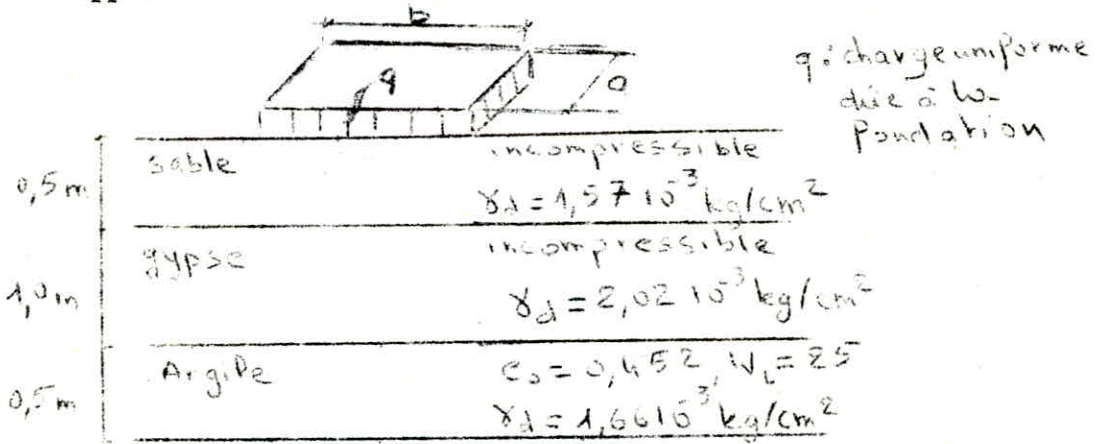
$$A'_{x'} = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad Q' = \bar{\sigma} \left(\frac{A}{4} \right) A \cdot B = 207,92 \text{ t}$$

$$A'_{x'} = \frac{207920 (180-40)}{8 \cdot 60 \cdot 4200} = 14,43 \text{ cm}^2$$

Soit : 10 T14 = 15,39 cm², e = 27 cm

Calcul des tassements :

le rapport du sol donne les differentes couches suivantes:



$$\Delta H = \frac{c_c h_0}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \right) \text{ avec; } c_c: \text{ module de compression} = 0,009 (W_L - 10)$$

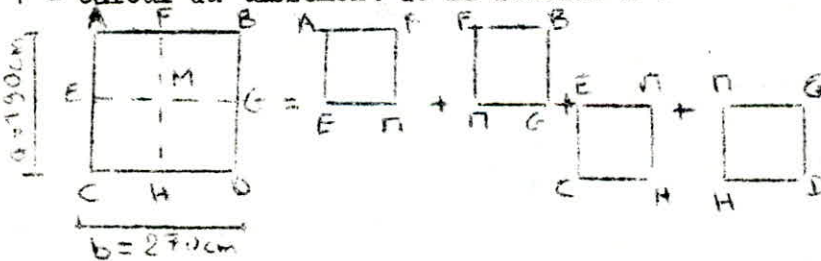
h_0 hauteur de la couche considerée
 e_0 indice des Vides " "
 σ'_0 contrainte effective d'un sol au repos.
 $\Delta \sigma$ contrainte due aux distributions de charges verticales uniformes
 ΔH tassement.

$$c_c = 0,009 (W_L - 10) = 0,009 (25 - 10) = 0,135$$

$$\sigma'_0 = \sum_{i=1}^z \gamma_i h_i = 1,57 \cdot 10^3 \cdot 0,50 + 2,02 \cdot 10^3 \cdot 1,00 + 1,116 \cdot 10^3 \cdot \frac{50}{2} = 0,322 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma = kq \text{ avec } k = \sum_{i=1}^4 k_i; k_i = f\left(\frac{a_i}{z}, \frac{a_i}{z}\right) = f(m, m) \text{ d'après l'abaque.}$$

1 - calcul du tassement de la semelle A :



$$k = f\left(\frac{a/2}{z}, \frac{b/2}{z}\right) = f(0,47; 0,67) \rightarrow k = 0,095 \text{ (on a } k_1 = k_2 = k_3 = k_4)$$

$$q = \frac{Nt}{S} = \frac{205,09 \cdot 10^3}{270 \cdot 190} = 3,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma = kq = 4 \cdot k \cdot q = 4 \cdot 0,095 \cdot 3,99 = 1,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta H = \frac{0,135 \cdot 50}{1 + 0,452} \log \left(\frac{0,322 + 1,51}{0,322} \right) = 3,5 \text{ cm}$$

2 calcul du tassement de la semelle isolée sous poteau (axe 5-5)

$$k = 0,092, q = \frac{Nt}{S} = \frac{172,59 \cdot 10^3}{180 \cdot 255} = 3,76 \text{ kg/cm}^2, \Delta \sigma = 4 \cdot k \cdot q = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta H = \frac{0,135 \cdot 50}{1 + 0,452} \log \left(\frac{0,322 + 1,38}{0,322} \right) = 3,4 \text{ cm}$$

On remarque que les tassements des 2 fondations sont égaux donc pas de tassement différentielle entre eux.

Calcul du voile periferique

Sous le R.D.C. on dispose des murs periferique en B.A. qui ceinturent tout le batiment et relie les fondations dans le sens transversale.

Ces murs reprennent les efforts du seisme au niveau du R.D.C. et assurent une grande stabilite à l'ensemble du batiment.

La hauteur du voile est de 1 m et son epaisseur e est limite par le R.P.A.81 (art 3.3.8.5.)

$$e \geq \max \left(\frac{h}{10}; 0,15 \text{ m} \right) \quad h: \text{ hauteur du voile}$$

$$e \geq \max (0,1 \text{ m}; 0,15 \text{ m}) = 0,15 \text{ m}$$

on prend e = 25 cm

Ferrailage :

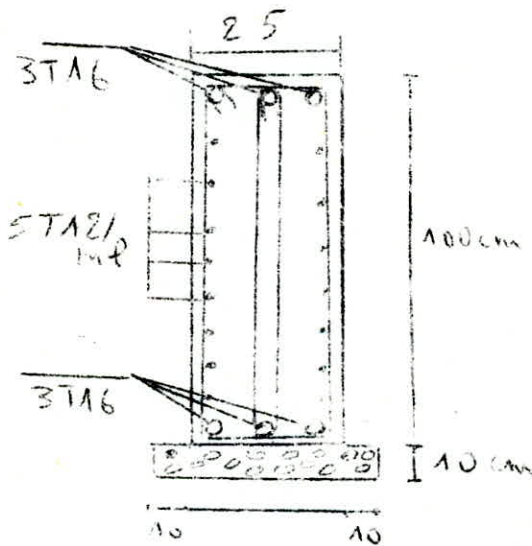
armatures longitudinales filantes superieures et inferieures:

$$A \geq 0,20 \% S_t \quad \text{avec } S_t = h.e$$

$$A \geq 0,20 \% h.e = 0,2 \% 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 T 16 = 6,03 cm²

armatures longitudinales de peau de section 2 cm² par face et par metre lineaire de hauteur . soit 5 T 12 / ml



Calcul du joint de dilatation

Generalite :

un joint de dilatation est une coupure destinée a parer à l'action normale des variations thermiques, du retrait, de durcissement ou de l'expansion du beton.
 en outre, le joint entre deux blocs permet le libre déplacement à chaque partie (bloc) sans que les sollicitations aux quelles elle se trouve soumise aient une influence sur l'autre partie.
 pour le remplissage des joints de dilatation, on utilise des plaques de liège, mastic d'asphalte, matière plastique.

Table recapitulatif des déplacements :

Niveau	$S_{1x}(cm)$	$S_{2x}(cm)$	$S_{1x} - S_{2x}$ (cm)
T	2,709	2,270	4,979
V	2,525	2,085	4,605
IV	2,174	1,760	3,324
III	1,678	1,340	3,018
II	1,083	0,84	1,927
I	0,637	0,30	0,737

Largeur du joint : d'après le R.P.A.81 le joint entre 2 blocs aura une largeur superieur à $H_1/300$ où H_1 represente la hauteur du bloc le moins haut.



- dans notre cas $H_1=H_2 = 21,60m$
 $d \geq \frac{2160}{300} = 7,2 \text{ cm}$

Le calcul statique donne une valeur de 4,979 cm

conclusion :

on prend la valeur donnée par l'architecte :
 $d = 7,5 \text{ cm}$

— **B** I B L I O G R A P H I E —

- Règles techniques C C B A 6 8

- Règlement parasismique Algerien R.P.A.81

- Calcul et vérification des ouvrages en B.A (P.CHARON)

- Bulletins du C T C N° 5 et N° 6

- Cours de beton III (MR. BELAZOUGUI)

- Osatures de batiment en B.A. (A. FUENTES)

- Aides memmoires R D M - B.A. (JUNOD)

- Règle neige et vent - 65.

