

U.S.T.A.

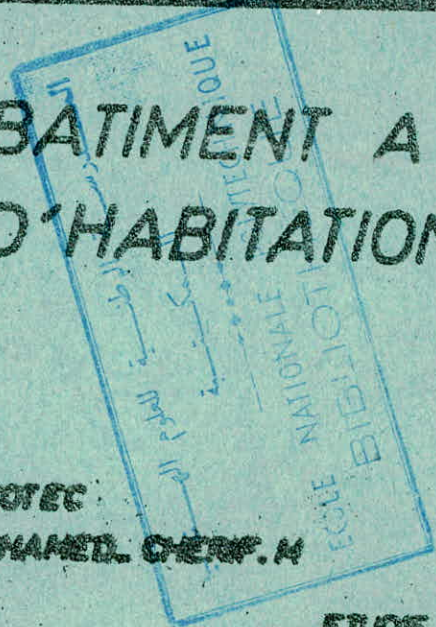
1ex

UNIVERSITE
HOUARI - BOUMEDIENE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+3)



ELABORE PAR : ECOTEC
DIRIGE PAR : MOHAMED. CHERIF. H

ETUDE PAR : BOUZRINA. OUAJBA

PROMOTION JUIN 1980

U.S.T.A.

UNIVERSITE
HOUARI - BOUMEDIENE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+3)

PROFESSEUR PAR : ECOTEC

ENCADRE PAR : MOHAMED. CHERIF. M

ETUDE PAR : BOUZRINA. OUAHIBA

PROMOTION JUIN 1980

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mon Père

A ma mère

A mes frères

A ma sœur

ouahiba

Mes sincères remerciements

à

M^r KHERROUS
M^r TABOACHE
M^r IDIR

qui ont su m'apporter une
aide appréciable pour le
tirage de mon polycopé

Mes remerciements à :

A la direction générale de l'ECOTEC

A la direction technique du BET

Au service Béton Armé en général, spécialement
Aux dessinateurs-projeteurs avec qui j'ai
travaillé

Aux ingénieurs du service

je tiens à remercier :

MR GRZEGORZOLKA
et MR RAMZI

Mes plus sincères remerciements à mon
promoteur MR MOHAMED-CHERIF pour tous ses
conseils, pour l'assistance et la disponibilité
dont il m'a fait bénéficier

Toute ma gratitude à tous les professeurs qui
ont contribué à ma formation, qu'ils
trouvent en ce modeste travail l'expression
de toute ma reconnaissance

A toutes mes amies et tous
mes camarades de classe

ouahine

table des matières

	Pages
INTRODUCTION	1
<i>Présentation de l'ouvrage</i>	
<i>Caractéristiques des matériaux utilisés</i>	3
<i>Charges et surcharges</i>	6
<u>CHAPITRE 1</u> CALCUL DES ELEMENTS	
<i>Acrotère</i>	8
<i>Escaliers</i>	11
<i>Etude des planchers</i>	19
<i>Chainage, bande noyée</i>	32
<u>CHAPITRE 2</u> CALCUL SISMIQUE	39
<u>CHAPITRE 3</u> ETUDE DES PORTIQUES	
SOUS LES FORCES HORIZONTALES	58
<i>méthode de BONMAN</i>	58
<i>Portique transversal</i>	61
<i>Portique longitudinal</i>	69
SOUS LES CHARGES VERTICALES	75
<i>méthode de CROSS</i>	77
<i>Portique transversal</i>	77
<i>méthode de CAQUOT</i>	88
<i>Portique longitudinal</i>	91
<u>CHAPITRE 4</u> COMBINAISONS DES CHARGES	95
<i>Portique Transversal</i>	97
<i>Portique longitudinal</i>	118
<u>CHAPITRE 5</u> POUTRES	128
<i>Portique transversal</i>	129
<i>Portique Longitudinal</i>	151
<u>CHAPITRE 6</u> POTEAUX	154
<u>CHAPITRE 7</u> FONDACTIONS	173
<u>CHAPITRE 8</u> COMPARAISON DU RPS 69 ET DUNOUVEAU RPS ALGERIEN	1 à 33

INTRODUCTION

①

DESCRIPTION DU BATIMENT

Ce projet consiste à calculer, et à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment sera situé dans la région de ANNABA.

Il se compose d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée, et de trois étages espacés entre planchers de 3m.

La plus grande largeur du bâtiment est de 11m.
La plus grande longueur est de 16,75m.

OSSATURE :

L'ossature du bâtiment est constituée par des portiques transversaux et longitudinaux. Seul le portique transversal est porteur. Le portique longitudinal ne supporte que son poids propre et le poids des murs extérieurs qu'il porte. Ainsi dans le sens transversal on aura des poutres principales et dans le sens longitudinal un chaînage ou poutre secondaire. Ces poutres et poteaux sont encastrés les uns dans les autres, ils assurent ainsi le contreventement du bâtiment.

- Le portique transversal est constitué par deux travées égales de 4,50m.
- Le portique longitudinal est constitué par les travées suivantes (4,5; 2,5; 3,5; 2,5; 3,5).

PLANCHERS :

Les planchers sont constitués par des corps creux et une dalle de compression de 4cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Tous les planchers (rez de chaussée, étage courant et plancher terrasse) sont constitués par un plancher 16+4.

(2)

Le plancher terrasse sera muni d'un béton de pente pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales. La terrasse est inaccessible, la surcharge $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Escaliers : on a une cage d'escalier

Les escaliers seront conduits étage par étage en même temps que l'ossature, afin de faciliter l'emploi de l'échelle. Ils seront en béton armé avec une pailleuse porteuse.

Maçonnerie :

Murs Extérieurs

- 1 cloison en brique creuse de 15cm
 - 1 ride d'air 5cm
 - 1 cloison en brique creuse de 10cm
- Murs intérieurs
- brique creuse de 10cm

Revêtements :

- Céramique dans les salles d'eau
- Carrelage dans les autres pièces

Béton Armé : Tout le béton armé qui entre dans cette construction sera conforme aux "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé" (CCBA 68) et Le Règlement du Jeisme (Ps. 69)

Le béton sera composé de 800l de gravillon, 400l de sable, 350kg de ciment CPA 325 et de 175l d'eau.

Pour l'acier, nous utiliserons de l'acier doux et de l'acier de haute adhérence.

La préparation du béton se fera mécaniquement.

CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARMÉ

Béton

- Dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à contrôle attentif
- Grasseur des granulats $5/15 = C_g$
- Résistance nominale de compression $6'28 = 27 \text{ bars}$
- Résistance nominale de traction $5'28 = 23,2 \text{ bars}$

Contrainte de compression admissible (art 94 CCBAEP)

$$6'b = f'_b \cdot 6'28 \quad \text{avec } f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

- α dépend de la classe du ciment utilisé $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β dépend de l'efficacité du contrôle $\beta = 5/6$ (contrôle)
- γ dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats $C = 5/15$ $\gamma = 1$
- δ dépend de la nature des sollicitations
 - $\delta = 0,30$ compression simple
 - $\delta = 0,60$ flexion simple

En flexion composée:

$$\delta = 0,60 \quad \text{L'effort normal est une traction}$$

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{effort normal est} \\ \text{une compression} \end{array}$$

avec $e_0 =$ Excentricité de la résultante des forces extérieures / centre de gravité du béton seul
 $e_1 =$ distance de la limite du noyau central au c.d.g. de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

Pour les sollicitations du 2^{ème} genre les valeurs de δ sont multipliées par 1,5

- ϵ dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre
 - $\epsilon = 1$ en compression simple
 - $0,5 \leq \epsilon < 1$ dans les autres cas

(16)

EN Compression:

Sollicitation du 1^{er} Genre: $\bar{\sigma}_{b0} = 1,5/6 \cdot 1,03 \cdot 1,270 = 67,5 \text{ bars}$
Sollicitation du 2^{ème} Genre: $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars}$

EN FLEXION Simple:

$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars}$ sous SP1

$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars}$ sous SP2

CONTRAINTE DE REFERENCE de TRACTION (Art 9.5 CCBA68)

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{b0}$ ($\alpha \beta \gamma \delta$) même que précédemment
 $\delta = 0,018 + \frac{241}{\bar{\sigma}'_{b0}}$ ($\bar{\sigma}'_{b0}$ en bars)

Sous SP1 $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

Sous SP2 $\bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars}$

ACIERS on distingue

• Aciers haute adhérence: nuance Fe E 40

$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$ $\phi \geq 20 \text{ mm}$

contrainte admissibles:

$\phi \leq 20$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{array} \right.$

• Aciers doux: nuance Fe E 24 ; $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$

contrainte admissibles

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ sous SP1

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ sous SP2

CONDITIONS IMPOSEES PAR LA FISSURATION (Art 4.9 CCBA68)

$\sigma_1 = k \frac{\pi}{\phi} \frac{\omega f}{1 + 10 \omega f}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2 k}{\phi} \bar{\sigma}_b}$

(5)

Avec:

- σ_1 : contrainte de fissuration systématique
- σ_2 : contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle

ω_f : pourcentage de fissuration $\omega_f = \frac{A}{C_f}$

A: section totale des barres tendues

C_f : section d'enrobage des barres tendues

η_0 : coefficient de fissuration $\left| \begin{array}{l} \eta_0 = 1,6 \text{ HA} \\ \eta_0 = 1 \text{ ronds lisses} \end{array} \right.$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre

K: coefficient dépendant de la nature de la fissuration

K =	1,5 10 ⁶	fissuration peu nuisible
	10 ⁶	fissuration préjudiciable
	0,5 10 ⁶	fissuration très préjudiciable

6

CHARGES ET SURCHARGES

PLANCHER TERRASSE

1) Différentes couches d'Isolation

D'après les DTU 43 pour une pente de 1% à 5% ma:

- Revêtement Asphalte 45 kg/m^2
- Revêtement Masticouche 12 kg/m^2
- Isolant + herminique 20 kg/m^2
- Protection Mécanique: 4 cm gravillons: $1500 \times 0,04 = 60 \text{ kg/m}^2$
- 2) Chape 1 cm $2200 \times 0,01 = 22 \text{ kg/m}^2$
- 3) Béton de pente $2200 \times 0,08 = 176 \text{ kg/m}^2$
- 4) Hourdi + table compression (16+4) 265 kg/m^2
- 5) Enduit plâtre 12 kg/m^2

612 kg/m²

je prends

|| CHARGE PERMANENTE $G = 620 \text{ kg/m}^2$
SURCHARGE $P = 100 \text{ kg/m}^2$

PLANCHER NIVEAU COURANT

- 1) Carrelage 2 cm $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$
 - 2) Mortier de pose 1 cm 12 kg/m^2
 - 3) Sable 3 cm 66 kg/m^2
 - 4) Isolation phonique 20 kg/m^2
 - 5) Hourdi + table (16+4) 265 kg/m^2
 - 6) Enduit 12 kg/m^2
- 419 kg/m²

Répartition des cloisons par m² de surface
Le calcul m'a donné 125 kg/m^2
je prends 130 kg/m^2

|| finalement || CHARGE PERMANENTE $G = 549 \text{ kg/m}^2$
SURCHARGE $P = 175 \text{ kg/m}^2$

7

ACCÈS TERRASSE

- 1] Étanchéité 57 kg/m^2
- 2] Béton de pente $7 \text{ cm } 2200 \times 0,07 = 154 \text{ kg/m}^2$
- 3] Dalle $10 \text{ cm } 2500 \times 0,1 = 250 \text{ kg/m}^2$
- 4] Enduit 12 kg/m^2

|| CHARGE PERMANENTE $G = 365 \text{ kg/m}^2$
SURCHARGE $P = 100 \text{ kg/m}^2$

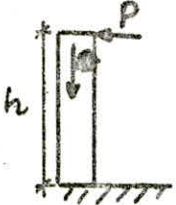
Rque: l'accès terrasse fait $(2,75 \times 5,9)$
les 7cm de béton de pente correspondent à une
pente de 2%

CALCUL DES

ELEMENTS

ACROTÈRE

on assimile l'acrotère à une console, encastrée dans le plancher
 on distingue les efforts suivants:
 - le poids propre G , et la surcharge due à la main courante $P=100 \text{ kg/ml}$
 ces efforts agissent au niveau de l'encastrement



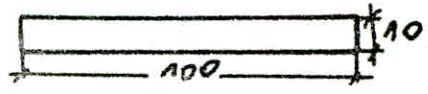
$h=60 \text{ cm}$
 - Poids propre: $G=0,6 \times 2500 = 1500 \text{ kg/m}^2$
 - surcharge pondérée: $1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$
 le calcul se fera pour 1 m d'acrotère, et son calcul se fera en flexion composée



Moment dans la section dangereuse
 $M = 1,2 Ph = 120 \times 0,6 = 72 \text{ kgm}$

Calcul en flexion composée, méthode P.CHARON

$M = 72 \text{ kgm/m}$
 $G = 1500 \times 10 = 150 \text{ kg/m}$



Centre de pression:

$M = N \cdot e \Rightarrow e = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$

La section est donc partiellement comprimée
Moments par rapport aux axes tendus:

$M_A = N y$ avec y la distance entre les axes tendus et le centre de pression

$y = e + \frac{h-d}{2}$ avec $d = \text{enrobage} = 2 \text{ cm}$

$y = 48 + 3 = 51 \text{ cm}$

$M = 150 \times 51 = 7650 \text{ kg.cm}$

Moment résistant

$M_R = b \frac{\sigma_b}{2} \frac{\sigma_a}{\sigma_a} \left(h - \frac{\sigma_a}{3} \right)$

avec $y_1 = \frac{n \sigma_b \cdot h}{n \sigma_b + \sigma_a} = \alpha h$

$M_R = 100 \frac{137}{2} \cdot 2,4 \left(8 - \frac{3,4}{3} \right) = 159924 \text{ kg}$

$y_1 = \frac{15 \cdot 137}{15137 + 2800} = 3,4 \text{ cm}$

$M_R > M$ on n'a pas besoin d'axes comprimés

9

Détermination des armatures tendues

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 8 \text{ cm}$ $M_A = 76.50 \text{ kg cm}$ $\bar{\sigma}_a = 2'800 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$	$N = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0064 \rightarrow$	$k = 124$ $E = 0,9640$
	$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,35 \text{ cm}^2$	

La section d'armature finale est:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,38 - \frac{150}{2800} = \underline{0,33 \text{ cm}^2}$$

La section trouvée par calcul est une section très faible on adoptera donc des armatures de construction Armature minimale imposée par art 52 CCBA68

Condition de non fragilité

$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$ $A > 0,78 \text{ cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 8 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$
--	--

$$A > b h \psi \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{b_t}{h} \right)^2 \quad \psi = 0,5A \text{ pour acier HA}$$

$$A > 1,43 \text{ cm}^2$$

La section adoptée sera: $A = 4 \text{ T}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un écartement $t = 25 \text{ cm}$

Ecartement t: CCBA68 Article 57.33 nous indique

$$t \leq \begin{cases} 3 h t = 30 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{j'ai pris } t = 25 < 30 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

L'acrotie étant exposée aux intempéries on doit prévoir des armatures de peau on prendra 95% de la section du béton

10

$$0,5\% B = 0,5\% (10 \times 100) = 0,5 \text{ cm}^2$$

je prends 4 T6 espacement $e = 25 \text{ cm}$

• Vérification à la fissuration

σ_1, σ_2 seront déterminées suivant le tableau
CHARON

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{\sigma_f} = \frac{2,01}{400} = 0,005$$

$k = 10^6$ fissuration
préjudiciable

$$\sigma_1 = 4 \times 1,6 = 770 \text{ bars}$$

$\phi = 8 \text{ mm}$
 $\rho = 1,6 \text{ (HA)}$

$$\sigma_2 = 2042 \times 1,265 = 2583 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = 785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2635 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max \left| \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right. = \left| \begin{array}{l} 2800 \\ \max \left| \begin{array}{l} 785 \\ 2635 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2635 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

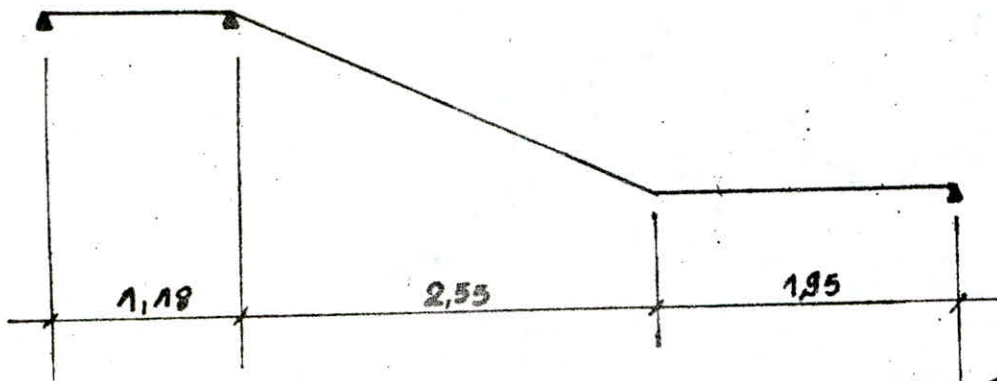
vérifié

ESCALIERS

Les escaliers sont constitués par une paillassse et deux paliers

- un palier courant: $2,5 \times 1,18$
- un palier intermediaire: $2,5 \times 1,95$

Schema des escaliers



Les marches et contre-marches sont fixés à :

- $h = 16,67 = 16,7 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$
- avec h : hauteur de la contre marche
- g : largeur de la marche

Les marches n'entre pas dans le calcul de resistance leur poids propre sera consideré comme uniformement reparti sur la paillassse
La paillassse, et les deux paliers seront constitués par une dalle de 15cm

$\text{tg } \alpha = \frac{16,7}{30} = 0,557$ $\alpha = 29^{\circ}05'$ $\cos \alpha = 0,873$

- Evaluation des differents poids propre et charges
Les deux paliers auront la même charge, la paillassse aura en plus le poids propre des marches

Charge pour 1 m^2 de palier courant ou palier intermediaire

- Dalle: $0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- Chape: $0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Cattelage: $0,03 \times 2600 = 78 \text{ kg/m}^2$
- Enduit: $0,015 \times 1900 = 29 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge: $250 \times 1,2 = 300 \text{ kg/m}^2$

$q_1 = 824 \text{ kg/m}^2$

$q_1 = 824 \text{ kg/m}^2$

(12)

Charge par m^2 correspondant à la paillette

• Dalle $\frac{375}{0,873} = 430 \text{ kg/m}^2$

• Marches $\frac{0,167 \times 2200}{2} = 184 \text{ kg/m}^2$

• Chape $\left(0,02 + 0,02 \times \frac{0,167}{0,3}\right) 2100 = 65 \text{ kg/m}^2$

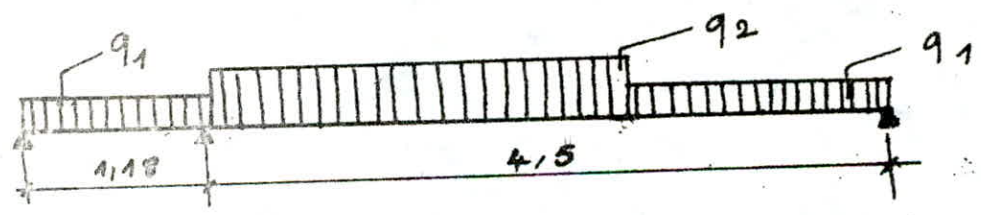
• Carrelage $\left(0,03 + 0,02 \times \frac{0,167}{0,3}\right) 2600 = 110 \text{ kg/m}^2$

• Enduit $\frac{29}{0,873} = 33 \text{ kg/m}^2$

• Surcharge $250 \times 1,2 = 300 \text{ kg/m}^2$

$q_2 = 430 + 184 + 65 + 110 + 33 + 300 = 1122 \text{ kg/m}^2 = q_2$

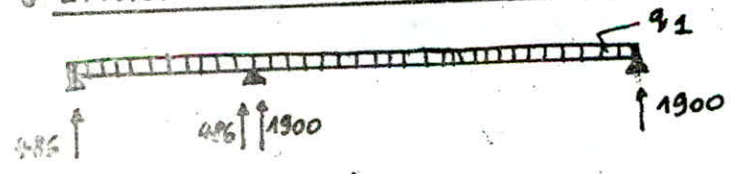
La paillette sera projetée sur le plan horizontal



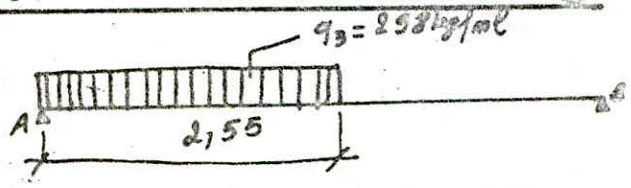
Le calcul des moments se fera par superposition des efforts.

Je détermine le diagramme de l'effort tranchant ensuite je déduis celui du moment
je considère : a)

• EFFORT TRANCHANT pour (a)



EFFORT TRANCHANT DANS LE CAS de (B)



$$T_A = q_3 x_0$$

$$T_B = \frac{q_3 C^2}{2L}$$

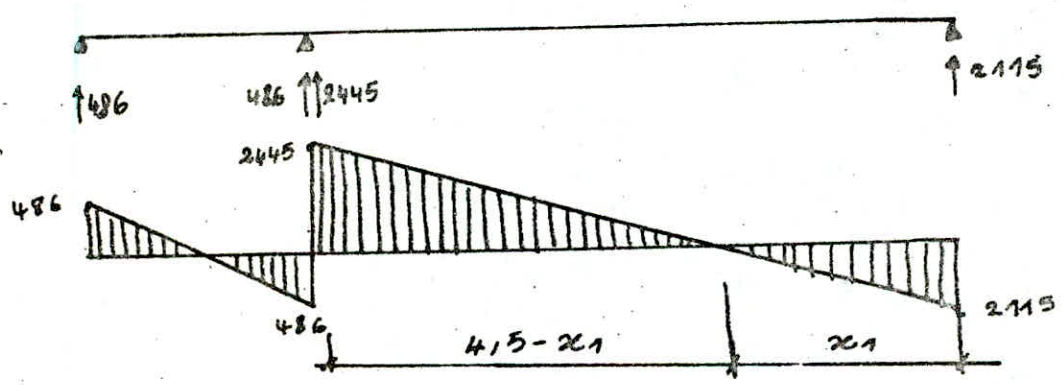
avec $c = 2,55 \text{ m}$ et $x_0 = \frac{c(2L-c)}{2L}$

$$x_0 = 1,83 \text{ m} \Rightarrow T_A = 298 \times 1,83 = 545 \text{ kg}$$

$$T_B = \frac{298 \times 2,55^2}{2 \times 4,15} = 215 \text{ kg}$$



Le diagramme general est obtenu par superposition du diagramme obtenu dans le cas de (A) avec celui obtenu dans le cas de (B)



Le moment est maximum la ou l'effort tranchant s'annule

determination de x_1 : $\frac{2445}{2115} = \frac{4,15 - x_1}{x_1} = 1,56 \Rightarrow x_1 = 2,08 \text{ m}$

Pour obtenir le moment maximum total, il suffit de determiner la valeur du moment dans le cas (A) et dans le cas (B) en $x = 2,08 \text{ m}$

Détermination du moment dans le cas de (A) à l'abscisse $x=2,08m$

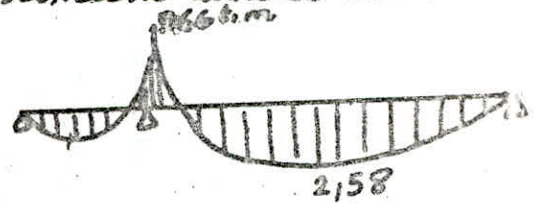
$$M_A = \frac{q x (l-x)}{2} = \frac{0,824 \times 2,08 (4,15 - 2,08)}{2} = 2,11 \text{ t.m}$$

Détermination du moment dans le cas de (B) à l'abscisse $x=2,08m$

$$M_B = q x (x_0 - x/2) = 0,298 \times 2,08 (1,83 - \frac{2,08}{2}) = 0,486 \text{ t.m}$$

Détermination du moment maximum dans le cas de la superposition (A) + (B)

$$M_{max} = 2,11 + 0,486 = 2,58 \text{ t.m}$$



CALCUL DES ARMATURES

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

$$\eta = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,58 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0817 \rightarrow \begin{cases} k = 28,2 \\ \epsilon = 0,8843 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{28,2} = 99,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ donc on a pas besoin d'acier comprimés}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{2,58 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8843 \times 13} = 8,01 \text{ cm}^2$$

on prend

T 12	e = 20 cm	(10,36 cm ²)
T 10	e = 20 cm	

on aura donc 1 T 10 a 10 cm 1 T 12 etc ...

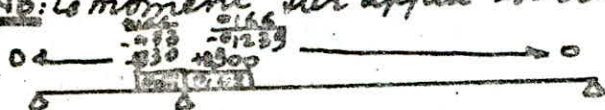
Pour les barres de répartition, on prend 0,20 de A nécessaire

$$A_{rep} = 8,01 \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

finalement on adopte

T 8	e = 20 cm
-----	-----------

NB: Le moment sur appui se obten par un cross:



$$K_1 = \frac{I}{l} = 156 \text{ cm}^3 ; K_2 = \frac{I}{l} = 110 \text{ cm}^3$$

$$R_1 = \frac{1,56}{2,60} = 0,58 ; R_2 = \frac{1,1}{2,60} = 0,42$$

Moment d'encastrement
 $M = q \frac{l^2}{8}$

$$\begin{cases} M = -0,824 \times \frac{1,8^2}{8} = -0,33 \text{ t.m} \\ M = 1,12 \times \frac{2,15^2}{8} = +0,90 \text{ t.m} \end{cases}$$

• VERIFICATION DES CONTRAINTES

ENTRÉE on a adopté une section d'acier de $A = 10,36 \text{ cm}^2$

$$-\bar{\omega} = \frac{\pi}{15} \cdot \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 10,36}{100 \times 13} = 0,797 \rightarrow \begin{cases} k = 24,1 \\ E = 0,8721 \end{cases}$$

$$-\sigma_a = \frac{M'}{A E h} = \frac{2,58 \cdot 10^5}{10,36 \times 0,8721 \times 13} = 2196,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$-\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2197}{24,1} = 91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• LES ACIERS TRANSVERSAUX SONT ILS NECESSAIRES ?

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

$$\tau_b = \frac{2445}{100 \times 11,375} = 2,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} z = 7/8 h = 11,375 \text{ cm} \\ T_{\max} = 2445 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\tau_b = 2,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers transversaux ne sont donc pas nécessaires

• CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eh}} b h \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{eh} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A = 10,36 \text{ cm}^2 \stackrel{?}{>} 0,69 \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 13 = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

• VERIFICATION DE LA FLECHE

CCBA 68 Art 61,21

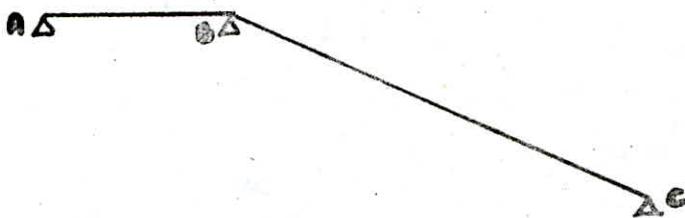
$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{eh}} \Rightarrow A \leq \frac{43 b \cdot h}{\sigma_{eh}} = \frac{43 \cdot 100 \times 13}{4200} = 13,30 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,36 \text{ cm}^2 < 13,30 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

POUTRE PALIERE IPN3

Cette poutre palier est située au plancher haut du vide sanitaire.
 Si on considère la volée E1, cette poutre se situe au niveau de l'appui ②.
 Si on fait le schéma statique de la volée E1, la réaction au point ② correspondra à une charge uniformément répartie en t/ml pour la poutre IPN3.

Schéma statique de la volée E1



- soit $q_1 = 0,824 \text{ t/m}^2$ charge uniforme correspondant à la travée AB
- soit $q_2 = 1,122 \text{ t/m}^2$ charge uniforme correspondant à la paillete BC

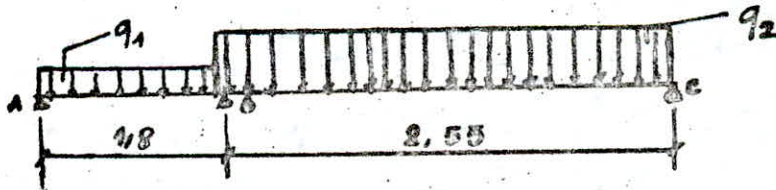
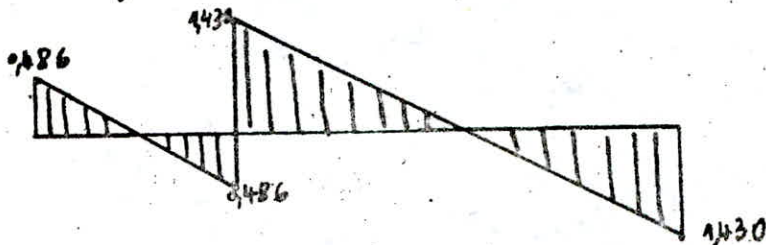


Diagramme de l'effort tranchant.

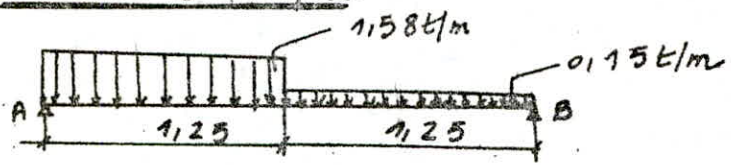


La poutre IPN3 aura une charge uniformément répartie de $q = 1,430 \text{ t/ml}$

La poutre IPN3 a pour coffrage: $b=30\text{cm}$
 $h=20\text{cm}$

- Poids propre : $0,3 \times 0,2 \times 2,5 = 0,15 \text{ t/m}$
- Charge $q = 1,430 \text{ t/m}$

Schéma statique



Determination des reactions d'appui R_A et R_B

$$R_A = \frac{1,58 \times 1,25 \left(\frac{1,25}{2} + 1,25 \right)}{2,5} + \frac{0,15 \times 1,25^2}{2 \times 2,5} = 1,53 \text{ t}$$

$$R_B = \frac{1,58 \times 1,25^2}{2 \times 2,5} + \frac{0,15 \times 1,25 \left(\frac{1,25}{2} + 1,25 \right)}{2,5} = 0,634 \text{ t}$$

Moment maximum :

$$R_A - 1,58x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{1,58} \quad \text{abaisse à laquelle survient l'effort tranchant}$$

$$M = R_A x - \frac{1,58x^2}{2}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{R_A^2}{2 \times 1,58} = \frac{1,53^2}{2 \times 1,58} = 0,74 \text{ tm}$$

Determination de la section d'armature :

$$N = \frac{15 \times 0,74 \times 10^5}{2800 \times 30 \times 17^2} = 0,0457 \rightarrow \begin{cases} k = 40,4 \\ e = 0,9098 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,74 \times 10^5}{2800 \times 17 \times 0,9098} = 1,7 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T14
 2T14 comme aier de construction

(18)

Vérification au Cisaillement

Les cadres seront constitués par des $\phi 8$
 $A_t = 1 \text{ cm}^2$

L'effet tranchant maximum est: $T_{\text{max}} = 1,53 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{1530}{0,875 \times 17 \times 30} = 3,14 < \overline{\tau_b}$$

Ecartement des Cadres :

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{ch} = \left(1 - \frac{3,14}{53,1}\right) \times 2200 = 2059 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot z}{T_{\text{max}}} = \frac{1 \cdot 2059 \times 0,875 \times 17}{1530} = 20,0 \text{ cm}$$

on adoptera comme écartement des cadres
un écartement t constant égal à 20 cm tout
au long de la portée de 2,5 m

CALCUL DES POUTRES

Tous les planchers sont constitués par des corps creux de 16+4 :

• LE PLANCHER DU REZ DE CHAUSSEE : Il est constitué par 4 types de poutrelles

IP_1, IP_2, IP_3, IP_4

• LE PLANCHER COURANT : Il est constitué par 4 types de poutrelles

$I/II/III/IV P_1, I/II/III/IV P_2, I/II/III/IV P_3, I/II/III/IV P_4$

• LE PLANCHER TERRASSE : Il est constitué par 3 types de poutrelles

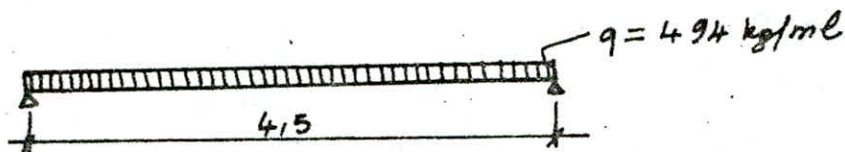
P_1, P_2, P_3

Remarque : toutes les poutrelles munies du nombre 1, 2, 3, 4 sont toutes les mêmes
 Ainsi $[P_1, I/II/III/IV P_1]$ sont toutes identiques de même pour $[P_2, I/II/III/IV P_2]$ et pour $[P_3, I/II/III/IV P_3]$ et enfin $[I/II/III/IV P_4]$

• POUTRES $P_1, I/II/III/IV P_1$

Charge permanente $G = 550 \text{ kg/m}^2$
 Surcharge $1,2 \times 175 = P = 210 \text{ kg/m}^2$
 $\underline{\underline{760 \text{ kg/m}^2}}$

charge par mètre linéaire
 $q = 760 \times 0,65 = 494 \text{ kg/ml}$



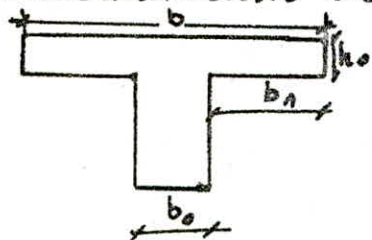
$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,494 \times 4,15^2}{8} = \underline{\underline{1,25 \text{ t.m}}}$

$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{0,494 \times 4,15}{2} = \underline{\underline{1,11 \text{ t}}}$

Les poutrelles seront calculées sur appui simple avec moment maximum entravé et l'effort tranchant maximum sur appui (chapeaux)

Dans certain cas, on a une cloison qui repose directement sur la poutrelle, donc ce cas on fera le calcul de la poutrelle avec la charge permanente (q en t/ml) et une force concentrée

• Détermination de la largeur de la table de compression



La largeur de la table doit satisfaire aux conditions suivantes

- $b_1 \leq l_0/2$
- $b_1 \leq l/6$
- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

l_0 : distance entre nus de nervures = 53 cm

l : distance entre points de moments nuls d'un travée = 4,50 m

- $b_1 \leq 53/2 = 26,5 \text{ cm}$
 - $b_1 \leq \frac{450}{6}$
 - $24 \leq b_1 \leq 32$
- } on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$
d'où $b = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

Ce calcul a été fait pour toute les autres poutrelles, la largeur de la table de compression est de 65 cm partout!

$M_{max} = 1,25 \text{ t.m}$

$T_{max} = 1,11 \text{ t.m}$

$N = \frac{15 M}{\sigma_a b \cdot \tau^2} = \frac{15 \cdot 1,25 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \times 7^2} = 0,0356$

$N = 0,0356 \rightarrow \begin{cases} R = 46,8 \\ \alpha = 0,2427 \\ E = 0,9191 \end{cases} \quad y = \alpha h > 4 \text{ cm}$

$y > 4 \text{ cm}$ donc l'axe neutre passe dans la nervure

(21)

La section sera calculée comme une section en Tc'

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{4}{17} = 0,235; \quad \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{65} = 0,1846; \quad \gamma = 0,0356$$

détermination de $\alpha = 0,245$ (lecture sur abaque Charon)

$$\alpha = 0,245 \begin{cases} k = 46,4 \\ \epsilon = 0,9186 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = 60,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

détermination de c ($\rho = \theta/\alpha = 0,959; \beta = 0,1846$) $\rightarrow c = 0,1475$

$$c = 0,1475$$

détermination de z : $z = [1 - \theta/\alpha + c\alpha] h = 17 \left[1 - \frac{0,235}{0,245} + 0,1475 \times 0,245 \right]$

$$z = 15,61 \text{ cm}$$

détermination de la section d'armature:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{1,25 \cdot 10^5}{2800 \times 15,61} = 2,86 \text{ cm}^2$$

En Travée: on prendra 3T12 ($A = 3,39 \text{ cm}^2$)
Sur Appui: on prendra 2T10 ($A = 1,57 \text{ cm}^2$)

Vérification des contraintes:

En travée:

$$A = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,306$$

$$\begin{cases} k = 42,8 \\ n = 0,0416 \\ \epsilon = 0,9135 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1,25 \cdot 10^5}{3,39 \times 0,9135 \times 17} = 2374 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2374 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2374}{42,8} = 55,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Vérification au Cisaillement:

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ on a $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$

$$T_{\text{max}} = 1,1 t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1100}{0,875 \times 8 \times 17} = 9,24 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,7 \text{ kg/cm}^2$$

(22)

Les armatures transversales seront constituées par un étrier $\Phi 6$ section $A_z = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$

L'écartement maximum aux appuis sera de :

$$t = \frac{A_z \gamma \bar{\sigma}_{at}}{T} ; \quad \sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} \text{ dans le cas ou } \rho_{at} > \frac{2}{3} \text{ on a :}$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{9,24}{9 \times 5,9} = 0,826$$

$$t = \frac{0,56 \times 1,826 \times 2200 \times 17 \times 0,875}{1100} = 13,75 \text{ cm}$$

Finalement les étriers seront espacés selon la série de Caquot

$$t = 2 \times 10 ; 2 \times 11 ; 2 \times 13 ; 22 \times 16$$

• Verification de l'adhérence. cc BA 68 art 29

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \text{ avec } \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \psi_d = \text{coeff de scellement pour } T_{or} = 1,5$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on calculera $\bar{\sigma}_d$ pour l'effort tranchant maximum aux appuis $T_{max} = 1100 \text{ kg}$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\pi p z} = \frac{1100}{6,28 \times 0,875 \times 17} = 11,77 \text{ kg/cm}^2 \quad \cdot \text{ avec } p = \text{périmètre d'une batte ; pour } 2T10 \quad p = 23,14 = 6,28 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 11,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifié}$$

• Verification de la fissuration

Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier, cette limite est le $\max(\sigma_1, \sigma_2)$, l'autre l'autre limite est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier $\bar{\sigma}_a$

$$\text{on prendra } \bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

σ_1, σ_2 sont données dans les tableaux CHARON

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \omega_f = \frac{A}{\phi_f} = \frac{3,39}{12 \cdot 5} = 0,047 \\ \cdot \phi = 12 \text{ mm} \\ \cdot \eta = 1,6 \text{ acier HA} \\ \cdot \sigma_s = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 \leq 2703 \times 1,5 \times 1,15 = 6487 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2043 \times 1,265 = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 6487 \\ \sigma_2 = 2584 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2584 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

• Condition de non fragilité CCBA 68 Art 52

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_h}{\sigma_{en}}$$

• Entrée : $A = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12$

$$3,39 > 0,69 \cdot 12 \cdot 17 \frac{5,8}{4200} = 0,193 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

• Sur Appui : $A = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10$

$$1,57 \text{ cm}^2 > 0,193 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

• Vérification de la flèche : CCBA 68 Art 58.4

$$\frac{h_b}{l} \leq \frac{1}{15} \frac{M_E}{M_0} = \frac{1}{15 \cdot 0,4} = 0,105$$

$$M_E : \text{moment entrées} \\ M_0 = 0,4 M_E$$

$$\frac{20}{450} = 0,04 < 0,105 \text{ vérifié}$$



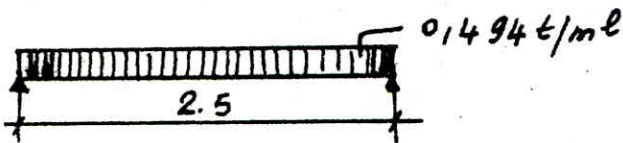
• POUTRES P₂, I/II/III/IV P₂

• Charge permanente $G = 550 \text{ kg/m}^2$

• Surcharge $1,2 \times 1,75$. $P = 210 \text{ kg/m}^2$

760 kg/m²

• $q = 760 \times 0,65 = 494 \text{ kg/ml}$



• $M_{max} = \frac{q l^2}{8} = 0,386 \text{ t.m}$

• $T_{max} = \frac{q l}{2} = \frac{0,494 \times 2,5}{2} = 0,617 \text{ t}$

• Entravée:

$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,386 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \cdot 17^2} = 0,011$

$N = 0,011$

$\begin{cases} k = 91,5 \\ \alpha = 0,1408 \\ \epsilon = 0,9531 \end{cases}$

$y = \alpha h < 4 \text{ cm}$, la section sera calculée comme une section rectangulaire, car l'axe neutre tombe dans la table de compression

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,386 \cdot 10^5}{2800 \times 17 \times 0,9531} = 0,85 \text{ cm}^2$

on prendra : Entravée : 3T8 $A = 1,51 \text{ cm}^2$
Sur appui : 2T10 $A = 1,57 \text{ cm}^2$

• Vérification de la contrainte du béton

$\sigma'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \cdot k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{91,5} = 30,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$n = 15$

• Vérification du Cisaillement

$T_{max} = 0,617 \text{ kg}$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{0,617}{0,875 \times 17 \times 8} = 5,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

on utilisera des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. Ces armatures seront constituées par des étriers $\Phi 6$ $A_t = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$

L'écartement maximum aux appuis sera :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = \left(1 - \frac{5,18}{53,1}\right) \times 2200 = 1985 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,56 \cdot 1985 \times 0,875 \times 17}{617} = 26,8 \text{ cm}$$

on prendra un écartement $t = 20 \text{ cm}$ constant sur toute la longueur $l = 250 \text{ cm}$

• Verification de l'adhérence ocBA68 art 29

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{voir } P_3 1)$$

$$\sigma_d = \frac{617}{6,28 \times 0,875 \times 17} = 6,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \quad \text{vérifié}$$

• Verification de la fissuration:

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

$$\bullet \sigma_1 = 4803 \times 1,5 \times 1,6 = 4327 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \sigma_2 = 2237 \times 1,265 = 2829 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4327 \\ \sigma_2 = 2829 \end{array} \right. \end{array} \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 10 \text{ mm} \\ \bar{w}_f = \frac{1,57}{12,6} = 0,021 \\ \sigma_c = 1,6 \text{ Tor} \\ K = 1,5 \cdot 10^6 \end{array} \right.$$

(26)

• Condition de non fragilité CC BA68 Art 52 (voir Ps 1)

Entrées:

$$A \geq 1,51 \text{ cm}^2 ; 1,51 \text{ cm}^2 > 0,193 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Sur Appui:

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 ; 1,57 \text{ cm}^2 > 0,193 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

• Vérification de la flèche: (voir Ps 1)

$$\frac{h \leq 0,105}{l} ; \frac{20}{250} = 0,08 < 0,105 \text{ vérifié}$$



POUTRELLES P₃ I/II/III/IV P₃

La plus défavorable des poutrelles P₃ (l=3,5m) et celle qui reçoit en plus des charges permanentes, une charge concentrée (P) qui est due à la cloison (2,8; 0,1)

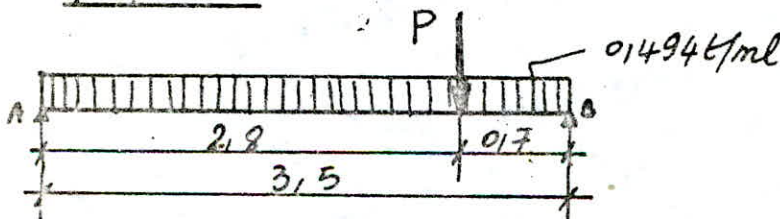
• Charges permanentes	550 kg/m ²
Surcharges 1,2 x 175	210 kg/m ²
	<hr/>
	760 kg/m ²

$$q = 0,760 \times 0,65 = \underline{0,494 \text{ t/ml}}$$

• Détermination de P charge concentrée:

• mur: 2,8 x 0,1 x 1,4 x 0,65 = 0,2548 t	
• Enduit: 0,03 x 2,8 x 1,3 x 0,65 = 0,098 t	
	<hr/>
	0,353 t

$$P = \underline{0,353 \text{ t}}$$



(27)

Calcul des réactions d'appui

$$R_A = q \ell / 2 + \frac{P \cdot 0,7}{3,5} = 0,8645 + 0,0706 = 0,9351 \text{ t}$$

$$R_B = q \ell / 2 + \frac{P \cdot 2,8}{3,5} = 0,8645 + 0,28 = 1,15 \text{ t}$$

$$M_{\max} = \frac{R_A^2}{2q} = \frac{0,9351^2}{2 \cdot 0,494} = 0,88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,8810^5}{2800 \times 65 \times 17^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \begin{cases} k = 575 \\ e = 0,9306 \\ \alpha = 0,2083 \end{cases}$$

$y = \alpha h < 4 \text{ cm}$ donc l'axe neutre se trouve - dans la table de compression, la section sera calculée comme une section rectangulaire

$$A = \frac{0,8810^5}{2800 \times 0,9306 \times 17} = 1,99 \text{ cm}^2$$

• En travée on prendra 3T10 $A = 2,35 \text{ cm}^2$
• Sur Appui on prendra 2T10 $A = 1,57 \text{ cm}^2$

• Verification de la contraintes dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{15}{15} \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{575} = 4,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Verification au cisaillement

$$T_{\max} = 1,150 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1150}{0,875 \times 17 \times 8} = 9,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Armatures transversales seront constituées par des étriers $\phi 6$ $A = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$

L'écartement maximum aux appuis sera :

$$t = \frac{A_6 \cdot 36en}{T} ; \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = \left(1 - \frac{9,66}{33,1}\right) \sigma_{en} = 1777 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,56 \cdot 1799 \times 0,875 \times 17}{1150} = 13 \text{ cm}$$

Les étriers seront espacés selon la serie de Caquot

$$t = 2 \times 10 ; 2 \times 11 ; 2 \times 13 ; 3 \times 16 ; 4 \times 20$$

• Verification de l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 1777 \text{ kg/cm}^2 \text{ (voir Ps 1)}$$

$$\sigma_d = \frac{1150}{6,28 \times 0,875 \times 17} = 12,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifié}$$

• Verification de la fissuration :

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 10 \text{ mm} \\ \bar{\omega}_f = \frac{2,35}{12,6} = 0,032 \\ \eta_b = 1,6 \\ k = 1,5106 \end{array} \right.$$

$$\cdot \sigma_1 = 2424 \times 1,3 \times 1,6 = 5817 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \sigma_2 = 2237 \times 1,265 = 2829 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 5817 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2829 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

• Condition de non fragilité:

- Travée : $2,35 > 0,193 \text{ cm}^2$

- Appui : $1,57_{\text{inf}} > 0,193 \text{ cm}^2$

• Verification de la flèche:

voir (Ps 1)

voir (Ps 1)

$$\cdot \frac{ht}{l} \leq 0,105 \quad \frac{20}{350} = 0,057 < 0,105 \text{ vérifié}$$

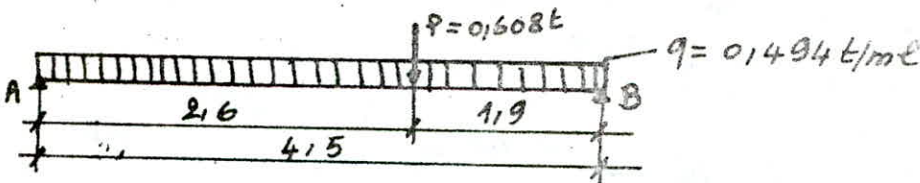
POUTREES I/II/III/IV P₃ 4

Cette poutrelle supporte en plus des charges permanentes (et surcharge), une charge concentrée P due à la cloison de 280 hauteur par 20cm épaisseur. Cette poutrelle se trouve au rez de chaussée et au plancher des trois niveaux courant sauf bloquée au plancher terrasse, dans ce dernier on prendra la poutrelle P₃ 1.

- charges permanentes + surcharges = 760 kg/cm²
- charge concentrée P :
 - Mur : $0,2 \times 2,8 \times 1,4 \times 0,65 = 0,51 \text{ t}$
 - Enduit : $0,03 \times 1,8 \times 2,8 \times 0,65 = 0,098 \text{ t}$

0,608 t

• $q = 0,65 \times 0,76 = 0,494 \text{ t/m}$
 • $P = 0,608 \text{ t}$



Calcul des réactions d'appui :

• $R_A = 0,494 \frac{4,5}{2} + 0,608 \frac{1,9}{4,5} = 1,368 \text{ t}$

• $R_B = 0,494 \frac{4,5}{2} + 0,608 \frac{2,6}{4,5} = 1,463 \text{ t}$

$M_{max} = 1,368 \times 2,6 - 0,494 \frac{2,6^2}{4,5} = 1,89 \text{ t.m}$

Calcul de la section d'armature :

$\lambda = \frac{15 \cdot 1,89 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \times 17^2} = 0,0538 \rightarrow \begin{cases} k = 36,6 \\ \alpha = 0,2907 \end{cases}$

$y = dh > 4 \text{ cm}$ donc la fibre neutre se trouve dans la nervure, la section se calculera donc comme une section en T.

(30)

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{4}{17} = 0,235 ; \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{65} = 0,1846 ; \mu = 0,0538$$

• détermination de α : (lecture sur abaque Charon) $\alpha = 0,32$
 $\alpha = 0,32 \rightarrow k = 3,78$

• détermination de c : ($\rho = \theta/2 = 0,1175$, $\beta = 0,1846$) $\rightarrow c = 0,0571$
 $c = 0,0571$

• détermination de z : $z = \left[1 - \frac{\theta}{2} + c\alpha\right] h = 17 \left[1 - \frac{0,235}{2} + 0,0571 \times 0,32\right] \times 17 = 15,3 \text{ cm}$

• détermination de la section d'armature :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot z} = \frac{1,8910^5}{2800 \times 15,3} = 4,41 \text{ cm}^2$$

• En travée : on prendra 3T14 $A = 4,62 \text{ cm}^2$
• Sur Appui : on prendra 2T12 $A = 2,26 \text{ cm}^2$

• Verification des Contraintes :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{3,78} = 740 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Verification au Cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 1230 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1230}{0,875 \times 17 \times 8} = 10,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{10,34}{33,1}\right) 4200 = 3771 \text{ kg/cm}^2$$

comme armatures transversales, on prendra des étriers $\phi 6$
 $B_t = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 0,875 \times 17 \times 3771}{1230} = 11,8 \text{ cm}$$

Les étriers seront espacés suivant la série de Caquot

$$t = 2 \times 9, 2 \times 10, 2 \times 11, 2 \times 13, 15 \times 16$$

• Verification de l'adhérence

$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

2T12 leur périmètre est:
 $\pi p = 2 \times 3,77 = 7,54 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_d = \frac{1230}{6,54 \times 0,875 \times 17} = 10,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$ vérifié

• Verification de la fissuration:

$\sigma_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$

$\begin{cases} \phi = 14 \text{ mm} \\ \bar{\omega}_f = \frac{4,62}{12 \times 6} = 0,064 \\ \eta_b = 1,6 \\ K = 1,510^6 \end{cases}$

$\sigma_1 = 2787 \times 1,5 \times 1,6 = 6688 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2237 \times 1,265 = 2829 \text{ kg/cm}^2$

$\min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 = 6688 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2829 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$

• Condition de non fragilité (voir Ps1)

- travée $4,62 \text{ cm}^2 > 0,193 \text{ cm}^2$ vérifié
- Appui $2,26 \text{ cm}^2 > 0,193 \text{ cm}^2$

• Verification de la flèche (voir Ps1)

$\frac{ht}{l} = \frac{20}{450} = 0,04 < 0,105$ vérifié

NOTA: Pour toutes les poutrelles (Ps1, Ps2, Ps3, Ps4) on prendra comme acier de construction A T40

32

BANDE NOYÉE I/II/III/IV/PN2

Cette bande noyée a pour hauteur $h=20\text{cm}$ et une largeur $b=40\text{cm}$

• Charge qui lui reviennent :

Mur : $0,2 \times 2,8 \times 1,4 = 0,784 \text{ t/ml}$

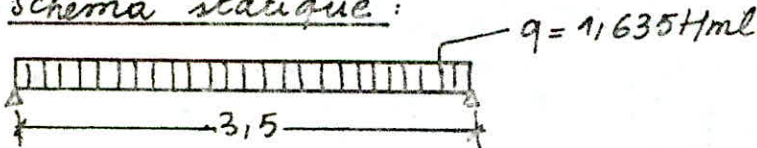
Enduit : $0,03 \times 2,8 \times 1,8 = 0,151 \text{ t/ml}$

Poutrelle 2 $\left(\frac{0,65}{2}\right) \times 0,76 = 0,494 \text{ t/ml}$

Poids propre $0,2 \times 0,4 \times 2,5 = 0,2 \text{ t/ml}$

$q = 1,635 \text{ t/ml}$

• Schéma statique :



$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,635 \times 3,5^2}{8} = 2,56 \text{ m}$

• Détermination de la section d'acier :

$N = \frac{15 \cdot 2,5 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 17^2} = 0,115$

$\rightarrow \begin{cases} \mu = 22,6 \\ \epsilon = 0,8671 \end{cases}$

$\rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{22,6} = 123,8 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b = 123,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

$A = \frac{2,5 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8671 \times 17} = 6,05 \text{ cm}^2$

on prendra 4T 16 $A = 8,04 \text{ cm}^2$
et comme acier de construction 4T 10

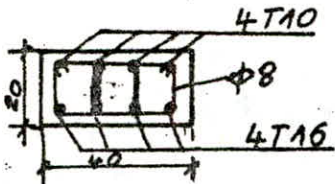
• Verification au Cisaillement :

$T_{\text{max}} = q l/2 = 2,86 \text{ t}$

$\tau_0 = \frac{2860}{0,875 \times 17 \times 40} = 4,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_0$

33

Les armatures transversales seront constituées par des cadres $\phi 8$
La disposition sera la suivante:



$$\text{la section } A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 8 \rightarrow A = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = \left(1 - \frac{4,8}{53,1}\right) \times 2200 = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

L'écartement t des cadres sera :

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{2 \cdot 0,875 \times 17 \times 1980}{2860} = 20,6 \text{ cm}$$

on prendra un écartement $t = 20 \text{ cm}$ constant sur toute la portée $l = 350 \text{ cm}$

(3)

POUTRE I/II/III/IV/V PN1

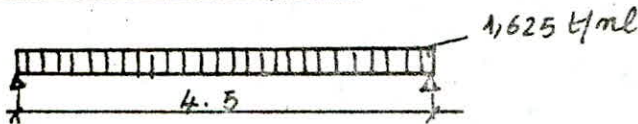
Le calcul comme bande noyée de ($b=40, h=20$) ne passe pas
 on prendra donc (au niveau des loggias) une poutre de:

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

• Charge revenant à cette poutre:

Poids propre:	$0,2 \times 0,4 \times 2,5 = 0,2 \text{ t/ml}$
Poids Mur	$0,2 \times 2,8 \times 1,4 = 0,784 \text{ t/ml}$
Enduit	$0,03 \times 2,8 \times 1,8 = 0,15 \text{ t/ml}$
Poutrelle	$0,65 \times 0,76 = 0,49 \text{ t/ml}$
	<u>$1,625 \text{ t/ml}$</u>

• Schéma Statique



$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,625 \times 4,5^2}{8} = 4,12 \text{ t/ml}$$

• Calcul de la section d'armature:

$$N = \frac{15 \cdot 4,12 \cdot 10^5}{2800 \times 20 \times 37^2} = 0,08 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 28,5 \\ d = 0,3456 \end{cases}$$

$y = d h = 12,7 \text{ cm} \gg 4 \text{ cm}$ l'axe neutre ne tombe pas dans la table de compression, la section sera calculée comme une section en T

$$\rho = \frac{h_0}{h} = \frac{4}{37} = 0,108; \quad \beta = \frac{h_0}{b} = \frac{20}{210} = 0,095$$

• détermination de d par lecture sur abaque Charon

$$d = 0,14$$

$$\rho = \frac{\rho}{d} = \frac{0,108}{0,14} = 0,27$$

détermination de C : $C = 0,1$

détermination de z : $z = \left[1 - \frac{\rho}{2} + C d \right]$

$$z = 1 - \frac{0,108}{2} + 0,1 \times 0,14 = 30,5 \text{ cm}$$

$$z = 30,5 \text{ cm}$$

(35)

détermination de la section A:

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{4,12 \cdot 10^5}{2800 \times 30,5} = 4,82 \text{ cm}^2$$

on prendra 3T16 avec $A = 6,03 \text{ cm}^2$
on prendra 3T10 comme acier de construction

Vérification au Cisaillement:

$$T_{\max} = q l / 2 = 3,56 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{3560}{0,875 \times 37 \times 20} = 5,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier en $\phi 8 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$
Calcul de l'écartement t des cadres et étriers

$$t = \frac{\bar{\sigma}_a t_z A_t}{T}$$

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en} = \left(1 - \frac{5,49}{53,1}\right) \cdot 2200 = 1972 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{4 \times 0,5 \times 1972 \times 37 \times 0,875}{3560} = 35 \text{ cm}$$

L'écartement sera $t = 35 \text{ cm}$ constant sur toute la portée
 $l = 4,50 \text{ m}$

CH2 CHAINAGE DES LOGGIA ET DES BALCONS

Ce chaînage a pour dimension: $b = 25 \text{ cm}$
 $h = 20 \text{ cm}$

• Charges revenant à ce chaînage

- Poids Propre: $0,2 \times 0,25 \times 2,5 = 0,125 \text{ t/ml}$
 - Poids d'un $\frac{1}{2}$ Hourdi: $\frac{0,65}{2} \times 0,76 = 0,24 \text{ t/ml}$
- $q_1 = 0,37 \text{ t/ml}$

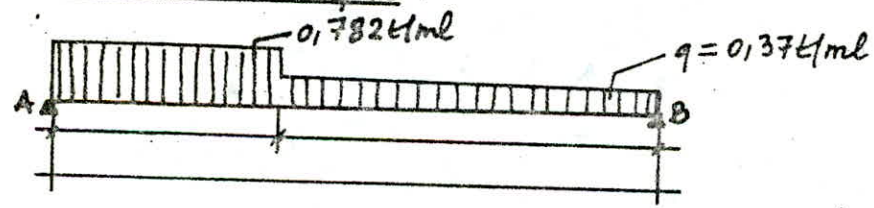
La charge q_1 (t/ml) est répartie sur toute la portée $l = 4,5 \text{ m}$

En plus de q_1 notre chaînage doit supporter une charge uniformément répartie q_2 (t/ml) qui est due au mur, et qui sera répartie sur une longueur $l = 1,25 \text{ m}$

Le mur a une hauteur de $1,02 \text{ m}$, épaisseur de 25 cm et une longueur de $1,25 \text{ m}$

- Mur: $0,25 \times 1,02 \times 1,4 = 0,357 \text{ t/ml}$
 - Enduit $0,03 \times 1,02 \times 1,8 = 0,055 \text{ t/ml}$
- $q_2 = 0,412 \text{ t/ml}$

• Schéma statique:



Calcul des réactions d'appui

$$R_A = \frac{0,782 \times 1,25 \times (\frac{1,25}{2} + 3,25)}{4,5} + \frac{0,37 \times 3,25^2}{2 \times 4,5} = 1,28 \text{ t}$$

$$R_B = \frac{0,782 \times 1,25^2}{2 \times 4,5} + \frac{0,37 \times 3,25 (3,25/2 + 1,25)}{4,5} = 0,9 \text{ t}$$

Détermination du moment maximum

Le moment est maximum là où l'effort tranchant s'annule.

37

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q'x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q'}$$

d'autre part $M = R_A x - \frac{q'x^2}{2}$ or $x = \frac{R_A}{q'}$

d'où $M_{max} = \frac{R_A^2}{2q'}$

• $M_{max} = \frac{1,28^2}{2 \times 0,792} = 1,05 \text{ tm}$

Determination des armatures

$$N = \frac{15 \times 1,05 \times 10^5}{2800 \times 17^2 \times 25} = 0,0778 \rightarrow \begin{cases} k = 29,1 \\ \xi = 0,8866 \end{cases}$$

$k = 29,1 < \bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,4$ donc pas d'acier comprimé

$$A = \frac{1,05 \times 10^5}{17 \times 2800 \times 0,8866} = 2,5 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T14 (3,08 cm²)
et 2T14 comme acier de construction

Cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1280}{25 \times 0,875 \times 17} = 3,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\rho = 1 - \frac{\tau_b}{53,1} = 1 - \frac{3,43}{53,1} = 0,935$$

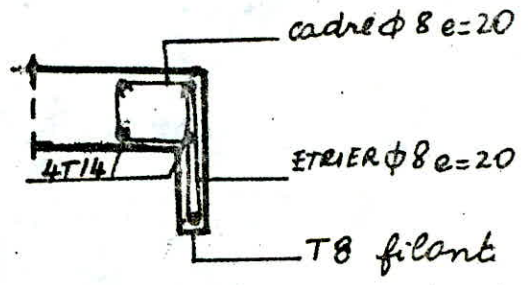
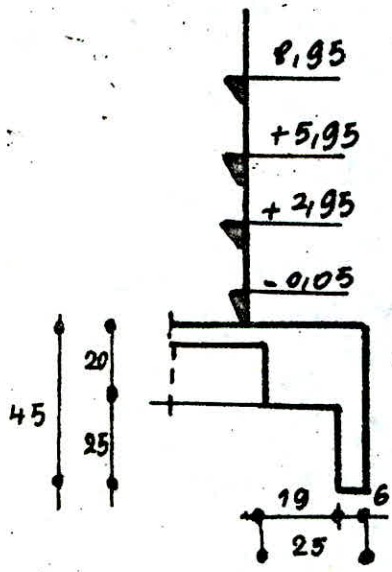
$$\tau_{ab} = \rho \bar{\tau}_b = 0,935 \times 2200 = 2058 \text{ kg/cm}^2$$

L'écartement t des armatures est :

$$t = \frac{A_e \cdot \tau_{ab}}{T} \quad A_e = 1 \text{ cm}^2 \text{ car je prends un cadre de } \phi 8$$

$$t = \frac{1 \times 2058 \times 17 \times 0,875}{1280} = 24 \text{ cm}$$

on prendra un écartement t constant de 20 cm



CALCUL SISMIQUE

EFFETS DU SEISME

Par les secousses, le seisme crée dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité.

On a ainsi des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques, oblique ou verticale.

On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale.

On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions.

Dans le cas des constructions comportant des planchers on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Quelques recommandations de conception des bâtiments, afin d'éviter les actions sismiques:

- Eviter les ensembles mal équilibrés
- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment, et surtout le rapport $\frac{\text{hauteur}}{\text{largeur}}$
- Eviter les éléments de construction mal liés à l'ossature
- Eviter les grandes ouvertures
- Prévoir, si possible un sous sol ou des fondations massives, ou armées qui ancrent la construction dans le sol
- Etablir des fondations profondes, soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de pouvoir s'opposer aux efforts de soulèvement dus au seisme

CALCUL SISMIQUE

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique, se fait en substituant, aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques, et en considérant ainsi des systèmes de forces fictifs (ou systèmes équivalents),

- Ces systèmes équivalents résultent de la combinaison
- D'un système de forces élémentaires horizontales (SIH)
 - D'un système de forces élémentaires verticales ascendantes, ou descendantes (SIV)
 - D'un système de couples de torsion d'axes verticaux (ST)

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles (PS 69) permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement. Pour ce bâtiment l'étude se fera suivant deux portiques:

- Un portique longitudinal
- Un portique transversal

Pour pouvoir déterminer les sollicitations sismiques, il faudra déterminer les masses soumises à l'action sismique. Les masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.

COEFFICIENTS SISMQUES

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de construction donné dans la direction ox est: $G_x W$
avec W le poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

- G_x étant un coefficient défini comme le produit de quatre autres coefficients

$$G_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

Définition des différents coefficients $\alpha, \beta, \gamma, \delta$

(41)

coefficient d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale I_N
Le bâtiment étant implanté à Annaba : zone de faible sismicité donc :

$$\alpha = 0,15$$

coefficient de réponse: Il caractérise l'importance de la réponse à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence
Il dépend:

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

1) Evaluation de la période du mode fondamental

D'après l'article 3.113.3 des PS69

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

car nous sommes dans le cas d'un contreventement par ossature en béton Armé

H : hauteur du bâtiment = 13,2 m
 L_x : longueur du portique considéré
portique transversal $L = 9,3$ m
portique longitudinal $L = 16,75$ m

- Dans le sens longitudinal
 $T = 0,28$ s
- Dans le sens transversal
 $T = 0,389$ s

2) Amortissement normal.

d'après PS69 article 3, 112, 131
on considère comme "normal", le degré d'amortissement obtenu dans les étages courant des bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

(42)

- Dans le sens longitudinal $\beta_L = 0,1$
- Dans le sens transversal $\beta_T = 0,09$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \beta_{\min} = 0,05 \\ \beta_{\max} = 0,085 \text{ pour les ouvrages fondés sur une} \\ \text{importante formation meuble} \\ = 0,100 \text{ dans les autres cas} \end{array} \right.$

on gardera donc les valeurs obtenues précédemment

$$\beta_L = 0,1$$

$$\beta_T = 0,09$$

δ Coefficient de fondation: Le terrain étant de consistence moyenne on ad₂ (semelles superficielles)

$$\delta = 1,15$$

γ Coefficient de distribution: d'après l'article 3,112-143.3 pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ peut être exprimé en fonction du rang "r" du plancher compté à partir de la base dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} n = 5 \\ r = \text{rang} \end{array} \right.$ cet article s'applique

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

Plancher	V	IV	III	II	I
$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$	1,2536	1,091	0,8482	0,545	0,2727

Coefficient sismique horizontal

- Longitudinal:

$$\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_r \delta = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,1 \gamma_r = 0,0575 \gamma_r$$

- Transversal:

$$\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_r \delta = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,09 \gamma_r = 0,052 \gamma_r$$

(43)

coefficient sismique vertical: (art 3112.21PS69)

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H$$

. avec $\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$

. d'autre part si $\alpha < 1$ alors $\sigma_v = \pm \sigma_H$

Tableau donnant les coefficients sismiques verticaux et horizontaux

NIVEAU	V	IV	III	II	I
γ_r	4,3636	1,091	0,8182	0,545	0,2727
σ_T	0,069	0,057	0,043	0,028	0,014
σ_L	0,0784	0,06273	0,0470	0,0313	0,0156
σ_H	0,0784	0,06273	0,0470	0,0313	0,0156
σ_v	$\pm 0,0784$	$\pm 0,06273$	$\pm 0,0470$	$\pm 0,0313$	$\pm 0,0156$

.. la resultante des forces sismiques sera obtenue comme suit

$$F = W \sigma_x$$

avec $W = G + P/5$

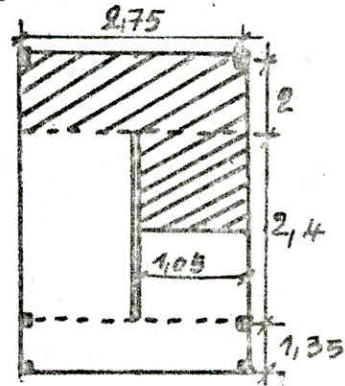
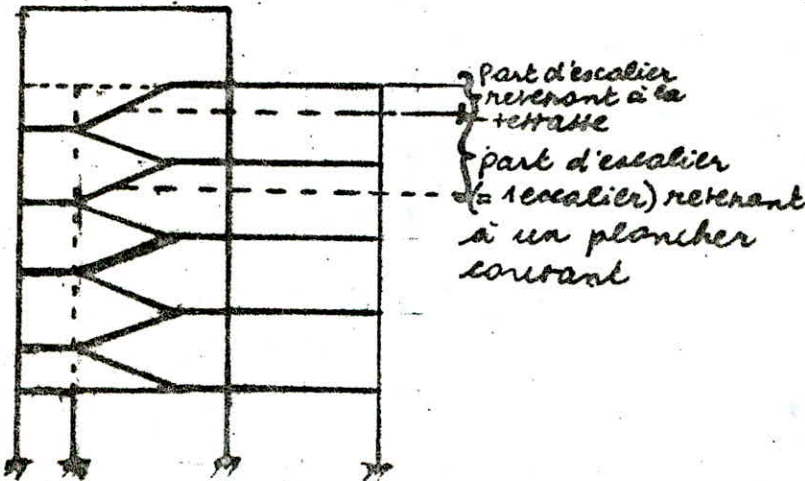
et on ajoutera les efforts dus à la torsion

DETERMINATION DE W POUR LES PLANCHERS

Planchers à considérer :

- . Plancher terrasse : Il supportera, les charges dues à l'accès terrasse et toutes les charges permanentes (poutres, poteaux, chaînage aérotere, et une certaine part des escaliers)
- . Plancher courant : Il sera le même pour tous les niveaux. Il supportera les charges permanentes + (murs extérieurs, poteaux, chaînage, poutre et une certaine part des escaliers)

Part des escaliers qui revient à la terrasse et à un plancher courant



la zone hachurée correspond à la surface d'escalier qui revient à la terrasse

Terrasse :

- . Pailleasse : $G = 0,684 \text{ t/m}^2$
- . Poids de la pailleasse : $0,684 \times 1,2 \times 1,05 = 0,86 \text{ t}$
- . Palier (2m) : $G = 0,375 \text{ t/m}^2$
- . Poids du Palier (2m) : $0,375 \times 2,75 \times 2 = 2 \text{ t}$
- . Charge permanente totale due à l'escalier : 2,86 t
- . Surcharge d'exploitation $0,25 \text{ t/m}^2$
- . Poids du à la surcharge d'exploitation $0,25 \times 6,76$: 1,69 t

Plancher Courant, Il lui revient 2 pailleasses ; 1 palier (2 m) et 1 palier de (1,35m).

- . * Poids des 2 pailleasses : $0,86 \times 4 = 3,44 \text{ t}$
- . * Poids du palier (2m) : 2 t
- . * Poids du palier (1,35m) : $0,375 \times 2,75 \times 1,35 = 1,4 \text{ t}$
- . Charge permanente totale due à l'escalier : 6,8 t
- . Surcharge d'exploitation : $0,25 \times 14,2 = 3,55 \text{ t}$

(45)

TERRASSE

* Accès Terrasse : $\begin{cases} G = 365 \text{ kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$ surface = $16,23 \text{ m}^2$ pour entretien

* Charges permanente : $0,365 \times 16,23 = 5,92 \text{ t}$

* Murs extérieurs : $1400 \times 0,25 \times 1,3 = 0,63 \text{ t/ml}$
perimètre = $15,18 \text{ m}$

* Murs extérieurs : $0,63 \times 15,18 = 9,6 \text{ t}$

$G_{AT} = 15,52 \text{ t}$

* Surcharge d'exploitation : $P = 0,1 \times 16,23 = 1,63 \text{ t}$

$P_{AT} = 1,63 \text{ t}$

* Plancher Terrasse : $\begin{cases} G = 620 \text{ kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$ surface = $145,25 \text{ m}^2$

* Charge permanente : $0,62 \times 145,25 = 90,06 \text{ t}$

* Acrotère : $0,2 \text{ t/ml}$
 $0,2 \times 54 = 10,8 \text{ t}$

* Poids de l'acrotère
Chainage : $0,22 \text{ t/ml}$
 $0,22 \times 16,75 \times 3 = 11,1 \text{ t}$

* Poids du chaînage
Poutres : $0,338 \text{ t/ml}$
 $0,338 \times 9 \times 6 = 18,25 \text{ t}$

* Poids des poutres
 $\frac{1}{2}$ poteau de rive (30×30); $0,34 \text{ t/ml}$
 $0,34 \times 1,5 \times 12 = 6,12 \text{ t}$

* Poids " " "
 $\frac{1}{2}$ poteau central (30×40); $0,45 \text{ t/ml}$
 $0,45 \times 1,5 \times 6 = 4,05 \text{ t}$

* Poids " " "
 $\frac{1}{2}$ poteau d'escalier (25×30) $0,187 \text{ t/ml}$
 $0,187 \times 1,5 \times 2 = 0,56 \text{ t}$

* Poids du Δ de l'escalier $2,86 \text{ t}$

$G_{PT} = 143,79 \text{ t}$

* Surcharges d'exploitation :

terrasse : $0,1 \times 145,25 = 14,6 \text{ t}$

Escalier : $1,69 \text{ t}$

$16,3 \text{ t} = P_T$

$G_T = G_{AT} + G_{PT} = 160 \text{ t}$

$P_T = P_{AT} + P_{PT} = 18 \text{ t}$

$G_T = 160 \text{ t}$

$P_T = 18 \text{ t}$

PLANCHER COURANT

$$\begin{cases} G = 550 \text{ kg/m}^2 \\ P = 175 \text{ kg/m}^2 \end{cases} \quad \text{surface} = 151 \text{ m}^2$$

- * Charges permanentes.
 - * Poutres $0,55 \times 151 = 83,05 \text{ t}$
 - * Chainage $0,338 \times 6 \times 9 = 18,25 \text{ t}$
 - * Murs extérieurs $3 \times 0,22 \times 1,4 \times 48 = 43,2 \text{ t}$
 - Perimetre (M E) - ouvertures = 48m
 - * 1 Poteau de rite $12 \times 0,34 \times 3 = 12,24 \text{ t}$
 - * 1 Poteau central $6 \times 0,45 \times 3 = 8,1 \text{ t}$
 - * 1 Poteau d'escalier $4 \times 0,187 \times 3 = 2,24 \text{ t}$
 - * Poids de l'escalier $6,8 \text{ t}$

$$G_E = 185 \text{ t}$$

- * Surcharges d'exploitation.

- . Etage courant: $0,175 \times 151 = 26,5 \text{ t}$
- . Escalier $3,55 \text{ t}$

$$P_E = 30,1 \text{ t}$$

$$G_E = 185 \text{ t}$$

$$P_E = 30,1 \text{ t}$$

Remarque: Pour plancher (RDC) il lui revient seulement les $3/4$ d'un escalier, mais on supposera qu'il a une même charge qu'un plancher courant.

Tableau regroupant les différentes valeurs de W

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$W = G + \frac{P}{5}$ (t)	164	191	191	191	191

**FORCES SISMQUES
HORIZONTALES**

Résultante des forces sismiques horizontales

• Longitudinale : $R_L = \sum L W$
 • Transversale : $R_T = \sum T W$

Tableau Récapitulatif

NIVEAU	V	IV	III	II	I
W (t)	164	191	191	191	191
$\sigma_{y=164} = 6$	0,0784	0,06273	0,047	0,033	0,0156
σ_T	0,069	0,057	0,043	0,028	0,014
R_L (t)	12,86	11,9	8,9	5,9	2,9
R_T (t)	11,316	10,8	8,2	5,3	2,67

Toutes ces forces sismiques sont à distribuer entre les différents portiques.

Pour les forces sismiques horizontales on doit vérifier si la résultante est excentrée, et on doit en tenir compte dans les calculs (et cela pour chaque niveau)

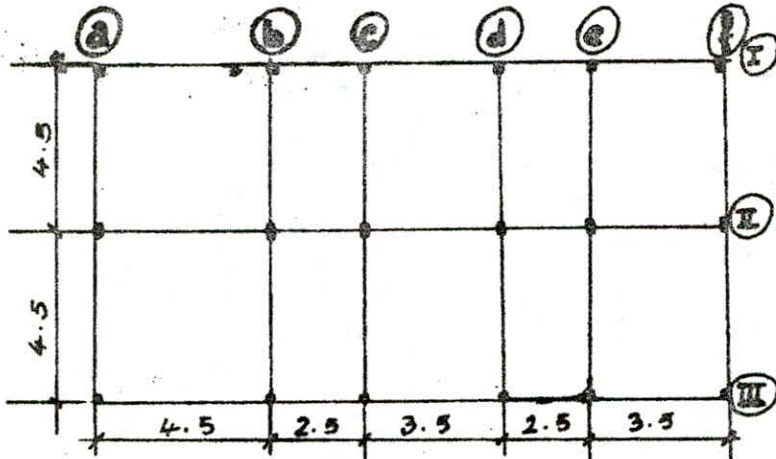
Pour étudier l'excentrement de la résultante j' utilise la méthode du centre de torsion

Cette méthode est exposée dans l'annexe des règles PG 69 p(189-199)

Dans mon cas, la vue en plan des différents niveaux est identiques il suffira donc de déterminer le centre de torsion une seule fois, car il sera le même dans tous les niveaux.

(43)

Vue en plan d'un niveau



• 1 Détermination du centre de gravité G

$$G \left| \begin{array}{l} \frac{16,5}{2} = 8,25 \\ 4,5 \end{array} \right.$$

• 2 Détermination du centre de torsion T

soit (x_T, y_T) les coordonnées du centre de torsion T

• Détermination de l'inertie des portiques transversaux :

(a, b, c, d, e, f)

tous ces portiques sont constitués par deux poteaux de rive de 30×30 , et d'un poteau intermédiaire de 30×40

Ces portiques auront donc la même inertie, soit I_p cette inertie

$$\underline{I_p = 2 I_R + I_i}$$

avec I_R : inertie du poteau de rive de 30×30

I_i : inertie du poteau intermédiaire 30×40

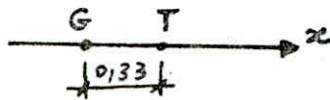
(49)

Determination de l'abscisse x_T et de l'ordonnée y_T

$$x_T = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i}$$

$$\sum I_i = 6 I_p$$

$$x_T = \frac{I_p [-(8,25 + 3,75 + 1,25) + (2,25 + 4,75 + 8,25)]}{6 I_p} = 0,33 \text{ m}$$



$$y_T = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i}$$

Du fait de la symétrie on peut conclure immédiatement que $y_T = 0$

Le calcul nous le confirme

Inertie du portique (I) = Inertie du portique (III) = $6 I_R$
Inertie du portique (II) = $6 I_i$

$$y_T = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i} = \frac{6 I_R (4,5 - 4,5)}{6 (I_R + I_i)} = 0$$

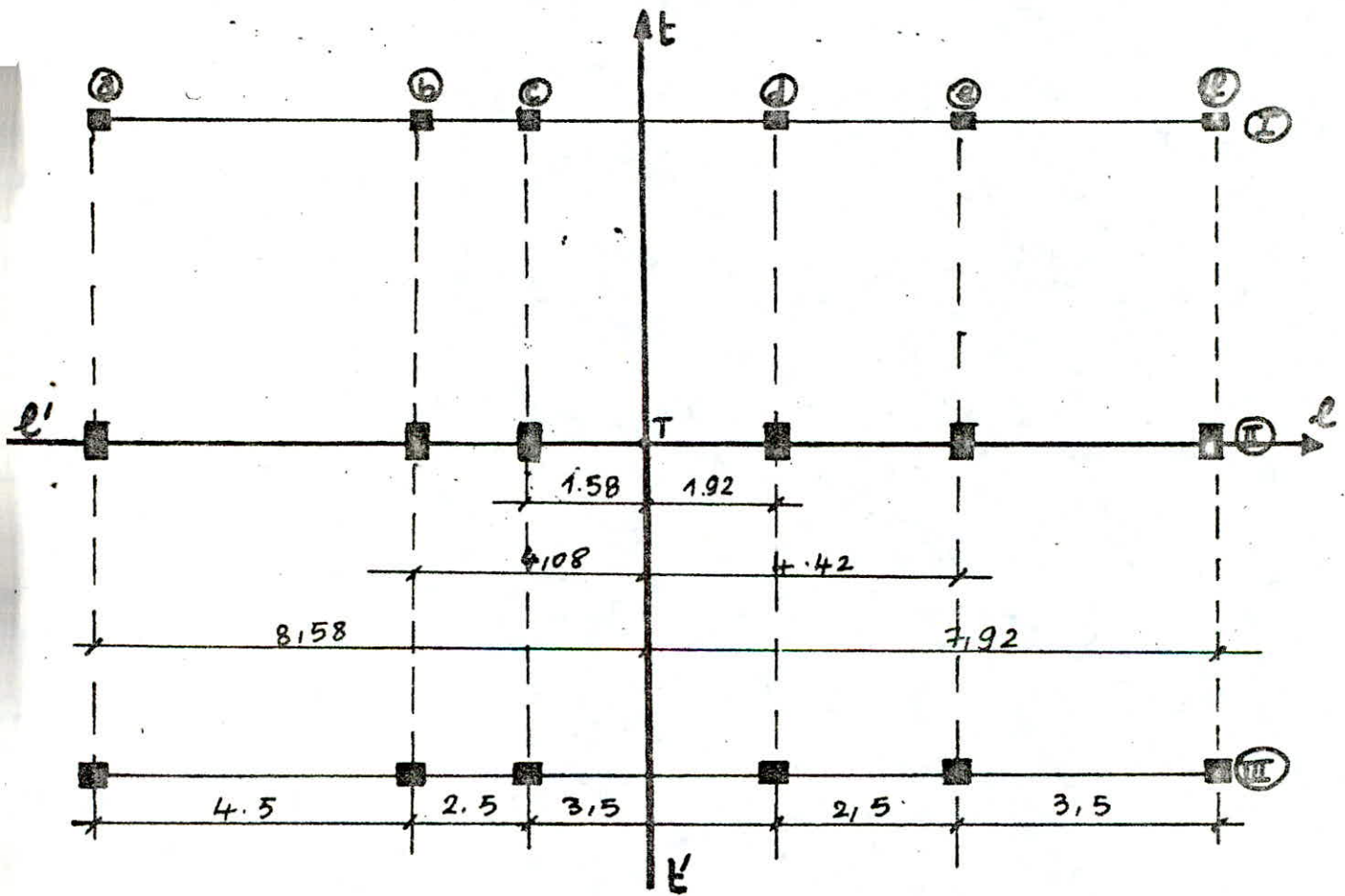
Conclusion : le centre de torsion a pour coordonnées :

$$\begin{array}{l} T \mid x_T = 0,33 \\ \mid y_T = 0 \end{array}$$

On prendra comme nouvelle origine le centre de torsion les nouveaux axes seront l, l' ; et t, t'



50



Torsion Accidentelle : voir règles PS 69 article 3.111.13

Il n'existe pas de torsion accidentelle car le rapport $\eta < 2,5$

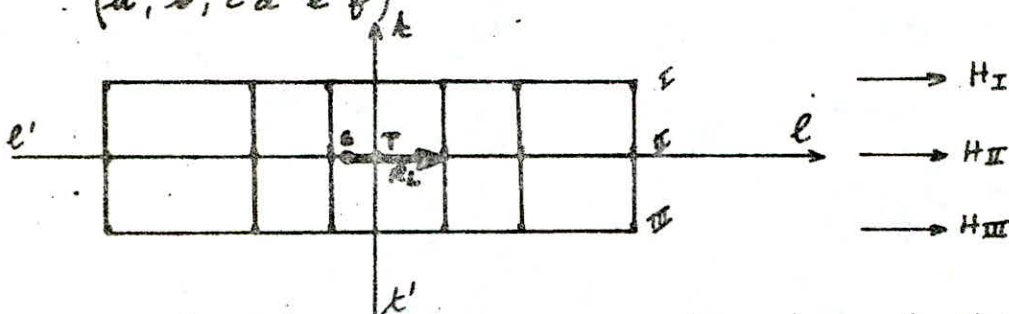
$$\eta = \frac{16,5^2}{16,5 \times 9} = \frac{16,5}{9} = 1,8 < 2,5$$

3. Répartition des Efforts Horizontaux

A chaque niveau on a une force R_L suivant l'axe (l, l') et une force R_T suivant l'axe (t, t')

• Longitudinalement

Répartition de la résultante R_L suivant les portiques (a, b, c, d e f)



La résultante R_L se répartira suivant les efforts (H_I, H_{II}, H_{III})

Détermination de l'inertie des portiques I / II / III par rapport à l'axe t, t'

• Inertie du portique I (ou III) $I_z = 6 I_R$

• Inertie du portique (II) $I_z = 6 I_i$

$$I_R = \frac{0,30 \times 0,30^3}{12} = 0,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_i = \frac{0,4 \times 0,30^3}{12} = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

• Forces dues à la translation

(voir Fuentés)

$$H_{III} = H_I = \frac{R_L I_z}{\sum I_i}$$

$$H_{II} = \frac{R_L I_i}{\sum I_i}$$

$$\text{avec } \sum I_i = I_I + I_{II} + I_{III}$$

$$\sum I_i = 6(2I_R + I_i)$$

$$H_I = H_{II} = \frac{R_L \cdot 6 I_R^3}{6(2I_R + I_i)} = \frac{R_L I_R}{2I_R + I_i}$$

$$H_{II} = \frac{R_L \cdot 6 I_i}{6(2I_R + I_i)} = \frac{R_L I_i}{2I_R + I_i}$$

$$\begin{cases} I_R = 0,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_i = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\ 2I_R + I_i = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases}$$

d'où

$H_I = 0,3 R_L$ $H_{II} = 0,4 R_L$ $H_{III} = 0,3 R_L$
--

Forces dues à la translation

- Forces dues à la rotation

La résultante R_L n'est pas excentrée, les forces dues à la rotation sont donc nulles

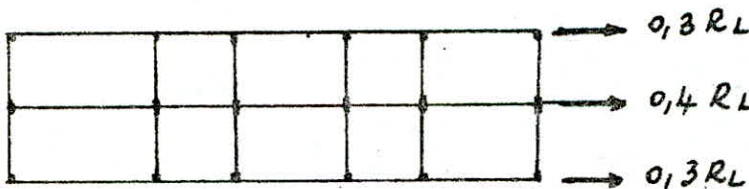
- Forces Finales Par Portiques

Forces finales = Force dues à la translation + forces dues à la rotation

comme les forces dues à la rotation sont nulles
les forces finales = forces dues à la translation

$H_{IF} = H_{III F} = 0,3 R_L$ $H_{II F} = 0,4 R_L$
--

Forces finales dans les portiques



Longitudinalement

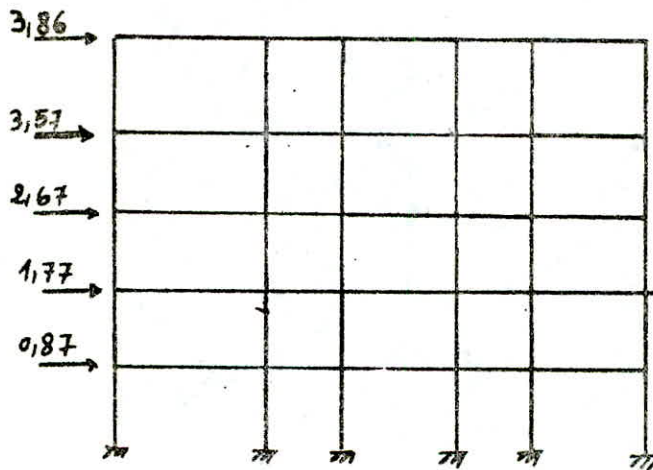
Longitudinalement le portique le plus chargé sous le ~~seisme~~ ^{Charge} vertical est le portique de rive

Pour le seisme horizontal le portique longitudinal correspondant au portique de rive le plus chargé verticalement est le portique qui reprend $0,3 R_L$

Portique Longitudinal

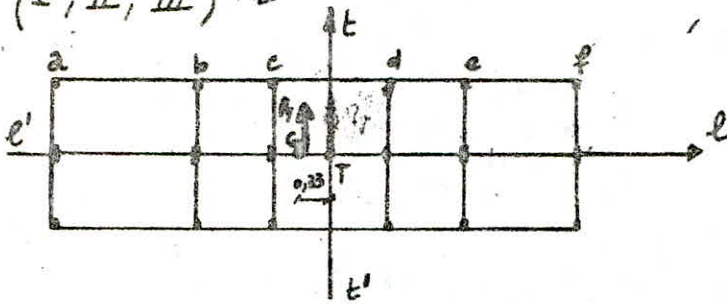
niveau	V	IV	III	II	I
$H_F = 0,3 R_L$	3,86	3,57	2,67	1,77	0,87

note: toutes ces valeurs sont en t.m



• TRANVERSE SALEMENT

Répartition de la résultante R_T suivant les portiques (I, II, III)



La repartition de la résultante R_T se fera suivant les efforts ($H_a, H_b, H_c, H_d, H_e, H_f$)

• Détermination de l'inertie des portiques (a, b, c, d, e, f) par rapport à l'axe $l-l'$

Chacun de ces portiques est constitué par 2 poteaux de tige de 30×30

et un poteau intermédiaire de 30×40

$$I_R = \frac{0,3 \times 0,3^3}{12} = 0,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_i = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{a,b,c,d,e,f} = 2I_R + I_i$$

$$I_{a,b,c,d,e,f} = (2 \times 0,675 + 1,6) \cdot 10^{-3} = 2,95 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

• Force dues à la translation

Les 6 portiques (a, b, c, d, e, f) ont la même inertie

chaque portique recevra le $\frac{1}{6}$ de R_T soit

$H_a = H_b = H_c = H_d = H_e = H_f = \frac{R_T I_{a...f}}{6 I_{a...f}} = \frac{R_T}{6}$	Forces dues à la translation
---	------------------------------

Forces dues a la rotation

La résultante R_T est excentrée de $e = 0,53m$

La force due a la torsion

$$M_{\text{torsion}} = \frac{M_T I_{(a,b,c,d,e)} \times l}{J}$$

$$M_T = R_T \cdot e_L = R_T \cdot 0,53$$

$$I_{\text{abcdef}} = 2I_R + I_i = 2,95 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$I_I = I_{III} = 6I_R$$

$$J = \sum I_{\text{abcdef}} l^2 + \sum I_x t^2$$

$$+ \sum I_x t^2$$

Portique	Inertie	t	t ²	I _x t ²
I	6I _R	4,5	20,25	124,5I _R
II	6I _i	0	0	0
III	6I _R	4,5	20,25	124,5I _R

$$\sum I_x t^2 = 2 \times 124,5I_R = 164,025 \cdot 10^{-3} m^6$$

$$+ \sum I_{\text{abcdef}} l^2$$

Portique	I 10 ³	l	l ²	I l ² 10 ³ m ⁶
a	2,95	-8,58	73,6	217,17
b	2,95	-4,08	16,64	49,1
c	2,95	-1,58	2,496	7,364
d	2,95	1,92	3,686	10,873
e	2,95	4,42	19,536	57,63
f	2,95	7,92	62,726	185,04

$$+ \sum I_{\text{abcdef}} l^2 = 527,177 \cdot 10^{-3} m^6$$

$$J = \sum I_x t^2 + \sum I_{ab,cd,ef} l^2 = (164,025 + 527,177) 10^{-3} = 691,2 10^{-3} m^6$$

$$J = 691,2 10^{-3} m^6$$

$$H_{torsion} = \frac{R_T \times 0,33 I_{ab,cd,ef} l}{691,2 10^{-3}}$$

Récapitulation des différentes forces dans un tableau

Portique	Force due a la translation	Force due a la Rotation	Force Finale
a	$R_T/6$	$-0,012 R_T$	$0,1788 R_T$
b	$R_T/6$	$-0,0057 R_T$	$0,1724 R_T$
c	$R_T/6$	$-0,0022 R_T$	$0,1688 R_T$
d	$R_T/6$	$-0,0027 R_T$	$0,164 R_T$
e	$R_T/6$	$-0,0062 R_T$	$0,160 R_T$
f	$R_T/6$	$-0,011 R_L$	$0,155 R_T$

Transversalement, sous les charges verticales, on distingue deux portiques défavorables à savoir:

- Le portique de rive P11
- Le portique intermédiaire P22

Pour le séisme transversal les portiques les plus défavorables sont

- Le portique a
- Le portique b

Ces deux portiques correspondent aux portiques P11 et P22

PORTIQUE a

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$H_F = 0,1786 R_T$	2	1,93	1,46	0,95	0,47

PORTIQUE b

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$H_F = 0,1724 R_T$	1,95	1,86	1,41	0,91	0,46

Dans ce qui suit, le portique a sera appelé P11
- le portique b sera appelé P22

ETUDE DES

PORTIQUES

charges
horizontales

FORCES HORIZONTALES

Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de BOWMAN

EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DE BOWMAN

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux inertias des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent comme suit :

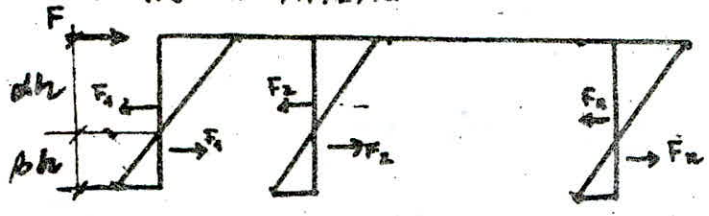
- Au dernier niveau, à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau
- A l'avant dernier niveau, à $0,65h$
- Au niveau directement en dessous à $0,55h$
- A tous les autres niveaux sauf au premier niveau à $0,55h$
- Au premier niveau à $0,60h$ à partir de la base du poteau

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux. Toutefois le moment d'inertie des poteaux de rive est affectés du coefficient $0,8$
- Que les poteaux des étages courants sont encadrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs qui ont été définies plus haut

Les moments seront partagés proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

POUR UN NIVEAU :



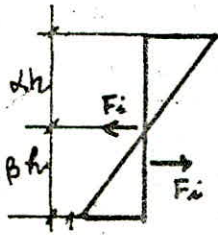
$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

$$\text{avec } F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_n}$$

$$F_2 = \frac{F I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_n}$$

de même pour $F_3 \dots F_n$

Les moments flechissants seront :



.. moments en tête des poteaux

$$M = F_i \alpha h \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots, n$$

. Moment à la base des poteaux

$$M = F_i \beta h$$

avec α et β les coefficients de BOWMAN, définis précédemment et liés entre eux par la relation : $\beta = 1 - \alpha$

. Moments dans les poutres

Le moment du poteau doit être équilibré par le moment flechissant des poutres

Pour le nœud 1 de la file 1 : $M_1 = F_1 \alpha h$

Pour le nœud 2 de la file 2 : $M_{2g} = F_2 \alpha h \frac{K_g}{K_l + K_g}$ à gauche

$M_{2d} = F_2 \alpha h \frac{K_d}{K_g + K_d}$ à droite

avec $K_g = \frac{I_g}{l_g}$; $K_d = \frac{I_d}{l_d}$

l_g : portée libre de gauche

l_d : portée libre de droite

I_g : inertie de la travée de gauche

I_d : inertie de la travée de droite

h : hauteur entre fûts supérieures de deux planchers consécutifs

POUR UN NIVEAU INTERMEDIAIRE

Au niveau du plancher de rang i

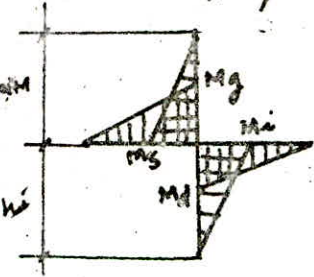
$$\sum F_i = F = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n}$$

à l'étage $i+1$, l'effort F_{i+1} se partagera suivant les inerties des poteaux

exemple : poteau 2 de l'étage $i+1$

$$M = F_2 \alpha h \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{\sum F_{i+1} I_2}{0,18 I_1 + I_2 + 0,18 I_n}$$

on opère de même, en ce qui concerne l'effort ΣF_i , ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant le plancher i .
 Moments dans les travées aboutissant à un nœud
 ces moments seront fonction de M_s et M_i
 avec M_s et M_i moments obtenus pour le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud



• Pour un nœud intermédiaire

$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

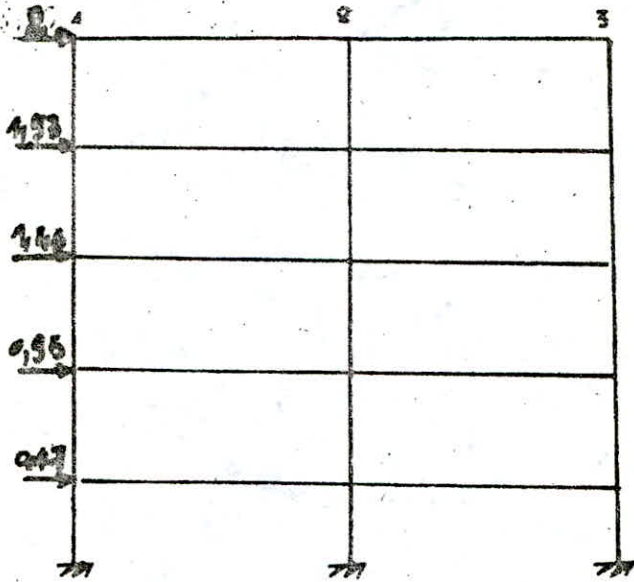
• Pour un nœud de rive

$$M_g \text{ ou } M_d = - (M_s + M_i)$$

(61)

PORTIQUES TRANSVERSAUX
SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

• Schema du portique P₁₁



• Inertie du poteau de rive $I_R = 0,675 \cdot 10^3 m^4$

• Inertie du poteau central $I_i = 0,9 \cdot 10^3 m^4$

$$I_R = I_1 = I_3$$

$$I_i = I_2$$

$$F_i = F_{1i} + F_{2i} + F_{3i}$$

• Force reprise par le poteau de rive

$$F_R = \frac{0,8 F I_R}{0,8 I_R + I_i + 0,8 I_R} = 0,2727 F$$

• Force reprise par le poteau central

$$F_i = \frac{F I_i}{0,8 I_R + I_i + 0,8 I_R} = 0,4545 F$$

NIVEAU	$F_R = 27\% F$	$F_i = 45\% F$	αh	βh
V	0,55	0,9	1,95	1,105
IV	0,53	0,87	1,8	1,2
III	0,4	0,66	1,65	1,35
II	0,26	0,43	1,5	1,5
I	0,13	0,21	0,72	0,72

PORTIQUE PAH

MOMENT A LA BASE ET ENTETE DES POTEAUX

NIVEAU V

ENTETE

$$M_1 = M_3 = 0,55 \times 1,95 = 1,07 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0,9 \times 1,95 = 1,76 \text{ t.m}$$

A LA BASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 0,55 \times 1,05 = 0,58 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 0,9 \times 1,05 = 0,95 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV

ENTETE

$$M_1 = M_3 = 1,08 \times 1,8 = 1,94 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 1,77 \times 1,8 = 3,19 \text{ t.m}$$

A LA BASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,08 \times 1,2 = 1,3 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 1,77 \times 1,2 = 2,12 \text{ t.m}$$

NIVEAU III

ENTETE

$$M_1 = M_3 = 1,48 \times 1,65 = 2,44 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 2,43 \times 1,65 = 4 \text{ t.m}$$

A LA BASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,48 \times 1,35 = 2 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 2,43 \times 1,35 = 3,2 \text{ t.m}$$

NIVEAU II

ENTETE

$$M_1 = M_3 = 1,74 \times 1,5 = 2,6 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 2,86 \times 1,5 = 4,3 \text{ t.m}$$

A LA BASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,74 \times 1,5 = 2,6 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 2,86 \times 1,5 = 4,3 \text{ t.m}$$

NIVEAU I

ENTETE

$$M_1 = M_3 = 1,87 \times 0,48 = 0,9 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 3,07 \times 0,48 = 1,47 \text{ t.m}$$

A LA BASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,87 \times 0,72 = 1,35 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 3,07 \times 0,72 = 2,2 \text{ t.m}$$

(63)

MOMENT EN TRAVÉE

NIVEAU V

$$M_1 = M_3 = 1,07 \text{ t.m}$$
$$M_2 = \frac{1,76}{2} = 0,88 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV

$$M_1 = M_3 = 0,58 + 1,94 = 2,52 \text{ t.m}$$
$$M_2 = \frac{0,95 + 3,19}{2} = 2,07 \text{ t.m}$$

NIVEAU III $M_1 = M_3 = 1,3 + 2,44 = 3,74 \text{ t.m}$

$$M_2 = \frac{2,12 + 4}{2} = 3,06 \text{ t.m}$$

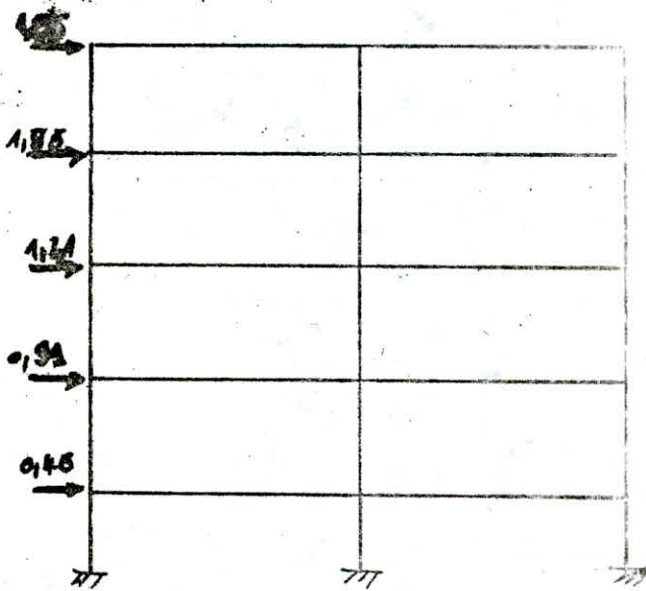
NIVEAU II $M_1 = M_3 = 2 + 2,6 = 4,6 \text{ t.m}$

$$M_2 = \frac{3,2 + 4,3}{2} = 3,75 \text{ t.m}$$

NIVEAU I

$$M_1 = M_3 = 2,6 + 0,9 = 3,5 \text{ t.m}$$
$$M_2 = \frac{4,3 + 1,47}{2} = 2,89 \text{ t.m}$$

• Schéma du portique P22



• Force reprise par le portique de axe

$F_R = 0,2727 F$ déjà calculé

$F_i = 0,4545 F$

NIVEAU	$F_R = 27\% F$	$F_i = 45\% F$	αh	βh
V	0,59	0,89	1,95	1,05
IV	0,54	0,84	1,8	1,2
III	0,38	0,64	1,65	1,35
II	0,25	0,45	1,5	1,5
I	0,13	0,25	0,48	0,72

PORTIQUE P22

MOMENT ALABAGE ET ENTÊTE DES POTEAUX

NIVEAU V

ENTÊTE

$$M_1 = M_3 = 0,53 \times 1,95 = 1,036 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0,89 \times 1,95 = 1,746 \text{ t.m}$$

ALABASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 0,53 \times 1,05 = 0,566 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 0,89 \times 1,05 = 0,936 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV

ENTÊTE

$$M_1 = M_3 = 1,04 \times 1,8 = 1,872 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 1,73 \times 1,8 = 3,114 \text{ t.m}$$

ALABASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,04 \times 1,2 = 1,248 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 1,73 \times 1,2 = 2,076 \text{ t.m}$$

NIVEAU III

ENTÊTE

$$M_1 = M_3 = 1,42 \times 1,65 = 2,343 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 2,37 \times 1,65 = 3,909 \text{ t.m}$$

ALABASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,42 \times 1,35 = 1,917 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 2,37 \times 1,35 = 3,200 \text{ t.m}$$

NIVEAU II

ENTÊTE

$$M_1 = M_3 = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 2,78 \times 1,5 = 4,17 \text{ t.m}$$

ALABASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,67 \times 1,5 = 2,505 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 2,78 \times 1,5 = 4,17 \text{ t.m}$$

NIVEAU I

ENTÊTE

$$M_1 = M_3 = 1,8 \times 0,48 = 0,864 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 2,98 \times 0,48 = 1,4304 \text{ t.m}$$

ALABASE

$$M_{S1} = M_{S3} = 1,8 \times 0,72 = 1,296 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = 2,98 \times 0,72 = 2,1456 \text{ t.m}$$

67

MOMENT EN TRAVÉE

NIVEAU V

$$M_1 = M_3 = 1,03 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{1,74}{2} = 0,87 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV

$$M_1 = M_3 = 0,56 + 1,87 = 2,43 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{0,93 + 3,18}{2} = 2,02 \text{ t.m}$$

NIVEAU III

$$M_1 = M_3 = 1,25 + 2,34 = 3,59 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{2,08 + 3,9}{2} = 2,99 \text{ t.m}$$

NIVEAU II

$$M_1 = M_3 = 1,92 + 2,5 = 4,42 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{3,2 + 4,17}{2} = 3,69 \text{ t.m}$$

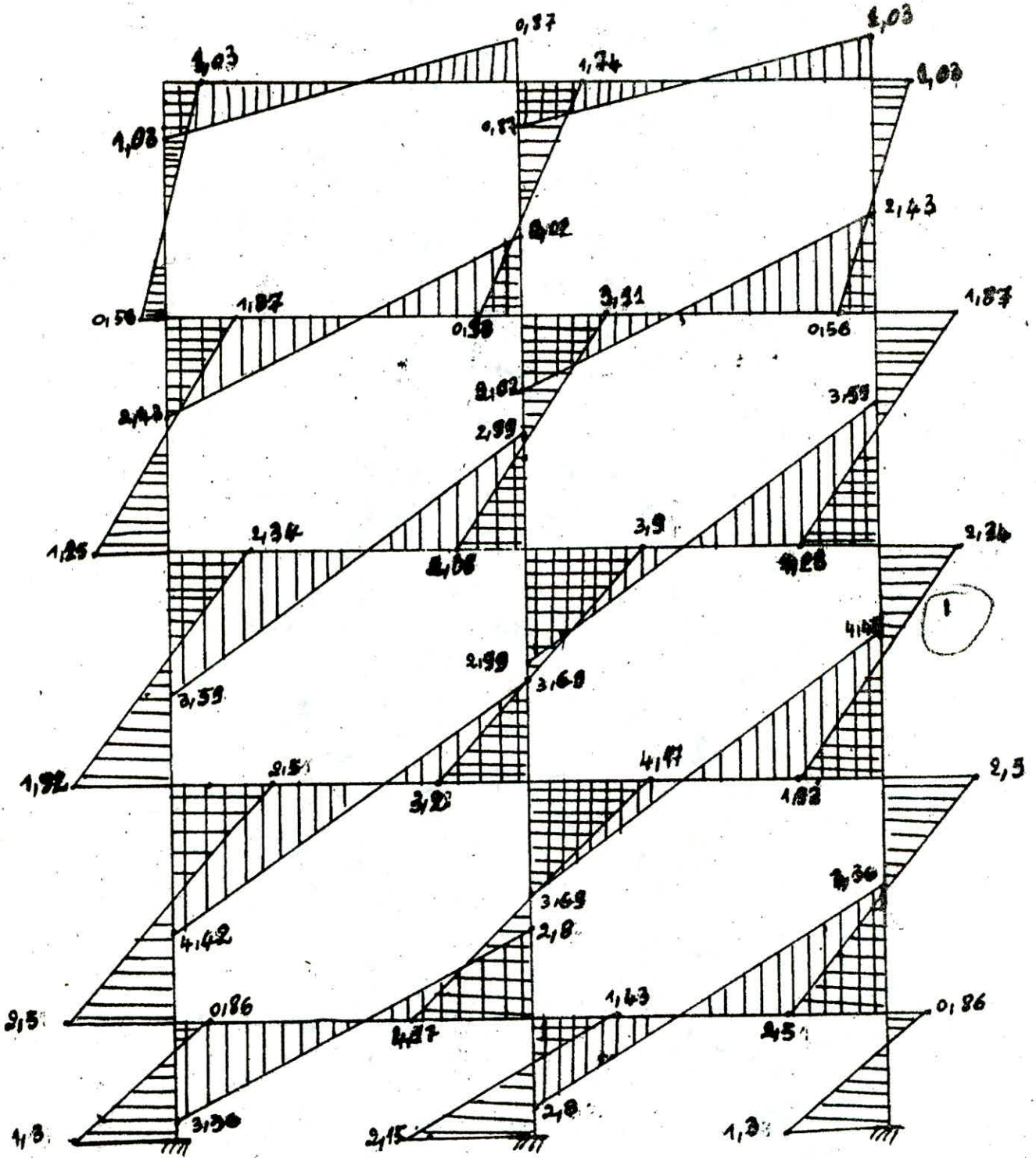
NIVEAU I

$$M_1 = M_3 = 2,5 + 0,86 = 3,36 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{4,17 + 1,42}{2} = 2,8 \text{ t.m}$$

68

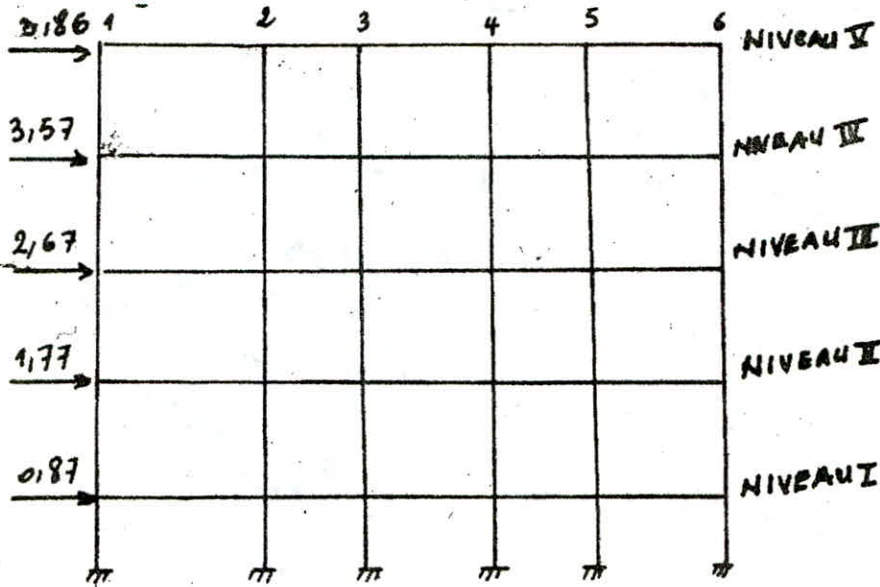
CHARGES HORIZONTALES
PORTIQUE 22



(69)

PORTIQUE LONGITUDINAL
SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

• Schéma du portique



• Détermination des forces $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5, F_6$

A chaque niveau les poteaux sont identiques, on obtient donc :

$$F_1 = \frac{0,8 I_1 F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 0,8 I_6} = \frac{0,8}{5,6} F = F_6$$

$$F_2 = \frac{I_2 F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 0,8 I_6} = \frac{F}{5,6} = F_3 = F_4 = F_5$$

NIVEAU	$F_1 = F_6 = \frac{0,8}{5,6} F$	$F_2 = \dots = F_5 = \frac{F}{5,6}$	αh	βh
V	0,55	0,69	1,95	1,05
IV	0,51	0,64	1,8	1,2
III	0,38	0,478	1,65	1,35
II	0,253	0,316	1,5	1,5
I	0,124	0,156	0,48	0,72

MOMENT EN TÊTE ET A LA BASE DES POTEAUX

NIVEAU V

ENTÊTE:

$$M_1 = M_6 = 0,55 \times 1,95 = 1,07 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 0,69 \times 1,95 = 1,35 \text{ t.m}$$

ALA BASE

$$M_{S1} = M_{S6} = 0,55 \times 1,05 = 0,578 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 0,69 \times 1,05 = 0,724 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV

ENTÊTE

$$M_1 = M_6 = 1,06 \times 1,8 = 1,9 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 1,33 \times 1,8 = 2,39 \text{ t.m}$$

ALA BASE

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,06 \times 1,2 = 1,27 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 1,33 \times 1,2 = 1,6 \text{ t.m}$$

NIVEAU III

ENTÊTE

$$M_1 = M_6 = 1,144 \times 1,65 = 2,38 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 1,81 \times 1,65 = 2,97 \text{ t.m}$$

ALA BASE

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,144 \times 1,35 = 1,94 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 1,81 \times 1,35 = 2,44 \text{ t.m}$$

NIVEAU II

ENTÊTE

$$M_1 = M_6 = 1,693 \times 1,5 = 2,54 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 2,124 \times 1,5 = 3,19 \text{ t.m}$$

ALA BASE

$$M_1 = M_6 = 1,693 \times 1,5 = 2,54 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 2,124 \times 1,5 = 3,19 \text{ t.m}$$

NIVEAU I

ENTÊTE

$$M_1 = M_6 = 1,817 \times 0,48 = 0,872 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \dots = M_5 = 2,28 \times 0,48 = 1,09 \text{ t.m}$$

ALA BASE

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,817 \times 0,72 = 1,3 \text{ t.m}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 2,28 \times 0,72 = 1,64 \text{ t.m}$$

MOMENTS DANS LES TRAVÉES

Le chaînage a la même dimension tout le long du portique longitudinal il fait (25x45)
 on peut donc conclure que $I_g = I_d$
 Seules les longueurs des différentes travées qui ne sont pas égales
 on obtient donc une simplification, au niveau des coefficients suivants

$$k_d = \frac{I_d}{l_d} ; k_g = \frac{I_g}{l_g} ; I_g = I_d \text{ on obtient:}$$

$$\frac{k_d}{k_g + k_d} = \frac{l_g}{l_g + l_d}$$

$$\frac{k_g}{k_g + k_d} = \frac{l_d}{l_d + l_g}$$

• Récapitulation des différentes valeurs des coefficients $\frac{k_d}{k_d + k_g}$; $\frac{k_g}{k_g + k_d}$ pour les différents nœuds d'un niveau

Nœuds	l_g	l_d	$l_g + l_d$	$\frac{k_d}{k_d + k_g}$	$\frac{k_g}{k_d + k_g}$
1	/	4,5	4,5	1	/
2	4,5	2,5	7	0,64	0,36
3	2,5	3,5	6	0,42	0,58
4	3,5	2,5	6	0,58	0,42
5	2,5	3,5	6	0,42	0,58
6	3,5	/	3,5	/	1

Le calcul détaillé sera fait pour le niveau V et IV
 les autres résultats des niveaux (III, II, I) seront récapitulés dans un tableau

72

NIVEAU I

Nœud ①

à droite $M_d = 1,07 \text{ t.m}$

Nœud ②

à droite $M_d = 1,35 \times 0,64 = 0,864 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 1,35 \times 0,36 = 0,486 \text{ t.m}$

Nœud ③

à droite $M_d = 1,35 \times 0,42 = 0,567 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 1,35 \times 0,58 = 0,783 \text{ t.m}$

Nœud ④

à droite $M_d = 1,35 \times 0,58 = 0,783 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 1,35 \times 0,42 = 0,567 \text{ t.m}$

Nœud ⑤

à droite $M_d = 1,35 \times 0,42 = 0,567 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 1,35 \times 0,58 = 0,783 \text{ t.m}$

Nœud ⑥

à gauche $M_g = 1,07$

NIVEAU II

Nœud ①

à droite $M_d = 0,578 + 1,9 = 2,48 \text{ t.m}$

Nœud ②

à droite $M_d = (0,724 + 2,39) \times 0,64 = 3,11 \times 0,64 = 1,99 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 3,11 \times 0,36 = 1,12 \text{ t.m}$

Nœud ③

à droite $M_d = 3,11 \times 0,42 = 1,3 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 3,11 \times 0,58 = 1,8 \text{ t.m}$

Nœud ④

à droite $M_d = 3,11 \times 0,58 = 1,8 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 3,11 \times 0,42 = 1,3 \text{ t.m}$

Nœud ⑤

à droite $M_d = 3,11 \times 0,42 = 1,3 \text{ t.m}$

à gauche $M_g = 3,11 \times 0,58 = 1,8 \text{ t.m}$

Nœud ⑥

à gauche $M_g = 2,48 \text{ t.m}$

MOMENTS SOUS FORCES HORIZONTALES PARTIE LONGITUDINALE

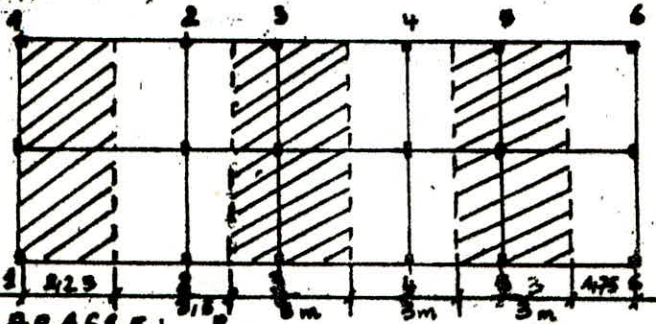
TABLEAU RECAPITULATIF

NIVEAU	Nœud	M _w	M _e	M _s	M _n
V	1	/	1,07	1,07	/
	2	0,486	0,864	1,35	/
	3	0,783	0,567	1,35	/
	4	0,567	0,783	1,35	/
	5	0,783	0,567	1,35	/
	6	1,07	/	1,07	/
IV	1	/	2,48	1,9	0,578
	2	1,12	1,99	2,39	0,724
	3	1,8	1,3	2,39	0,724
	4	1,3	1,8	2,39	0,724
	5	1,8	1,3	2,39	0,724
	6	2,48	/	1,9	0,578
III	1	/	3,65	2,38	1,27
	2	1,64	2,92	2,97	1,16
	3	2,65	1,9	2,97	1,16
	4	1,9	2,65	2,97	1,16
	5	2,65	1,9	2,97	1,16
	6	3,65	/	2,38	1,27
II	1	/	4,48	2,54	1,94
	2	2	3,16	3,19	2,44
	3	3,26	2,36	3,19	2,44
	4	2,36	3,26	3,19	2,44
	5	3,26	2,36	3,19	2,44
	6	4,48	/	2,54	1,94
I	1	/	3,14	0,872	2,54
	2	1,54	2,74	1,09	3,19
	3	2,48	1,8	1,09	2,19
	4	1,8	2,48	1,09	3,19
	5	2,48	1,8	1,09	3,19
	6	3,14	/	0,872	2,54

charges
verticales

CHARGES VERTICALES
PORTIQUE TRANSVERSAL

• Délimitation de la surface qui revient à chaque portique transversal



• TERRASSE

• Charges Permanentes G

Chaque portique supporte la part de la charge permanente qui lui revient, plus le poids propre des poutres principales

Pour les portiques de rive (11) et (66) il faut tenir compte du poids propre de l'acrotère qui leur revient

G terrasse = 0,62 t/m², poutres principales = 0,338 t/ml

Acrotère = 0,2 t/ml

• Surcharge d'exploitation P = 100 kg/m²

Portique	11	22	33	44	55	66
d (m)	2,25	3,5	3	3	3	1,75
G t/ml	1,93	2,5	2,2	2,2	2,2	1,62
P t/ml	0,225	0,35	0,3	0,3	0,3	0,175

• ETAGE COURANT

• Charges Permanentes. Chaque portique supportera la charge permanente qui lui revient, plus le poids propre des poutres principales, plus pour les portiques de rive (1-1) et (6-6) le poids propre des murs extérieurs qui revient à chaque portique

Murs extérieurs : $3 \times 0,25 \times 1,4 = 1,05$ t/ml

G étage courant : 0,55 t/m²

• Surcharge d'exploitation : P = 175 kg/m²

Portiques	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
d (m)	2,25	3,5	3	3	3	1,75
G $\frac{t}{ml}$	2,63	2,26	1,99	1,99	1,99	2,35
P $\frac{t}{ml}$	0,394	0,613	0,525	0,525	0,525	0,306

Conclusion : Le portique de rive le plus chargé est le portique (1-1)
Le portique intermédiaire le plus chargé est le portique (2-2)

L'étude des efforts pour les portiques Transversaire se fera pour deux portiques le portique (1-1) et (2-2)

PORTIQUE 1-1

NIVEAU	G $\frac{t}{ml}$	P $\frac{t}{ml}$
V	1,93	0,225
IV	2,63	0,394
III	2,63	0,394
II	2,63	0,394
I	2,63	0,394

PORTIQUE 2-2

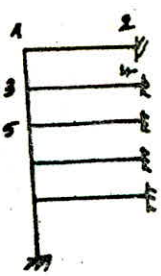
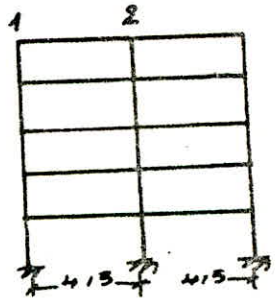
	G $\frac{t}{ml}$	P $\frac{t}{ml}$
V	2,5	0,35
IV	2,26	0,613
III	2,26	0,613
II	2,26	0,613
I	2,26	0,613

CHARGES VERTICALES
ETUDE DES PORTIQUES P11 et P22

- Le calcul des portiques sous les charges verticales se fera par la méthode de CROSS

REMARQUE:

- Le portique transversal à un nombre pair de travées ce nombre est deux, et un axe de symétrie
- Le système de chargement est symétrique
- Les nœuds situés à l'axe de symétrie ne subissent aucune rotation par conséquent les barres telles que (12) peuvent être considérées comme encastrées en 2
- Il suffit d'étudier la partie du portique située d'un côté de l'axe de symétrie
- Ainsi le portique transversal se réduit à :



CALCUL DES COEFFICIENTS DE REPARTITION

Moment d'Inertie:

Poteau 30x30 $I_1 = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$

Poutre 30x45 $I_2 = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227812,5 \text{ cm}^4$

$I_1 ; I_2 = 3,38 I_1$

Calcul des rigidités des barres:

Nœud ① $K_{1-2} = \frac{4 E (3,38 I_1)}{4,50} = \frac{3 EI}{100}$

$K_{1-3} = \frac{4 EI}{4,50} = 1,33 \frac{EI}{100}$

Nœud ③ $K_{3-4} = K_{1-2} = \frac{3 EI}{100}$

$K_{3-5} = K_{1-3} = 1,33 \frac{EI}{100}$

• Calcul des coefficients de rigidité

Noeud ① $\Sigma K_{1i} = (3 + 1,33) \frac{EI}{100} = 4,33 \frac{EI}{100}$

$r_{1-2} = \frac{3}{4,33} = 0,6928 = \underline{0,693}$

$r_{1-3} = \frac{1,33}{4,33} = \underline{0,307}$

Noeud ③ $\Sigma K_{3i} = (3 + 1,33 + 1,33) \frac{EI}{100} = 5,66 \frac{EI}{100}$

$r_{3-1} = \frac{1,33}{5,66} = \underline{0,235}$

$r_{3-5} = \frac{1,33}{5,66} = \underline{0,235}$

$r_{3-4} = \frac{3}{5,66} = \underline{0,53}$

• Récapitulation des différents moments d'encastrement suivant les cas de charge :

SOUS G

P 11	q km	M = $\frac{qL^2}{12}$ km
Terrasse	1,93	3,26
Etage Courant	2,63	4,44

P 22	q km	M = $\frac{qL^2}{12}$ km
Terrasse	2,5	4,22
Etage Courant	2,26	3,8

SOUS P

P 11	q km	M = $\frac{qL^2}{12}$ km
Terrasse	0,225	0,379
Etage Courant	0,394	0,665

P 22	q km	M = $\frac{qL^2}{12}$ km
terrasse	0,35	0,6
Etage Courant	0,613	1,03

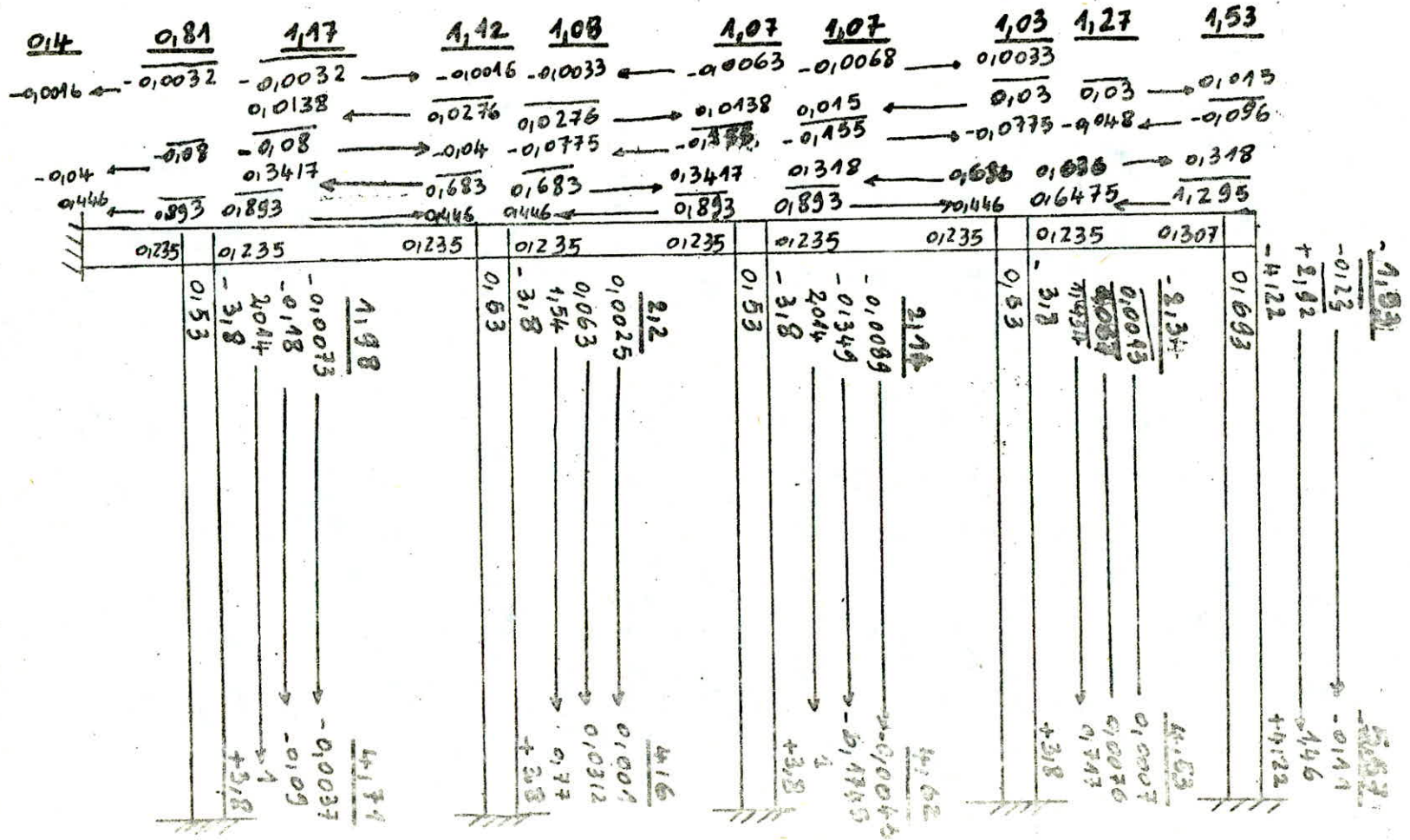
SOUS SX Y

P 11 NIVEAU	q km	M km
↓	0,05	0,262
↘	0,17	0,287
↙	0,127	0,214
↖	0,0845	0,143
↗	0,042	0,071

P 22 NIVEAU	q km	M km
↓	0,2	0,338
↘	0,15	0,253
↙	0,112	0,19
↖	0,0746	0,126
↗	0,037	0,0624

PORTIQUE P22 sous G

80



PORTIQUE 22 SOUS SIV

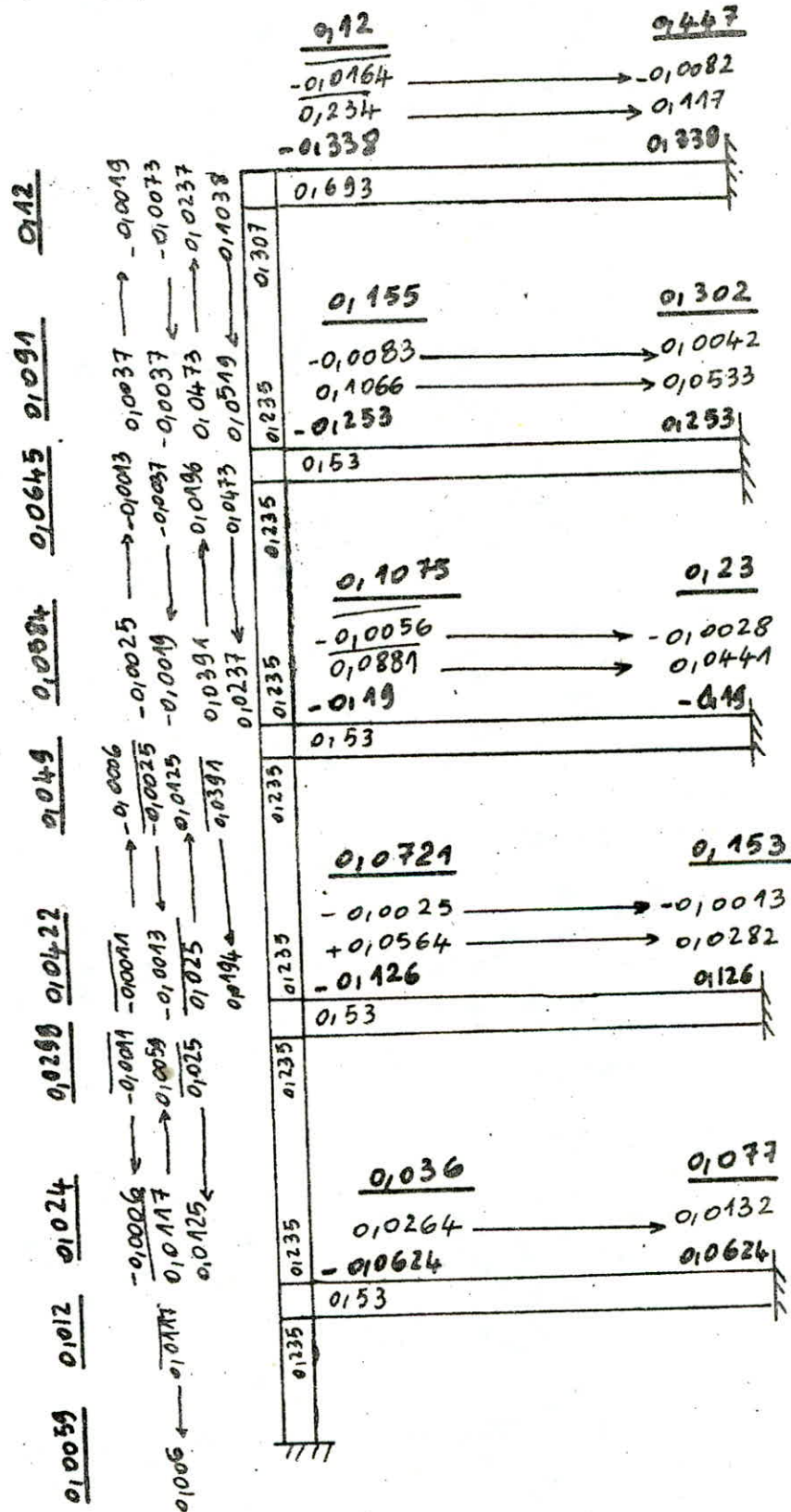
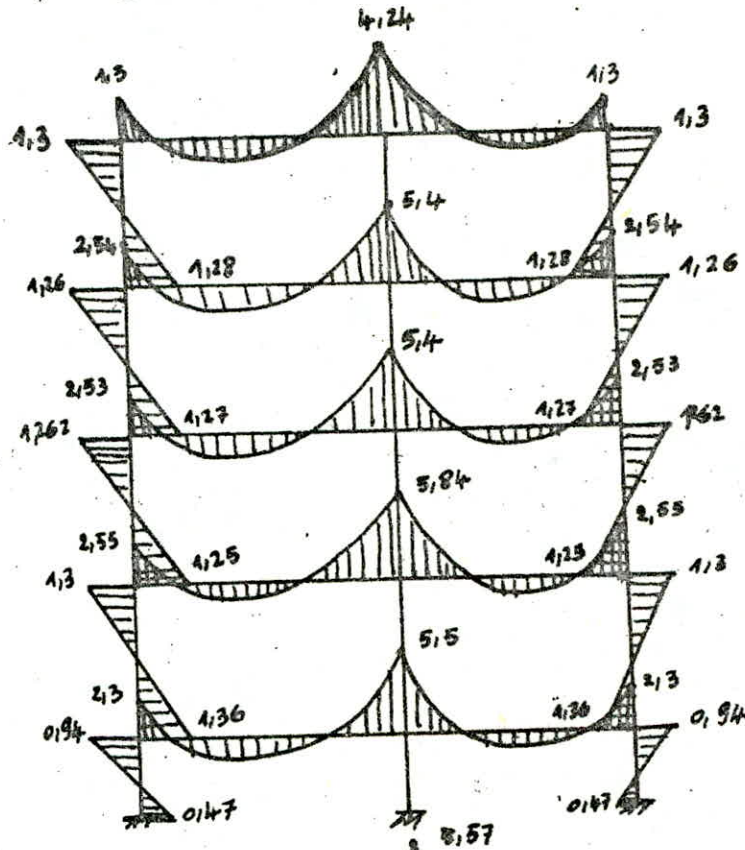


DIAGRAMME SOUS G

P41



P22

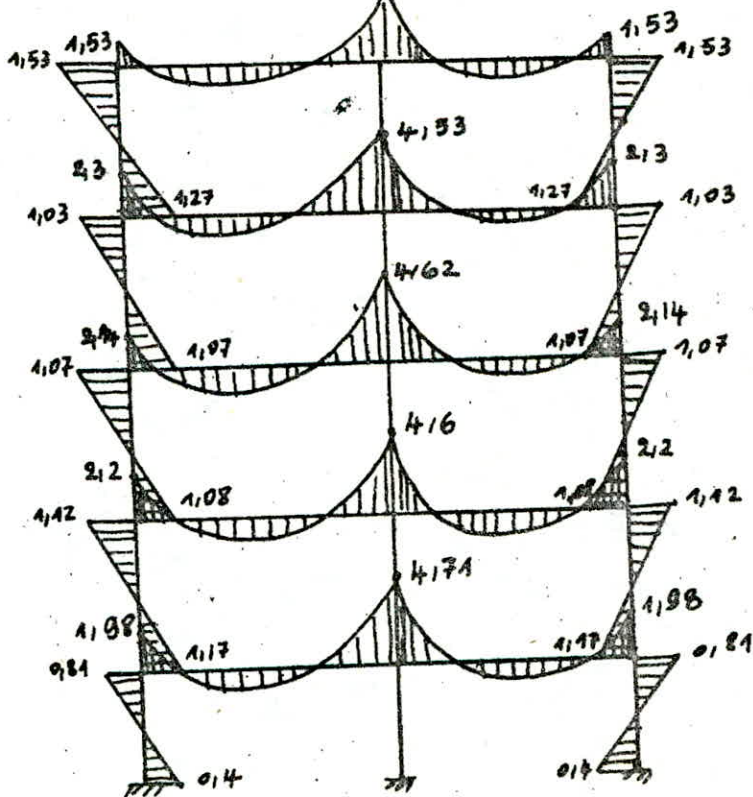
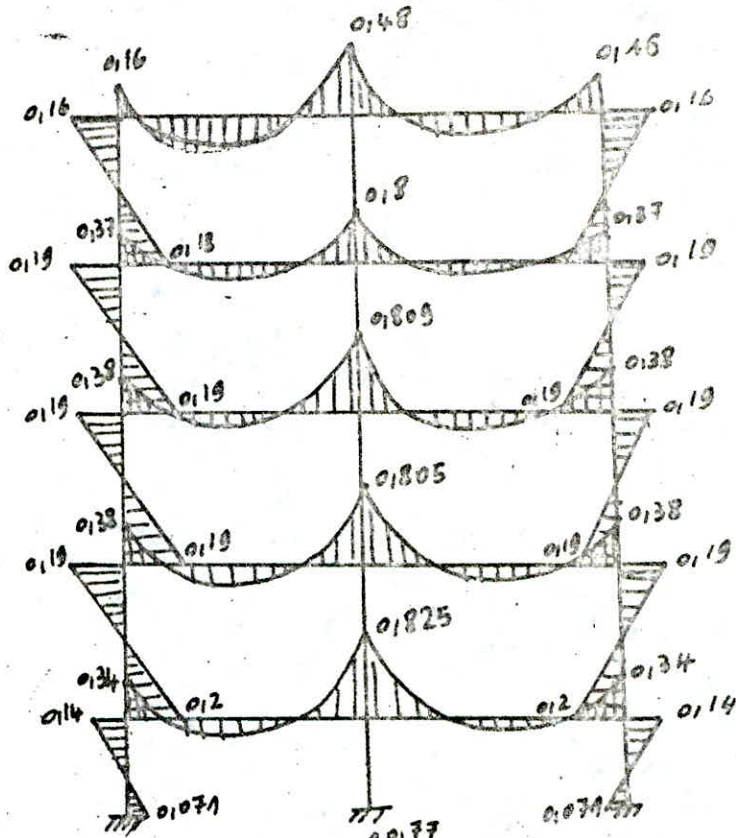


DIAGRAMME SOUS P

P11



P22

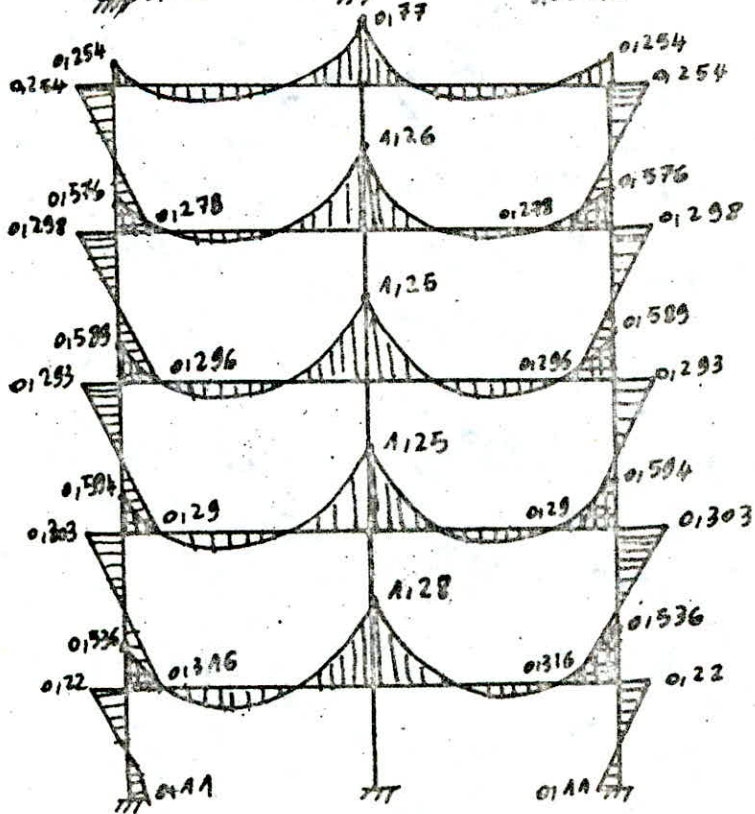
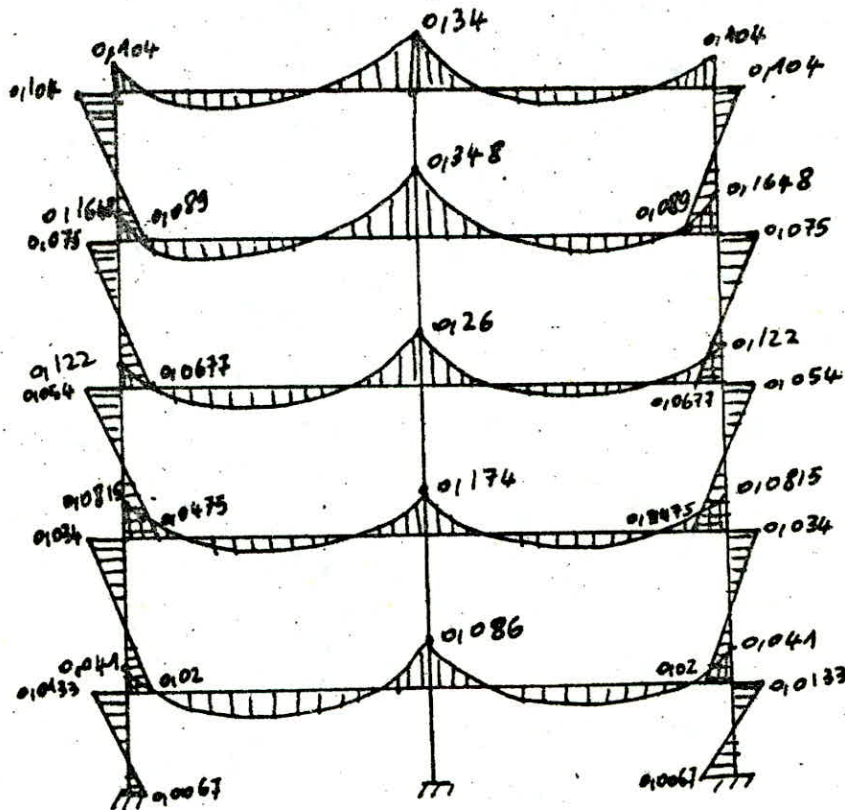
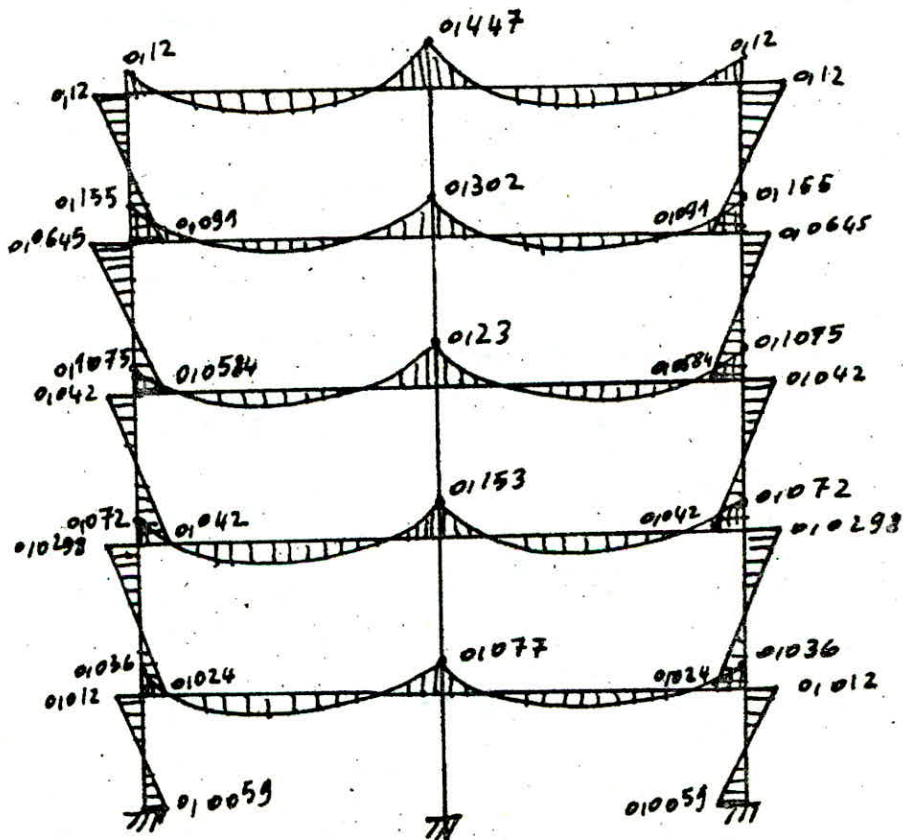


DIAGRAMME SOUS SIV

P11



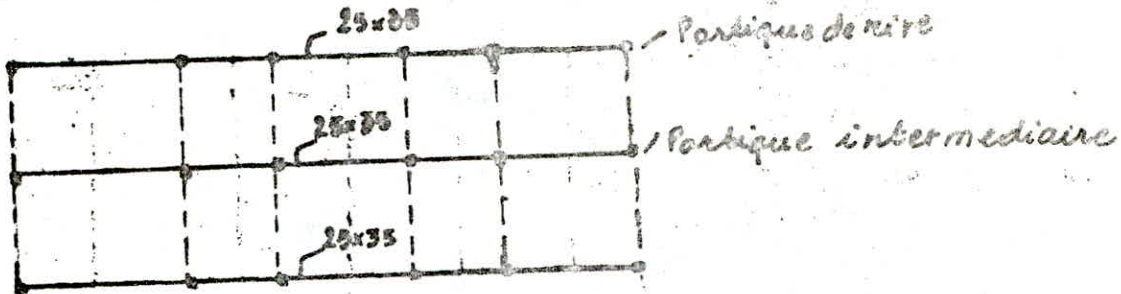
P22



(53)

CHARGES VERTICALES PORTIQUE LONGITUDINAL

Vue en plan



On distingue deux sortes de portiques longitudinaux.

- Le portique intermediaire ne supporte que le poids propre du chaînage qui lui revient
- Le portique de rive qui supporte, en plus du poids propre du chaînage qui lui revient, les poids propres suivant :

- Terrasse: le poids propre de l'acrotère
 - Etage courant: Le poids propre des murs extérieurs
- Ainsi le portique de rive est plus défavorable que le portique intermediaire.

Le chaînage est le même à tous les niveaux et fait (25x35)
son poids propre est : $0,22 \text{ t/ml}$

Le poids propre de l'acrotère est de $0,2 \text{ t/ml}$

Le poids propre des murs extérieurs est $1,05 \text{ t/ml}$

Les charges permanentes pour le portique de rive sont :

Terrasse : $0,22 + 0,2 = 0,42 \text{ t/ml}$

Etage courant : $0,22 + 1,05 = 1,27 \text{ t/ml}$

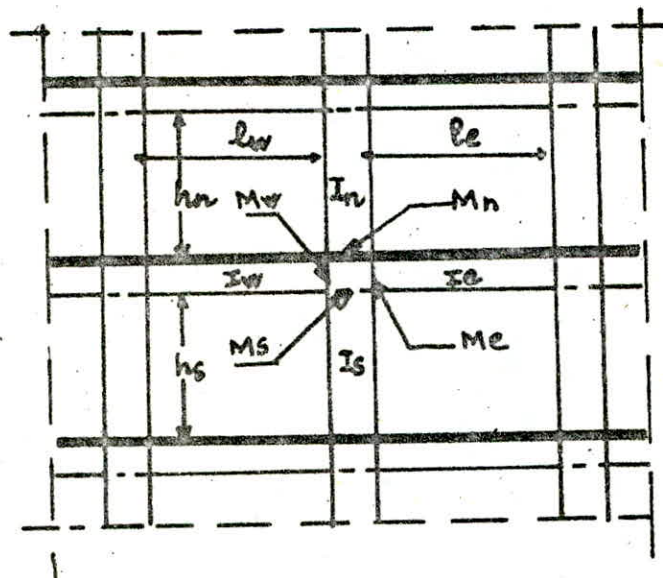
Les charges sismiques verticales sont obtenues en faisant $G_i G_{vi}$ avec (i) indiquant le niveau considéré

TABLEAU RÉCAPITULATIF

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$G \text{ t/ml}$	0,42	1,27	1,27	1,27	1,27
$S_{IV} \text{ t/ml}$	0,032	0,079	0,059	0,039	0,019

Le calcul du portique longitudinal sous les charges verticales se fera par la méthode de CAQUOT
 Cette méthode est exposée en annexe A du CCOAGB
 Cette méthode est parfaitement applicable dans mon cas, car on l'utilise pour des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des Bourdis

EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DE CAQUOT



TRAVÉES

- l_w : portée libre de la travée de gauche
- l_e : portée libre de la travée de droite
- On considère des travées fictives
- $l'e$ et $l'w$ pour travée intermédiaire ma!
- $l'w = 0,8 l_w$
- $l'e = 0,8 l_e$ pour une travée de rive pour un nœud voisin du nœud de rive:
- la longueur $l'w_2$ de la travée de rive est égale: fictive
- $l'w_2 = \chi_1 l'w_2$

- avec χ_1 un coefficient compris entre 0,8 et 1
- avec $\chi_1 = 0,8$ pour $K_{SA} + K_{NA} \geq 1,5 K_{en}$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{SA} + K_{NA}}{7,5 K_{en}} \text{ pour } K_{SA} + K_{NA} < 1,5 K_{en}$$

Poteaux :

- On considère une hauteur fictives de poteaux
- $h_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'about dernier étage
- h_n = hauteur libre
- $h'n = 0,8 h_n$ pour les autres cas
- $h's = 0,8 h_s$

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

Q_w : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w de nu de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite)
on pose

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

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

avec k_w, k_e données (pour poutres à section constante) par l'échelle fonctionnelle en fonction de $\frac{a_w}{l_w}$; $\frac{a_e}{l_e}$

I_w, I_e, I_s, I_n , désignent respectivement les moments d'inerties, de la travée de gauche, de droite du poteau inférieur, supérieur.

$$K_w = \frac{I_w}{l_w} ; K_e = \frac{I_e}{l_e} ; K_s = \frac{I_s}{l_s} ; K_n = \frac{I_n}{l_n} ; D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Les moments dans les sections dangereuses (nœuds appuis) sont en valeur absolue

• Au nu de l'appui dans la travée de gauche

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

• Au nu de l'appui dans la travée de droite

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

• Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e + M'_w)$$

• Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

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

TRAVÉE DE RIVE :

nœud de rive : (pas de console)

$$M_{e1} = M'_e \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{s1} = M'_e \frac{K_{s1}}{D_1} ; M_{n1} = M'_e \frac{K_{n1}}{D_1}$$

MOMENTS DANS LES POTEAUX. on admet que les points de moments nu se trouvent à h_n au dessus du plancher et à h_s au dessous du nu inférieur des poutres

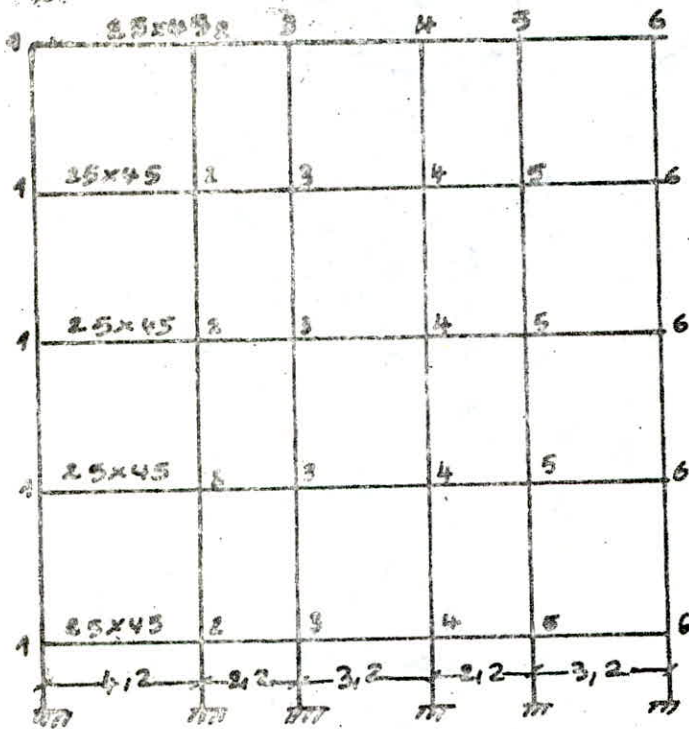
EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES. EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs de ces efforts

(91)

Schéma du portique longitudinal

Remarque: on considère les hauteurs et les portées libres (entre nus des appuis)



Je regroupe toutes les caractéristiques géométriques dans un tableau à savoir:

$l_w, l_e, h_s, h_n, I_e, I_w, I_s, I_n, l'_w, l'_e, h'_s, h'_n$

$$K_w = \frac{I_w}{l_w}; \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}; \quad K_s = \frac{I_s}{h_s}; \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} \text{ et } D$$

Le calcul des moments aux nœuds sera lui aussi présenté sous forme de tableau sous les charges verticales

Les unités sont:

- Longueurs en : m
- Moment Inertie : $10^{-4} m^4$
- K_w, K_e, K_s, K_n, D : $10^{-3} m^3$

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU PORTIQUE LONGITUDINAL

	I						II						III						IV											
Mod	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
L_{11}	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2
L_{12}	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/	4,2	2,2	3,2	2,2	3,2	/
L_{13}	/	/	/	/	/	/	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
L_{14}	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
L_{15}, L_{16}	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
L_{17}	/	/	/	/	/	/	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8
L_{18}	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8	6,8
L_{19}	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56
L_{20}	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/	3,76	1,76	2,56	1,76	2,56	/
L_{21}	/	/	/	/	/	/	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
L_{22}	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
K_{23}	/	2,55	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5
K_{24}	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/	2,7	5,1	3,5	5,1	3,5	/
K_{25}	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24
K_{26}	/	/	/	/	/	/	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
$D_{27} \Sigma_{28}$	5,5	10,9	16,4	11,8	17,3	6,74	11,8	23,6	35,4	24,2	35,9	14,4	23,6	47,2	70,8	48,4	70,8	28,8	47,2	94,4	141,6	97,0	141,6	57,6	94,4	188,8	283,2	194,0	283,2	115,2

CALCUL DES MOMENTS DANS LES NOEUDS

je n'est pas de charges concentrées les formules précédentes deviendront:

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

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

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

$$M_b = \frac{K_b}{D} (M'e - M'w)$$

MOMENTS SOUS G

NIVEAU		q _e	q _w	M'e	M'w	M _e	M _w	M _n	M _b
V	1	0,142	/	0,56	/	0,3	/	/	-0,3
	2	0,142	0,142	0,15	0,62	0,37	0,51	/	0,14
	3	0,142	0,142	0,32	0,15	0,27	0,22	/	0,05
	4	0,142	0,142	0,15	0,32	0,22	0,27	/	0,05
	5	0,142	0,142	0,32	0,15	0,27	0,22	/	0,05
	6	/	0,142	/	0,15	/	0,15	/	0,15
IV	1	1,27	/	1,7	/	1,17	/	0,54	0,63
	2	/	/	0,46	1,7	0,92	1,46	0,25	0,29
	3	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	4	/	/	0,46	0,98	0,64	0,85	0,1	0,11
	5	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	6	/	1,27	/	0,98	/	0,62	0,29	0,33
III	1	1,27	/	1,7	/	1,17	/	0,54	0,63
	2	/	/	0,46	1,7	0,92	1,46	0,25	0,29
	3	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	4	/	/	0,46	0,98	0,64	0,85	0,1	0,11
	5	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	6	/	1,27	/	0,98	/	0,62	0,29	0,33
II	1	1,27	/	1,7	/	1,17	/	0,54	0,63
	2	/	/	0,46	1,7	0,92	1,46	0,25	0,29
	3	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	4	/	/	0,46	0,98	0,64	0,85	0,1	0,11
	5	/	/	0,98	0,46	0,85	0,64	0,1	0,11
	6	/	1,27	/	0,98	/	0,62	0,29	0,33
I	1	1,27	/	1,7	/	1,14	/	0,34	1,06
	2	/	/	0,46	1,7	0,76	1,54	0,19	0,59
	3	/	/	0,98	0,46	0,90	0,58	0,08	0,24
	4	/	/	0,46	0,98	0,58	0,9	0,08	0,24
	5	/	/	0,98	0,46	0,90	0,58	0,08	0,24
	6	/	1,27	/	0,98	/	0,77	0,19	0,58

MOMENTS SOUS SIV ↓

NIVEAU		q_c	q_w	M'_c	M'_w	M_c	M_w	M_n	M_s
V	1	0,032	/	0,042	/	0,023	/	/	0,023
	2	0,032	0,032	0,042	0,047	0,023	0,028	/	0,04
	3	0,032	0,032	0,025	0,042	0,021	0,018	/	0,0036
	4	0,032	0,032	0,042	0,025	0,018	0,021	/	0,0036
	5	0,032	0,032	0,025	0,042	0,021	0,018	/	0,0036
	6	/	0,032	/	0,025	/	0,042	/	0,042
IV	1	0,079	/	0,1	/	0,07	/	0,03	0,04
	2	0,079	0,079	0,029	0,1	0,06	0,09	0,014	0,018
	3	0,079	0,079	0,061	0,029	0,053	0,04	0,006	0,007
	4	0,079	0,079	0,029	0,061	0,04	0,053	0,006	0,007
	5	0,079	0,079	0,061	0,029	0,053	0,04	0,006	0,007
	6	/	0,079	/	0,061	/	0,029	0,018	0,024
III	1	0,059	/	0,08	/	0,056	/	0,028	0,028
	2	0,059	0,059	0,02	0,08	0,041	0,068	0,0135	0,0135
	3	0,059	0,059	0,046	0,02	0,04	0,0288	0,0056	0,0056
	4	0,059	0,059	0,02	0,046	0,0288	0,04	0,0056	0,0056
	5	0,059	0,059	0,046	0,02	0,04	0,0288	0,0056	0,0056
	6	/	0,059	/	0,046	/	0,02	0,015	0,015
II	1	0,039	/	0,059	/	0,036	/	0,018	0,018
	2	0,039	0,039	0,014	0,052	0,028	0,045	0,0025	0,0025
	3	0,039	0,039	0,030	0,014	0,026	0,02	0,003	0,003
	4	0,039	0,039	0,014	0,030	0,02	0,026	0,003	0,003
	5	0,039	0,039	0,030	0,014	0,026	0,02	0,003	0,003
	6	/	0,039	/	0,030	/	0,014	0,0097	0,0097
I	1	0,019	/	0,025	/	0,02	/	0,005	0,015
	2	0,019	0,019	0,007	0,025	0,011	0,023	0,003	0,009
	3	0,019	0,019	0,015	0,007	0,0137	0,009	0,001	0,0037
	4	0,019	0,019	0,007	0,015	0,009	0,0137	0,001	0,0037
	5	0,019	0,019	0,015	0,007	0,0137	0,009	0,001	0,0037
	6	/	0,019	/	0,015	/	0,012	0,003	0,009

**COMBINAISONS DES
CHARGES**

Portique

transversal

COMBINAISONS DES CHARGES

Pour effectuer correctement les différentes combinaisons des charges, il faut tenir compte des indications données par les deux règlements à savoir:

- Le CCBA08
- Les PS 69
- Le CCBA08 prend en compte les sollicitations totales pondérées suivantes

Les sollicitations totales pondérées du 1^{er} Genre

$$\begin{aligned} (S_1) &= G + 1,2P + T \\ (S'_1) &= G + P + V \end{aligned}$$

Les sollicitations totales pondérées du 2^{ème} Genre

$$\begin{aligned} (S_2) &= G + 1,5(P) + 1,5(V) + T \\ (S'_2) &= G + (P) + \gamma_w (W) + T \\ (S''_2) &= G + (P) + (T) + (SI) \end{aligned}$$

avec

- | | |
|----|--|
| G | sollicitation due à la charge permanente |
| P | sollicitation due aux surcharges d'exploitation |
| V | sollicitation due aux surcharges climatiques normales |
| W | sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes |
| T | sollicitation due aux effets de la température et de retrait |
| SI | sollicitation due aux séismes |

- Les PS 69 nous indiquent deux cas à considérer pour le calcul de l'armature tendue

Pour le calcul de l'armature tendue

- Charges permanentes
- 1/5 des surcharges d'exploitation
- Composantes sismiques verticales dirigées vers le haut
- Moment de renversement de chargeant le poteau

Pour le calcul du béton comprimé

- Charges permanentes
- totalité des surcharges d'exploitation
- Composantes sismiques verticales dirigées vers le bas
- Moment de renversement surchargeant le poteau

96

Ainsi selon les P569 on aura les combinaisons suivantes:

$$\cdot G + P/5 + S_{IV \uparrow} + \overline{S_{II \rightarrow}}$$

$$\cdot G + P + S_{IV \downarrow} + \overline{S_{II \rightarrow}}$$

EN CONCLUSION

Dans mon cas, la sollicitation due aux effets de la température et de retrait n'est pas à prendre en compte

De plus ce bâtiment est un (R+3) donc de faible hauteur, la sollicitation développée par les charges et surcharges est prépondérante devant celle due au vent

• La sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer sera: $G + 1,2 P$

• La sollicitation totale du 2^{ème} genre sera:

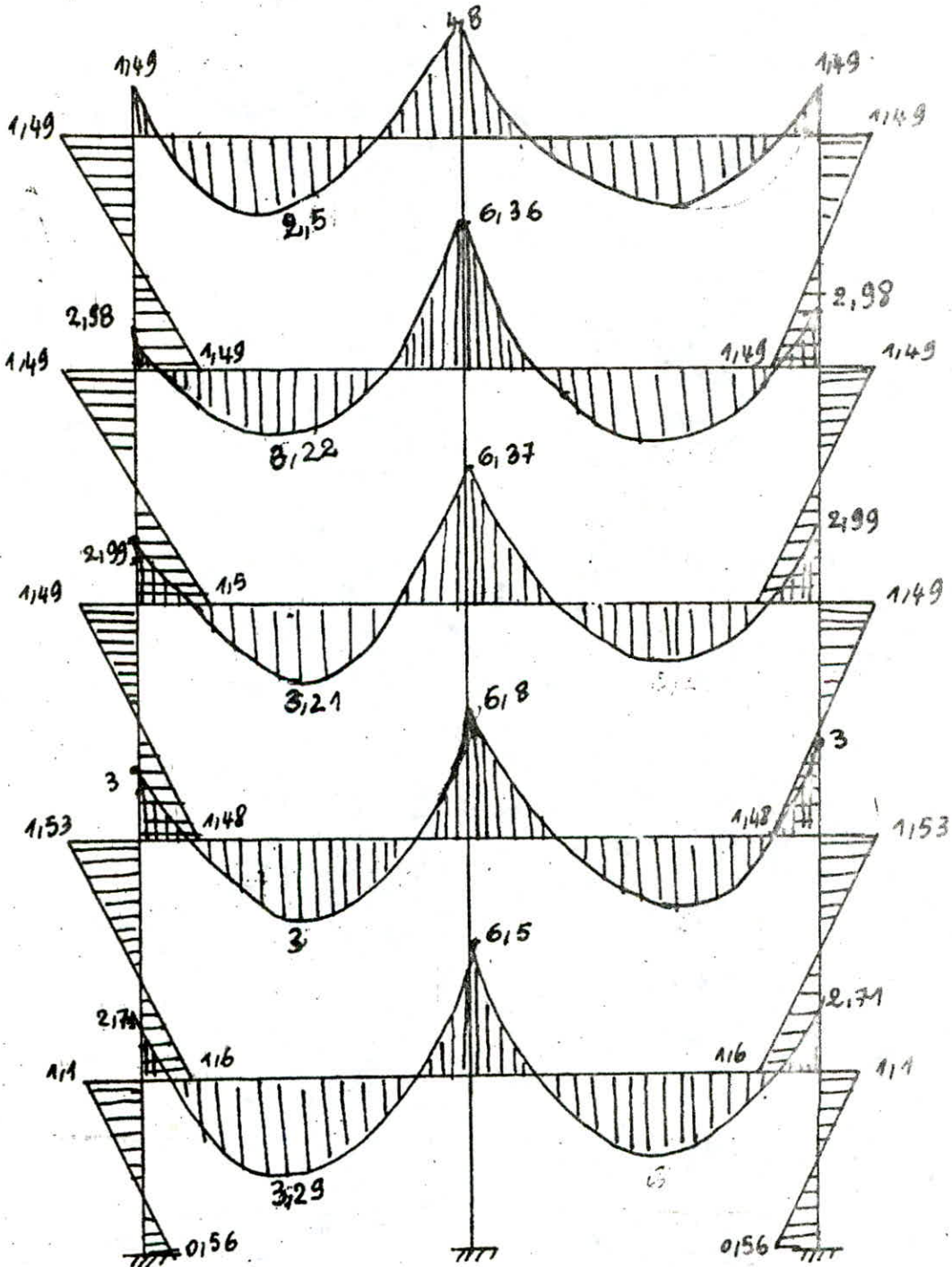
$$\cdot G + P/5 + S_{IV \uparrow} + \overline{S_{II \rightarrow}}$$

et

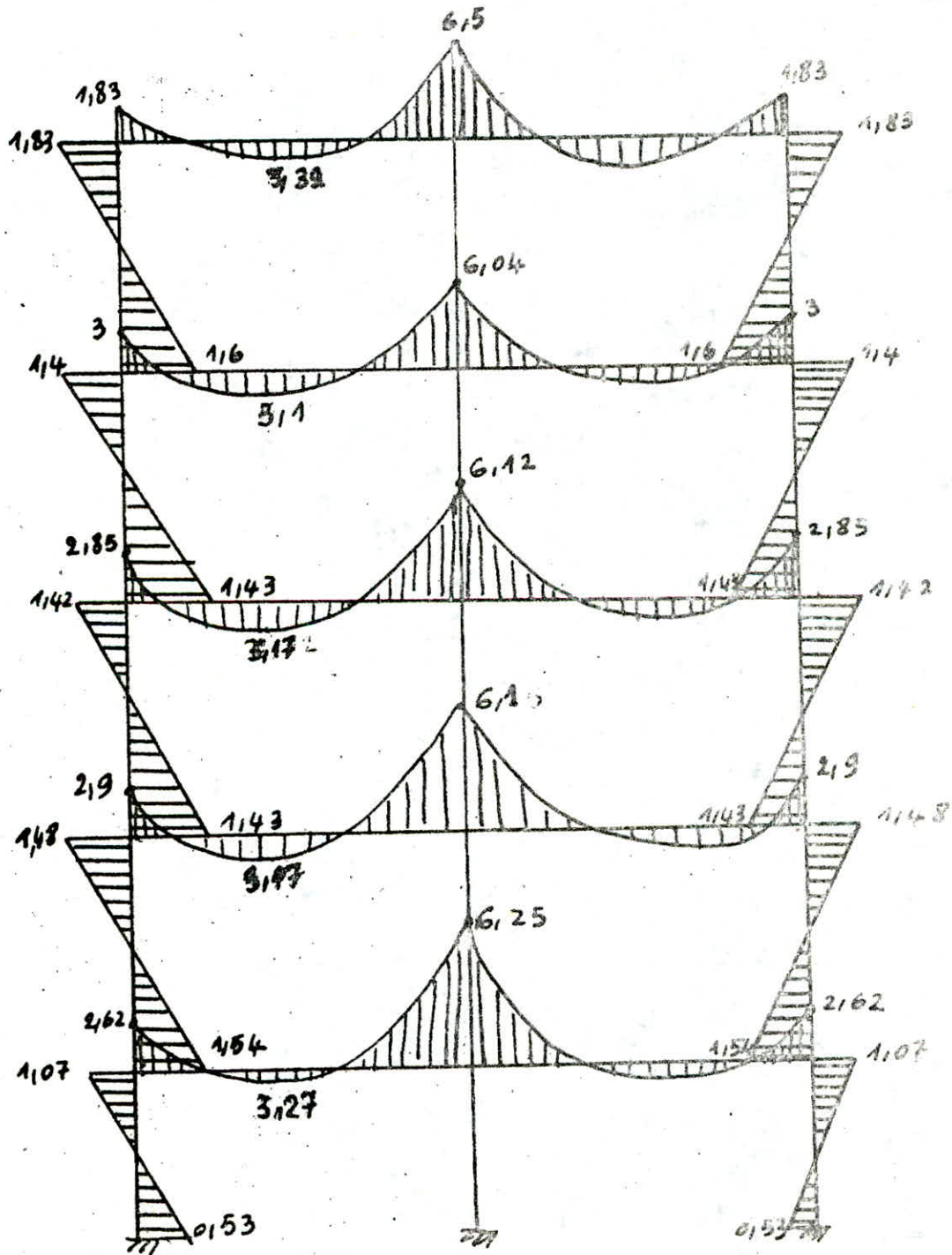
$$\cdot G + P + S_{IV \downarrow} + \overline{S_{II \rightarrow}}$$

97

COMBINAISON DU 1^{er} GENRE $\Theta + 1,2P$
PORTIQUE TRANSVERSAL
P11



COMBINAISON DU 1^{er} GENRE $G + 1,2F$
PORTIQUE TRANSVERSAL
P22



99

EFFORT TRANCHANT SOUS G + 1,2P

L'effort tranchant T sous $G + 1,2P$ est :

$$T = T_0 \pm \frac{M_j - M_i}{l_i}$$

avec $T_0 = q \frac{l}{2}$

et q (t/ml) charge uniforme correspondant à $G + 1,2P$

Portique 11

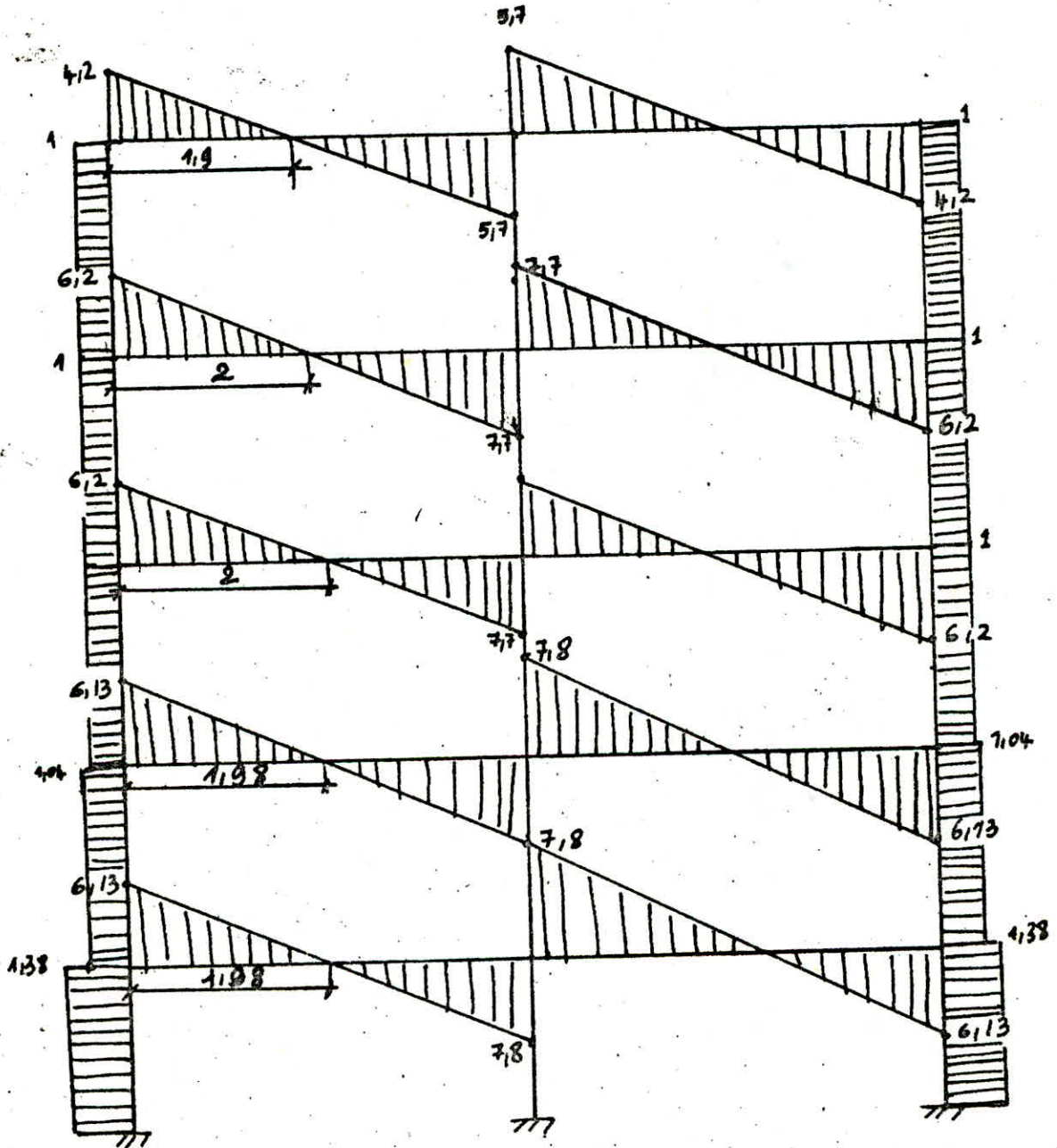
NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{ M_j - M_i }{l_i}$	G + 1,2P	
			A	T ₀
V	1-2	0,736	2,2	4,95
	2-3			
IV	4-5	0,751	3,1	6,975
	5-6			
III	7-8	0,751	3,1	6,975
	8-9			
II	10-11	0,844	3,1	6,975
	11-12			
I	13-14	0,842	3,1	6,975
	14-15			

Portique 22

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{ M_j - M_i }{l_i}$	G + 1,2P	
			A	T ₀
V	1-2	1,04	2,92	6,57
	2-3			
IV	4-5	0,676	3	6,75
	5-6			
III	7-8	0,727	3	6,75
	8-9			
II	10-11	0,71	3	6,75
	11-12			
I	13-14	0,8	3	6,75
	14-15			

400

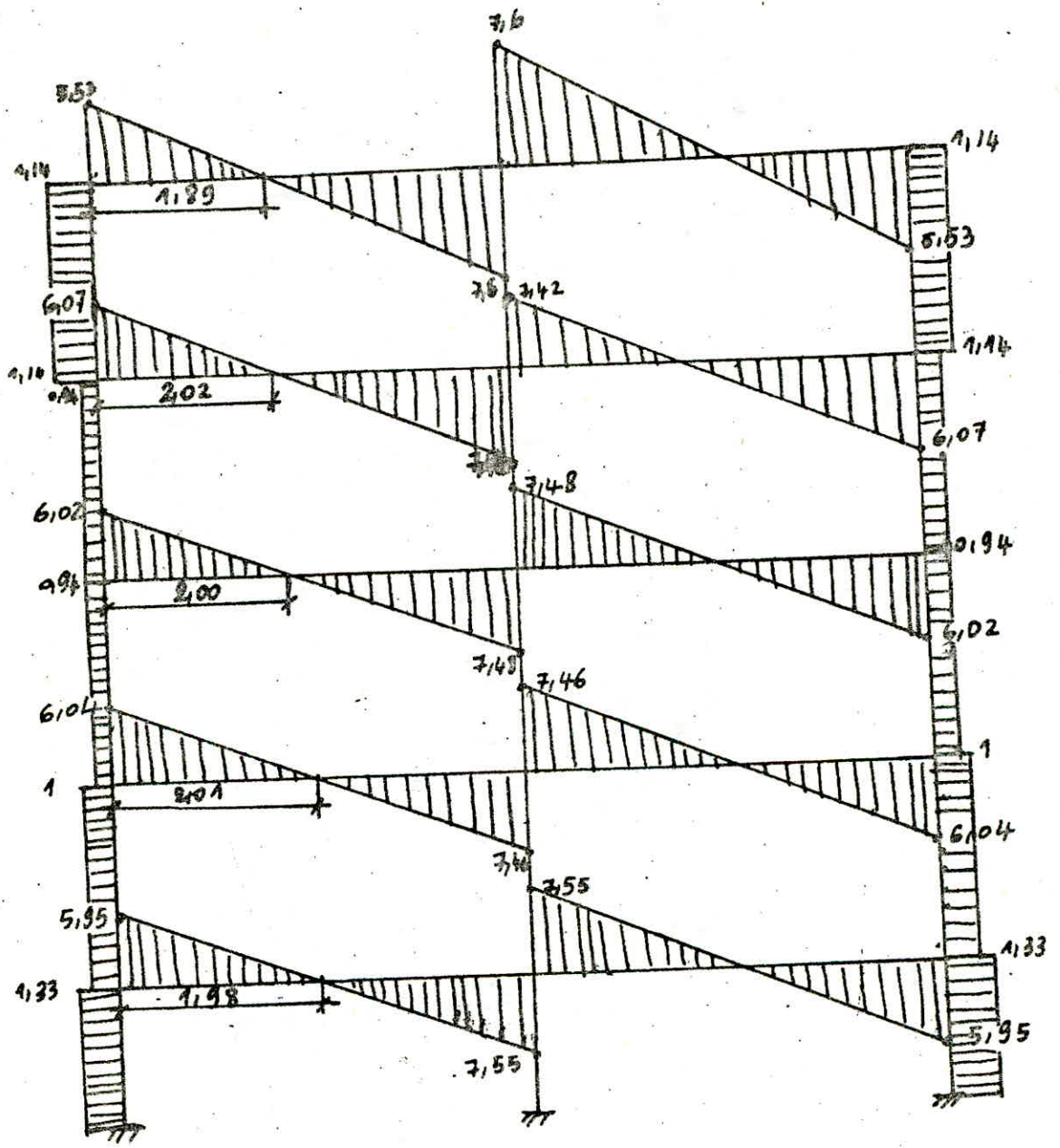
DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS $\odot + A_1 2 P$ POUR PAA



NOTA: Connaissant l'abaisse à laquelle s'annule l'effort tranchant, on dedura facilement le moment maximum en travée, celui-ci est égale à l'aire du triangle, diminuée de la valeur du moment sur appui. Chaque valeur est reportée sur le diagramme des moments.

101

DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS G + 1,2 P POUR P 22



COMBINAISON DU 2^{ème} GENRE G + P + S
 PORTIQUE TRANSVERSAL P11, P22

La détermination des efforts dus à cette combinaison se fera en deux étapes :

1. Détermination des efforts dus aux charges verticales.

on aura la combinaison suivante :

$$G + P + S \downarrow$$

2. Détermination des efforts dus aux charges horizontales

on a que le $\overrightarrow{S \uparrow H}$ dirigé dans un sens et dans l'autre

• Ensuite on fera la superposition des deux diagrammes, on obtient ainsi le diagramme final

• Du diagramme final des moments, on déterminera le diagramme de l'effort tranchant

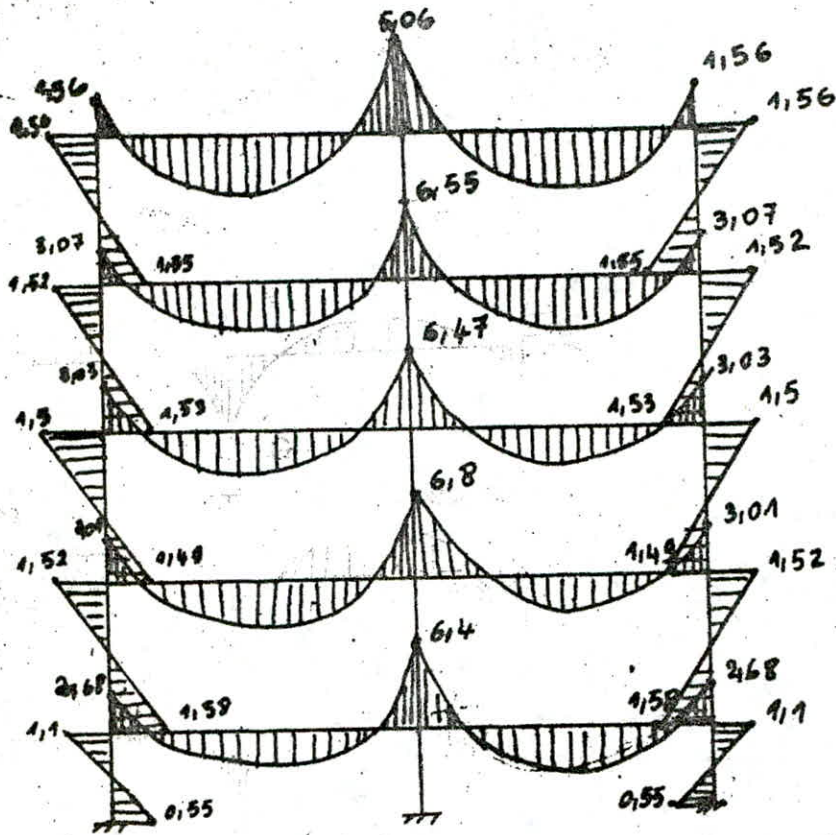
$$T = T_0 \pm \frac{M_j - M_i}{l_i}$$

avec $T_0 = q l / 2$

et q : charge uniformément répartie correspondante à : $G + P + S \downarrow$

DIAGRAMME SOUS G + P + SI

P11



P22

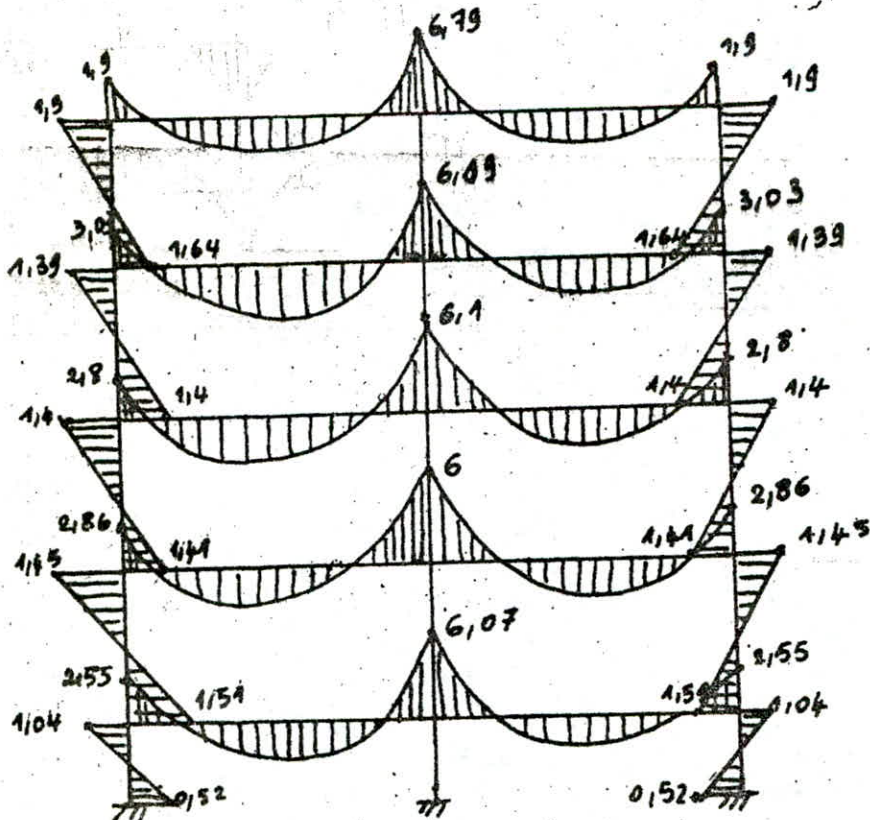


DIAGRAMME SOUS $G + P + S_{IV} + S_{IH}$

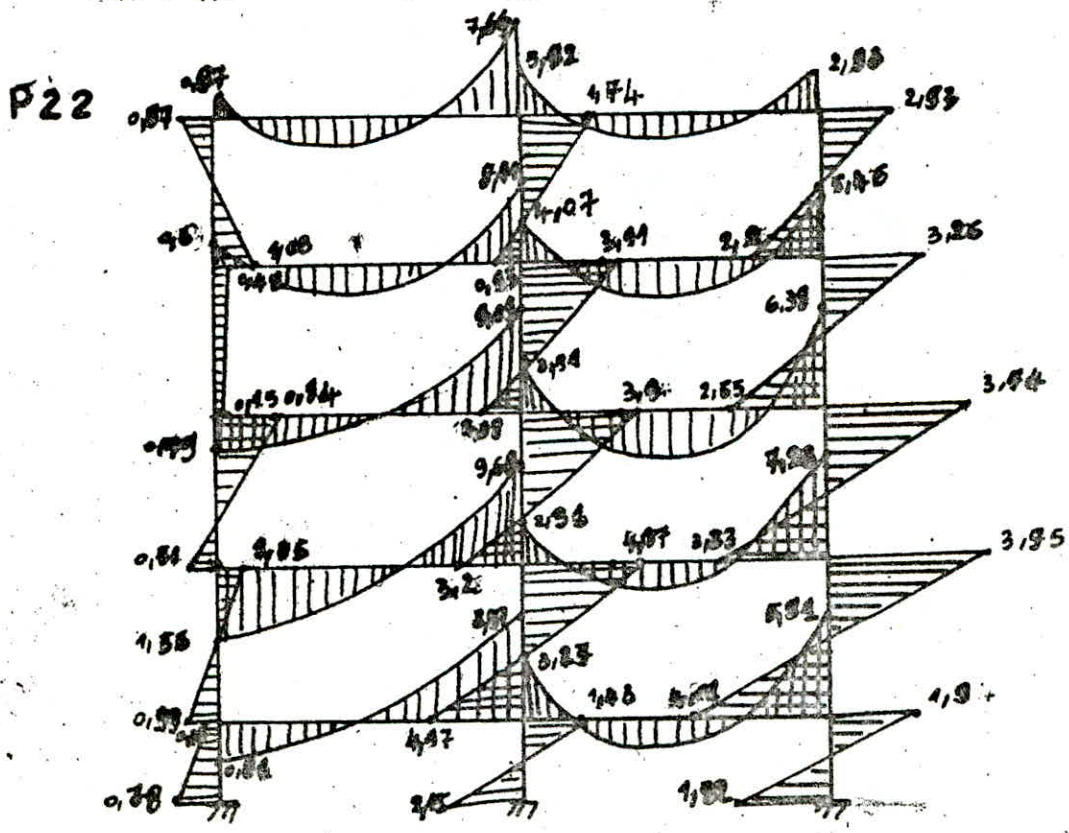
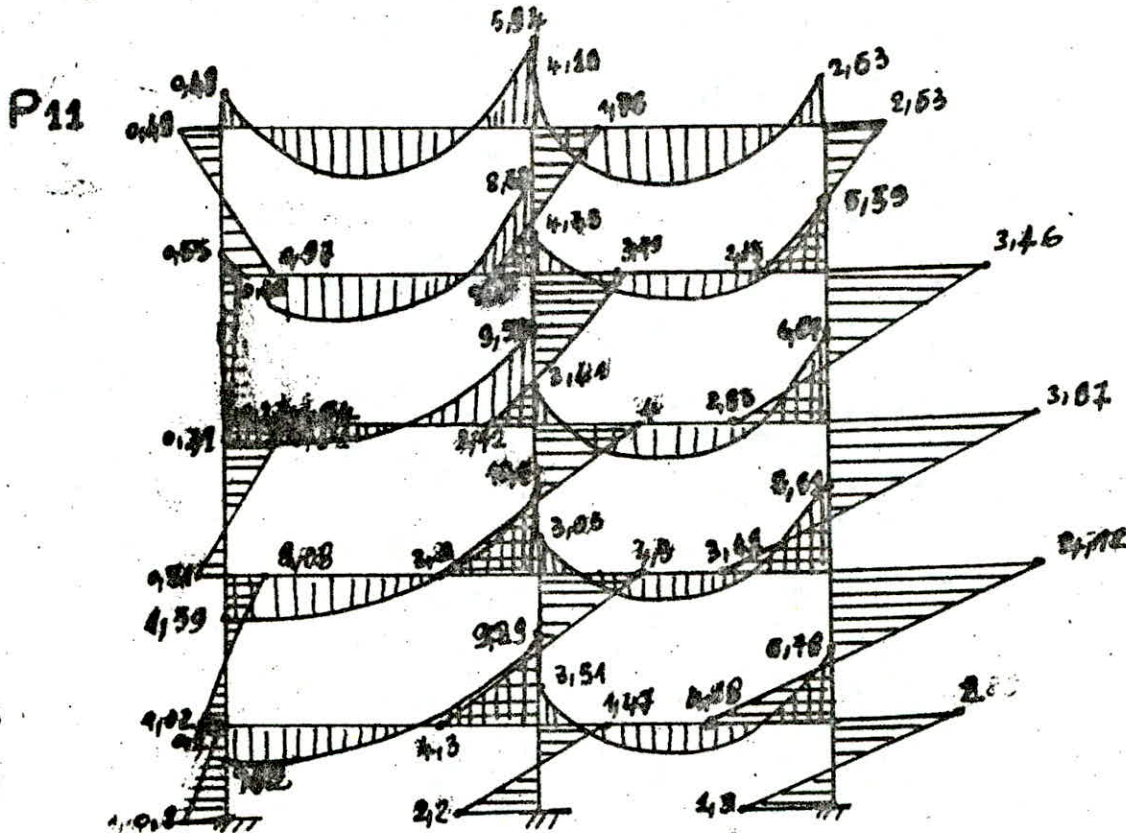
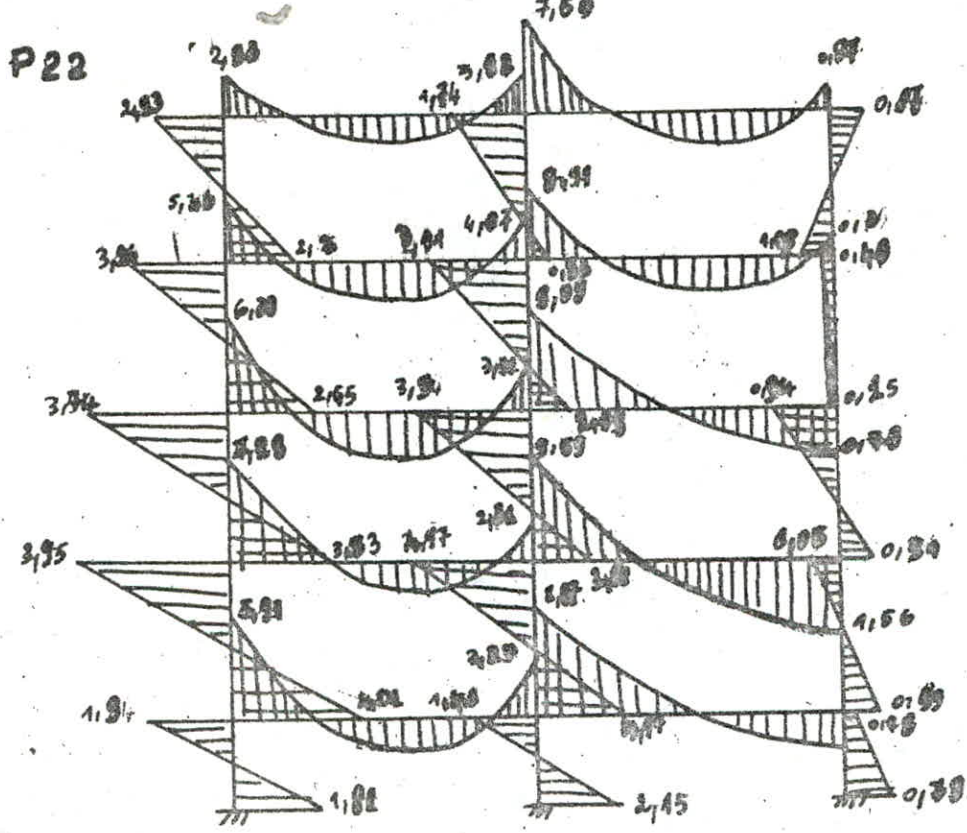
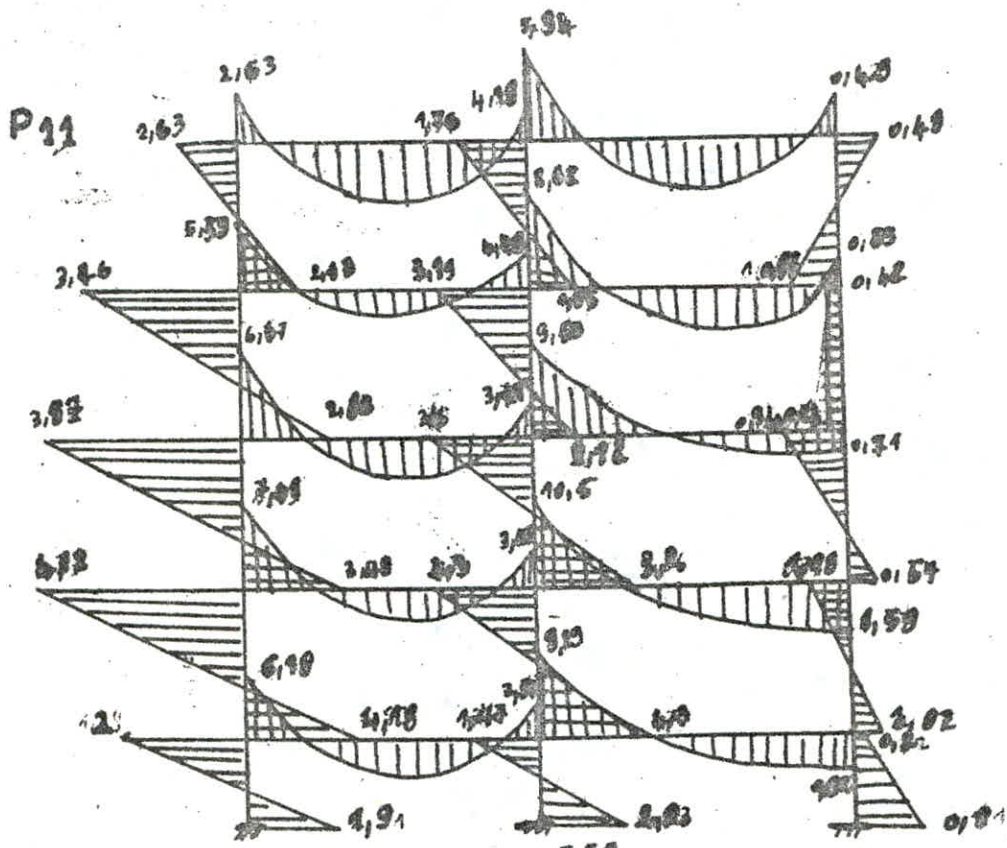


DIAGRAMME SOUS G + P + SIV₁ + SIV₂



EFFORT TRANCHANT
SOUS $G + P + S_{xy} \downarrow + \overrightarrow{S_{xz}}$

L'effort tranchant $T = T_0 \pm \frac{m_j - m_i}{l_i}$

PORTIQUE 11

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{m_j - m_i}{l_i}$	$G + P + S_{xy} \downarrow$	
			-q	T_0
V	1-2	1,26	2,31	5,2
	2-3	0,24		
IV	4-5	1,58	3,2	7,2
	5-6	0,24		
III	7-8	2,17	3,15	7,1
	8-9	0,22		
II	10-11	2,68	3,1	7
	11-12	1,04		
I	13-14	2,24	3,07	6,9
	14-15	0,19		

PORTIQUE 22

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{m_j - m_i}{l_i}$	$G + P + S_{xy} \downarrow$	
			-q	T_0
V	1-2	1,55	3,05	6,86
	2-3	0,68		
IV	4-5	1,67	3,02	6,8
	5-6	0,2		
III	7-8	2,19	2,99	6,73
	8-9	0,22		
II	10-11	2,51	2,98	6,7
	11-12	1,27		
I	13-14	2,15	2,91	6,5
	14-15	0,58		

DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT
SOUS G+P+2V₄+5T

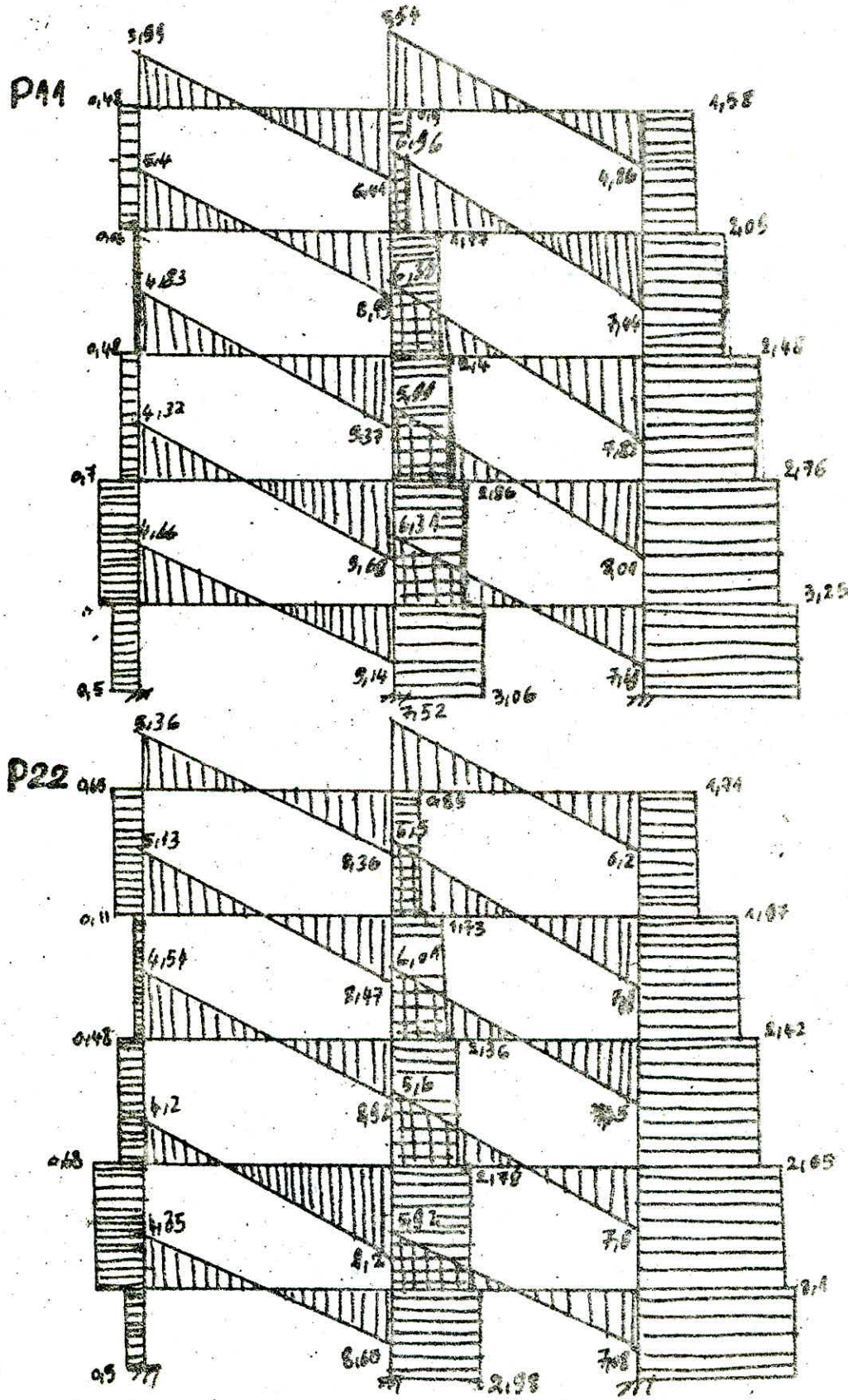
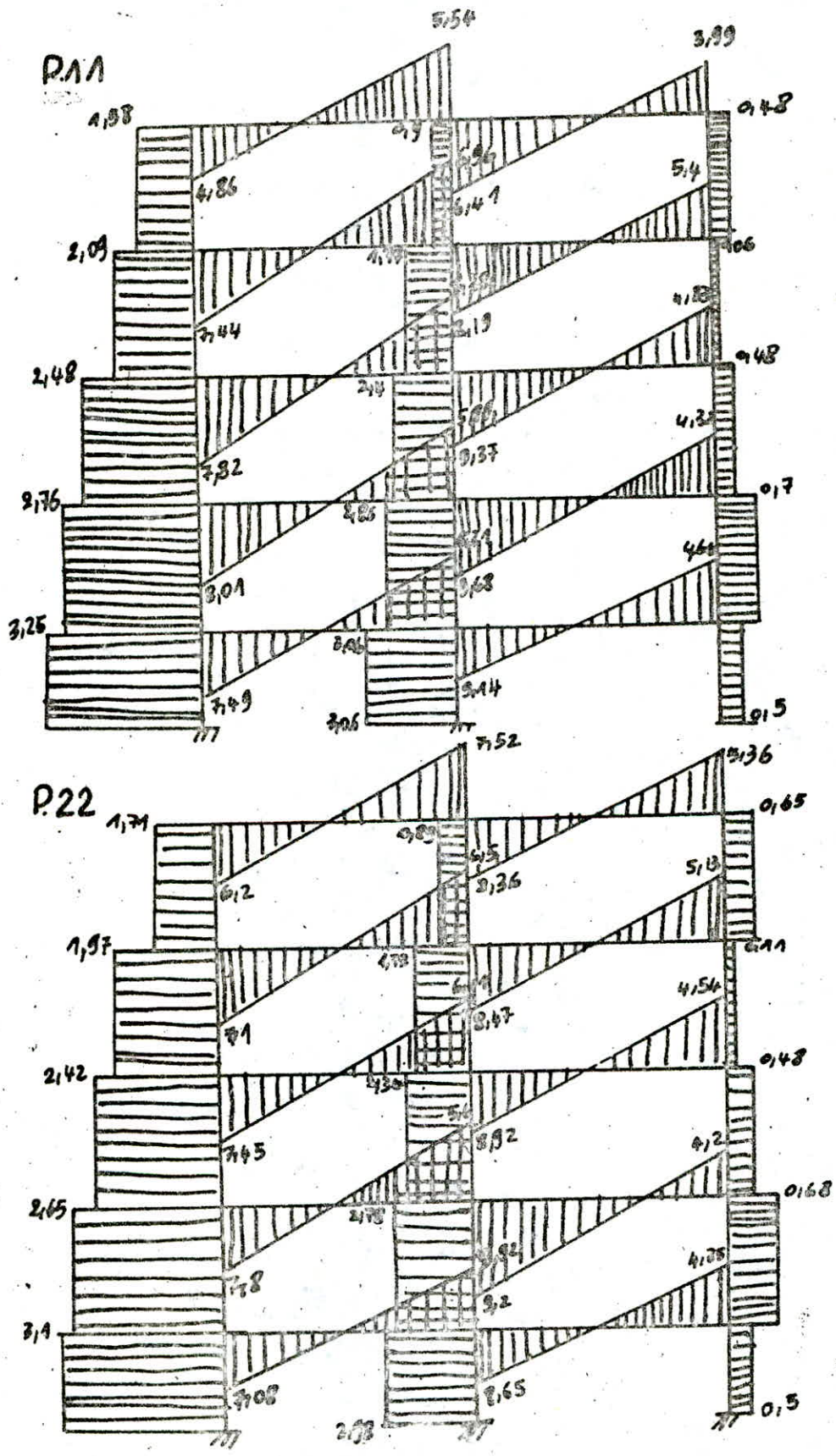


DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS G + P + SIV + SIH



**MOMENT MAXIMUM ENTRAVÉE
SOUS $G + P + S_{IV} + S_{IH}$**

comme précédemment (combinaison $G + P/5 + S_{IV} + S_{IH}$)
on déterminera le moment maximum en
travée.

NIVEAU	TRAVÉE	$x(m)$	$M_{max}(tm)$
V	1-2	1,72	2,53
	2-3	2,4	2,46
IV	4-5	2,8	3,9
	5-6	2,83	3,07
III	7-8	1,53	3,7
	8-9	2,02	3,03
II	10-11	1,39	3
	11-12	1,92	2,7
I	13-14	1,49	3,4
	14-15	2	2,62

NIVEAU	TRAVÉE	$x(m)$	$M_{max}(tm)$
V	1-2	1,75	3,82
	2-3	2,46	3,32
IV	4-5	1,68	3,85
	5-6	2,13	2,85
III	7-8	1,49	3,38
	8-9	1,99	2,87
II	10-11	1,41	2,96
	11-12	1,88	2,95
I	13-14	1,49	3,24
	14-15	2	2,65

(110)

COMBINAISON DU 2^{ème} GENRE $G + P/5 + S$
PORTIQUE TRANSVERSAL P11, P22

De même que pour la combinaison $G + P + S$ la combinaison $G + P/5 + S$ se fera en deux étapes :

- Détermination des efforts dus aux charges verticales

on aura la combinaison suivante :

$$G + P/5 + S_{IV \uparrow}$$

- Détermination des efforts dus aux charges horizontales sous le S_{IH} on considèrera les deux sens

- La superposition des diagrammes, nous permet d'obtenir le diagramme final
Ainsi du diagramme final on déduira le diagramme de l'effort tranchant

$$T = T_0 \pm \frac{M_i - M_{i'}}{l_i}$$

avec $T_0 = ql/2$

q = charge uniformément répartie correspondante à $G + P/5 + S_{IV \uparrow}$

111

DIAGRAMME SOUS G + P + S

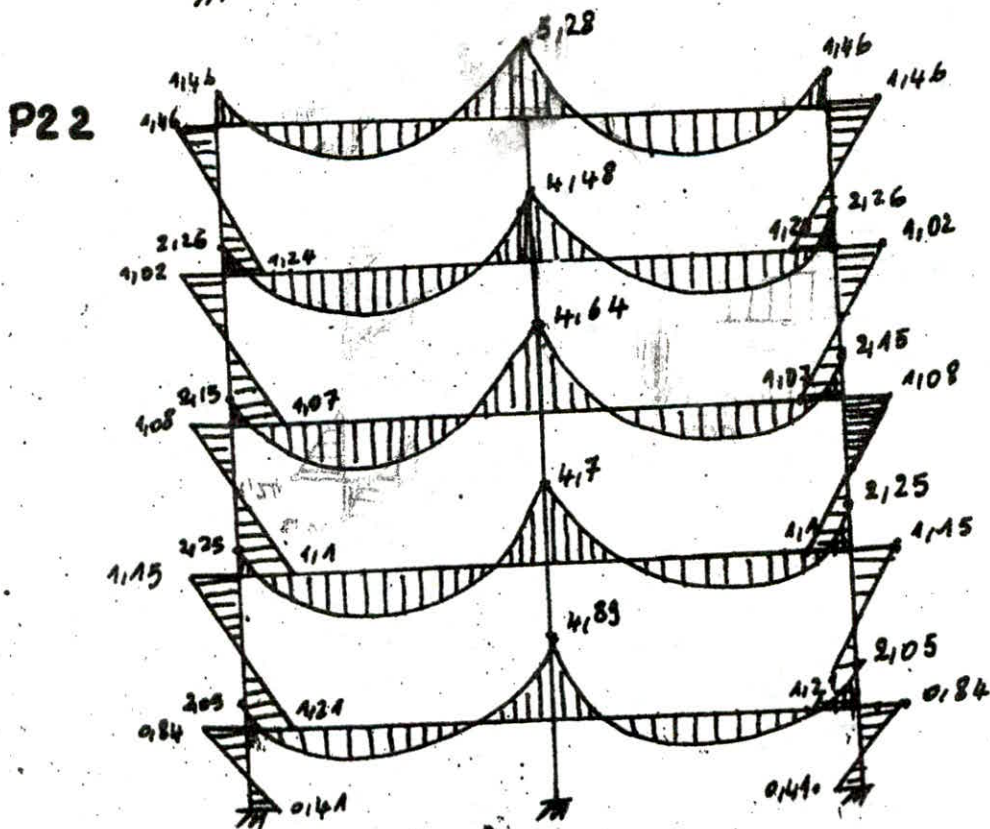
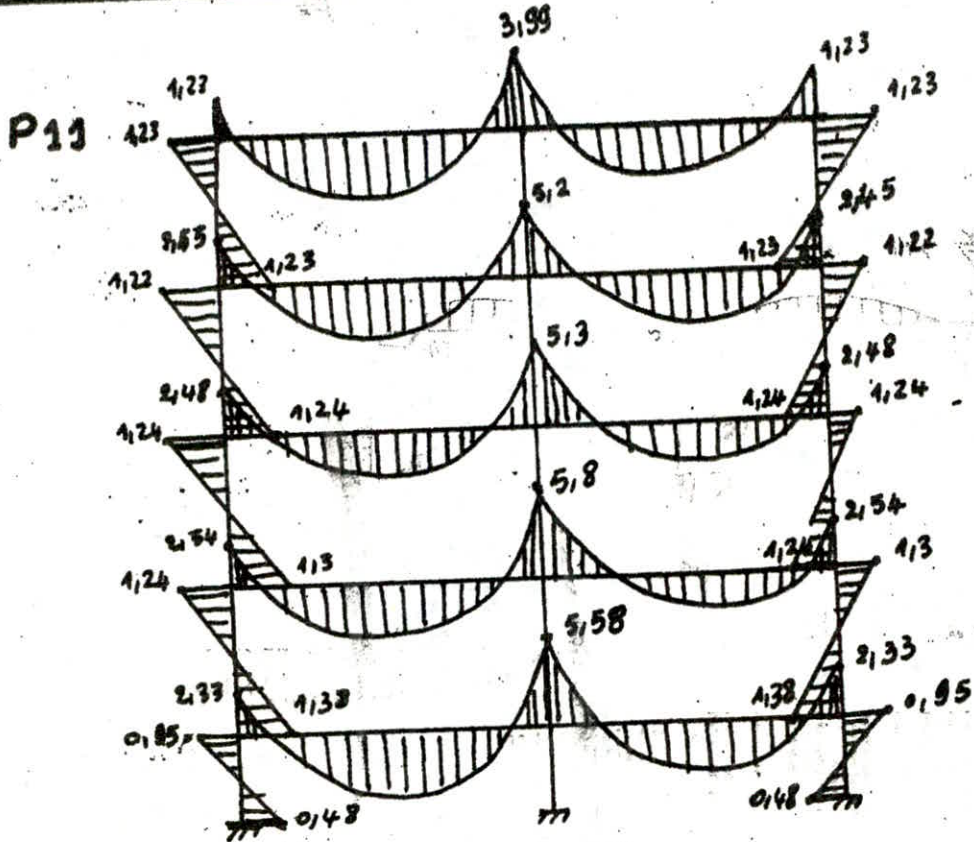
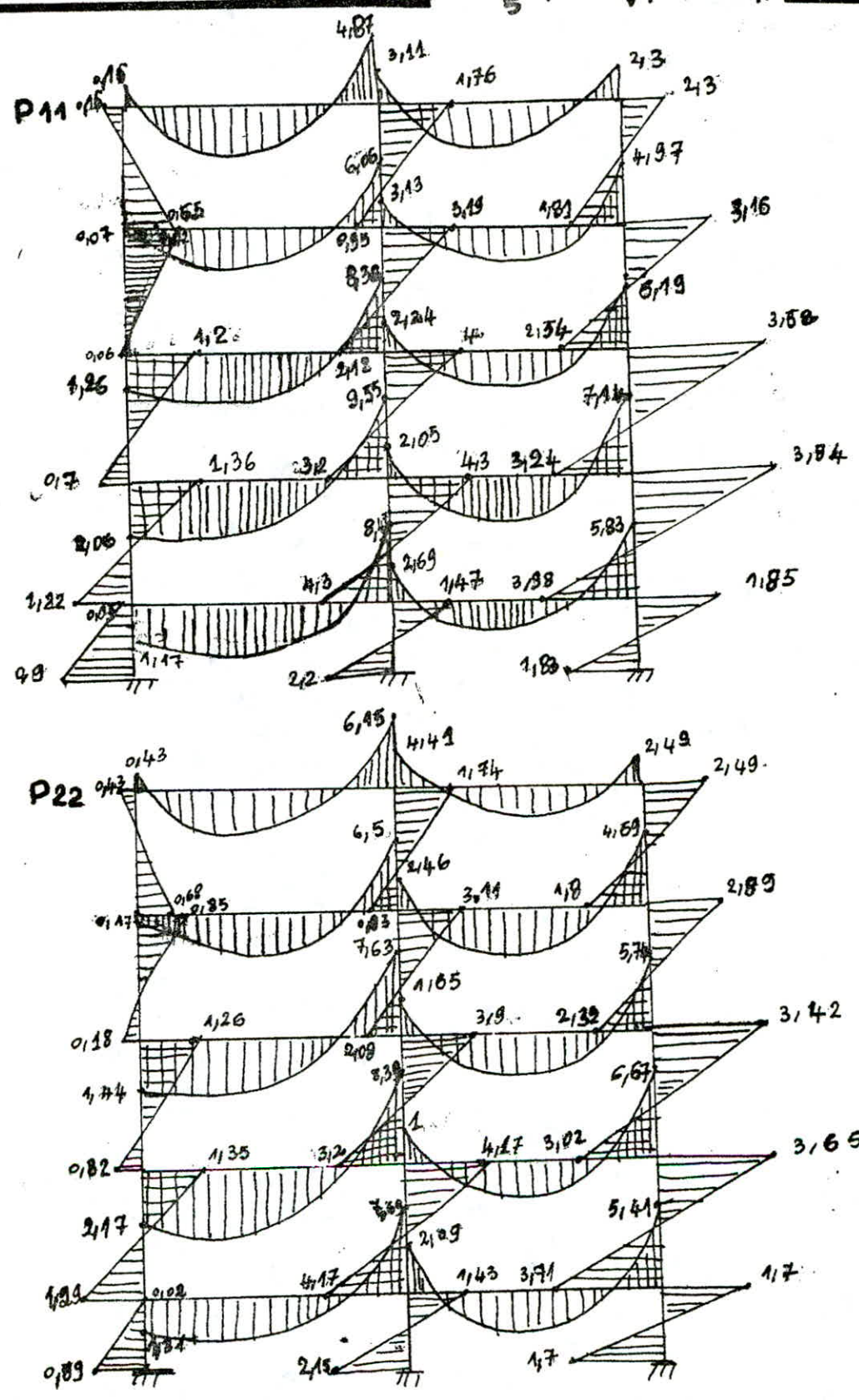


DIAGRAMME - MOMENT SOUS
 $G + \frac{P}{5} + S_{IV} \uparrow + \overrightarrow{S_{IH}}$





EFFORT TRANCHANT
SOUS G + P/5 + SIV

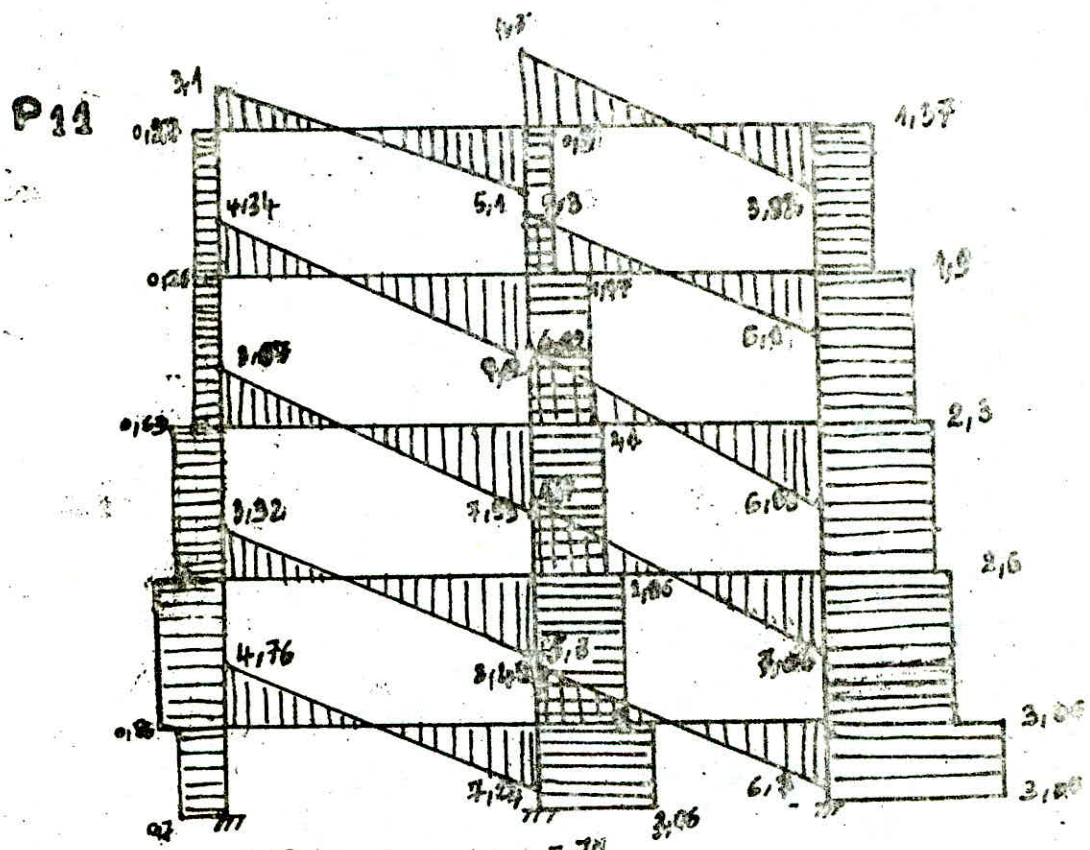
PORTIQUE 11

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_i - M_j}{L_{ij}}$	$G + P/5 + SIV$	
			$\frac{G}{4}$	T_0
V	1-2	1,82	1,82	4,1
	2-3	0,18		
IV	4-5	1,53	2,53	5,7
	5-6	0,18		
III	7-8	2,58	2,58	5,8
	8-9	0,08		
II	10-11	2,62	2,62	5,9
	11-12	0,18		
I	13-14	2,67	2,67	6
	14-15	0,08		

PORTIQUE 22

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_i - M_j}{L_{ij}}$	$G + P/5 + SIV$	
			$\frac{G}{4}$	T_0
V	1-2	1,37	2,37	5,33
	2-3	0,43		
IV	4-5	1,23	2,23	5
	5-6	0,43		
III	7-8	2,27	2,27	5,1
	8-9	0,9		
II	10-11	2,3	2,3	5,2
	11-12	1,25		
I	13-14	2,34	2,34	5,3
	14-15	0,08		

REPORT TRANCHANT
SOUS G + P15 + SEVT + 37



MOMENT MAXIMUM EN TRAVÉE
 SOUS $G + P/5 + SIV \uparrow + \overrightarrow{SII} \leftarrow$

soit x l'abscisse à laquelle s'annule l'effort tranchant T , et pour laquelle le moment est maximum

Le moment maximum en travée sera égal au moment maximum positif diminué du moment sur appui

Récapitulation des différentes valeurs dans un tableau

NIVEAU	TRAVÉE	x (m)	$M_{max}(m)$
V	1-2	1,68	2,144
	2-3	2,36	1,99
IV	4-5	1,7	3,17
	5-6	2,09	2,14
III	7-8	1,42	2,16
	8-9	1,9	2,14
II	10-11	1,26	2,109
	11-12	1,8	2,12
I	13-14	1,78	4,12
	14-15	1,98	2,5

NIVEAU	TRAVÉE	x (m)	$M_{max_{tim}}$
V	1-2	1,72	3
	2-3	2,43	2,59
IV	4-5	1,58	2,78
	5-6	2	2,04
III	7-8	1,36	2,1
	8-9	1,85	2,2
II	10-11	1,2	1,7
	11-12	1,68	2,13
I	13-14	1,4	2,31
	14-15	1,93	2,31

Portique

longitudinal

COMBINAISON $G + SIV_{\downarrow} + \overrightarrow{SIH}$
 PORTIQUE LONGITUDINAL

Le portique longitudinal ne reprend pas les efforts dus aux surcharges d'exploitation.
 Il reprend seulement les charges permanentes G

Pour ce portique on aura donc une seule combinaison de charge.

$$G + SIV_{\downarrow} + \overrightarrow{SIH}$$

- Le seisme vertical sera considéré seulement vers le bas car dirigé vers le haut il soulage le portique
- Le seisme horizontal sera considéré suivant les deux sens

Je fais la récapitulation des différentes valeurs sous forme de diagramme:

- ① Le diagramme des moments fléchissant sous G
- ② Le diagramme des moments fléchissant sous SIV_{\downarrow}
- ③ La superposition des trois diagrammes suivant:
 - sous G
 - sous SIV_{\downarrow}
 - sous \overrightarrow{SIH}

DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS Q
PORTIQUE LONGITUDINAL

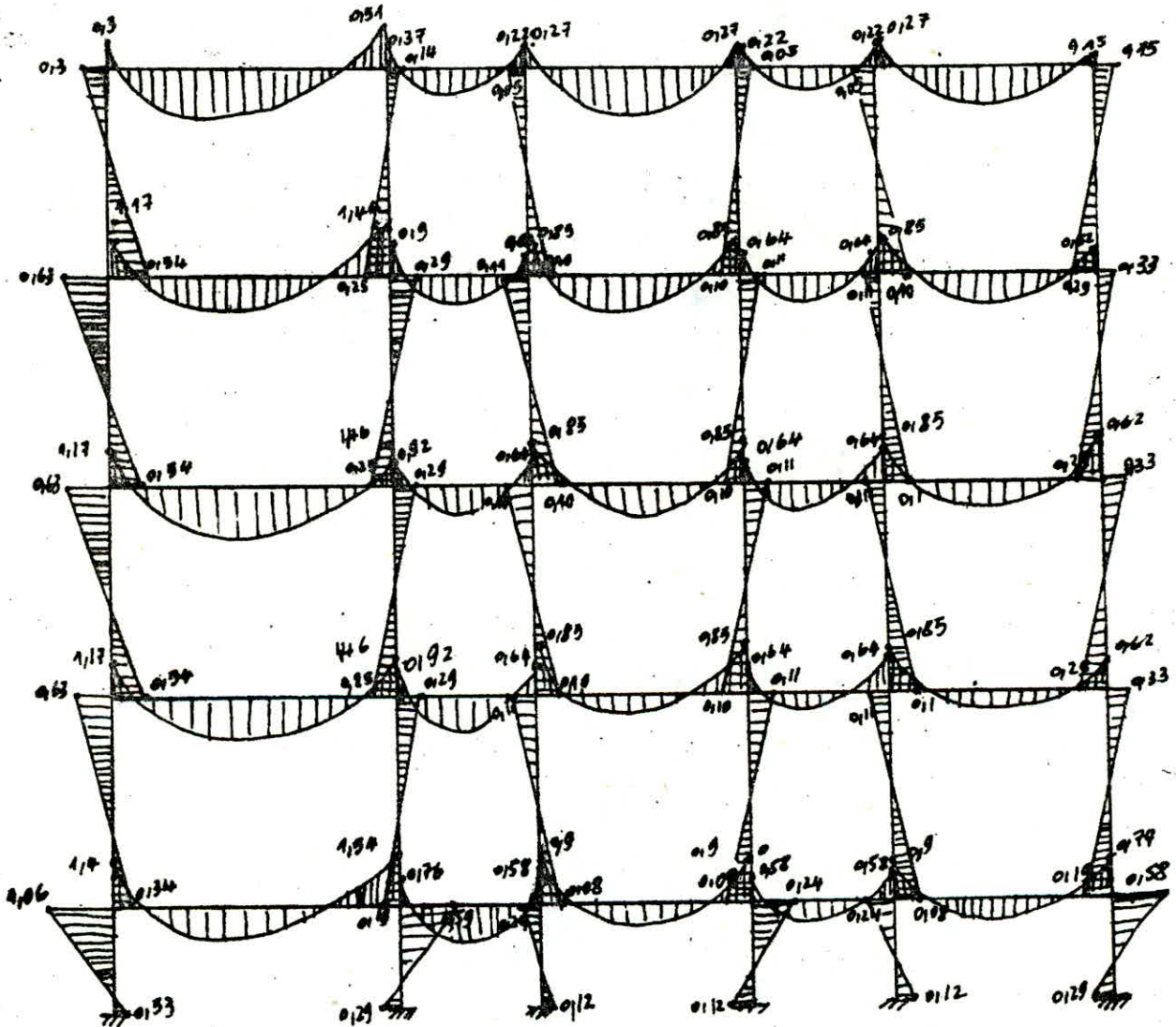
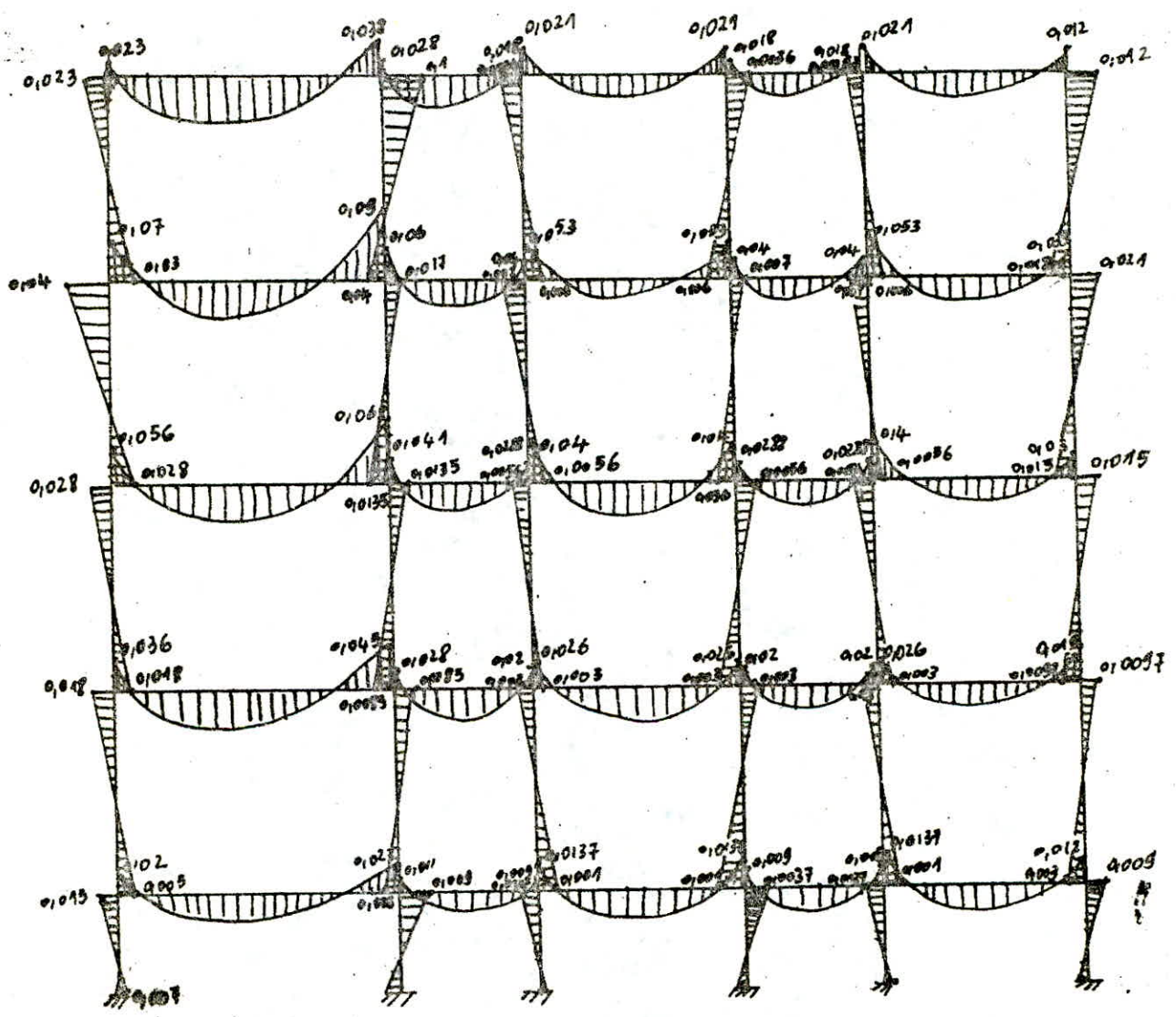


DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS SIV PORTIQUE LONGITUDINAL



EFFORT TRANCHANT SOUS $G + SIV_{\downarrow} + \overrightarrow{SIV_{\uparrow}}$

L'effort tranchant T est égal à :

$$T = T_0 \pm \frac{M_j - M_i}{L_i}$$

soit q_G la charge uniformément répartie due aux charges permanentes G
 et $q_{SIV_{\downarrow}}$ la charge uniformément répartie due aux charges sismiques verticales
 on appellera $q = q_G + q_{SIV_{\downarrow}}$

$$T_0 = \frac{qL}{2}$$

Récapitulation des différentes valeurs dans un tableau.

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_j - M_i}{L_i}$	$\frac{G + SIV_{\downarrow}}{2}$	T_0
V	1-2	0,395	0,462	1
	2-3	0,596		0,565
	3-4	0,326		0,79
	4-5	0,63		0,565
	5-6	0,43		0,79
IV	1-2	0,869	1,35	3
	2-3	1,39		1,69
	3-4	0,74		2,36
	4-5	1,44		1,69
	5-6	1		2,36
III	1-2	1,23	1,33	2,99
	2-3	2,1		1,66
	3-4	1,08		2,32
	4-5	2,1		1,66
	5-6	1,5		2,32
II	1-2	1,64	1,3	2,9
	2-3	2,63		1,6
	3-4	1,34		2,27
	4-5	2,57		1,6
	5-6	1,87		2,27
I	1-2	1,12	1,29	2,9
	2-3	2		1,6
	3-4	1		2,26
	4-5	1,98		1,6
	5-6	1,44		2,26

DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT PORTIQUE LONGITUDINAL

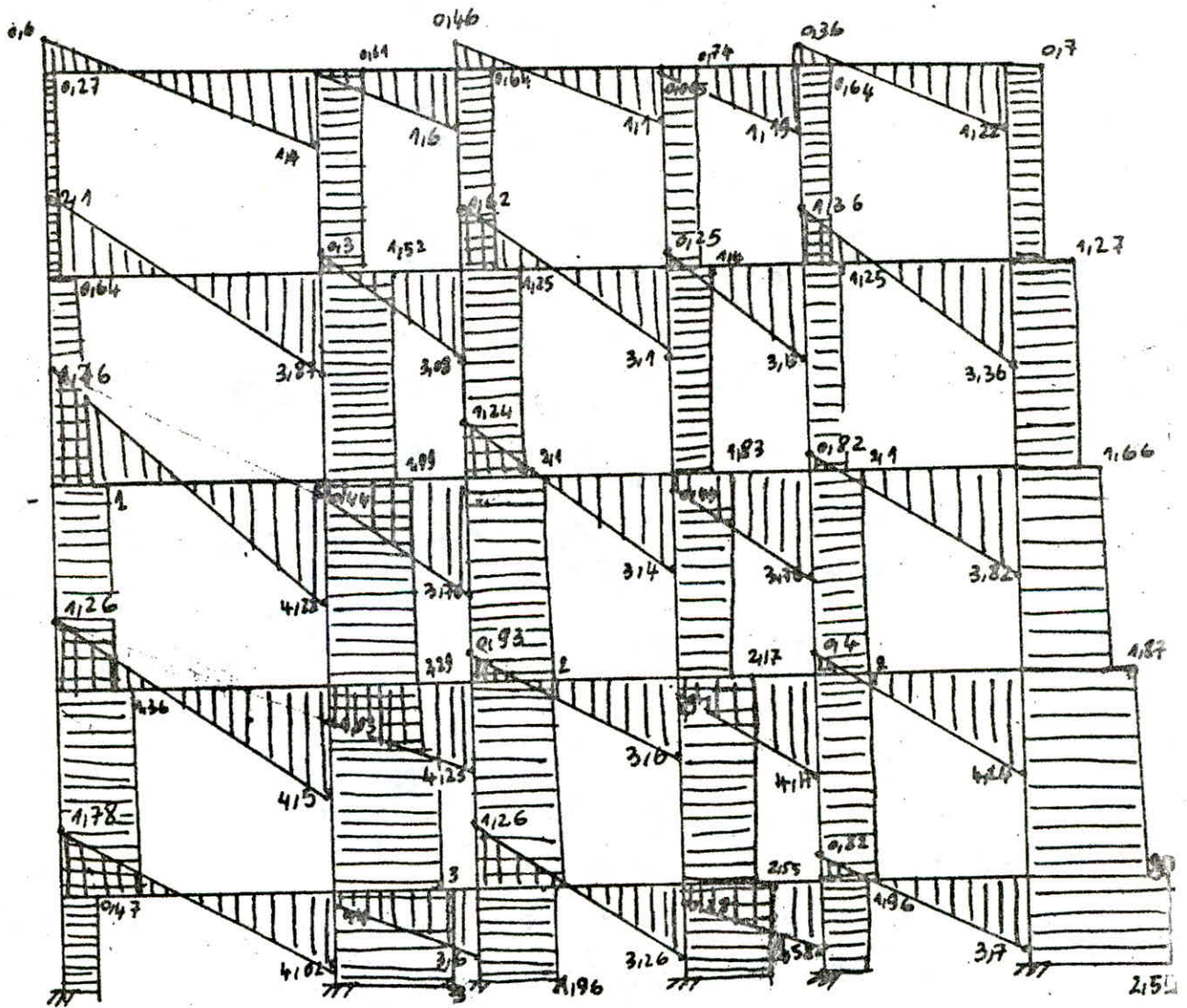
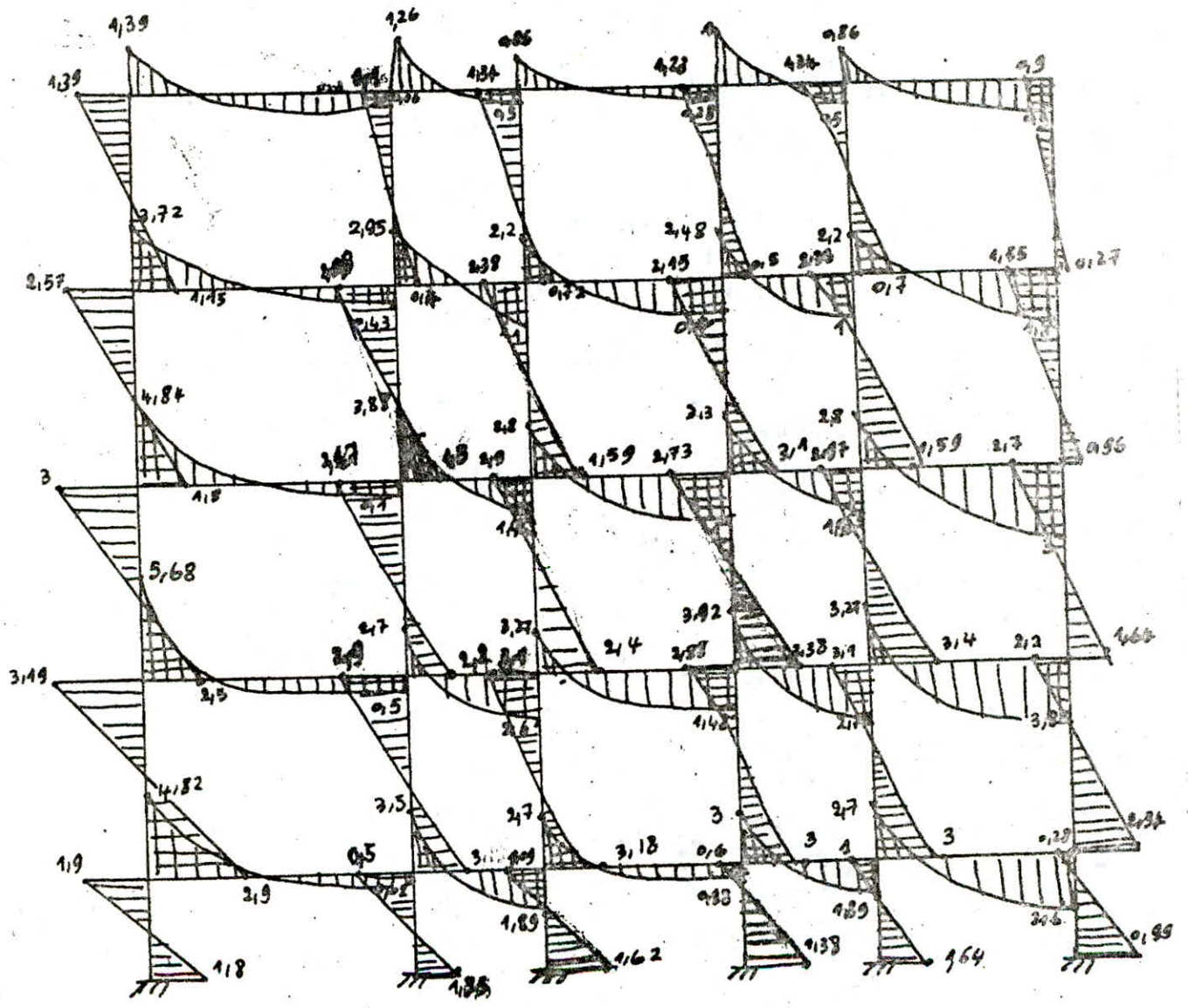


DIAGRAMME DES MOMENTS $Q + Q_1 + Q_2 + Q_3$
PORTIQUE LONGITUDINAL



EFFORT TRANCHANTS

$G + SIV_{\downarrow} + \overline{SIN}$

Comme précédemment, pour la combinaison $G + SIV_{\downarrow} + \overline{SIN}$, le calcul de T se fera de la manière suivante:

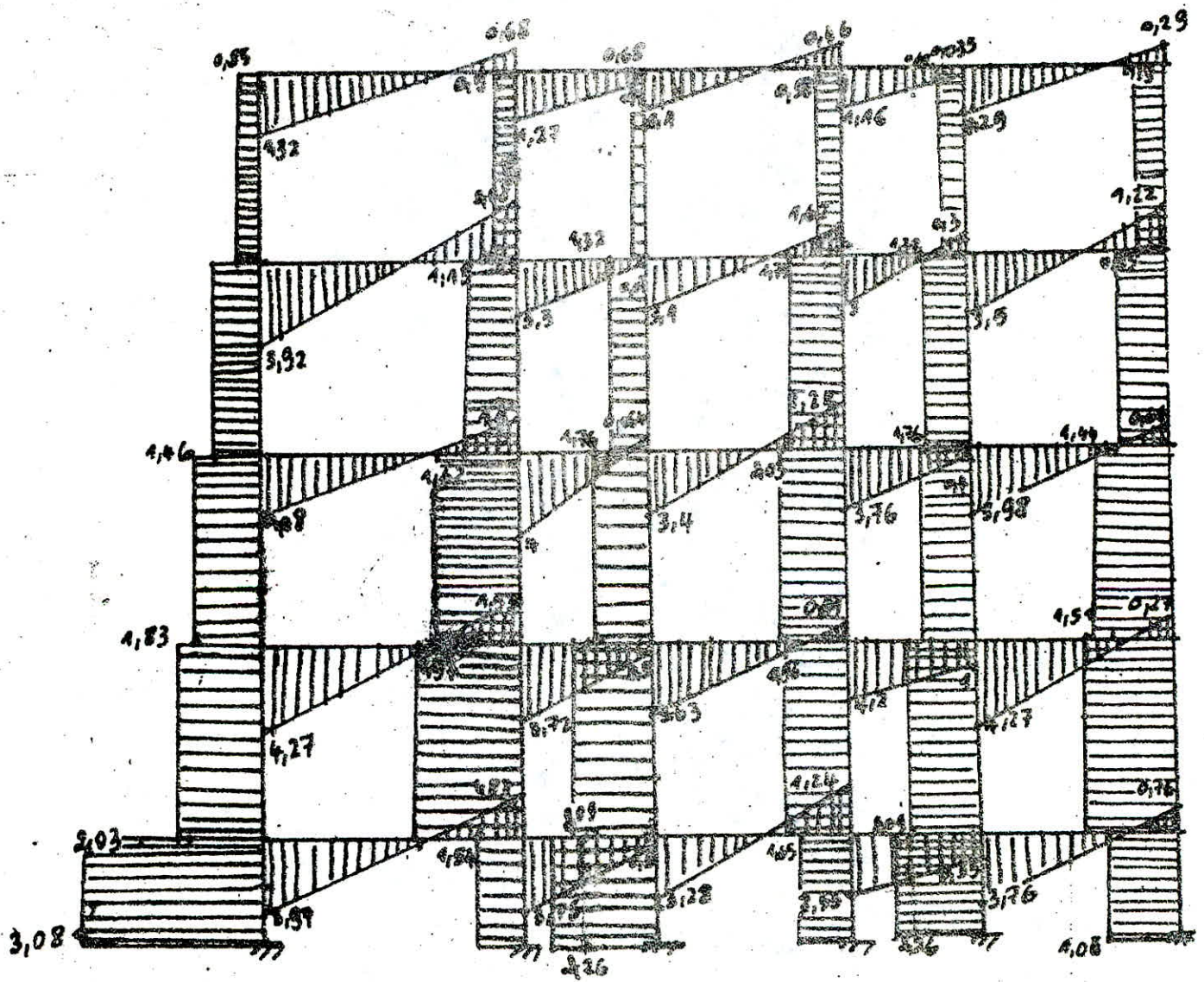
$T = T_0 \pm \frac{M_j - M_i}{L_i}$

$T_0 = \frac{qL}{2}$ avec $q = q_G + q_{SIV_{\downarrow}}$

Récapitulation des différentes valeurs dans un tableau

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_j - M_i}{L_i}$	$G + SIV_{\downarrow}$	
			q	T_0
V	1-2	0,32	0,1452	1
	2-3	0,7		0,565
	3-4	0,326		0,79
	4-5	0,6		0,565
	5-6	0,5		0,79
IV	1-2	0,92	1,35	2
	2-3	1,62		1,69
	3-4	0,84		2,36
	4-5	1,59		1,69
	5-6	1,14		2,36
III	1-2	1,09	1,33	2,99
	2-3	2,3		1,66
	3-4	1,08		2,32
	4-5	2,1		1,66
	5-6	1,66		2,32
II	1-2	1,37	1,3	2,9
	2-3	2,1		1,6
	3-4	1,36		2,27
	4-5	2,6		1,6
	5-6	2		2,27
I	1-2	1,07	1,29	2,9
	2-3	2,1		1,6
	3-4	1,02		2,26
	4-5	1,95		1,6
	5-6	1,5		2,26

DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT
PORTIQUE LONGITUDINAL
SOUS G + SIV + SN



127

MOMENT MAXIMUM EN TRAVÉE
PORTIONS LONGITUDINAL

NIVEAU	TRAVÉE	$2l$ (m)	M_{max} (m)
V	1-2	1,35	0,35
	2-3	—	0,147
	3-4	1	0,23
	4-5	—	0,56
	5-6	0,79	0,28
IV	1-2	1,58	1,66
	2-3	0,22	1
	3-4	1,12	0,97
	4-5	—	1,12
	5-6	1	0,68
III	1-2	1,32	2,4
	2-3	—	1,96
	3-4	0,93	1
	4-5	—	1,98
	5-6	—	1
II	1-2	0,98	3,9
	2-3	—	2,65
	3-4	0,71	1,48
	4-5	—	2,5
	5-6	0,71	1,46
I	1-2	1,37	1,98
	2-3	—	1,97
	3-4	0,97	0,89
	4-5	—	1,89
	5-6	—	0,89

POUTRES



FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront ferraiées en flexion simple suivant les prescriptions de l'article 15 du CCBA 68

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP_1) et la plus défavorable des sollicitations du second genre ou Max (SP_2)

• Sollicitation du 1^{er} genre:

$$G + 1,2P \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

• Sollicitation du 2^{ème} genre:

$$G + P + SI_{V \downarrow} + \overleftarrow{SI_H}$$

$$G + \frac{P}{5} + SI_{V \uparrow} + \overleftarrow{SI_H}$$

$$\text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

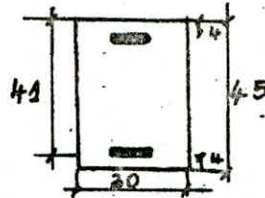
PORTIQUE TRANSVERSAL
P11

Le portique P11 ou portique de rive est constitué par deux travées égales, il admet donc un axe de symétrie

Caractéristiques géométriques des poutres principales

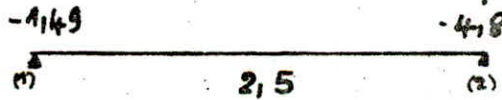
Ces poutres font (30x45)

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h_b = 45 \text{ cm} \\ d = d' = 4 \text{ cm} \\ h = 41 \text{ cm} \end{cases}$$

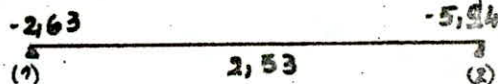


NIVEAU I

sous SP1



sous Max SP2



armatures longitudinales

• APPUI (1)

• sous SP1 (G + 1,2P) $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$M = -1,149 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1,149 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 41^2} = 0,0158 \rightarrow \begin{cases} k = 75 \\ \epsilon = 0,9445 \end{cases}$$

$k = 75 > \bar{k} = 20,14$ donc pas d'acier comprimés
la section d'acier est:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,149 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9445 \times 41} = 1,37 \text{ cm}^2$$



• Sous Max SP2

$$\begin{cases} \sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$M = -2,63 \text{ t.m}$$

$$N = \frac{15 \cdot 2,63 \cdot 10^5}{4200 \cdot 41^2 \cdot 30} = 0,0186 \rightarrow \begin{cases} k = 68 \\ E = 0,9398 \end{cases}$$

$k > k$ donc pas d'acier comprimés

$$A = \frac{2,63 \cdot 10^5}{4200 \cdot 41 \cdot 0,9398} = \underline{1,62 \text{ cm}^2}$$

• ENTRÉE

Sous les deux sollicitations (SP1, SP2) le moment en travée est sensiblement égal il suffit donc de déterminer la section A sous SP1 seulement

• Sous SP1 :

$$M = 2,5 \text{ t.m}$$

$$N = 0,026$$

$$A = \frac{2,5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 41 \cdot 0,9296} = \underline{2,34 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} k = 56 \\ E = 0,9296 \end{cases}$$

• APPUI (2)

• Sous SR1

$$M = 4,8 \text{ t.m}$$

$$N = 0,0508$$

$$A = \frac{4,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 41 \cdot 0,9057} = \underline{4,68 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} k = 38 \\ E = 0,9057 \end{cases}$$

• Sous Max SP2 :

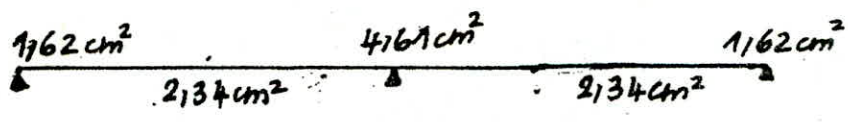
$$M = 5,94 \text{ t.m}$$

$$N = 0,042$$

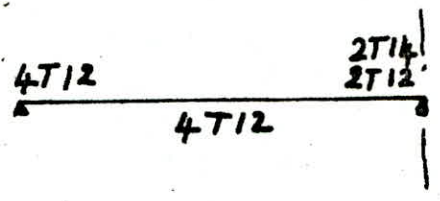
$$A = \frac{5,94 \cdot 10^5}{4200 \cdot 41 \cdot k} = \underline{3,78 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} k = 42,4 \\ E = 0,9129 \end{cases}$$

Récapitulation des sections trouvées sous SPA respectivement SP2, on prendra, des différentes sections trouvées, que les sections les plus défavorables.



on adaptera les sections suivantes



4T12 → 4,52 cm²
2T14 } → 5,34 cm²
2T12 }

VERIFICATIONS

• Condition de flèche Article 61 CCBA68

Il faut vérifier $\frac{A}{80h} \leq \frac{43}{6en} \Rightarrow A \leq \frac{43 \cdot 60h}{8en}$

$A \leq \frac{43 \cdot 30 \cdot 41}{4200} = 12,6 \text{ cm}^2$ vérifié

• Condition de non entrainement :

$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_0$ $\psi_d = 1,5$ pour les axes HA

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier

$\frac{T}{n \cdot \tau_3} = \tau_d < \bar{\tau}_d$ avec T effort tranchant maximum

L'effort tranchant maximum est: $T = 5,7 \text{ t}$

d'où $\tau_d = \frac{5700}{(\cancel{0,2794}) \times 718,41} = 9,7 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$

• Condition aux appuis :

Longueur de l'appui

on doit avoir $c \geq \frac{2T}{2,6 \bar{b}_0} = c_0$

c_0 étant la largeur de la lielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

$c_0 = \frac{2T}{2,6 \bar{b}_0} = \frac{2 \times 412}{30 \times 68,8} = 7,7 \text{ cm}$

dans mon cas $c = \text{largeur du poteau} = 30 \text{ cm}$
 $c = 30 \text{ cm} > 7,7 \text{ cm}$

Armatures inférieures

Sur les appuis, la section A des armatures inférieures doit satisfaire à la condition suivante

$A \bar{b}_a \geq T + \frac{M}{3}$

M: moment dans la section d'appui pris avec son signe.

APPUI ①: le cas le plus défavorable sous BP2

$\begin{cases} T = 4,86 \text{ t} \\ M = -2,63 \text{ t.m} \end{cases}$

$z = 7/8 h = 35,9$

$T + \frac{M}{3} = 4,86 \text{ t} \rightarrow A \geq \frac{41810^3}{4200} = \underline{1,114 \text{ cm}^2}$

APPUI ②

$\begin{cases} T = 6,14 \text{ t} \\ M = -5,94 \text{ t.m} \end{cases}$

$T + \frac{M}{3} = 6,23 \text{ t} \rightarrow A \geq \frac{6230}{4200} = \underline{1,48 \text{ cm}^2}$

Les valeurs des sections imposées par la condition aux appuis sont inférieures aux valeurs adoptées

Vérification des contraintes

Les sections seront vérifiées sous leur moment le plus défavorable il faut indiquer à chaque fois la sollicitation correspondante SP1 ou SP2

SOUS SP1

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

SOUS SP2

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

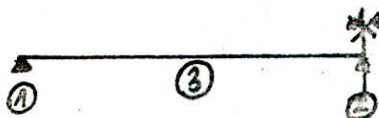
$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A e h}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

Récapitulation des différentes valeurs sous forme de tableau

Sections	①	③	②
M_{tm}	-2,63 (SP1)	2,53 (SP2)	-5,94 (SP2)
A_{cm^2}	4,52	4,52	5,34
$\bar{\omega}$	0,367	0,367	0,434
E	0,9064	0,9064	0,8996
K	38,4	38,4	34,8
$\bar{\sigma}_a$	1566	1506	3016
$\bar{\sigma}'_b$	41	40	87



Les contraintes $\bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}'_b$ sont inférieures aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}'_b$

134

Armatures Transversales

L'effort tranchant maximum est: $T = 5,7t$
contrainte de cisaillement maximum

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \begin{cases} T = 5,7t \\ b = 30 \text{ cm} \\ z = 7/8h = 35,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{5700}{30 \times 35,9} = 5,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5\bar{\tau}_b$$

Les armatures transversales seront constituées
par 2 cadres de $\phi 8$ $A_b = 0,5 \times 4 = 2 \text{ cm}^2$

L'écartement maximum aux appuis est:

$$t = \frac{A_b \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{at} = \rho \bar{\sigma}_{en} \\ \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b} \end{cases}$$

$$t = \frac{2 \cdot 35,9 \times 2160}{5700} = 27,2 \text{ cm} \quad \begin{cases} \rho_{at} = 1 - \frac{5,29}{9 \times 3,5} = 0,9 \\ \bar{\sigma}_{at} = 0,9 \times 2400 = 2160 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Ecartement admissible :

$$\bar{E} = \max \begin{cases} \bar{E}_1 = 0,2h = 8,2 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 41 \left(1 - 0,3 \frac{5,29}{3,5} \right) = \underline{30 \text{ cm}} \end{cases}$$

NIVEAU V

calcul des armatures longitudinales

Sous SPA

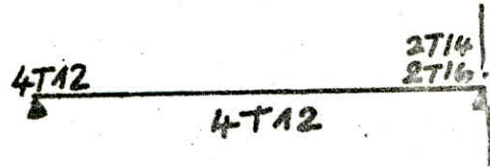
sections	1	3	2
M _{tm}	-2,98	3,22	6,36
N	0,031	0,034	0,067
K	59,5	48,2	31,9
E	0,9237	0,9209	0,8934
A _{cm²}	2,8	3,04	6,2



Sous Moxe SP2

sections	1	3	2
M _{tm}	5,59	3,9	8,62
N	0,039	0,027	0,061
K	44,4	55	33,8
E	0,9158	0,9286	0,8975
A _{cm²}	3,5	2,44	5,57

on adoptera les sections suivantes:



4T12 4,52cm²
 2T16 } 7,1cm²
 + 2T14 }

Vérifications

Condition de non fragilité

$$A > 0,69 \text{ l h } \frac{\sigma'_b}{\sigma_{th}} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition de non entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_1 \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant maximum $T = 770$

$$\frac{T}{\pi r_3 (8,8 + 10,05) \frac{7}{8} 41} = 11,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifié}$$

Vérification des contraintes

Sections	①	③	②
M_{tm}	-5,59	3,9	-8,62
A_{cm^2}	4,52	4,52	7,1
ω	0,367	0,367	0,577
E	0,9064	0,9064	0,8871
K	38,4	38,4	29,3
σ_a	3328	2322	3338
σ'_b	87	60,5	114

$$\omega = \frac{100A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Les contraintes σ_a et σ'_b sont inférieures aux contraintes admissibles



calcul des armatures transversales

L'effort tranchant max pour niveau IV est:
 $T = 8,19 \text{ t}$

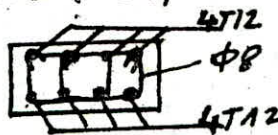
La contrainte de cisaillement max est:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8190}{30 \times 71,841} = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Les cadres verticaux seront constitués par des $\Phi 8$

pour retenir les 4 avec les 4 autres on utilisera 2 cadres



$$A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$$

Espacement des cadres:

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{at} = 1 - \frac{7,6}{9 \times 5,9} = 0,86 \\ \sigma_{at} = 2400 \times 0,86 = 2056,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$t = \frac{2 \cdot 35,9 \cdot 2056,5}{8190} = 18 \text{ cm}$$

Espacement admissible:

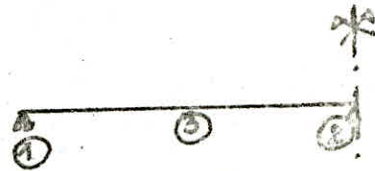
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 8,2 \text{ cm} \\ t = 41 \left(1 - 0,3 \frac{7,6}{5,9} \right) = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

NIVEAU III

calcul des armatures longitudinales

• Sous SP₁

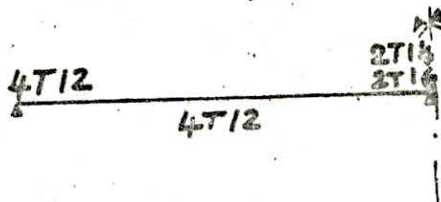
Sections	1	3	2
M _{brs}	-2,99	3,21	-6,37
N	0,031	0,034	0,0675
K	50,5	48,2	31,8
E	0,9237	0,9209	0,8932
A _{cm}	2,82	3,03	6,24



• Sous Max SP2

Sections	1	3	2
M _{brs}	-6,67	3,7	-9,53
N	0,047	0,026	0,0574
K	39,6	56	31,8
E	0,9084	0,9296	0,8932
A _{cm}	4,26	2,3	6,19

Sections adoptées :



4T12 → 4,52 cm²

2T14 } → 7,1 cm²
2T16 }

Vérifications :

Dans ce qui suit je ne ferai que la vérification des contraintes les autres vérifications sont respectées

.Vérification des contraintes

Sections	1	3	2
M_{tm}	-6,67	3,7	-9,53
A_{cm^2}	4,52	4,52	7,1
$\bar{\omega}$	0,367	0,367	0,577
E	0,9064	0,9064	0,8871
K	38,4	38,4	29,3
σ_a	3970	2202	3690
σ'_b	103	57,3	126

$$\omega = \frac{100 A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Les contraintes σ_a et σ'_b sont inférieures aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a$, $\bar{\sigma}'_b$

Armatures Transversales

L'effort tranchant maximum est: $T = 9,37 t$
 contrainte de cisaillement maximum

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \begin{cases} T = 9,37 t \\ b = 30 \text{ cm} \\ z = 35,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{9300}{30 \times 35,9} = 8,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres de $\phi 8 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$

(140)

L'ecartement maximum aux appuis :

$$t = \frac{Ae \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{-2.35,9 \times 2009}{9370} = -15,4 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{3,64}{9,5,9}\right) 2400 = \\ \sigma_{at} = 2009 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Ecartement admissible :

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} E_1 = 0,2 h = 8,2 \text{ cm} \\ E_2 = 41 \left(1 - \alpha \frac{3,64}{9,5,9}\right) = 23 \text{ cm} \end{array} \right.$$

NIVEAU II

Calcul des armatures longitudinales

• Sous SP1

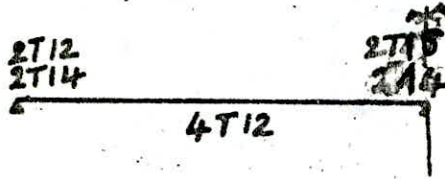
Sections	1	3	2
M _{tm}	3	3	6,8
N	0,0327	0,0327	0,072
K	49,4	49,4	30,5
E	0,9224	0,9224	0,072
A _{cm}	2,92	2,92	6,65

• Sous Mox SP2

Sections	1	3	2
M _{l,m}	7,61	3	10,5
N	0,0538	0,021	0,074
K	36,6	63,5	30
E	0,9031	0,9363	0,8889
A _{cm}	4,89	1,86	6,86

144

on adoptera les sections suivantes



$$\left. \begin{array}{l} 2T12 \\ 2T14 \end{array} \right\} \rightarrow 5,34 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 2T14 \\ 2T16 \end{array} \right\} \rightarrow 7,1 \text{ cm}^2$$

$$4T12 \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes

sections	1	3	2
M_{cm}	7,61 _{SP2}	3 _{SP1}	10,5 _{SP2}
A_{cm^2}	5,34	4,52	7,1
$\bar{\omega}$	0,434	0,367	0,577
E	0,8994	0,9064	0,9
K	34,7	38,4	35
G_a	3865	1786	4000
G'_b	111,4	47	114

$$\omega = \frac{100A}{bh}$$

$$G_a = \frac{M}{AEh} ; G'_b = \frac{G}{K}$$

Toutes les contraintes G_a, G'_b sont inférieures aux contraintes admissibles \bar{G}_a, \bar{G}_b

Armatures Transversales

L'effort tranchant maximum est $T = 9,68 \text{ t}$
contrainte de cisaillement maximum

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{9680}{30 \times 35,9} = 8,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres de $\Phi 8 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$



L'écartement maximum sous appuis :

$$t = \frac{A_5 \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{8,02}{3 \times 5,9}\right) 2400 = \\ \bar{\sigma}_{at} = 1972 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$t = \frac{2 \cdot 35,9 \times 1972}{9680} = 14,6 \text{ cm}$$

Ecartement admissible :

$$E = \max \begin{cases} \bar{E}_1 = 0,2h = 8,2 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = 4 \cdot \left(1 - 0,3 \frac{8,02}{5,9}\right) = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

NIVEAU I

Calcul des armatures longitudinales

• Sous SP1

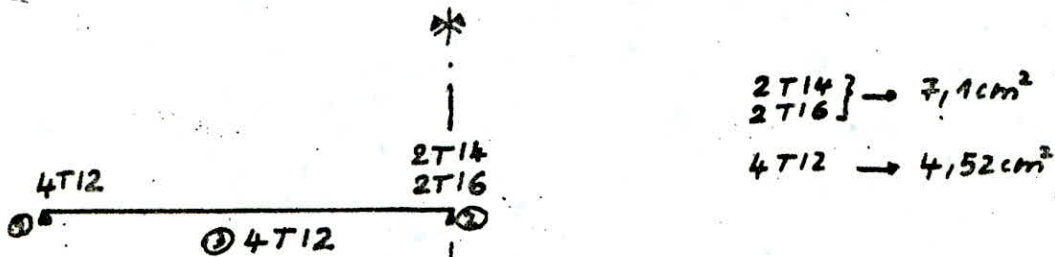
sections	1	3	2
M _{km}	2,71	3,29	6,5
N	0,0287	0,0348	0,0689
K	53,4	47,6	31,4
E	0,9270	0,9209	0,8922
A _{cm²}	2,55	3,1	6,35

• Sous Macc SP2

sections	1	3	2
M _{km}	6,18	4,12	3,29
N	0,0737	0,0207	0,0657
K	44,6	52	32,3
E	0,9147	0,9254	0,8943
A _{cm²}	2,9	2,9	6

(140)

on adoptera les sections suivantes



Vérification des contraintes

Paramètre	1	3	2
M t.m	6,18 _{SP1}	3,29 _{SP1}	6,5 _{SP1}
A cm ²	4,52	4,52	7,1
$\bar{\omega}$	0,367	0,367	0,577
E	0,8994	0,9064	0,9
K	34,7	38,4	35
σ_a	3700	1958	2481
σ'_b	107	51	71

$$w = \frac{100 A}{b h}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A e h} ; \sigma'_b = \frac{G a}{K}$$

Toutes les contraintes σ_a, σ'_b sont inférieures aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}_b$

Armatures transversales

L'effort tranchant maximum est $T = 9,14 \text{ t}$

Contrainte de cisaillement maximum

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9140}{30 \times 35,9} = 8,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres de $\phi 8 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$

(144)

L'écartement maximum sur appuis

$$t = \frac{Ac \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{8,148}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 1996 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2 \times 35,9 \times 1996}{9140} = 15,7 \text{ cm}$$

Ecartement admissible

$$E = \max \begin{cases} \bar{e}_1 = 0,12 h = 8,2 \text{ cm} \\ \bar{e}_2 = 41 \left(1 - 0,13 \frac{8,148}{5,9}\right) = 23 \text{ cm} \end{cases}$$

PORTIQUE TRANSVERSAL

P22

Le portique d'intermediaire P2-2 est identique au portique de rive P11
 Il admet donc lui aussi un axe de symetrie

NIVEAU

Calcul des armatures longitudinales

SOUS SPA

Sections	1	3	2
M _{cm}	1,83	3,39	6,5
N	0,0493	0,0359	0,0689
K	67	646	3114
E	0,9390	0,9188	0,8922
A _{cm}	1,69	3,2	6,35

SOUS Maxe SP2

Sections	1	3	2
M _{cm}	2,93	3,82	7,66
N	0,02	0,027	0,054
K	6415	55	3614
E	0,9379	0,9286	0,9027
A _{cm}	1,8	2,38	4,93

on adoptera les sections suivantes



Verification des contraintes

Sections	M _{cm}	A _{cm}	$\bar{\omega}$	E	K	σ_a	σ_b
1	2,93 SP2	4,52	0,367	0,9064	38,4	1744	45
3	3,82 SP2	4,52	0,367	0,9064	38,4	2018	53
2	6,5 SP2	7,1	0,577	0,8872	29,3	2517	86

Armatures Transversales

L'effort tranchant maximum $T = 7,16t$
 Contrainte de cisaillement maximum:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7600}{30 \times 35,9} = 7,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales sont constituées par 2 cadres de $\phi 8 \rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2$

Ecartement maximum aux appuis

$$t = \frac{2 \times 35,9 \times 2080}{7600} = 19,6 \text{ cm} \quad \sigma_{at} = \left(1 - \frac{7,06}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 2080 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement admissible

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} E_1 = 0,2h = 8,2 \text{ cm} \\ E_2 = 4,1 \left(1 - \frac{0,3 \times 7,06}{5,9}\right) = 26,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

N.B.: Dans tous les niveaux qui vont suivre le calcul des armatures transversales se fera sous forme de tableau

NIVEAU I

Calcul des armatures longitudinales

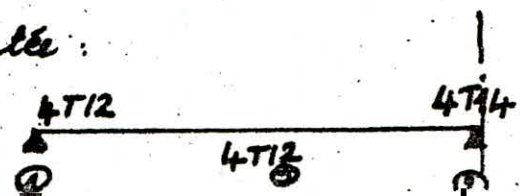
sous SP1

Sections	1	3	2
M _{tm}	3	3,1	6,04
N	0,0328	0,0328	0,064
K	49,4	49,2	32,8
E	0,9224	0,9224	0,8954
A _{cm}	2,88	2,9	5,88

sous Max SP2

Sections	1	3	2
M _{tm}	5,46	3,85	8,11
N	0,0386	0,0272	0,057
K	44,8	55	35,2
E	0,9464	0,9286	0,9004
A _{cm}	3,48	2,4	5,2

Section adoptée:



4T12 (4,52cm)
 4T14 (6,15cm)

Vérification des Contraintes

Sections	M + m	A cm ²	ω	E	K	σ_a	δ/b
1	5,46 SP2	4,52	0,367	0,9064	38,14	3250	84,6
3	3,1 SP1	4,52	0,367	0,9064	38,14	1845	48
2	6,04 SP1	6,15	0,5	0,8934	34,9	2681	84

Armatures Transversales

Tmax	$\bar{\sigma}_b$	t	E
8470 t	7,86 MPa	15 cm	24 cm

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} ; t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_b \cdot z}{T}$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12h \\ h \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b \cdot \rho_{0,3}}{\bar{\sigma}_b} \right) \end{array} \right.$$

NIVEAU III

Calcul des armatures longitudinales

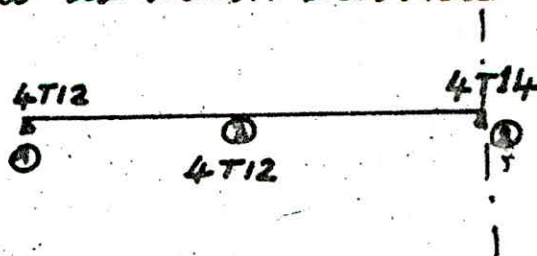
sous SP1

Sections	1	3	2
M + m	2,85	3,17	6,12
N	0,0302	0,0336	0,0649
K	51,5	28,6	34,6
E	0,9248	0,9214	0,8950
A cm ²	2,68	2,99	5,96

sous SP2

Sections	1	3	2
M + m	6,39	2,96	9,09
N	0,045	/	0,064
K	40,8	/	32,8
E	0,9404	/	0,8954
A cm ²	4,0	/	5,89

NB: la section sous Max SP2 a un moment < moment SP1, la section donnée par SP1 suffira sûrement
- on adoptera la section suivante



4T12 (4,52 cm²)
4T14 (6,15 cm²)

148

Vérification des contraintes

Sections	M tm	A cm ²	$\bar{\omega}$	E	K	Sa	G'o
1	6,39 SP1	4,52	0,367	0,9064	38,4	3804	99
3	3,17 SP1	4,52	0,367	0,9064	38,4	1887	49
2	6,12 SP1	6,15	0,5	0,8934	31,9	2700	85

Armatures transversales

Tmax	τ_{ob}	t	E
8,920	8,28	16	23,7

NIVEAU II

calcul des armatures longitudinales

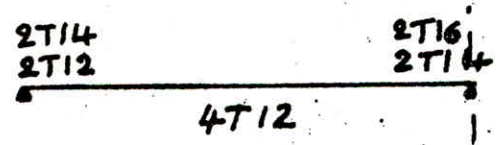
sous SPA

Sections	1	3	2
M tm	2,9	3,17	6,1
N	0,0307	0,033	0,0646
K	5,1	48,8	32,7
E	0,9242	0,9246	0,8952
A cm ²	2,73	2,99	5,94

sous Max SP2

Sections	1	3	2
M tm	7,28	2,96	9,69
N	0,05	0,02	0,0686
K	38,2	65,5	32
E	0,9060	0,9379	0,8936
A cm ²	4,66	1,83	6,29

on adoptera les sections suivantes



2T14 } → 5,34 cm²
2T12 }

4T12 → 4,52 cm²

2T16 } → 7,1
2T14 }

Répartition des contraintes

sections	M _{km}	A _{cm²}	σ	E	K	S _a	S _b
1	7,28 SP2	5,34	0,005	0,0005	32,4	3603	414
3	3,17	4,52	0,0367	0,0064	32,4	1887	49
2	9,69 SP2	7,1	0,577	0,8875	29,3	3752	128

Armatures Transversales

T _{max}	σ_b	ϵ	$\bar{\epsilon}$
9200	8,54	15,7	23

NIVEAU I

calcul des armatures longitudinales

SOUS SPA

Sections	1	3	2
M _{km}	2,62	3,27	6,25
N	0,0277	0,034	0,0662
K	54,5	48,2	32,2
E	0,9281	0,9209	0,8914
A _{cm²}	2,46	3,09	6,09

SOUS Max SP2

sections	1	3	2
M _{km}	5,83	3,27	8,87
N	0,0410	0,0229	0,0670
K	42,6	60,5	33,2
E	0,9432	0,9332	0,8865
A _{cm²}	3,76	2,01	5,89

on adoptera les sections suivantes



Vérification des contraintes

Section	M _u (cm)	A _u (cm ²)	ω	ε	K	σ _a	
1	7,28 SP2	5,34	0,495	0,8938	32,1	3720	116
2	3,17 SP2	4,52	0,367	0,9064	38,4	1887	49
3	9,69 SP2	7,1	0,577	0,8871	29,3	3752	128

Armatures transversales

T _{max}	σ _b	E _{cm}	E _{cm}
8650	8,03	17	24

• Ecartement t adopté finalement dans les poutres
Condition imposé par Ps 69 (article 23121)

Au niveau des nœuds, afin de réduire les risques de flambement, on doit diminuer l'écartement (t) des armatures transversales sur une distance de $(b+h)$ de part et d'autre du nœud considéré soit une poutre de dimension $\frac{b}{h}$ on doit avoir :



Ainsi pour tous les niveaux, j'adopte les écartements suivants

- $t = 12,5$ cm de part et d'autre du nœud sur une distance de $30+45 = 75$ cm
- $t = 25$ cm ailleurs

NB: En prenant ($t = 12,5$ cm, $t = 25$ cm) j'ai respecté à chaque fois les écartements obtenus par calcul

FERRAILLAGE - PORTIQUE LONGITUDINAL

Je considère le diagramme des moments flechisseurs sous les deux combinaisons

- $G + P/5 + SIV \downarrow + \overrightarrow{SIH}$
- $G + P/5 + SIV \downarrow + \overleftarrow{SIH}$

Par niveau je prends le moment maximum donné par une des deux combinaisons j'obtiens ainsi

- Le moment maximum sur appui
- Le moment maximum en travée

NIVEAU I

• Section sur appui :

$M_{max} = 1,23 \text{ t.m}$

$N = \frac{15 \times 1,23 \cdot 10^5}{4200 \times 25 \times 47^2} = 0,0104 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 94,5 \\ E = 0,9543 \end{cases}$

$A = \frac{1,23 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9543 \times 47} = 0,75 \text{ cm}^2$

• Section en travée

$M_{max} = 0,75 \text{ t.m}$

$N = 0,006 \quad \begin{cases} k = 126 \\ E = 0,9645 \end{cases}$

$A = 0,45 \text{ cm}^2$

NIVEAU II

• Section sur appui

$M_{max} = 3,14 \text{ t.m}$

$N = 0,0265 \quad \begin{cases} k = 56 \\ E = 0,9296 \end{cases}$

$A = 1,96 \text{ cm}^2$

• Section en travée

$M_{max} = 1,66 \text{ t.m}$

$N = 0,014 \quad \begin{cases} k = 80 \\ E = 0,9474 \end{cases}$

$A = 1,01 \text{ cm}^2$

NIVEAU III

Section sur appui

$M_{max} = 4,3 t.m$

$N = 0,036$

$k = 46,6$
 $\epsilon = 0,9188$

$A = 2,7 cm^2$

Section en travée

$M_{max} = 2,4 t.m$

$N = 0,02$

$k = 65$
 $\epsilon = 0,9375$

$A = 1,49 cm^2$

NIVEAU II

Section sur appui

$M_{max} = 5,1 t.m$

$N = 0,043$

$k = 41,8$
 $\epsilon = 0,9120$

$A = 3,2 cm^2$

Section en travée

$M_{max} = 3,9 t.m$

$N = 0,033$

$k = 49$
 $\epsilon = 0,9210$

$A = 2,46 cm^2$

NIVEAU I

Section sur appui

$M_{max} = 4,18 t.m$

$N = 0,035$

$k = 47,4$
 $\epsilon = 0,9199$

$A = 2,64 cm^2$

Section en travée

$M_{max} = 1,98 t.m$

$N = 0,0167$

$k = 72,5$
 $\epsilon = 0,9429$

$A = 1,22 cm^2$

Ferrailage adopté pour portique longitudinal

Je garde le même ferrailage tout le long d'un niveau

- Sur appui 2T12 } NIVEAU V
- Travée 2T12 }

- Sur appui 2T12 } NIVEAU IV
- Travée 2T12 }

- Sur appui 3T12 } NIVEAU III
- Travée 3T12 }

- Sur appui 3T12 } NIVEAU II
- Travée 3T12 }

- Sur appui 3T12 } NIVEAU I
- Travée 3T12 }

Armatures transversales

Je considère l'effort tranchant maximum et je détermine l'écartement t des armatures transversales, puis j'adopte le même écartement à tous les autres niveaux

$$T_{\max} = 4270 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{4270}{25 \times 71841} = 4,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les cadres seront des $\phi 8$; $A_t = 2 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{at} = \left(1 - \frac{4,76}{9 \times 5,9}\right) \cdot 2400 = 2185 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2 \times 71841 \times 2185}{4270} = 36 \text{ cm}$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 8,2 \text{ cm} \\ E = 41 \left(1 - \frac{0,3 \times 4,76}{5,9}\right) = 31 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• J'adopte finalement à tous les niveaux un écartement $t = 20 \text{ cm}$

POTEAUX

FERRAINAGE DES POTEAUX

Les poteaux doivent donner les moments, et des efforts normaux, ils seront calculés en flexion-composé

Les efforts normaux dans les poteaux résultent des efforts tranchants des poutres, et du poids propre des poteaux

Pour la détermination des différents efforts normaux, il faut se référer aux diagrammes de l'effort tranchant sous la combinaison du 1^{er} genre $G+1,2P$ et celle du 2^{ème} genre (la plus défavorable des deux combinaisons étudiées à savoir $G+P+S$ et $G+P/5+S$)

Les moments flechissants dans les poteaux sont au nombre de quatre

- . deux en tête des poteaux
- . deux en pied des poteaux

Pour les calculs on ne considère, que le moment le plus défavorable des quatre avec le moment maximum et l'effort normal cumulé, on détermine les armatures nécessaires. Puis, on disposera la même section d'armature symétriquement par rapport au centre de gravité de la section de béton

Les armatures finales à adopter dans les poteaux seront :

- le maximum des sections calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre $G+1,2P$
- et des sections calculées sous la plus défavorable des sollicitations du second genre

ACIERS LONGITUDINAUX

Méthode de calcul

Soit

- M: moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton seul
- N: effort de compression au centre de gravité du béton seul
- h_t : la hauteur totale de la section
- $e_0 = \frac{M}{N}$ = centre de pression = excentricité de la charge.

Deux cas peuvent se produire pour les sections rectangulaires

- ① $e_0 > e_1 = \frac{h_t}{6}$ c'est à dire le centre de pression en dehors du noyau central
- ② $e_0 < e_1 = \frac{h_t}{6}$ le centre de pression est à l'intérieur du noyau central

suivant le ① cas la section est partiellement comprimée

le ② cas la section est entièrement comprimée

1. Section partiellement comprimée $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$

② Section sans armatures comprimées

on détermine les armatures A_1 de la section rectangulaire de même dimensions, soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_1 égal au moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section A des armatures tendues soumise à N et M et

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N, \text{compression})$$

Pour que la section réelle ne possède pas d'armatures comprimées, c'est à dire que la section fictive n'en possède pas aussi il faut

$$K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

la valeur de K provient des tableaux CHARON page 143 après avoir calculé $N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2}$

ⓐ Section avec armatures comprimées
ce cas se produit quand $K < \bar{K}$

soit

|| M_{ac} : moment des forces extérieures agissent à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées
|| M_{at} : moment des forces extérieures / cdg des armatures tendues

$$N'_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b h^2}$$

$$N'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}_b \cdot b h^2}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{d'_1}{h}$$

$$w'_1 = \frac{100A}{b h}$$

$$w = \frac{100A}{b h}$$

on cherche la valeur de K pour que $A + A'$ soit minimum voir (Le calcul Pratique des sections en B.A) (CHARON page 50, 52, 53)

- || • Si $K < \bar{K}$ on garde la valeur de K
- || • Si $K > \bar{K}$ on prend $K = \bar{K}$

Connaissant K , on détermine \bar{w} , \bar{w}' à l'aide des formules

$$\bar{w}' = \frac{N' - N_0}{f} \quad \bar{w} = \frac{100 (W' + g)}{K(1 - \delta')}$$

Les valeurs de N_0 , f , g sont en fonction de K, δ'
voir Charon, page (52-53)

$$A' = \frac{w' b h}{100} \quad A = \frac{\bar{w} b h}{100}$$

Contrainte des armatures comprimées

$$\sigma'_a = n \bar{\sigma}'_b \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15} \right) \delta' \right] \quad \text{avec } n = 15$$

2 Section entièrement comprimée $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h}{6} = e_1$

Pour éviter les creux sur chantier, j'arme la section symétriquement

$$\text{soit } A = A_1 = A_2$$

La contrainte en un point quelconque est

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

Pour une section rectangulaire, la distance de la fibre la plus comprimée au centre de gravité est:

$$v = ht/2; \quad \text{et } S = bht + 2nA'$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{bht + 2nA'} + \frac{M ht}{2I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA'(0,5 - \delta')^2 ht^2$$

M : Moment des forces extérieures agissant à gauche de la section / au cdg de la section homogénéisée confondu avec le centre de gravité du rectangle car les armatures sont symétriques

I : moment, d'inertie de la section homogénéisée / l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie

Si on pose:

$$\rho = \frac{N}{\sigma_b b h t} ; \quad e = \frac{M_e}{N} ; \quad \nu = \frac{6e\rho}{h t} ; \quad E = 12(0,5 - \delta_t)^2$$

$$\frac{2n A'}{b h t} = u ; \quad D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{E} + c \right] ; \quad C = \frac{1 - \rho - \nu}{E}$$

la relation précédente devient:

$$u^2 + 2Du + C = 0 \quad \text{d'où la racine} \quad u = -D + \sqrt{D^2 - C}$$

on aura alors

$$A' = \frac{u b h t}{2n}$$

Compression Simple

C'est le cas des poteaux qui ne sont pas soumis à des moments, ils sont sollicités à la compression simple.

La section d'acier longitudinale doit vérifier les trois conditions

$$\textcircled{1} \quad A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_b}$$

- θ_1 coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge
 - = 1,8 poteaux d'angle
 - = 1,4 poteaux de rive
 - = 1 autres poteaux

$$\theta_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c}$$

- lc: longueur flambement (CCBA 68 art 53.23)
- a: plus petite dimension transversale
- c: enrobage des armatures longitudinales

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{5en}$ dépend de la nuance des aciers
longueur de l'axe

② $AL \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{b0}} - \theta \right)$

③ $\frac{AL}{B} \leq 5\%$ $A \leq \frac{B}{20}$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ en flexion composée (art 6.4 CCBA13)

Sous SP1

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \in 6'28$

- α dépend de la classe du ciment $\alpha = 1$ (CPA35)
- β dépend de l'efficacité du contrôle (contrôle atténué) $\beta = 5/6$
- γ épaisseur relatives des éléments et dimensions des granulats ($C_g = 5/15$) $\gamma = 1$
- δ dépend de la nature de la sollicitation en flexion composée

$\delta = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3en} \right) \right)$

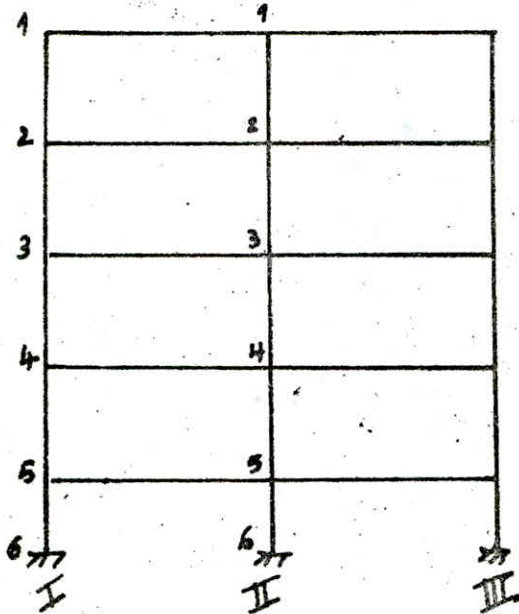
Sous SP2

La valeur de δ est multipliée par 1,5



PORTIQUE TRANSVERSAL P22

Le calcul des poteaux se fera suivant le portique transversal le plus chargé c'est le portique Intermediaire P2.2



- Les files I et III sont identiques a cause de la symétrie
- Le poteau 2-3 et 3-4 seront armé de la même manière

- Le poteau 4-5 et le poteau 5-6 seront armé de la même manière

NB: j'ajoute à chaque effort normal N le poids propre des poteaux correspondants

Poids propre d'un poteau 1.01

- nite 30x30 → 0,675 t
- Control 30x40 → 0,9 t

FILES	POTEAU	1ere Genre		2ieme Genre	
		Mmm	N'	Mmm	N
I	1-2	1,83	6,2	2,93	6
	3-4	1,43	12,16	3,24	17
	4-5	1,54	26,3	4,01	21,9
II	1-2	/	65,3	1,74	16,78
	3-4	/	117,7	3,11	22,05
	4-5	/	63,5	4,17	64,18

M: t.m
N: t

Détermination des armatures longitudinales sous SP1

Pour savoir si les sections sont partiellement, ou totalement comprimées, il faut calculer le rapport $e_0 = \frac{M}{N}$ pour chaque poteau et le comparer au rapport $e_1 = \frac{h_t}{6}$

Dans le sens transversal $h_t = 30cm \Rightarrow e_1 = 0,05m$

Récapitulation sous forme de tableau de différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

FILE	I			II		
	1-2	3-4	4-5	1-2	3-4	4-5
Poteaux	1-2	3-4	4-5	1-2	3-4	4-5
$M_{t.m}$	1,83	1,43	1,54	/	/	/
N_c	6,2	19,6	26,3	16,1	47,7	63,5
$e_0 = \frac{M}{N_m}$	0,29	0,073	0,059	/	/	/
δ	0,6	0,45	0,4	0,6	0,6	0,6
$\bar{\sigma}'_b$	137	103	94	68,8	68,8	68,8

Sections partiellement comprimées
 $e_0 > e_1$

compression simple

Je fais l'étude des sections correspondant à chaque file à part.

- Pour la file I je détermine le pourcentage minimal d'acier et les sections réelles qu'il faut
- De même pour la file II le pourcentage minimal d'acier, et les sections réelles qu'il faut

Détermination du pourcentage minimal d'armatures:
 article 32.2 et 53.23 CCBA68

$$\frac{A}{B} = w_c \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{G'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

G'_m : contrainte moyenne de compression de la pièce, sous les sollicitations du 1^{er} genre calculée sur la section du béton seul

• θ_1 : portique transversal et un portique intermédiaire
 $\theta_1 = 1,4$ pour poteaux de rive (file I)
 $\theta_1 = 1$ pour poteaux centraux (file II)

• $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$

$l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3 = 2,1$

condition de non flambement

$\frac{l_c}{a} < 1414$; $\frac{2,10}{30} = 7 < 1414$ vérifié

• $\theta_2 = 1 + \frac{2,1}{4 \times 0,3 - 0,04} = 2,8$

• $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$

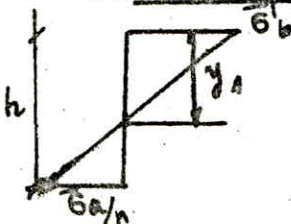
G'_m

• sections entièrement comprimées ou soumises à la compression simple on a $G'_m = \frac{N}{B}$

la section minimale devient

$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$

• sections partiellement comprimées:



$y_1 = \frac{h}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$

or $B = b y_1 \Rightarrow G'_m = \frac{N}{B} = \frac{N}{b y_1}$

La section minimale devient

$\frac{A_L}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0} b y_1}$

avec $(a \times b)$ côtés respectives du rectangle

Récapitulation du pourcentage minimal d'armatures sous forme de tableau

FILE	Poteau	$\bar{\sigma}_b$	N	γ_1	Ac
I	1-2	137	6,2	19,7	1,75
	3-4	103	19,6	9,6	6,5
	4-5	91	26,3	8,84	9,5
II	1-2	68,8	16,1	/	1,24
	3-4	68,8	47,7	/	3,7
	4-5	68,8	63,5	/	4,9

Détail de calcul **FILE I**

Poteau 1-2

$$\begin{cases} M = 1,836 \text{ m} \\ N = 6,2 \end{cases}$$

$e_0 = 0,29 > e_1 = 0,05$ section partiellement comprimée

Moment / aux aciers tendus :

$$M_{at} = M + \left(\frac{h \cdot e}{2} - d \right) N = 1,836 + (0,12) 6,2 = \underline{2,576 \text{ m}}$$

$$N = \frac{15 M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2,57}{2800 \cdot 30 \times 27^2} = \underline{0,0629}$$

$$N = 0,0629 \rightarrow \begin{cases} K = 33,2 \\ \epsilon = 0,8963 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 \quad ; \quad K > \bar{K} \text{ donc pas aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,57 \cdot 10^6}{2800 \times 0,8963 \times 27} = \underline{3,79 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \underline{1,56 \text{ cm}^2}$$

La section minimale est de: $A = 1,75 \text{ cm}^2$; $A_1 = 3,79 \text{ cm}^2$

la section qu'on adoptera sera $A = 1,75 \text{ cm}^2$ symétriques

Récapitulation de autres valeurs sous forme de tableau

POTEAU	4-2	3-4	4-5
M	1,83	1,43	1,54
N	6,12	19,6	26,13
\bar{G}_b	137	103	91
Mat	2,57	3,78	4,7
N	0,10629	0,10925	0,10932
E	0,18963	0,18780	0,1877
K	33,2	26	25,9
R	2014	27,18	30,7
MaC	////	-0,92	-1,16
N'A	////	0,1673	0,179
N'2	////	-0,1040	-0,1065
K	////	9	7
\bar{w}	////	-0,32	-0,18
\bar{w}	////	-0,27	-0,12
AA	3,79	////	////
A	1,56	20	20
A'	////	20	20
Amin	1,75	6,6	9,6

Les formules a utiliser dans le cas d'une section partiellement comprimée avec armatures complètes ont déjà été indiqués au début.

FILE II Compression Simple

$$\begin{aligned} \bullet A_{min} &= \frac{1,25}{1000} 0,0203 \frac{N}{\sigma'_{b0}} \\ \bullet A_0 &= \frac{1}{m} \left(\frac{N}{\sigma'_{b0}} - B \right) \\ \bullet A_{max} &= \frac{B}{20} \end{aligned}$$

B section totale de beton
 Poteaux 30x40 → B = 1200 cm²

Tableau Récapitulatif

Poteau	1-2	3-4	4-5
N	16,1	47,7	63,5
A ₀	< 0	< 0	< 0
A _{max}	60	60	60
A _{min}	1,24	3,7	4,9

Détermination des armatures longitudinales sous SP2

FILE	I			II		
	1-2	3-4	4-5	1-2	3-4	4-5
M	2,93	3,74	4,01	1,74	3,11	4,17
N	6,0	27	24,1	16,78	48,5	64,18
e ₀	0,48	0,22	0,183	0,1	0,064	0,065
δ	0,9	0,9	0,8	0,75	0,64	0,64
σ' _b	206,5	206,5	206,5	172	147	147

à chaque fois e₀ > e₁ ⇒ sections partiellement comprimées



le calcul se fait suivant la méthode déjà exposée (méthode CHARON)
 je récapitule toutes les valeurs sous forme d'un tableau
 Remarque: pour le pourcentage minimal d'armatures je garde les valeurs trouvées sous SP1

FILE	I			II		
	A-2	3-4	4-5	A-2	3-4	4-5
Poteau						
M	2,93	3,74	4,01	1,74	3,19	4,17
N	6	17	21,9	16,73	48,5	64,18
G _h	206,5	206,5	206,5	172	147	147
Mat	3,65	5,78	6,6	3,75	8,93	11,87
N	0,039	0,033	0,1	0,045	0,109	0,145
E	0,899	0,8777	0,874	0,8104	0,8698	0,8542
K	34,5	25,9	24,3	40,8	23,4	19,3
R	20,33	20,33	20,33	24,14	28,57	28,57
Mac					-2,71	-3,93
N ¹					0,120	0,277
N ²					-0,063	-0,082
K					6	5
W					-0,55	-0,036
W					-0,17	-0,58
A1	3,58	5,8	6,66	4,08		
A	2,45	1,76	1,44	0,085	2,0	2,0
A'					2,0	2,0
Arms	1,73	6,6	9,6	1,24	3,7	4,9

$\delta = 0,144$

LONGITUDINALMENT

Le portique longitudinal n'est pas un portique porteur, il ne supporte, que son poids propre et les charges dues au seisme. Dans mes calculs je n'ai étudié que le portique longitudinal de rive, sous la combinaison du 2^{ème} Genre $S+Q+SIV_0 + \overline{SIN}$

Les poteaux de la file I et II dans le sens transversal seront vérifiés dans le sens longitudinal.

La file I (transversalement) correspond à la file A longitudinalement et cette file appartient au portique longitudinal de rive.

La file II (transversalement) correspond à la file B longitudinalement et cette file appartient au portique longitudinal intermédiaire.

Vu que le portique longitudinal intermédiaire est moins chargé que celui de rive, je suppose dans mes calculs que les efforts du portique longitudinal intermédiaire sont les mêmes que ceux du portique longitudinal de rive.

J'ai ainsi les résultats suivants :

FILE	A ou B			
Poteau	1-2	3-4	4-5	
M	1,1	2,67	3	
N	2,6	15,2	21	
$e_0 = \frac{M}{N}$	0,42	0,17	0,14	
$\overline{\sigma}_b$	206	205	199	pour A
$\overline{\sigma}_b$	205	205	183	pour B

- e_1 pour la file A poteau 30x30
 $e_1 = 0,05 m = \frac{h_t}{6}$
- e_1 pour la file B poteau 30x30
 $e_1 = 0,06 m = \frac{h_t}{6}$

• Pour la file A $e_0 > e_1 = 0,05$ les sections sont partiellement comprimées

• Pour la file B $e_0 > e_1 = 0,06$ de même les sections sont partiellement comprimées

Les sections correspondant à la file A et la file B sont partiellement comprimées

le calcul se fera sous la sollicitation du second genre:

gP_2 , ainsi $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Récapitulation des différentes valeurs sous forme de tableau

FILE	A			B		
	1-2	3-4	4-5	1-2	3-4	4-5
POTELU	414	2167	3	414	2167	3
M	216	1512	21	216	1512	21
\bar{G}_h	205	205	199	205	205	183
Mat	414	4169	3132	413	511	6126
N	0,092	0,07	0,09	0,092	0,044	0,055
E	0,9510	0,8943	0,8797	0,9492	0,8111	0,8020
K	87	31	264	83,5	412	36
R	20188	20148	2111	22148	20148	2219
M ₁	/	/	/	/	/	/
M ₂	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/
W ₁	/	/	/	/	/	/
W	/	/	/	/	/	/
A ₁	113	414	5154	1	316	4153
A	0,68	0,82	0,54	0,39	0,9	0,9
A'	/	/	/	/	/	/

Remarque:

Pour la file A

$h = 30$
 $h = 27$

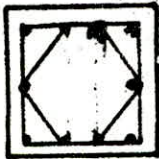
Pour la file B

$h = 30$
 $h = 37$

FERRAILLAGE ADOPTÉ POUR LES POTEAUX

FILE I

Poteau 12



10T12

Poteaux (2-3) et (3-4)



4T16
6T14

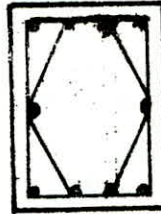
Poteaux (4-5) et (5-6)



4T20
6T16

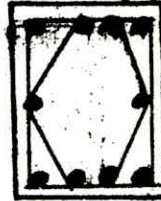
FILE II

Poteau 1-2



10T12

Poteau (2-3), (3-4)



8T16
2T14

Poteau (4-5) et (5-6)



8T16
2T14

ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont constituées par des aiers de faible diamètre ϕ
 ϕ variant entre 5 à 12 mm, je prends des $\phi 8$ (FE24)
 Leur rôle dans les poteaux est:

- 1 De permettre la mise en place des armature longitudinales
- 2 S'opposer au flambement des armatures
- 3 S'opposer au gonflement du béton

Le CCA68 définit l'espacement des cours d'armatures transversales comme suit.

• zone courante: L'espacement admissible est

$$\bar{e}_{min} \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{lmax}) \left(2 - \frac{5'b}{5'b_0}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{5'b}{5'b_0}\right) \phi_{lmin} \end{cases}$$

En pratique on prend

• $t \leq 15 \phi_{lmin}$

dans mon cas $\phi_{lmin} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \underline{t \leq 18 \text{ cm}}$

$\phi_t \geq 0,07\phi_{lmax}$

$\phi_{lmax} = 210 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\phi_t \geq 0,6 \text{ cm}}$

• zone de recouvrement:

Soit γ le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma \geq 3 \\ \gamma \geq \frac{0,14 \phi^2 l_{cent}}{\phi^2 l_{cent}} \quad ; \quad \gamma \geq \frac{0,14 \bar{e}^2 \cdot 4200}{0,18^2 \cdot 2400} = 4,5 \end{array} \right.$$

longueur de recouvrement est:

$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$

avec $\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$

(15)

$$l_d = \frac{2}{4} \cdot \frac{2400}{16,6} = 35 \text{ cm}$$

Dans les zones de recouvrement, je considère un espacement $t = 15 \text{ cm}$.

Vérification si l'effort tranchant due au séisme (aux extrémités des poteaux) est repris par des armatures transversales d'encastement 15cm

Dans le sens TRANSVERSAL: Voir étude séisme Forces Horizontales

niveau I: Effort ^{annulé} par niveau et $F = 0,88t$
cet effort se reparti suivant:

$$F_1 = 1,18t$$

$$F_2 = 2,98t$$

Je prends $T = F_2 = 2,98t$

contrainte de cisaillement t : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$

$$\tau_b = \frac{2,980}{100 \cdot 71,937} = 3,05 \text{ kg/cm}^2$$

comme armature transversal j'utilise 2101
 $\phi = 8 \Rightarrow A_t = 2,101 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{305}{5,9 \times 9}\right) \times 2400 = 2256 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,101 \cdot 0,1875 \times 27 \times 2256}{2,980} = 36 \text{ cm}$$

• Espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 h = 5,14 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\bar{t} = 33 \text{ cm} > t = 15 \text{ cm}$ on garde $t = 15 \text{ cm}$

DANS LE SENS LONGITUDINAL

niveau I : effort cumulé par niveau $F = 471 \text{ t}$

$$F_1 = 1,82$$

$$F_2 = 2,28$$

Contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{2280}{40 \cdot 71 \times 27} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$

$$A_b = 2,10 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma}_{at} = 2400 \left(1 - \frac{1,8}{0,59 \times 1,5} \right) = 2346 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{2280}{2280} = 1,0 \text{ cm}$$

Ecartement admissible

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 h = 5,4 \text{ cm} \\ 27 \left(1 - 0,3 \frac{1,8}{0,59 \times 1,5} \right) = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\bar{E} = 25 \text{ cm} > t = 15 \text{ cm}$
 l'écartement $t = 15 \text{ cm}$ convient

Ecartement au niveau des nœuds : Les PS 69 (art 2.312 page 59)

nous recommandent de réduire l'écartement des armatures transversales au $\frac{4}{5}$ sur une longueur de $\frac{1}{6}$ de la hauteur libre du poteau de part et d'autre du nœud

• Dans la zone courante $t = 15 \text{ cm}$

• De part et d'autre du nœud $t = 15 \times \frac{4}{5} = 12 \text{ cm}$

on prendra $t = 12 \text{ cm}$ sur une longueur

$\frac{h}{6} = 0,5 \text{ m}$ de part et d'autre du nœud

FONDATIONS

FONDITIONS

La contrainte admissible du sol est de 2 kg/cm^2
on distingue :

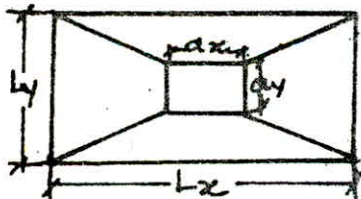
- Pour le voile une semelle filante tout autour du bâtiment
- Pour les poteaux de rive de (30×30) une semelle isolée que j'appelle S_1
- Pour les poteaux du centre (30×40) une semelle isolée que j'appelle S_2
- Pour les poteaux au niveau de la cage d'escalier (poteaux de 30×25) une semelle isolée que j'appelle S_3

Je prévois aussi des longrines de (30×40) qui relient les semelles isolées les unes aux autres.

calcul des semelles isolées

coffrage

on doit respecter les conditions suivantes



$$Lx \cdot Ly \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

si possible, le poteau et la semelle soient homothétiques, c'est à dire donc le même rapport $\frac{Lx}{Ly} = \frac{ax}{ay}$

La hauteur h doit vérifier

$$h - d_1 = h \geq \frac{Lx - ax}{4}$$

calcul des armatures

Je calcule, les fondations sous $G + 1,2P$, puis je ferai la vérification au séisme
je calcule par la méthode des bielles
cette méthode suppose que l'effort normal dans les poteaux se transmet au sol par l'intermédiaire de bielles fictives obliques de béton

(174)

Cette méthode nous donne les résultats suivants
Effort de traction dans les ariers

• Dans le sens des x

$$F_x = \frac{N(L_x - ax)}{8h}$$

• Dans le sens des y

$$F_y = \frac{N(L_y - ay)}{8h}$$

Les armatures seront:

• Dans le sens parallèle à L_x $A_x = \frac{F_x}{\sigma_a}$

• Dans le sens parallèle à L_y $A_y = \frac{F_y}{\sigma_a}$

Semelle S_1

Coffrage: $N = 29,6 +$ poids propre de la file de poteaux de rive
 $N = 29,6 + 2,97 = 32,6 \text{ t} \approx 33 \text{ t}$
~~et la semelle sera carrée on a donc:~~

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{33 \cdot 10^3}{2}} = \underline{128,5 \text{ cm}}$$

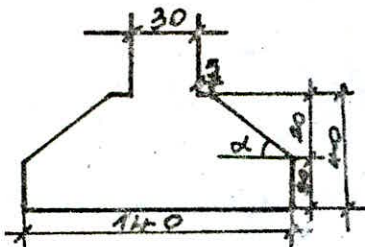
j'adopte section 140×140

hauteur de la semelle:

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{140 - 30}{4} = \underline{28 \text{ cm}}$$

Coffrage final
pour S_1

$A = 140 \text{ cm}$
$h = 35 \text{ cm}$
$h_f = 40 \text{ cm}$

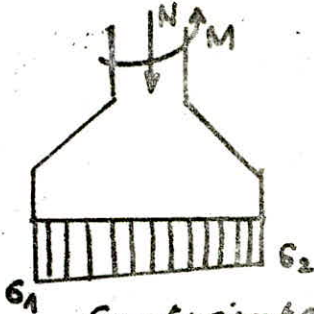


$$\tan \alpha = \frac{30}{35} = \frac{1}{4} \Rightarrow \alpha = 18,9^\circ < 35^\circ$$

si l'angle $\alpha < 35^\circ$ on aura pas besoin de coffrage

Annales:

Sous $G + 1,2P$ on a $N = 33t$ et $M = 0,53t.m$



$$\bar{\sigma}_{as} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mx}{I}$$

$$\begin{cases} S = A^2 \\ N = A/2 \\ I = A^4/12 \end{cases}$$

$$\frac{33 \cdot 10^3}{\pi \cdot 140^2} \pm \frac{0,53 \cdot 70 \cdot 10^5}{320 \cdot 10^5} = \begin{cases} \sigma_1 = 1,8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,56 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Contrainte moyenne supposée sur toute la section A^2

$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,8 + 1,56}{4} = 1,74 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort normal $Q = A^2 \times \sigma(A/4) = 140^2 \times 1,74 = 34104 \text{ kg}$

$$Q = 34t$$

Détermination de la force F

$$F_x = \frac{34(140 - 30) \cdot 10^3}{8 \times 36,5} = 12808 \text{ kg} = 12,8t$$

$$F_y = \frac{34(140 - 30) \cdot 10^3}{8 \times 35} = 13357 \text{ kg} = 13,4t$$

Détermination des sections d'armature

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{12,8}{2,18} = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{13,4}{2,18} = 4,78 \text{ cm}^2$$

j'adopte finalement BT10 dans les deux sens.

Semelle S_2

coffrage: L'effort normal $N = 75,02 + \text{poids propre des poteaux du centre (30x40)}$

$$N = 75,02 + 3,96 = 79t$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A \cdot B = \frac{79 \cdot 10^3}{2} = 39,5 \cdot 10^3 \text{ cm}^2$$

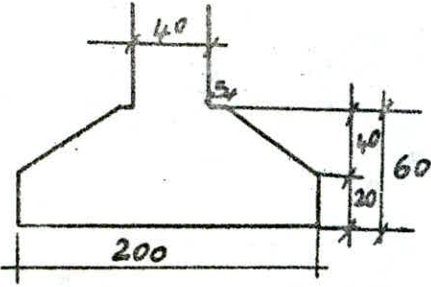
j'adopte une section de 200x200

hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{200 - 40}{4} = 40 \text{ cm}; \quad h \geq \frac{200 - 30}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

coffrage final pour S_2

$\begin{aligned} A &= 200 \text{ cm} \\ h &= 55 \text{ cm} \\ h_t &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$



$$\text{tg } \alpha = \frac{40}{80} = 0,5 \Rightarrow \alpha = 26,5^\circ < 35^\circ$$

$\alpha < 35^\circ$ on aura pas besoin de coffrage

Armatures:

$$F_x = \frac{79(200-40)}{8 \cdot 50,5} = 30 \text{ t}$$

$$F_y = \frac{79(200-30)}{8 \cdot 55} = 31 \text{ t}$$

Détermination des sections d'armatures

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{30}{2,8} = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{31}{2,8} = 11,1 \text{ cm}^2$$

j'adopte finalement 12T12 dans les deux sens

Semelle S₂

coffrage: L'effort normal total est de 7t

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A \cdot B = \frac{7 \cdot 10^3}{2} = 3500 \text{ cm}^2$$

j'adopte une section de (65 x 65) cm²
 hauteur de la semelle:

$$h \geq \frac{165-30}{4} = 8,8 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq \frac{165-25}{4} = 10 \text{ cm}$$

coffrage final pour S₂

$A = 165 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$
--

Armatures:

$$F_x = \frac{7(65-30)10^3}{8 \cdot 36,5} = 0,84 \text{ t} \quad ; \quad F_y = \frac{7(65-25)}{8 \cdot 35} = 1 \text{ t}$$

Sections d'armature

$$A_x = \frac{0,84}{2,18} = 0,38 \text{ cm}^2 \quad A_y = \frac{1}{2,18} = 0,46 \text{ cm}^2$$

j'adopte finalement 5T10 dans les deux sens

Vérification au séisme

Semelle S1: $\left\{ \begin{array}{l} N = 33 \text{ t} \\ M = 1,82 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$

$$\frac{33 \cdot 10^3}{140^2} + \frac{1,82 \cdot 70 \cdot 10^5}{320 \cdot 10^5} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,08 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,28 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,88 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad Q = \sqrt{140^2} \times 1,88 = 36,8 \text{ t}$$

$$F_x = 13,8 \text{ t} \quad F_y = 14,5 \text{ t}$$

$$A_x = 4,82 \text{ cm}^2 \quad A_y = 5,17 \text{ cm}^2$$

Les sections trouvées sont inférieures à la section adoptée

$$8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Semelle S2: $\left\{ \begin{array}{l} N = 79 \text{ t} \\ M = 2,15 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$

$$\frac{79 \cdot 10^3}{200^2} + \frac{2,15 \cdot 100 \cdot 10^5}{1333 \cdot 10^5} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,13 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,8 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,04 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad Q = \sqrt{200^2} \times 2,04 = 81,6 \text{ t}$$

$$F_x = 31 \text{ t} \quad F_y = 32 \text{ t}$$

$$A_x = 11 \text{ cm}^2 \quad A_y = 11,4 \text{ cm}^2$$

Les sections trouvées sont inférieures à la section adoptée

$$12T12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES LONGRINES

Les longrines se calculent comme des poutres courbées à leurs extrémités aux moments à la base des poteaux

Leurs poids propre n'est pas pris en compte, car elles reposent directement sur le sol, ainsi leur poids propre est équilibré par la réaction du sol

SENS LONGITUDINAL: Le moment à la base des poteaux est très faible par rapport au moment à la base des poteaux dans le sens transversal. Je ne ferais donc l'étude que dans le sens transversal.

SENS TRANSVERSAL:

Le moment le plus défavorable à la base des poteaux est:

$M = 2,15 \text{ t.m}$ SOUS (SP2)

je traite toutes les longrines de la même manière j'adopte des armatures symétriques

Détermination des armatures:

$M = 2,15 \text{ t.m}$

$b = 30 \text{ cm}$
 $h = 26 \text{ cm}$
 $h_t = 30 \text{ cm}$
 $\sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0378$

$k = 45,2$
 $\epsilon = 0,9169$

$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,15 \text{ cm}^2$

j'adopte finalement 3T12(3,39) en haut et en bas

contrainte de béton et celle de l'acier

L'effort de compression qui s'exerce sur la longrine (voir diagramme effort/déplacement combinaison G+I+S° P.22)

$N = 3,1 \text{ t}$
 $\sigma'_b = \frac{3100}{300} = 10,3 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = \frac{3100}{6,78} = 457 \text{ kg/cm}^2$

COMPARAISON

**p-s 69 - nouveau r-p-s
algerien**

1

NOUVEAU REGLEMENT DU SEUME EN ALGERIE

INTRODUCTION

Le bâtiment sera conçu, et construit pour résister aux forces sismiques latérales totales, agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule:

$$V = A D B Q W$$

A coefficient d'accélération des zones: Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique on distingue trois groupe d'usage:

• Groupe d'usage 1: ouvrages importants nécessaires aux besoins

• Groupe d'usage 2: ouvrages commerciaux, ou résidentiels ^{vitaux}

• Groupe d'usage 3: ouvrages peu importants on peut lire la valeur de A dans un tableau, en fonction de groupe d'usage et de la zone sismique

D Facteur d'amplification dynamique moyen: Il dépend

du type du sol et de la période du bâtiment, sa valeur est déterminée sur une courbe tracée en fonction de la période et de la nature du sol

- sol meuble: $D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}$; avec $D_{max} = 2$; $D_{min} = 1$

- Sol ferme: $D = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T}}$; avec $D_{max} = 2$; $D_{min} = 0.55$

- T période: $T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_s}}$ h_n : hauteur de la base au niveau n
 D_s : largeur effective du système dans la direction // aux forces appliquées

B Facteur de comportement de la structure: Il dépend du type du système de contreventement et du type de la structure

Q Facteur de qualité: $Q = 1 + \sum_{q=6}^{q=6} P_q$

P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non de critères de qualité q

si la qualité est très bonne tous les critères sont observés alors $\sum P_q = 0$ et $Q = 1$

sinon $\sum P_q = 0.6$ et $Q = 1.6$

Recapitulation dans un tableau de différents critères

2

n	CRITERE	Pn	
		C.O	C.N.O
1	Redondance des ptes portees	0	0,1
2	Redondance en plan	0	0,1
3	Symetrie en plan	0	0,1
4	Regularite en elevation	0	0,1
5	Contrôle qualité des matériaux	0	0,1
6	Contrôle qualité construction	0	0,1

C.O: critère observé
C.N.O: critère non observé

W: totalité des charges permanentes (poids total de la structure)

Dans tous les calculs qui vont suivre, je n'étudie que le portique TRANSVERSAL

Détermination de A D B Q dans le sens transversal

• $A = 0,15$

zone: Annala (sur la carte du karand algérien en Algérie) correspond à la zone II
groupe usage 2

• $D = 2$

sol meuble et la période transversement et inférieur à 0,5s

• $B = 1/4$

ossature en béton armé

• $Q = 1/4$

Seul la symétrie en plan (transversement) et la régularité en élévation qui sont des critères observés

Finalement: $V = A D B Q W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,4 = 0,105 W$

Transversement $V = 0,105 W$

3

DISTRIBUTION DES FORCES LATERALES

La force latérale totale V doit être distribuée par la hauteur de la structure selon les formules suivantes

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

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07TV$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \text{période en seconde} \\ F_t < 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7 \text{ s} \end{array} \right.$$

La partie restante de l'effort latéral total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

A chaque niveau désigné par x la force F_x doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau

MOMENT DE TORSION:

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité, et le centre de rigidité sont pris en compte

Les efforts négatifs dus à la torsion devront être négligés

L'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être au moins égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau

ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL AU SEISME PAR LE NOUVEAU REGLEMENT

- La force latérale totale est :

$$V_T = 0,105W$$

$$W = (150 + 4 \times 185) = 900t$$

$$V_T = 0,105 \times 900 = \underline{94,5t}$$

- Détermination des forces latérales totales par niveau

$$F_x = \frac{V \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

$$F_t = 0 \text{ car } T < 0,7s$$

Récapitulation des différentes valeurs sous forme de tableau

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$\frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i}$	0,33	0,298	0,2	0,12	0,035
F_x	31,5	28,17	19,9	11,6	3,3

Répartition de la force totale F_x par rapport les portiques transversaux

Le procédé est le même - que celui déjà calculé pour $\alpha = 0,15$ P569

Ainsi les forces dues à la translations sont égales à :

$$\frac{F_x}{6} \text{ suivent chaque portique}$$

- les forces dues à la rotation :

notre excentricité est : $e = 0,33m$

5

Le nouveau règlement nous impose une excentricité minimale de

$$e_m = 5\% \cdot 16,5 = 0,825m$$

Ainsi $e_m > e$ on adoptera donc comme excentricité, l'excentricité e_m

La méthode de calcul est la même que celle, déjà exposé pour $\alpha = 0,5$ (p569)

Je récapitule dans un tableau les seules données qui ont changés
Je garde les mêmes désignations des portiques

PORTIQUE	$I_{pe} 10^3$	l_m	$I_{pe} l^2$	Forceion
a	2,95	9,075	26,77	0,03 F_x
b	2,95	4,575	13,49	0,016 F_x
c	2,95	2,075	6,12	0,007 F_x
d	2,95	-1,425	-4,12	-0,005 F_x
e	2,95	-3,925	-11,58	-0,013 F_x
f	2,95	-7,425	-21,9	-0,002 F_x

$$Forceion = \frac{I_{pe} \cdot \theta I e}{J}$$

$$J = 6,95,2 \cdot 10^3$$

ces efforts ne seront pas pris en compte car ils sont négatifs

L'effort total par portique est égale à la force due translation plus celle due à la rotation
Je récapitule toutes ces valeurs dans un tableau

PORTIQUE	FORCE due TRANSLATION	FORCE due ROTATION	FORCE FINALE
a	$F_x/6$	0,03 F_x	0,1967 F_x
b	$F_x/6$	0,016 F_x	0,1827 F_x
c	$F_x/6$	0,007 F_x	0,1737 F_x
d	$F_x/6$	—	$F_x/6$
e	$F_x/6$	—	$F_x/6$
f	$F_x/6$	—	$F_x/6$

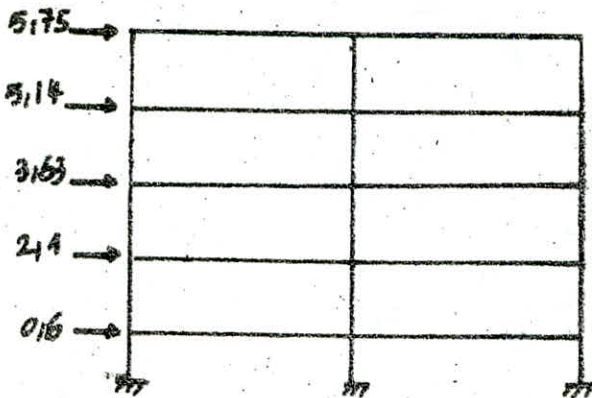
6

sous les charges verticales, le portique le plus chargé correspond au portique b

Ainsi le portique que nous étudierons sera le suivant

NIVEAU	I	II	III	II	I
0,1827Fx	5,75	5,14	3,63	2,1	0,6

Schéma du portique transversal

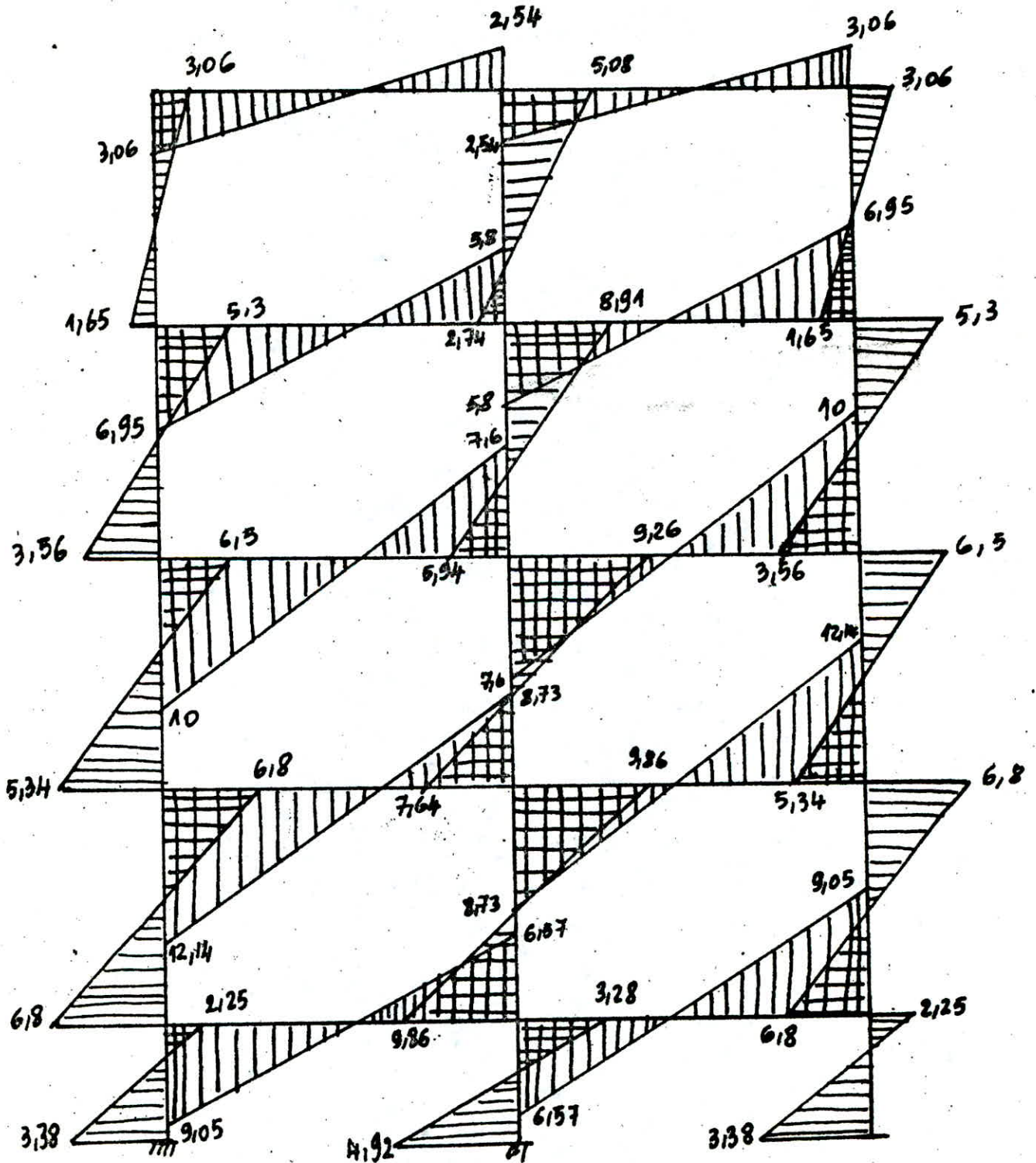


L'étude de ce portique sous les charges horizontales se fera par la méthode de BOWMAN, méthode déjà exposée précédemment

NIVEAU	27°Fx	45°Fx	Δh	βh
II	1,57	2,61	1,95	1,05
II	1,14	2,34	1,8	1,2
II	0,99	1,65	1,65	1,35
I	0,57	0,96	1,5	1,5
I	0,164	0,273	0,48	0,72

Je ne détaillerais pas tous mes calculs, les valeurs finales sont toutes récapitulées dans le diagramme des moments

**DIAGRAMME DES MOMENTS PORTIQUE
TRANSVERSAL NOUVEAU REGIEMENT
SOUS CHARGES HORIZONTALES**



54

COMBINAISONS DE CHARGES NOUVEAU RÈGLEMENT

Le nouveau règlement du séisme, nous impose les combinaisons suivantes:

• $0,8G \pm E$

E: séisme

• $G + P \pm E$

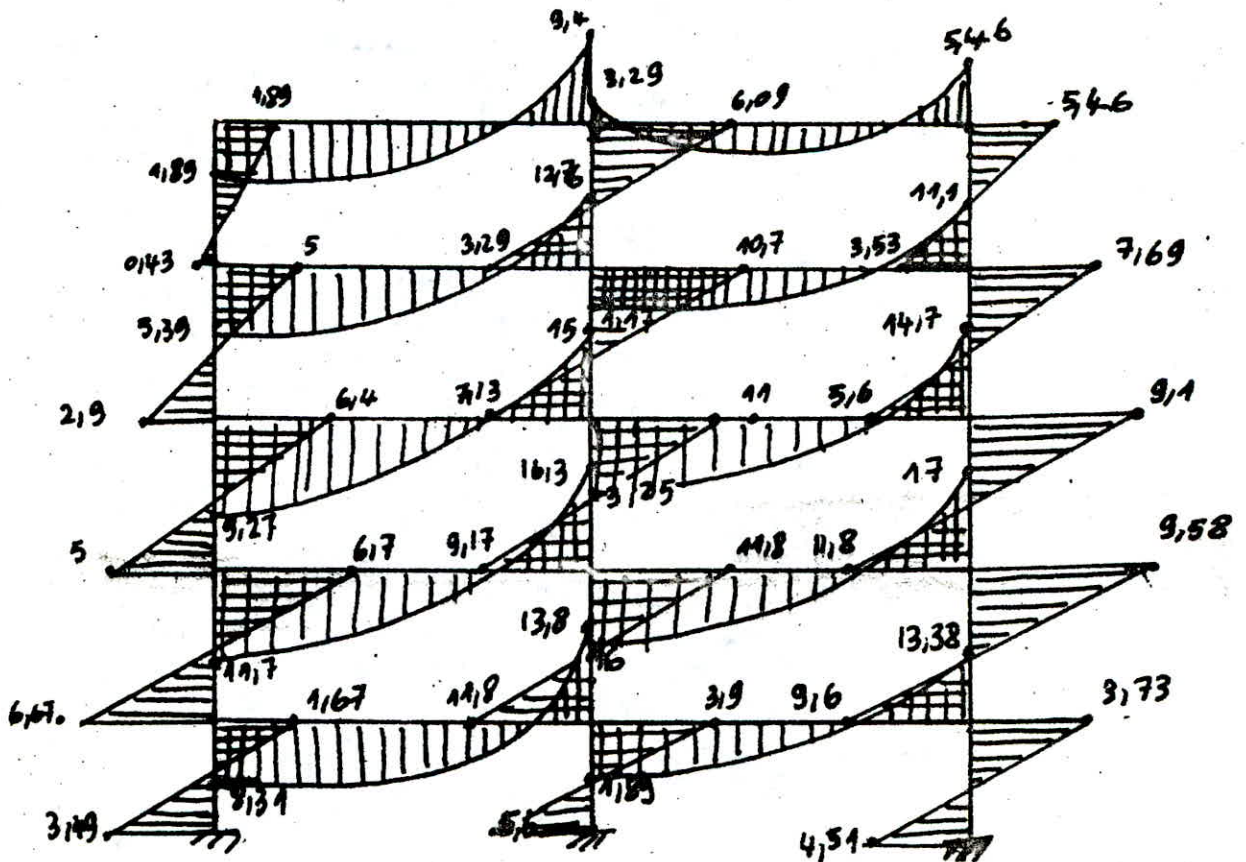
G = charge permanente

P = surcharge

• Pour les poteaux la combinaison $G + P + 1,2E$

NB: Le portique transversal est symétrique
Ainsi les efforts maximums obtenus, en considérant le séisme dans un sens, seront les mêmes que ceux obtenus en considérant le séisme dans l'autre sens.
finalement dans mes combinaisons, je considère E dans un sens seulement

MOMENT SOUS $G + P + 1,2E$



6

9

DIAGRAMME DES MOMENTS PORTIQUE TRANSVERSAL SOUS 0,80+E

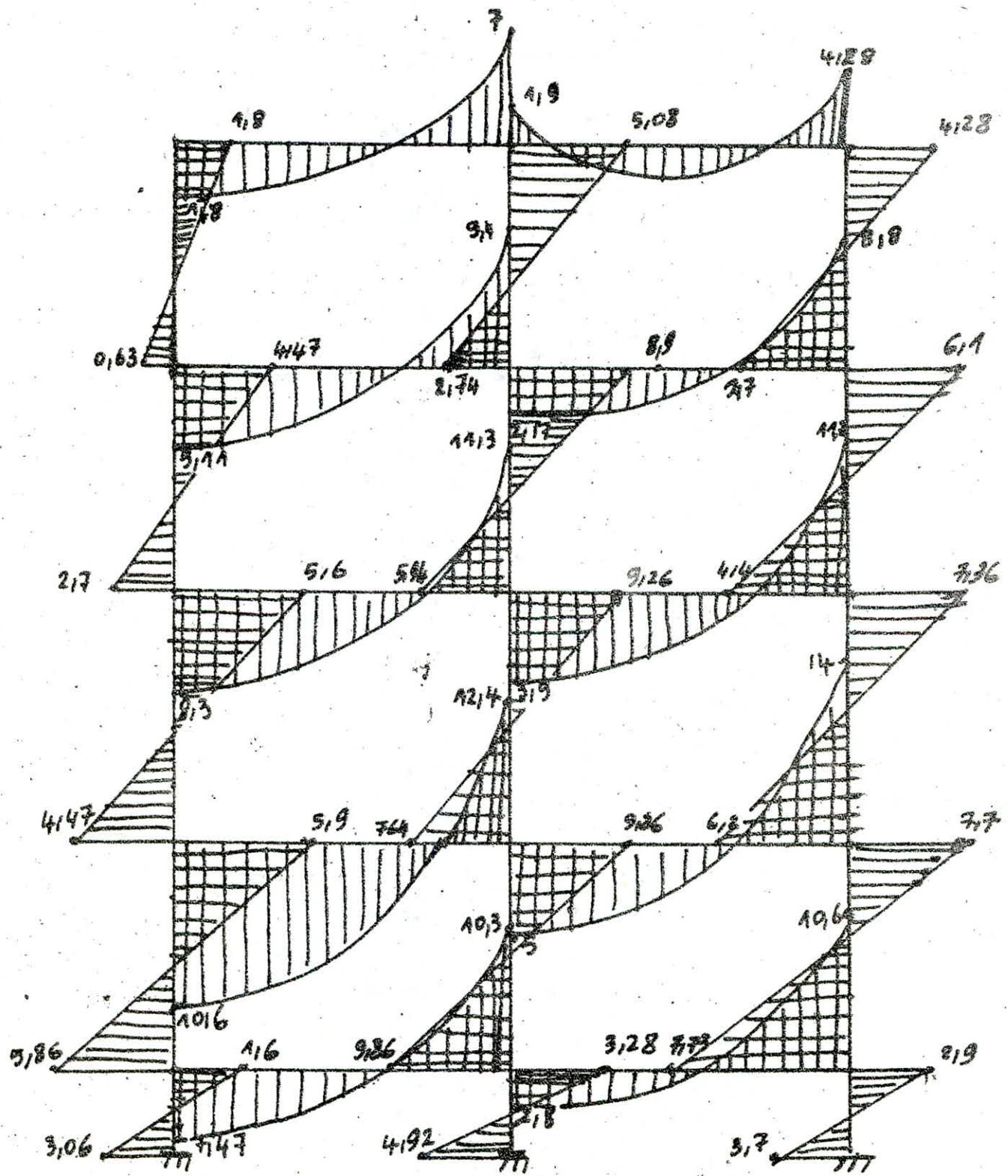
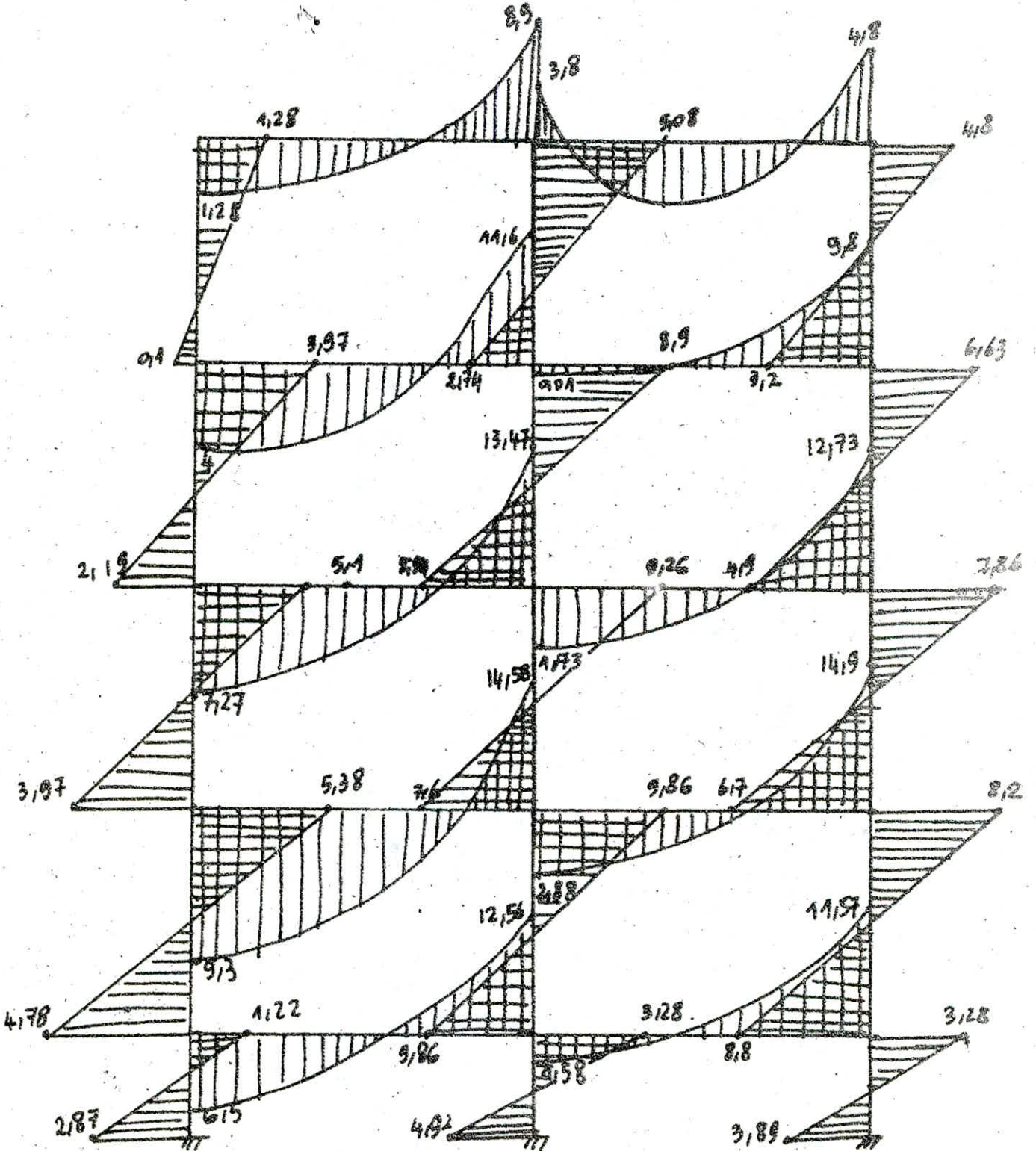


DIAGRAMME DES MOMENTS PORTIQUE
TRANSVERSAL SOUS G + P + E



FERRAILLAGE DES POUTRES SOUS NOUVEAU REGIEMENT

je ne détermine que les sections d'armature sur l'appui ① et l'appui ② 

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Récapitulation des différentes valeurs sous forme de tableaux
Moments sur appui sont donnés par la combinaison G + P + E

NIVEAU I

Section	1	2
M l.m	418	819
N	0,0339	0,063
K	4812	2312
E	0,9209	0,8963
A	3,03	5,77
G _b	87	127

NIVEAU II

Section	1	2
M l.m	918	1116
N	0,069	0,082
K	3113	2814
E	0,8920	0,8840
A	6,38	7,16
G _b	134	150

NIVEAU III

Section	1	2
M l.m	12173	13447
N	0,109	0,095
K	2614	2516
E	0,1879	0,1868
A	8,14	8,9
G _b	139	164

NIVEAU IV

Section	1	2
M l.m	1419	14158
N	0,1405	0,103
K	2319	2412
E	0,18715	0,18725
A	9,93	9,17
G _b	176	174

NIVEAU V

Section	1	2
M l.m	11197	12156
N	0,1081	0,10889
K	2813	2617
E	0,18869	0,18801
A	7,16	8,29
G _b	148	157

REMARQUE:

Vue que le nouveau règlement du séisme, nous donne des résultats proches de ceux obtenus par les PS69 sous le coefficient d'intensité $\alpha = 1$
Ainsi dans ce qui suit j'ai fait l'étude du parlique transversal en prenant $\alpha = 1$
ceci me permettra de comparer les résultats obtenus sous Nouveau Règlement, et sous $\alpha = 1$

SEISME PS 69
AVEC COEFFICIENT D'INTENSITE $\alpha = 1$

• Coefficient sismique longitudinal devient:

$$\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_r \delta = 1 \times 1,15 \times 0,1 \times \gamma_r = 0,115 \gamma_r$$

• Coefficient sismique Transversal devient:

$$\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_r \delta = 1 \times 1,15 \times 0,09 \gamma_r = 0,104 \gamma_r$$

La resultante des forces sismique horizontale est:

• Longitudinalement : $R_L = \sigma_L W$
 • Transversalement : $R_T = \sigma_T W$

Tableau Récapitulatif

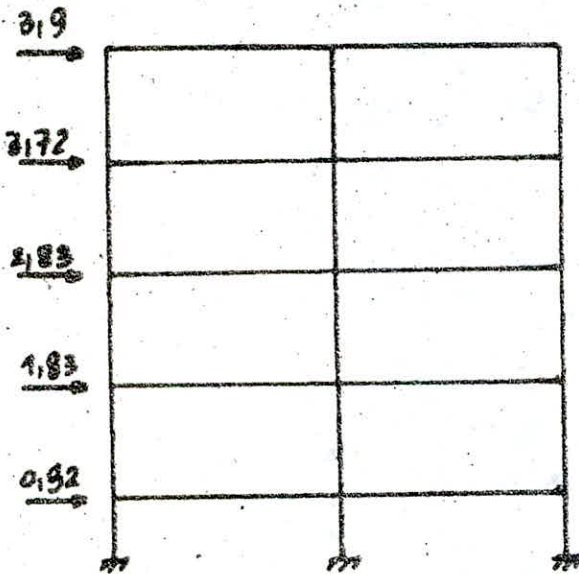
NIVEAU	IV	III	II	I	I
σ_T	0,138	0,114	0,086	0,056	0,028
σ_L	0,157	0,125	0,094	0,062	0,031
R_L	25,7	23,8	17,8	11,8	5,8
R_T	22,6	21,6	16,4	10,6	5,34

**ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL
SOUS FORCES SISMiques HORIZONTALES
POUR $d \geq 1$**

Le calcul reste le même que pour $d = 0,5$ seul
les valeurs de R_T qui change

NIVEAU	V	IV	III	II	I
$H_F = 0,1724 R_T$	3,86	5,72	2,83	1,83	0,92

Schéma du portique :



L'étude de ce portique sous les charges horizontales
se fera suivant la méthode de BOWMAN
le calcul a été fait en détail pour $d = 0,5$, pour
ce portique je ne représente - que le résultat
final c'est à dire le diagramme des moments
sous les charges horizontales.

DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS SIV POUR $\alpha = 1$

Après avoir calculé le Cras sous charge uniformément répartie due au sisme vertical sous $\alpha = 1$ j'obtiens le diagramme suivant

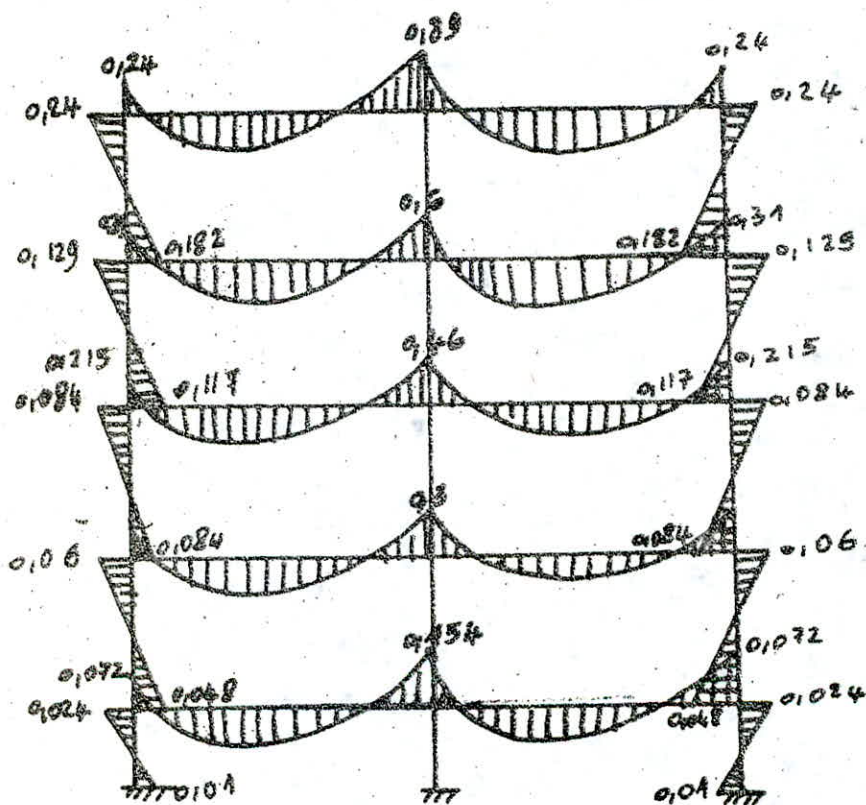
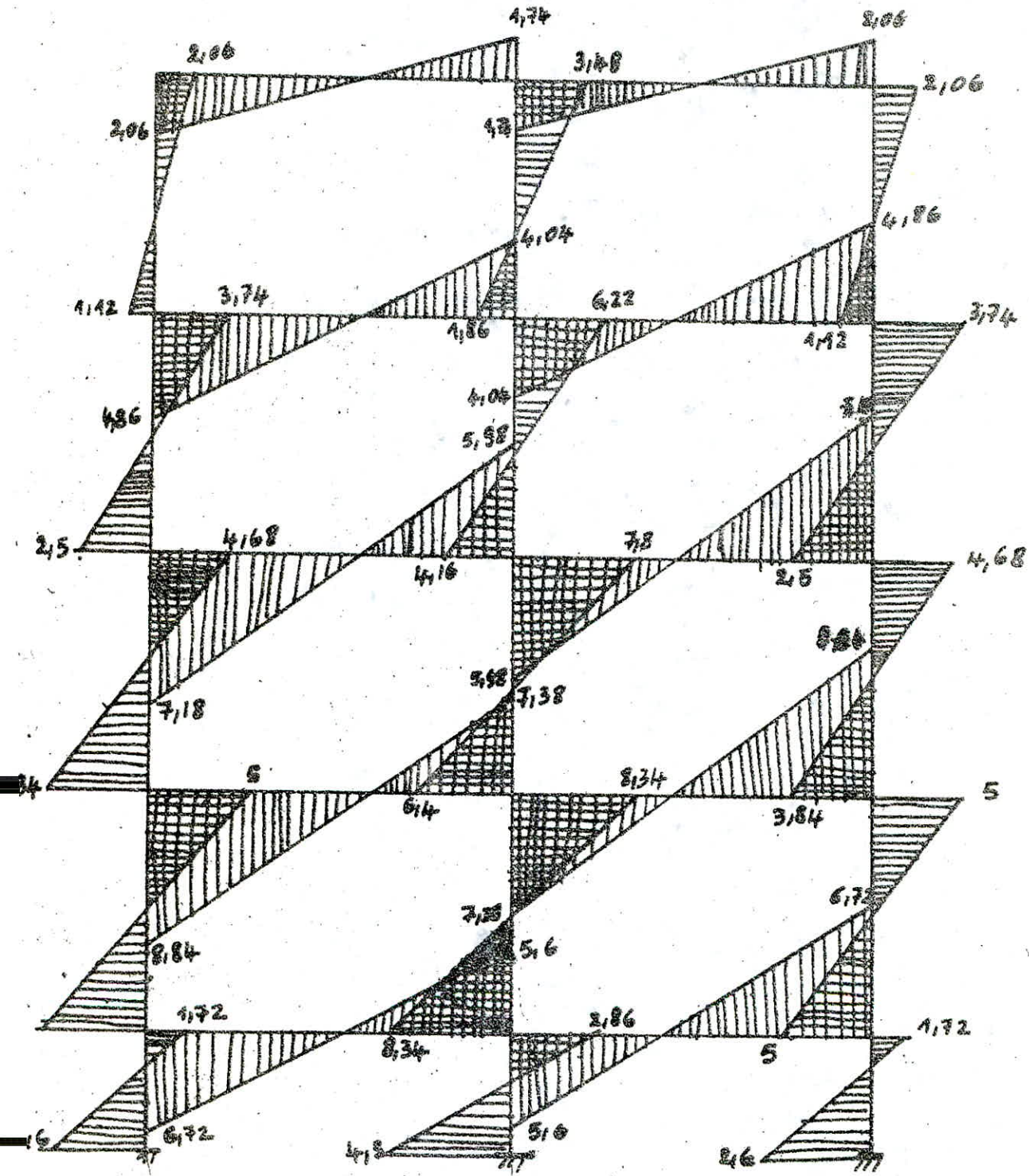


DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS CHARGES HORIZONTALES POUR $\alpha = 1$



COMBINAISONS DES CHARGES SOUS $\alpha = 1$

De même que précédemment, c'est à dire pour $\alpha = 0,5$ je ferais les deux combinaisons suivantes

$$\bullet G + P + SIV_{\downarrow} + \overrightarrow{SIH}$$

$$\bullet G + P/5 + SIV_{\uparrow} + \overrightarrow{SIH}$$

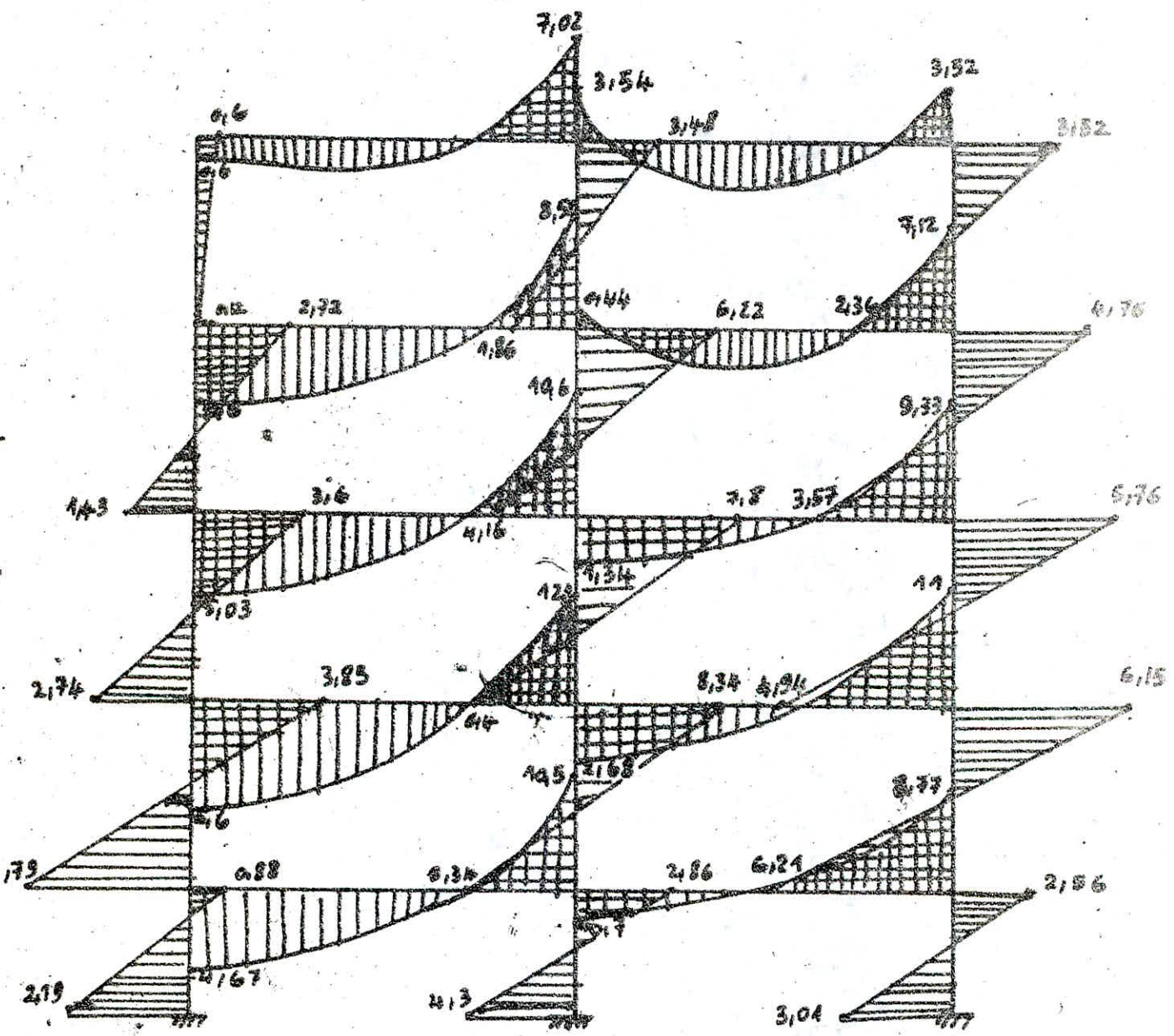
Le diagramme des moments est obtenu par la superposition des diagrammes de :

$(G + P + SIV_{\downarrow})$ et celui de (\overrightarrow{SIH}) pour la 1^{ère} combinaison

et $(G + P/5 + SIV_{\uparrow})$ et celui de (\overrightarrow{SIH}) pour la 2^{ème} combinaison

NB: Dans les combinaisons de charge, je ne considère le sens horizontal que dans un sens (\overrightarrow{SIH}) dans l'autre sens (\overleftarrow{SIH}) j'obtiendrais les mêmes maximums, vu que le portique transversal est un portique symétrique

DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS
 $G + P/3 + 5I_v \uparrow + 5I_H$; POUR $\alpha = 1$

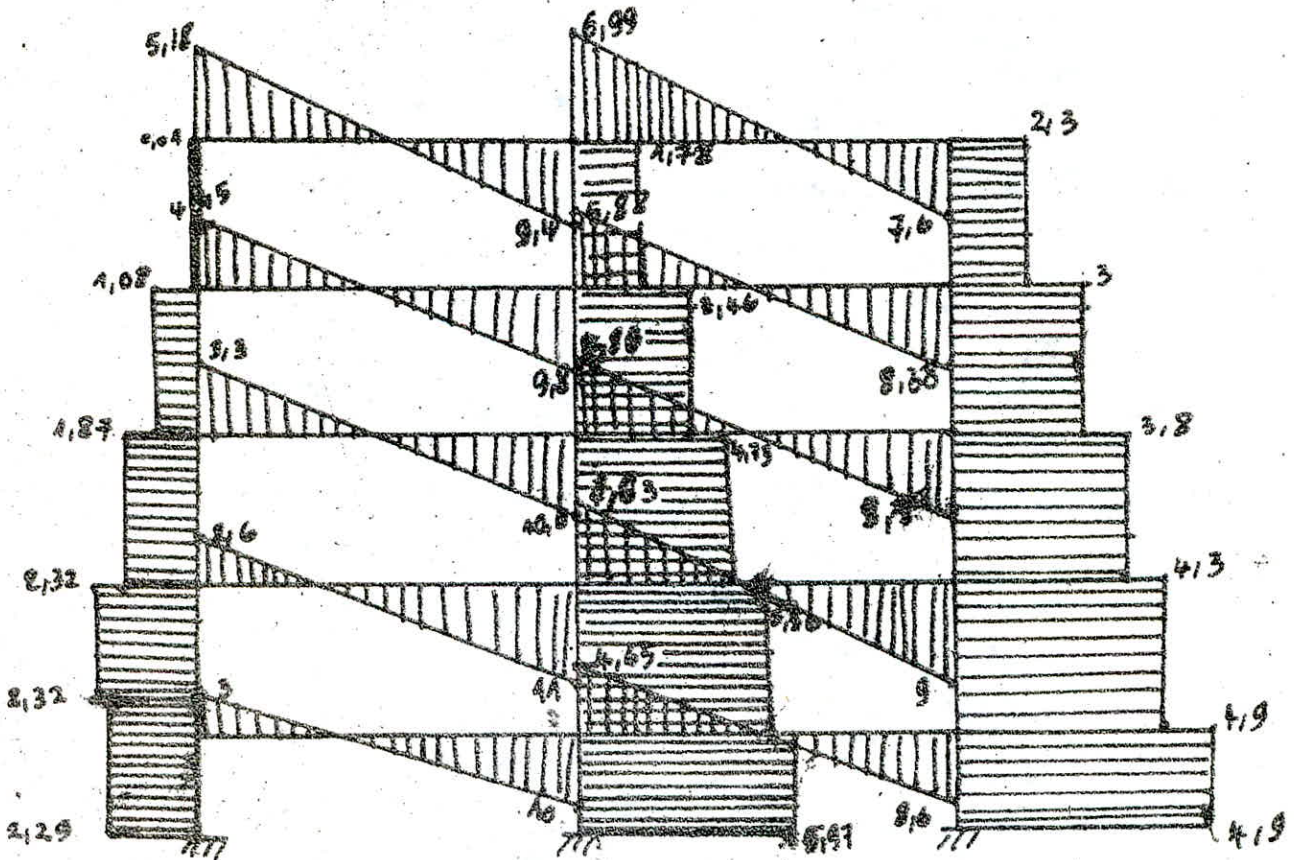


EFFORT TRANCHANT
SOUS G + P + S_{IV} + S_{II} POUR α=1

Effort tranchant $T = T_0 \pm \frac{M_i - M_i}{l_i}$

NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_i - M_i}{l_i}$	G + P + S _{IV}	
			q	T ₀
V	1-2	2,12	3,25	7,13
	2-3	0,34		
IV	4-5	2,68	3,17	7,13
	5-6	4,25		
III	7-8	3,66	3,1	6,97
	8-9	2,14		
II	10-11	4,3	3,05	6,86
	11-12	2,23		
I	13-14	3,52	2,95	6,6
	14-15	4,95		

j'étudie l'effort tranchant correspondant à cette combinaison seulement car elle est la plus défavorable



FERRAILLAGE DES POUTRES

Cas ou $\alpha = 1$

Dans ce calcul, je ne tiendrais compte que des sections d'armature sur appui.
Ainsi j'aurais l'appui ① et l'appui ②

Rappel du schéma ① ————— ② ————— ③

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Je récapitule tous mes valeurs sous forme de tableau en rappelant à chaque fois la contrainte de compression du béton

NIVEAU V

Section	1	2
M l.m	4108	8,98
N	0,0288	0,0688
K	53	53
E	0,9270	0,8958
A	2,56	5,82
$\bar{\sigma}_b$	79	127

NIVEAU IV

Section	1	2
M l.m	8	10,4
N	0,0566	0,0736
K	35,4	30,1
E	0,9008	0,8891
A	5,16	6,79
$\bar{\sigma}_b$	119	140

NIVEAU III

Section	1	2
M l.m	10	12,2
N	0,0709	0,086
K	30,9	27,2
E	0,8911	0,8815
A	6,8	8
$\bar{\sigma}_b$	135	156

NIVEAU II

Section	1	2
M l.m	11,27	15,6
N	0,0799	0,096
K	28,6	25
E	0,8853	0,8750
A	7,35	9
$\bar{\sigma}_b$	145	168

NIVEAU I

Section	1	2
M l.m	9,3	11,7
N	0,065	0,082
K	32,5	28
E	0,8947	0,8837
A	6	7,69
$\bar{\sigma}_b$	129	150

COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS SOUS NR, $\alpha = 1$, $\alpha = 0,5$

• charges sismiques horizontales

- graphe 1 : Effort par niveau
- graphe 2 : Effort cumulé par niveau
- graphe 3 : Ecarts des efforts cumulés par niveau en pourcent (%)

• Moment dans les poteaux

Je ne considère que les poteaux appartenant à la file de rive

- graphe 4 : Moment en tête, et à la base des poteaux sous les charges sismiques horizontales

- graphe 5 : Moment en tête, et à la base des poteaux sous la combinaison la plus défavorable

• Pour le NR on doit considérer la combinaison $G + P + 1,2E$

• Pour les PS69 on a (pour $\alpha = 1$ et $\alpha = 0,5$) $G + P + S$

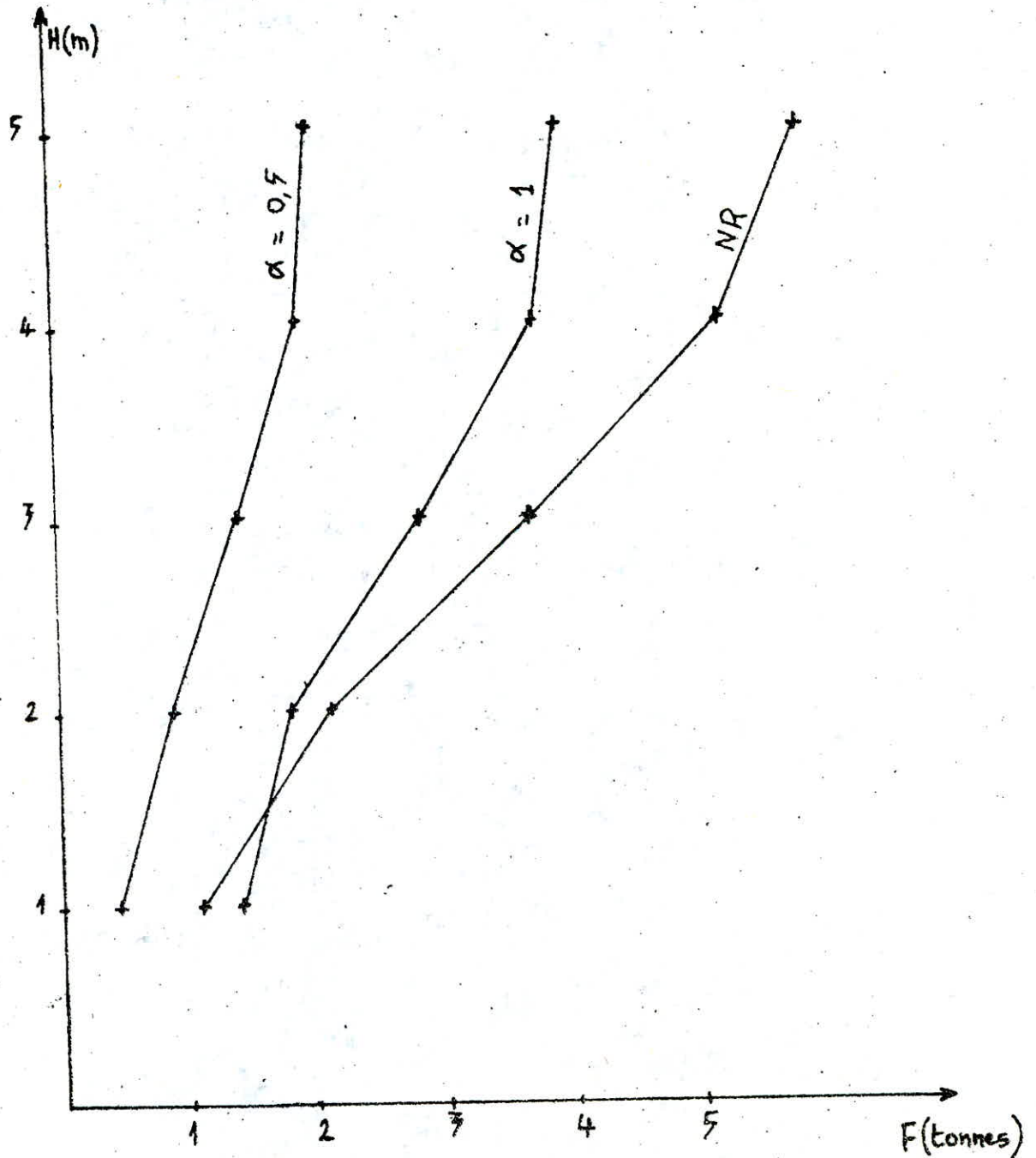
• Section d'armature théorique tendue sur appuis dans les poutres

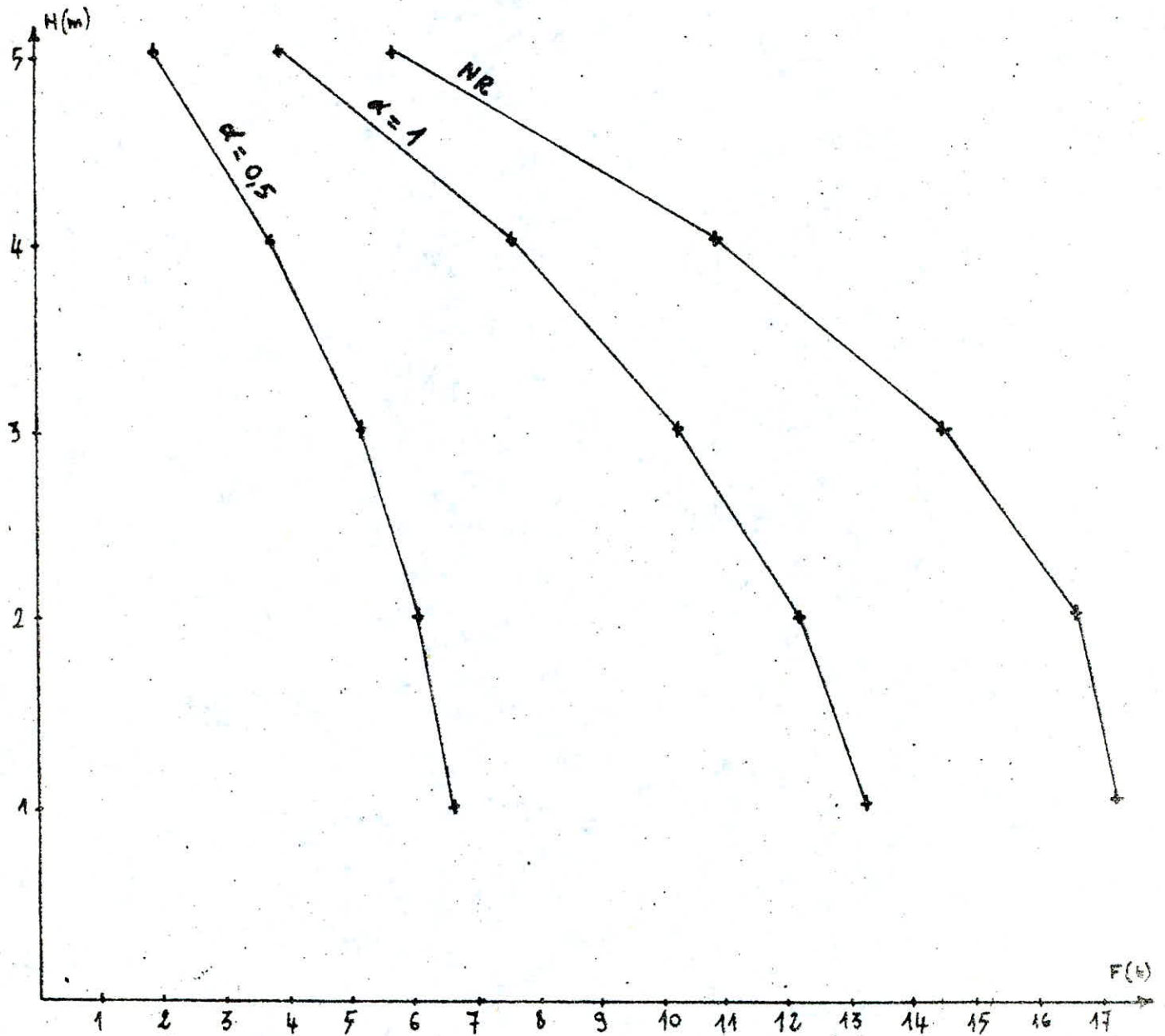
- graphe 6 : APPUI ①

- graphe 7 : APPUI ②



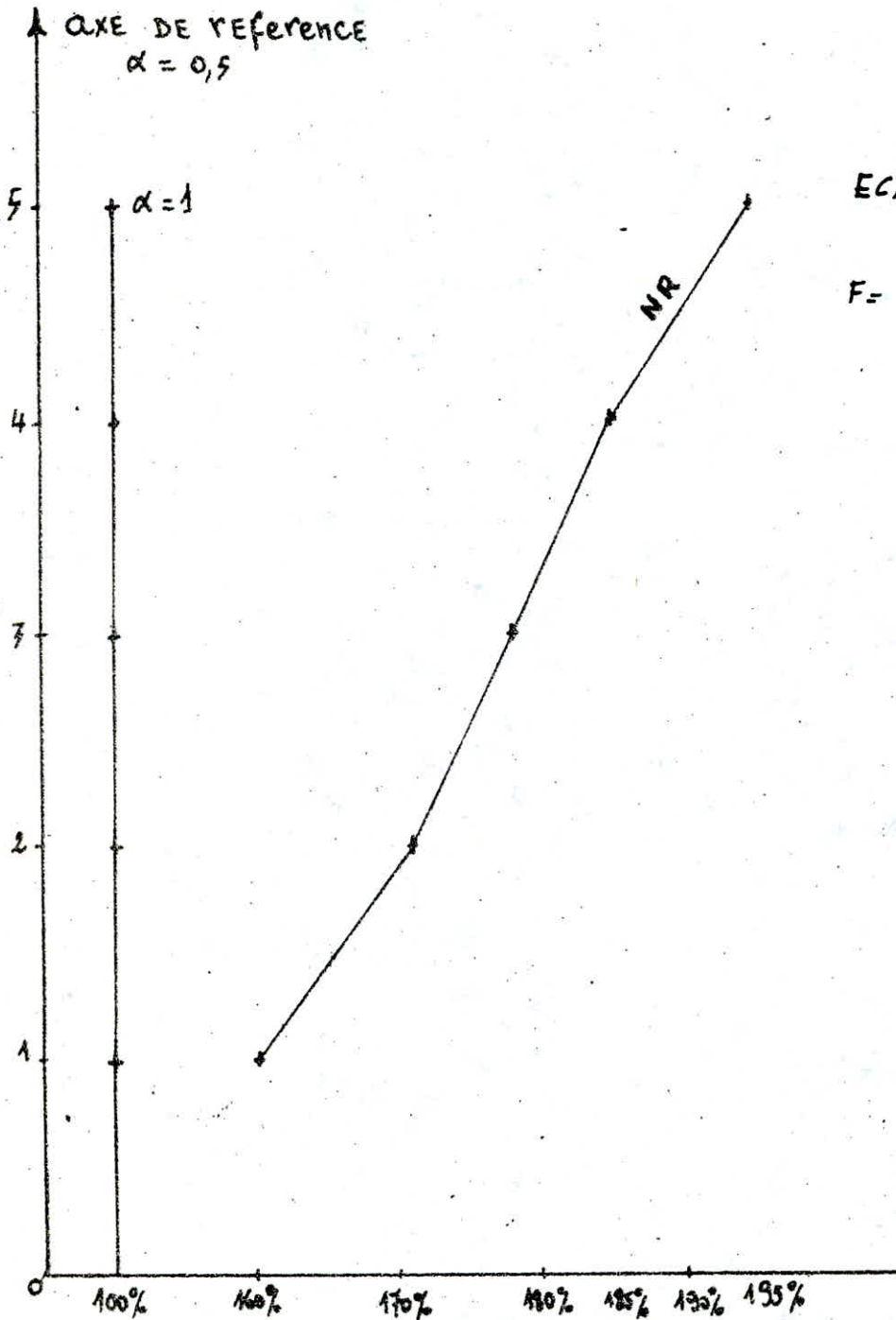
FORCE TOTALE PAR NIVEAU
PORTIQUE TRANSVERSAL



FORCES LATERALES CUMULEES
PORTIQUE TRANSVERSAL

FORCES LATÉRALES CUMULÉES
ÉCARTEMENTS EN %

AXE RÉFÉRENCE $\alpha = 0,5$

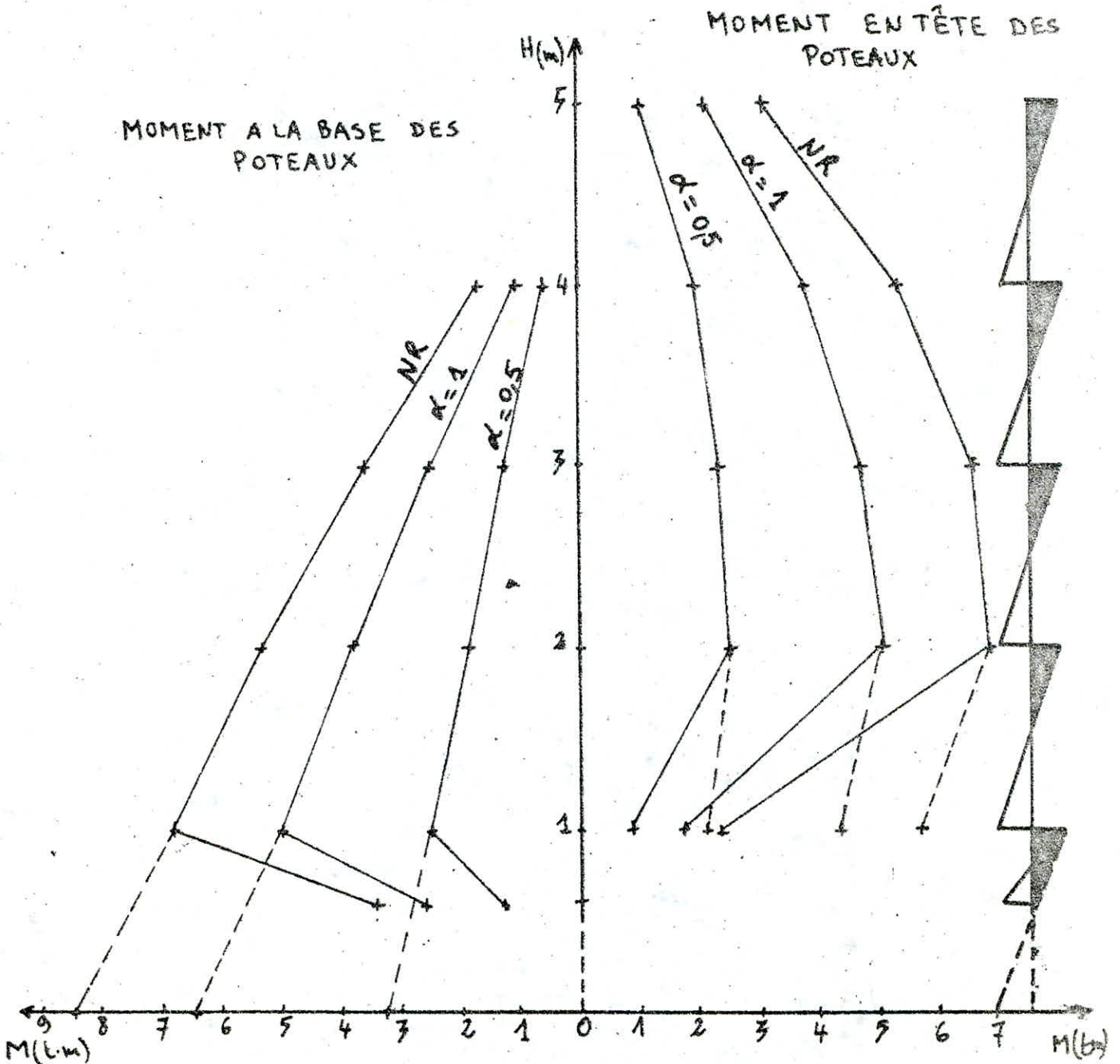


$$\text{ECART} \% = \frac{F_{NR} - F_{\alpha=0,5}}{F_{\alpha=0,5}} \times 100$$

$F = \text{effort cumulé}$

MOMENT SOUS CHARGES SISMQUES
HORIZONTALES DANS UNE FILE
DE POTEAUX DE RIVE

SOUS $\alpha = 1$
 $\alpha = 0,5$
NR

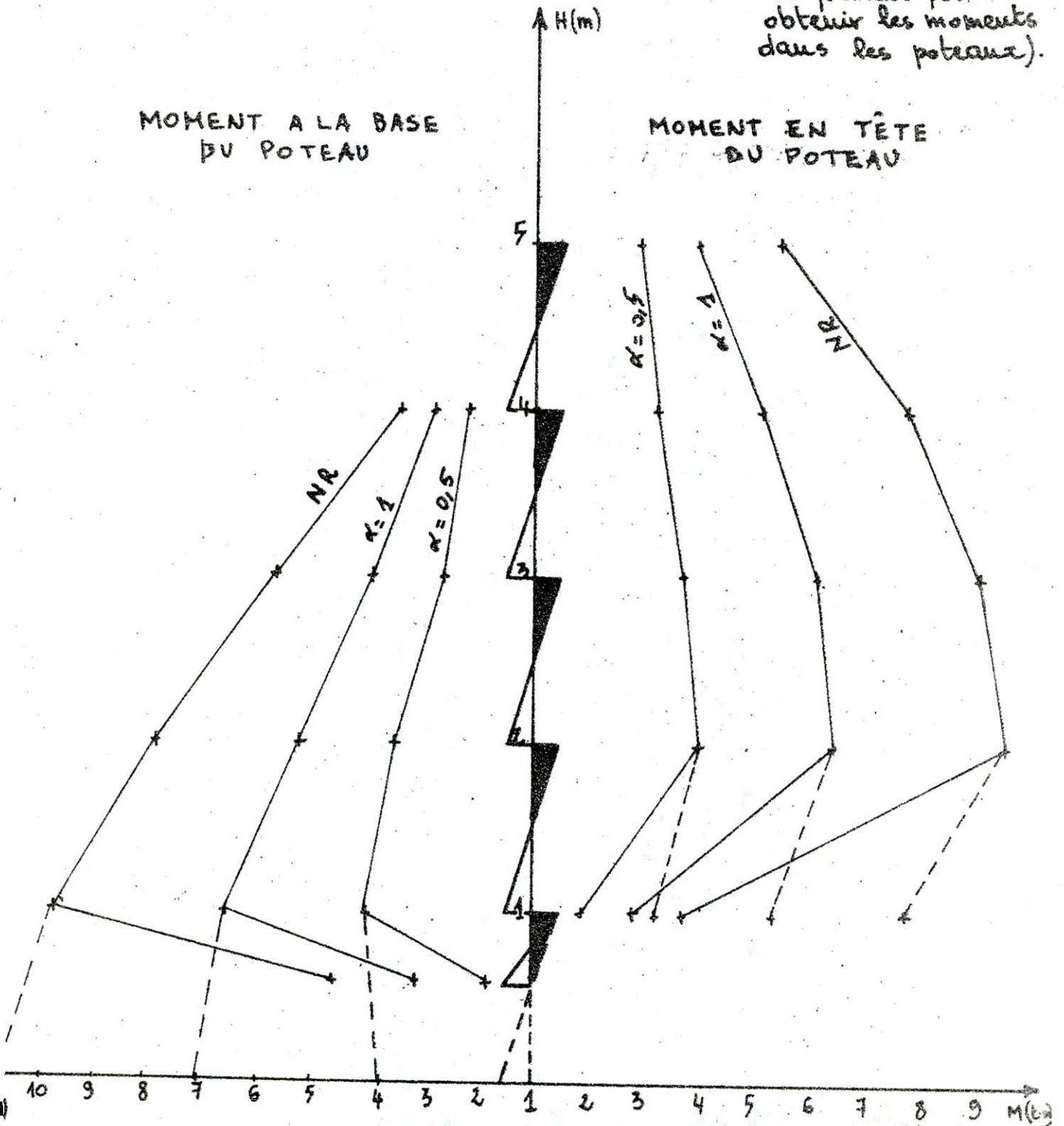


MOMENT DANS UNE FILE DE POTEAUX DE RIVE
SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE

- $\alpha = 0,5$ → $G + P + S$
- $\alpha = 1$ → $G + P + S$
- NR → $G + P + 1,2 E$ (Combinaison imposée par le règlement, uniquement pour obtenir les moments dans les poteaux).

MOMENT A LA BASE
DU POTEAU

MOMENT EN TÊTE
DU POTEAU



SECTION D'ARMATURE THEORIQUE TENDUE SUR APPUIS
DANS LES POUTRES, APPUI ①

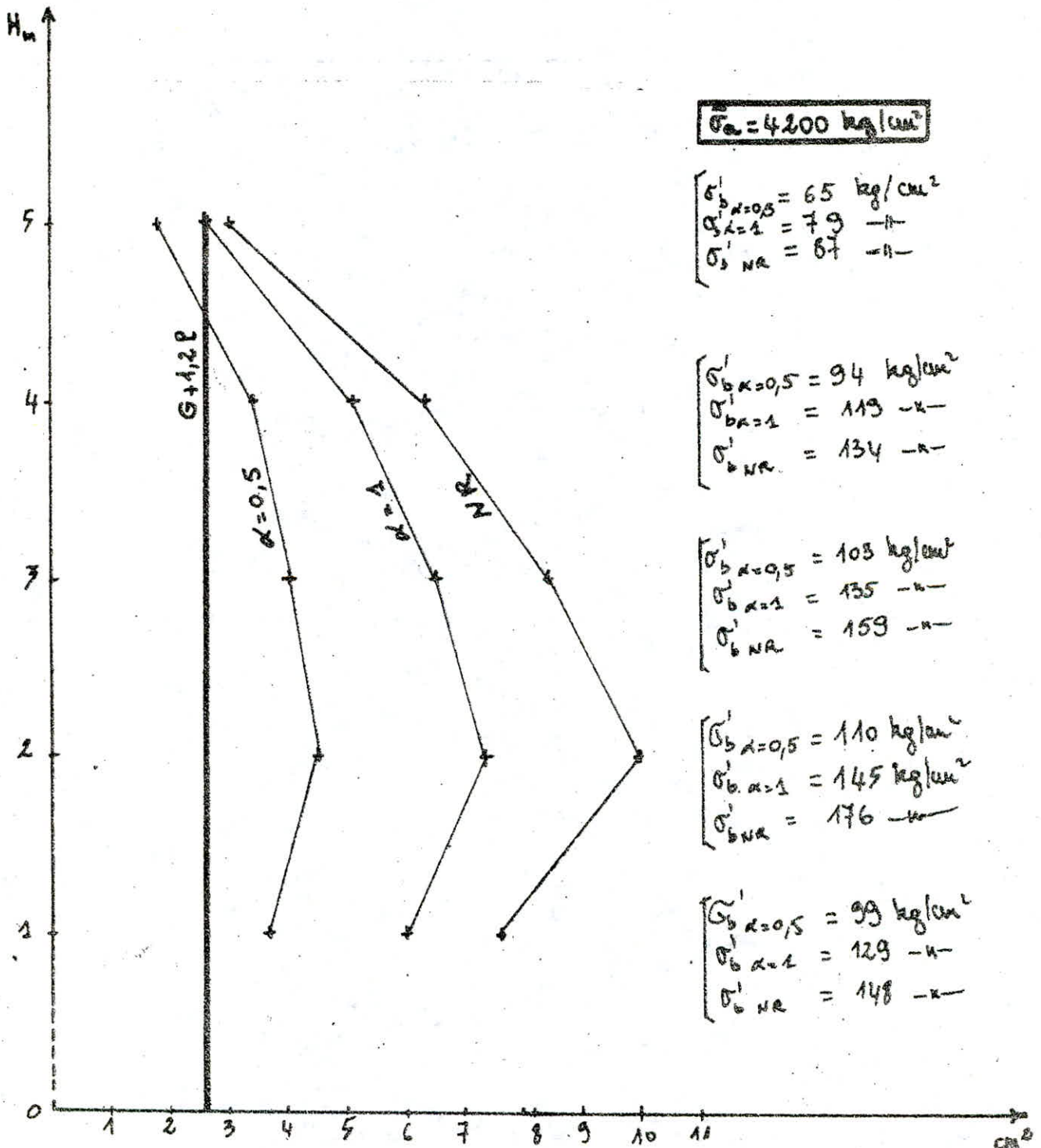
SOUS $\alpha = 0,5$

$\alpha = 1$

NR

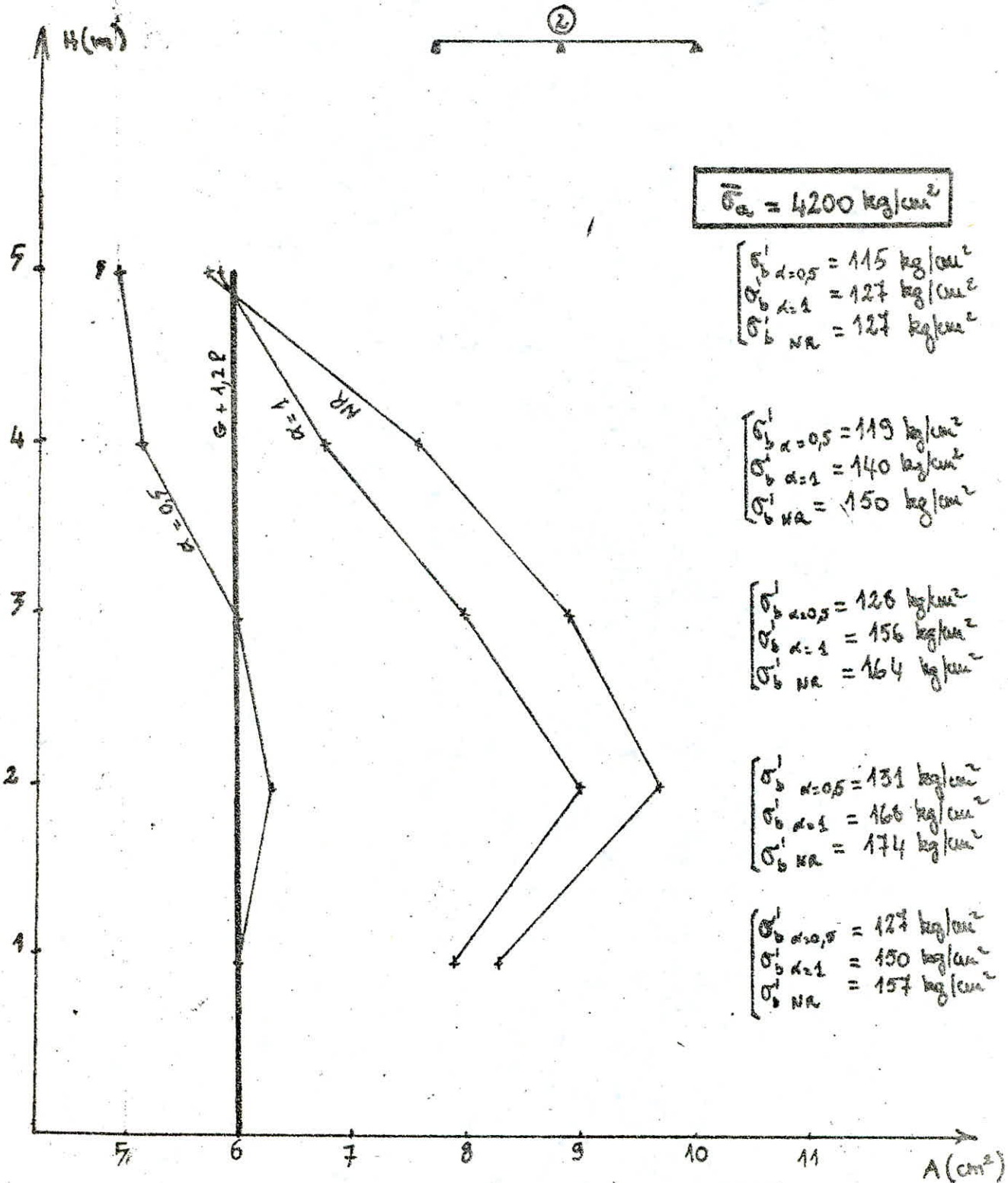


LES SECTIONS D'ARMATURE DONNES SOUS G+1,2,P SONT
SCHEMATISEES SUIVANT UNE DROITE



SECTION D'ARMATURE THEORIQUE TENDUE SUR APPUIS
 DANS LES POUTRES; APPUI (2)
 SOUS $\alpha = 0,5$
 $\alpha = 1$
 NR

LES SECTIONS D'ARMATURE OBTENUES SOUS G+1,2P
 SONT SCHEMATISEES JUVANT UNE DROITE



CONCLUSION

Graphes ① Aux niveaux (3,4,3,2) les forces par niveau données par NR sont supérieures, à celles obtenues par les PS69 pour $\alpha=1$ et $\alpha=0,5$. En comparant la courbe donnée par $\alpha=1$ et celle de NR on remarque que l'écart existant entre les efforts diminue au fur et à mesure qu'on descend de niveau ainsi jusqu'au niveau ②.

Au niveau ① la force donnée par NR est inférieure à celle donnée par $\alpha=1$ cela est dû au fait que :

Pour PS69, j'ai utilisé le coefficient de distribution δ_n donné par Art 31121432 qui suppose que toutes les hauteurs d'étage sont égales ; $\delta_n = \frac{h_n}{\sum h_n}$ ceci est vrai pour tous les autres niveaux sauf pour la hauteur du niveau 1 qui est de 1.20 m

Pour NR la distribution des efforts latéraux se fait suivant la formule $F_x = \frac{V_x h_x}{\sum h_x}$. La hauteur de chaque niveau rentre en compte $\frac{h_x}{\sum h_x}$ dans cette distribution.

Conclusion : Pour les PS69 on a considéré une hauteur de 3 m. Pour le NR on a considéré la hauteur réelle qui est de 1.20

Il est donc normal d'obtenir suivant les PS69 un effort supérieur à celui obtenu par NR.

Graphes ② Les efforts cumulés obtenus par NR sont supérieurs à ceux obtenus pour $\alpha=1$.

Graphes ③ Les efforts obtenus sous PS69 sont de 25% des efforts obtenus sous NR.

Graphes ④ Les moments en tête et à la base des poteaux de rive sous le NR sont supérieurs à ceux obtenus sous $\alpha=1$, $\alpha=0,5$. Au niveau ① les moments en tête et à la base sont très faibles par rapport à ceux obtenus dans les autres niveaux et cela est dû au fait que la hauteur du sol au premier niveau est de 1.20 m au lieu de 3 m comme tous les autres niveaux.

Ainsi sur le graphique j'ai reporté des segments de droite en pointillé, ces valeurs correspondent au cas où la hauteur $h=3$ m, l'hypothèse précédente est vérifiée car le moment obtenu (en pointillé) pour $h=3$ m est supérieur à celui obtenu pour $h=1.20$ m. J'ai reporté directement les valeurs sur le graphique sans détailler les calculs.

graphe ⑤ Les moments sous la combinaison la plus défavorable obtenus sous NR sont supérieurs à ceux obtenus sous $d = 1, d = 0,5$

Pour les moments au t \hat{e} te et a la base au niveau 1, on a la m \hat{e} me explication qu'au graphe ④. Les valeurs en pointill \acute{e} s correspondent au moment sous la combinaison la plus d \acute{e} favorable avec $h = 3m$ au lieu de $1.20m$

graphe ⑥ Par rapport \grave{a} l'axe de r \acute{e} ference G+1,2P, pour le niveau ⑤ on remarque que la section d'armature th \acute{e} orique donn \acute{e} e par G+1,2P suffit pour $d = 0,5, d = 1$ et non NR ce qui s'explique au fait que les efforts sous NR sont sup \acute{e} rieurs \grave{a} ceux d \acute{u} s \grave{a} $d = 0,5, d = 1$

Pour tous les autres niveaux le s \acute{e} isme rentre en jeu, et on doit augmenter la section d'armature donn \acute{e} e par G+1,2P

graphe ⑦ Au niveau ⑤ la section d'armature donn \acute{e} e par G+1,2P suffit, le s \acute{e} isme n'est pas pr \acute{e} pond \acute{e} rant. Pour tous les autres niveaux pour $d = 1, NR$ il faut augmenter la section d'armature.

Pour $d = 0,5$, on l'augmente uniquement au niveau ②

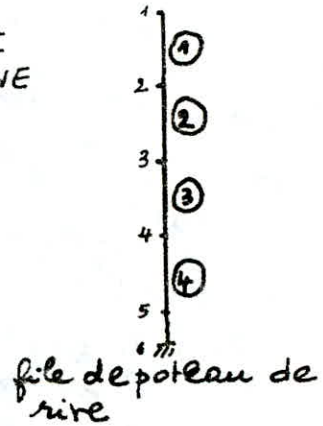
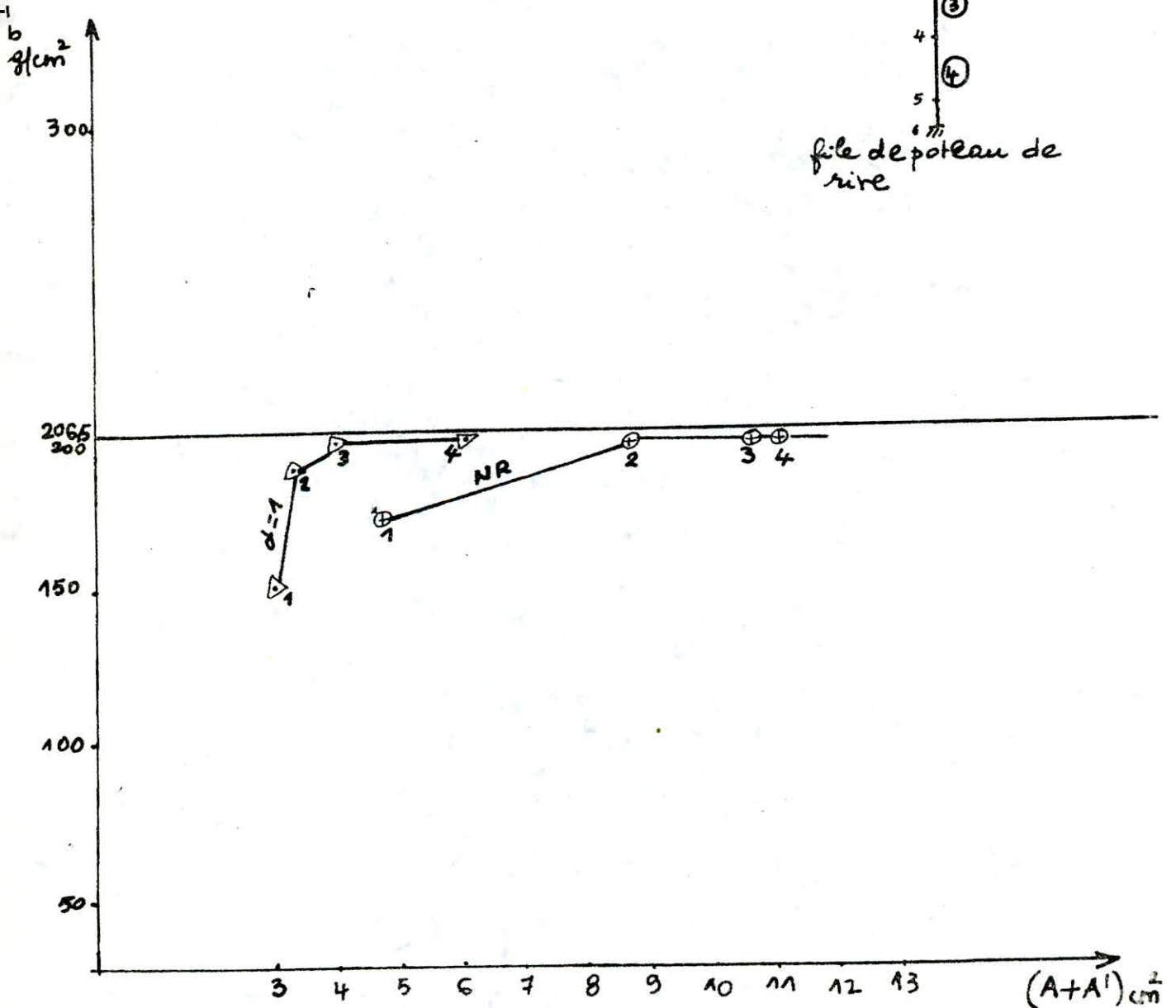
REMARQUE:

Si on compare les sections d'armature donn \acute{e} es par le s \acute{e} isme sur l'appui ① et l'appui ② notamment pour $d = 0,5$ on remarque que le s \acute{e} isme est plus important sur l'appui ① que sur l'appui ②, cela est d \acute{u} au fait que l'appui ① est un appui de rive, et que dans le diagramme des moments sous charges horizontales s \acute{e} ismiques le moment en trav \acute{e} e sur appui ① est le double de celui qui se trouve sur appui ②



GRAPHE 8

SECTION D'ARMATURE THÉORIQUE
COMPRIMÉE ET TENDUE NECESSAIRE
DANS UN POTEAU D'UNE FILE DE RIVE
EN FONCTION DE LA CONTRAINTE σ'_b



FERRAILLAGE DES POTEAUX D'UNE FILE DERIVE SOUS $d=1$ et NR

Les Poteaux sont calculés en flexion composée
je ne détaille pas le calcul du ferrailage des poteaux
je récapitule toutes les valeurs sous forme de tableau

Reque: j'ai calculé le centre de pression à chaque fois
 $e = \frac{M}{N}$, et à chaque fois $e > e_1 = 0,05$
on a donc à chaque fois une section partiellement comprimées

Méthode de calcul: j'ai utilisé les abaques exposés
dans "Le calcul Pratique des Sections en Béton Armé"
CHARON

SOUS	$d=1$				ET	NR				
	1-2	2-3	3-4	4-5		1	2	3	4	5
M	4,08	5,16	6,14	6,53		5,46	7,69	9,1	9,6	
N	8,27	17,13	27	36,78		7,56	17,4	28,5	28,4	
M _{at}	5,07	7,23	9,38	10,94		6,36	9,78	12,52	14,2	
K	20,3	20,3	20,3	20,3		20,3	20,3	20,3	20,3	
N	0,0827	0,118	0,153	0,178		0,103	0,159	0,2	0,23	
K	28	22,2	18,6	17,4		24,2	18,1	15,4	14	
E	0,8837	0,8656	0,8512	0,8457		0,8729	0,848	0,8355	0,8276	
Mac			2,9	2,1			5,6	5,68	4,99	
N'1			0,112	0,2			0,1216	0,171	0,3	
N'2			0,064	0,046			0,124	0,1257	0,111	
K			17	14			20	19	18	
w'			-0,838	0,247			0,325	0,88	1	
w			0,49	0,498			0,735	0,79	0,745	
A1	5,06	7,37				6,42				
A	3	3,25	3,96	4		4,63	5,96	6,4	6	
A'			20	2			2,64	7,18	8,1	
A _{min}	2,34	1,7	7,6	10,4		2,14	4,92	8,06	10,86	
5'b	150	190	206,5	206,5		174	206,5	206,5	206,5	

Sur le graphe N°8 (qui va suivre) je reporte les valeurs de 5'b et de (A+A') correspondant à chaque poteau
Remarque: Le NR exige plus d'acier que sous $d=1$
Sous NR les sections ②, ③, ④ ont besoin d'acier comprimé alors que pour $d=1$ seul la section ③ ④ ont besoin d'acier comprimé

Bibliographie

- RÈGLES TECHNIQUES CCBAGB
- RÈGLES PARASISMIQUES 69
- CALCUL PRATIQUE DES SECTIONS DE BÉTON ARMÉ P. CHARON
- CALCUL ET VÉRIFICATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ P. CHARON
- OSSATURES DE BATIMENTS EN BÉTON ARMÉ P. CHARON
- COURS DE RDM III ENPA A. FUENTES
- COURS DE RDM III ENPA MR BONNYIIE
- COURS DE BÉTON III ENPA MR MOMANU
- NOUVEAU RÉGLEMENT DU SEISME EN ALGERIE MR BELAZOUGUI



Projet de fin d'Etudes

CEM 800

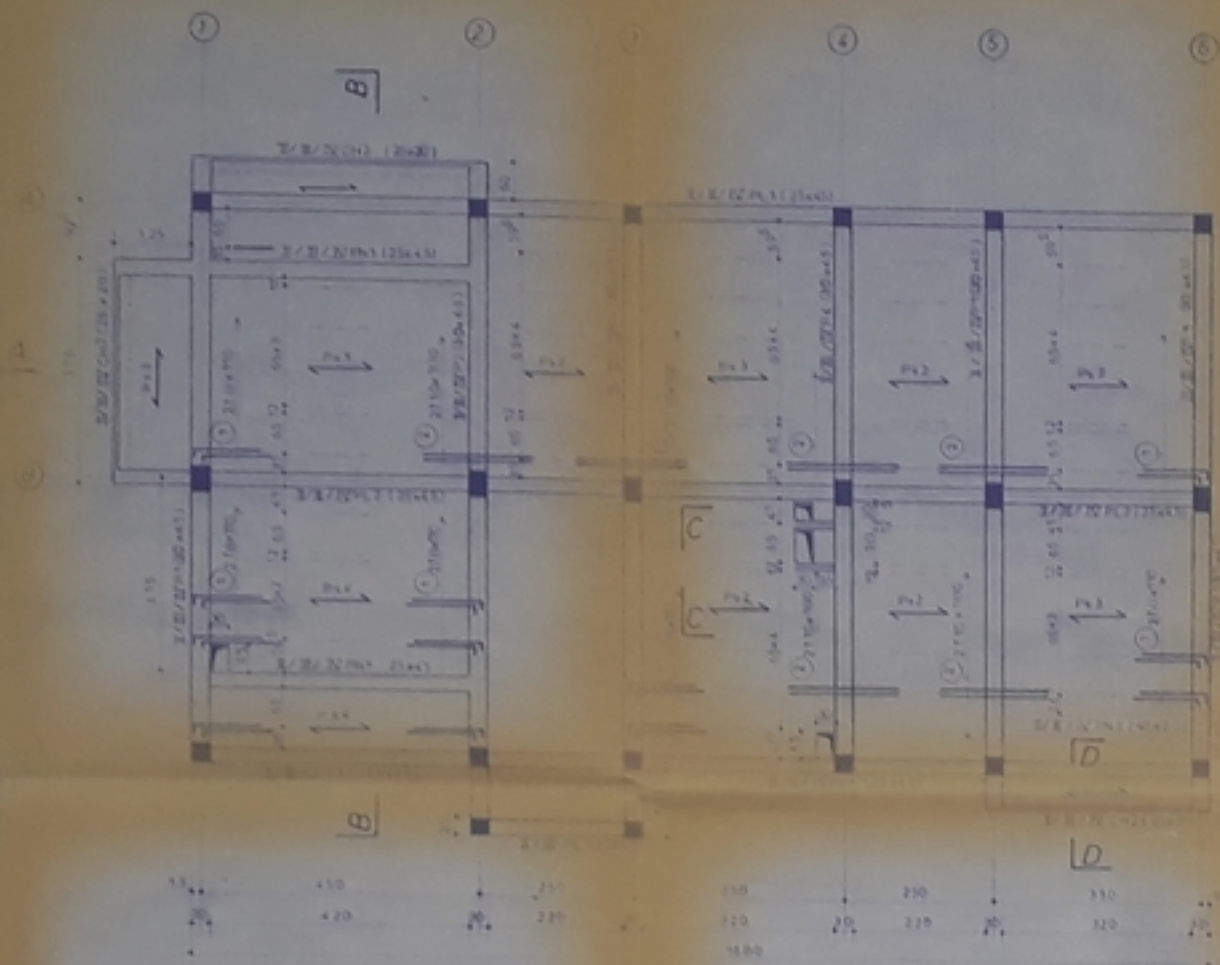
Carrouser, Annaba

Logements de Fonction 4P.5P

03

PLANCHER

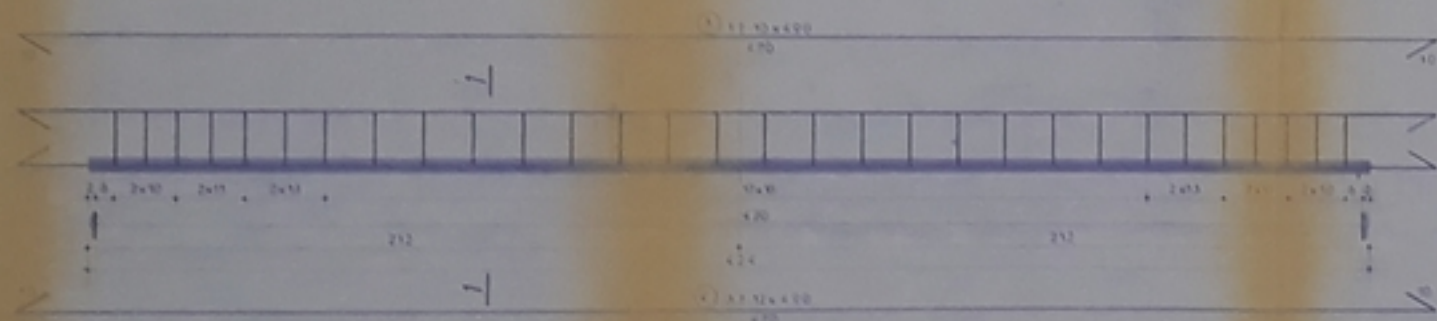
ETAGE COURANT



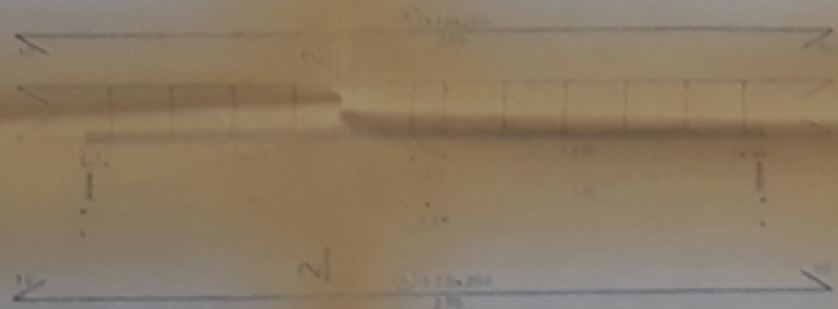
1800/30

A.

II III IVPs1

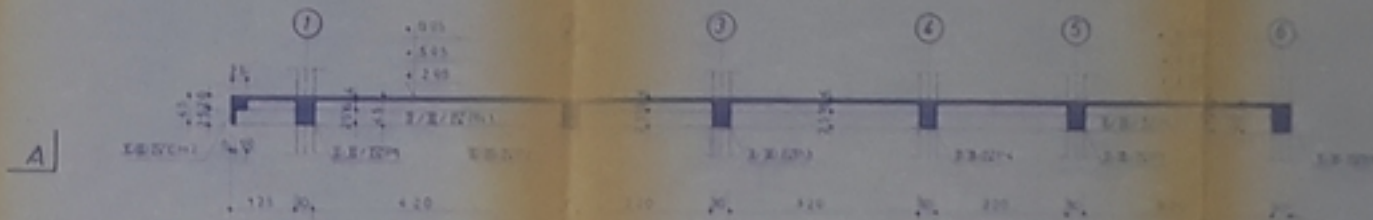


II III IVPs2

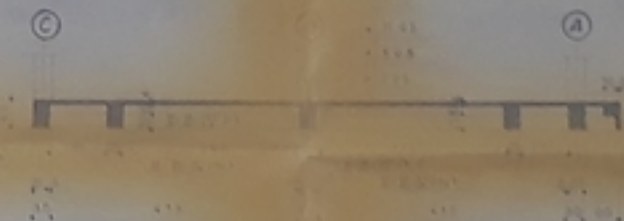


COUPE 22

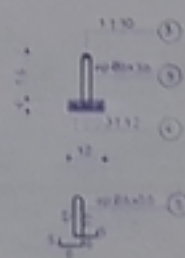
COUPE A A



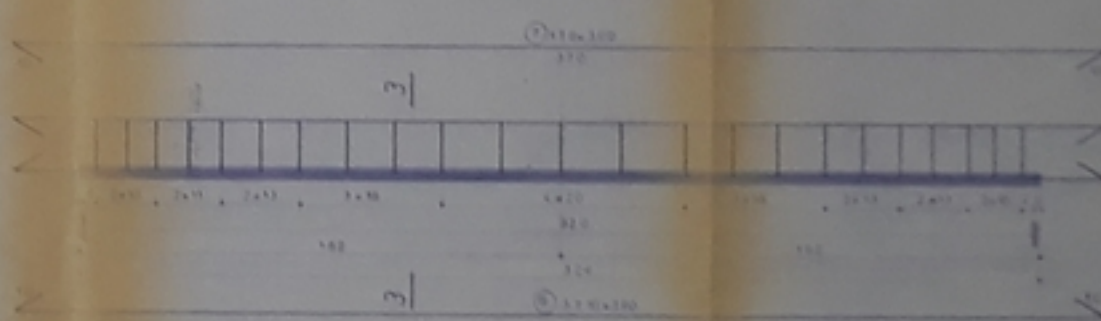
COUPE B B



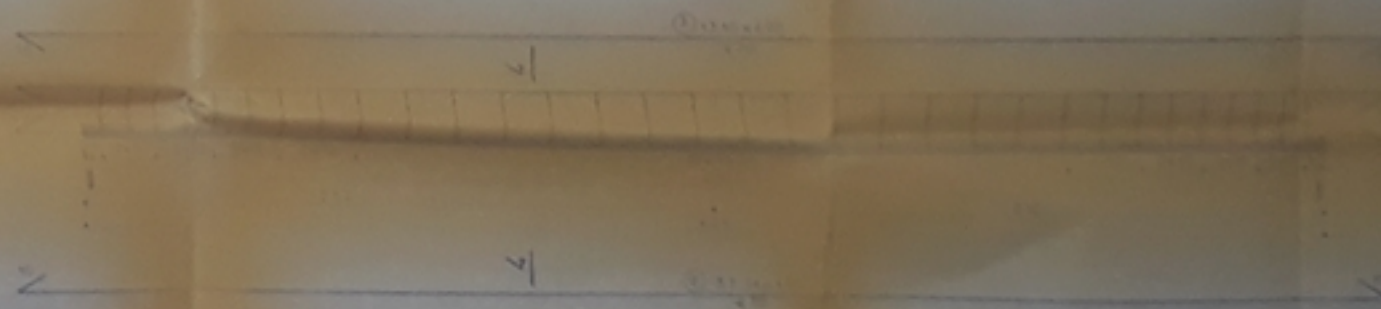
COUPE 11



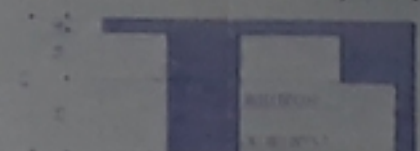
II III IVPs3



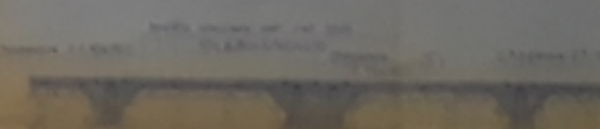
II III IVPs4



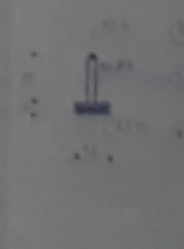
COUPE D D



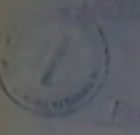
COUPE C C



COUPE 33



COUPE 44



Projet de fin d'Etudes
CEM 600
Soudier Amaba
Laboratoire de Fonction LP 50

02

1/50 1/10

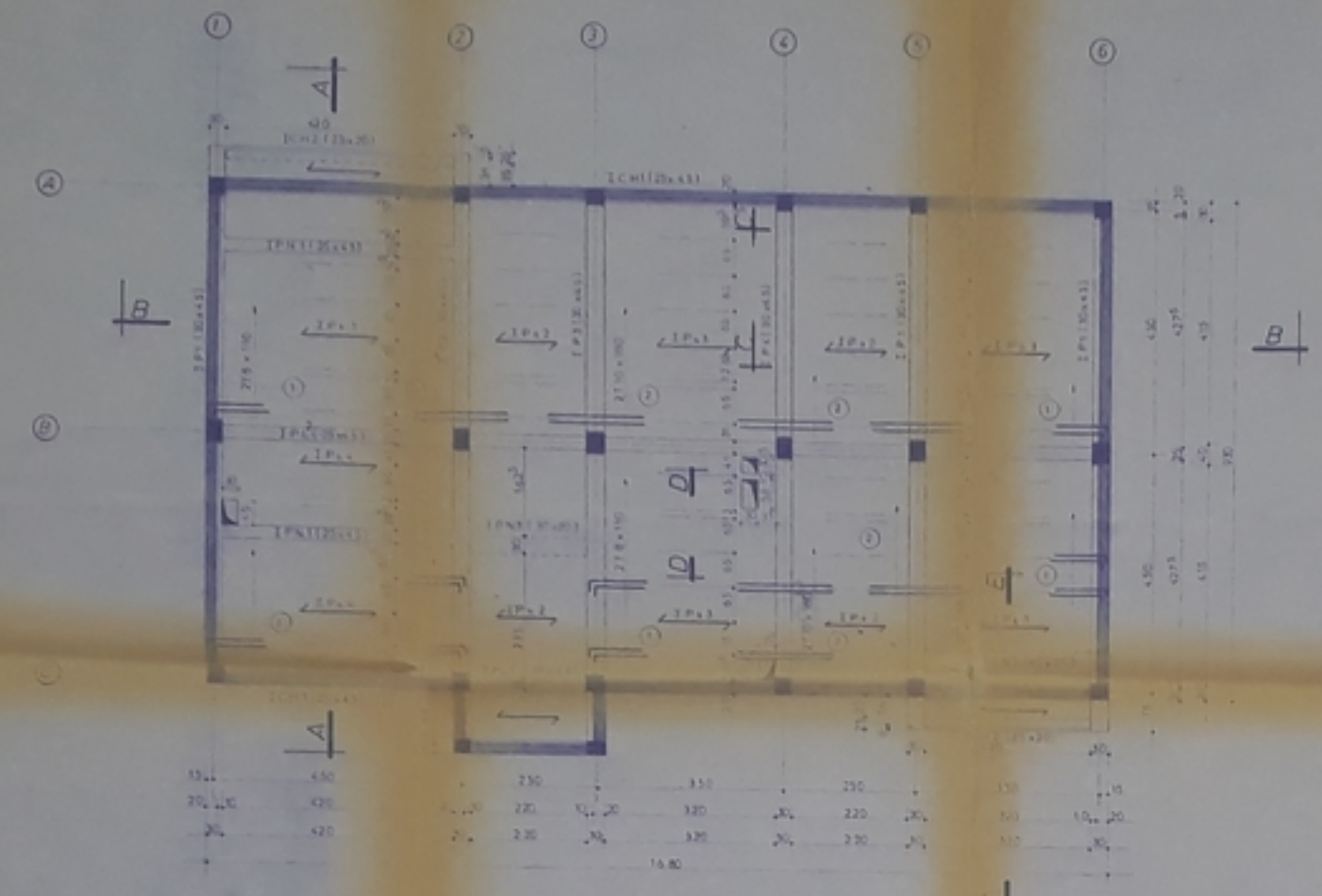
PLANCHER
HAUT DU VIDE
SANTAIRE

BFLAIDI

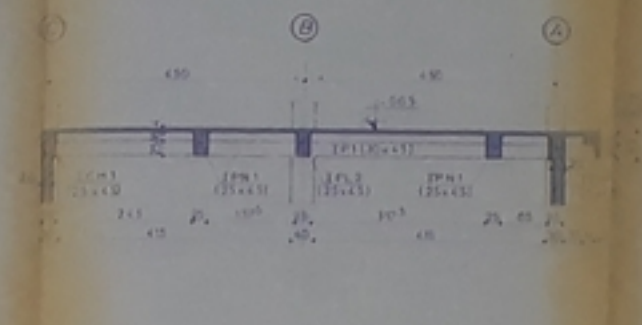
PR.00250

-2-

VUE EN PLAN



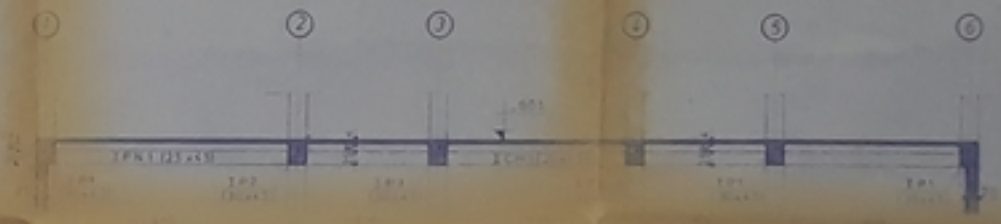
COUPE AA



COUPE FF



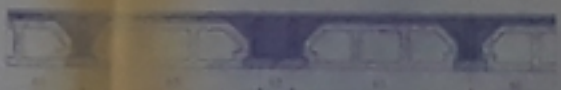
COUPE BB



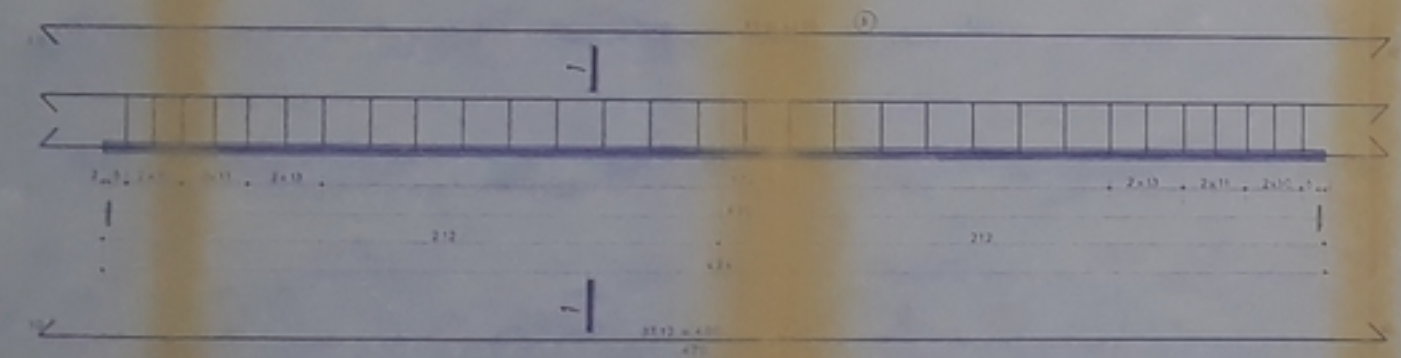
COUPE CC



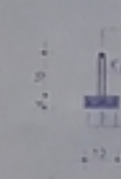
COUPE DD



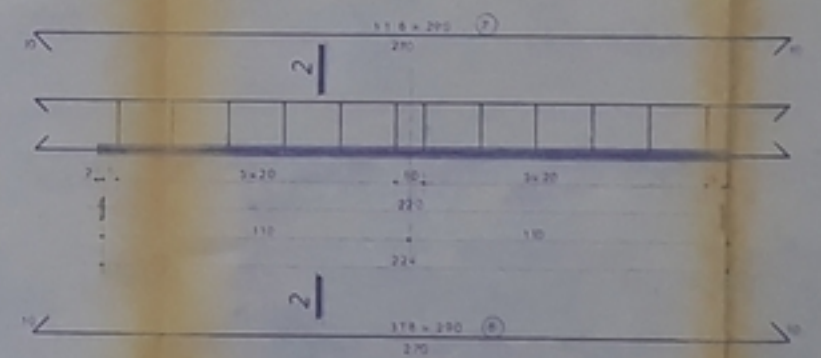
IPs1



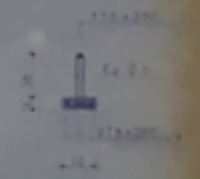
COUPE 11



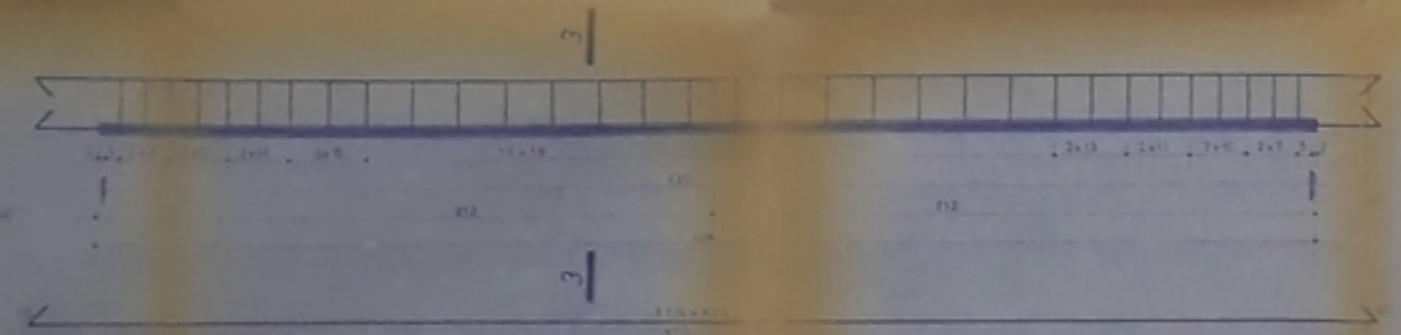
IPs2



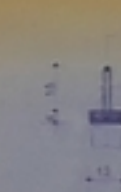
COUPE 22



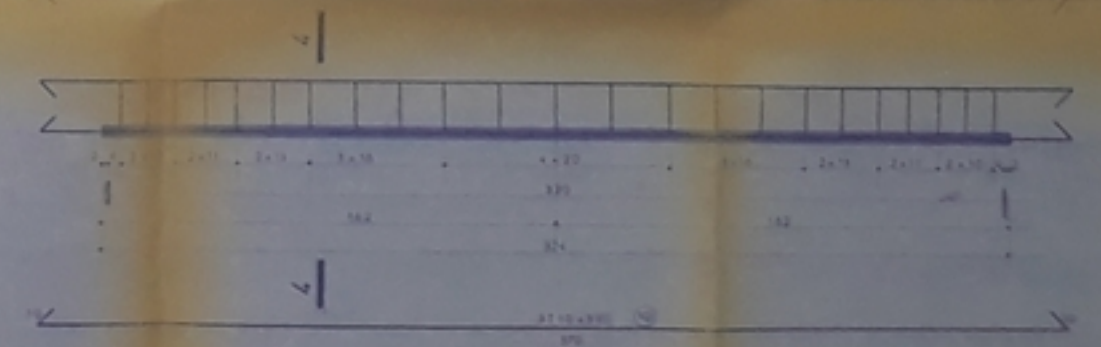
IPs4



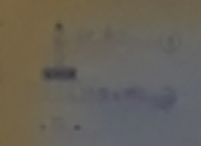
COUPE 33

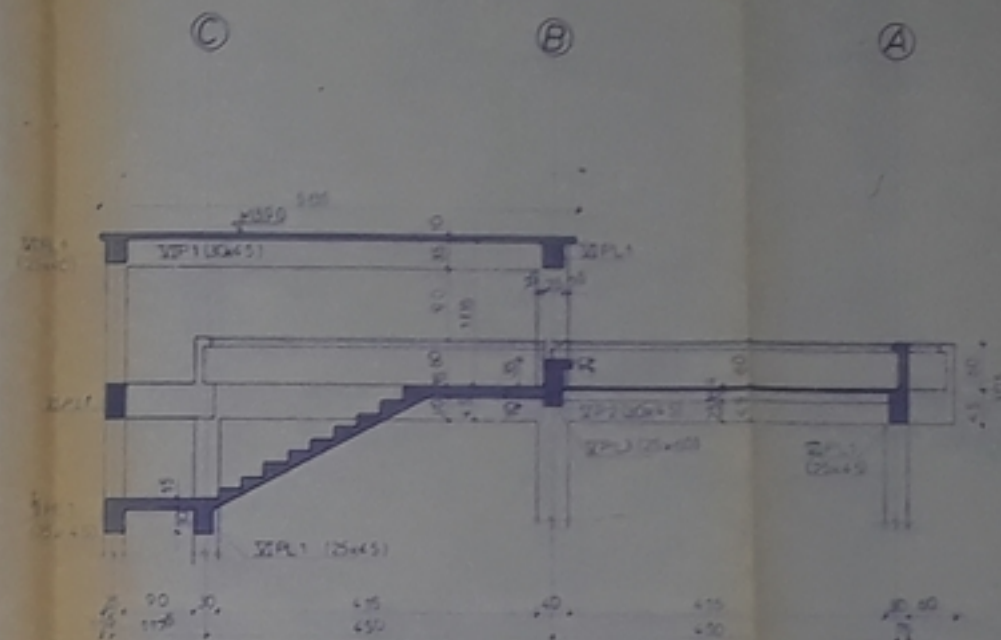
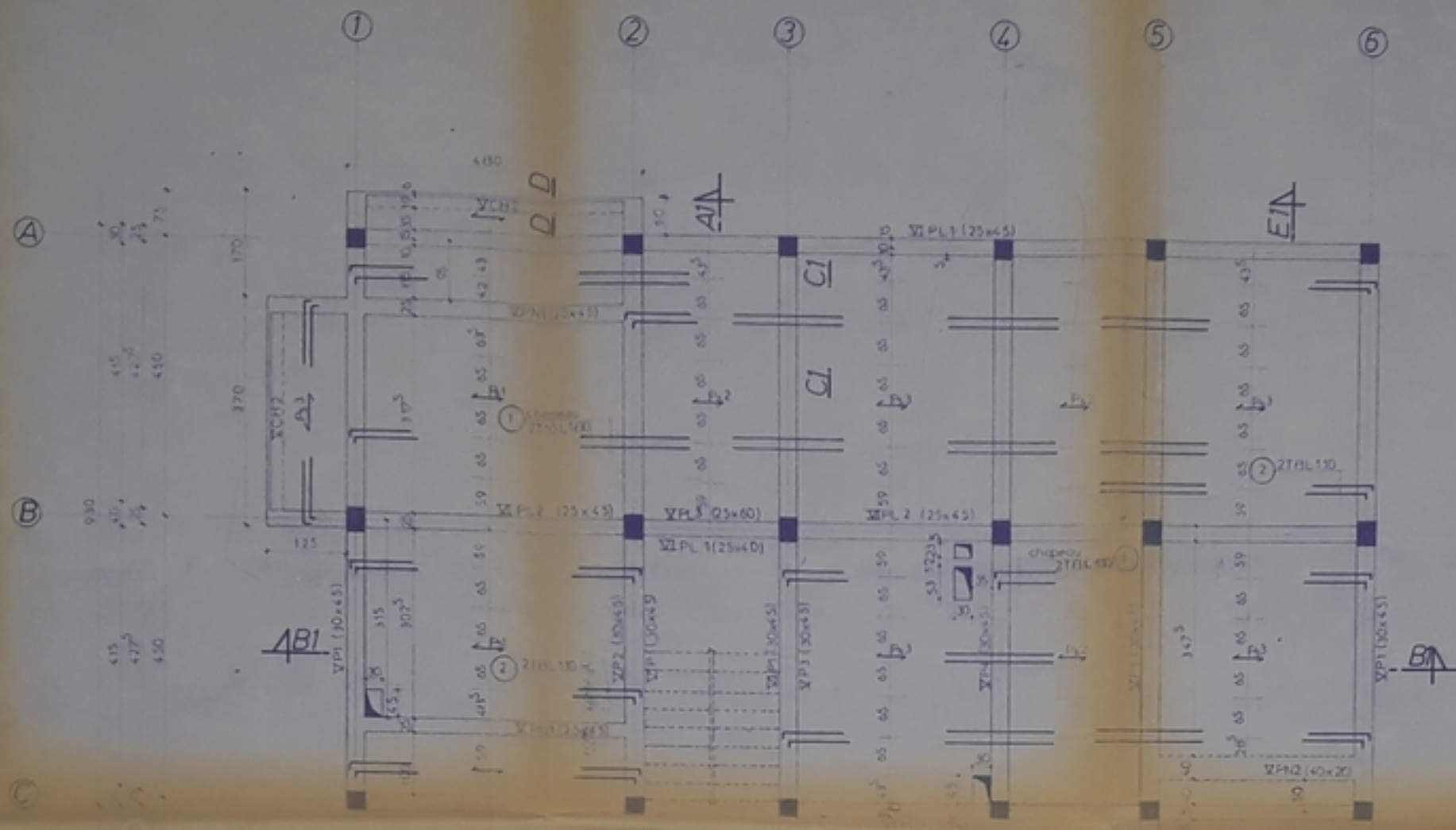


IPs3

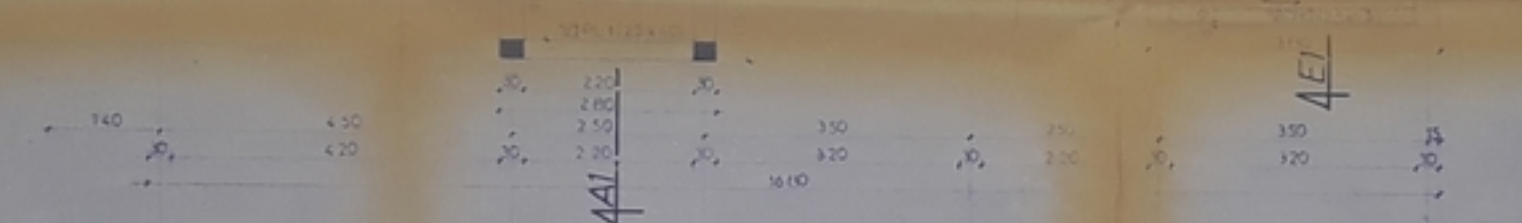


COUPE 44

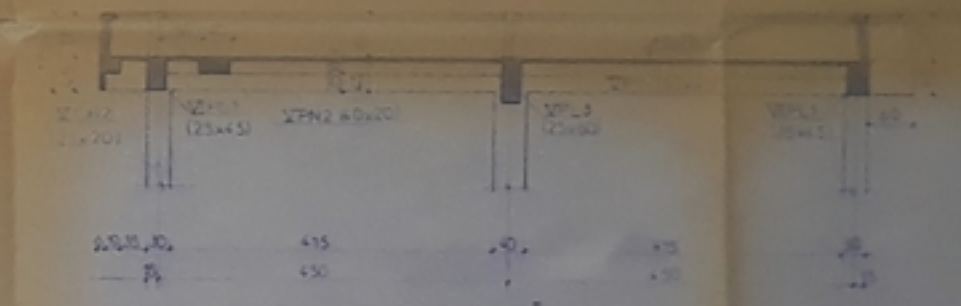




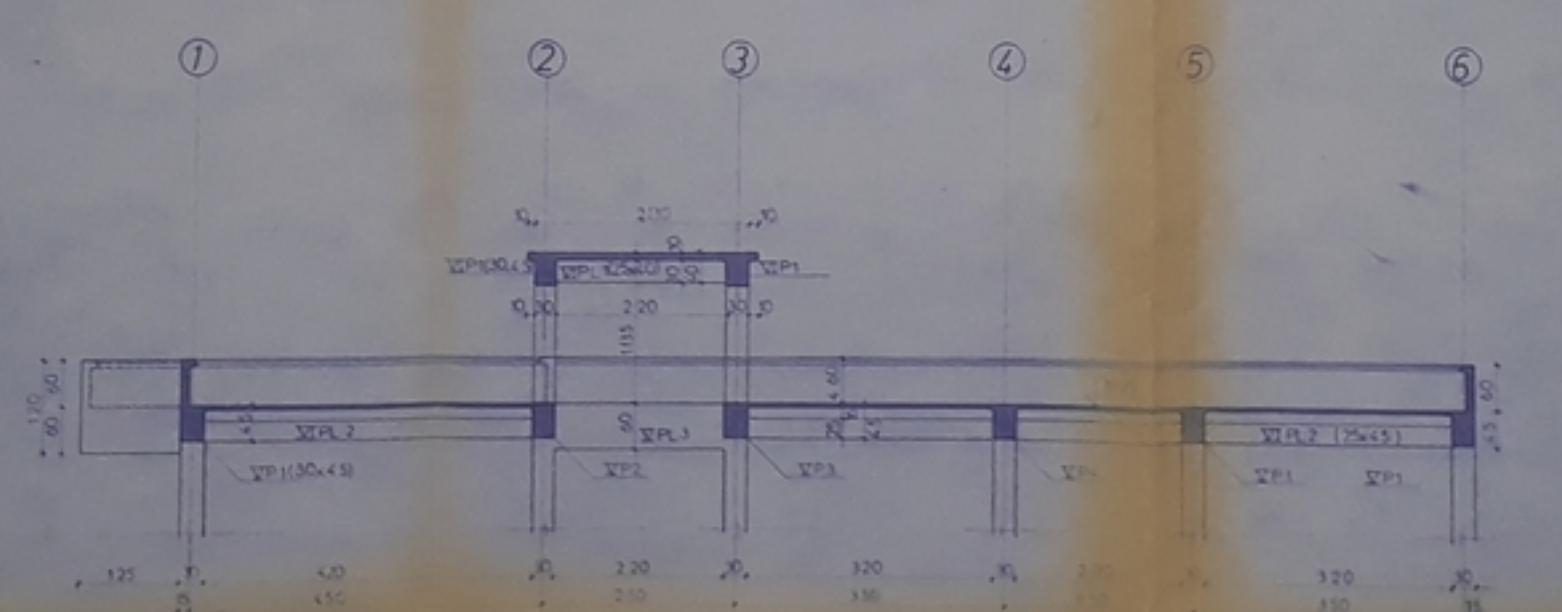
COUPE E1E1



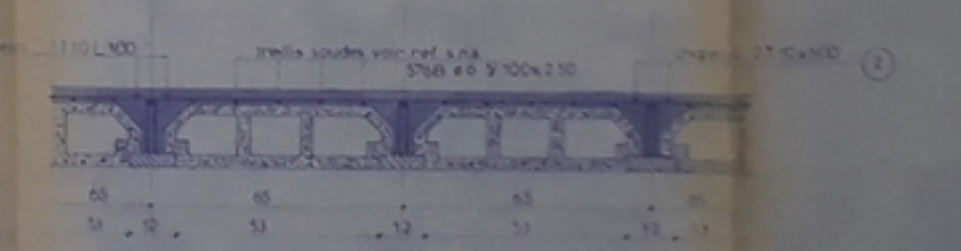
COUPE B1B1



COUPE C1.C1



COUPE D.D



04
COFFRAGE PLANCHER
TERRASSE

PR00280
-3-

PORTIQUE TYPE
TRANSVERSAL

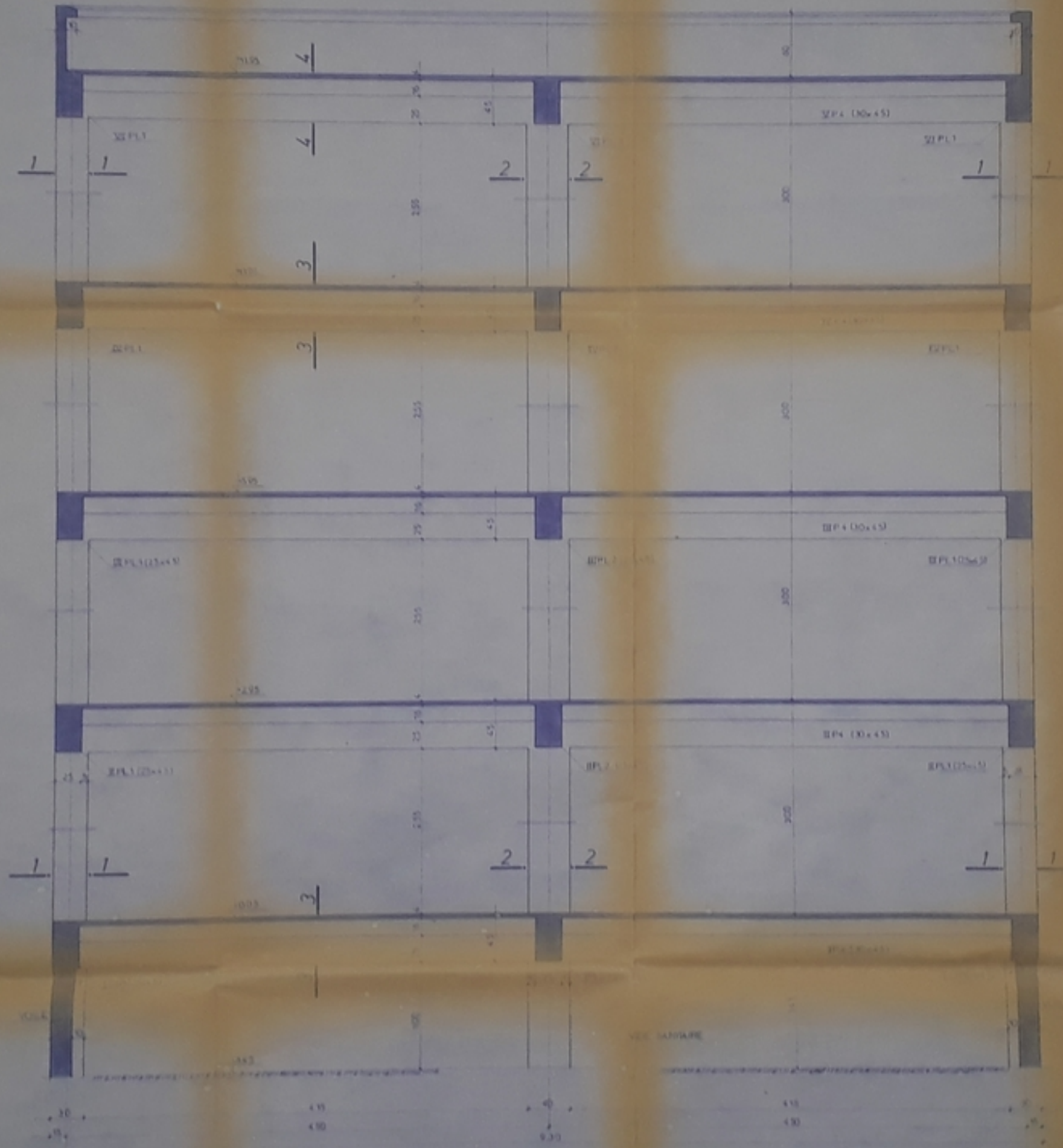
Projet de fin d'Etudes
CEM 800
Caroubier Annaba
Logements de Fonction 4P 5P

Dirigé par
M.A. Mohamed dar

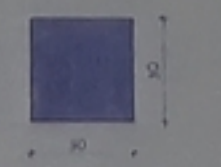
TITRE DU PLAN
PORTIQUE TYPE

Guemraoui M

PB00-80
- 4 -



COUPE 1.1



COUPE 1.1



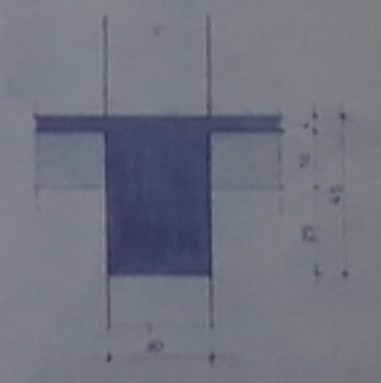
COUPE 2.2



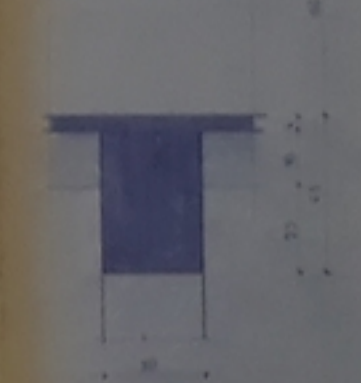
COUPE 2.2



COUPE 3.3



COUPE 4.4





Projet de fin d'études
CEM 800
Caroubier Annaba
Logements de Fonction 4P 5P

Projet par
M. A. Mohamed, Chef

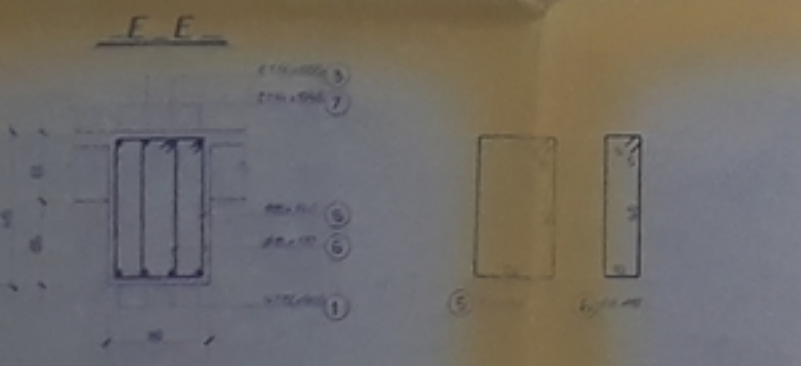
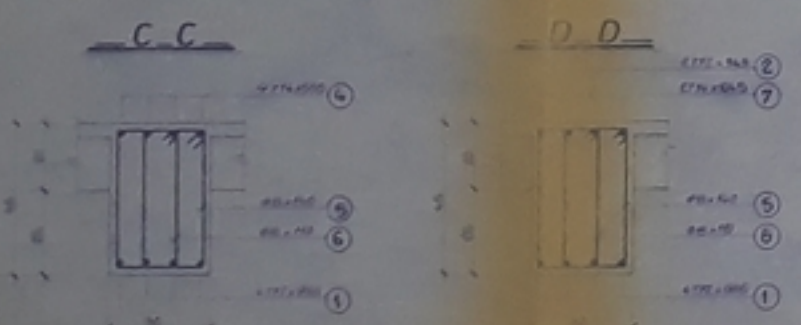
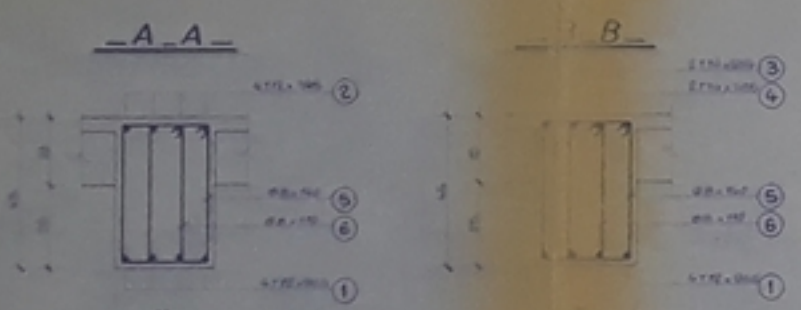
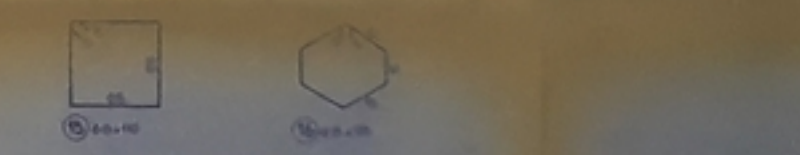
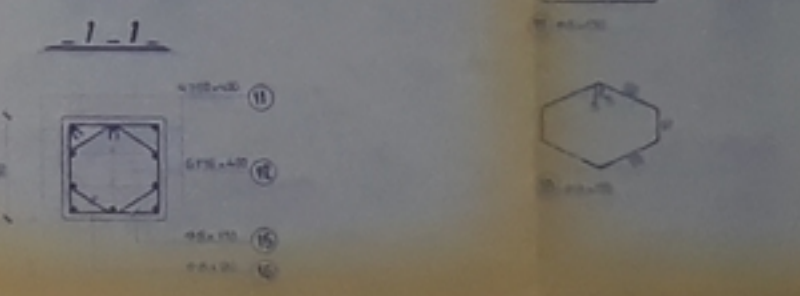
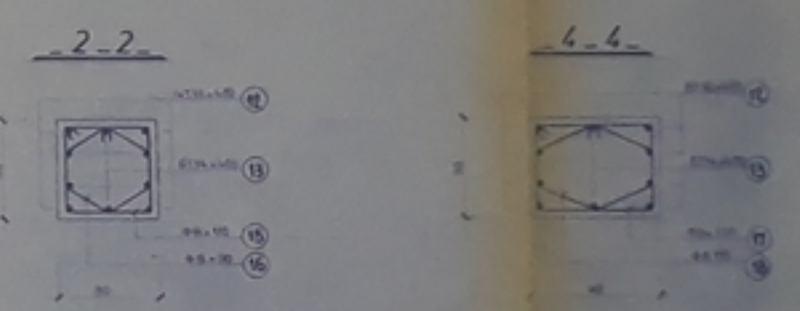
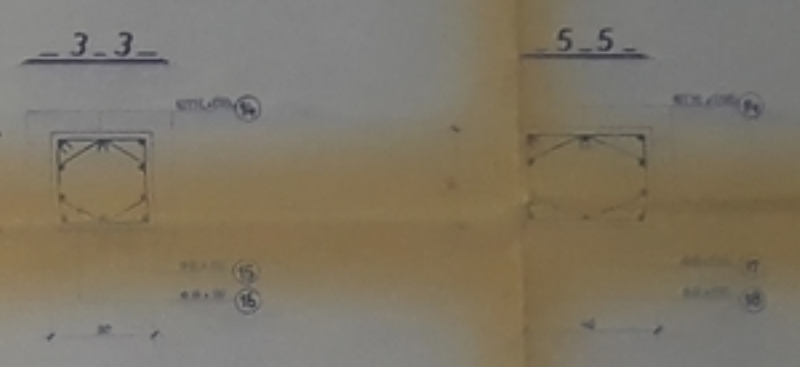
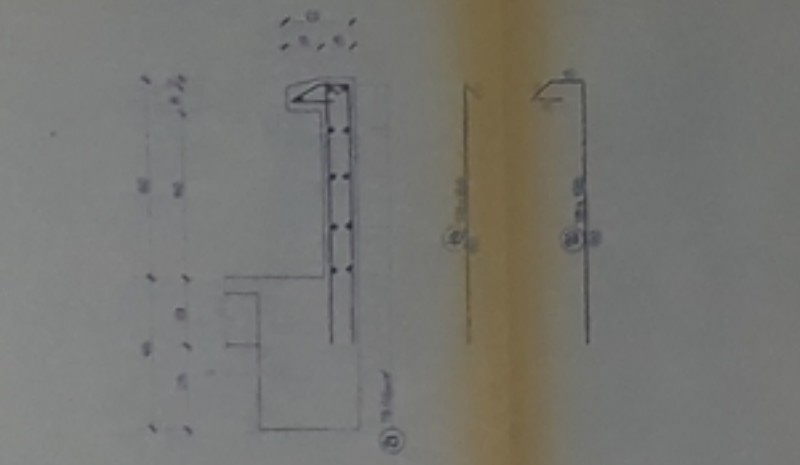
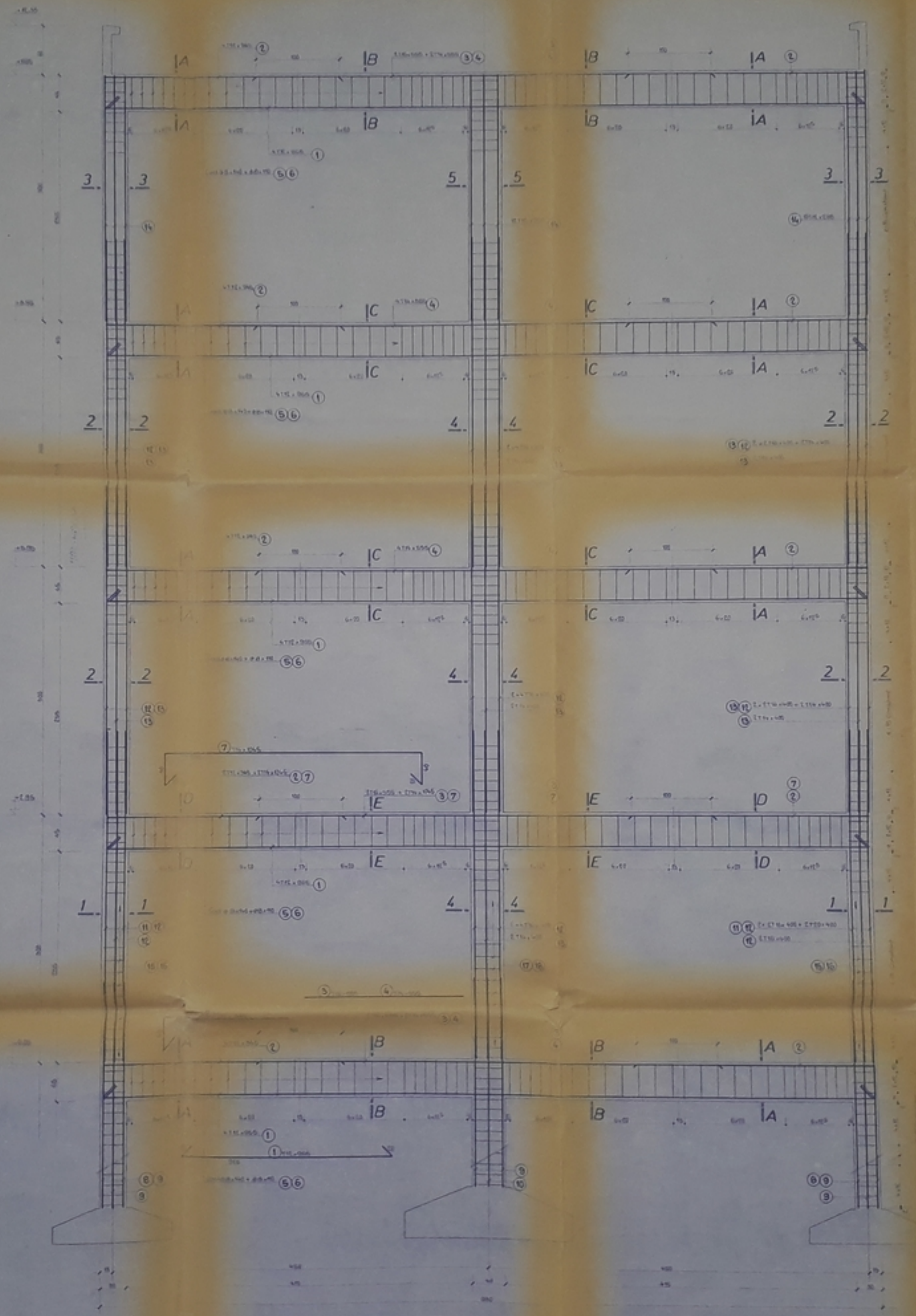
Plan n° 06

Échelles 1/20 1/10

Revisé par
Date

Approuvé par
Date

TITRE DU PLAN
PORTIQUE TYPE
TRANSVERSAL
FERRAILLAGE



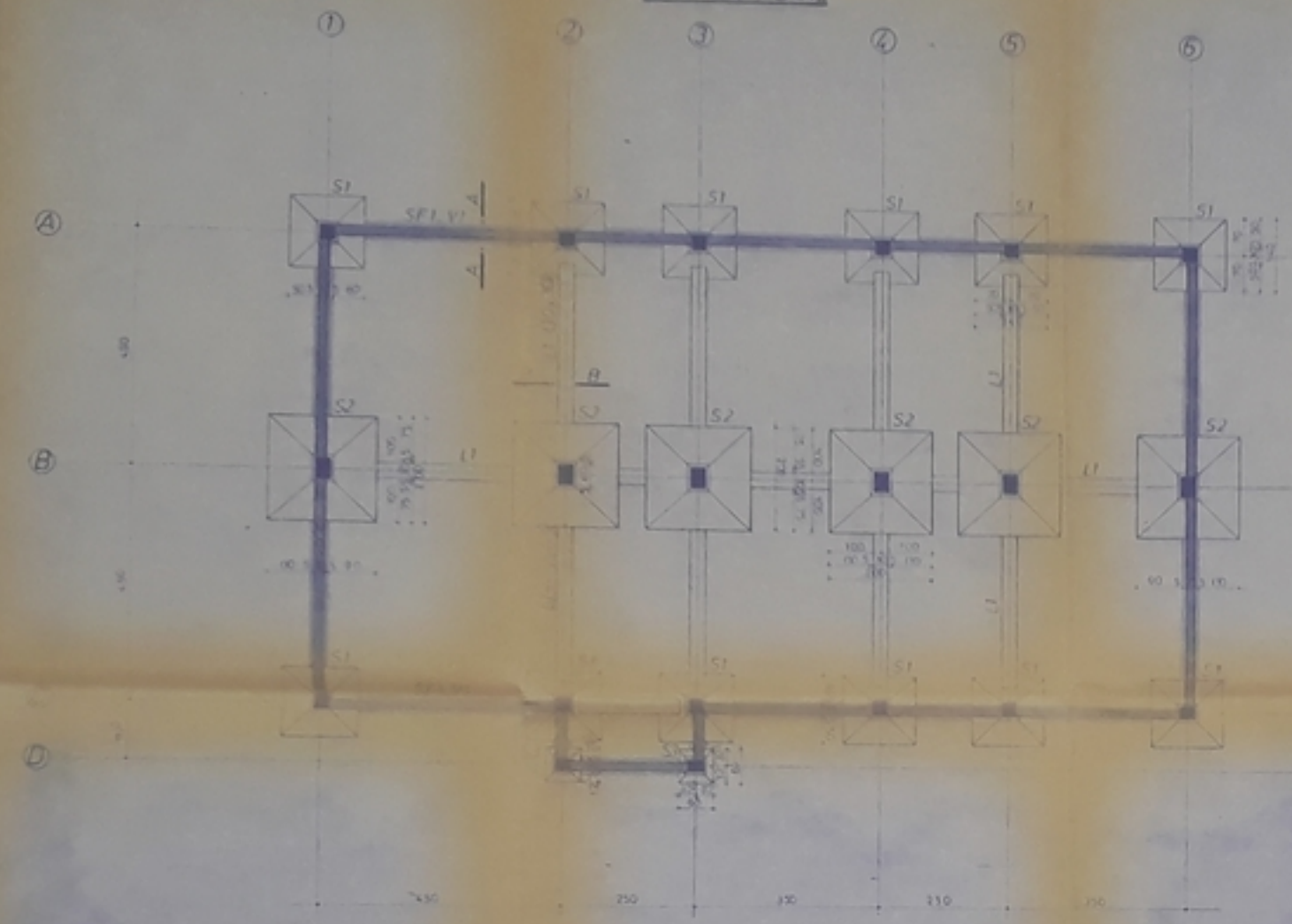
PB00280
-5-

Projet de fin d'Etudes
CEM 800
Caroubier Annaba
Logements de Fonction 4P 5P

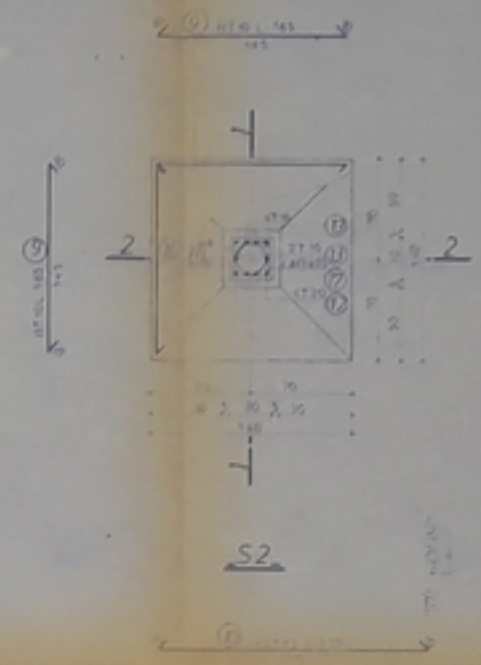
N° 01 Date: 15/07/10 Dessiné par: [Signature] Vérifié par: [Signature]	Titre du Plan: FONDATIONS COFF FERR
---	---

PB00280
-7-

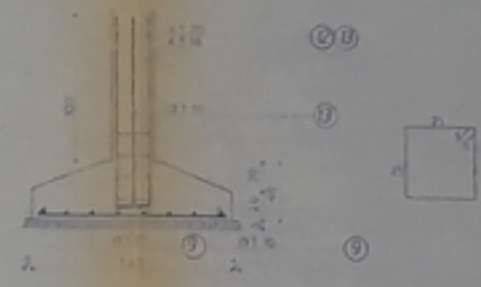
VUE EN PLAN



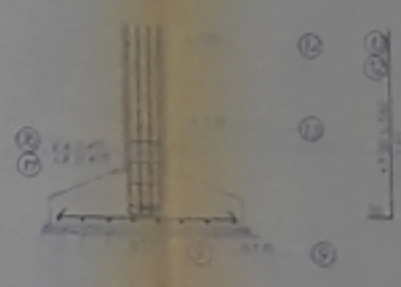
S1



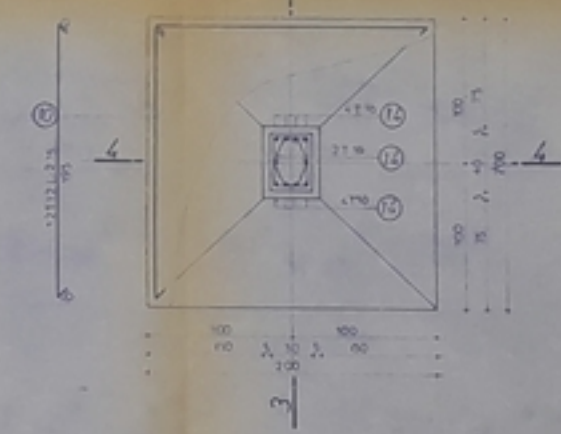
COUPE 1.1



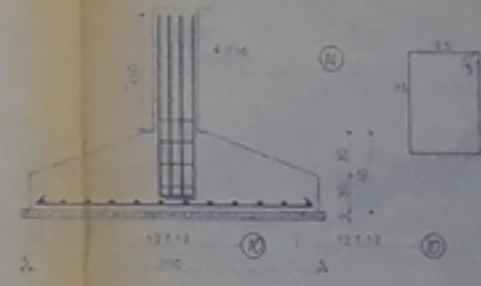
COUPE 2.2



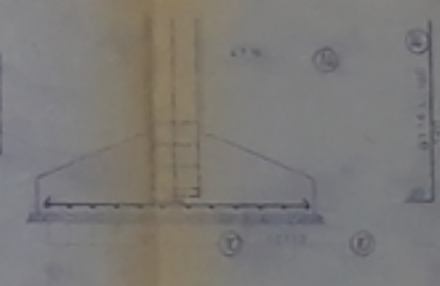
S2



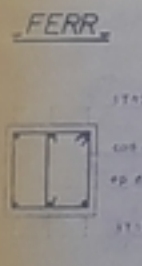
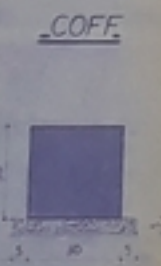
COUPE 4.4



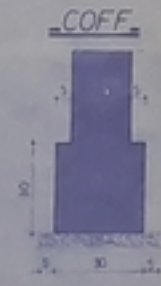
COUPE 3.3



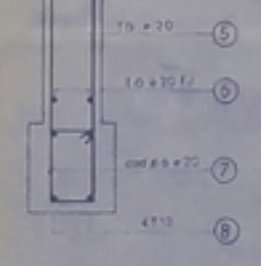
LONGRINE L1



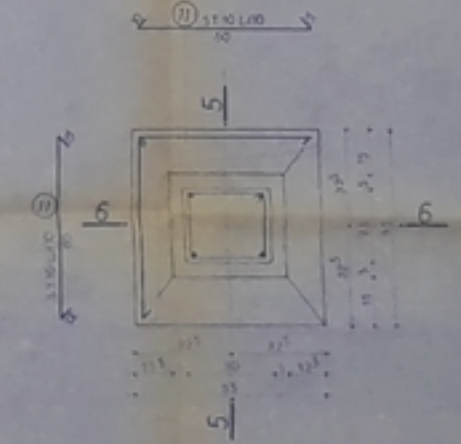
SF1.V1



FERR



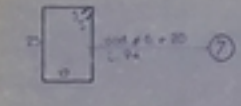
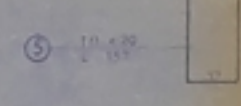
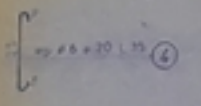
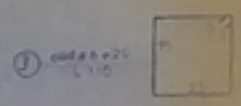
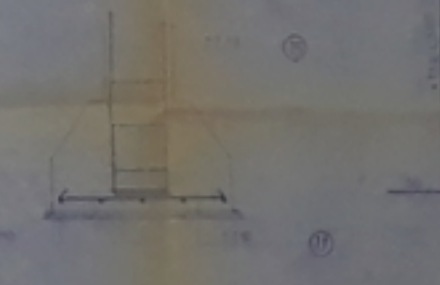
S3



COUPE 6.6



COUPE 5.5



Projet de fin d Etudes
CEM 800
Caroubier Annaba
Logements de Fonction 4P 5P

Propose par ECOTEC Dirige par M. A. Mohamed cherif

PLAN N° 08

TITRE DU PLAN

ECHELLES 1/20 1/10

PORTIQUE LONGITUDINAL
COFFRAGE

Etude par Bouzrina ouahiba

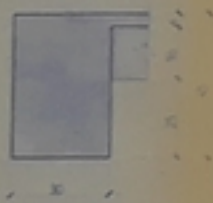
Date du 1980

Dessine par

PB00280

-8

COUPE A-A



COUPE B-B

