

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GÉNIE CIVIL

6/78

lex

Projet de fin d'Etude présenté par :

R. BOUSBAINÉ - M. S. MOUKEBEL

BATIMENT D'HABITATION

SUJET PROPOSE PAR :
N. M. BEJINARIU

DIRIGE PAR :
N. M. BEJINARIU

Juin 1978

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

PROMOTION JUIN 78

ETUDE BATIMENTS D'HABITATION

PROPOSE PAR N.M. BEJINARIU

DIRIGE PAR N.M. BEJINARIU

ETUDIE PAR R. BOUSBAINÉ

M.S. MOUKÉBEL

A mes parents, mon frère,
mes sœurs et à tous
mes amis.

A mes parents, mes frères,
mes sœurs et à tous mes
amis

Rabah BOUSBAINE.

M.S. MOUKBEL.



Toutes notre sympathie, notre reconnaissance
à N.M. BEJINARIU, notre promoteur, pour
son aide et ses conseils précieux.

Nos remerciements à tous les professeurs qui
ont contribué à notre formation.

Toute notre reconnaissance à ceux, qui,
de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration
de cette mémoire.

EL-HARRACH JUIN 78

BIBLIOGRAPHIE

Les ouvrages consultés pour l'élaboration de cette thèse :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé (CCBA.68)
- Règles Parasismiques 1969 et annexes (P.S.69).
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé d'Albert Fuentes.
- Béton Armé de Pierre Choron.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'objet de la présente étude consiste au calcul de résistance de bâtiments d'habitation implantés à Alger.

Chaque bâtiment comporte cinq niveaux, une cave technique (sous-sol) la hauteur de plancher à plancher est de 3m, chaque niveau se compose de 2 appartements, le niveau Rez-de-chaussée est surélevé de 1,70m par rapport au sol.

Taux de travail du sol

La contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1,9 \text{ kg/cm}^2$ pour une profondeur d'ancrage 0,70m.

Béton Armé

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68 et tous les règlements en vigueur applicables en Algérie

La composition du béton sera en principe pour 1m^3 de :

800 l de gravier de diamètre variant entre $5 \leq d \leq 20 \text{ mm}$

350 à 400 l de sable de rivière à l'exclusion de tout agrégat de carrière non terreux ne dépassant pas 5mm, un dosage de ciment de l'ordre 350kg

CPA 325

L'acier utilisé sera conforme aux normes, il sera propre débarrassé de toute trace de rouille non adhérente, de peinture, de graisse.

Les coffrages seront étudiés pour être enlevés sans secousses et menager les arrêts.

Ossature

Un mur de refend en béton armé entoure le bâtiment, 2 autres murs passent au travers de la cave dans le sens transversal leur niveau supérieur étant celui du rez de chaussée auquel il donne une rigidité infinie, les murs transversaux sont munis de réservations.

En élévation l'ossature est composée de poutres et poteaux

composant la superstructure qui assurera le contreventement

En infrastructure, à la périphérie et à l'intérieur nous aurons des murs à simple et double cloisons

Planchers

seront constitués par des corps creux et une table de compression (16+4) reposant sur des poutrelles. Tous les planchers seront identiques, avec, pour la terrasse une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente.

Escaliers

Une seule cage d'escalier est prévue pour le bâtiment, celle-ci sera exécutée en même temps que le gros œuvre de façon à limiter l'emploi d'échelles.

Les paliers ainsi que la paillasse seront en béton armé, des briques Nevada entourent la cage d'escalier.

Maçonnerie

murs extérieurs à double cloisons épaisseur 25 cm avec vide 4 cm
construits en parpaings
murs intérieurs cloisons de séparation parpaing de 6 cm

Revetement

Céramique : pour les salles d'eau et balcons
Linoléum pour les chambres.

Nota

Notre bâtiment est calculé avec planchers à corps creux avec possibilité d'emploi de planchers en dalles pleines suivant les vœux et les possibilités du client, et en fonction des moyens matériels et matériaux de l'entrepreneur.

Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le béton Armé

I béton

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à Contrôle atténué,
la grosseur des granulats $\frac{5}{15} \text{ mm} = C_g$

Résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_n \equiv \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

Résistance nominale de traction à 28 jours $\sigma_n \equiv \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

Le béton étant défini, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours d'âge.

Contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_b$ C.C.B.A 68 art 9,4

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_n \quad \text{avec } f'_b = \alpha \beta \delta \delta E$$

α : fonction de la classe du ciment utilisé $\alpha = 1$ classe 325 - 250

β : fonction de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre

$$\beta = \frac{5}{6} \text{ contrôle atténué}$$

δ : dépend des épaisseurs (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g)

$$\delta = 1 \text{ pour } h_m > 4 C_g$$

δ : dépend de la nature des sollicitations

Compression simple $\delta = 0,30$

flexion simple

flexion composée avec traction } $\delta = 0,60$

sous S.P.1

$$\text{en flexion composée avec compression : } \delta = \min \left[0,6 ; 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$$

e_0 : désigne l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul

e_1 : désigne le rayon vecteur de même signe que e_0 , du noyau central situé dans le même plan radial passant par le centre de pression.

Nota: des valeurs fixées ci-dessus seront multipliées par 1,5 pour le cas de sollicitations pondérées du 2^e genre.

ϵ : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre

Compression simple $\epsilon = 0,30$

autres cas $0,5 < \epsilon < 1$

Contrainte admissible en compression simple $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \delta E \sigma'_n = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 69 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible en flexion simple $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \delta E \sigma'_n = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Sous sollicitations pondérées du 2^e genre (S.P.2^e) les résultats ci-dessus seront à multiplier par 1,5

Contrainte de traction de référence C.C. BA 68 Art 9.5

La contrainte de traction de référence $\bar{\sigma}_b$ est une fraction de la résistance à la compression à 28 jours d'âge σ'_{28}

$$\bar{\sigma}_b = P_b \sigma'_{28} \quad P_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ sont des facteurs sans dimensions qui ont la même signification et valeurs que pour la contrainte de compression admissible

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left[0,018 + \frac{2,1}{270} \right] \cdot 270 = 5,8 \text{ bars sous S.P.1}$$

Modules de déformation du béton

Module de déformation longitudinale

dans le cas de charges instantanées, le module de déformation instantané

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \text{C.C. BA 68 9.61}$$

σ'_j : représentant la résistance du béton à l'âge de j jours et étant exprimé en bars

Sous l'action de charges de longue durée d'application on définit le module de déformation longitudinale E_v

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \text{C.C. BA 68 9.62}$$

Les valeurs des modules de déformations croissent avec la résistance à la compression du béton, qui augmente avec l'âge

$$\begin{aligned} \sigma'_j &= 1,20 \sigma'_{28} && \text{béton à base de ciment de la classe 325} \\ \sigma'_j &= 1,10 \sigma'_{28} && \text{" " " " " " classe supérieures.} \end{aligned}$$

Module de déformation transversale. Coefficient de Poisson

La valeur du module d'élasticité transversal G est de

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu \text{ Coefficient de Poisson} = 0,15$$

$$G = 0,435E$$

II Acier

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories

- Ronds lisses Nuance FeE22 $\sigma_{en} = 2200 \text{ kgf/cm}^2$

Contrainte admissible en compression et en traction

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2200 = 1465 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_c = 2200 \quad \text{sous SP2}$$

- Acier à haute adhérence

elle est obtenue par la présence de nervures en saillies sur le corps de l'armature
 nuance FeE40A $\phi \leq 20$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } \sigma_{P1}$$

$$\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } \sigma_{P2}$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

Coefficient de scellement $\Psi_d = 1,5$

- Treillis

Les treillis soudés sont des grillages de fils trefilés lisses, assemblés aux points de croisement par soudure électrique

$$\text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kgf/cm}^2 = 5200 \text{ bars}$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 4500 \text{ kgf/cm}^2 = 4410 \text{ bars}$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton

La théorie de fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture de fissures en flexion et en traction, supposée normale à la direction de l'armature ou définit le pourcentage de fissuration \bar{w}_f : $\bar{w}_f \% = \frac{A}{B_f}$

A = section d'acier

B_f = section de béton

suivant les valeurs de \bar{w}_f , 2 types de fissurations sont susceptibles de se produire
 * Fissuration systématique lors de la mise en traction des aciers, si l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture, les contraintes de traction admissibles sont données par

$$\sigma_1 = K \eta / \phi \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

* Fissuration accidentelle, due aux effets de retrait de variations de température

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta}{\phi K \bar{\sigma}_b} \right)^{1/2}$$

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

η : Coefficient de fissuration

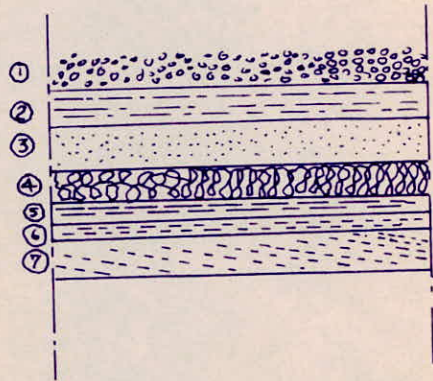
$$K = \begin{cases} 10^6 & \text{fissuration préjudiciable} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

CALCUL DES ELEMENTS

CHARGES ET SURCHARGES

I Charges permanentes1. Niveau terrasse
a. Isolation

① Gravier	68 kg/m ²
② Isolation hydrofuge	6
③ Chape de protection	63
④ Isolation phonique et thermique	16
⑤ barrière de vapeur	} 5
⑥ Diffuseur de vapeur	
⑦ Béton de pente	90
	<hr/>
	248 kg/m ²

b. Plancher

corps creux 16+4	265 kg/m ²
Enduit	13
	<hr/>
	278 kg/m ²

Charges permanentes totales : C.P. = 248 + 278 = 526 kg/m²

c. balcon terrasse en dalle pleine

épaisseur 10cm : $0,1 \times 2500$	= 250 kg/m ²
Isolation	248 kg/m ²
	<hr/>
Charges permanentes totales	498 kg/m ²

d. Accrotères

épaisseur 10cm	200 kg/ml
hauteur 70cm	

2 Niveau couranta-Isolation

linoleum	12 kg/m ²
Chape	63
liège	16
	<u>91 kg/m²</u>

b-Plancher

Corps creux 18+4	265 kg/m ²
Enduit	13
	<u>278 kg/m²</u>

charges permanentes totales : $91 + 278 = 369 \text{ kg/m}^2$

c-balcon dalle pleine

épaisseur 10cm :	$0,1 \cdot 1,2 \cdot 2500 =$	250 kg/m ²
carrelage 2cm :		44
chape 3cm :		63
beton de pente 3cm :		45
		<u>402 kg/m²</u>

d-Accrotere

épaisseur 10cm hauteur 120cm	} 0,1 \cdot 1,2 \cdot 2500	300 kg/m ²

II Surcharges1) niveau terrasse

terrasse inaccessible $S = 100 \text{ kg/m}^2$

2) niveau courant

batiment d'habitation $S = 200 \text{ kg/m}^2$

3) balcon "niveau courant"

$S = 350 \text{ kg/m}^2$

* Cas de dalles pleinesNiveau terrasse

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Epaisseur 10cm} & : & 0,2 \times 1 \cdot 1 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Isolation} & & = 248 \\
 \text{Enduit} & & = 13 \\
 & & \hline
 & & = 511 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Niveau courant :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{dalle d'épaisseur 10 cm} & = & 250 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Isolation} & = & 91 \\
 \text{Enduit} & = & 13 \\
 & & \hline
 & & 354 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Nota :

Le poids des cloisons est réparti également sur les planchers à raison de 75 kg/m^2

A - Calcul des crochets "niveau terrasse"

$$C.P = 200 \text{ kg/m}^2$$

pois d'une bande ayant pour dimensions:

épaisseur 10 cm

Largeur 100 cm

hauteur 70 cm

Surcharge due à la main Courante $S = 100 \text{ kg/m}^2$
appliquée horizontalement.

Nous aurons ainsi à Calculer une section rectangulaire 100×10
à l'encastrement soumise à la flexion Composée.

Calcul des Efforts:

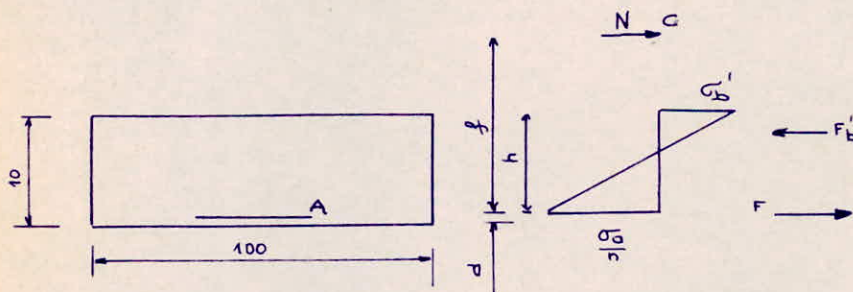
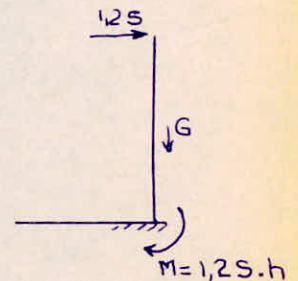
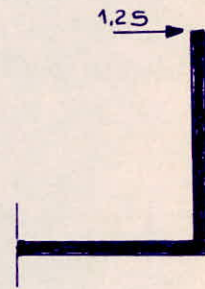
Moment à l'encastrement donné par la surcharge.

$$M = 1,2 \times S \times h = 1,2 \times 100 \times 0,70 = 84 \text{ kg.m}$$

Excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8400}{200} = 42 \text{ cm}$$

le point d'application de N se trouve en dehors de
la section, et N est un effort de compression donc
on peut affirmer que cette section est partiellement comprimée



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

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

Enrobage 2 cm

Nous menerons les calculs en flexion simple puis nous corrigera les sections d'acier

$$\sigma'_a = n \bar{\sigma}'_b \frac{\bar{y}_1 - d}{\bar{y}_1} = 15 \cdot 137 \cdot \frac{3,36 - 2}{3,36} = 831,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{y}_1 = \frac{\sigma'_b}{n \bar{\sigma}_a + \bar{\sigma}'_b} \times h = 0,42h = 3,36 \text{ cm}$$

$$F'_b = \bar{\sigma}'_b \frac{\bar{y}_1 \cdot b}{2} = 23016 \text{ kg}$$

$$f = \frac{h-d}{2} + e_0 = 45 \text{ cm}$$

$$F_{A'} = \frac{N \cdot f - F_b' (h - \bar{y}_1/3)}{\frac{7}{8}} = \frac{200 \cdot 45 - 23016 (8 - \frac{0,42 \cdot h}{5})}{\frac{7}{8}} = -21335,5 \text{ kg}$$

Equilibre des forces:

$$N + F_A = F_b' + F_{A'} \Rightarrow F_A = -N + F_b' + F_{A'} = -200 + 23016 - 21335,5 = 1481 \text{ kg}$$

$$F_{A'} < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$F_A = 1474,5 \text{ kg} \Rightarrow A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1481}{2800} = 0,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la non fragilité: Art 52 mise à jour CCBA 68

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Il faudrait armé avec $A \geq 0,78 \text{ cm}^2$

Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{f} = 120 - \frac{8400 \cdot 8}{7,8} < 0$$

cette quantité étant négative: Pas besoin d'aciers inférieurs.

B. Calcul du balcon niveau terrasse.

* Section à l'encastrement

$$M = 84 + 200 \cdot 1,1 + \frac{618 \cdot (1,1)^2}{2} = 678 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{67800}{120} = 565 \text{ cm}$$

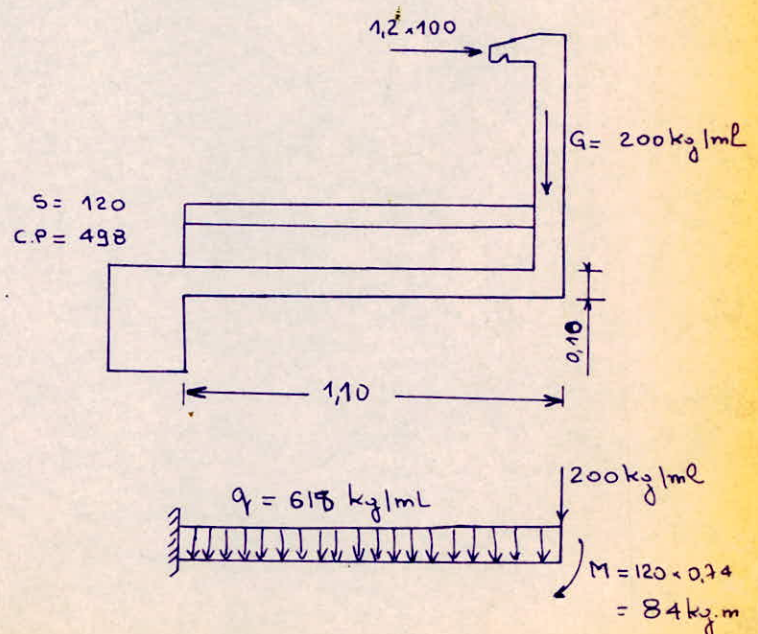
$$f = \frac{h-d}{2} + e_0 = 568 \text{ cm}$$

détermination de la position de l'axe neutre

$$\bar{y}_1 = h \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_a + \bar{\sigma}_b'} = 3,36 \text{ cm}$$

Contrainte des aciers comprimés

$$\begin{aligned} \sigma_a' &= n \sigma_b' \frac{\bar{y}_1 - d'}{\bar{y}_1} = 831,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 15,137 \frac{3,36 - 2}{3,36} = 831,79 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$F_b = \sigma_b \bar{y}_1 \frac{b}{2} = 23016 \text{ kg}$$

$$F_{A'} = \frac{N \cdot f - F_b \left(h - \frac{y_1}{3} \right)}{\frac{f}{8}} = \frac{120 \cdot 568 - 23016 \left(8 - \frac{3,36}{3} \right)}{\frac{7}{8}} = -12884 \text{ kg}$$

Equilibre des forces.

$$N + F_A = F_b + F_{A'} \Rightarrow F_A = F_b + F_{A'} - N = 23016 - 12884 - 120 = 10012 \text{ kg}$$

$$F_{A'} < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{F_A}{\sigma_a} = 3,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* La non fragilité est vérifiée

* Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{l} = 200 + 618 \cdot 1,1 - \frac{67800}{7} < 0$$

pas besoin d'acier d'inférieur

* Section au milieu de la dalle.

Calcul des efforts

$$M = 84 + 200 \cdot \frac{1,1}{2} + \frac{618 \times (1,1)^2}{8} = 287,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{287,5}{120} = 2,4 \text{ m} = 240 \text{ cm}$$

$$f = 243 \text{ cm}$$

$$F_b = 23016 \text{ kg}$$

$$\bar{y}_1 = 3,36 \text{ cm}$$

$$F_{A'} = \frac{120 \cdot 243 - 23016 \left(8 - \frac{3,36}{3} \right)}{7} = -18455 \text{ kg}$$

$$\sigma_{A'} = 831,79 \text{ kg/cm}^2$$

Equilibre des forces

$$F_A = F_b + F_{A'} - N = 23016 - 18455 - 120 = 4441 \text{ kg}$$

$$F_{A'} < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{F_A}{\sigma_a} = \frac{4441}{2800} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La non fragilité est vérifiée.

c. A crôtere du balcon Niveau Courant.

Il sera calculé comme une poutre en console de 1m de large.

Calcul des efforts

$$\begin{aligned} M &= 1,2 \times 100 \times 1,2 = 144 \text{ kg.m} \\ N &= 300 \text{ kg} \\ T &= 120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14400}{300} = 48 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h-d}{2} + e_0 = 51 \text{ cm}$$

$$\sigma_{A'} = 831,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_b = 23016 \text{ kg}$$

$$F'_A = \frac{300 \cdot 51 - 23016 \left(8 - \frac{3,36}{3}\right)}{7} = -20435,73 \text{ kg}$$

Equilibre des forces

$$F_A = F'_b + F'_A - N = 23016 - 20435,73 - 300 = 2280,27 \text{ kg}$$

$$F'_A < 0 \quad A' = 0$$

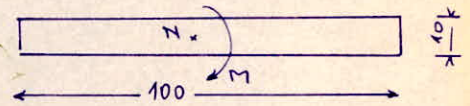
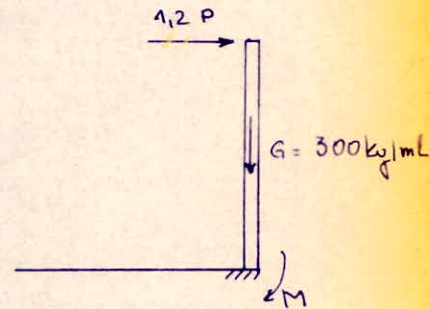
$$A = \frac{F_A}{\sigma_a} = \frac{2280,27}{2800} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La Nœe fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$A\sigma_a > T + \frac{M}{f} = 120 - \frac{14400}{7} < 0$$

Pas besoin d'acier inférieur.



d. Balcon Niveau Courant

Le poids des remplissages latéraux sera uniformément réparti sur le balcon

parpaings épaisseur 6cm

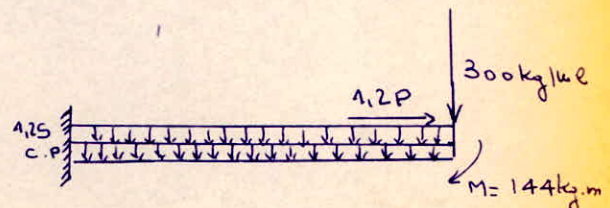
Enteinte 2cm

Poids total du remplissage

$$146 \times 1,1 \times 2,90 = 465,8 \text{ kg}$$

120 kg/ml²

26 kg/ml²



$$C.P = 402 + \frac{465,8}{1,1 \times 3,38} = 528,4 \text{ kg/m}^2$$

$$q_f = C.P + 1,25 = 528,4 + 1,2 \times 350 = 948,40 \text{ kg/mL}$$

Calcul des efforts

Moment à l'encastrement

$$M = 144 + 300 \times 1,1 + 948,40 \times \frac{(1,1)^2}{2} = 1047,8 \text{ kg.m}$$

$$T = 300 + 948,4 \times 1,1 = 1342,80 \text{ kg}$$

$$N = 120 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1047,8}{120} = 873,17 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h-d}{2} + e_0 = 876,17 \text{ cm}$$

Section est partiellement comprimée.

$$\bar{y}_1 = 3,36 \text{ cm}$$

$$F'_b = 23016 \text{ kg}$$

$$F'_{A'} = \frac{120 \times 876,17 - 23016 \left(8 - \frac{3,36}{3}\right)}{7} = -7601,4 \text{ kg}$$

$$F_A = 23016 - 7601,4 - 120 = 15294,6 \text{ kg}$$

$$F'_{A'} < 0 \quad A' = 0$$

$$A = \frac{F_A}{\sigma_a} = \frac{15294,6}{2800} = 5,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de Non fragilité vérifiée
Vérification de l'effort tranchant

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{8} = 1342,8 - \frac{1047,8}{7} < 0$$

pas besoin d'acier

Section au milieu

$$M = 144 + 300 \times \frac{1,1}{2} + 948,40 \times \frac{(1,1)^2}{8} = 452,45 \text{ kg.m}$$

$$N = 120$$

$$e_0 = \frac{452,42}{120} = 3,77 \text{ m} = 377 \text{ cm}$$

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

$$F'_{A'} = \frac{120 \times 380 - 23016 \left(8 - \frac{3,36}{3}\right)}{7} = -16107 \text{ kg}$$

$$F'_b = 23016 \text{ kg}$$

$$F'_A < 0 \quad A' = 0$$

$$F_A = F'_b + F'_A - N = 23016 - 16107 - 120 = 6789 \text{ kg}$$

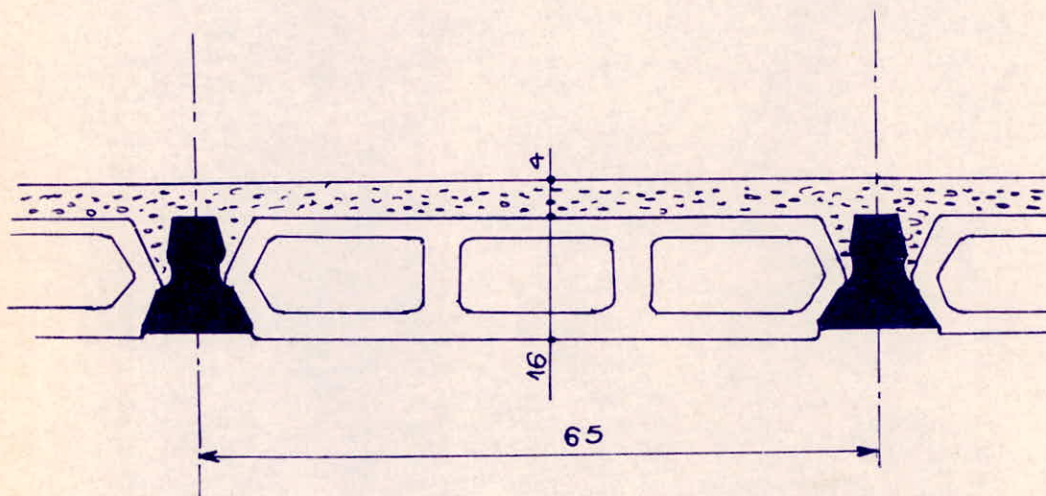
$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6789}{2800} = 2,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition \rightarrow Non fragilité vérifiée.

CALCUL DU PLANCHER

I Poutrelles

Les poutrelles que nous aurons à utiliser sont en béton précontraint préfabriquées à la SNMC, elles sont à dimensions standardisées et répondent aux normes de sécurité exigées à notre construction.



Pour parer à d'éventuels retards dans l'approvisionnement du chantier en poutrelles, nous calculerons celles-ci pour pouvoir les fabriquer sur place.

Le calcul se fera selon 2 hypothèses :

1^{re} Au montage :

C'est-à-dire lors de la pose des hourdis (coulées) la table de compression n'étant pas coulée, la poutrelle est donc simplement appuyée.

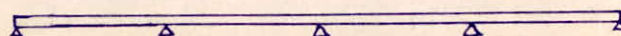
Section 4x12

Charges et surcharge

Poids poutrelle + corp creux = C.P = 220 kg/m^2

Surcharge forfaitaire 100 kg/m^2

Vu la faible section de béton on doit prévoir 3 soutiens (étais) espacés de 0,78m le calcul se ramènera donc à une poutre continue



$$P \equiv C.P/ml = 0,65 \times 220 = 143 \text{ kg/ml}$$

$$\Delta \equiv 1,2.S = 0,65 \times 1,2.100 = 78 \text{ kg/ml}$$

Moment maximum

$$M_{\max} = \frac{P l^2}{12,9} + \frac{\Delta L^2}{10,2} \quad \text{surcharge placée sur une travée de manière à avoir le moment max sur l'une des autres travées.}$$

$$M_{\max} = \frac{143 \cdot (0,78)^2}{12,9} + \frac{78 \cdot (0,78)^2}{10,2} = 11,40 \text{ kg.m}$$

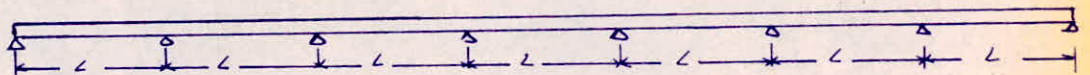
$$\text{Armatures: } \rho = \frac{1140 \times 15}{2800 \times 12 \times 4} = 0,1272 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,861 \\ k = 2,11 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1140}{2800 \times 0,861 \times 2} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Les armées étant disposées au milieu de la section donc ils serviront à l'équilibre des moments aux appuis.

2^e À l'exploitation

c'est à dire avoir coulé la table de compression et non durcissement, les paoutrelles seront continuées ou en tiendra compte dans votre calcul de cette continuité.



$$P = 0,65 \times 526 = 280,6$$

$$\Delta = 0,65 \times 1,2 \times 200 = 156$$

$$M_{\text{travée}} = \frac{P l^2}{12,9} + \frac{\Delta L^2}{10,1} = 363,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{appui}} = \frac{P l^2}{9,8} - \frac{\Delta L^2}{8,4} = 470,41 \text{ kg.m}$$

$$\text{Effort tranchant max} = 0,5277 \Delta l + 0,5983 P l = 790,47 \text{ kg}$$

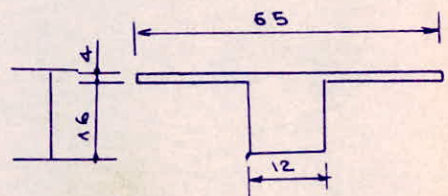
$$\rho = \frac{15 \rho}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 363,43}{2800 \cdot 65 \cdot (18)^2} = 0,00924 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9590 \\ k = 1,01 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A = 0,74 \text{ cm}^2 \quad * \text{ ceci étant pour section en travée } 2T10$$

* À l'appui

$$\rho = 0,0648 \quad \varepsilon = 0,8450 \quad k = 32,6 \Rightarrow \sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 1,04 \text{ cm}^2 \quad 2T10$$



Vérification de la non fragilité.

$$A \geq 0,69 b h \frac{5,9}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$A \geq \frac{T}{\sigma_a} - \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{790,47}{2800} - \frac{47041}{2800 \times 7,18} \leq 0$$

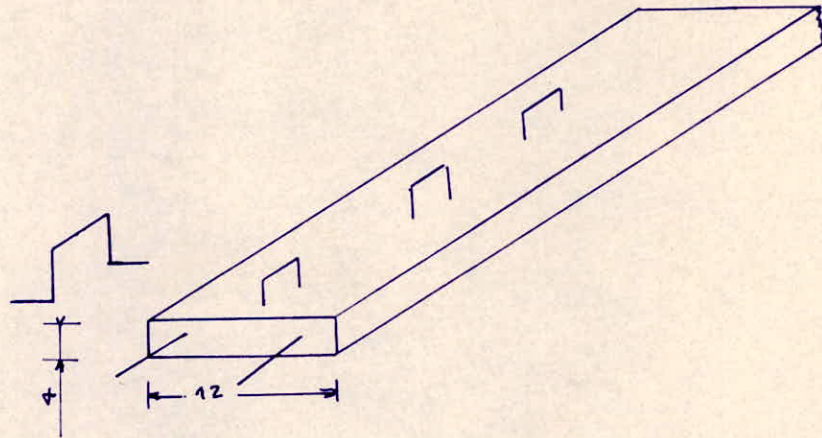
Vérification de la flèche Art 61.2 CCBA 68

$$\frac{h_t}{L} = \frac{1}{16}$$

$$A < b h \frac{43}{\sigma_{en}} =$$

$$A < 2,09 \text{ cm}^2$$

Ces 2 conditions étant vérifiées, unilat. de donner une justification de la flèche



II table de compression

CCBA 68 Art 58.2

épaisseur 4 cm

distance entre axes des nervures 65 cm = l_n

$50 \leq l_n \leq 80 \Rightarrow$ section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm^2 par mètre linéaire est égale au moins à :

$$A_{\perp} \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{cn}} = 0,02 \times 65 \times \frac{2160}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux nervures $\geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{//} \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

choix : treillis soudé de $\phi 5$ maille 20×20
 $\sigma_{cn} = 5200 \text{ kg/cm}^2$

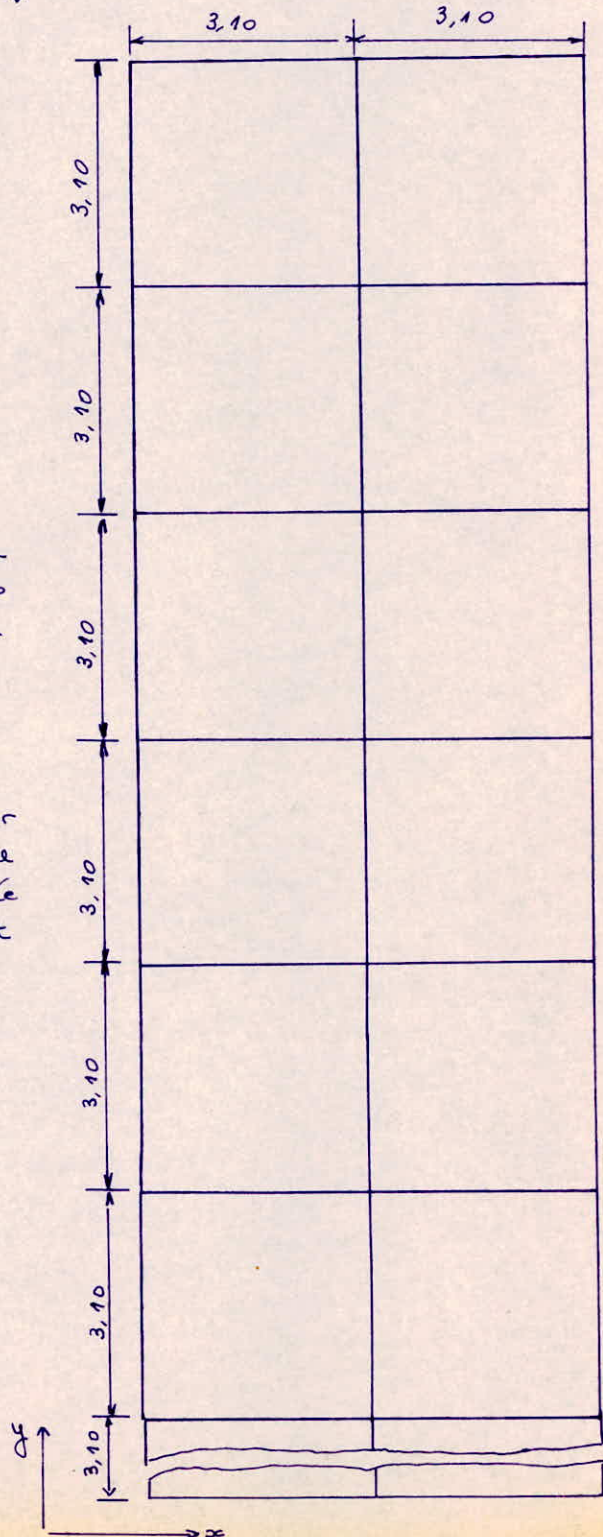
DALLES PLEINES

Dalle terrasse - Dalle plancher

plaques Carrées 310 x 310

 η : Coefficient de poisson = 0,15 Ω : Surface de la plaque P : charge appliquée sur la plaque de surface Ω M_1, M_2 : Moments au centre de la plaque (lus à une charge $P=1$) tirés des abaques de Pigeaud en fonction de:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

 M_x, M_y : Moments maximaux par bande de 1m de largeur dans le sens l_x, l_y de la dalle supposée non encastree sur ses appuis et non continue au-delà de ses appuis

A) Dalle terrasse

$$G + CP + 1,2P = 511 + 1,2 \cdot 100 = 631 \text{ kg/m}^2$$

$$l_x = l_y = 3,1 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$M_x = (M_1 + \eta M_2) P$$

$$M_y = (\eta M_1 + M_2) P$$

$$M_1 = M_2 = 0,035$$

$$P = \Omega \cdot G = (3,1 \times 3,1) 631 = 6063,91 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = (M_1 + \eta M_2) P = (0,035 + 0,15 \cdot 0,035) 6063,91 = 244,07 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0,85 \times 244,07 = 207,8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Moment sur appui de rive

$$M_{ar} = 0,30 \times 244,07 = 73,4 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Moment sur appui intérieur

$$M_{a\text{int}} = 0,50 \times 244,07 = 122,2 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Ferraillage. (on utilise la méthode de Charron)

En travée

$$N = \frac{\eta M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 20780}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0174 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9419 \\ k = 71 \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{20780}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 8} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Sur appui de rive.

$$N = \frac{15 \cdot 7340}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,00614 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9645 \\ k = 126 \end{cases}$$

$$A = \frac{7340}{2800 \cdot 0,9645 \cdot 8} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Sur appui intermédiaire

$$\nu = \frac{15 \times 12220}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,01023 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9548 \\ k = 95,5 \quad \sigma' b < \bar{\sigma}' b \end{cases}$$

$$A = \frac{12220}{2800 \times 0,9548 \times 8} = 0,57 \text{ cm}^2$$

B) Dalle plancher courant sans cloisons.

$$G = CP + 1,2P = 354 + 1,2 \times 200 = 594 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \omega \times G = (3,1)^2 \times 594 = 5708,4 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = M_y = (M_1 + \eta M_2) = (0,035 + 0,035 \times 0,15) 5708,4 = 229,76 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments :

$$\text{- en travée. } \eta_t = 0,85 \times 229,76 = 195,3 \text{ kg.m}$$

$$\text{- Sur appui de Rive: } \eta_{ar} = 0,30 \times 229,76 = 68,92 \text{ kg.m}$$

$$\text{- Sur appui intermédiaire } \eta_{int} = 0,50 \times 229,76 = 114,9 \text{ kg.m}$$

Ferraillage

$$\text{- En travée: } \nu = \frac{15 \times 19530}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0163 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9435 \\ k = 73,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{19530}{2800 \times 0,9435 \times 8} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sur appui de Rive: } \nu = \frac{15 \times 6892}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,00576 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9655 \\ k = 130 \end{cases}$$

$$A = \frac{6892}{2800 \times 0,9655 \times 8} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sur appui Intermediaire : } \nu = \frac{15 \times 11480}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0096 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,956 \\ k = 98,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{11480}{2800 \times 0,956 \times 8} = 0,54 \text{ cm}^2$$

c) Dalle plancher courant avec cloisons

$$G = C.P + 1,2P = 354 + 75 + 1,2 \times 200 = 669 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \omega \times G = (3,1)^2 \times 669 = 6429,10 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = (M_1 + \gamma M_2) = (0,035 + 0,15 \times 0,035) \times 6429,1 = 258,8 \text{ kg}$$

Calcul des moments

$$\text{- en travée : } M_t = 0,85 \times 258,8 = 220 \text{ kg.m}$$

$$\text{- Sur appui de Rive : } M_{or} = 0,30 \times 258,8 = 77,64 \text{ kg.m}$$

$$\text{- Sur appui Intermediaire } M_{o_{int}} = 0,50 \times 258,8 = 129,4 \text{ kg.m}$$

Ferraillage:

$$\text{- En travée : } \nu = \frac{15 \times 22000}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0184 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9401 \\ k = 68,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{22000}{2800 \times 0,9401 \times 8} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sur appui de Rive : } \nu = \frac{15 \times 7764}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0065 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9635 \\ k = 122 \end{cases}$$

$$A = \frac{7764}{2800 \times 0,9635 \times 8} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- Sur appui Intermediaire

$$\nu = \frac{15 \times 12940}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0108 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9535 \\ k = 92,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{12940}{2800 \times 0,9535 \times 8} = 0,61 \text{ cm}^2$$

⊗ Condition de Non-fragilité (CCBA 68 Art 52,2)

$$A_x \geq b h_x \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$\psi_4 = 0,54$ air haute adhérence

$$\rho = 1$$

$h_0 = 10 \text{ cm}$ (hauteur totale)

$h_x =$ hauteur utile 8 cm

$A_x =$ section d'armatures tendues perpendiculaire à x-x

$b =$ largeur d'une bande 100 cm

$$A_x \geq 100 \times 8 \times \frac{0,54}{2} (2-1) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq b h_y \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_x = A_y \geq 0,71 \text{ cm}^2} \quad \text{On adoptera pour toutes}$$

les dalles 5 T8 p.m $A = 2,51 \text{ cm}^2$ entravée et en appui (chapeaux)

Calcul des efforts tranchants

⊗ Vérification de la contrainte tangentielle admissible

$$\bar{\tau}_b \leq \tau_b$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$T_x = T_y = \frac{q_l x}{3} = \frac{q_l y}{3} = \frac{669 \times 3,1}{3} = 691,3 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_{bx} = \bar{\tau}_{by} = \frac{691,3}{100 \times \frac{7}{8}} = 0,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b \ll \tau_b \quad \text{Vérifié}$$

⊗ Limitation de flèche CCBA GB Art 61

Art 61,22 Hourdis rectangulaire appuyé sur leurs 4 côtés
on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une
justification de flèche des hourdis si les conditions
suivantes sont réalisées.

$$1 \frac{h_0}{L_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$2 \bar{\omega} = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{cm}}$$

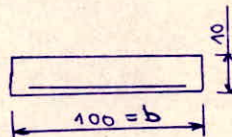
$$\frac{10}{310} = 0,032 < \frac{1}{20} \cdot \frac{220}{258,8} = 0,042$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{2,51}{100 \times 8} = 0,0031 < \frac{20}{4200} = 0,0047$$

la 1^{re} condition n'étant pas réalisée, un calcul de
flèche est nécessaire

le calcul sera mené suivant l'article 61,21

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



Moment statique de la section homogène

$$S = \frac{100 \times 10^3}{2} + 15 \times 2,51 \times 2 = 5075,30 \text{ cm}^3$$

Position du Centre de gravité de la section homogène

$$g = \frac{S}{A} = \frac{5075,30}{137,65} = 4,89 \text{ cm} \quad A: \text{section homogène}$$

Moment d'inertie de la section homogène

$$I_t = 8647,79 \text{ cm}^4$$

λ_i pour faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma} b}{72 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,8}{72 \times 5 \times 0,0031} = 5,2$$

$b = b_0 = 100 \text{ cm}$

λ_v pour charges permanentes

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma} b}{180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \omega} = \frac{5,8}{180 \times 5 \times 0,0031} = 2,08$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma} b}{4 \bar{\omega} \sigma a + 3 \bar{\sigma} b} = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0031 \times 2800 + 3 \times 5,8} = 0,443$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{8647,79}{1 + 5,2 \times 0,443} = 2617,69$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{8647,79}{1 + 2,08 \times 0,443} = 4500,68$$

Calcul de flèche : f_0 sous charge de faible durée
 f_{∞} sous longue durée d'application

$$f_0 = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad f_{\infty} = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{1,2 \times 270} = 378000$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000$$

$$f_0 = \frac{22000 \times (310)^2}{10 \times 378000 \times 2617,69} = 0,02 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = \frac{22000 \times (310)^2}{10 \times 126000 \times 4500,68} = 0,37 \text{ cm}$$

$$f_0 + f_{\infty} < \text{fleche admissible} = \frac{l}{500}$$

$$0,02 + 0,37 < \frac{310}{500} = 0,62$$

$$\boxed{0,39 < 0,62}$$

la flèche totale $f_0 + f_{\infty}$ ne doit pas dépasser la flèche admissible pour éviter d'éventuels détérioration de cloisons, surétements fragiles...

M: Moment flechissant maximal produit dans cette travée

E: Module de déformation longitudinal

L: portée mesurée entre nus d'appui

la vérification étant faite pour la seule dalle la plus sollicitée

ESCALIER

L'escalier est à paillasse adjacentes partant de palier à palier.
 Au niveau de la jonction paillasse - palier, nous disposons une poutre entièrement noyée dans l'épaisseur du palier.
 L'élément résistant à calculer est constitué par une dalle inclinée d'épaisseur h semi-encastée aux deux extrémités.
 Les marches au dessus de la dalle n'interviennent pas dans la résistance elles seront considérées comme surcharge uniforme sur la paillasse.

Dimensionnement de l'escalier

Soient: h : hauteur d'une contremarche

g : largeur d'une marche

Pour que l'escalier soit monté confortablement il faut respecter la relation $g = f(h)$
 la plus courante est la relation de Blondel:

$$g + 2h = m$$

m variant de 0,59 m escalier courant d'appartement à 0,66 m Locaux publics

soi L longueur de la ligne de foulée

H hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini)

n n^{bre} de Contremarches

$n-1$ n^{bre} de marches

Le n^{bre} de marches (et leur dimensionnement) peut être déterminé par les 3 relations suivantes

$$2h + g = 64$$

$$nh = H$$

$$(n-1)g = L$$

Le n^{bre} de marches est racine de l'équation $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$

$$64n^2 - n(64 + 300 + 210) + 300 = 0$$

$$64n^2 - 574n + 300 = 0$$

$$n = \frac{574 + \sqrt{574^2 - 4 \times 300 \times 64}}{2 \times 64} = 8,41$$

$$h = \frac{150}{n} = \frac{150}{9} = 16,67 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25 \text{ cm}$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{150}{210} = 35,54^\circ$$

Epaisseur de la dalle

La dalle portant sur 2 cotes donc l'épaisseur doit être comprise entre $\frac{1}{20}$ et $\frac{1}{30}$ de la portée entre appuis

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

$$l = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{150^2 + 210^2} = 258,07 \text{ cm}$$

on prend $h_t = e = 12 \text{ cm}$

Poids de la pailleuse d'épaisseur e

$$\frac{0,12 \times 2500}{\cos \alpha} = 370,37 \text{ kg/m}^2$$

Poids des marches de hauteur h

$$\frac{0,166 \times 2200}{2} = 182,6 \text{ kg/m}^2$$

Poids du revêtement en marbre 75 kg/m^2
Chape 2 cm; $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$

$$C.P. = 370,37 + 182,6 + 75 + 44 = 672 \text{ kg/m}^2$$

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

pour une bande de 1 m de largeur on aura

$$q_{1ml} = C.P. + 1,2S = 672 + 1,2 \times 400 = 1152 \text{ kg/ml}$$

Cette charge q peut se décomposer

- en $q \cos \alpha$ perpendiculaire à la pailleuse
- en $q \sin \alpha$ dans le sens de la pailleuse

$q \cos \alpha$ fléchit la pailleuse de portée l

mais $q \cos \alpha$ interesse 1 m horizontal - donc la charge du mètre courant incliné n'est que $q \cos^2 \alpha$, le moment de flexion dans la pailleuse est:

$$M_0 = q \frac{\cos^2 \alpha l^2}{8} = q \frac{L^2}{8} = 635 \text{ kg.m}$$

$$\text{avec } l = \frac{L}{\cos \alpha}$$

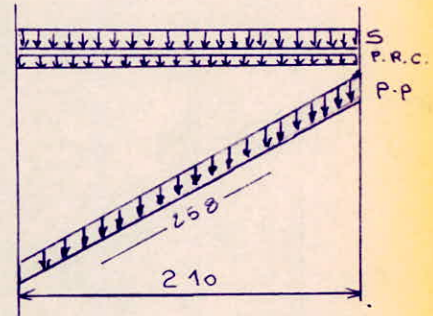
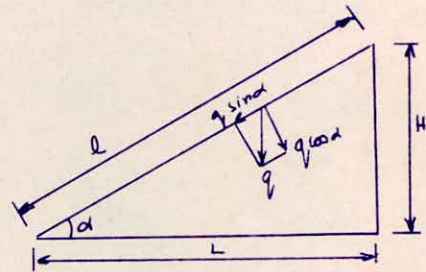
$$\text{Effort tranchant} : q \frac{L}{2} \cos \alpha = 879 \text{ kg}$$

Efforts Normaux

$$\text{- en B } N_B = 0$$

$$\text{- en A } N_A = q l \sin \alpha = q L \tan \alpha = 1728 \text{ kg}$$

$$\text{- Au milieu de la pailleuse} = \frac{N_A}{2} = 864 \text{ kg}$$



Effet du semi-encastrement

$$M_{appui} = 0,3M_0 = 0,3 \times 635 = 190,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{travée} = 0,85M_0 = 0,85 \times 635 = 539,75 \text{ kg.m}$$

Détermination des armatures

* Au B $N_B = 0$

$$M_0 = -190,5 \text{ kg.m (flexion simple)}$$

on utilise la méthode de Giarron

$$\rho = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 19050}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0102 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9548 \\ k = 95,5 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \bar{\sigma}_a h} = \frac{19050}{0,9548 \cdot 2800 \cdot 10} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Au milieu de la poutre : $N = 864 \text{ kg}$
 $M = 539,75 \text{ kg.m}$ } flexion Composée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{539,75}{864} = 62,47 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h-d'}{2} + e = 66,47 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_a + \bar{\sigma}'_b} h = 0,42h = 4,2 \text{ cm}$$

$$F'_b = \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{b}{2} = 137 \cdot 4,2 \cdot \frac{100}{2} = 28770 \text{ kg}$$

$$F'_A = \frac{N \cdot f - F'_b (h - \frac{f}{3})}{3} = \frac{864 \cdot 66,47 - 28770 (10 - \frac{4,2}{3})}{3} = -21713,36 \text{ kg}$$

$$F_A = F'_b + F'_A - N = 28770 - 21713 - 864 = 6193 \text{ kg}$$

$$F'_A < 0 \quad A' = 0$$

$$A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6193}{2800} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Au A : $N = 1728 \text{ kg}$
 $M = -190,5 \text{ kg.m}$ } flexion Composée

$$e_0 = 11,02 \text{ cm}$$

$$f = 15,02 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_1 = 4,2 \text{ cm}$$

$$F'_b = 28770 \text{ kg}$$

$$F'_A = -25310 \text{ kg}$$

$$F_A = +1732 \text{ kg}$$

$$A' = 0$$

$$A = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la non fragilité:

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Non vérifiée aux appuis, on prendra $A_{\min} \geq A_{\text{fragilité}} = 0,97 \text{ cm}^2$

Vérification à l'effet tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 879 - \frac{19050}{7.10} < 0 \quad \text{acier inférieur inutile}$$

Calcul de paliers

* Palier intermédiaire :

épaisseur 15 cm, portant dans un seul sens, puisqu'il sera calculé comme console encastrée

$$\begin{aligned} \text{poids propre: } 0,15 \times 1,25 \times 00 &= 375 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Chape 2 cm:} &= 44 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Céramique marbre 4 cm} &= 88 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Enduit 1 cm} &= 13 \text{ kg/m}^2 \\ \hline &= 520 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- poids du remplissage devanture ①
parpaing 15 cm 20 kg/m^2 par cm d'épaisseur
on prend la hauteur sur deux : $\frac{H}{2} = 1,5 \text{ m} \Rightarrow$
 $300 \times 1,5 = 450 \text{ kg/ml}$

- poids du remplissage latéral ②
parpaing 8 cm $\rightarrow 160 \text{ kg/m}^2$
d'où on aura : $(1,125 \times 3,00 \times 160) / 2 = 1080 \text{ kg}$
ce poids est à répartir uniformément sur le palier :
 $\frac{1080}{3,1 \times 1,125} = 310 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{C.P} &= 520 + 310 = 830 \text{ kg/m}^2 \\ \text{G} &= \text{C.P} + 1,25 = 830 + 1,2 \times 400 = 1310 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Calcul des efforts

Moment à l'encastrement

$$M = 450 \times 1,125 + \frac{1310 \times (1,125)^2}{2} = 1335,23 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant

$$T = 450 + 1310 \times 1,125 = 1923,75 \text{ kg}$$

- Armatures

Méthode de Charon

$$\rho = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 133523}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0423 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9129 \\ k = 42,4 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b \end{cases}$$

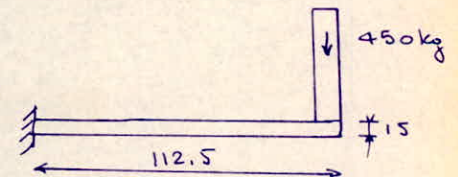
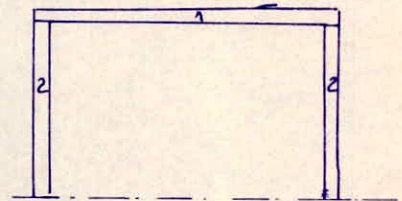
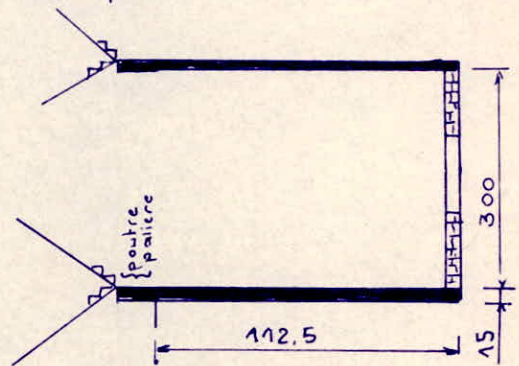
$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{133523}{0,9129 \times 13 \times 2800} = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérification de la non fragilité

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

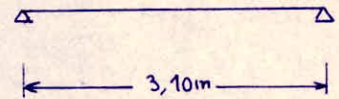
- Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\lambda} = 1923,75 - \frac{133523}{7 \cdot 13} \cdot 8 < 0 \quad \text{pas besoin d'acier inférieur}$$



* Calcul de la poutre palière

section 15x30
L = 3,10m



$$q_{me} = 0,15 \times 0,30 \times 2500 + 1923,75 + 879 = 2915,25 \text{ kg/ml}$$

poids propre + palier + pailleasse

- Calcul des efforts

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{2915,25 \times (3,1)^2}{8} = 3501,94 \text{ kg.m}$$

Effet du semi-encastrement

$$M_{travée} = 0,85 M_0 = 2976,65 \text{ kg.m}$$

$$M_{ap} = 0,30 M_0 = 1050,60 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant

$$T = q \frac{L}{2} = 4518,64 \text{ kg}$$

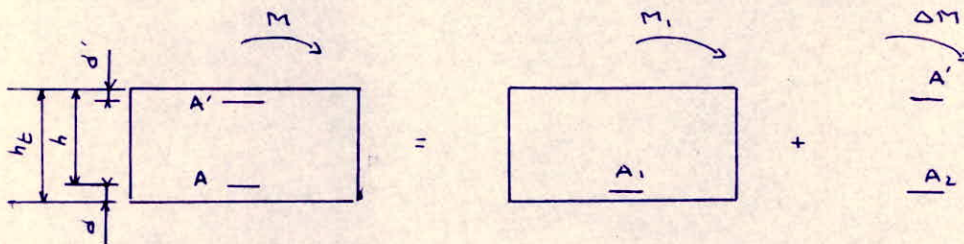
- Armatures

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

En travée

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2976,65}{2800 \cdot 30 \cdot (13)^2} = 0,3145 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k=11,1 \Rightarrow \sigma'_a > \sigma'_b \\ \text{nécessité d'acier comprimé} \end{array} \right.$$

Pour la détermination des armatures nous utiliserons la méthode de Charon
la section étudiée peut être obtenue par la superposition de 2 sections fictives :



$$\text{si } \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\sigma_a} h + d} \Rightarrow k = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b}$$

sinon

$$k = \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\sigma_a} (h+d)}$$

$$\text{Pour notre cas : } k = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b} = 20,44 > \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\sigma_a} h + d} = 11$$

$$k = 20,44 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8588 \\ \mu' = 0,1819 \end{array} \right.$$

* Calcul des Efforts

$$M_1 = \rho' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = 1263,46 \text{ kg.m}$$

$$M = 2978,65$$

$$\Delta M = M - M_1 = 1713,19 \text{ kg.m}$$

$$A' = A_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_1}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{126346}{0,1588 \times 13 \times 2800} = 4,04 \text{ cm}^2$$

Acier tendue : $A = A_1 + A_2 = 9,6 \text{ cm}^2$

Acier Comprimé : $A' = 5,56 \text{ cm}^2$

. Sur appuis

$$\rho = \frac{15 \times 105060}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,1110 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 23,1 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \\ E = 0,8688 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{105060}{0,8688 \cdot 13 \cdot 2800} = 3,32 \text{ cm}^2$$

La Condition de non fragilité est vérifiée
Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{l} = 4518,64 - \frac{105060}{7,13} < 0 \quad \text{Pas besoin d'acier inférieur}$$

* Calcul du palier "niveau plancher"

épaisseur 15 cm , portant dans un seul sens et encasté à ses 2 extrémités

poids propre	375 kg/m ²
revêtement	145 kg/m ²
	520 kg/m ²

$$G = C.P + 1,25 = 520 + 1,2 \times 400 = 1000 \text{ kg/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$q/m^2 = 1000 \text{ kg/m}^2$$

- Calcul des efforts

Moment isostatique $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1000 \times (0,75)^2}{8} = 70,31 \text{ kg.m}$

Moment en travée $M_t = 0,85 M_0 = 59,8 \text{ kg.m}$

Moment aux appuis $M_a = 0,30 M_0 = 21,1 \text{ kg.m}$

Effort tranchant $T = q \frac{l}{2} = 375 \text{ kg.m}$

- Armatures

$$h = h_e - d = 13 \text{ cm}$$

. En travée

$$p = 0,0189 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9800 \\ k = 235 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$A = 0,17 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot 13 \cdot 100 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{on doit donc armer avec le minimum d'acier}$$

$$A \geq 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

. Aux appuis

$$p = 0,00068 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9885 \\ k = 420 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$A = 0,06 \text{ cm}^2$$

ou mettra le minimum d'acier c.à.d $A \geq 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Verification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 375 - \frac{2110 \cdot 8}{7 \cdot 13} = 196 \text{ kg}$$

$$A \geq \frac{196}{2800} = 0,07 \text{ cm}^2 \quad \text{on mettra des aciers inférieurs lors de la réalisation}$$

* Calcul de la poutre palière

section 15x30

$$l = 310$$

$$q / \text{ml} = 0,15 = 0,30 \times 2500 + 375 + 879 = 1366,5 \text{ kg/ml}$$

Poids propre galien pailleuse

- Calcul des efforts

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1366,5 \times (3,1)^2}{8} = 1641,5 \text{ kg.m}$$

$$M_e = 0,85 M_0 = 1395,30 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,30 M_0 = 523,23 \text{ kg.m}$$

Efforts tranchant

$$T = q \frac{l}{2} = 2118 \text{ kg}$$

- Armatures

methode identique que pour la poutre palière precedente.

. entravée

$$p = \frac{15 \cdot 139530}{2800 \cdot 30 \cdot 13^2} = 0,1474 \Rightarrow \begin{cases} k = 19,1 \Rightarrow \sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \\ \text{nécessité d'aciers comprimés} \end{cases}$$

$$k = 20,44$$

$$\epsilon = 0,8588$$

$$p' = 0,1819$$

$$M_1 = \rho' \times \bar{\sigma}'_b \times b \times h^2 = 1263,46 \text{ kg.m}$$

$$M = 1395,3 \text{ kg.m}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 131,84 \text{ kg.m}$$

$$A'_1 = A'_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h-d')} = \frac{13184}{2800 \times 11} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\epsilon \times h \times \bar{\sigma}'_a} = \frac{1263,46 \cdot 10^2}{0,1588 \cdot 13 \cdot 2800} = 4,04 \text{ cm}^2$$

Aciers tendus : $A = A_1 + A_2 = 4,47 \text{ cm}^2$

Aciers comprimés : $A' = 0,43 \text{ cm}^2$

. Sur Appuis

$$\rho = \frac{15 \cdot 52323}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,0552 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 36 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ \epsilon = 0,9020 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_a} = \frac{52323}{0,9020 \times 13 \times 2800} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité vérifiée
Condition de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}'_a \geq T + \frac{M}{\delta} = 2118 - \frac{52323}{7 \cdot 13} \text{ g} < 0 \text{ pas besoin d'aciers inférieurs}$$

Calcul de la partie du plancher en porte à faux ①

dalle pleine : épaisseur 10cm
 poids propre: $0,1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$
 isolation $\frac{91 \text{ kg/m}^2}{8}$
 341 kg/m^2

Surcharge $s = 200 \text{ kg/m}^2$
 $G = 341 + 1,25 = 581 \text{ kg/m}^2$
 $q/mL = 581 \text{ kg/mL}$

dalle encastree sur ses 4 cotés

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{0,85}{3,10} = 0,27$$

$$0,25 < \frac{L_x}{L_y} < 0,40$$

c.c.B.A 68 Art 39,41; 27; 13

elle sera calculée au flexion

Comme une poutre de 1m de largeur dans le sens de la petite portée

Calcul des efforts:

moment isostatique $M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{581 \cdot (0,85)^2}{8} = 52,47 \text{ kg.m}$

Effet du semi-encastrement

$$M_{tx} = 0,85 M_0 = 44,60 \text{ kg.m}$$

$$M_{apx} = 0,30 M_0 = 15,74 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 11,15 \text{ kg.m}$$

$$M_{apy} = \frac{1}{4} M_{apx} = 3,94 \text{ kg.m}$$

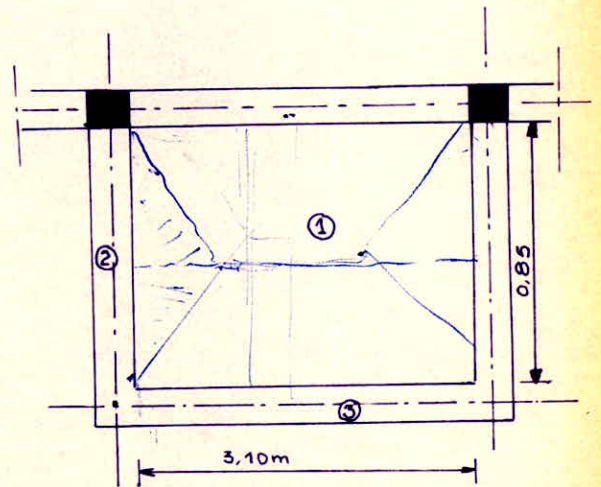
Armatures

$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4460}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0037 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9721 \\ k = 164 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M}{\epsilon \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{4460}{0,9721 \cdot 2800 \cdot 8} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1574}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0013 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9831 \\ k = 280 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\epsilon \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{1574}{0,9831 \cdot 2800 \cdot 8} = 0,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Vérification à la non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 100 \times 8 \times 0,69 \times \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

ou ferraillera avec le minimum d'acier $A = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Calcul de la poutre en porte à faux ②

section 25×40
 $L = 1,1$

Poids propre : $0,25 \times 0,4 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml}$

Poids du mur latéral

parpaing 20 cm 200 kg/ml^2
 Enduit 2 cm 26 kg/ml^2
 hauteur de la constructeur (mur) $2,60 \text{ m}$
 poids/ml $(200 + 26) \cdot 2,60 = 587,60 \text{ kg/ml}$

$$q / \text{ml} = 250 + 587,60 = 837,60 \text{ kg/ml}$$

Calcul des efforts

$$\text{Moment} : 1453,32 \times 1,1 + 837,60 \times \frac{(1,1)^2}{2} = 2059,33 \text{ kg.m}$$

effort tranchant

$$1453,32 + 837,60 \times 1,1 = 2374,68 \text{ kg}$$

Armatures

$$N = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 205933}{2800 \times 25 \times (37)^2} = 0,0322 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9228 \\ k = 49,8 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

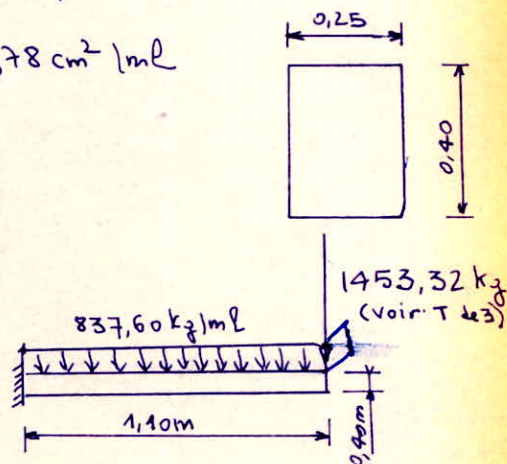
$$A = \frac{205933}{2800 \cdot 37 \cdot 0,9228} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Vérification de La Non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 0,25 \times 37 \times \frac{5,9}{4200} = 0,01 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta} = 2374,68 - \frac{205933}{7 \cdot 37} \delta = < 0 \text{ pas besoin d'acier inférieur.}$$



Calcul de la poutre ③

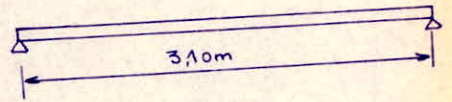
Section $0,25 \times 0,40$ $L = 3,1m$ Poids propre: $0,25 \times 0,40 \times 2500 = 250 kg/ml$ poids lui relevant de la dalle ① $246,93 kg/ml$

poids du remplissage de face

$$226 \times 2,60 = 587,6 kg/ml$$

ou retranche 25% d'ouverture

$$587,6 \times 0,75 = 440,7 kg/ml$$



$$q/ml = 250 + 246,93 + 440,7 = 937,63 kg/ml$$

Efforts

$$M_0 = q \frac{L^2}{8} = \frac{937 \times (3,1)^2}{8} = 1126,33 kg \cdot m$$

effets de semi-Eucastréant

$$M_E = 0,85 M_0 = 957,38 kg \cdot m$$

$$M_a = 0,30 M_0 = 337,90 kg \cdot m$$

$$T = q \frac{L}{2} = 1453,32 kg$$

Armatures

$$\text{en travée: } \mu = \frac{M_E}{\sigma_b b h^2} = \frac{16 \cdot 95738}{2800 \cdot 25 \cdot (37)^2} = 0,0149 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9457 \\ k = 77 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A = \frac{95738}{2800 \times 37 \times 0,9457} = 0,98 cm^2$$

$$\text{à l'appui: } \mu = \frac{15 \cdot 33790}{2800 \cdot 25 \cdot (37)^2} = 0,0052 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9669 \\ k = 136 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$A = \frac{33790}{2800 \cdot 37 \times 0,9669} = 0,34 cm^2$$

Condition de non fragilité vérifiée

Vérification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_c \geq T + \frac{V}{\lambda} = 1453,32 - \frac{33790}{7 \times 37} \times 8 = 409,61 kg$$

$$A \geq \frac{409,61}{2800} = 0,15 cm^2 \quad \text{ou mettre de l'acier en flexion ou prolonger le acier de la travée jusqu'aux appuis}$$

ETUDE AU SEISME

ETUDE AU SEISME

Notre construction étant à étages multiples sera conçue pour résister à d'éventuelles secousses sismiques, - puisque le lieu d'implantation du bâtiment, Alger, est une région sujette aux séismes.

Effets du séisme

des secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur g ($9,8 \text{ m/s}^2$) de la gravité.

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut-être oblique ou verticale.

On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale qu'il est commode de caractériser par la valeur des accélérations verticales et horizontales du mouvement sismique et d'admettre qu'elles s'adressent aux masses mêmes de la construction.

Dans le cas de construction comportant des planchers rigides, on conduira la vérification en appliquant les forces horizontales au niveau de chaque plancher et dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré.

Recommandations de Conception générale des bâtiments:

a. Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à leur largeur (plus faible distance entre nus extérieurs des façades) si ce rapport excède:

- 2,5 pour une zone de faible sismicité
- 2,0 " " " de forte sismicité,
- 1,5 " " " de très forte sismicité

des Justifications spéciales devront être fournies.

b. Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en Inertie

c. Éviter les ouvertures de trop grandes dimensions

d. Prévoir dans la mesure du possible, un sous-sol général ou des fondations profondes, massives qui ancrent la construction dans le sol.

e. Éviter les encorbellements et tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.

f. Choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes soigneusement chaînées et engagées dans le sol résistant pour s'opposer aux soulèvements dus aux séismes.

Réaliser une liaison très résistante entre les fondations et la superstructure.

g. Pour la Superstructure:

- * abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- * réaliser des nœuds rigides

- * Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements soignés dans tous les sens.
- * Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres.
- * L'écartement des armatures transversales doit être au plus égal à la hauteur utile h des pièces.
- * Prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou aux chaînages.

CALCUL SISMIQUE

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des séismes, des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictifs dont les effets sont quasi équivalents à ceux de l'action sismique.

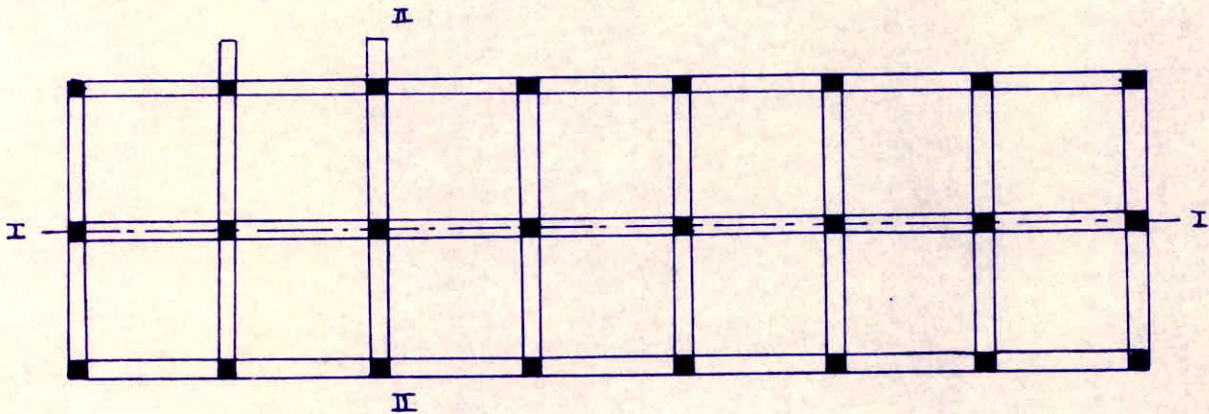
Les systèmes fictifs se composent :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (S_T)

On admet aussi que les charges et les fractions de surcharges sont ramenées au niveau des planchers.

Les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques, cependant les règlements permettent la vérification dans deux directions perpendiculaires successivement envisagées.

Portiques I-I et II-II étant les plus défavorables dans notre construction, les sollicitations sismiques pour chaque portique sont déterminées d'après les masses soumises à l'action sismique.



PORTIQUE II

Niveau	Designation	charge par unite de mesure	charge total kg	Surcharge Par U.M kg/m ²	Surcharge total kg
I	A croteres	200 kg/ml	1420	100	8142
	Terrasse	526 kg/m ²	42827		
	Poutres trans	250 kg/ml	6000		
	$\frac{1}{2}$ poteaux ext	218,75 kg/ml	656		
	$\frac{1}{2}$ poteaux int	250 kg/ml	2250		
	$\frac{1}{2}$ Murs	420 kg/m ²	6552		
	$\frac{1}{2}$ Cloisons	100 kg/m ²	4071		
	Poutres long	250 kg/m ²	5425		
	Σ		69201		
II	Plancher	369 kg/m ²	28213	200	15292
	Palier	520 kg/m ²	858	400	1922
	poutre palier		2753,5		
	III Poutres int	250 kg/ml	6000		
	Poutres long	250 kg/ml	5425		
	IV Poteaux ext	218,75 kg/ml	1312,5		
	V poteaux int	250 kg/ml	4500		
	murs	420 kg/m ²	13104		
	Cloisons	100 kg/m ²	8142		
	Σ		70308,00		17214

Tableau Concerne pour le calcul des Charges permanentes

PORTIQUE II - II

Niveau	Designation	charge par unite de mesure	charge total kas	Surcharge Par U.M kg/m ²	Surcharge total kgs
I	Accrotères	200 kg/ml	1820	100	2380
	Terrasse	526 kg/m ²	14359		
	Poutres	250 kg/ml	3825		
	1/2 poteaux ext	218,75 kg/ml	656		
	1/2 poteaux int	250 kg/ml	375		
	1/2 murs	420 kg/m ²	5964		
	1/2 cloisons	100 kg/m ²	1190		
	Σ		28189		
II	Plancher	368 kg/m ²	8284	200	4490
	Plancher en Porte à faux } Balcon	479 kg/m ²	819	200	341
III	Poutres	250 kg/ml	3825	350	597
	Poutre en Porte à faux } Poteaux ext	218,75 kg/ml	1312,5		
IV	Poteaux int	250 kg/ml	750		
	murs	420 kg/m ²	11902		
V	cloisons	100 kg/m ²	2380		
			30801,5		5428

Tableau conçu pour le calcul des Charges sismiques

Determination des Coefficients sismiques

A. Coefficients sismiques dans les directions horizontales.

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

Dans cette formule : $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ sont des coefficients sans dimension, dénommés respectivement

* α = Coefficient d'intensité : il dépend de l'intensité nominale I_n pour laquelle est demandée la protection de la construction.

Notre bâtiment sera implanté à Alger, Intensité nominale (I_n) = 8 donc $\alpha = 1$

* β = Coefficient de Réponse, il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée

« pour notre bâtiment, le contreventement est assuré par une ossature en béton Armé »
d'où

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

H : hauteur du bâtiment
 I_x : longueur du portique

- du degré d'amortissement de l'ouvrage

- Accessoirement, de la nature du sol de fondation

- degré d'amortissement : Il est pris comme étant normal car notre bâtiment dont les murs et les cloisons de par la densité de leur répartition et de par la valeur de l'importance de leurs liaisons naturelles, sont susceptibles de contribuer de façon notable à la dissipation de l'énergie communiquée à la construction par le séisme

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

avec un minimum de 0,050
et un maximum de 0,085 pour ouvrages fondés sur une importante formation de sols meubles et 0,100 dans les autres cas
 $0,05 \leq \beta \leq 0,10$

* γ = Coefficient de distribution

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte

- Dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers

- Dans les constructions courantes de flexibilité normale, il est permis, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges, et sauf variation brutale de la rigidité du système de contreventement, d'assimiler la déformée du système à une droite

- Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ peut s'exprimer en fonction du rang n du plancher

Compté à partir de la base.

Si l'on désigne par n , le nombre de planchers, le Coefficient applicable au plancher de rang r est :

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

la distribution des Coefficients est du type triangulaire

Dans notre cas: $n = 5$

rang r	1	2	3	4	5
γ_r	0,272	0,545	0,818	1,090	1,360

* δ Coefficient de fondation

Le Coefficient δ , indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage :

pour semelles superficielles sur terrains de consistance moyenne $\delta = 1,15$.

Les coefficients sismiques auront donc pour valeurs.

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta = 1,15 \cdot \gamma_r \cdot \beta$$

⊗ Valeurs du Coefficient β pour chacun des portiques Considérés.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}} = \frac{0,065}{\sqrt{1,35 L_x^{\frac{1}{2}}}}$$

Portiques	L_x m	β
I-I	23,45	0,10
II-II	6,70	0,08

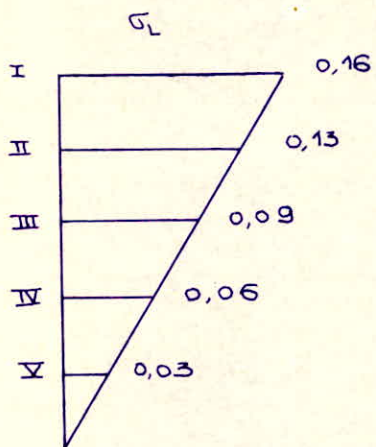
⊗ Valeur de la période T pour chacun des portiques considérés

Portiques	H m	L_x m	T
I-I	15	23,45	0,28
II-II	15	6,70	0,52

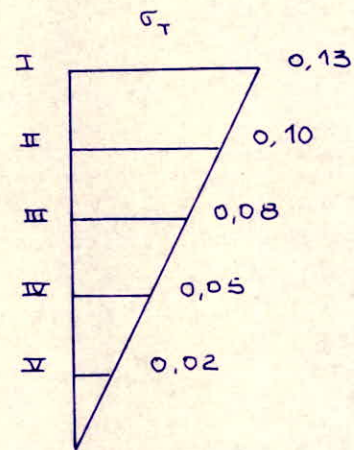
les valeurs de σ_x pour les différents portiques aux différents niveaux sont données par le tableau suivant :

Niveaux Portiques	I	II	III	IV	V
I - I	0,16	0,13	0,09	0,06	0,03
II - II	0,13	0,10	0,08	0,05	0,02

On en déduit les 2 diagrammes triangulaires suivants :



portique I-I longitudinal



Portique II-II transversal

B. Coefficients sismiques dans la direction verticale

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\alpha = 1$$

$$\sigma_H = \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_I \\ \sigma_T \end{array} \right.$$

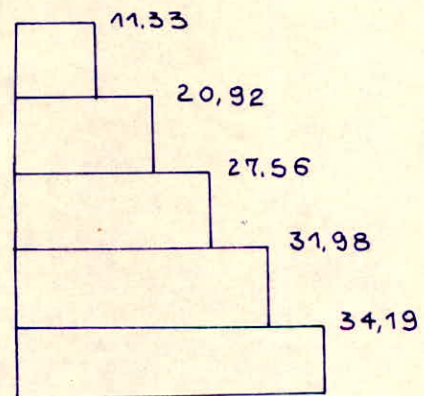
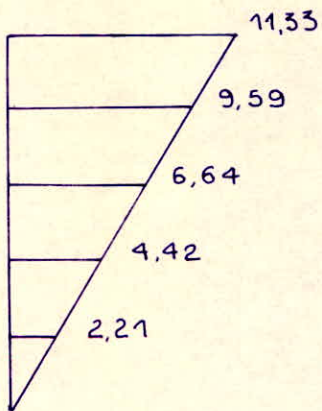
Valeurs de σ_V

Niveaux Portiques	I	II	III	IV	V
I - I	0,16	0,13	0,09	0,06	0,03
II - II	0,16	0,13	0,09	0,06	0,03

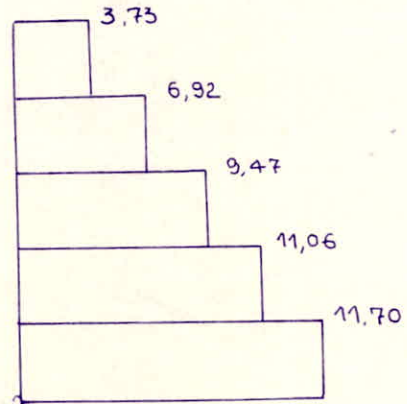
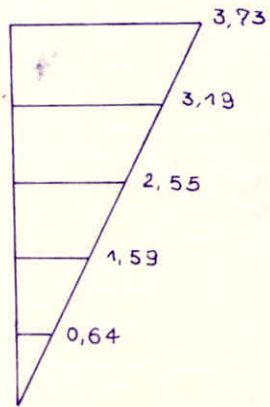
Forces sismiques horizontales

Portiques	Niveaux	G (T)	P (Tonnes)	P/5 (Tonnes)	W=G+P/5 (tonnes)	$F_H = \sigma_x \cdot W$ (tonnes)
I - I	I	69,2	8,14	1,63	70,83	11,33
	II	70,3	17,21	3,44	73,74	9,59
	III	70,3	17,21	3,44	73,74	6,64
	IV	70,3	17,21	3,44	73,74	4,42
	V	70,3	17,21	3,44	73,74	2,21
II - II	I	28,2	2,38	0,48	28,68	3,73
	II	30,8	5,43	1,09	31,89	3,19
	III	30,8	5,43	1,09	31,89	2,55
	IV	30,8	5,43	1,09	31,89	1,59
	V	30,8	5,43	1,09	31,89	0,64

Portique I-I



Portique II-II



Forces sismiques verticales

Portique	longueur	Niveaux	σ_v	W_T	S_{I_v} Tonnes	S_{I_v} (Tonnes/ml)
I-I		I	0,16	70,83	11,33	0,48
		II	0,13	73,74	9,59	0,41
		III	0,09	73,74	6,64	0,28
		IV	0,06	73,74	4,42	0,19
		V	0,03	73,74	2,21	0,09
II-II		I	0,16	28,68	4,59	0,69
		II	0,13	31,89	4,15	0,62
		III	0,09	31,89	2,87	0,43
		IV	0,06	31,89	1,91	0,29
		V	0,03	31,89	0,96	0,14

Calcul de portiques sous FORCES horizontales.

On utilisera la méthode exposée ci-dessous.

Méthode de Bowman

Elle donne des résultats assez voisins de ceux obtenus avec les méthodes exactes.

La force sismique horizontale (F) obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux suivant les 2 formules:

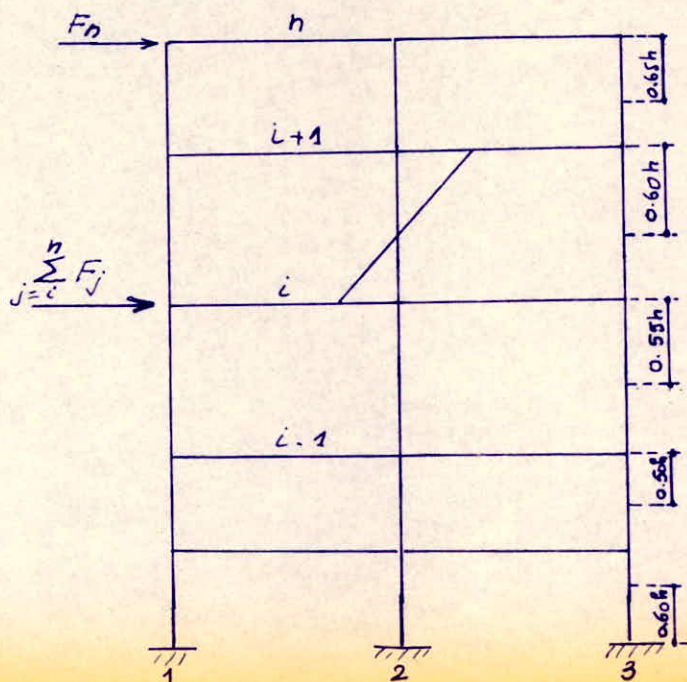
$$F_i = \frac{F I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour un poteau (i) intermédiaire.}$$

$$F_j = \frac{F \times 0,8 I_j}{0,8(I_n + I_1) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour poteau de niveau (j=1 ou j=n).}$$

Les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur h se situent à:

- $0,65 h$ de la partie supérieure du poteau, au dernier niveau.
- $0,60 h$ de la partie supérieure du poteau, à l'avant dernier niveau.
- $0,55 h$ de la partie supérieure du poteau, au niveau directement au-dessous.
- $0,50 h$ dans tous les niveaux sauf au dernier
- $0,60 h$ à partir de la base du poteau, au premier niveau.

Schéma explicatif.



Hypothèses de calcul.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide (c'est notre cas) on admet que :

- des forces horizontales agissant sur 1 file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies ci-dessus suivant la méthode de Bowman.

• Procédé de calcul :

Pour un seul niveau :

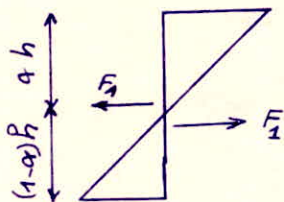
$$F_I = F_1 + F_2 + \dots + F_n \quad \text{avec}$$

$$F_1 = \frac{F_I \times 0,8 I_1}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{de même pour } F_n.$$

$$F_2 = \frac{F_I \times I_2}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{de même pour } F_2, \dots, F_{n-1}.$$

Moments :

- dans les poteaux :



α : coefficient déterminant la position du point d'inflexion.

- à la base du poteau : $M = (1-\alpha) h F_1.$

- à la tête du poteau : $M = \alpha h F_1.$

- dans les poutres :

le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du nœud considéré. Les moments dans les poutres doivent équilibrer le moment fléchissant du poteau appartenant à ce nœud. Les moments sont donnés par les formules suivantes :

Pour un nœud (i) de la file (j) on aura :

$$\begin{array}{l}
 \text{- à gauche: } M = F_i \alpha h \frac{k_g i}{k_{d_i} + k_g i} \\
 \text{- à droite: } M = F_i \alpha h \frac{k_d i}{k_{d_i} + k_g i}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{- à gauche:} \\ \text{- à droite:} \end{array}} \right\} \text{ avec: } \begin{array}{l} k_g i = \frac{I_g i}{l_g i} \\ k_d i = \frac{I_d i}{l_d i} \end{array}$$

Pour un étage intermédiaire au niveau i .

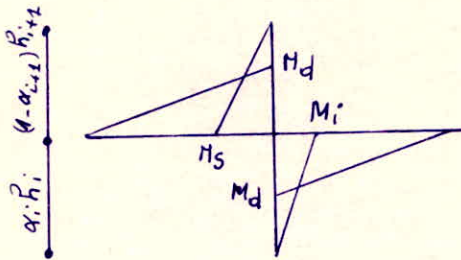
$$\text{On a: } F = \sum_{j=i}^n F_j = F_i + F_{i+1} + \dots + F_n.$$

à l'étage de rang $(i+1)$, nous avons que l'effort $\sum_{j=i+1}^n F_j$ créé en pied des poteaux supportant le plancher de rang $(i+1)$, des moments calculés à partir de ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de $\sum_{j=i+1}^n F_j$ suivant les inerties des poteaux) soit par exemple pour le poteau 2 de l'étage $(i+1)$:

$$M = F_2 \alpha h \quad \text{avec: } F_2 = \frac{\sum_{j=i+1}^n F_j \frac{I_2}{0.8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}}}{1}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort $\sum F_j$, ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de niveau (i) .

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les traverses aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_i obtenus dans le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud:



• Pour un nœud intermédiaire

$$M_g = -(M_s + M_i) \frac{k_g}{k_g + k_d} \quad (\text{gauche})$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \frac{k_d}{k_g + k_d} \quad (\text{droite})$$

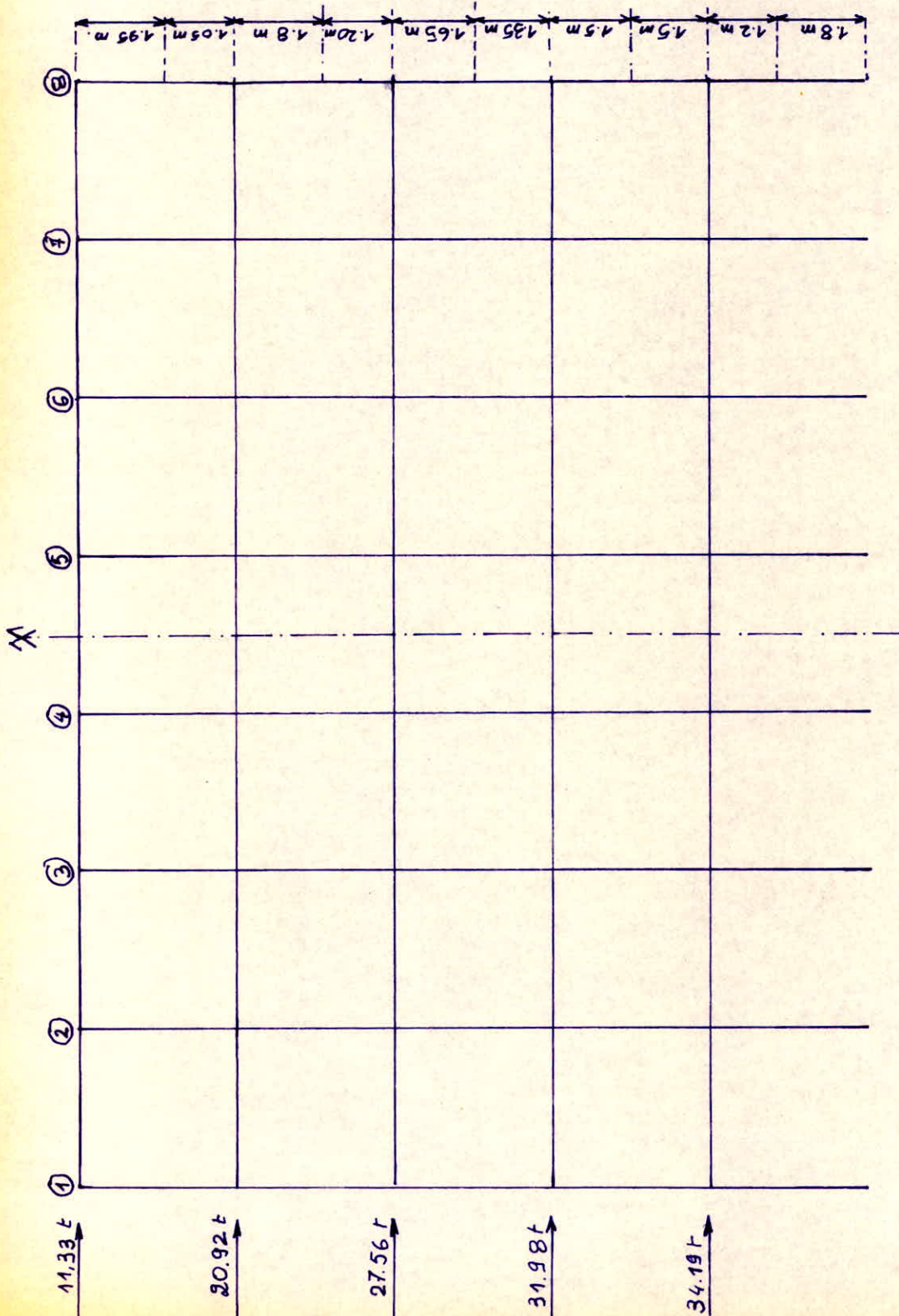
• Pour un nœud de rive:

$$M_g = -(M_s + M_i)$$

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

Toutes ces hypothèses de calcul par la méthode de Bowman sont satisfaites pour le calcul de nos pontiques.

Details de calcul du portique I.I.



Calcul des différents coefficients intervenant dans le calcul.

Moments d'inertie:

- poteaux: intérieurs 25×40 $I_{in} = \frac{40 \times 25^3}{12} = 5.2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$.

 rives 25×35 $I_{ex} = \frac{35 \times 25^3}{12} = 4.55 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$.

- poutres: toutes les poutres sont identiques et de même section

- les traverses à gauche et à droite des différents nœuds sont toutes égales donc: $I_p = \frac{25 \times 40^3}{12} = 1.34 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$.

$$\left. \begin{array}{l} I_g = I_d \\ I_g = I_d \end{array} \right\} \Rightarrow k_g = \frac{I_g}{L_g} = k_d = \frac{I_d}{L_d}$$

- Pour nœuds de rive:

$$\frac{k_d}{k_g + k_d} = 1 = \frac{k_g}{k_g + k_d} \quad \text{car } k_g \text{ ou } k_d \text{ est nul suivant le cas.}$$

- Pour nœud intermédiaire

$$\frac{k_d}{k_g + k_d} = \frac{k_g}{k_g + k_d} = 0.5$$

Calcul de forces revenant à chaque poteau.

$$I = 0.8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6 + I_7 + 0.8 I_8$$

$$= 2 \times 0.8 I_{ex} + 6 I_{int} = (2 \times 0.8 \times 4.55 + 6 \times 5.2) 10^4 = 38.48 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Niveau I.

$$F_1 = F_8 = \frac{F \times 0.8 I_1}{I} = \frac{11.33 \times 0.8 \times 4.55 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 1.07 \text{ t.}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = \dots = F_7 = \frac{F \times I_2}{I} = \frac{11.33 \times 5.2 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 1.53 \text{ t.}$$

Niveau II.

$$F_1 = F_8 = \frac{20.92 \times 0.8 \times 4.55 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 1.98 \text{ t.}$$

$$F_2 = F_3 = \dots = F_7 = \frac{20.92 \times 5.2 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 2.83 \text{ t.}$$

Niveau III

$$F_1 = F_8 = \frac{27.56 \times 0.8 \times 4.55 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 2.61 \text{ t.}$$

$$F_2 = F_3 = \dots = F_7 = \frac{27.56 \times 5.2 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 3.72 \text{ t.}$$

Niveau IV

$$F_1 = F_8 = \frac{31.98 \times 0.8 \times 4.55 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 3.03 \text{ t.}$$

$$F_2 = F_3 = \dots = F_7 = \frac{31.98 \times 5.2 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 4.32 \text{ t.}$$

Niveau V

$$F_1 = F_8 = \frac{34.19 \times 0.8 \times 4.55 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 3.23 \text{ t.}$$

$$F_2 = F_3 = \dots = F_7 = \frac{34.19 \times 5.2 \cdot 10^4}{38.48 \cdot 10^4} = 4.62 \text{ t.}$$

Calcul de moments dans les poteaux et les poutres.

On calculera seulement 2 files de poteaux, la file ① et la file ② car la file ⑧ est identique à la file ① et les files ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦ sont identiques à la file ②.

Niveau I.

- file ① . Poteau: $M_{i1} = F_{I1} \alpha h = 1.07 \times 1.95 = 2.09 \text{ tm.}$

$$M_{s1} = F_{I1} (1-\alpha) h = 1.07 \times 1.05 = 1.12 \text{ tm.}$$

. Travée: $M_g = 0$

$$M_d = -(M_{s0} + M_{i1}) \times 1 = -2.09 \text{ tm.}$$

- file ②

. Poteau: $M_{i2} = F_{I2} \alpha h = 1.53 \times 1.95 = 2.98 \text{ tm.}$

$$M_{s2} = F_{I2} (1-\alpha) h = 1.53 \times 1.05 = 1.61 \text{ tm.}$$

. Travée:

$$M_g = M_d = -(M_{s0} + M_{i2}) \times 0.5 = -1.49 \text{ tm.}$$

Niveau II.

- file ① . Poteau: $M_{i1} = F_{II1} \alpha h = 1.98 \times 1.8 = 3.56 \text{ tm.}$

$$M_{s1} = F_{II1} (1-\alpha) h = 1.98 \times 1.2 = 2.38 \text{ tm.}$$

. Travée: $M_g = 0$

$$M_d = -(M_{s1I} + M_{i1II}) = -(1.12 + 3.56) = 4.68 \text{ tm.}$$

- file ②

. Poteau: $M_{i2} = F_{II2} \alpha h = 2.83 \times 1.8 = 5.09 \text{ tm.}$

$$M_{s2} = F_{II2} (1-\alpha) h = 2.83 \times 1.2 = 3.40 \text{ tm.}$$

$$\text{Travée : } M_g = M_d = -(5,09 + 1,61) \times 0,5 = -3,35 \text{ t.m.}$$

Niveau III

file ① - Poteau : $M_{S_1} = F_{III_1} \alpha h = 2,61 \times 1,65 = 4,31 \text{ t.m.}$

$$M_{i_1} = F_{III_1} (1-\alpha) h = 2,61 \times 1,35 = 3,52 \text{ t.m.}$$

- Travée : $M_g = 0.$

$$M_d = -(2,38 + 4,31) \times 1 = -6,69 \text{ t.m.}$$

file ② - Poteau : $M_{S_2} = F_{III_2} \alpha h = 3,72 \times 1,65 = 6,14 \text{ t.m.}$

$$M_{i_2} = F_{III_2} (1-\alpha) h = 3,72 \times 1,35 = 5,02 \text{ t.m.}$$

- Travée : $M_g = M_d = -(3,40 + 6,14) \times 0,5 = -4,77 \text{ t.m.}$

Niveau IV

File ① - Poteau : $M_{S_1} = F_{IV_1} \alpha h = 3,03 \times 1,5 = 4,55 \text{ t.m.}$

$$M_{i_1} = F_{IV_1} (1-\alpha) h = 3,03 \times 1,5 = 4,55 \text{ t.m.}$$

- travée : $M_g = 0$

$$M_d = -(4,55 + 3,52) \times 1 = 8,07 \text{ t.m.}$$

File ② - Poteau : $M_{i_2} = F_{IV_2} \alpha h = 4,32 \times 1,5 = 6,48 \text{ t.m.}$

$$M_{S_2} = F_{IV_2} (1-\alpha) h = 4,32 \times 1,5 = 6,48 \text{ t.m.}$$

- Travée : $M_g = M_d = -(6,48 + 5,02) \times 0,5 = -5,75 \text{ t.m.}$

Niveau V

File ① - Poteau : $M_{i_1} = F_{V_1} \alpha h = 3,23 \times 1,2 = 3,88 \text{ t.m.}$

$$M_{S_2} = F_{V_1} (1-\alpha) h = 3,23 \times 1,8 = 5,81 \text{ t.m.}$$

- Travée : $M_g = 0$

$$M_d = -(3,88 + 5,81) \times 1 = -9,69 \text{ t.m.}$$

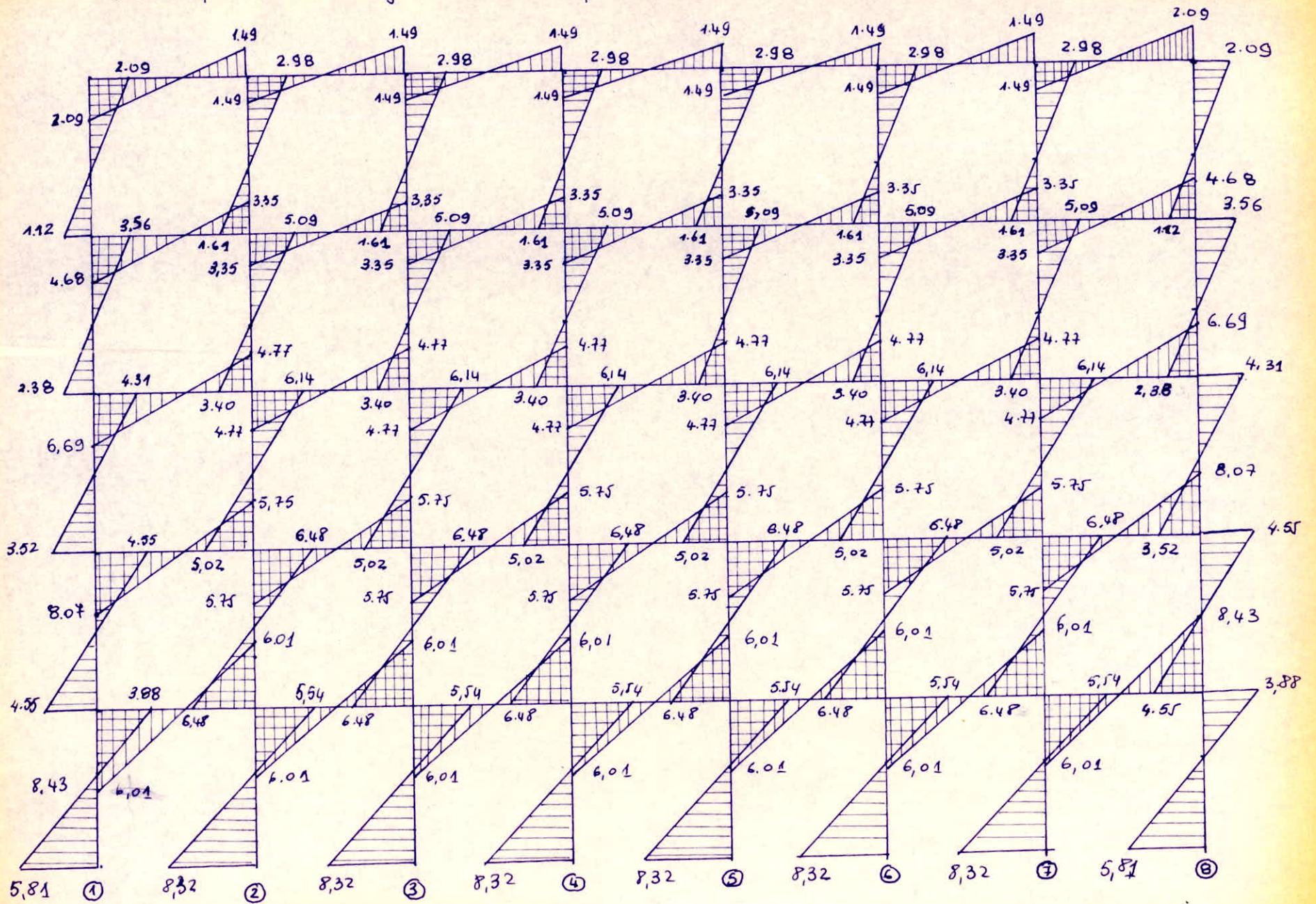
File ② - Poteau : $M_{i_2} = F_{V_2} \alpha h = 4,62 \times 1,2 = 5,54 \text{ t.m.}$

$$M_{S_2} = F_{V_2} (1-\alpha) h = 4,62 \times 1,8 = 8,32 \text{ t.m.}$$

- Travée : $M_g = M_d = -(5,54 + 8,32) \times 0,5 = -6,93 \text{ t.m.}$

• Tous les résultats de calcul sont portés dans un tableau et sous forme de diagramme fléchissant. Il est à noter que tous les nœuds doivent être en équilibre. Les résultats sont donnés pour une direction de S.I.H.

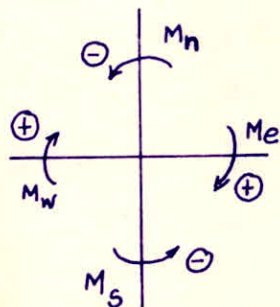
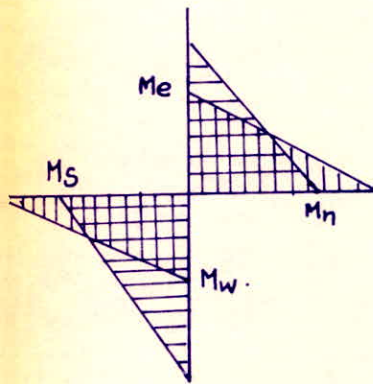
• Poutique I. I. diagramme moment flechissant (entm) sous forces horizontales.



55

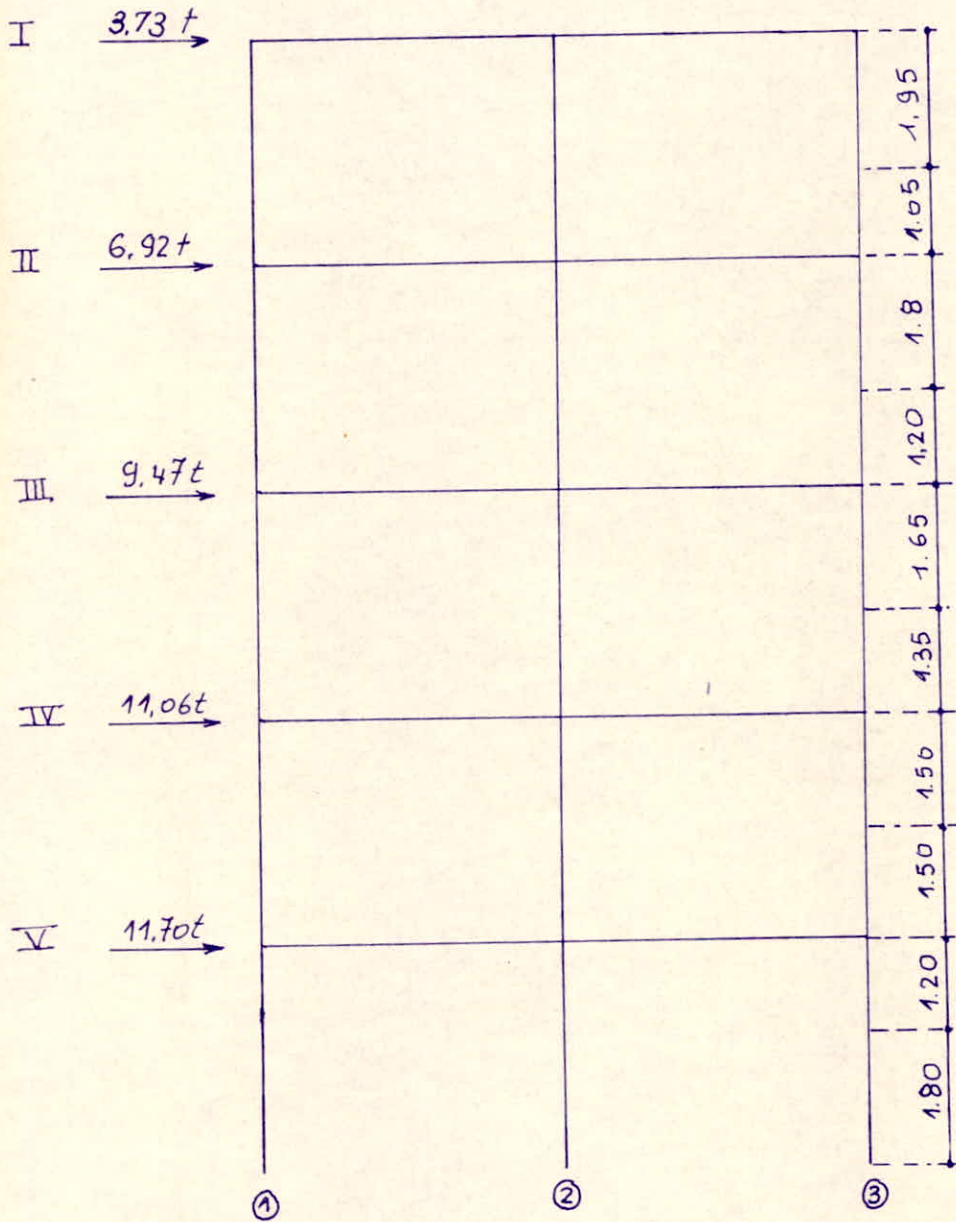
Portique I-I

Moments dans les noeuds dûs à $\overleftrightarrow{SI_H}$ déterminés par la méthode de Bowman.



Niveaux	Noeuds	M_w (+m)	M_e (+m)	M_s (+m)	M_n (+m)
I	1	0	-2,09 (+2,09)	+2,09 (-2,09)	0
	2.3.4 5.6.7	-1,49 (+1,49)	-1,49 (+1,49)	2,98 (-2,98)	0
	8	-2,09 (+2,09)	0	+2,09 (-2,09)	0
II	1	0	-4,68 (+4,68)	+3,16 (-3,16)	+1,12 (-1,12)
	2.3.4 5.6.7	-3,35 (+3,35)	-3,35 (+3,35)	5,09 (-5,09)	1,61 (-1,61)
	8	-4,68 (+4,68)	0	+3,56 (-3,56)	+1,12 (-1,12)
III	1	0	-6,69 (+6,69)	4,31 (-4,31)	+2,38 (-2,38)
	2.3.4 5.6.7	-4,77 (+4,77)	-4,77 (+4,77)	+6,14 (-6,14)	+3,40 (-3,40)
	8	-6,69 (+6,69)	0	4,31 (-4,31)	2,38 (-2,38)
IV	1	0	-8,07 (+8,07)	4,55 (-4,55)	3,52 (-3,52)
	2.3.4 5.6.7	-5,75 (+5,75)	-5,75 (+5,75)	6,48 (-6,48)	5,02 (-5,02)
	8	-8,07 (+8,07)	0	4,55 (-4,55)	3,52 (-3,52)
A	1	0	-8,43 (+8,43)	3,88 (-3,88)	4,55 (-4,55)
	2.3.4 5.6.7	-6,01 (+6,01)	-6,01 (+6,01)	6,48 (-6,48)	5,54 (-5,54)
	8	-8,43 (+8,43)	0	+3,88 (-3,88)	4,55 (-4,55)
P.D.C	1	—	—	—	5,81 (-5,81)
	2.3.4 5.6.7	—	—	—	8,32 (-8,32)
	8	—	—	—	5,81 (-5,81)

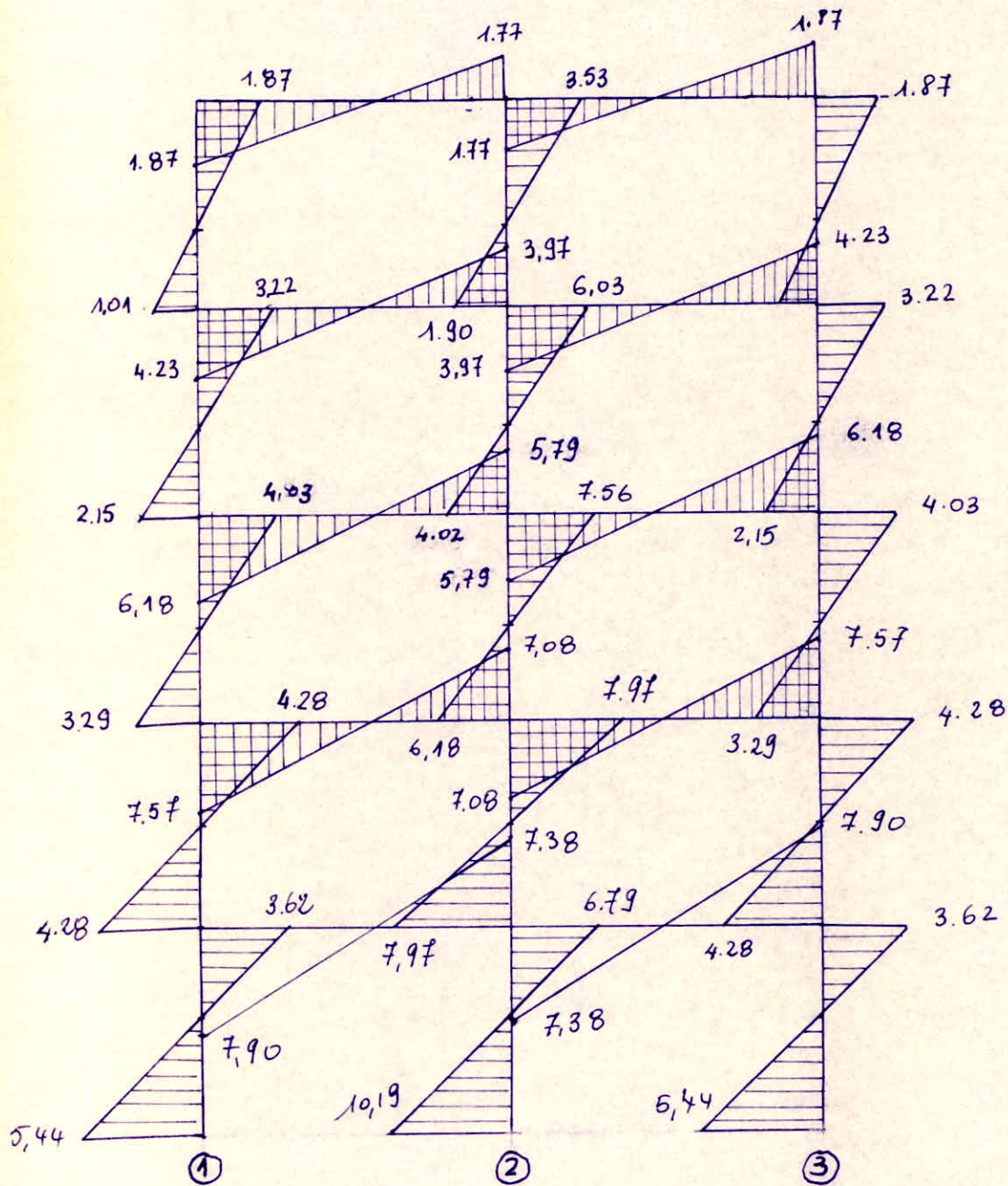
Calcul du portique II-II sous forces horizontales.



On appliquera le même procédé de calcul que celui du portique I-I. Nous nous abstenons de présenter tous les calculs en détail, nous nous limitons aux résultats trouvés, portés sur un tableau et sous forme de diagrammes de moments fléchissants.

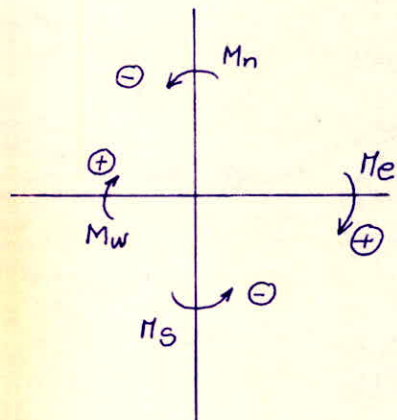
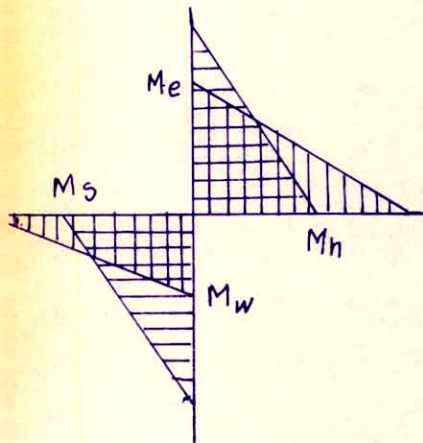
Portique II. II

diagramme de moment flechissant (entm) sous forces horizontales.



Portique II. II.

Moments dans les nœuds dus à $\overleftrightarrow{S_{IH}}$ déterminés par la méthode de Bowmann.



Niveaux	Nœuds	M_w (+m)	M_e (+m)	M_s (+m)	M_n (+m)
I	1	0	-1,87 (+1,87)	1,87 (-1,87)	/
	2	-1,77 (+1,77)	-1,77 (+1,77)	3,53 (-3,53)	/
	3	-1,87 (+1,87)	0	+1,87 (-1,87)	/
II	1	0	-4,23 (+4,23)	+3,22 (-3,22)	1,01 (-1,01)
	2	-3,97 (+3,97)	-3,97 (+3,97)	+6,03 (-6,03)	1,90 (-1,90)
	3	-4,23 (+4,23)	0	3,22 (-3,22)	1,01 (-1,01)
III	1	0	-6,18 (+6,18)	4,03 (-4,03)	+2,15 (-2,15)
	2	-5,79 (+5,79)	-5,79 (+5,79)	7,56 (-7,56)	4,02 (-4,02)
	3	-6,18 (+6,18)	0	4,03 (-4,03)	2,15 (-2,15)
IV	1	0	-7,57 (+7,57)	4,28 (-4,28)	3,29 (-3,29)
	2	-7,08 (+7,08)	-7,08 (+7,08)	7,97 (-7,97)	6,18 (-6,18)
	3	-7,57 (+7,57)	0	4,28 (-4,28)	3,29 (-3,29)
V	1	0	-7,90 (+7,90)	3,62 (-3,62)	4,28 (-4,28)
	2	-7,38 (+7,38)	-7,38 (+7,38)	6,79 (-6,79)	7,97 (-7,97)
	3	-7,90 (+7,90)	0	3,62 (-3,62)	4,28 (-4,28)
R. D. C	1	/	/	/	5,44 (-5,44)
	2	/	/	/	10,19 (-10,19)
	3	/	/	/	5,44 (-5,44)

CALCUL SOUS LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait avec la méthode de Caquot exposée en annexe A des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé - dites CCBA 68

Les portiques constituant notre bâtiment sont soumis à leur poids propre, aux poids des planchers qu'ils supportent et aux surcharges d'exploitation et de séisme. Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées du 2^e genre qui sont plus défavorables que celles du 1^{er} genre.

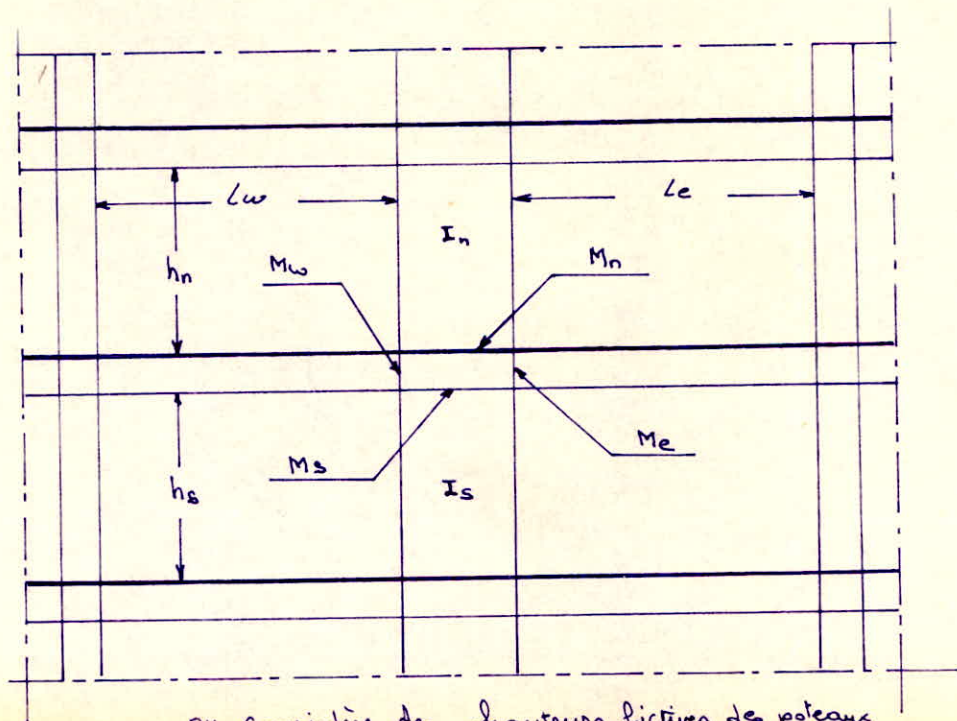
Les sollicitations à prendre en compte pour chaque élément est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison

- de la sollicitation normale due aux charges permanentes
- de la sollicitation normale due aux surcharges d'exploitations
- de la sollicitation de surcharges d'origine sismique.

Sous les charges verticales, les portiques seront calculés par la méthode de Caquot qui est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires (ou non) de poteaux qui les supportent.

Cette méthode s'applique généralement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis (c'est notre cas).

Exposé de la méthode de Caquot



ou considérer des hauteurs fictives de poteaux et des longueurs fictives des travées.

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

h_n = hauteur libre

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

$h_s = 0,8h_s$

travées intermédiaires

On prend

$l_w = 0,8L_w$

$l_e = 0,8l_e$

l_w = longueur fictive de la travée à gauche de l'appui

l_e = " " " " " " " " à droite de l'appui

l_w = portée de la travée de gauche (entre nœuds)

l_e = " " " " " " " " de droite (.. ..)

Soit q_w la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche q_e sera la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nœud de l'appui (Q_e, Q_e pour la travée de droite).

On pose:

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

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

Les valeurs de k (soient k_w, k_e) sont données (pour les poutres à sections constantes) par l'échelle fonctionnelle en fonction du rapport $\frac{a}{l}$ ($\frac{a_w}{l_w}$ ou $\frac{a_e}{l_e}$)

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

on pose:

$$k_w = \frac{I_w}{l_w} ; k_e = \frac{I_e}{l_e} ; k_s = \frac{I_s}{h_s} \text{ et } k_n = \frac{I_n}{h_n}$$

$$D = k_w + k_e + k_s + k_n$$

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

- au nœud 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 nœud de l'appui dans la travée de droite

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

- au nœud inférieur des poteaux 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 valeur de $M'e$ et $M'w$, la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

* travée de rive sans console.

formules précédentes où $K_w = 0 \Rightarrow M_w = 0$

- Nœud de rive: $M_{e1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$

$$M_{s1} = M'e_1 \frac{K_{n1}}{D_1} \quad \text{avec } M'e_1 = q_e \frac{l_{e1}^2}{8,5} \quad \begin{array}{l} \text{fon de charge concentrée} \\ Q_e = 0 \end{array}$$

- Nœud voisin du nœud de rive

La longueur $l'w_2$ de la travée fictive de rive est prise égale à $\alpha_1 l_{w2}$ (α_1 coefficient compris entre 0,8 et 1,0)

avec $\alpha_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}}$ pour $K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$

$\alpha_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$

* travée de rive avec console.

- nœud de rive 1 M_{w1} désigne la valeur absolue du moment instantané de la console au nu de l'appui 1, ou aura ainsi :

$$M_{e1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = (M'e_1 - M_{w1}) \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = (M'e_1 - M_{w1}) \frac{K_{n1}}{D_1}$$

avec $M'e_1 = \left(\frac{q_e l_{e1}^2}{8,5}\right) + (\sum l'e \leq K_e Q_e)$

- nœud voisin du nœud de rive (2)

longueur fictive $l'w_2 = \alpha_1 l_{w2}$ α_1 défini précédemment.
 $l'_{e2} = 0,8 l_{e2}$ si le nœud 3 n'est pas de rive

sinon

$$l'_{e2} = \alpha_3 l_{e2} \quad \text{avec } \alpha_3 = 0,8 \text{ si } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \quad \text{pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

les moments sont donnés par

$$M_{w_2} = M'_{e_2} \frac{K_{w_2}}{D_2} + \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1} M_{w_1}}{D_1} \right) \left(1 - \frac{K_{w_2}}{D_2} \right)$$

$$M_{e_2} = M'_{e_2} \left(1 - \frac{K_{e_2}}{D_2} \right) + \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1} M_{w_1}}{D_1} \right) \frac{K_{e_2}}{D_2}$$

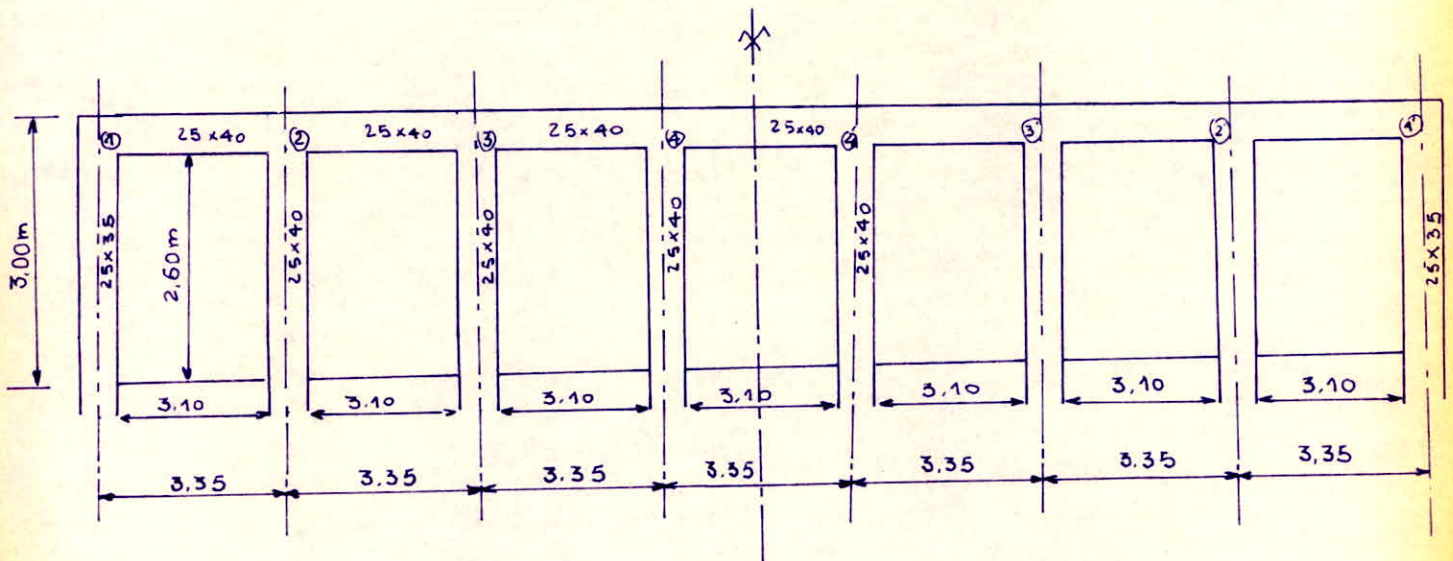
$$M_{s_2} = \frac{K_{s_2}}{D_2} \left[M'_{e_2} - \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1} M_{w_1}}{D_1} \right) \right]$$

$$M_{n_2} = \frac{K_{n_2}}{D_2} \left[M'_{e_2} - \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1} M_{w_1}}{D_1} \right) \right]$$

Nous indiquerons ci-après le calcul détaillé détaillé des portiques I-I et II-II sous les charges permanente G
Tous les autres résultats numériques seront groupés dans des tableaux.

des charge et surcharges uniformément réparties dans les travées sont données dans des tableaux.

Etude du portique I-I.



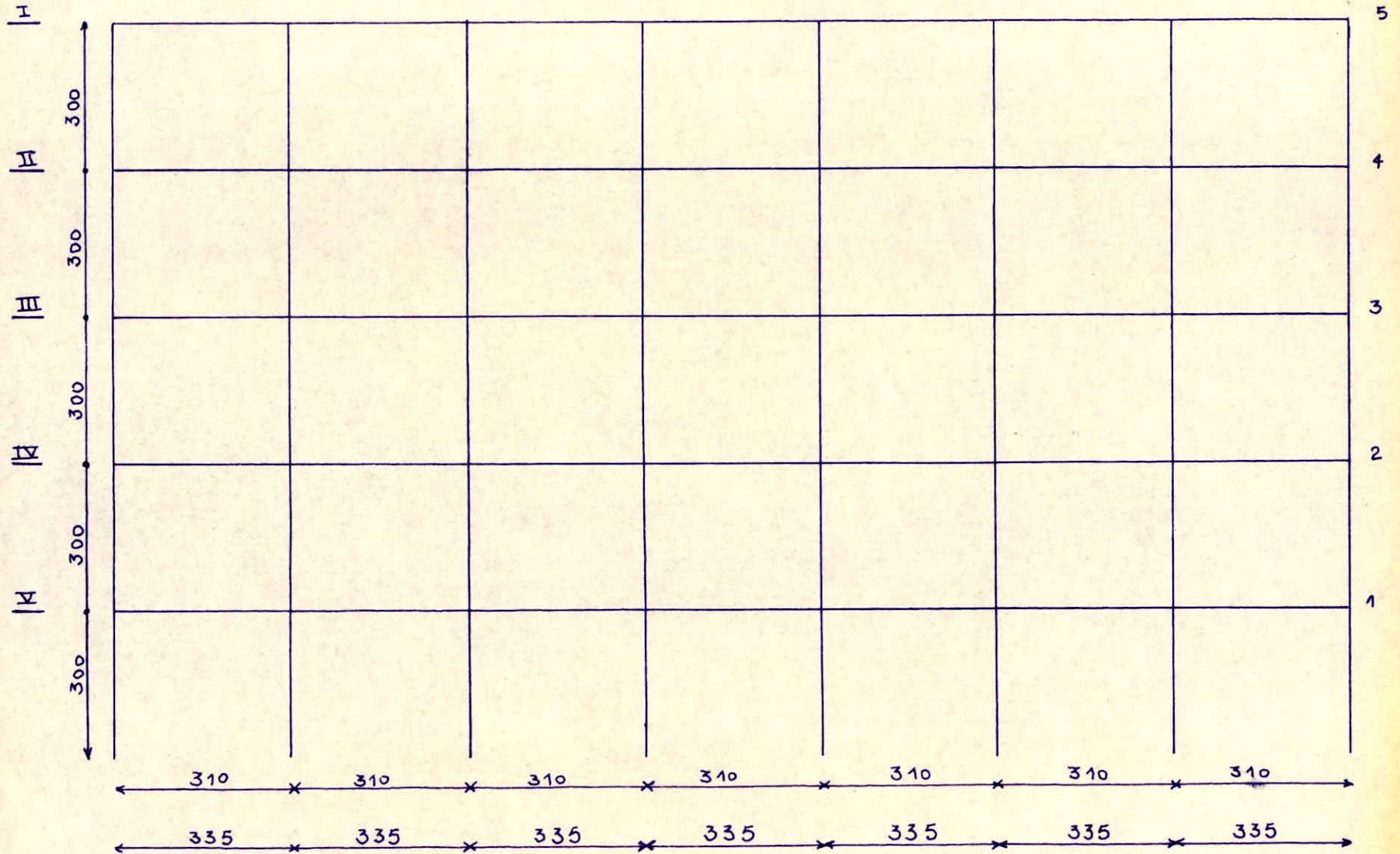
- 3,10 longueur entre nus
- 3,35 longueur entre axes.
- 300 hauteur de plancher à plancher
- 260 " sous plafond.

PORTIQUE I.I

64

Niveau

Rang



310 : Distance entre nus
335 : Distance entre axe

PORTIQUE I.I

Charges et Surcharges uniformément réparties
sur les travées

Combinaisons	Niveaux	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
G	I	2,015							
	II. III IV. V	1,737			1,188			1,737	
P	I	0,340							
	II. III IV. V	0,670			0,490			0,670	
S _{IV}	I	0,480							
	II	0,410							
	III	0,280							
	IV	0,190							
	V	0,090							
G + P 5	I	2,080							
	II	1,870			1,290			1,870	
	III	1,870			1,290			1,870	
	IV	1,870			1,290			1,870	
	V	1,870			1,290			1,870	
G + P + S _{IV}	I	2,84							
	II	2,820			2,080			2,820	
	III	2,690			1,950			2,690	
	IV	2,600			1,86			2,600	
	V	2,500			1,760			2,500	

Niveau I

Nœud 1

$$I_{e1} = \frac{25 \times (40)^3}{12} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = \frac{35 \times (25)^3}{12} = 4,55 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 0,8 \times 2,6 = 2,08 \text{ m}$$

$$k_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = \frac{13,4 \cdot 10^4}{2,48} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} = \frac{4,55 \cdot 10^4}{2,08} = 2,19 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_1 = k_{e1} + k_{s1} = 5,40 \cdot 10^2 + 2,19 \cdot 10^2 = 7,59 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = \frac{q l'_{e1}}{8,5} = \frac{2,015 \cdot (2,48)^2}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right) = 1,46 \left(1 - \frac{5,40 \cdot 10^2}{7,59 \cdot 10^2}\right) = 0,42 \text{ T.m}$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{k_{s1}}{D_1} = 1,46 \frac{2,19 \cdot 10^2}{7,59 \cdot 10^2} = 0,42 \text{ T.m}$$

$M_{e1} = 0,42 \text{ T.m}$ $M_{s1} = 0,42 \text{ T.m}$

Nœud 2

$$I_{e2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{w2} = I_{e2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = \frac{40(25)^3}{12} = 5,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s2} = 0,8 h_{s2} = 2,08 \text{ m}$$

$$l'_{w2} = \chi_1 l_{w2} = 0,95 \times 3,1 = 2,93 \text{ m} \quad \chi_1 = 1 - \frac{2,19 \cdot 10^2}{7,5 \cdot 5,4 \cdot 10^2} = 0,95 \quad (k_{s1} < 1,5 k_{e1})$$

$$k_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}} = 4,57 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = k_{e2} + k_{w2} + k_{s2} = 12,47 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e2} = q_{e2} \frac{L'_{e2}}{8,5} = \frac{2,015 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M'_{w2} = \frac{q_{w2} L'_{w2}}{8,5} = \frac{2,015 \times (2,93)^2}{8,5} = 2,04 \text{ T.m}$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{k_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \frac{k_{e2}}{D_2} = 1,46 \left(1 - \frac{5,40 \cdot 10^2}{12,47 \cdot 10^2}\right) + 2,04 \frac{5,40 \cdot 10^2}{12,47 \cdot 10^2} = 1,71 \text{ T.m}$$

$$M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{k_{w2}}{D_2}\right) = 1,46 \frac{4,57 \cdot 10^2}{12,47 \cdot 10^2} + 2,04 \left(1 - \frac{4,57 \cdot 10^2}{12,47 \cdot 10^2}\right) = 1,83 \text{ T.m}$$

$$M_{s2} = \frac{k_{s2}}{D_2} \left(M'_{e2} - M'_{w2}\right) = \frac{2,5 \cdot 10^2}{12,47 \cdot 10^2} (1,46 - 2,04) = 0,12 \text{ T.m}$$

$M_{e2} = 1,71 \text{ t.m}$ $M_{w2} = 1,83 \text{ t.m}$ $M_{s2} = 0,12 \text{ t.m}$

Nowd 3

$$I_{e3} = 13,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{w3} = 13,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = 5,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$L'_{e3} = L'_{w3} = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s3} = 0,8 \times 2,60 = 2,08 \text{ m}$$

$$k_{e3} = \frac{I_{e3}}{L'_{e3}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{w3} = \frac{I_{e3}}{L'_{w3}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s3} = \frac{I_{s2}}{h'_{s3}} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_3 = k_{e3} + k_{w3} + k_{s3} = 13,30 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w3} = \frac{q_{w3} \times L'_{w3}}{8,5} = \frac{2,015 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M'_{e3} = \frac{q_{e3} \cdot L'_{e3}}{8,5} = \frac{2,015 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{w3} = M'_{e3} \frac{k_{w3}}{D_3} + M'_{w3} \left(1 - \frac{k_{w3}}{D_3}\right) = 1,46 \frac{5,40 \cdot 10^2}{13,30 \cdot 10^2} + 1,46 \left(1 - \frac{5,40 \cdot 10^2}{13,30 \cdot 10^2}\right) = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{e3} = M'_{e3} \left(1 - \frac{k_{e3}}{D_3}\right) + M'_{w3} \frac{k_{e3}}{D_3} = 1,46 \left(1 - \frac{5,40 \cdot 10^2}{13,3 \cdot 10^2}\right) + 1,46 \frac{5,40 \cdot 10^2}{13,30 \cdot 10^2} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{s3} = \frac{k_{s3}}{D_3} (M'_{e3} - M_{w3}) = 0$$

$\begin{aligned} M_{w3} &= 1,46 \text{ t.m} \\ M_{e3} &= 1,46 \text{ t.m} \\ M_{s3} &= 0 \end{aligned}$

Node 4

$$I_{e4} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{w4} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s4} = 5,20 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{w4} = l'_{e4} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s4} = 2,08 \text{ m}$$

$$k_{w4} = k_{e4} = 5,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s4} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_4 = 13,3 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w4} = \frac{q_{w4} \cdot l'_{w4}}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M'_{e4} = \frac{q_{e4} \cdot l'_{e4}}{8,5} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{s4} = 0$$

$$M_{w4} = 1,46 \text{ T.m}$$

$$M_{e4} = 1,46 \text{ T.m}$$

$\begin{aligned} M_{w3} &= 1,46 \text{ t.m} \\ M_{e3} &= 1,46 \text{ t.m} \\ M_{s3} &= 0 \end{aligned}$

Niveau II

Nœud 1

$$I_{e1} = 13,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = I_n = 4,55 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 \cdot l_{e1} = 0,8 \cdot 3,1 = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s1} = 0,8 \cdot h_{s1} = 0,8 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ m}$$

$$h'_{n1} = 0,9 \cdot h_{n1} = 0,9 \cdot 2,60 = 2,34 \text{ m}$$

$$k_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} = 2,19 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}} = 1,94 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_1 = k_{e1} + k_{s1} + k_{n1} = 9,53 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = \frac{q_{e1} \times l'^2_{e1}}{8,5} = \frac{1,737 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right) = 1,26 \left(1 - \frac{5,40 \cdot 10^2}{9,53 \cdot 10^2}\right) = 0,55 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{k_{s1}}{D_1} = 1,26 \frac{2,19 \cdot 10^2}{9,53 \cdot 10^2} = 0,29 \text{ t.m}$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \frac{k_{n1}}{D_1} = 1,26 \frac{1,94 \cdot 10^2}{9,53 \cdot 10^2} = 0,26 \text{ t.m}$$

$\begin{aligned} M_{e1} &= 0,55 \text{ t.m} \\ M_{s1} &= 0,29 \text{ t.m} \\ M_{n1} &= 0,26 \text{ t.m} \end{aligned}$
--

Nœud 2

$$I_{e2} = I_{w2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = I_{n2} = 5,20 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e2} = 0,8 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ m}$$

$$l'_{w2} = 0,9 \cdot l_{w2} = 0,9 \cdot 3,1 = 2,79 \text{ m}$$

$$h'_{s2} = 2,08 \text{ m}$$

$$h'_{w2} = 0,9 \cdot 2,60 = 2,34 \text{ m}$$

$$k_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}} = 4,80 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} = 2,50 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{n2} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}} = 2,22 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = k_{e2} + k_{w2} + k_{s2} + k_{n2} = 14,92 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e2} = \frac{q_e l'_{e2}}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M'_{w2} = \frac{q_w l'_{w2}}{8,5} = 1,59 \text{ t.m}$$

$$M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{k_{w2}}{D_2}\right) = 1,26 \frac{4,80 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2} + 1,59 \left(1 - \frac{4,80 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2}\right) = 1,48 \text{ t.m}$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{k_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \frac{k_{e2}}{D_2} = 1,26 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2}\right) + 1,59 \frac{5,4 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2} = 1,38 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = \frac{k_{s2}}{D_2} (M'_{e2} - M_{w2}) = \frac{2,5 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2} (1,26 - 1,59) = 0,06 \text{ t.m}$$

$$M_{n2} = \frac{k_{n2}}{D_2} (M'_{e2} - M_{w2}) = \frac{2,22 \cdot 10^2}{14,92 \cdot 10^2} (1,26 - 1,59) = 0,05 \text{ t.m}$$

$M_{w2} = 1,48 \text{ t.m}$ $M_{e2} = 1,38 \text{ t.m}$ $M_{s2} = 0,06 \text{ t.m}$ $M_{n2} = 0,05 \text{ t.m}$
--

Naud 3

$$I_{e3} = I_{w3} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s3} = I_{n3} = 5,20 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e3} = l'_{w3} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s3} = 2,08 \text{ m}$$

$$h'_{n3} = 2,34 \text{ m}$$

$$k_{e3} = k_{w3} = 5,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s3} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{n3} = 2,22 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_3 = k_{e3} + k_{w3} + k_{s3} + k_{n3} = 15,52 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e3} = M'_{w3} = \frac{1,732 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{w3} = 1,26 \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,2 \cdot 10^2} + 1,26 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,2 \cdot 10^2}\right) = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{e3} = M_{w3} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{s3} = M_{n3} = 0$$

$M_{w3} = 1,26 \text{ t.m}$ $M_{e3} = 1,26 \text{ t.m}$ $M_{s3} = 0$ $M_{n3} = 0$

Nœud 4

$$I_{e4} = I_{w4} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s4} = I_{n4} = 5,20 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$L'_{e4} = L'_{w4} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s4} = 2,08 \text{ m}$$

$$h'_{n4} = 2,34 \text{ m}$$

$$k_{e4} = k_{w4} = 5,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \quad k_{s4} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \quad k_{n4} = 2,22 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_4 = 15,52 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e4} = \frac{1,737 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M'_{e4} = \frac{1,188 \times (2,48)^2}{8,5} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$M_{w4} = 0,86 \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2} + 1,26 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2}\right) = 1,12 \text{ t.m}$$

$$M_{e4} = 0,86 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2}\right) + 1,26 \frac{5,40 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2} = 1 \text{ t.m}$$

$$M_{s4} = \frac{2,5 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2} (0,86 - 1,26) = 0,06 \text{ t.m}$$

$$M_{n4} = \frac{2,22 \cdot 10^2}{15,52 \cdot 10^2} (0,86 - 1,26) = 0,06 \text{ t.m}$$

$M_{w4} = 1,12 \text{ t.m}$ $M_{e4} = 1,00 \text{ t.m}$ $M_{s4} = 0,06 \text{ t.m}$ $M_{n4} = 0,06 \text{ t.m}$

Niveau III

Nœud 1

$$I_{e1} = 13,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = 4,55 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 = I_{n1}$$

$$L'_{e1} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s1} = h'_{n1} = 0,8 \cdot h_{s1} = 0,8 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ m}$$

$$k_{e1} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s1} = k_{n1} = 2,19 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_1 = 9,78 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = \frac{q_{e1} \cdot L_{e1}^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{e1} = 1,26 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{9,78 \cdot 10^2} \right) = 0,56 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = 1,26 \frac{2,19 \cdot 10^2}{9,78 \cdot 10^2} = 0,28 \text{ t.m}$$

$$M_{n1} = 1,26 \frac{2,19 \cdot 10^2}{9,78} = 0,28 \text{ t.m}$$

$M_{e1} = 0,56 \text{ t.m}$ $M_{s1} = 0,28 \text{ t.m}$ $M_{n1} = 0,28 \text{ t.m}$

Nœud 2

$$I_{e2} = I_{w2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = I_{n2} = 5,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$L'_{e2} = 2,48 \text{ m}$$

$$P'_{w2} = \gamma_1 \cdot l_{w2} = 0,89 \cdot 3,1 = 2,77 \text{ m}$$

$$\phi_1 = 1 - \frac{(2,19 + 2,19) \cdot 10^2}{7,5 \cdot 5,40 \cdot 10^2} = 1 - \frac{k_{s1} + k_{n1}}{7,5 k_{e1}} = 0,89$$

$$k_{e2} = \frac{I_{e2}}{L'_{e2}} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{w2} = \frac{I_{w2}}{l_{w2}} = 4,84 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s2} = k_{n2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}} = 2,50 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = k_{e2} + k_{w2} + k_{s2} + k_{n2} = 15,24 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e2} = \frac{q_{e2} \cdot L_{e2}^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$Mw_2 = \frac{q_{w2} l_{w2}^2}{8,2} = \frac{1,737 \times (2,77)^2}{8,5} = 1,57 \text{ t.m}$$

$$Mw_2 = 1,26 \frac{4,84 \cdot 10^2}{15,24 \cdot 10^2} + 1,57 \left(1 - \frac{4,84 \cdot 10^2}{15,24 \cdot 10^2} \right) = 1,47 \text{ t.m}$$

$$Me_2 = 1,26 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,24 \cdot 10^2} \right) + 1,57 \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,24 \cdot 10^2} = 1,37 \text{ t.m}$$

$$Ms_2 = Mn_2 = \frac{2,5 \cdot 10^2}{15,24 \cdot 10^2} [1,26 - 1,57] = 0,05 \text{ t.m}$$

$Mw_2 = 1,47 \text{ t.m}$
$Me_2 = 1,37 \text{ t.m}$
$Ms_2 = 0,05 \text{ t.m}$
$Mn_2 = 0,05 \text{ t.m}$

Nord 3

$$Ic_3 = Iw_3 = 13,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = In_3 = 5,20 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e3} = l'_{w3} = 2,48 \text{ m}$$

$$h'_{s3} = h'_{n3} = 2,08 \text{ m}$$

$$k_{e3} = k_{w3} = 5,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s3} = k_{n3} = 2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_3 = 15,80 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e3} = M'_{w3} = \frac{1,737 \times (2,48)^2}{8,5} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$Mw_3 = Me_3 = 1,26 \text{ t.m}$$

$$Ms_3 = Mn_3 = 0$$

$Mw_3 = 1,26 \text{ t.m}$
$Me_3 = 1,26 \text{ t.m}$
$Ms_3 = 0$
$Mn_3 = 0$

Nœud 4

même coefficients que nœud 3

$$M'_{w4} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M'_{e4} = \frac{1188 \times (2,48)^2}{8,5} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$M_{e4} = 0,86 \left(1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,8 \cdot 10^2} \right) + 1,26 \times \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,8 \cdot 10^2} = 1 \text{ t.m}$$

$$M_{w4} = 0,86 \times \frac{5,40 \cdot 10^2}{15,8 \cdot 10^2} + 1,26 \left[1 - \frac{5,4 \cdot 10^2}{15,8 \cdot 10^2} \right] = 1,12 \text{ t.m}$$

$$M_{s4} = \frac{25 \cdot 10^2}{15,8 \cdot 10^2} (0,86 - 1,26) = M_{n4} = 0,06 \text{ t.m}$$

$M_{w4} = 1,12 \text{ t.m}$
$M_{e4} = 1,00 \text{ t.m}$
$M_{s4} = 0,00 \text{ t.m}$
$M_{n4} = 0,00 \text{ t.m}$

Nota: même calcul pour niveau IV et V

PORTIQUE I.I

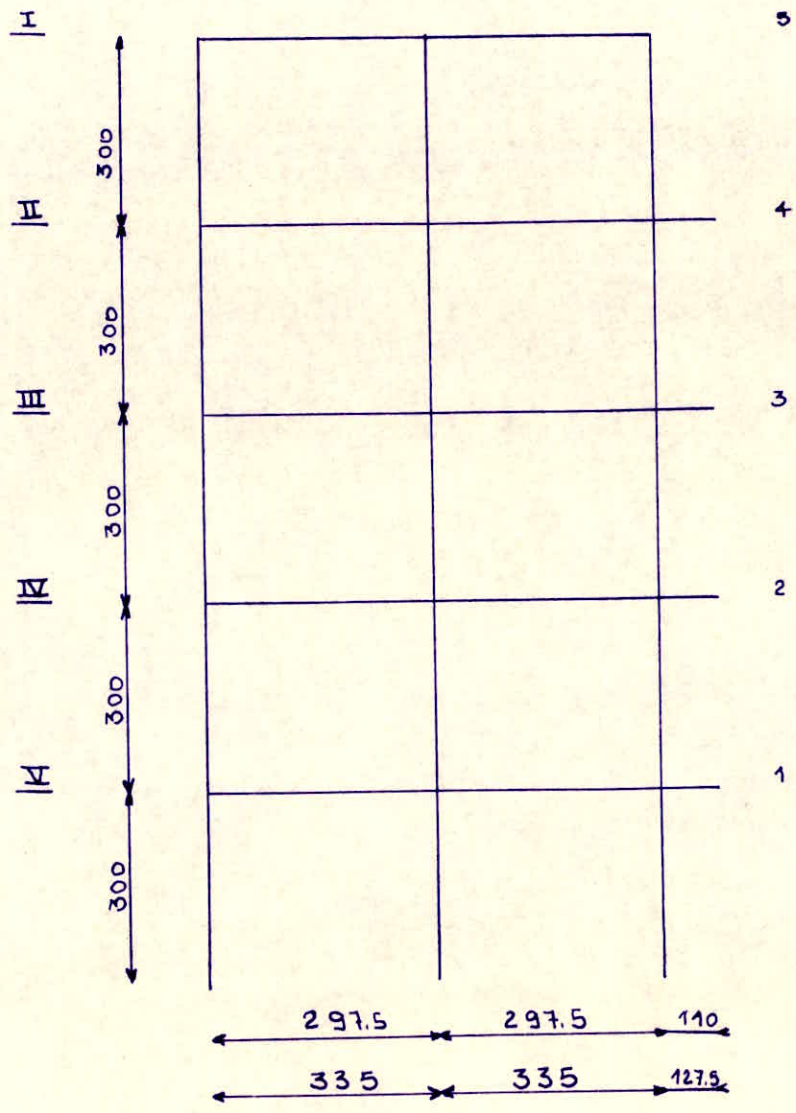
Moments dans les nœuds

Methode de M. CAQUOT

Schema																									
	Combi-naison	10^2 cm^3					G Tonnes						P Tonnes						S _{IV} Tonnes						
		Nœuds	k _w	k _e	k _s	k _n	D	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _s	M _n	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _s	M _n	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _s	M _n
I	1	—	5,40	2,19	—	7,59	—	1,46	—	0,42	0,42	—	—	0,25	—	0,07	0,07	—	—	—	0,35	—	0,10	0,10	—
	2	4,57	5,40	2,50	—	12,47	2,04	1,46	1,83	1,71	0,12	—	0,34	0,25	0,31	0,29	0,02	—	0,48	0,35	0,43	0,41	0,03	—	
	3	5,40	5,40	2,50	—	13,30	1,46	1,46	1,46	1,46	0	—	0,25	0,25	0,25	0,25	0	—	0,35	0,35	0,35	0,35	0	—	
	4	5,40	5,40	2,50	—	13,30	1,46	1,46	1,46	1,46	0	—	0,25	0,25	0,25	0,25	0	—	0,35	0,35	0,35	0,35	0	—	
II	1	—	5,40	2,19	1,94	9,53	—	1,26	—	0,55	0,29	0,26	—	0,48	—	0,21	0,11	0,10	—	0,30	—	0,13	0,07	0,06	
	2	4,80	5,40	2,50	2,22	14,92	1,59	1,26	1,48	1,38	0,06	0,05	0,61	0,48	0,57	0,53	0,02	0,02	0,38	0,30	0,35	0,33	0,07	0,07	
	3	5,40	5,40	2,50	2,22	15,52	1,26	1,26	1,26	1,26	0	0	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0	0,30	0,30	0,30	0,30	0	0	
	4	5,40	5,40	2,50	2,22	15,52	1,26	0,86	1,12	1,00	0,06	0,06	0,48	0,35	0,43	0,40	0,02	0,07	0,30	0,30	0,30	0,30	0	0	
III	1	—	5,40	2,19	2,19	9,78	—	1,26	—	0,56	0,28	0,28	—	0,48	—	0,22	0,11	0,11	—	0,20	—	0,09	0,05	0,04	
	2	4,84	5,40	2,50	2,50	15,24	1,57	1,26	1,47	1,37	0,05	0,05	0,60	0,48	0,56	0,52	0,02	0,02	0,35	0,20	0,23	0,22	0,07	0,07	
	3	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	1,26	1,26	1,26	0	0	0,48	0,48	0,48	0,48	0,00	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,0	0,0	
	4	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	0,86	1,12	1,00	0,06	0,06	0,48	0,35	0,44	0,39	0,03	0,02	0,20	0,20	0,20	0,20	0,0	0,0	
IV	1	—	5,40	2,19	2,19	9,78	—	1,26	—	0,56	0,28	0,28	—	0,48	—	0,22	0,11	0,11	—	0,14	—	0,06	0,03	0,03	
	2	4,84	5,40	2,50	2,50	15,24	1,57	1,26	1,47	1,37	0,05	0,05	0,60	0,48	0,56	0,52	0,02	0,02	0,17	0,14	0,16	0,15	0,005	0,005	
	3	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	1,26	1,26	1,26	0,00	0,00	0,48	0,48	0,48	0,48	0,00	0,00	0,14	0,14	0,14	0,14	0,00	0,00	
	4	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	0,86	1,12	1,00	0,06	0,06	0,48	0,35	0,44	0,39	0,03	0,02	0,14	0,14	0,14	0,14	0,00	0,00	
V	1	—	5,40	2,19	2,19	9,78	—	1,26	—	0,56	0,28	0,28	—	0,48	—	0,22	0,11	0,11	—	0,07	—	0,04	0,02	0,02	
	2	4,84	5,40	2,50	2,50	15,24	1,57	1,26	1,47	1,37	0,05	0,05	0,60	0,48	0,56	0,52	0,02	0,02	0,08	0,07	0,08	0,07	0,005	0,005	
	3	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	1,26	1,26	1,26	0,00	0,00	0,48	0,48	0,48	0,48	0,00	0,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,00	0,00	
	4	5,40	5,40	2,50	2,50	15,80	1,26	0,86	1,12	1,00	0,06	0,06	0,48	0,35	0,44	0,39	0,03	0,02	0,07	0,07	0,07	0,07	0,00	0,00	

75

PORTIQUE II-II

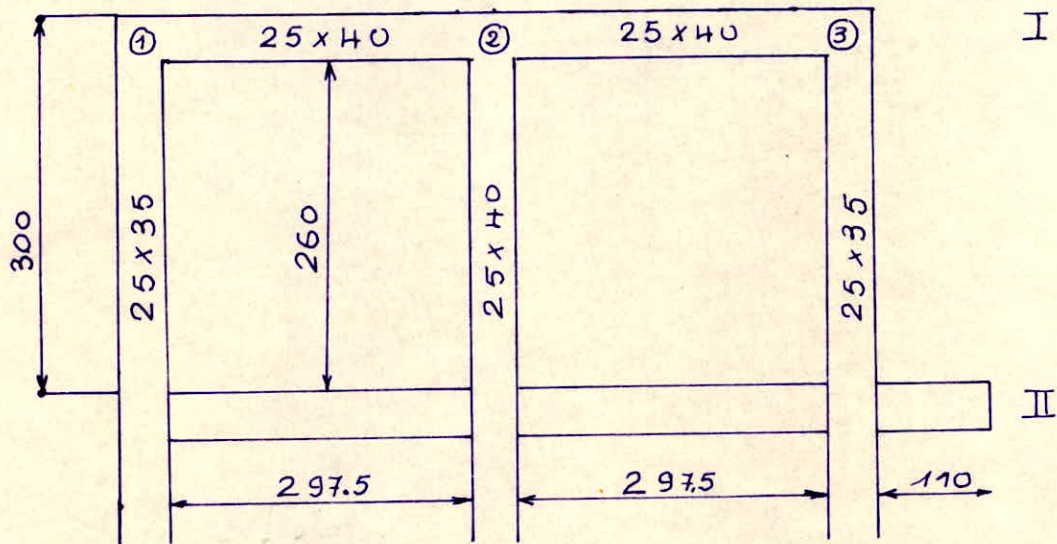


PORTIQUE I.II

Charges et Surcharges uniformément réparties
sur les travées

Combinaisons	Niveaux	1 ————— 2 ————— 3		
G	I	2,015		
	II - III IV - V	1,737		
P	I	0,340		
	II - III IV - V	0,670		
S _{IV}	I	0,690		
	II	0,620		
	III	0,430		
	IV	0,290		
	V	0,140		
G + $\frac{P}{5}$	I	2,08		
	II - III IV - V	1,870		
G + P + S _{IV}	I	3,050		
	II	3,020		
	III	2,830		
	IV	2,690		
	V	2,540		

Etude du portique II.II. sous charges verticales.



Le procédé de calcul des efforts dans le portique II.II est le même que celui exposé pendant l'étude du portique I.I.

Nous nous limiterons à un exemple de calcul appliqué au niveau II où l'on a un nœud de rive avec console.

Tous les résultats de calcul sont portés sur un tableau pour les différents cas de charges.

Exemple de calcul sous les charges permanentes "G" pour le niveau II.

Nœud 1.

$$I_{e1} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = I_{n1} = 8,93 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 2,975 \times 0,8 = 2,38 \text{ m}$$

$$h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 0,8 \times 2,60 = 2,34 \text{ m}$$

$$k_{e1} = 5,63 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s1} = 4,29 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$h'_n = 0,9 h_n = 0,9 \times 2,6 = 2,34 \text{ m}$$

$$kn_1 = \frac{8,93 \cdot 10^4}{234} = 3,82 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$D_1 = (5,63 + 4,29 + 3,82) \cdot 10^2 = 13,74 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$M'_{e1} = \frac{1,737 \times 2,38^2}{8,5} = 1,16 \text{ tm}.$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{ke_1}{D_1}\right) = 1,16 \left(1 - \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2}\right) = 0,68 \text{ tm}.$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{ks_1}{D_1} = 1,16 \times \frac{4,29 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} = 0,36 \text{ tm}.$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \frac{kn_1}{D_1} = 1,16 \frac{3,82 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} = 0,32 \text{ tm}.$$

$M_{e1} = 0,68 \text{ tm}$ $M_{s1} = 0,36 \text{ tm}$ $M_{n1} = 0,32 \text{ tm}.$

Noeud 3.

$$I_{w3} = 13,74 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s3} = I_{n3} = 8,93 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{w3} = 0,8 l_{w3} = 2,38 \text{ m}$$

$$h'_{s3} = 0,8 h_s = 2,08 \text{ m}.$$

$$h'_{n3} = 0,9 h_n = 2,34 \text{ m}.$$

$$kw_3 = 5,63 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$ks_3 = 4,29 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$kn_3 = 3,82 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$D_3 = 13,74 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$M'_{w3} = \frac{q_w l'_{w3}}{8,5} = \frac{1,737 \times 2,38^2}{8,5} = 1,16 \text{ tm}.$$

$$M_{w3} = M'_{w3} \left(1 - \frac{kw_3}{D_3}\right) + M_{e3} \frac{kw_3}{D_3} \quad \text{où } M_{e3} \text{ est}$$

le moment isostatique donné par le console.

$$M\omega_3 = 1,16 \left(1 - \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} \right) + 2,06 \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} = 1,53 \text{ t.m.}$$

$$M\delta_3 = (M'\omega_3 - M\epsilon_3) \frac{k\delta_3}{D_3} = (1,16 - 2,06) \times \frac{4,29 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} = 0,28 \text{ t.m.}$$

$$M\eta_3 = (M'\omega_3 - M\epsilon_3) \frac{k\eta_3}{D_3} = (1,16 - 2,06) \frac{3,82 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} = 0,25 \text{ t.m.}$$

$M\omega_3 = 1,53 \text{ t.m.}$
$M\epsilon_3 = 2,06 \text{ t.m.}$
$M\delta_3 = 0,28 \text{ t.m.}$
$M\eta_3 = 0,25 \text{ t.m.}$

Noeud 2.

$$I_{e2} = I_{\omega_2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = I_{n2} = 13,40 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e2} = X_3 l_{e2} = 0,81 \times 2,975 = 2,41 \text{ m.}$$

$$l'_{\omega_2} = X_1 l_{\omega_2} = 0,8 \times 2,975 = 2,38 \text{ m.}$$

$$h'_{s2} = 0,8 h_s = 2,08 \text{ m.}$$

$$h'_n = 0,9 h_n = 2,34 \text{ m.}$$

$$\bullet X_1 = 0,8 \quad \text{car} \quad k_{n1} + k_{s1} = 4,29 + 3,82 \geq 1,5 \times 5,4 = 1,5 k_{e1}$$

$$X_3 = 0,81 = 1 - \frac{k_{n3} + k_{s3}}{7,5 k_{\omega_3}} = 1 - \frac{4,29 + 3,82}{7,5 \times 5,63} \quad \text{car} \quad k_{n3} + k_{s3} < 1,5 k_{e3}$$

$$k_{\omega_2} = \frac{13,40 \cdot 10^4}{238} = 5,63 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{e2} = \frac{13,40 \cdot 10^4}{241} = 5,56 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{s2} = \frac{13,40 \cdot 10^4}{208} = 6,44 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_{n2} = \frac{13,40 \cdot 10^4}{234} = 5,73 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = k_{\omega_2} + k_{e2} + k_{n2} + k_{s2} = 28,86 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'\omega_2 = \frac{q_{\omega} l'_{\omega_2}}{8,5} = \frac{1,737 \times 2,38^2}{8,5} = 1,16 \text{ t.m.}$$

$$M'\epsilon_2 = \frac{q_e l'_{e2}}{8,5} = \frac{1,737 \times 2,41^2}{8,5} = 1,19 \text{ t.m.}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\omega_2} &= M'_{e_2} \frac{k\omega_2}{D_2} + \left(M'_{\omega_2} - \frac{1}{2,125} \frac{k\omega_3}{D_3} M_{e_3} \right) \left(1 - \frac{k\omega_2}{D_2} \right) \\
 &= 1,19 \frac{5,63 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} + \left(1,16 - \frac{1}{2,125} \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} \cdot 2,06 \right) \left(1 - \frac{5,63 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} \right) \\
 &= 0,87 + m.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{e_2} &= M'_{e_2} \left(\frac{k\omega_2}{D_2} \right) + \left(M'_{\omega_2} - \frac{1}{2,125} \frac{k\omega_3}{D_3} M_{e_3} \right) \left(1 - \frac{k\omega_2}{D_2} \right) \\
 &= 1,19 \left(1 - \frac{5,56 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} \right) + \left(1,16 - \frac{1}{2,125} \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} \cdot 2,06 \right) \frac{5,56 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} \\
 &= 1,09 + m.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{s_2} &= \frac{k s_2}{D_2} \left[M'_{e_2} - M'_{\omega_2} + \frac{1}{2,125} \frac{k\omega_3}{D_3} M_{e_3} \right] \\
 &= \frac{6,44 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} \left[1,19 - 1,16 + \frac{1}{2,125} \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} \cdot 2,06 \right] = 0,12 + m.
 \end{aligned}$$

$$M_{n_2} = \frac{5,73 \cdot 10^2}{23,36 \cdot 10^2} \left[1,19 - 1,16 + \frac{1}{2,125} \frac{5,63 \cdot 10^2}{13,74 \cdot 10^2} \cdot 2,06 \right] = 0,10 + m.$$

$ \begin{aligned} M_{\omega_2} &= 0,87 + m \\ M_{e_2} &= 1,09 + m \\ M_{s_2} &= 0,12 + m. \\ M_{n_2} &= 0,10 + m. \end{aligned} $
--

PORTIQUE II-II

Moments dans les nœuds

Methode : M. CAQUOT

shema																								
	Combinat Sols	10^2 cm^3					G Tonnes.m						P Tonnes.m						S_{iv} Tonnes.m					
		Nœuds	k_w	k_e	k_s	k_n	D	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s	M_n	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s	M_n	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s
I	1	—	5,63	4,29	—	9,92	—	1,343	—	0,58	0,58	—	—	0,23	—	0,10	0,10	—	—	0,46	—	0,20	0,20	—
	2	5,01	5,01	6,44	—	16,46	1,72	1,72	1,72	1,72	0,00	—	0,29	0,29	0,29	0,29	0,00	—	0,58	0,58	0,58	0,58	0,00	—
	3	5,63	—	4,29	—	9,92	1,34	—	0,58	—	0,58	—	0,23	—	0,10	—	0,10	—	0,46	—	0,20	—	0,20	—
II	1	—	5,63	4,29	3,82	13,74	—	1,16	—	0,68	0,36	0,32	—	0,45	—	0,27	0,14	0,13	—	0,41	—	0,24	0,13	0,11
	2	5,63	5,63	6,44	5,73	23,36	1,16	1,19	0,87	1,09	0,12	0,10	0,45	0,46	0,42	0,45	0,02	0,01	0,41	0,42	0,36	0,40	0,02	0,02
	3	5,63	—	4,29	3,82	13,74	1,16	—	1,53	* 2,06	0,28	0,25	0,45	—	0,35	* 0,20	0,08	0,07	0,41	—	0,40	* 0,38	0,01	0,01
III	1	—	5,63	4,29	4,29	14,21	—	1,16	—	0,70	0,35	0,35	—	0,45	—	0,28	0,14	0,14	—	0,29	—	0,18	0,09	0,09
	2	5,63	5,63	6,44	6,44	24,14	1,16	1,16	0,87	1,07	0,10	0,10	0,45	0,45	0,42	0,44	0,01	0,01	0,29	0,29	0,15	0,28	0,015	0,015
	3	5,63	—	4,29	4,29	14,21	1,16	—	1,52	* 2,06	0,27	0,27	0,45	—	0,35	* 0,20	0,075	0,075	0,29	—	0,28	* 0,26	0,09	0,01
IV	1	—	5,63	4,29	4,29	14,21	—	1,16	—	0,70	0,35	0,35	—	0,45	—	0,28	0,14	0,14	—	0,19	—	0,12	0,06	0,06
	2	5,63	5,63	6,44	6,44	24,14	1,16	1,16	0,87	1,07	0,10	0,10	0,45	0,45	0,42	0,44	0,01	0,01	0,19	0,19	0,16	0,18	0,01	0,01
	3	5,63	—	4,29	4,29	14,21	1,16	—	1,52	* 2,06	0,27	0,27	0,45	—	0,35	* 0,20	0,075	0,075	0,19	—	0,19	* 0,18	0,005	0,005
V	1	—	5,63	4,29	4,29	14,21	—	1,16	—	0,70	0,35	0,35	—	0,45	—	0,28	0,14	0,14	—	0,09	—	0,06	0,03	0,03
	2	5,63	5,63	6,44	6,44	24,14	1,16	1,16	0,87	1,07	0,10	0,10	0,45	0,45	0,42	0,44	0,01	0,01	0,09	0,09	0,08	0,09	0,005	0,005
	3	5,63	—	4,29	4,29	14,21	1,16	—	1,52	* 2,06	0,27	0,27	0,45	—	0,35	* 0,20	0,075	0,075	0,09	—	0,09	* 0,08	0,005	0,005

82

G + $\frac{g}{p}$						G + P + S_{1v}						G - S_{1v}					
T.m						T.m											
M _w	M _e	M _w	M _e	M _s	M _n	M _w	M _e	M _w	M _e	M _s	M _n	M _w	M _e	M _w	M _e	M _s	M _n
/	1.39	/	0.60	0.60	/	/	2.03	/	0.88	0.88	/	/	0.88	/	0.38	0.38	/
1.25	1.75	1.75	1.75	0.90	/	2.56	2.56	2.56	2.56	0.00	/	1.14	1.14	1.14	1.14	0.00	/
1.39	/	0.60	/	0.60	/	2.03	/	0.88	/	0.88	/	1.88	/	0.38	/	0.38	/
/	1.25	/	0.74	0.39	0.75	/	2.01	/	1.19	0.63	0.56	/	0.75	/	0.44	0.44	0.00
1.25	1.28	0.96	1.18	0.12	0.10	2.01	2.06	1.72	1.95	0.12	0.11	0.75	0.77	0.52	0.69	0.09	0.08
1.25	/	1.58	* 2.06	0.15	0.23	2.01	/	2.03	* 2.06	0.02	0.01	0.75	/	1.13	* 1.68	0.29	0.26
/	1.25	/	0.76	0.38	0.38	/	1.89	/	1.14	0.57	0.57	/	0.87	/	0.52	0.26	0.26
1.25	1.25	0.96	1.16	0.10	0.10	1.89	1.89	1.60	1.80	0.10	0.10	0.87	0.87	0.61	0.79	0.09	0.09
1.25	/	1.58	* 2.06	0.14	0.24	1.89	/	1.96	* 2.06	0.05	0.05	0.87	/	1.24	* 1.80	0.28	0.28
/	1.25	/	0.76	0.38	0.38	/	1.79	/	1.08	0.54	0.54	/	0.97	/	0.58	0.29	0.29
1.25	1.25	0.96	1.16	0.10	0.10	1.79	1.79	1.50	1.70	0.10	0.10	0.97	0.97	0.69	0.89	0.10	0.10
1.25	/	1.58	* 2.06	0.14	0.24	1.79	/	1.90	* 2.06	0.08	0.08	0.97	/	1.34	* 1.88	0.27	0.27
/	1.25	/	0.76	0.38	0.38	/	1.69	/	1.02	0.57	0.57	/	1.07	/	0.64	0.32	0.32
1.25	1.25	0.96	1.16	0.10	0.10	1.69	1.69	1.40	1.60	0.10	0.10	1.07	1.07	0.78	0.98	0.10	0.10
1.25	/	1.58	* 2.06	0.14	0.24	1.69	/	1.84	* 2.06	0.11	0.11	1.07	/	1.44	* 1.98	0.27	0.27

CALCUL DES EFFORTS

Diagrammes enveloppes des moments fléchissants dans les poutres

Les moments dans les nœuds sont calculés par la méthode de Caquot, pour déterminer les moments en travées et en appuis de poutres, on trace les moments isostatiques de la travée indépendante avec les charges permanentes (G) puis avec les charges permanentes et les surcharges.

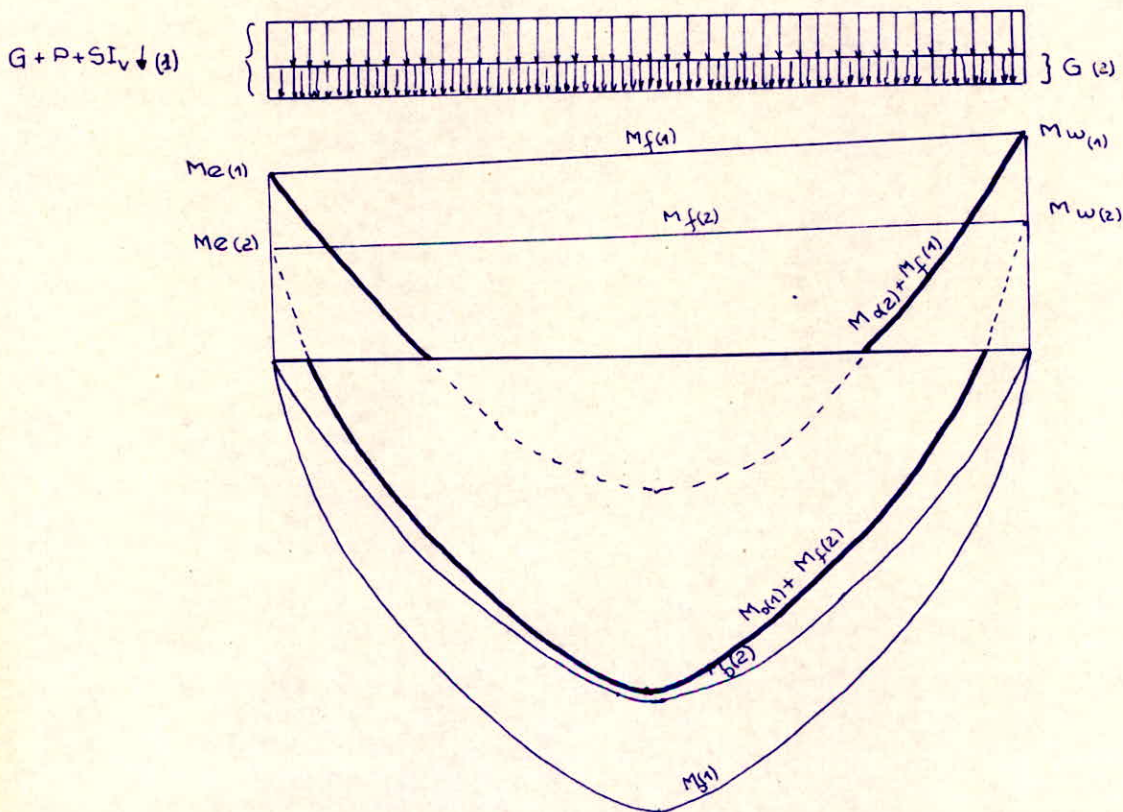
On prend comme ligne de fermeture:

pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.

pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

A - La combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appuis et en travées des poutres sous charges verticales est $G + P + S_{I\downarrow}$

pour illustrer le procédé de construction des diagrammes enveloppes, nous nous proposons de donner un bref exposé



Nota :

la combinaison $G + S_{I\uparrow}$ prévue pour la détermination des moments négatifs en travée (ferroillage supérieur de la poutre en travée), ne donne pas de moments négatifs en travée est rejetée car G est important devant $S_{I\uparrow}$ la constatation étant faite sur 2 exemples de diagrammes enveloppes.

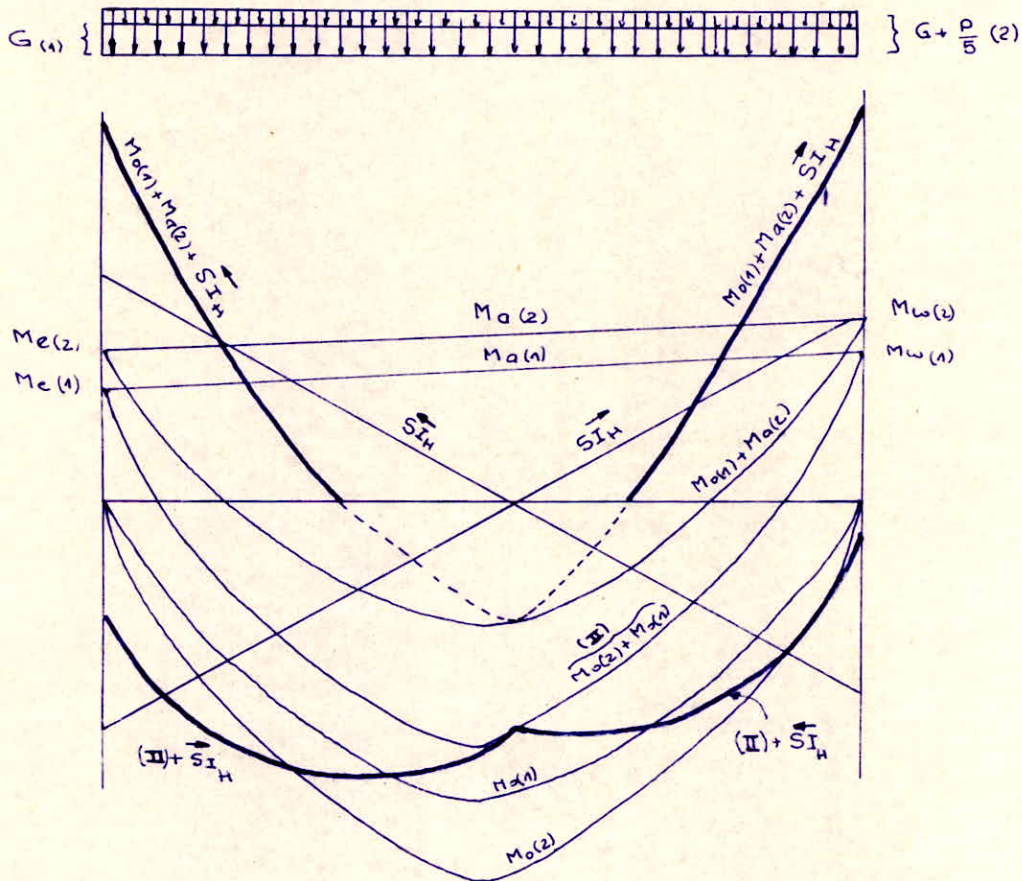
B. La combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appuis et au travées des poutres sous charges verticales et horizontales est

$$G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$$

En effectuant cette superposition, les forces horizontales qui agissent sur le bâtiment ont un caractère alternatif, donc pouvant changer de signe tout en gardant la même valeur et même direction

$$S_{calculée} = [S]_{verticale} \pm [S]_{horizontale}$$

Explication du procédé de la construction des diagrammes enveloppes des moments fléchissants



CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES TRAVEES

Le Calcul des efforts tranchants sont calculés en tenant compte de la continuité des éléments.

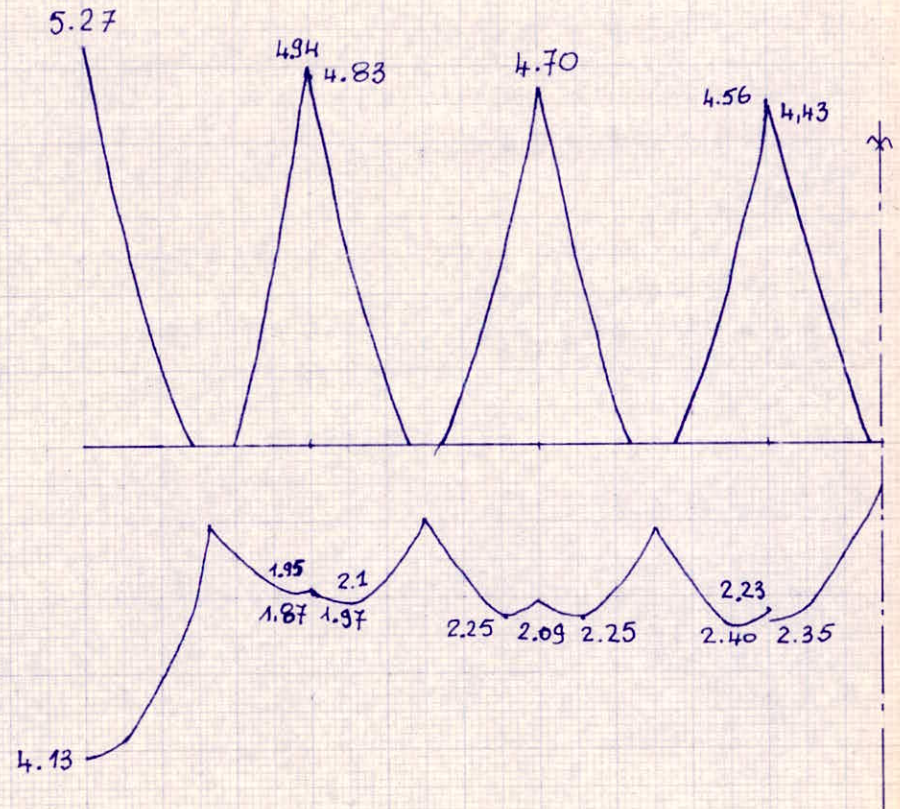
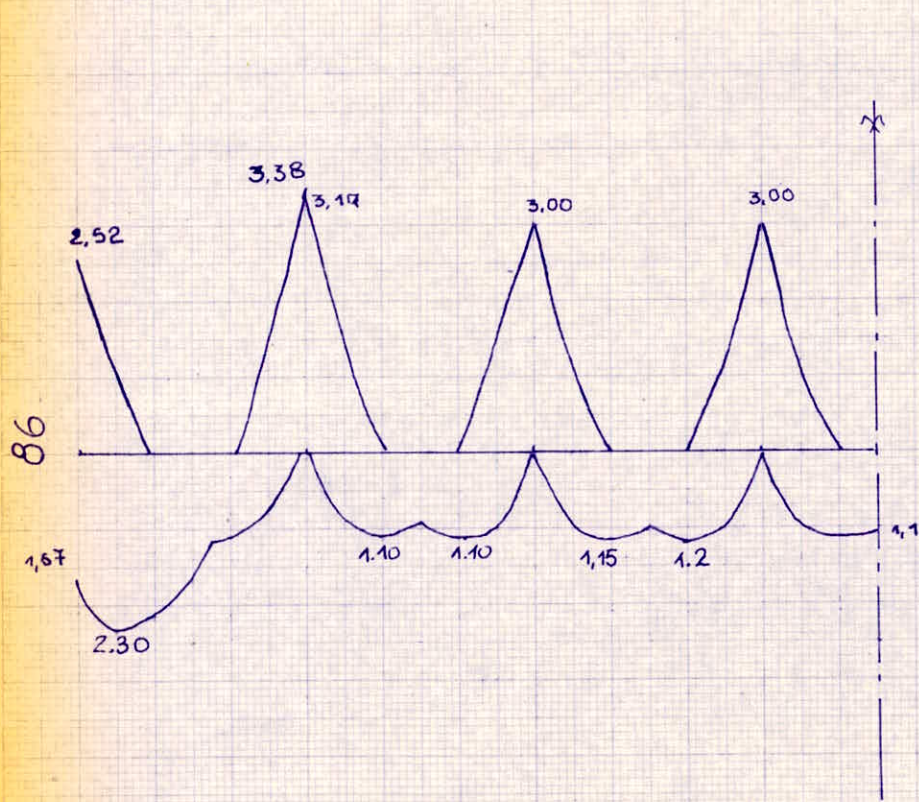
L'effort tranchant dans une section d'abscisse x est donné par

$$T_x = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{L}$$

θ_x désigne l'effort tranchant de la section d'abscisse x de la travée indépendante dans le présent exposé on se contentera de donner les effort tranchants aux sections d'abscisse $x=0$ et $x=L$ pour les poutres.

PORTIQUE I-I

Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$



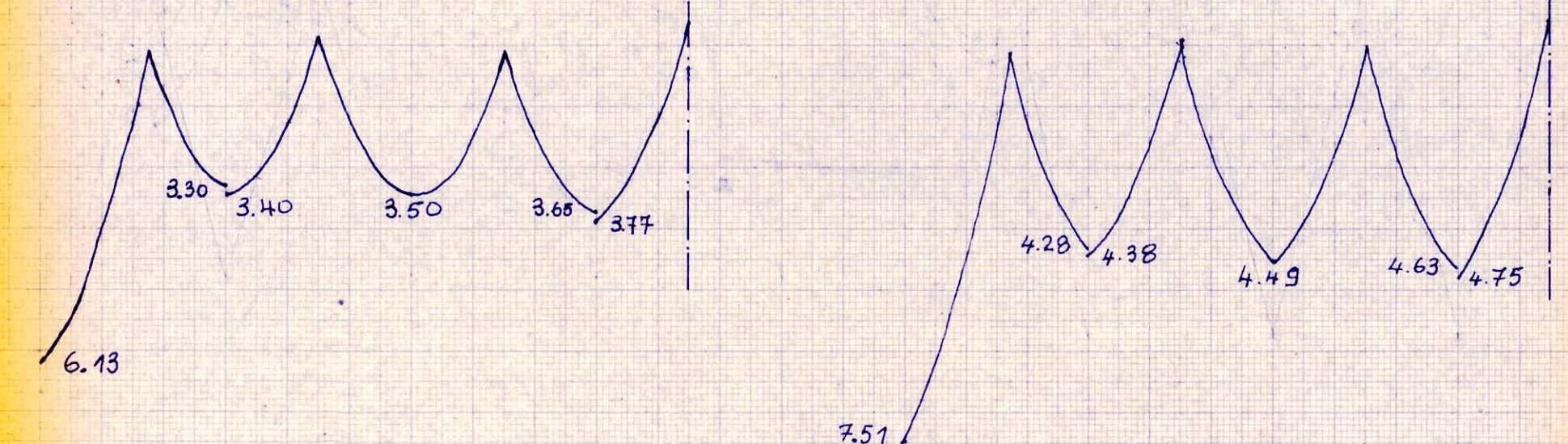
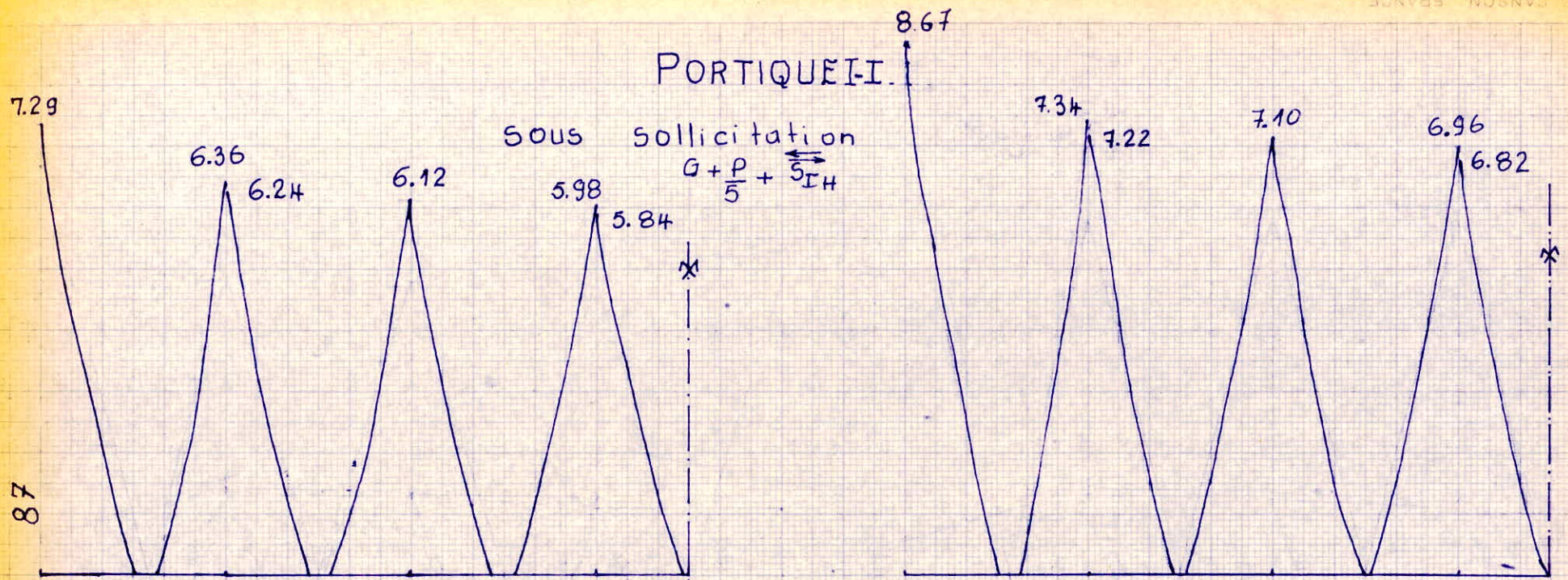
NIVEAU I

Les moments sont exprimés en t.m.

NIVEAU II

PORTIQUE I-I.

Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \frac{5}{14} I_H$



Niveau III

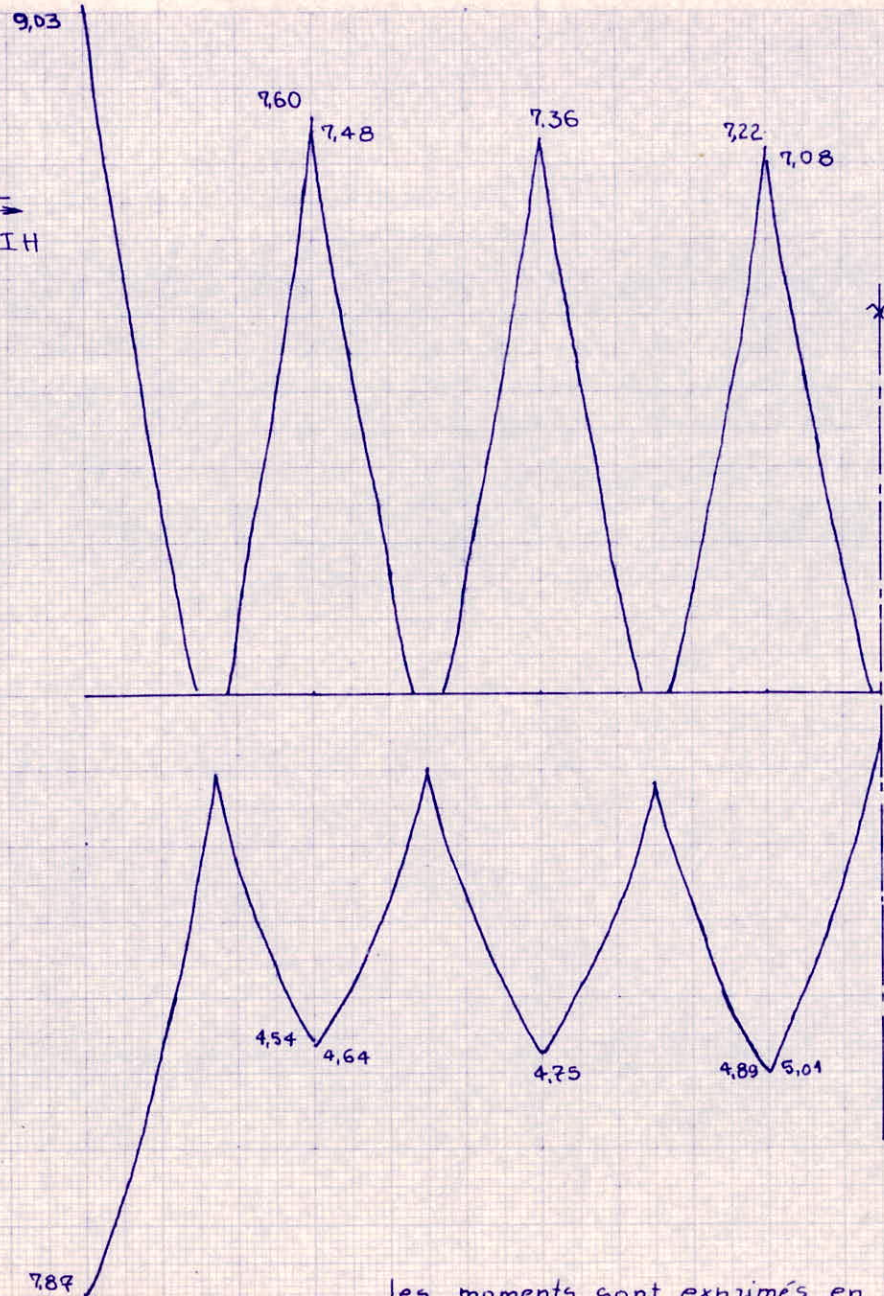
les moments sont exprimés en tm

Niveau IV

PORTIQUE I.I

Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + S_{IH}$

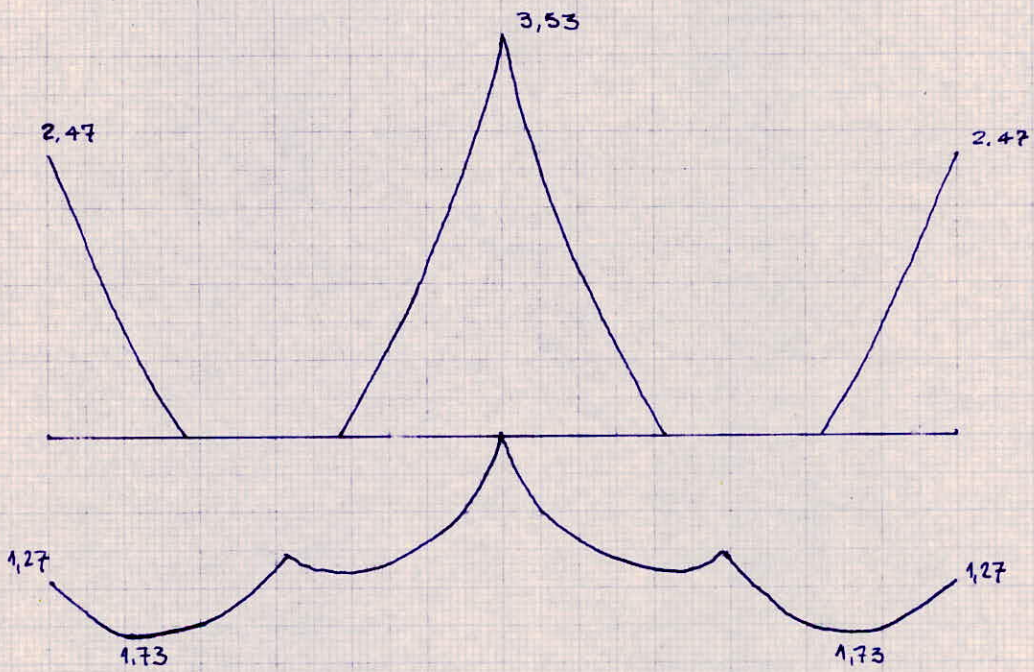
88



les moments sont exprimés en t.m.

Niveau V

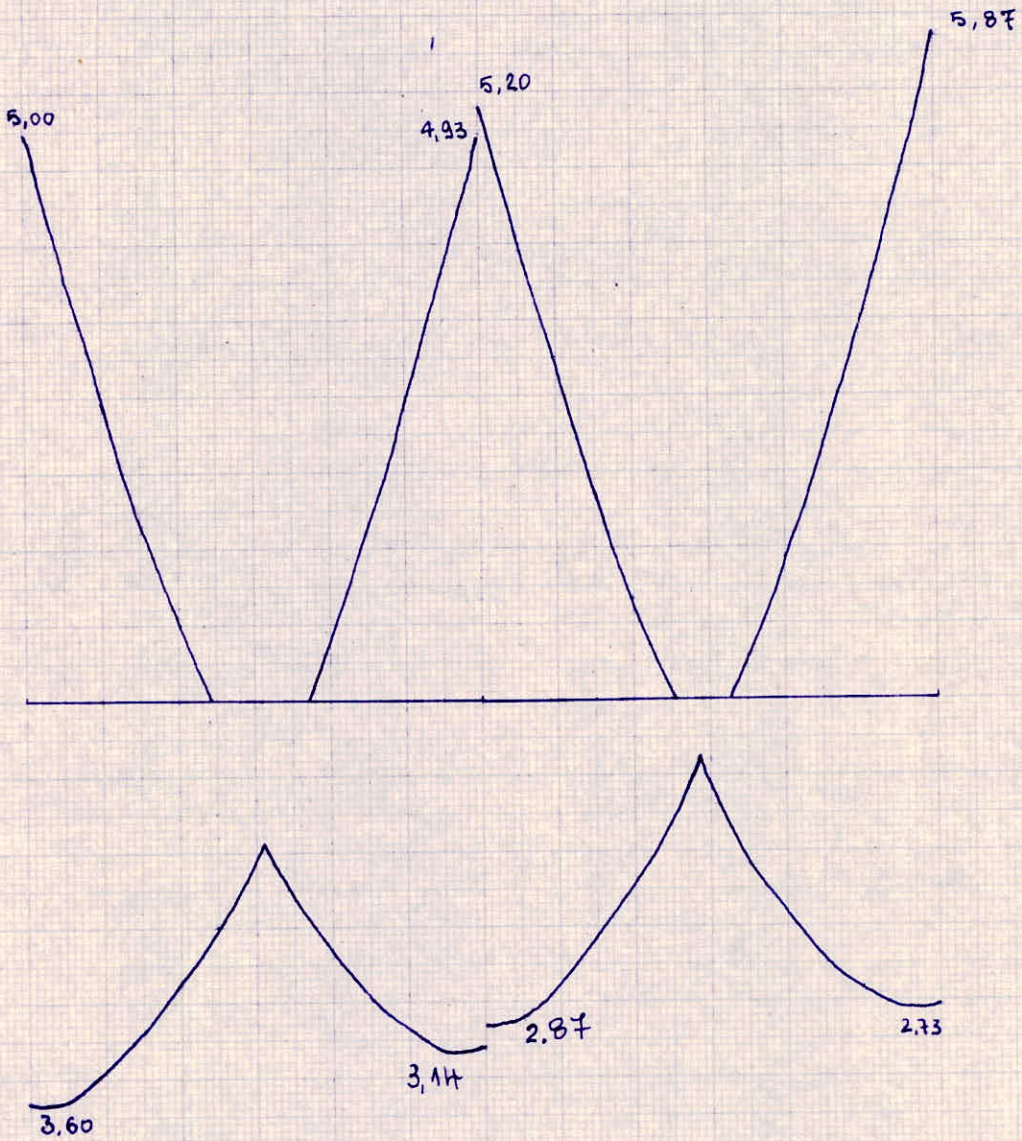
Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overleftrightarrow{S}_{IH}$



Les moments sont exprimés en t.m.

NIVEAU I

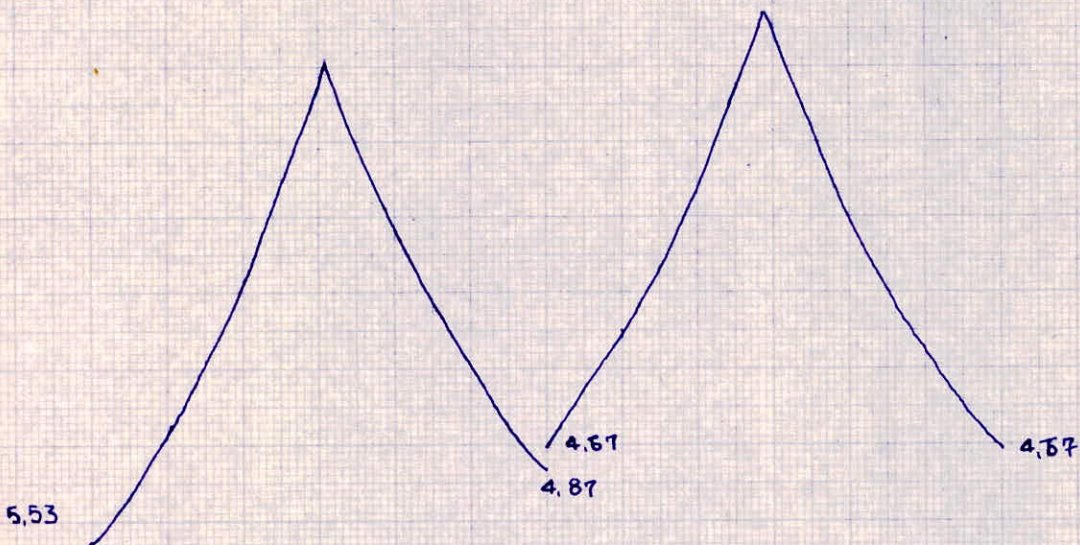
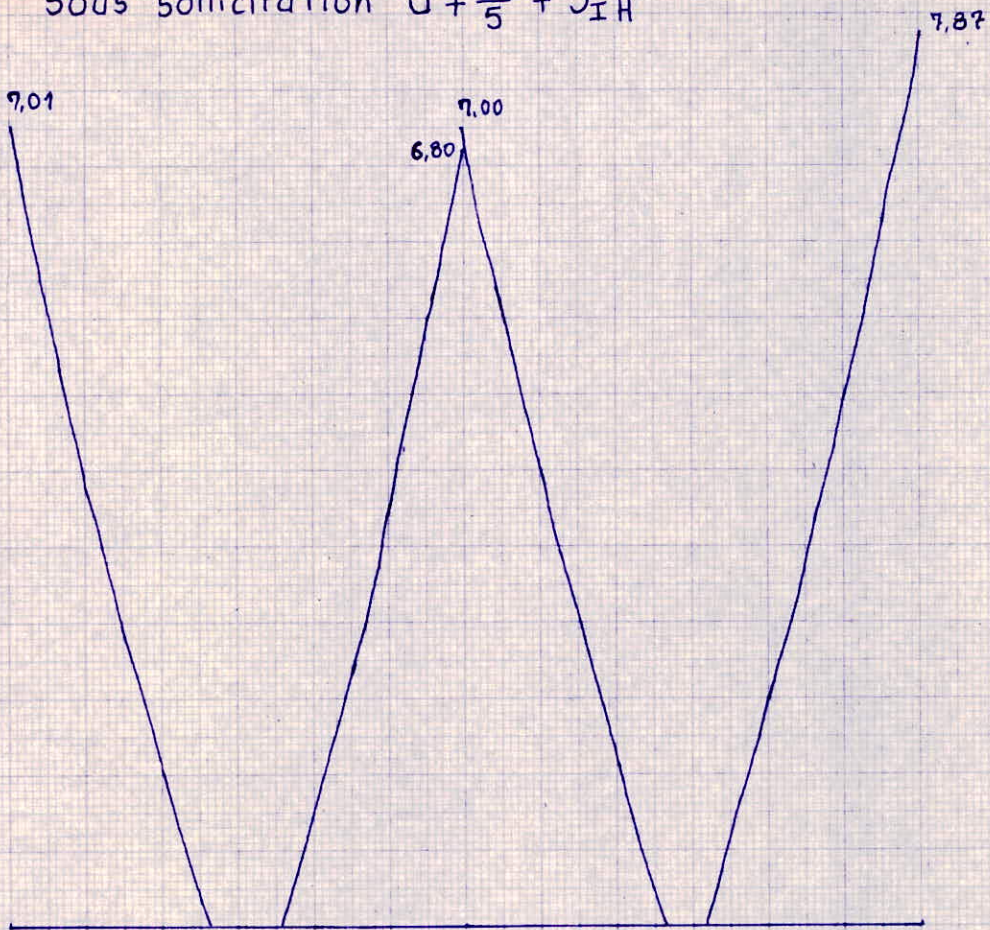
Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overleftrightarrow{S}_{IH}$



les moments sont exprimés en t.m.

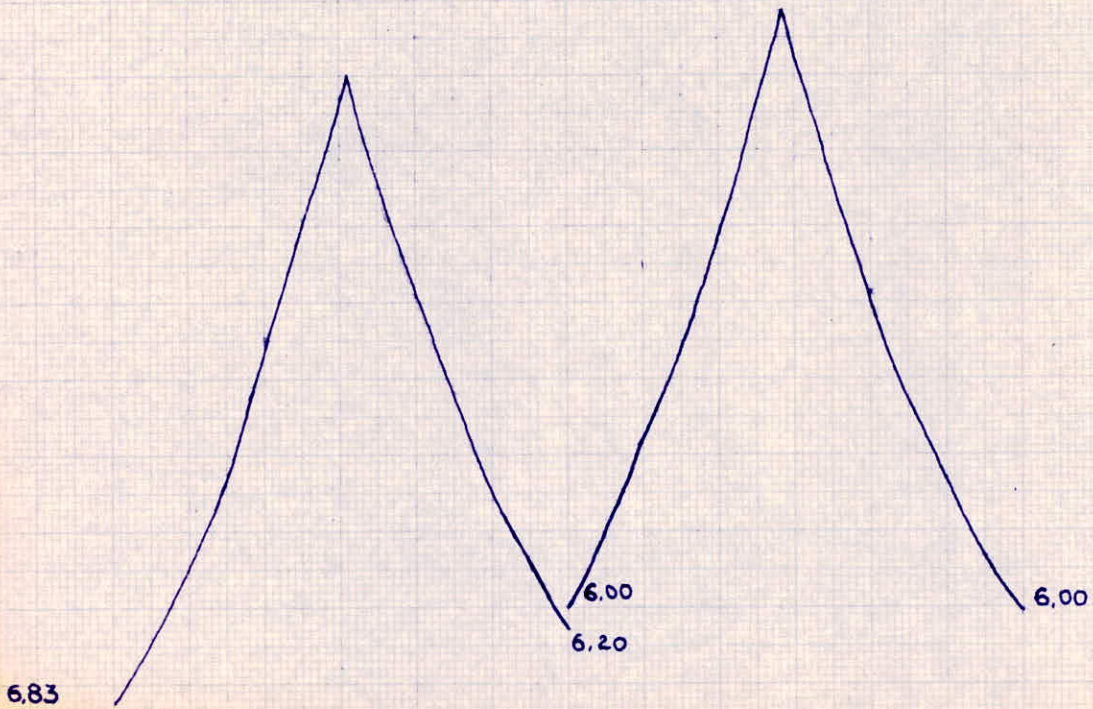
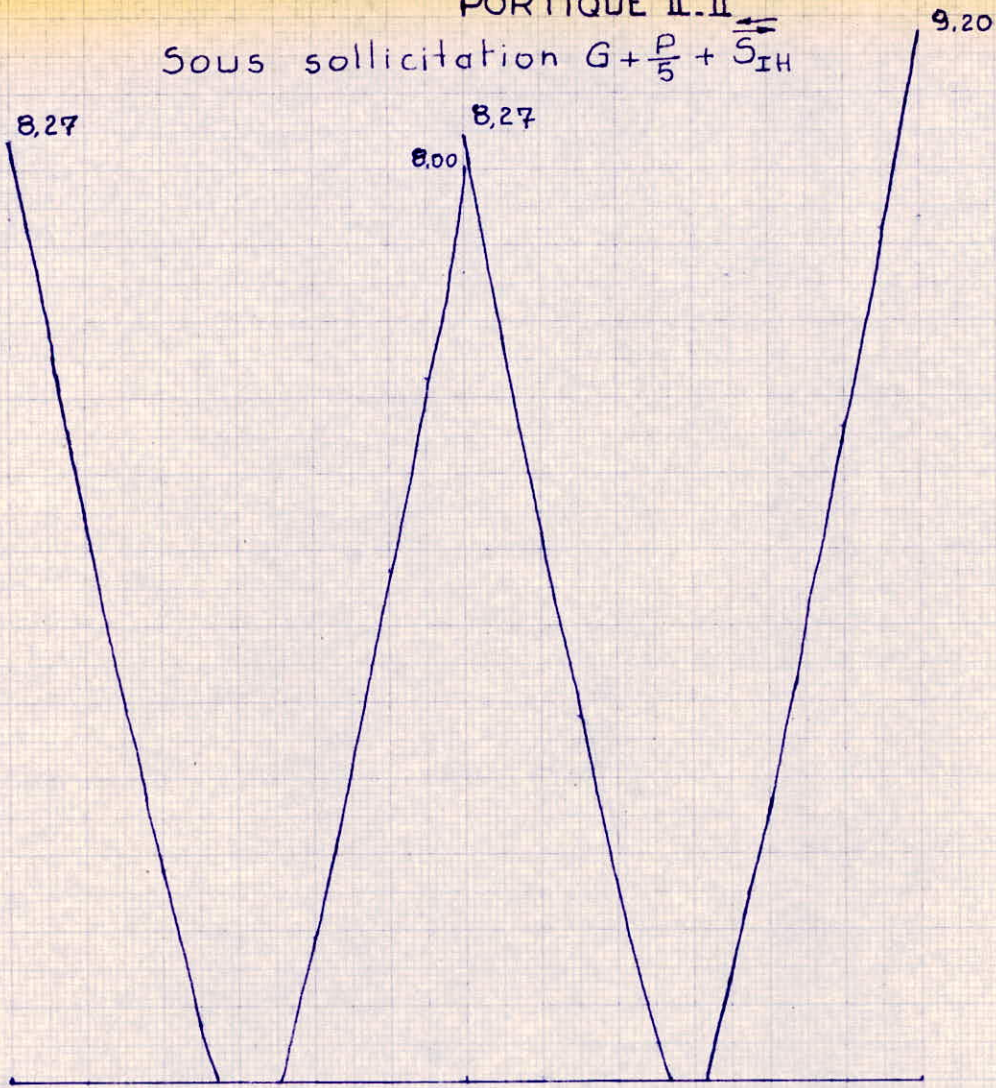
Niveau II

sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overleftrightarrow{S}_{IH}$



PORTIQUE II.II

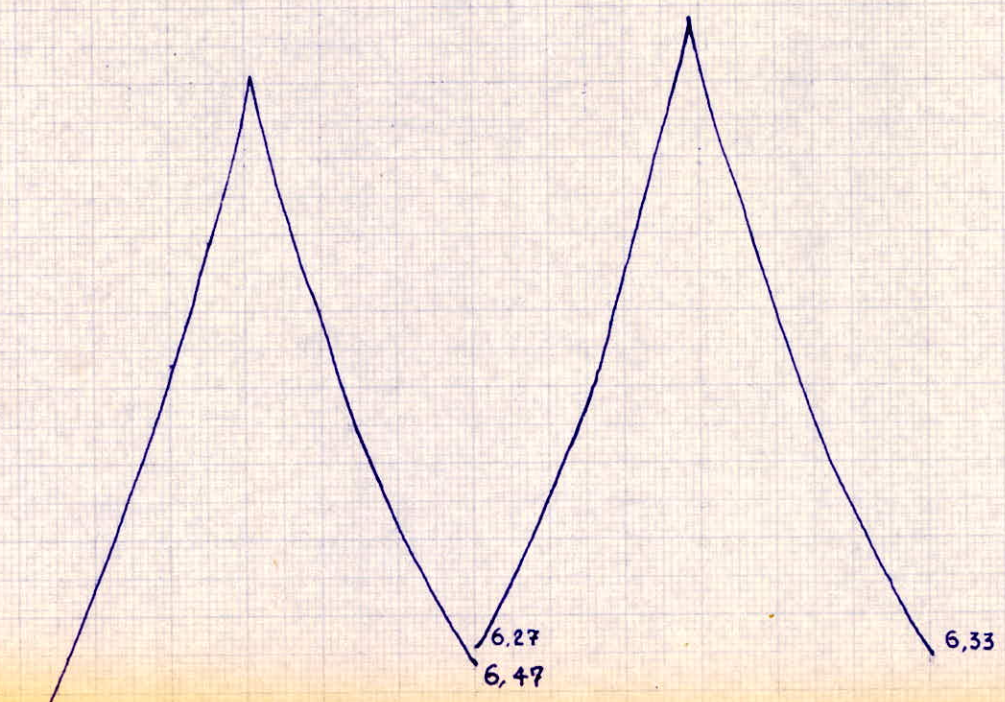
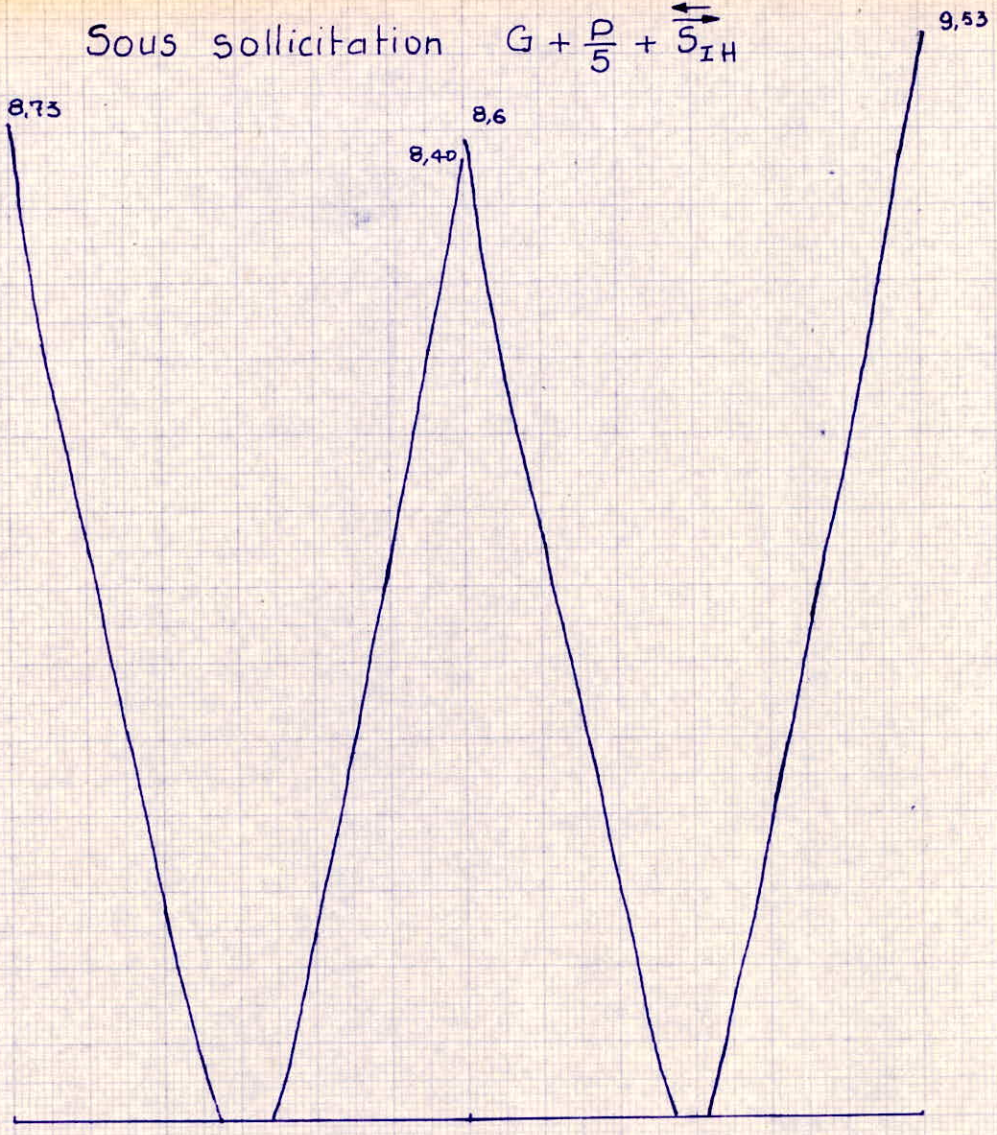
Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overline{S}_{IH}$



les moments sont exprimés en t.m.

NIVEAU IV

Sous sollicitation $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$



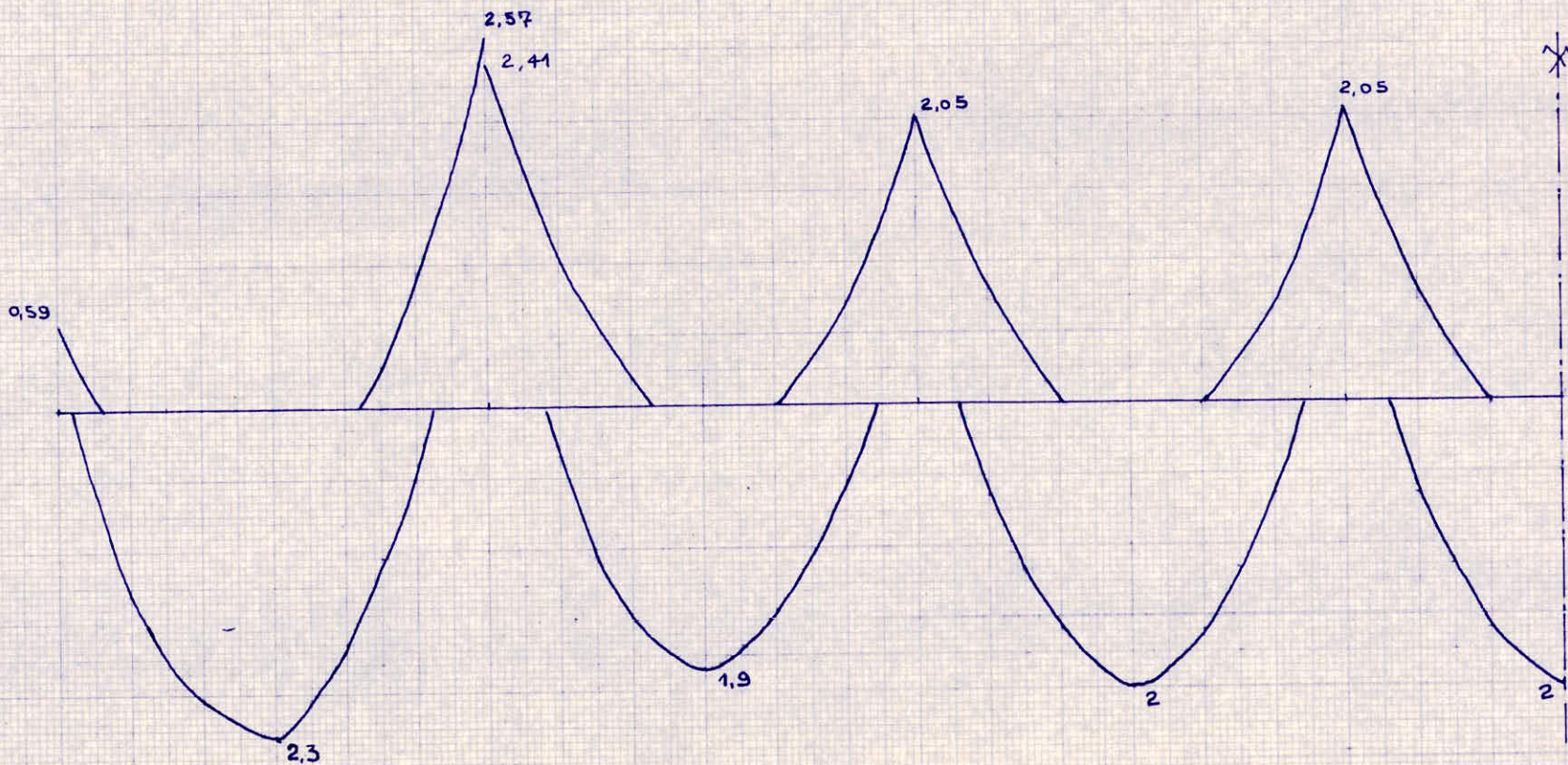
7,33

les moments sont exprimés en t.m.

NIVEAU V

PORTIQUE I. I

Sous sollicitation : $G + P + S_{IV} \downarrow$



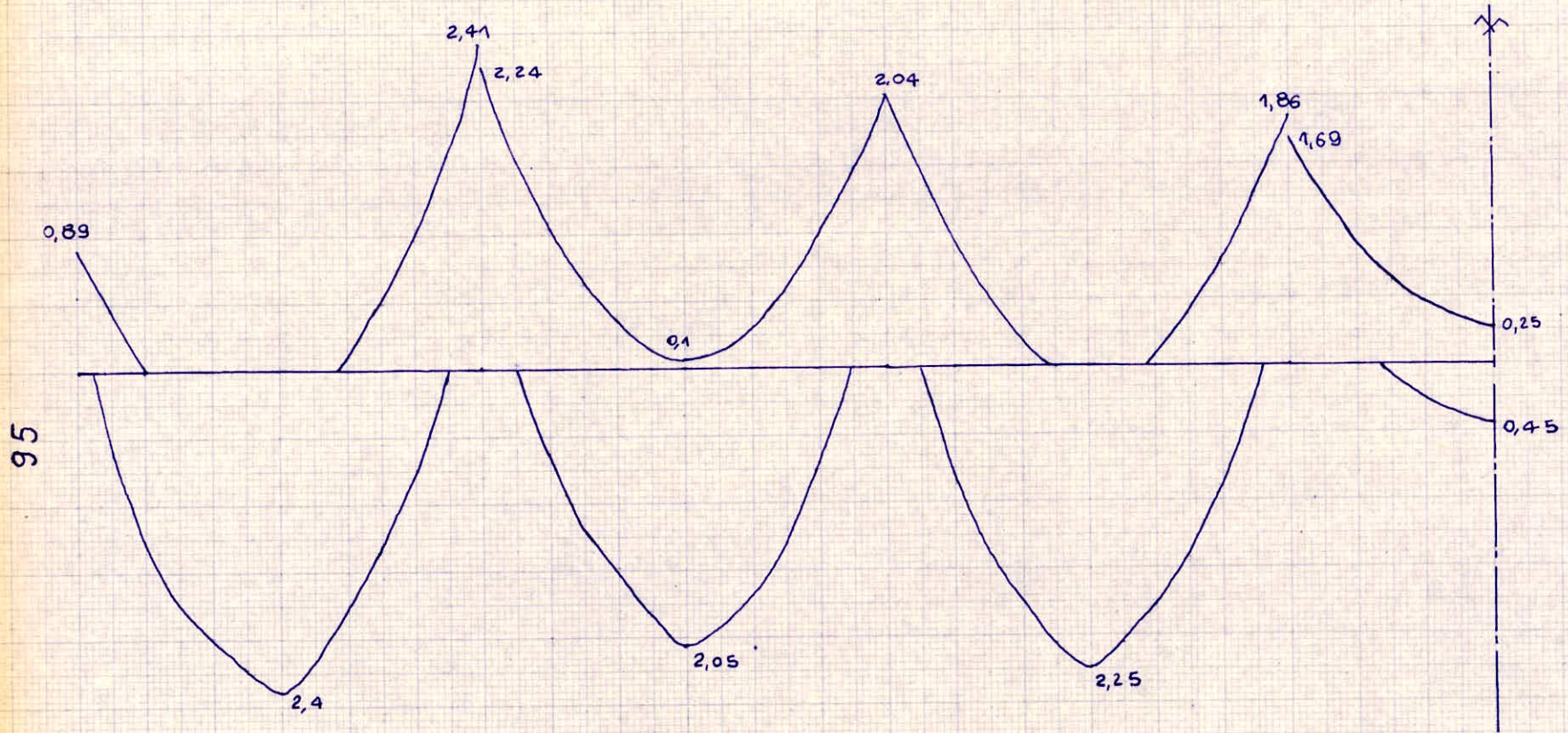
94

les moments sont exprimés en t.m.

Niveau I

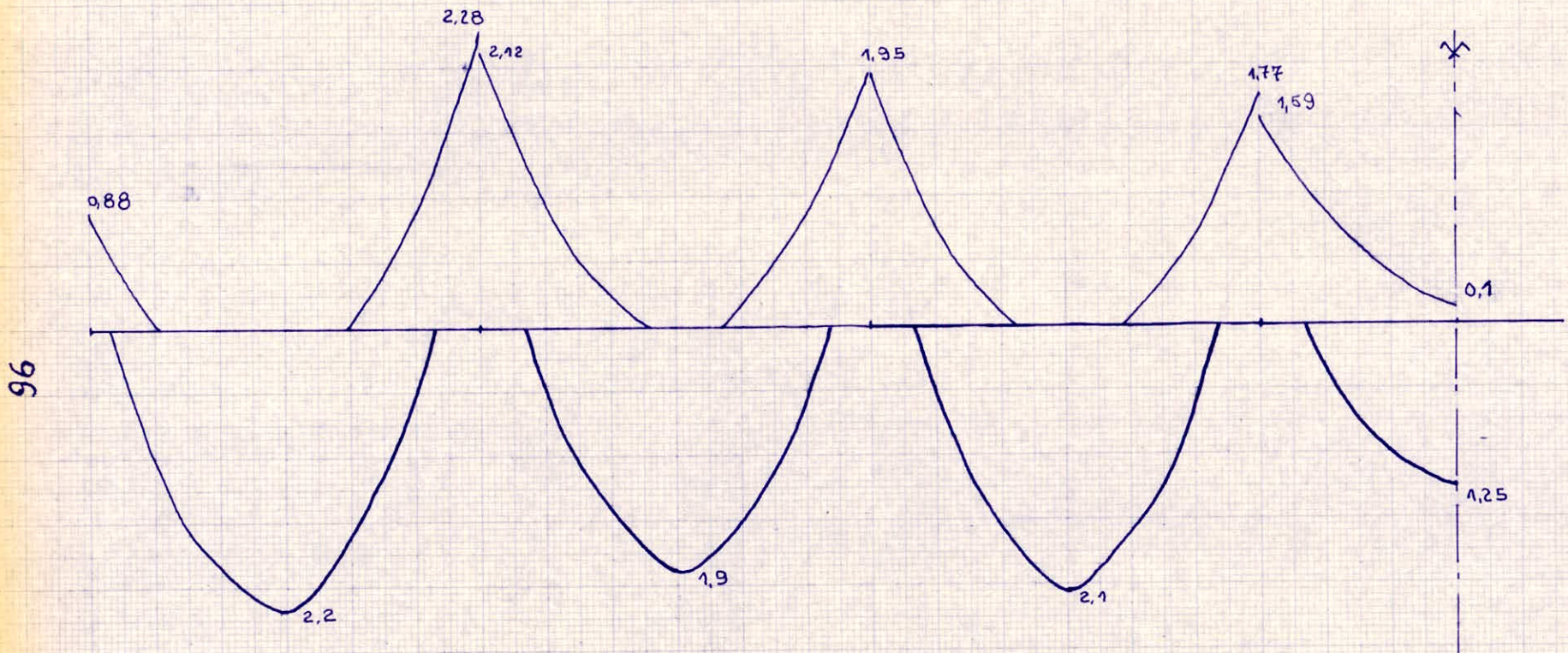
PORTIQUE I.I

Sous sollicitation : $G + P + S_{IV} \downarrow$



PORTIQUE I.I

sous sollicitation : $G + P + S_{IV} \downarrow$

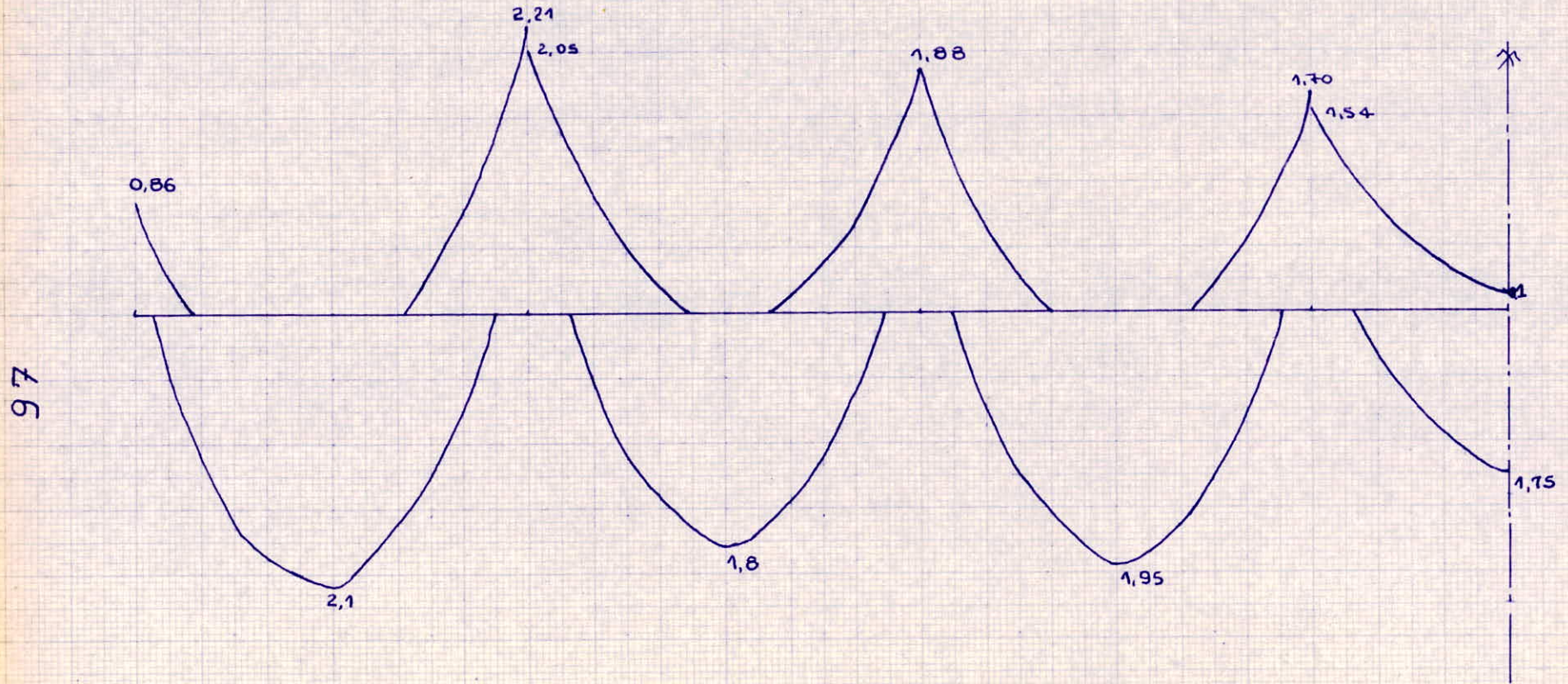


les moments sont exprimés en t.m.

Niveau III

PORTIQUE I.I

Sous sollicitation : $G + P + S_{IV} \downarrow$

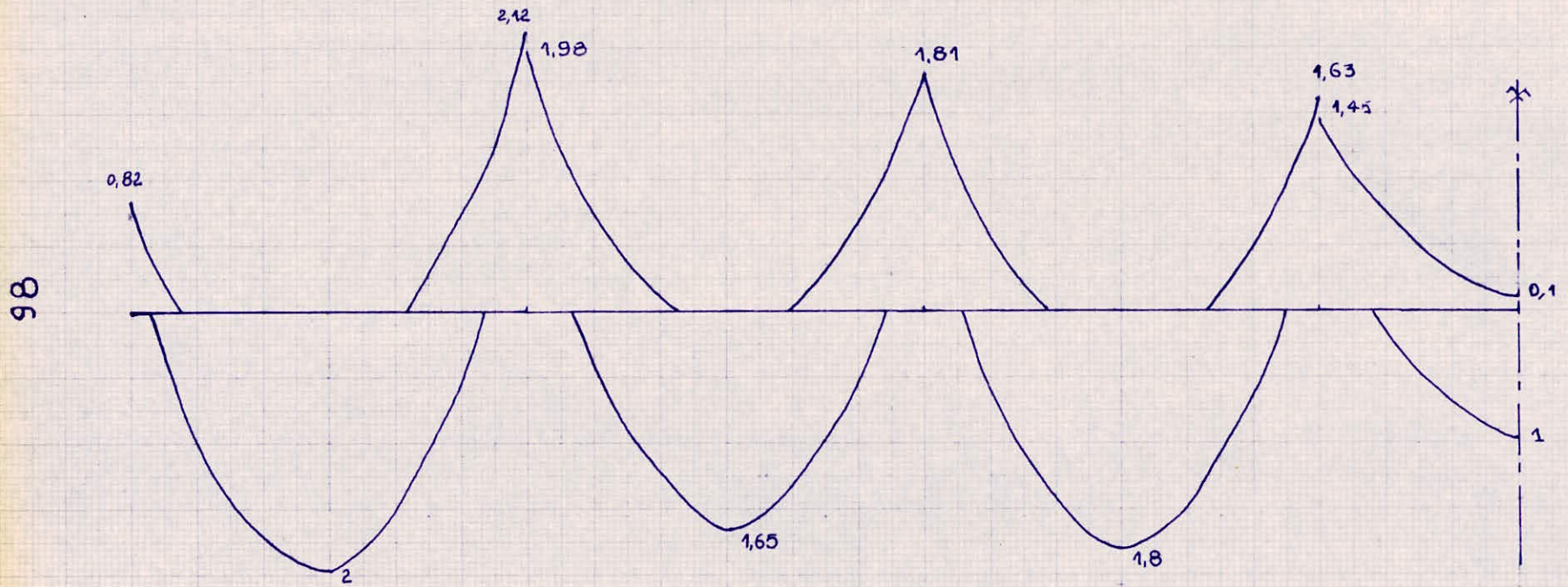


les moments sont exprimés en t.m.

Niveau IV

POTIQUE I.I

Sous sollicitation: $G+P+S_{IV} \downarrow$

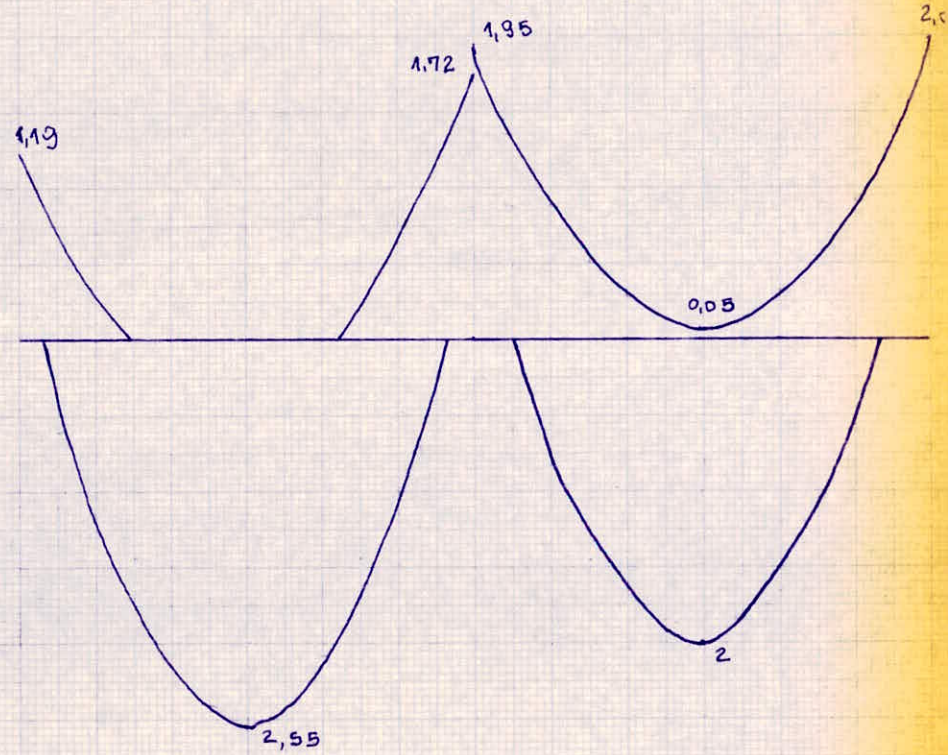
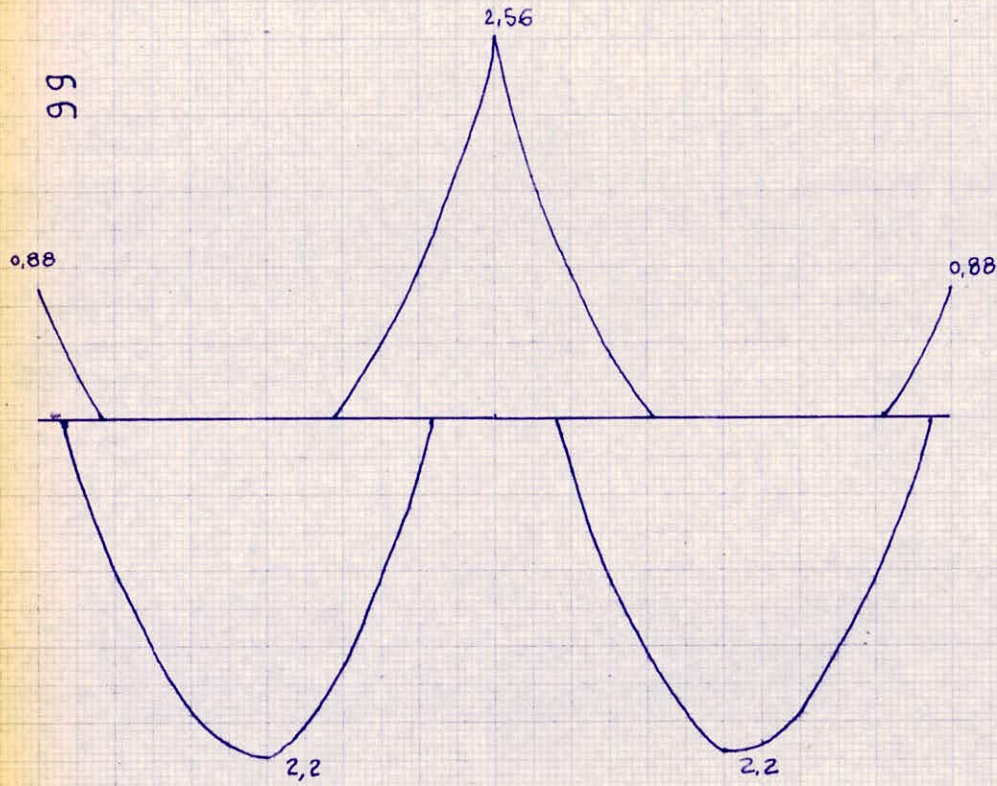


les moments sont exprimés en t.m.

NIVEAU Δ

PORTIQUE II. II

sous sollicitation $G+P+S_{IV}\downarrow$



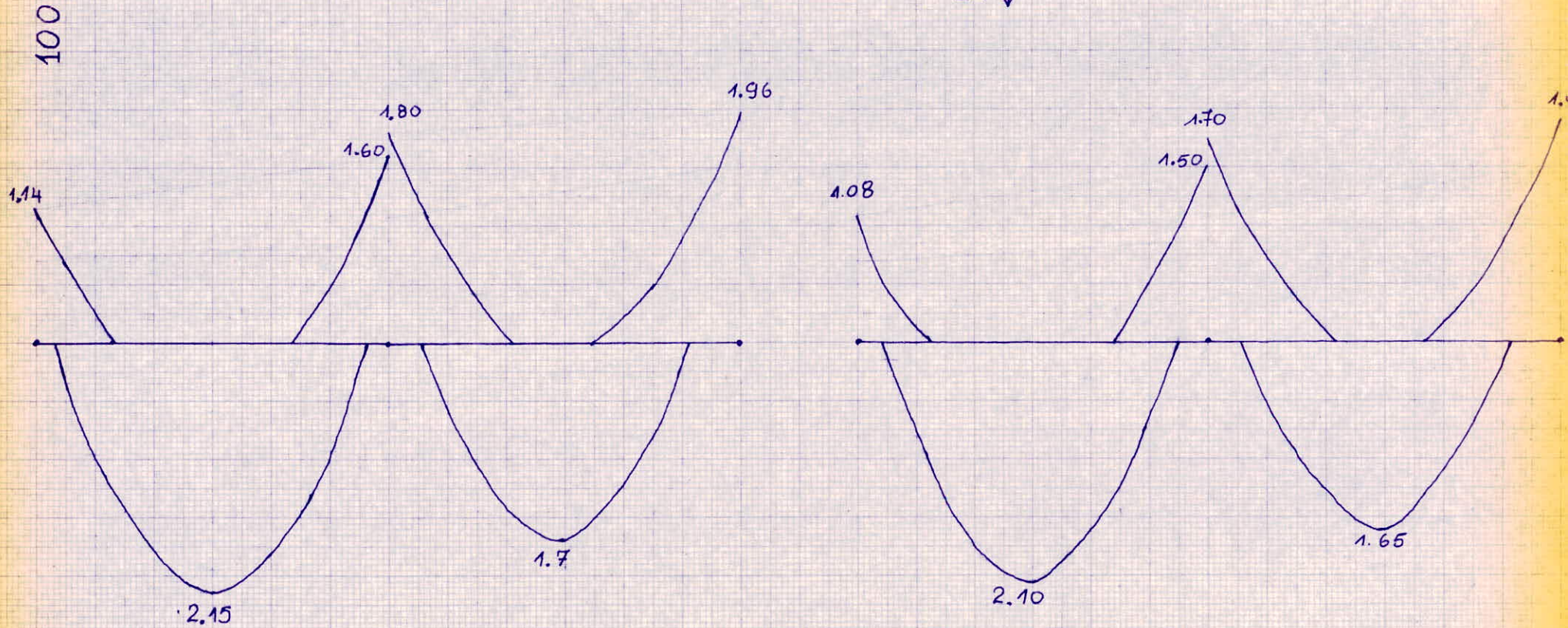
Niveau I

les moments sont exprimés en t.m.

Niveau II

PORTIQUE II.II

Sous sollicitation : $G + P + S_{IV} \downarrow$



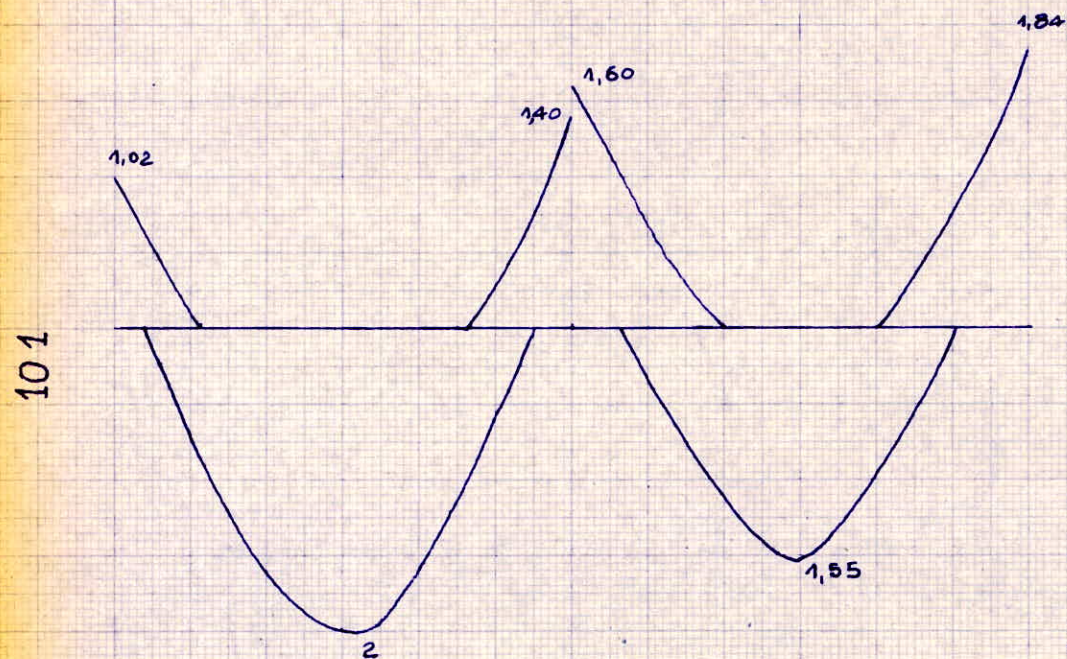
Niveau III.

les moments sont exprimés en t.m.

Niveau IV.

PORTIQUE II II

sous sollicitation $G+P+S_{IV} \downarrow$



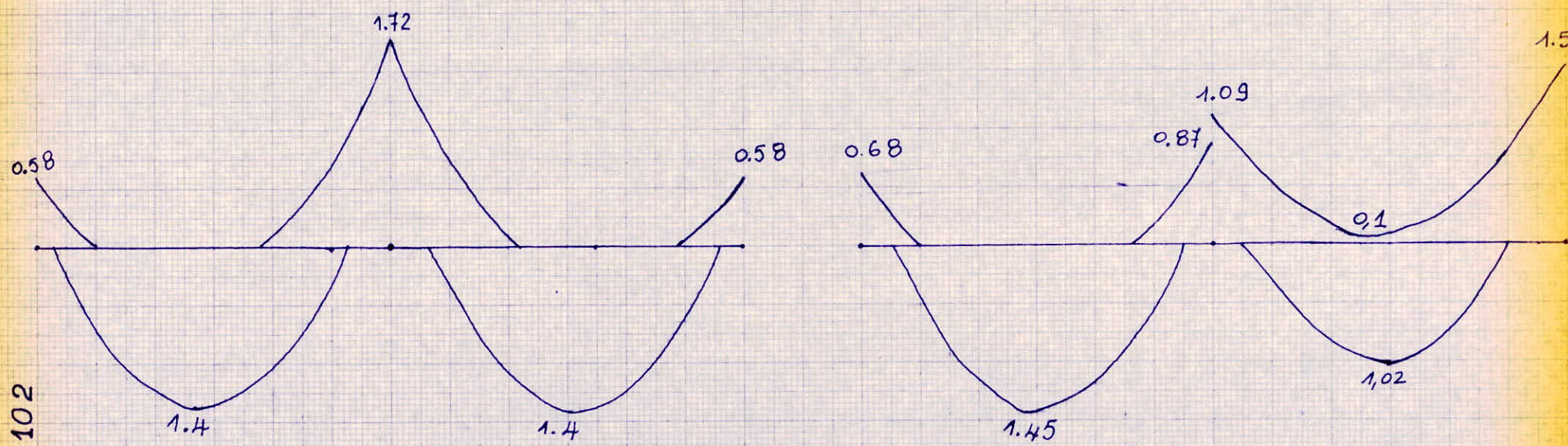
101

Niveau V

Les moments sont exprimés en t.m.

PORTIQUE II-II.

SOUS SOLLICITATION : G + Siv ↑



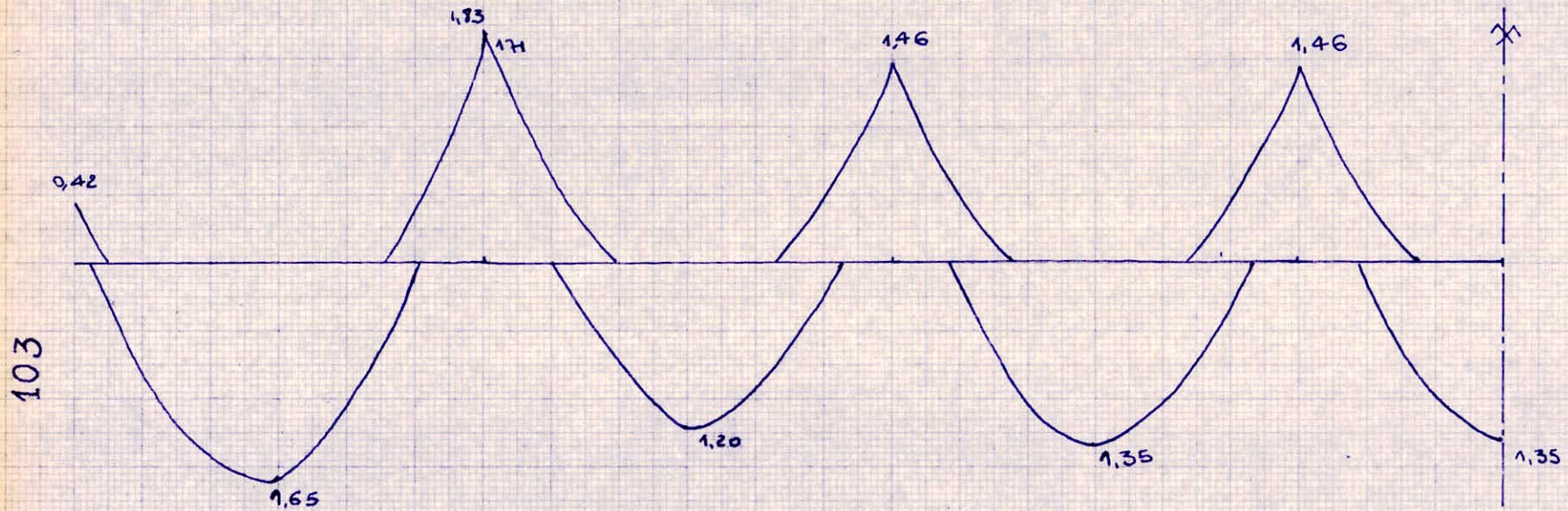
Niveau I

les moments sont donnés en t.m.

Niveau II

PORTIQUE I.I

SOUS SOLLICITATION $G+S_{IV}\uparrow$

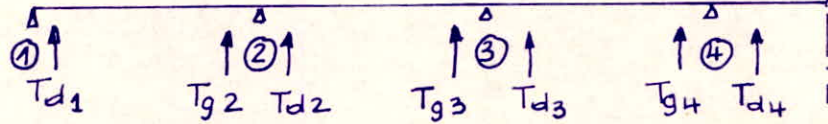


les moments sont donnés en t.m.

Niveau I

Efforts tranchants aux nus des poutres.

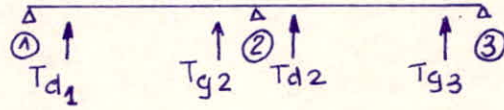
Portique I.I.



Combinai- son.	Nœuds Niveau	Node 1		Node 2		Node 3		Node 4	
		T_{d1}	T_{g2}	T_{d2}	T_{g3}	T_{d3}	T_{g4}	T_{d4}	
G + P + S _{IV} ↓	I	3,76	-5,04	4,52	-4,29	4,40	-4,40	4,40	
	II	3,88	-4,86	4,44	-4,31	4,43	-4,31	3,22	
	III	3,72	-4,62	4,22	-4,11	4,23	-4,11	3,02	
	IV	3,59	-4,47	4,08	-3,98	4,09	-3,97	2,88	
	V	3,46	-4,29	3,93	-3,82	3,93	-3,82	2,73	
G + P / S	I	2,75	-3,69	3,31	-3,14	3,22	-3,22	3,22	
	II	2,58	-3,22	2,94	-2,86	2,94	-2,85	2,00	
	III	2,58	-3,22	2,94	-2,86	2,94	-2,85	2,00	
	IV	2,58	-3,22	2,94	-2,86	2,94	-2,85	2,00	
	V	2,58	-3,22	2,94	-2,86	2,94	-2,85	2,00	
S _{IH} ↑	I	±1,15	±1,15	±0,96	±0,96	±0,96	±0,96	±0,96	
	II	±2,59	±2,59	±2,16	±2,16	±2,16	±2,16	±2,16	
	III	±3,70	±3,70	±3,08	±3,08	±3,08	±3,08	±3,08	
	IV	±4,46	±4,46	±3,71	±3,71	±3,71	±3,71	±3,71	
	V	±4,66	±4,66	±3,88	±3,88	±3,88	±3,88	±3,88	

* Les efforts tranchants sont donnés en t.

Efforts tranchants aux nus des poutres
Portique II - II.



Combinaison	Noeuds Niveau	T_{d1}	T_{g2}	T_{d2}	T_{g3}
$G + P + S_{IV} \downarrow$	I	3,97	-5,10	5,10	-3,97
	II	4,31	-4,67	4,47	-4,52
	III	4,06	-4,36	4,16	-4,26
	IV	3,86	-4,14	3,93	-4,07
	V	3,65	-3,91	3,70	-3,86
$G + P/S$	I	2,62	-3,39	3,39	-2,62
	II	2,71	-2,86	2,65	-2,92
	III	2,71	-2,86	2,65	-2,92
	IV	2,71	-2,86	2,65	-2,92
	V	2,71	-2,86	2,65	-2,92
$S_{IH} \uparrow$	I	+1,22	+1,22	+1,22	+1,22
	II	+2,76	+2,76	+2,76	+2,76
	III	+4,02	+4,02	+4,02	+4,02
	IV	+4,92	+4,92	+4,92	+4,92
	V	+5,14	+5,14	+5,14	+5,14

* Les efforts tranchants sont donnés en t.

EFFORTS DANS LES POTEAUX

Moments dans les poteaux.

Les combinaisons envisagées pour le calcul dans les poteaux sont :

$$(I) \quad G + P/5 + \overleftarrow{SI}_H$$

$$(II) \quad G + P + SI_V \downarrow$$

La première (I) est plus prépondérante vis à vis de la seconde (II) pour la détermination des moments.

Efforts Normaux dans les poteaux.

Les efforts normaux dus aux charges verticales sont déterminés par la méthode du C.C.B.A 68 Art (53: 11; 12), en tenant compte de la régression des surcharges.

* Régression envisagée :

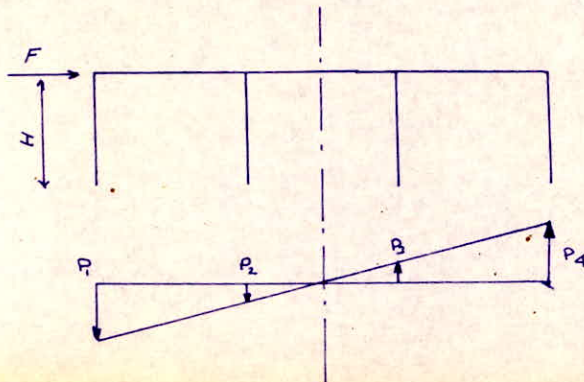
La surcharge étant la même dans tous les niveaux courants, on adoptera les valeurs suivantes pour le calcul des points d'appui

terrasse:	50
étage I:	5
étage II:	0,95
étage III:	0,85
étage IV:	0,75

Nota: sous l'effet du moment de renversement dû à la force horizontale pour le bâtiment. $M = F \cdot H$, des efforts normaux de traction ou de compression prennent naissance dans les poteaux.

Les règlements nous permettent d'admettre que les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file, résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des 2 poteaux de rive

exemple explicatif:

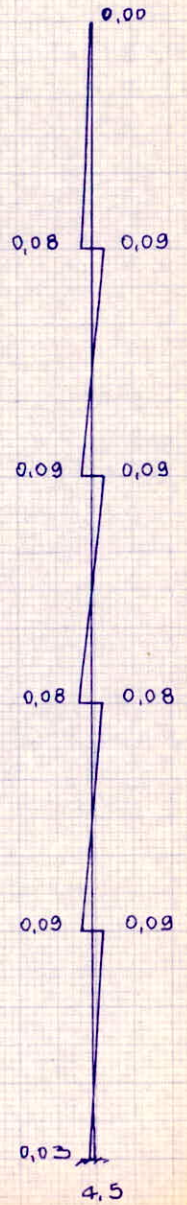
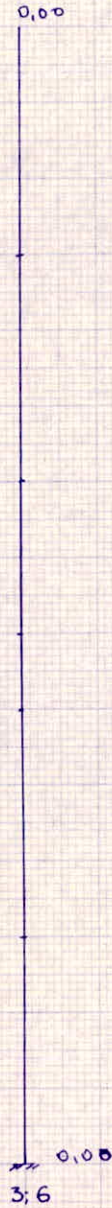
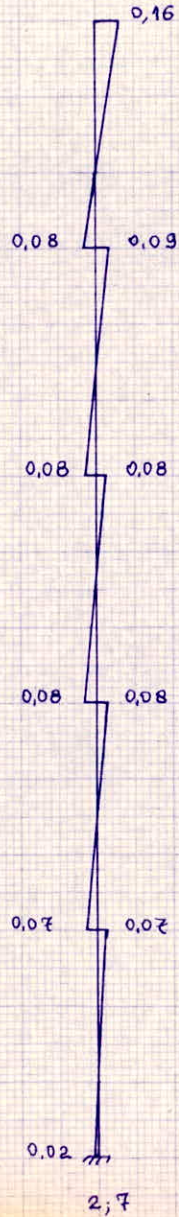
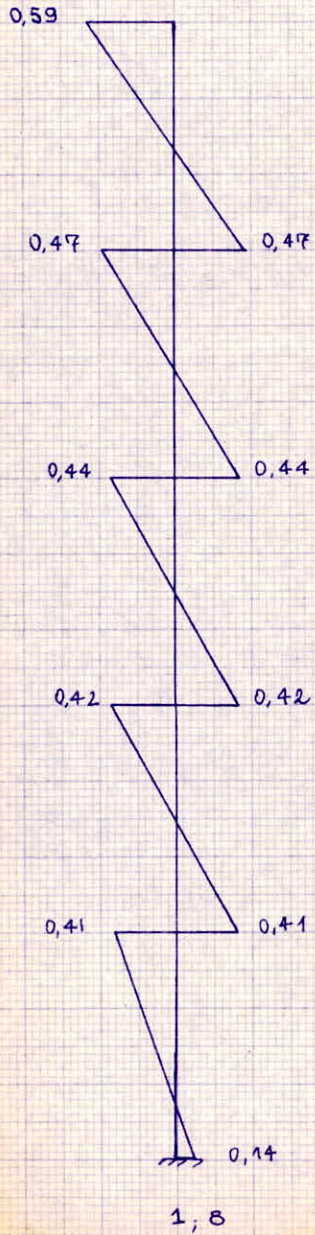


$$F \cdot H = P_1 X_1 + P_2 X_2 + P_3 X_3 + P_4 X_4$$

ou déterminera $P_1; P_2; P_3; P_4$ comme étant efforts normaux de traction et de compression.

PORTIQUE I.I
G+P+S_{Iv} ↓

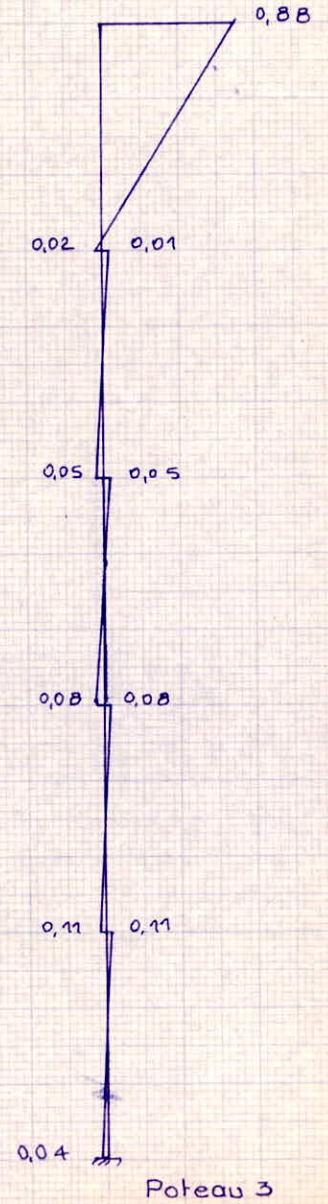
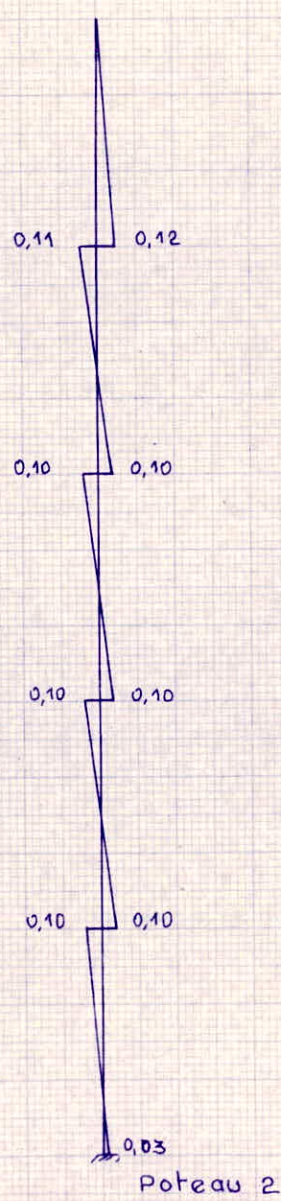
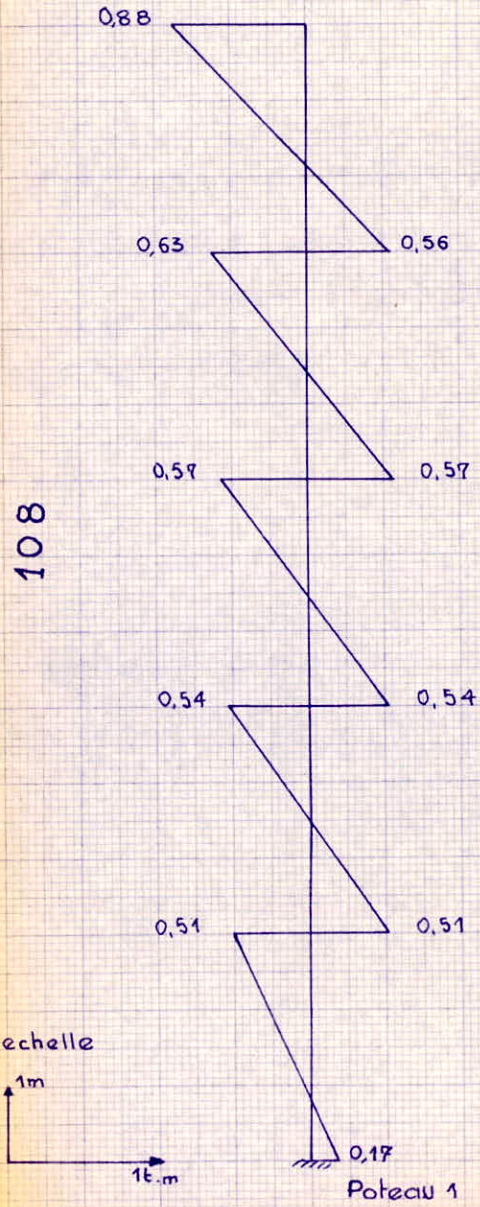
Moments dans les poteaux sous les charges verticales.



PORTIQUE II - II

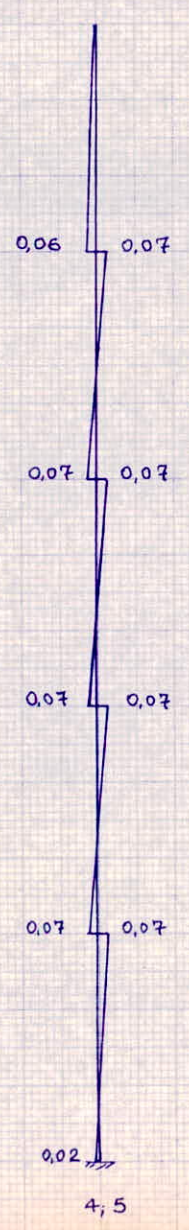
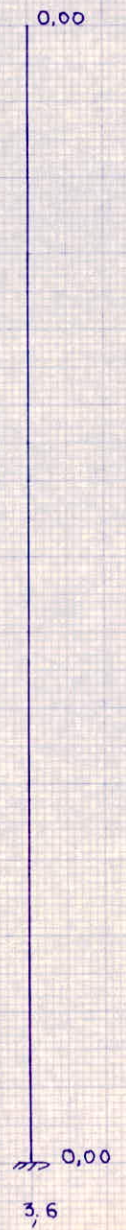
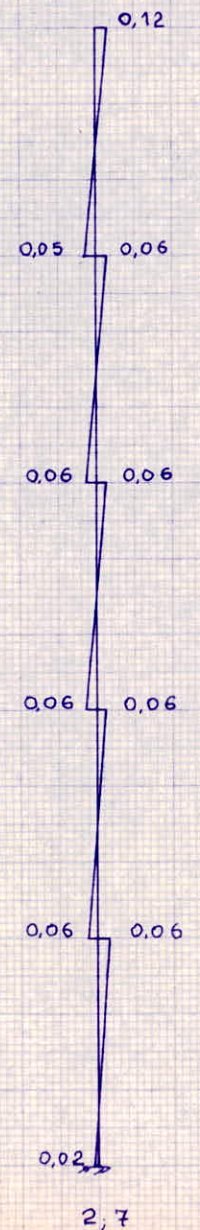
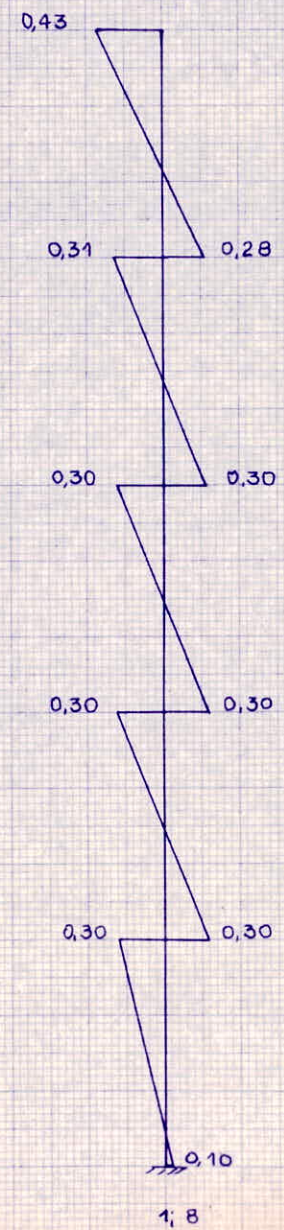
G+P+S_{IV} ↓

Moments dans les poteaux sous les charges verticales



G + P/5 PORTIQUE I-I

Moments dans les poteaux sous les charges verticales

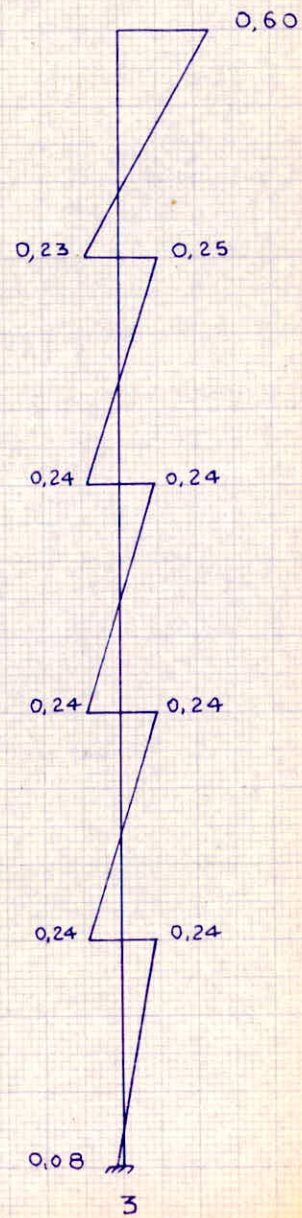
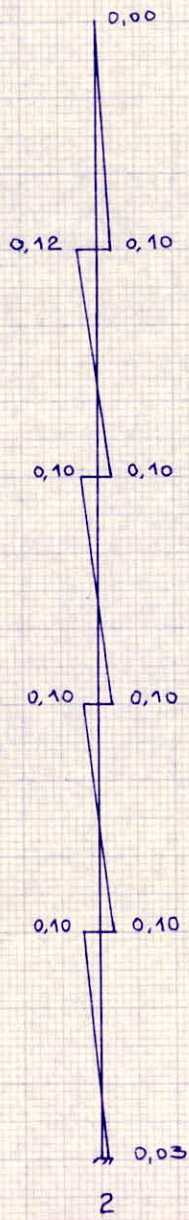
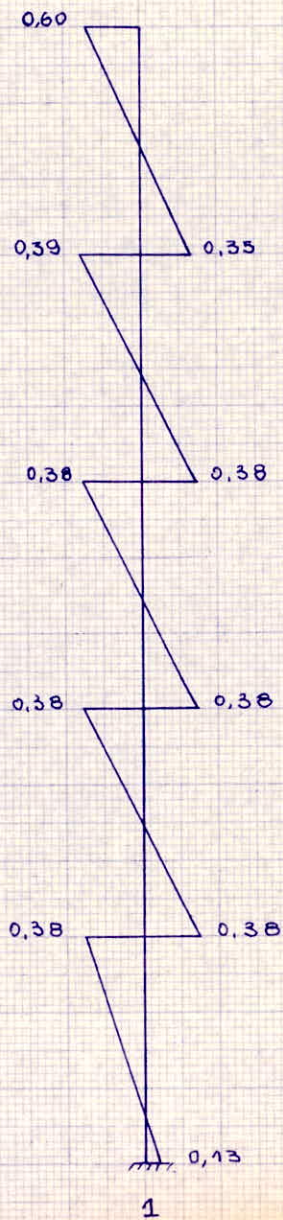


PORTIQUE II.II

Moments dans les poteaux sous les charges verticales

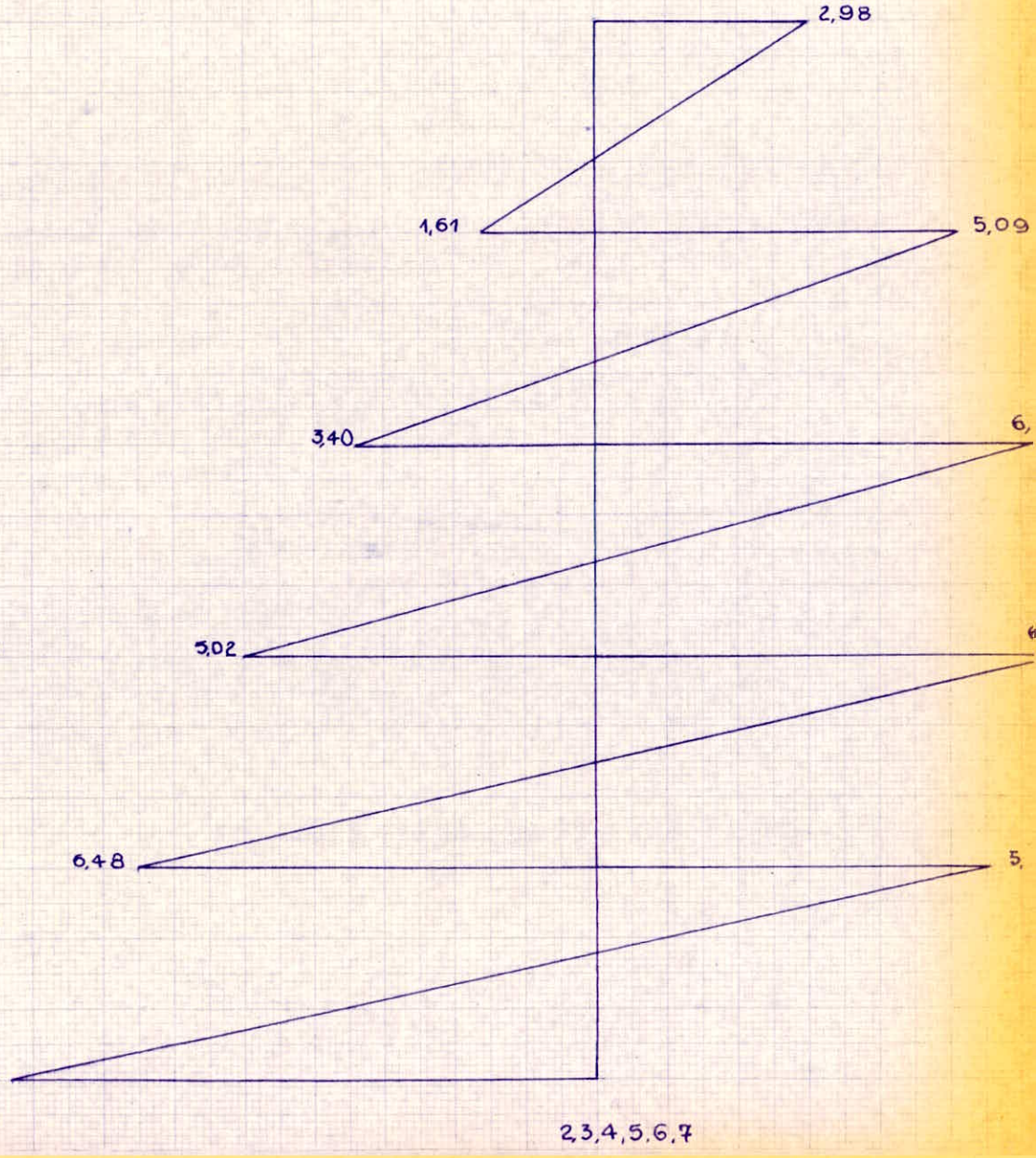
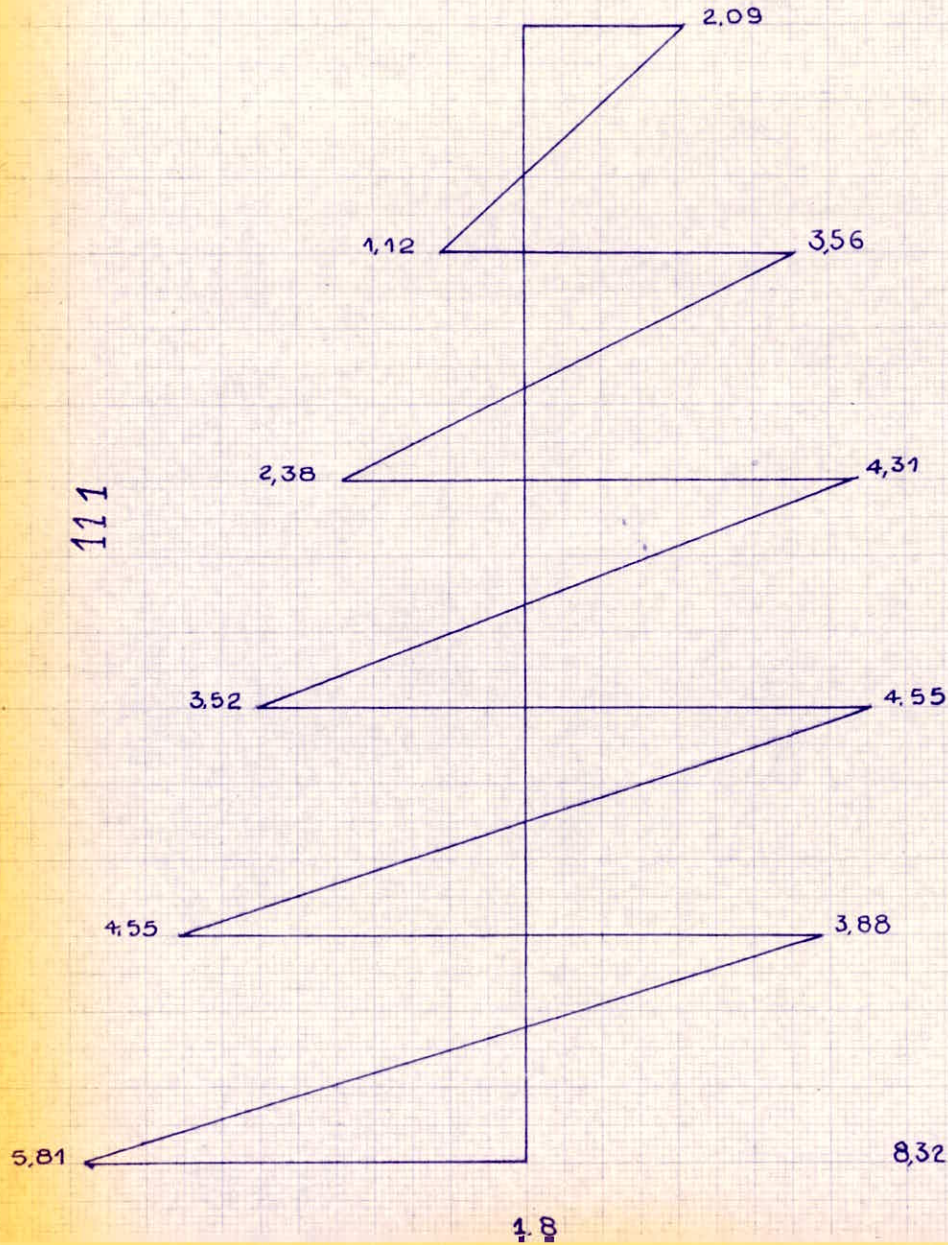
G+P/5

110



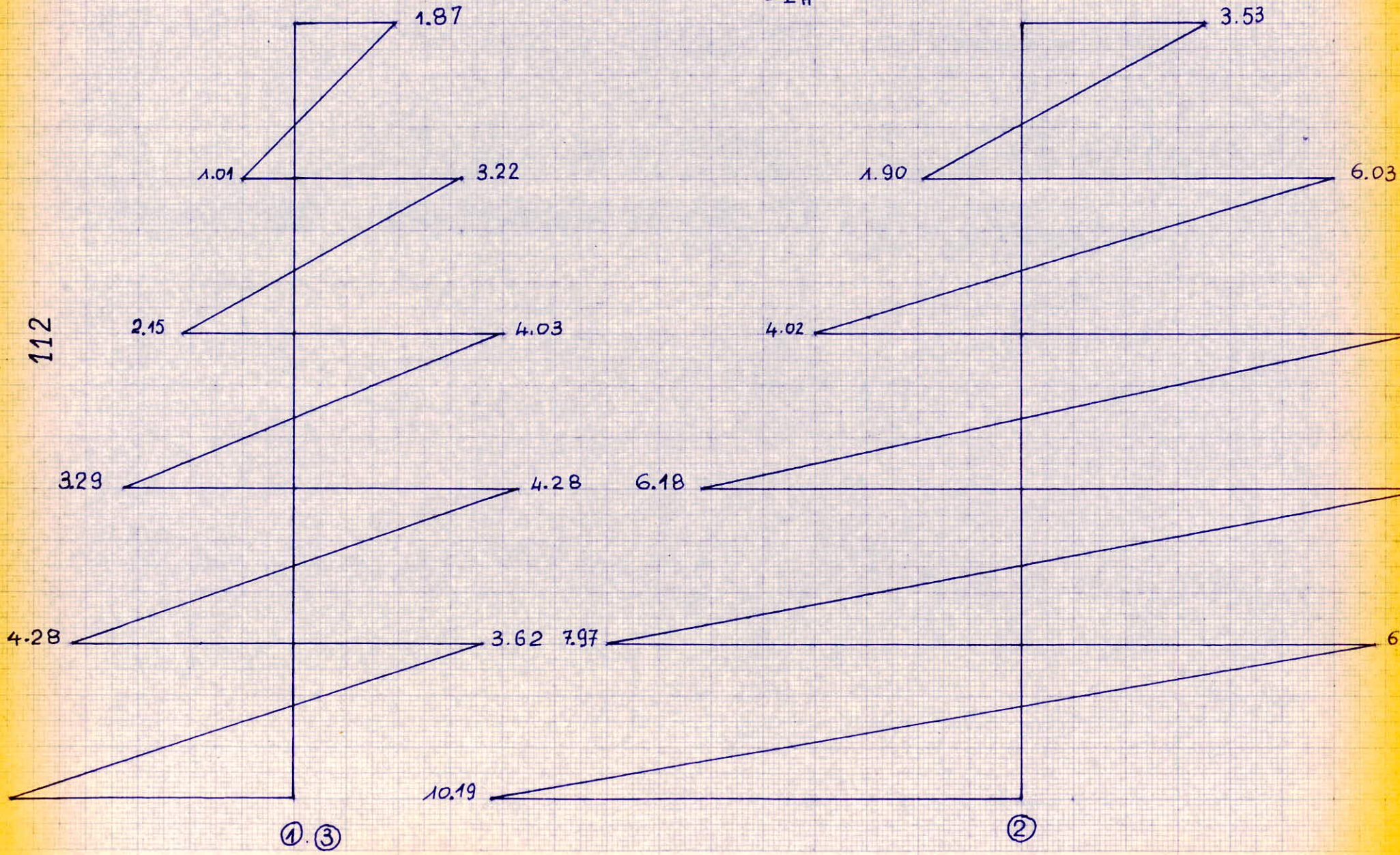
PORTIQUE I.I

SOUS SOLLICITATION S_{TH} \rightarrow



PORTIQUE II.II.

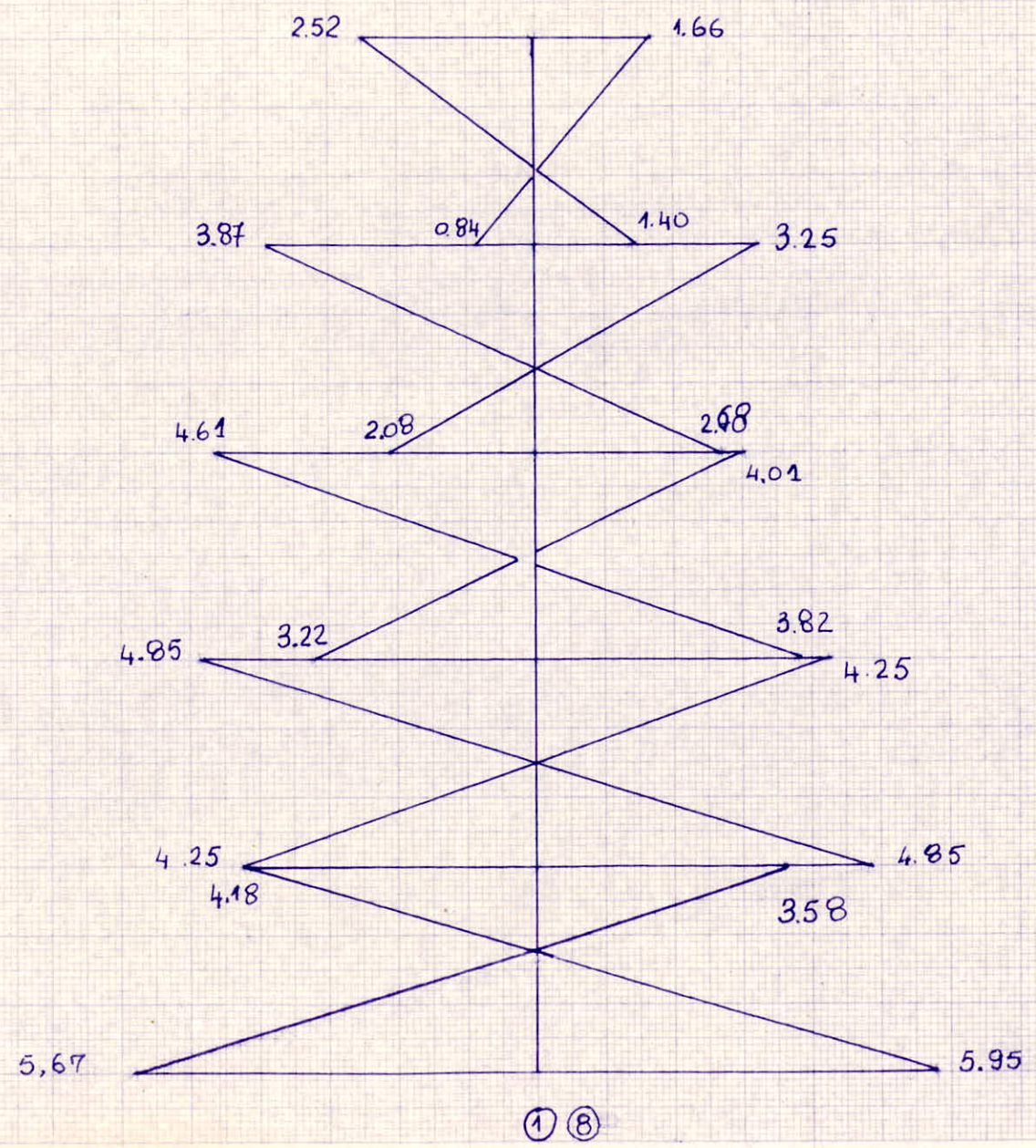
Sous sollicitation : \vec{S}_{IH}



112

PORTIQUE I I.

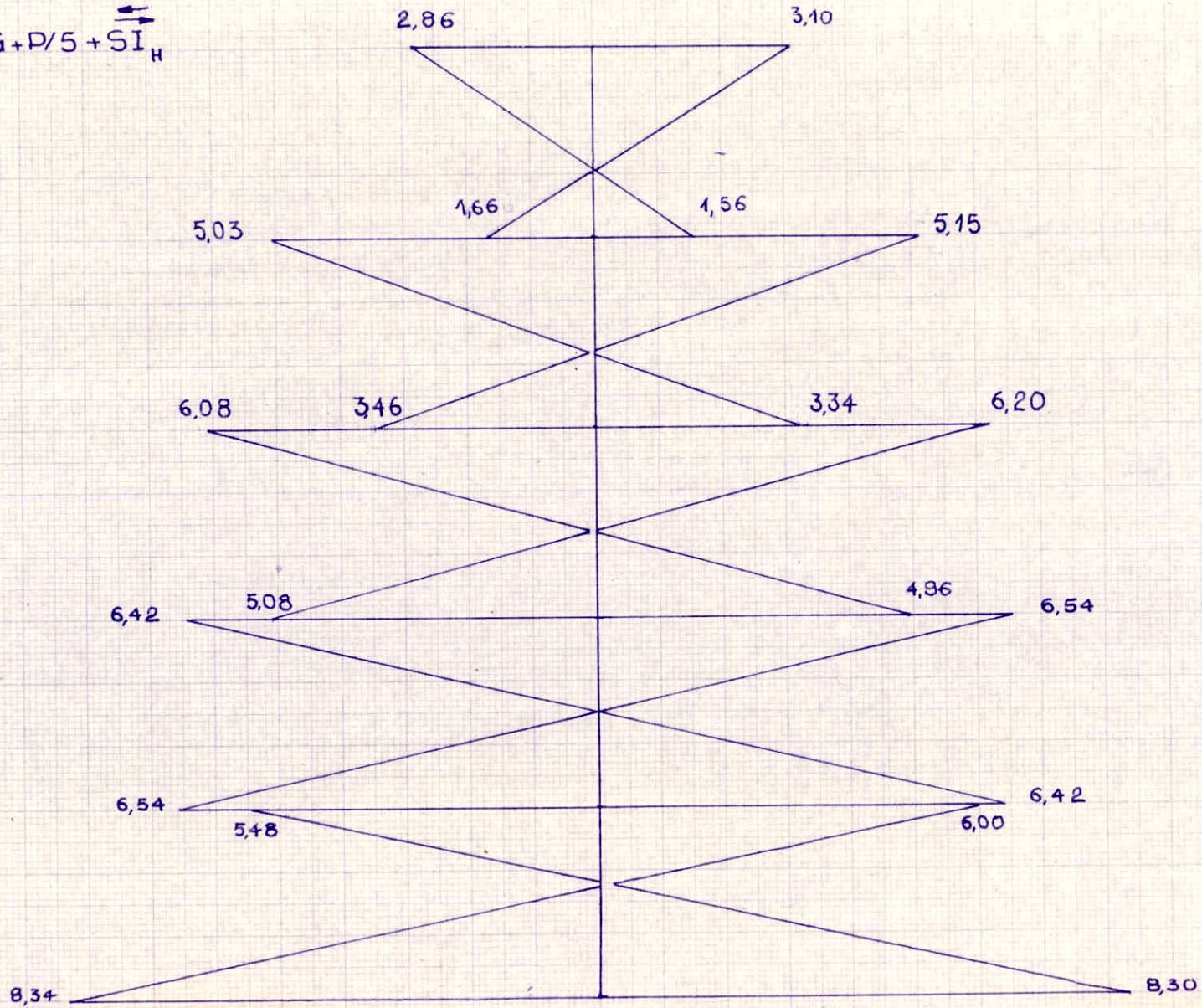
sous sollicitation: $G + \frac{P}{5} + \overleftrightarrow{S}_{IH}$



113

PORTIQUE I-I

$$G + P/5 + \overleftarrow{SI}_H$$

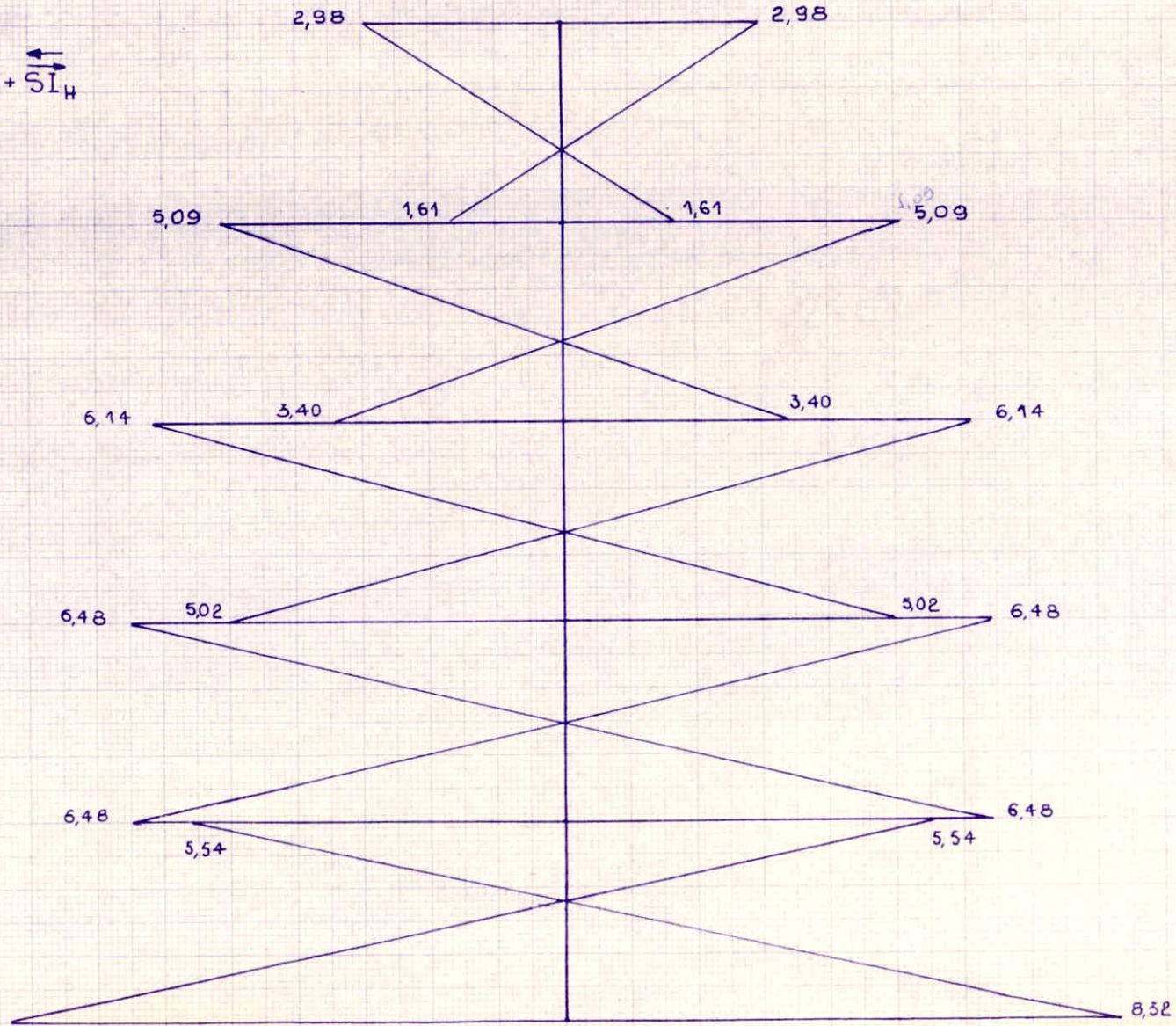


114

PORTIQUE I.I

SOUS

$$G+P/5 + \overleftarrow{S}I_H$$

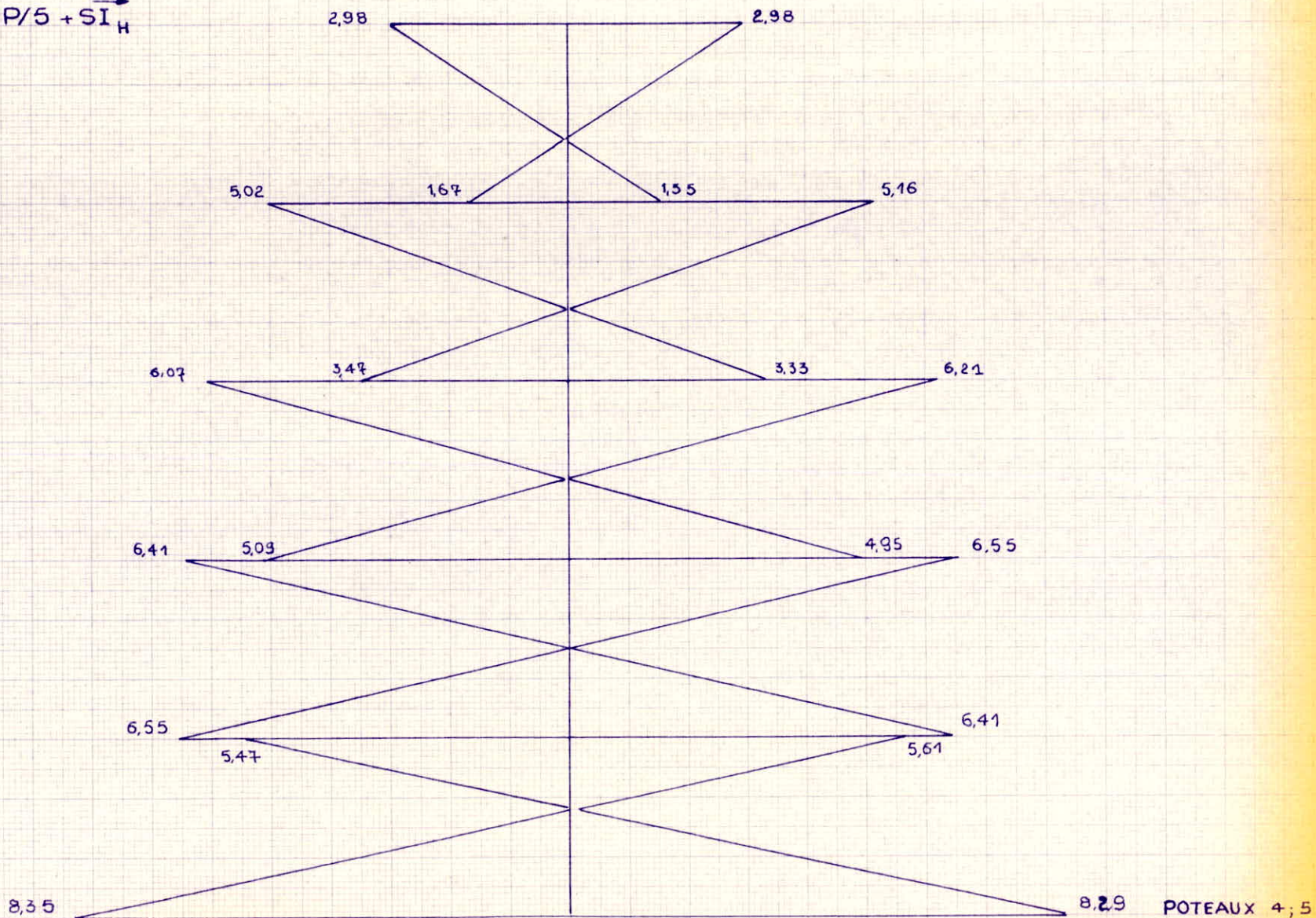


115

Poteaux 3,6

PORTIQUE I.I

$G + P/5 + S \overset{\leftarrow}{I}_H$

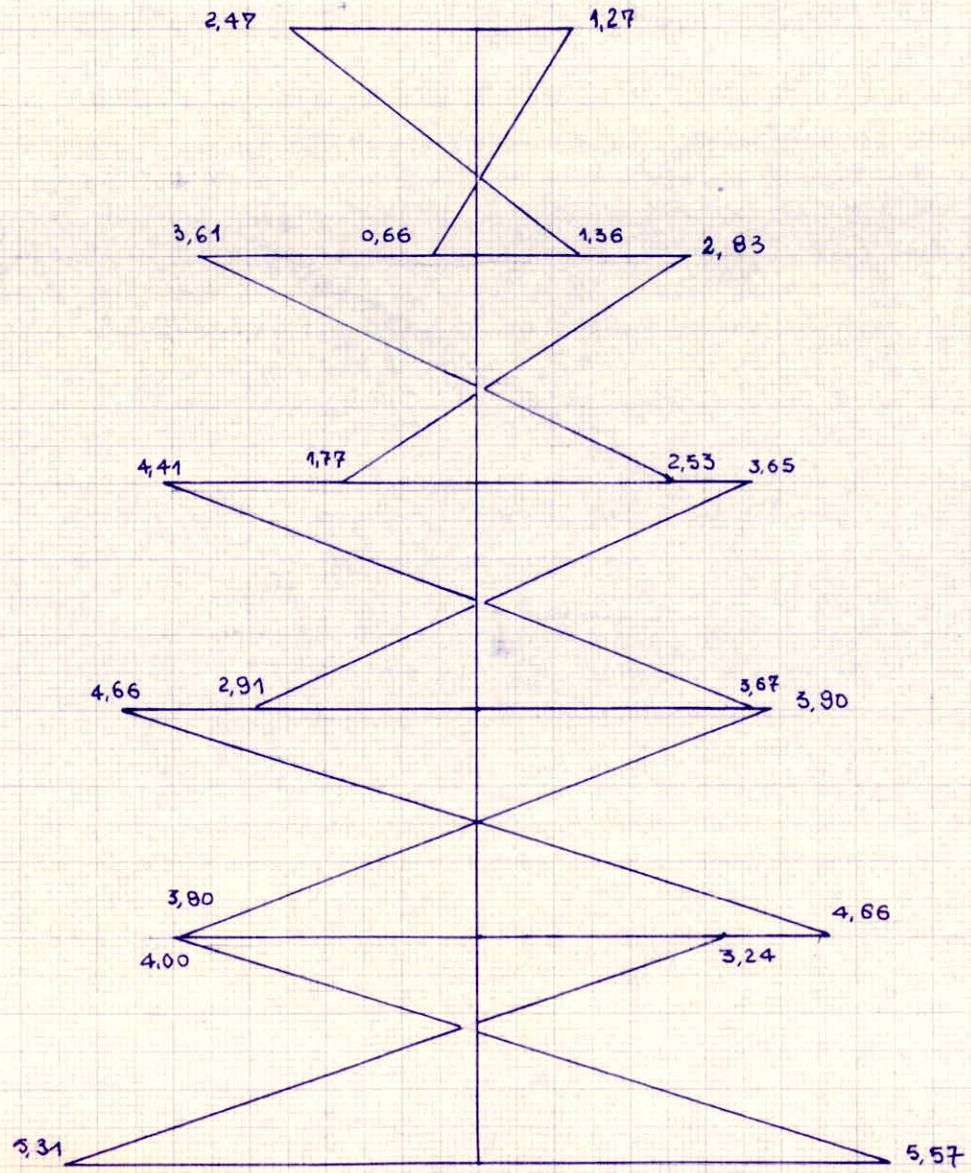


116

PORTIQUE II. II

$$G + P/5 + \overline{SI}_H$$

117

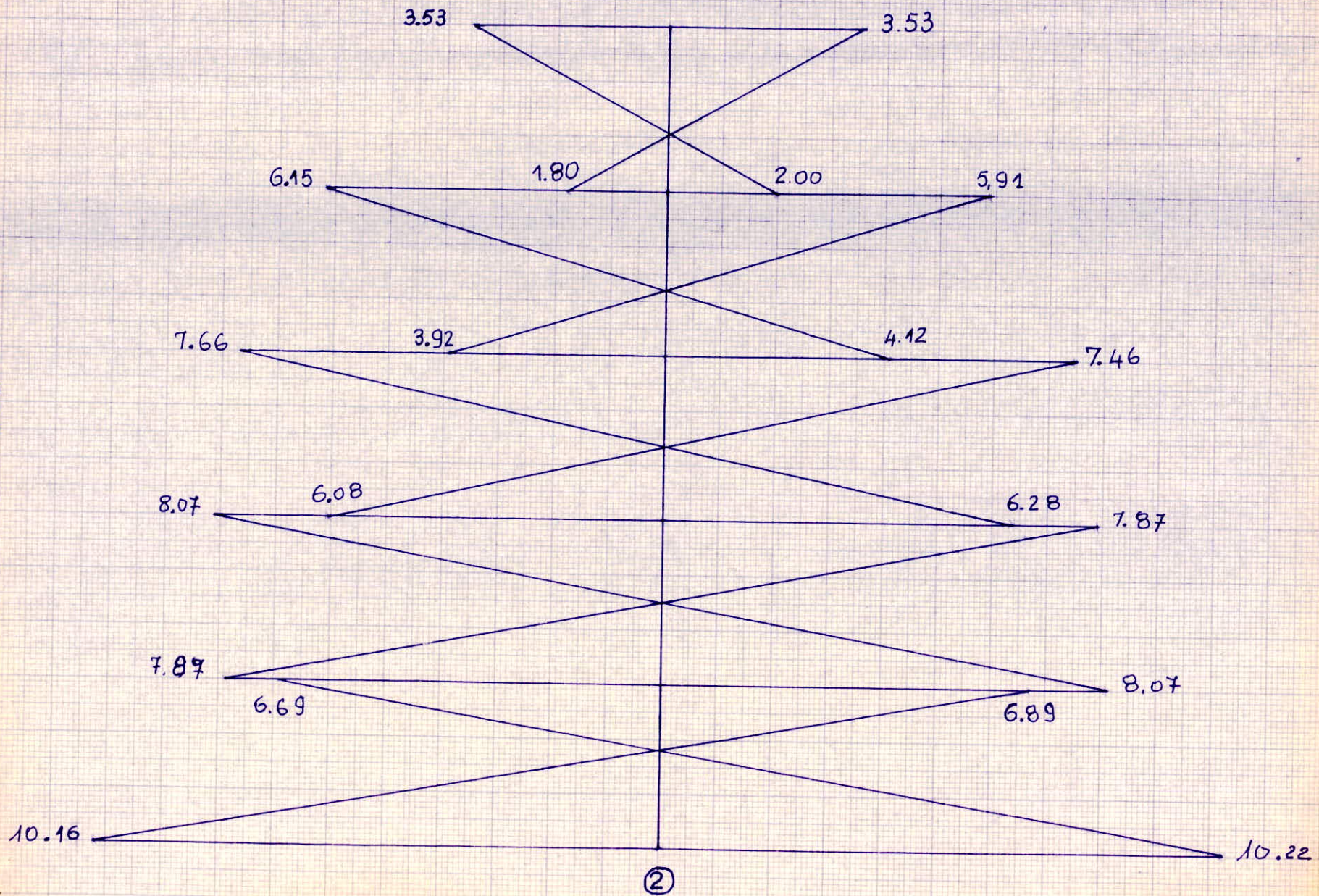


POTEAU 1

PORTIQUE II-II.

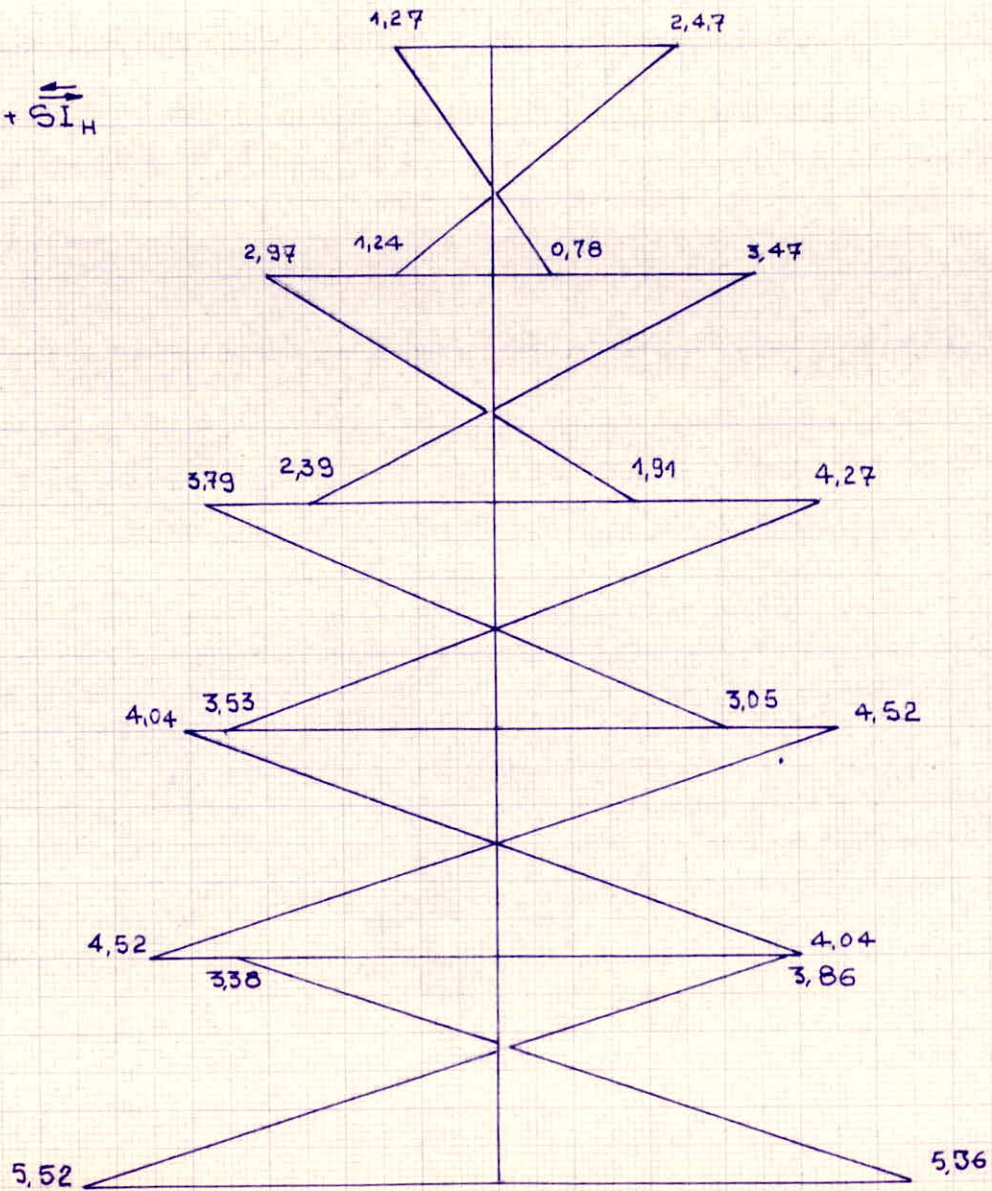
Sous sollicitation: $G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$

118



PORTIQUE II-II

$G+P/5 + \overleftrightarrow{SI}_H$



119

POTEAU 3

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

en tonnes

		$G + P + S I_V \downarrow$				$G + P/5 + S I_H \rightarrow$			
		1	2	3	4	1	2	3	4
Poteaux Niveau									
PORTIQUE I	I	5,73	9,99	9,55	9,55	5,70 3,40	7,33 7,71	7,19	7,19
	II	14,99	19,92	10,04	17,89	16,08 8,60	13,74 14,98	13,74	12,84
	III	23,94	29,20	27,93	25,66	27,57 12,69	19,96 22,44	20,29	18,46
	IV	32,64	37,95	36,30	32,96	39,42 16,02	26,05 30,03	26,84	24,11
	V	41,10	46,20	44,19	39,79	51,87 19,15	32,11 37,65	33,39	29,75
PORTIQUE II	I	7,43	11,15	7,43		7,34 4,90	8,16	4,90 7,34	
	II	18,00	22,24	19,17		19,07 11,11	15,58	14,71 20,24	
	III	28,19	32,47	30,53		32,06 16,06	23,00	20,82 34,39	
	IV	38,06	41,96	41,58		45,95 20,11	30,42	26,03 49,44	
	V	46,93	49,13	51,53		61,22 23,94	37,84	31,00 64,71	

FERRAILLAGE

DES PORTIQUES

Ferraillage des poutres.

* Armatures longitudinales.

L'effet le plus défavorable dans les poutres est obtenu sous la sollicitation : $G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{1H}$.

Les poutres sont soumises à la flexion simple car par simplification on ne fait état, dans les calculs, des efforts horizontaux (C.C.B.A - Annexe 15).

La détermination des armatures et la vérification des sections sont faites par la méthode de Charon.

• Nota :

pour simplification, lors de la vérification, on a jugé utile de déterminer, pour chaque niveau, les taux de travail maximum des aciers et du béton (σ_a et σ_b) dans la section la plus sollicitée. Les contraintes (σ_a, σ_b) dans les autres sections sont toutes inférieures à celles déterminées.

- Condition de non fragilité :

Dans toutes les sections des poutres des différents niveaux, la condition de la non fragilité est respectée :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_{en}}$$

- Effet des efforts tranchants :

Sur appui, la section A des aciers inférieurs doit satisfaire à la condition :

$$(1) A \geq \left(T + \frac{M}{z} \right) \frac{1}{\sigma_a} \quad \text{où } M \text{ est pris avec son signe.}$$

si $T + \frac{M}{z} < 0$: l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction et aucune vérification d'ancrage n'est nécessaire.

si $T + \frac{M}{z} > 0$: l'armature sera soumise à un effort de traction et A doit satisfaire à l'inégalité (1) et une vérification d'ancrage s'impose pour résister à l'effort de traction $T + \frac{M}{z}$.

Les sections d'acier longitudinal ont été choisies pour faciliter l'exécution (pratique) bien que cette méthode de procéder n'est pas la plus économique.

Toutes dispositions ont été prises pour assurer les conditions d'adhérence et résister aux effets des efforts tranchants.

* Armatures transversales.

des deux conditions d'utilisation des étriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne pour poutres soumises à la flexion simple:

$$\cdot \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b_0}' \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} \quad \text{: contrainte de cisaillement.}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_{b_0}' < \sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}_{b_0}' \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b.$$

sont vérifiées dans toutes les poutres des différents niveaux.

L'espacement admissible est donné par:

$$\cdot \bar{e} = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \quad \text{avec borne inférieure: } \bar{e} = 0,2 h.$$

L'espacement "t" des aciers transversaux est donné par:

$$\cdot t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{où } \bar{\sigma}_{at} \text{ est la contrainte admissible des armatures transversales qui est donnée par:}$$

des armatures transversales qui est donnée par:

$$\cdot \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_a = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \text{ car}$$

nos sections ne comportent pas de reprise de bétonnage (C C B A art: 25.11).

PORTIQUE I.I

Ferrailage poutres

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

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

Travées		1 - 2			2 - 3			3 - 4			4 - 4'			
		M_{og}	M_e	M_d	M_g	M_e	M_d	M_g	M_e	M_d	M_g	M_e	M_d	
I	$M_{t.m}$	-2,52	2,30	-3,38	-3,17	1,10	-3,00	-3,00	1,15	-3,00	-3,00	1,15	-3,00	
	h_{cm}	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	
	μ	0,0263	0,0240	0,0352	0,0330	0,01148	0,0313	0,0313	0,012	0,0313	0,0313	0,012	0,0313	
	E	0,9296	0,9324	0,9196	0,9219	0,9522	0,9237	0,9237	0,9510	0,9237	0,9237	0,9510	0,9237	
	k	56,0	59,0	47,2	49,0	89,5	50,5	50,5	87,0	50,5	50,5	87	50,5	
	A_{cm^2}	1,74	1,59	2,37	2,21	0,74	2,09	2,09	0,78	2,09	2,09	0,78	2,09	
	A_{dop}	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10
	σ_a	3150												
	σ'_b	66,47												
	II	$M_{t.m}$	-5,27	4,13	4,94	4,83	2,25	-4,70	-4,70	2,40	-4,56	-4,43	2,35	-4,43
h		37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	
μ		0,0549	0,0431	0,0515	0,0504	0,0234	0,0490	0,0490	0,0229	0,0475	0,0462	0,0245	0,0462	
E		0,9023	0,9120	0,9049	0,9057	0,9320	0,9067	0,9067	0,9338	0,9081	0,9091	0,9315	0,9091	
k		36,2	41,8	37,6	38	39,5	38,6	38,6	60,5	39,4	40	58	40	
A_{cm^2}		3,76	2,91	3,51	3,53	1,55	3,34	3,34	1,65	3,23	3,14	1,62	3,14	
A_{dop}		3T14	3T12	3T14	3T14	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12
σ_a kg/cm ²		4133												
σ'_b kg/cm ²		107,81												

PORTIQUE I.I

ferrailage poutres

TRAVÉES	1 - 2			2 - 3			3 - 4			4 - 4'			
	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	
III	M _{t.m}	-7,29	6,13	-6,36	-6,24	3,50	-6,12	-6,12	3,65	-5,98	-5,84	3,77	-5,84
	h _{cm}	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
	N	0,0760	0,0639	0,0663	0,0651	0,0765	0,0638	0,0638	0,0380	0,0624	0,0609	0,0393	0,0609
	E	0,8876	0,8954	0,8938	0,8947	0,9183	0,8956	0,8956	0,9167	0,8967	0,8977	0,9155	0,8977
	K	29,5	32,8	32,1	32,5	46,2	32,9	32,9	45,0	33,4	33,9	44,2	33,9
	A _{cm²}	5,29	4,41	4,58	4,49	2,45	4,40	4,40	2,56	4,29	4,19	2,65	4,19
	Adop	3T16	3T14	3T14	3T14	3T12	3T14	3T14	3T12	3T14	3T14	3T12	3T14
	σ _a kg/cm ²	4164											
	σ _b kg/cm ²	130,13											
IV	M _{t.m}	-8,67	7,51	-7,34	-7,22	4,49	-7,10	-7,10	4,63	-6,96	-6,82	4,75	-6,82
	h	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
	N	0,0904	0,0783	0,0765	0,0753	0,0468	0,0740	0,0740	0,0483	0,0726	0,0711	0,0435	0,0711
	E	0,8792	0,8861	0,8874	0,8881	0,9088	0,8889	0,8889	0,9074	0,8896	0,8906	0,9064	0,8906
	K	26,4	28,9	29,4	29,7	39,8	30,0	30,0	39,0	30,3	30,7	38,4	30,7
	A _{cm²}	6,35	5,45	5,32	5,23	3,18	5,14	5,14	3,28	5,03	4,93	3,37	4,93
	Adop	4T16	4T14	4T14	4T14	4T12	4T14	4T14	4T12	4T14	4T14	4T12	4T14
	σ _a kg/cm ²	3741											
	σ _b kg/cm ²	147											

PORTIQUE I-I

Ferrailage poutres

X Y Z	TRAVERSÉES	1 - 2			2 - 3			3 - 4			4 - 4'		
		M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d
V	M T.m	-9,03	7,87	-7,60	-7,48	4,75	-7,36	-7,36	4,89	-7,22	-7,08	6,01	-7,08
	h cm	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
	E	0,8771	0,8840	0,8856	0,8864	0,9064	0,8871	0,8871	0,9053	0,8881	0,8889	0,9042	0,8889
	N	0,09423	0,08212	0,07934	0,07805	0,04957	0,07680	0,07680	0,05103	0,07534	0,07388	0,05228	0,07388
	k	25,7	28,10	28,7	29,0	38,4	29,3	29,3	37,8	29,7	30,0	37,2	30,0
	A cm ²	6,63	5,73	5,52	5,53	3,37	5,34	5,34	3,48	5,23	5,13	3,57	5,13
	Audop	4T16	4T14	4T14	4T14	4T12	4T14	4T14	4T12	4T14	4T14	4T12	4T14
	σ _a kg/cm ²	3809											
	σ _b kg/cm ²	153,4											

PORTIQUE II-II

Ferraillage - poutres : en flexion simple : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Niveau	Travées	1 — 2			2 — 3		
		Mg	Me	Me	Mg	Me	Me
I	M	2,47	1,73	3,53	-3,53	1,73	-2,47
	N	0,02577	0,01905	0,03684	0,03684	0,01905	0,02577
	E	0,9301	0,9408	0,9180	0,9180	0,9408	0,9301
	K	56,5	69,5	46	46	69,5	56,5
	A	1,71	1,18	2,47	2,47	1,18	1,71
	A adopté	2T14	2T10	2T14	2T14	2T10	2T14
	R	37	37	37	37	37	37
	Taux de travail	$\bar{\sigma}_a$	3404				
	$\bar{\sigma}_b$	84,85					
II	M	-5,00	3,60	-4,93	-5,20	2,87	-5,87
	h	37	37	37	37	37	37
	N	0,05218	0,03757	0,05145	0,05426	0,02995	0,06125
	E	0,9042	0,9172	0,9049	0,9027	0,9254	0,8975
	K	37,2	45,4	37,60	36,40	52	33,8
	A	3,56	2,53	3,51	3,71	2,00	4,21
	A adopté	3T14	3T12	3T14	3T14	3T12	3T14
	Taux de travail	$\bar{\sigma}_a$	3843				
	$\bar{\sigma}_b$	120					

PORTIQUE II - II

Ferrailage - poutres en flexion simple : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Niveau	Travée	1 - 2			2 - 3		
		M_g	M_r	M_d	M_g	M_r	M_d
III	M	-7,01	5,53	-6,80	-7,00	4,67	-7,87
	h	37	37	37	37	37	37
	μ	0,07315	0,05771	0,07096	0,07305	0,04873	0,0816
	ϵ	0,8894	0,9000	0,8908	0,8894	0,9071	0,8843
	K	30,2	35	30,8	30,2	38,8	28,2
	A	5,07	3,95	4,91	5,06	3,31	5,73
	A adopté	3T16	3T14	3T16	3T16	3T14	3T16
	Taux de travail	σ_a	4001				
σ'_b		147					
IV	M	-8,27	6,83	-8,00	-8,27	6,00	-9,20
	h	37	37	37	37	37	37
	μ	0,0863	0,07127	0,08348	0,0863	0,06261	0,0960
	ϵ	0,8815	0,8906	0,8832	0,8815	0,8965	0,8762
	K	27,2	30,7	27,8	27,2	33,3	25,4
	A	6,04	4,93	5,83	6,04	4,31	6,76
	A adopté	2T16 + 1T20	3T16	2T16 + 1T20	2T16 + 1T20	3T16	2T16 + 1T20
	Taux de travail	σ_a	3973				
σ'_b		162,29					

PORTIQUE II-II.

ferraillage - poutre en flexion simple : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Niveau	Travée	1 - 2			2 - 3		
		M _g	M _t	M _d	M _g	M _t	M _d
V	M	-8,73	7,33	-8,40	-8,60	6,33	-9,53
	h	37	37	37	37	37	37
	μ	0,0911	0,07649	0,08766	0,08974	0,06605	0,09945
	ϵ	0,8789	0,8874	0,8807	0,8795	0,8941	0,8744
	K	26,3	29,4	26,9	26,50	32,2	24,80
	A	6,39	5,63	6,14	6,29	4,56	7,01
	A adopté	2T16 + 1T20	3T16	2T16 + 1T20	2T16 + 1T20	3T16	2T16 + 1T20
	$\bar{\sigma}_a$	4118					
	$\bar{\sigma}'_b$	168					

Calcul des armatures transversales.

- acier : nuance Fe 22 ; $\phi 8$ avec $\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$.
- $A_r = 8,01 \text{ cm}^2$ pour portique I-I.
- $A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ pour portique II-II.

	Travées	1 — 2		2 — 3		3 — 4		4
		$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{2}$
Portique I-I.	T_t	7,24	7,88	6,82	6,74	6,82	6,73	5,88
	σ_b	8,83	9,61	8,31	9,44	8,31	8,20	7,17
	E_{cm}	26,3	25,3	26,96	25,53	26,96	27,1	28,41
	ρ_a	0,89	0,88	0,90	0,88	0,90	0,89	0,90
	q_{ar}	1958	1936	1980	1976	1980	1958	1980
	t_{cm}	17,84	16,20	19,15	18,94	19,15	19,19	22,21
	espacement cm	1(8); 2(16); 2(20); 3(25)	1(8); 2(16) 2(20); 3(25)	1(8); 2(16); 2(20); 3(25)	1(8); 2(16) 2(20); 3(25)	1(8); 2(16) 2(20); 3(25)	1(8); 2(16) 2(20); 3(25)	1(8); 2(16) 2(20); 3(25)
Portique II-II	T_t	7,85	8,00	7,79	8,06			
	σ_b	9,57	9,75	9,50	9,83			
	E_{cm}	25,36	25,13	25,45	25,03			
	ρ_a	0,88	0,88	0,88	0,88			
	q_{ar}	1976	1976	1976	1976			
	t_{cm}	12,14	11,91	12,23	11,82			
	espacement cm	1(6); 2(11) 1(13); 2(16) 1(20); 2(25)	1(5); 2(11) 2(13); 2(16) 1(20); 2(25)	1(6); 2(11); 1(13); 2(16); 1(20); 2(25);	1(5); 2(11) 2(13); 2(16) 1(20); 2(25)			

Ferraillage des Poteaux

La détermination des sections d'aciers longitudinaux a été faite par la méthode de Charon en flexion composée ramené à la flexion simple. Par simplification on a pas fait état des efforts tranchants dans les poteaux (voir C.C.B.A A15)

Cette méthode donne des résultats satisfaisants, toutefois pour les faibles excentricité (e_c) les sections d'aciers obtenus sont élevées, pour ces cas on s'est donné des sections d'aciers égales à celles des poteaux du niveau immédiatement inférieur, ensuite on a procédé à leur vérification par la méthode dite exacte exposée dans le Cours de béton 3 par M^r Bonneville.

Il est à noter que le calcul des armatures a été mené dans les 4 sens, mais pour des raisons constructive nous avons jugé utile de ferrailer symétriquement.

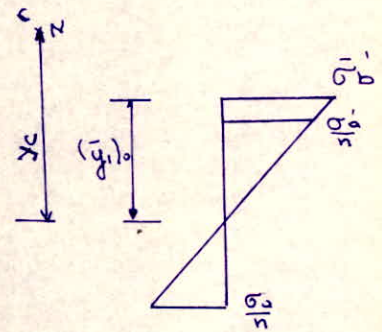
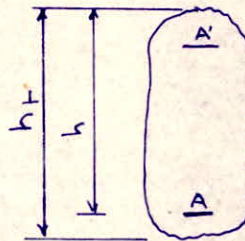
Vérifications

Méthode utilisée est celle dite exacte exposée en Cours de béton 3 par M^r Bonneville.

Nous nous proposons de donner un exemple de vérification.

Portique I-I
poteau (4)
Niveau III

$$\begin{aligned} M &= 6,07 \text{ T.m} \\ N &= 18,46 \text{ T} \\ e_0 &= 32,88 \text{ cm} \\ h &= 22,50 \text{ cm} \\ d &= d' = 2,5 \text{ cm} \\ \sigma_a &= 4,17 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_b' &= 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



Section partiellement comprimée.

$$(\bar{y}_1)_0 = h \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_a + \bar{\sigma}_b'} = 22,5 \times \frac{205,5}{\frac{4200}{15} + 205,5} = 9,52 \text{ cm}$$

$$y_1 = h + \frac{S_A \gamma_c - I_A}{B \gamma_c - S_A} = 22,5 + \frac{29,9 \times 14880,6 - 208753}{29,9 \times 510,6 - 14880,6} \cdot y_1 \text{ ainsi trouvé étant trop élevé on se donne donc}$$

$$(\bar{y}_1)_0 = 9,75 \text{ auquel correspond } \begin{cases} I_A = 151959,38 \\ S_A = 8259,75 \\ B = 520,60 \\ \gamma_c = 30,13 \end{cases}$$

$$y_2 = 22,5 + \frac{30,13 \times 8259,75 - 151959,38}{30,13 \times 528,6 - 8259,75} = 9,86$$

$$y_2 = 9,86 \text{ auquel correspond } \begin{cases} I_A = 152668,50 \text{ cm}^4 \\ S_A = 8315,61 \text{ cm}^3 \\ B = 533 \text{ cm}^2 \\ y_c = 30,24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_3 = 22,5 + \frac{30,24 \cdot 8315,61 - 152668,50}{30,24 \cdot 533 - 8315,61} = 9,84$$

$$y_3 = 9,84 \text{ cm auquel correspond } \begin{cases} I_A = 152540,48 \\ S_A = 8305,49 \\ B = 532,20 \\ y_c = 30,22 \end{cases}$$

$$y_4 = 22,5 + \frac{30,22 \times 8305,49 - 152540,48}{30,22 \times 532,20 - 8305,49} = 9,84 \text{ cm}$$

La valeur ainsi cherchée $y_4 = 9,84 \text{ cm}$ est trouvée avec 3 itérations

$$I_1 = I_A - 2(h-y_4)S_A + (h-y_4)^2 B$$

$$= 152540,48 - 2(22,5 - 9,84)8305,49 + (22,5 - 9,84)^2 532,20 = 27544,15 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N y_c}{I_1} = \frac{18460 \times 30,22}{27544,15} = 20,25$$

$$\sigma'_b = K y_4 = 20,25 \times 9,84 = 199,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = n K y_4 = 15 \times 20,25 \times 9,84 = 2988,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma_a = n K (h - y_4) = 15 \cdot 20,25 (22,5 - 9,84) = 3845,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Nota: Seule la valeur maximal $[\max(\sigma_a, \sigma'_a)]$ est portée sur le tableau
 étant donné que $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Portique I-I

Ferrailage poteau en flexion composée.

 $b = 35 \text{ cm}$
 $h = 22,5 \text{ cm}$
 $e_0 = 4,17 \text{ cm}$

Poteau ①

Niveaux	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
	M_{tm}	2,52	1,66	3,87	3,25	4,61	4,01	4,85	4,25	4,18
N_t	5,70	3,40	16,08	8,60	27,57	12,69	39,42	16,02	51,87	19,15
e_0	44,21	48,82	24,07	37,79	16,72	31,60	12,30	26,53	8,06	18,69
δ	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,59	0,6	0,49	0,6
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	202,07	205,5	167,83	205,5
σ'_c	3,09	2,00	4,03	4,11	7,37	5,28	8,79	5,85	9,37	5,50
μ	0,06228	0,04031	0,08123	0,08284	0,1486	0,1064	0,1772	0,1179	0,1889	0,1109
σ'_b	125,75	96,33	148,41	150,54	* 221,05	177,22	* 250,00	189,19	* 262,50	181,82
k					20,44		20,78		25,03	
$y_1 = \alpha h$					9,53		9,43		8,44	
σ'_d					2273,8		2248,48		1771,7	
M_0					6,62		6,45		4,88	
ΔM					0,75		2,34		4,49	
A'_{cm^2}					1,65		5,25		12,67	
A_{cm^2}	2,29	1,50	0,99	2,88	2,51	3,34	1,33	3,34	0,00	2,14
A adopté	3T12	3T12	3T14	3T14	3T14	3T14	3T16	3T16	3T16	3T16
Taux de Travail de l'acier et béton										
σ'_0 kg/cm^2	2891,95		2862		3151		2539		1767	
σ'_b kg/cm^2	109,10		157,30		167,65		163,81		141,39	

PORTIQUE I-I.

Ferrailage poteau en flexion composée:

 $b = 40 \text{ cm}$ $h = 22,5 \text{ cm}$ $E_g = 4,17 \text{ cm}$

Poteau ②

Niveau	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
	M_{tm}	2,56	3,10	5,03	5,15	6,08	6,20	6,42	6,54	5,48
N_t	7,33	7,71	13,74	14,78	19,96	22,44	26,05	30,03	32,11	37,65
e_0	39,02	40,24	36,61	34,38	30,46	27,63	24,64	21,76	17,07	15,94
S	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
$c'G$	3,59	3,87	6,40	6,65	8,08	8,44	9,03	9,54	8,69	9,77
μ	0,06332	0,06825	0,1129	0,1173	0,1425	0,1489	0,1593	0,1683	0,1533	0,1723
σ'_b	126,89	132,91	184,21	189,19	* 215,38	* 222,22	* 232,04	* 241,38	* 225,81	* 245,61
K					20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44
$y_1 = \alpha h$					9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
σ'_a					2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8
M_0					7,57	7,57	7,57	7,57	7,57	7,57
ΔM					0,51	0,87	1,46	1,97	1,12	2,20
A'_{cm^2}					1,12	1,91	3,21	4,33	2,46	4,84
A_{cm^2}	2,49	2,75	4,53	4,56	5,20	5,04	4,88	4,54	3,03	2,90
A adopte'	3T12	3T12	3T14	3T14	3T14	3T14	3T16	3T16	3T16	3T16
Vérifications Taux de travail Acier, Béton										
$\sigma'_a(\sigma_a)$ kg/cm ²	3522		4049		2705		2719		2343,85	
σ'_b kg/cm ²	130,47		191		177,77		181,28		156,26	

Portique I-I.

Ferraillage - poteau en flexion composée:

$b = 40$

$h = 22,5$

$e_c = 4,17.$

Poteau (3)

Niveau	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
	M_{tm}	2,98	2,98	5,09	5,09	6,14	6,14	6,48	6,48	5,54
N_t	7,19	7,19	13,74	13,74	20,29	20,29	26,84	26,84	33,39	33,39
e_0	41,45	41,45	37,05	37,05	30,26	30,26	24,14	24,14	16,59	16,59
S	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
σ'_b	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
σ_c	3,70	3,70	6,46	6,46	8,17	8,17	9,16	9,16	8,88	8,88
μ	0,06526	0,06526	0,1139	0,1139	0,1441	0,1441	0,1616	0,1616	0,1566	0,1566
σ'_b	129,23	129,23	185,02	185,02	* 216,49	* 216,49	* 234,64	* 234,64	* 229,51	* 229,51
K					20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44
$y_1 = \alpha h$					9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
σ'_d					2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8
M_0					7,57	7,57	7,57	7,57	7,57	7,57
ΔM					0,6	0,6	1,59	1,59	1,32	1,32
A'_{cm^2}					1,32	1,32	2,10	2,10	2,88	2,88
A_{cm^2}	2,66	2,66	4,61	4,61	5,22	5,22	4,84	4,84	2,95	2,95
A adopte	3T12	3T12	3T14	3T14	3T14	3T14	3T16	3T16	3T16	3T16
Vérifications des Taux de Travail Acier & Béton.										
σ'_0 σ_a	3757		4160		2993,74		2765,5		2144	
σ'_b	135,66		188,6		199,58		184,34		143	

Portique I-I.

Ferrailage - poteau en flexion composée:

 $b = 40 \text{ cm}$
 $h = 22,5 \text{ cm}$
 $e_G = 4,17 \text{ cm}$

Poteau (4)

Niveau	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
	M_{tm}	2,98	2,98	5,02	5,16	6,07	6,21	6,41	6,55	5,47
N_t	7,19	7,19	12,84	12,84	18,46	18,46	24,11	24,11	29,76	29,76
e_0	41,45	41,45	39,10	40,19	32,88	33,64	26,59	27,17	18,38	18,85
S	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
c^*e	3,70	3,70	6,30	6,44	7,92	8,06	8,82	8,86	8,45	8,59
μ	0,06526	0,06526	0,11111	0,1136	0,1397	0,1422	0,1556	0,1563	0,1490	0,1515
σ'_b	129,3	129,3	181	185	* 212,12	* 215,38	* 228,26	* 229,51	* 222,22	* 224,6
k					20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44
$y_i = \alpha h$					9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
σ'_d					2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8	2273,8
M_0					7,57	7,57	7,57	7,57	7,57	7,57
ΔM					0,35	0,49	1,25	1,29	0,88	1,02
A'_{cm^2}					0,77	1,08	2,75	2,84	1,94	2,24
A_{cm^2}	2,66	2,66	4,62	4,90	5,36	5,53	5,09	5,14	3,30	3,47
A_{adopte}	3T12	3T12	3T14	3T14	3T14	3T14	3T16	3T16	3T16	3T16
Taux de travail de l'acier et du Béton										
$\sigma'_a (\sigma_a)$ kg/cm ²	3757		4120		3845,48		2755,15		2853,44	
σ'_a	135,65		177,6		199,29		183,68		156,9	

PORTIQUE II - II

Ferrailage poteaux en flexion composée

Poteau 1

 $e_0 = 5,83 \text{ cm}$ $h = 32,5 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$

NIVEAUX	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →		
	$M_{t.m}$	2,47	1,27	3,61	2,83	4,41	3,65	4,66	3,90	4,00	3,24
N_t	7,34	4,90	19,07	11,11	32,06	16,06	45,95	20,11	61,22	23,94	
$e_0 \text{ cm}$	33,65	25,42	18,93	26,45	13,76	22,73	10,14	19,59	6,53	13,53	
δ	0,6	0,6	0,6	0,6	0,54	0,6	0,47	0,6	0,41	0,53	
$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm^2	205,5	205,5	205,5	205,5	184,95	205,5	160,98	205,5	140,43	181,53	
\overline{M}_t $t.m$	3,57	2,01	6,47	4,50	9,22	6,06	11,55	6,92	13,18	6,83	
μ	0,04828	0,02719	0,08751	0,06086	0,12470	0,08196	0,15620	0,09359	0,17830	0,09238	
σ'_b kg/cm^2	107,69	76,36	156,13	123,89	* 195,35	149,47	* 229,51	162,79	* 251,50	161,54	
k					22,71		26,09		29,91		
$y_1 = ah$					12,93		11,86		10,86		
σ'_a					223,85		190,57		162,15		
M_0					8,43		6,81		5,5		
ΔM					0,79		4,74		7,68		
$A' \text{ cm}^2$					1,18		8,29		15,40		
A	1,13	0,42	0,84	1,03	0,11	1,20	0,00	0,99	0,00	0,00	
Adopt	2T12	2T12	2T14	2T14	2T14	2T14	2T16	2T16	2T16	2T16	
σ'_a $\sigma'_a \text{ kg/cm}^2$	2180		1917		1988		1798		1586		Vérifications des taux de travail acier, béton
σ'_b kg/cm^2	83,87		136,9		116,95		146,25		114,24		

PORTIQUE II. II

Ferraillage poteaux

 $e_g = 6,67 \text{ cm}$
 $h = 37,50 \text{ cm}$
 $b = 25,00 \text{ cm}$

Poteau 2

NIVEAUX	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
M t.m	3,53	3,53	6,15	5,91	7,66	7,46	8,07	7,87	6,69	6,89
N t	8,16	8,16	15,58	15,58	23,00	23,00	33,44	33,44	37,84	37,84
$e_0 \text{ cm}$	43,26	43,26	39,47	37,93	33,30	32,43	24,13	23,53	17,68	18,21
δ	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,57	0,57
$\bar{\sigma}_b'$ kg/cm ²	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	195,23	195,23
σ_b	4,96	4,96	8,88	8,64	11,69	11,49	13,90	13,72	13,31	13,51
μ	0,05039	0,05039	0,09021	0,08777	0,11880	0,11670	0,14120	0,13940	0,13520	0,13730
σ_b' kg/cm ²	110,53	110,53	159,09	156,13	190,05	188,34	* 214,29	* 212,12	* 207,92	* 210,00
k							20,44	20,44	21,51	21,51
$y_1 = ah$							15,89	15,89	15,41	15,41
σ_a' kg/cm ²							2597,53	2587,80	2453,3	2453,3
M_0 t.m							13,14	13,14	12,17	12,17
ΔM t.m							0,76	0,58	1,14	1,34
A' cm ²							0,84	0,64	1,33	1,56
A cm ²	1,53	1,53	2,70	2,52	3,10	2,95	2,29	2,17	0,73	0,96
A adopté	2T12	2T12	2T14	2T14	2T14	2T14	2T16	2T16	2T16	2T16

Verifications des Taux de travail Acier, béton

σ_a' kg/cm ²	2895	4170	3956	2218	1694,56
σ_b' kg/cm ²	94,93	166,81	172	147,9	112,97

PORTIQUE II-II

Ferrailage des poteaux

Poteau 3

$$e_a = 5,83 \text{ cm}$$

$$h = 32,5 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

NIVEAU	← I →		← II →		← III →		← IV →		← V →	
M t.m	1,27	2,47	2,97	3,47	3,79	4,27	4,04	4,52	3,38	3,86
N _t	4,90	7,34	14,71	20,24	20,82	34,39	26,03	49,44	31,00	64,71
e _o cm	25,92	46,25	20,19	17,14	15,32	12,42	15,52	9,14	10,92	5,97
δ	0,6	0,6	0,6	0,59	0,56	0,51	0,57	0,46	0,49	0,40
$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	205,5	205,5	205,5	202,08	191,8	174,68	195,23	157,55	167,83	137
M _b t.m	2,01	3,57	5,18	6,51	6,91	9,43	7,94	11,94	8,03	13,57
μ	0,02719	0,04828	0,07006	0,08805	0,09346	0,1075	0,1074	0,1615	0,1086	0,1035
σ_b kg/cm ²	76,36	107,69	135,48	156,72	162,79	* 200,00	177,97	* 234,64	* 179,49	* 256,1
k						24,04		26,66	25,03	30,66
y ₁ = αh						12,50		11,72	12,19	10,69
σ_0 kg/cm ²						2096,10		1859,10	2001,16	1574,41
M ₀ t.m						7,73		6,60	7,27	5,30
ΔM t.m						1,70		5,34	0,76	8,33
A cm ²						2,70		9,75	1,27	17,42
A cm ²	0,42	1,13	0,76	0,60	0,81	0,00	0,48	0,00	0,00	0,00
A _{adoptée}	2T12	2T12	2T14	2T14	2T16	2T16	2T16	2T16	2T16	2T16
Vérifications des Taux de Travail Acier & Béton										
σ_a ou σ'_a kg/cm ²	2143		1893,		2113		1294		1213	
σ'_b kg/cm ²	82,46		137,21		186,86		86,15		80,9	

ETUDE DES POTEAUX SOUS LE REZ DE CHAUSSEE

Ils seront calculés en compression simple, vu qu'on a un ensemble rigide formé par les murs extérieurs et les murs intérieurs - du sous-sol entourant (tous en voile) les poteaux.

En effet les moments seront ainsi repris par ces éléments en voile (murs). Les poteaux seront donc calculés en compression simple comme il est prescrit dans l'article 32.1 CCBA 68.

Détermination des armatures longitudinales

$$a) A_{L \min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

* θ_1 : Coefficient qui tient compte de la possibilité d'excentricité de la charge. Dans le cas de poteaux supportant un plancher nervré ou non il prend les valeurs:

Poteau d'angle	$\theta_1 = 1,8$
Poteau de rive	$\theta_1 = 1,4$
autres	$\theta_1 = 1$

* θ_2 Coefficient numérique = $1 + \frac{L_c}{4a - 2c}$ L_c : longueur de flambement
 a : plus petite dimension transversale
 c : Enrobage des armatures.

$$L_c = 0,7 L_0 \text{ (bâtiments à étage multiple)}$$

$L_c < 14,4 a$ dans les poteaux ne sont pas soumis au flambement

* θ_3 Coefficient tenant compte de la nuance des aciers longitudinaux

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{eu}} = 1,51 \quad \sigma_{eu} = 4200 \quad F_{cE} 40$$

$$b) A_{L \text{ résistant}} \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) \quad B: \text{section du béton}$$

$$c) A_{L \text{ max}} \leq \frac{B}{20}$$

On adoptera finalement $A_L = \max(a, b)$ en s'assurant que (c) soit respecté

ou vérifiera $\sigma'_{b_0} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$ avec $\bar{\sigma}'_{b_0} = \frac{N}{B + nA_L}$

Aciers transversaux

aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales la seule condition à respecter est la distance entre de cours consécutifs qui ne doit pas dépasser $15 \phi_l$ Article 32.41 CCBA 68

Dans la zone de recouvrement le nombre et l'espacement des cours des armatures - doivent être tels que la couture des jonctions par adhérence soit assurée

les longueurs minimales de recouvrement des armatures longitudinales sont dans tous les cas égales au $6/10$ de leurs longueurs de scellement droit Art 32,34 CCBA 68

Si γ est le n^{bre} de cours d'armatures à disposer sur la zone de recouvrement il doit satisfaire à la condition

$$\gamma \geq 0,4 \frac{\phi_l^2 \sigma_{ent}}{\phi_t^2 \sigma_{ent}}$$

ϕ_l : diamètre maxi des armatures longitudinales

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

Dans la zone courante:

$$t = \min(t_1, t_2) < 15 \phi_l \quad (\text{Art 32.41 CCBA 68})$$

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{L \max}) \left(2 - \frac{\sigma'_{b0}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_{b0}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \phi_{L \min}$$

$$\text{pour } \phi_t \text{ on prend : } \phi_l = 16 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} \frac{t}{\phi_l} \leq 10 & \text{on prend } \phi_t = 5 \text{ mm} \\ 10 < \frac{t}{\phi_l} \leq 15 & \text{on prend } \phi_t = 5 \text{ mm} \end{cases}$$

on adoptera comme acier transversaux

$$\phi_t = 6 \text{ mm (plus courant sur le marché)}$$

	Portique I - I				Portique II - II	
Poteaux	1	2	3	4	1	3
a x b cm	25x35	25x40	25x40	25x40	25x35	25x35
N tonnes	52,40	46,80	53,13	40,39	61,75	65,24
θ_1	1,40	1,00	1,00	1,00	1,40	1,40
θ_2	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77
θ_3	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51
AL_{\min} cm ²	3,73	2,38	2,70	2,06	4,40	4,65
σ'_{b_0} kg/cm ²	49,60	39,61	44,97	34,19	58,45	61,75
$A_{\text{adoptée}}$ cm ²	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1
ϕ_L	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16
∇	4	4	4	4	4	4
t cm zone courante	20	20	20	20	20	20
l_c cm	60	60	60	60	60	60
E cm zone recouvrement	15	15	15	15	15	15

ETUDE DES FONDATIONS

ET MURS DE REFEND

MURS DE REFEND

Murs périphériques et intérieurs (sens transversal), assurent une stabilité à l'ensemble du bâtiment, en reprenant les effets du séisme au niveau du Rez de chaussée.

Voiles d'épaisseur 20cm, hauteur 200cm, soumis à l'effort normal de compression dû à leur poids propre, et poids du rez de chaussée qu'ils supportent, aux sollicitations dues à la poussée des terres (voiles extérieurs) qui donnent naissance à des moments de flexions et d'efforts tranchants.

- Le voile périphérique sera calculé en flexion simple, l'effort normal de compression pouvant être repris par le béton seul (grande hauteur du voile), l'effort tranchant dû à la poussée des terres sera repris par les languettes (perpendiculaires au voile) et par le plancher haut du sous-sol.
- Le voile intérieur n'étant soumis qu'à l'effort normal de compression sera armé avec le minimum d'acier.

Calcul des mur extérieur.

il assure à la fois les fonctions d'appuis pour le plancher et de mur de soutènement.

- Sollicitations dues à la poussée des terres.
- a. poussée des terres

on considère que les terres sont dans l'équilibre de Rankine.

On suppose qu'elles exercent sur un mur de soutènement une pression de type hydrostatique dont l'intensité est fonction de la profondeur h est vaut

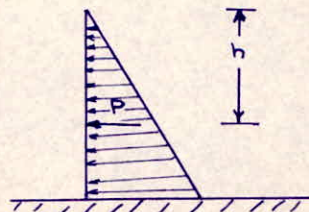
$$p = k \gamma h$$

γ : densité des terres ;

k : Coefficient de poussée = $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$; φ angle de frottement interne du terrain

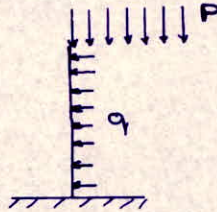
on prend $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

$k = 0,26$ pour $\varphi = 36^\circ$ (Remblai bien gradué)



b. poussée due aux surcharges de Remblais

* surcharge uniformément répartie
 une surcharge uniformément répartie p disposée sur le remblai provoque une poussée uniformément répartie d'intensité $q = kp$



c. déjaugage

diminue la densité du remblai prise en compte dans le calcul de la poussée d'environ $0,8 \text{ t/m}^3$, le diagramme de la poussée des terres subit une rupture de pente au niveau de l'eau, il y a donc réduction des efforts dus à la poussée des terres, on en tiendra pas compte dans nos calculs.

d. Calcul des efforts

$p = 1 \text{ t/m}^2$

$q = kp = 0,26 \cdot 1 = 0,26 \text{ t/ml}$

$p = k \cdot h = 0,26 \cdot 1,8 \cdot 0,7 = 0,33 \text{ t/ml}$

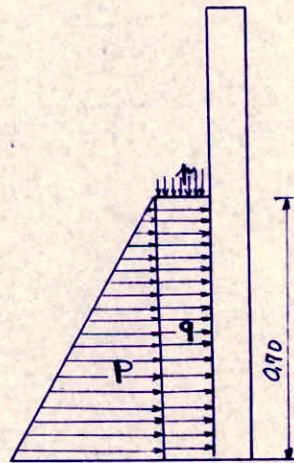
Calcul des efforts tranchants

Force due à q

$0,26 \times 0,7 = 0,18 \text{ t}$

Force due à p

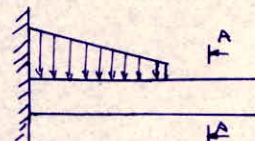
$\frac{0,33 \times 0,7}{2} = 0,12 \text{ t}$



Point d'application de l'effort tranchant p :
 à $\frac{1}{3}$ de la base = $0,23 \text{ m}$

Moments par rapport à la base.

$0,23 \times 0,12 + 0,18 \times 0,35 = 0,09 \text{ T.m}$

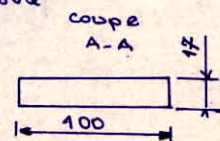


Calcul du ferrailage. (methode de Charron) "comme console"

$N = \frac{mM}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{9000 \cdot k}{1800 \times 100 \times (17)^2} = 0,00166$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9811 \\ k = 250 \end{array} \right.$

$A = 0,19 \text{ cm}^2$

on mettra le minimum d'acier $A > 0,69 b h^2 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,67 \text{ cm}^2$
 $6 \text{ T } 8 \text{ pml.}$



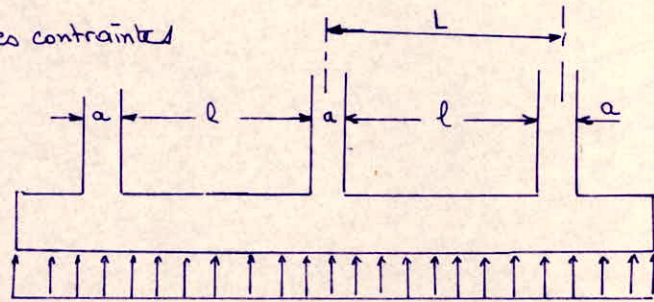
ETUDE DE FONDATIONS

les fondations seront calculées sous les sollicitations du 1^{er} genre $G+1,2P$ combinaison plus défavorable vu que les moments (séisme) sont repris par les contreventements (voiles)

les semelles adoptées sont continues sous poteaux dans le sens transversal, ceci est rendu nécessaire par l'importance des efforts normaux et la faible distance entre axes des poteaux 2 genres de semelles seront calculées, 1 semelle de rive, 1 semelle intérieure.

Nous exposerons dans ce qui suit la méthode de calcul de la semelle (S_2) intérieure.

* loi de répartition des contraintes



pour les semelles continues sous poteaux la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle.

d'étude de la raideur d'une semelle sous poteau utilise la théorie de la poutre sur sol élastique, on calculera la longueur élastique de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$$

I Inertie de la semelle.

E Module d'élasticité du béton (en moyenne $200\,000 \text{ kg/cm}^2$).

b largeur de la semelle.

k Coefficient de raideur du sol. ($k = 4 \text{ kg/cm}^3$ sol moyen $\sigma_s \approx 2 \text{ bars}$)

Après avoir obtenu la longueur élastique de la poutre nous pourrions tenir compte des résultats obtenus par Verdeyen dans son cours de mécanique des sols.

Des conclusions sont:

1^o) lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges qui la sollicitent est tel que

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

2^o) si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux (noté \cos) de largeur a , et, si l'entre axes des poteaux (L) est tel que

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

On pourra admettre une répartition linéaire des contraintes sur le sol, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue soumise à la réaction du sol.

exposé de calcul de la semelle (S_2) intérieure.

$$N_1 = 62,16 \text{ t}$$

$$N_2 = 51,24 \text{ t}$$

$$N_3 = 58,06 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^3 N_i = 171,46 \text{ t}$$

redimensionnement du gros béton $h = 30 \text{ cm}$

$$a \times b = \frac{171460}{1,9} = 90242,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } a = 120 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 755 \text{ cm}$$

poids du gros béton et semelle :

$$7,55 \times 1,2 \times 0,3 \times 2,5 + 0,9 \times 0,4 \times 7,55 \times 2,5 = 13,59 \text{ t}$$

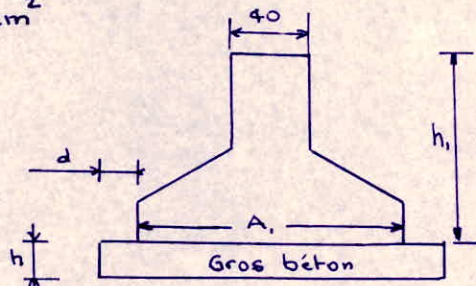
$$R = 171,46 + 13,59 = 185,05 \text{ t}$$

$$A \times b = \frac{185050}{1,9} = 97394,74 \text{ cm}^2$$

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

$$B = 840 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$



Dimensionnement de la semelle.

$$\frac{h}{d} = 0,5 \Rightarrow d = 0,5h = 0,5 \times 30 = 15 \text{ cm}$$

$$A_1 = 120 - 30 = 90 \text{ cm}$$

$$B_1 = 840 - 30 = 810 \text{ cm}$$

$$h_1 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Poids semelle : } 810 \times 0,9 \times 0,4 \times 2,5 = 7,29 \text{ t}$$

Positionnement de la semelle donc le

deux de la longueur :

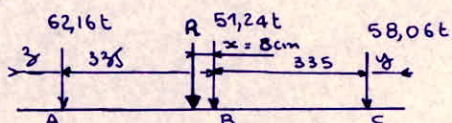
$(\sum M)_d$

$$62,16(3,35 - x) - 51,24x - 58,06(3,35 + x) = 0$$

$$x = \frac{3,35(62,16 - 58,06)}{62,16 + 58,06 + 51,24} = 8 \text{ cm}$$

$$y = \frac{810}{2} - 343 = 65 \text{ cm}$$

$$z = \frac{810}{2} - 327 = 75 \text{ cm}$$



Verification de la Loi de Repartition des contraintes
longueur élastique de la poutre.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 200\,000 \times 90 \times 80^3}{12 \times 12 \times 90}} = 220,03 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\pi}{2} L_e + \alpha = 385,44 \text{ cm} \\ L = 335 \end{array} \right\} L < L_e$$

On adoptera ainsi une répartition linéaire des contraintes

Repartition des pressions

$$q_1 = \frac{62,16}{0,75 + 1,68} = 25,58 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = \frac{51,24}{3,35} = 15,30 \text{ t/ml}$$

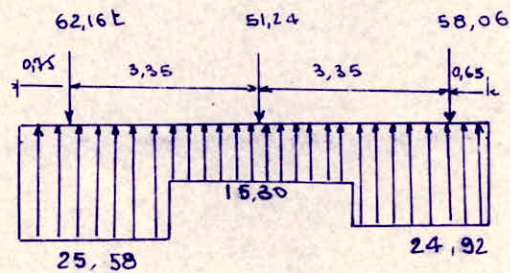
$$q_3 = \frac{58,06}{0,65 + 1,68} = 24,92 \text{ t/ml}$$

$$q_4 = \frac{7,29}{8,1} = 0,90 \text{ t/ml}$$

calcul des efforts

Moments aux appuis

$$M_A = 25,58 \times \frac{(0,75)^2}{2} = 7,19 \text{ t.m}$$



$$M_B = 25,58 \times 2,43 \times 2,90 + 15,30 \times \frac{(3,35)^2}{8} - 62,16 \times 3,35 = -6,51 \text{ t.m}$$

$$M_C = 24,92 \times \frac{(0,65)^2}{2} = 5,26$$

Moments en travées

$$M_D = 25,58 \times \frac{(2,43)^2}{2} - 62,16 \times 1,68 = -28,91 \text{ t.m}$$

$$M_e = 24,92 \times \frac{(2,33)^2}{2} - 58,06 \times 1,68 = -29,90 \text{ t.m}$$

Calcul des efforts tranchants

$$T_{gA} = 25,58 \times 0,75 = 19,19 \text{ t}$$

$$T_{dA} = 19,19 - 62,16 = -42,98 \text{ t}$$

$$T_{gB} = 25,58 \times 2,43 + 15,30 \times 1,68 - 62,16 = 25,70 \text{ t}$$

$$T_{dB} = 25,70 - 51,24 = -25,54 \text{ t}$$

$$T_{dC} = 24,92 \times 0,65 = 16,20 \text{ t}$$

$$T_{gC} = 16,20 - 58,06 = -41,86 \text{ t}$$

Vérification au poinçonnement

la condition de cisailure $h_t - d' \geq \frac{A - a}{4}$ permettant de conduire le calculateur à adopter des semelles « assez plates » lorsque le sol d'assise permet d'adopter une forte contrainte, puisque, dans ces conditions, la longueur de la semelle A diminue au fur et à mesure que la contrainte admissible augmente. Il y a, alors, risque de poinçonnement de la semelle.

$$\text{Vérification à effectuer } 1,2 \sqrt{b} \geq 1,5 \frac{P}{P_c h_t}$$

P_c : périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance $\frac{h_t}{2}$ de ce dernier.

Pour notre nous avons adopté des semelles continues avec pour hauteur h_t assez grande donc on a aucun risque de poinçonnement, celui-ci est vérifié dans tous les cas.

Vérification à l'effort tranchant

Appui A.

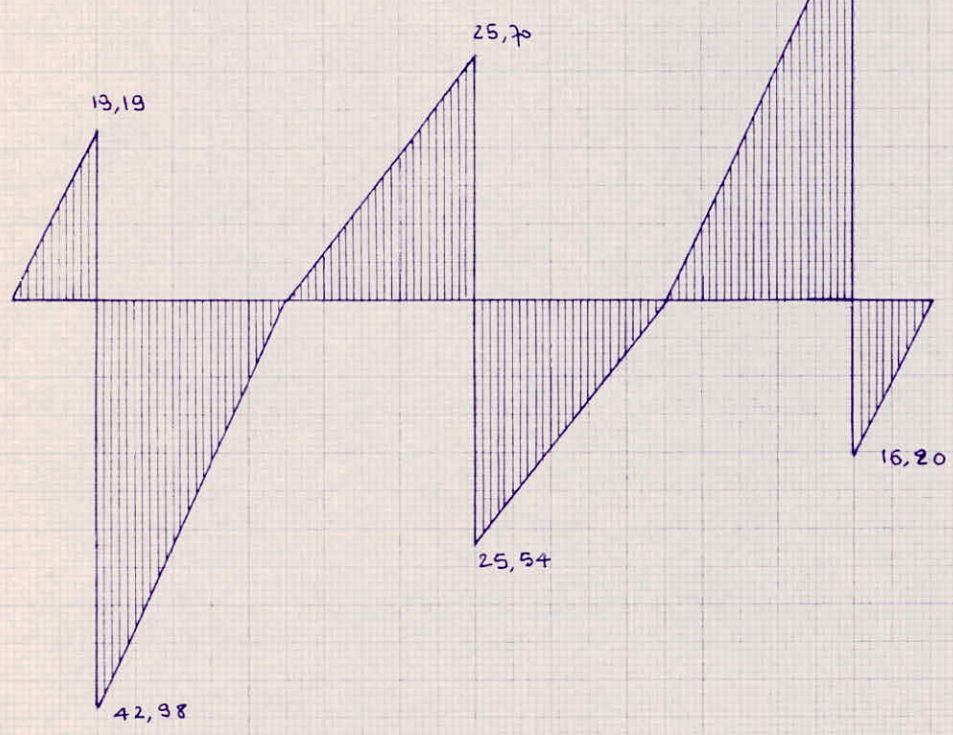
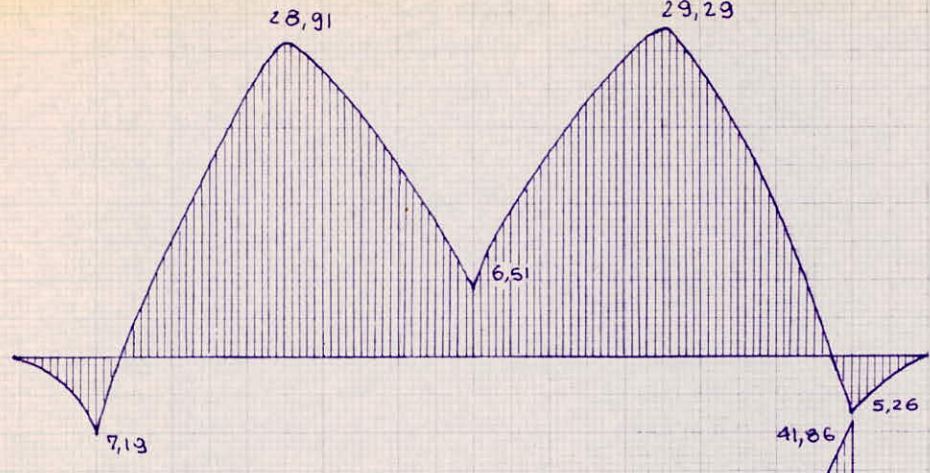
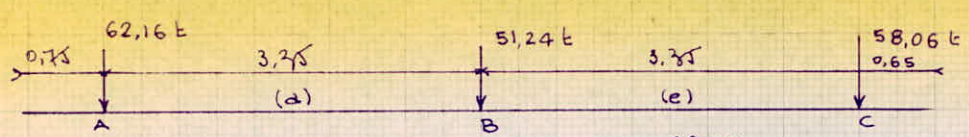
$$A' \geq \left(T + \frac{M}{3}\right) \frac{1}{\sigma_A} = \left(42980 - \frac{719000}{7,75}\right) \frac{1}{2800} = 11,44 \text{ cm}^2$$

Appui B

$$A' \geq \left(T + \frac{M}{3}\right) \frac{1}{\sigma_A} = \left(25700 + \frac{651000}{7,75}\right) \frac{1}{2800} = 12,72 \text{ cm}^2$$

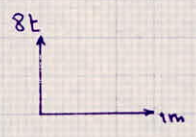
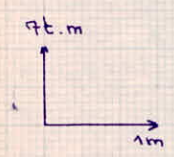
Appui C

$$A' \geq \left(T + \frac{M}{3}\right) \frac{1}{\sigma_A} = \left(41860 - \frac{526000}{7,75}\right) \frac{1}{2800} = 12,09 \text{ cm}^2$$

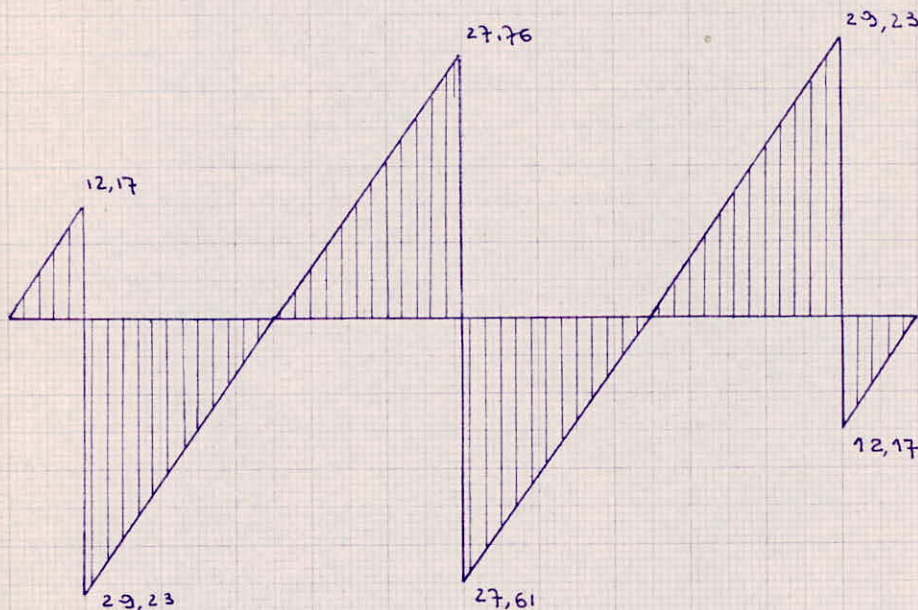
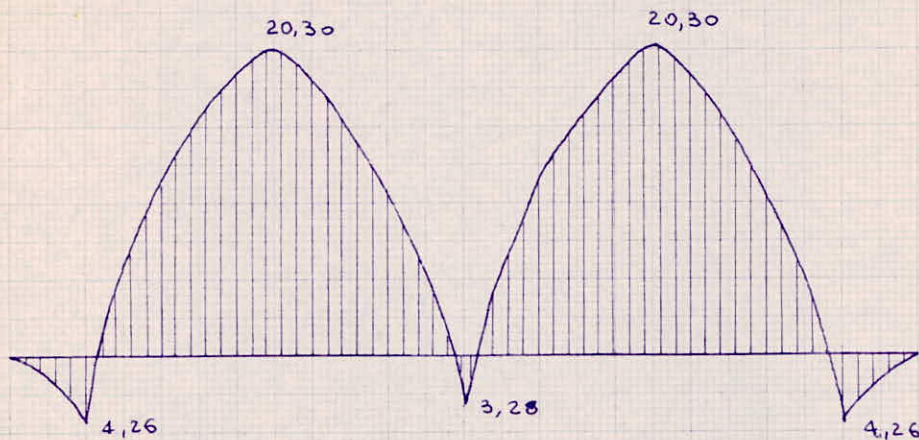
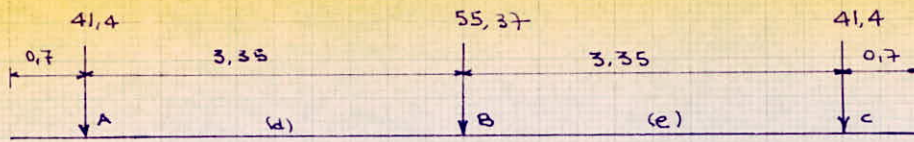


echelle moments

echelle des efforts tranchants



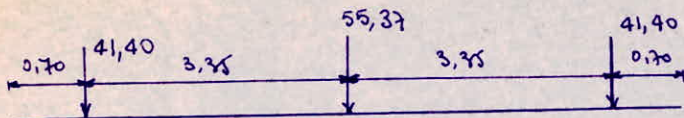
semelles intérieures



échelle diagramme des moments
 5 t.m
 1 m

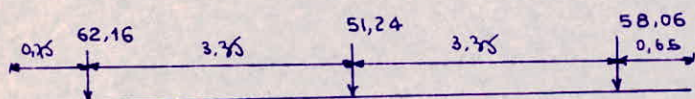
8 t
 1 m
 diagramme des efforts tranchants

Semelles extérieures



T	A		d	B		e	C	
	G	dr		G	dr		dr	G
	tonnes	12,17		-29,23	0,00		27,76	-27,61
M t.m	4,26	-20,30		3,78	-20,30		4,26	
N	0,0045	0,0215		0,0040	0,0215		0,0045	
E	0,9693	0,9359		0,9711	0,9359		0,9693	
K	148,0	63,0		158	63,0		148,0	
A cm ²	2,09	10,33		1,85	10,33		2,09	
A'	8,12			7,86			8,12	

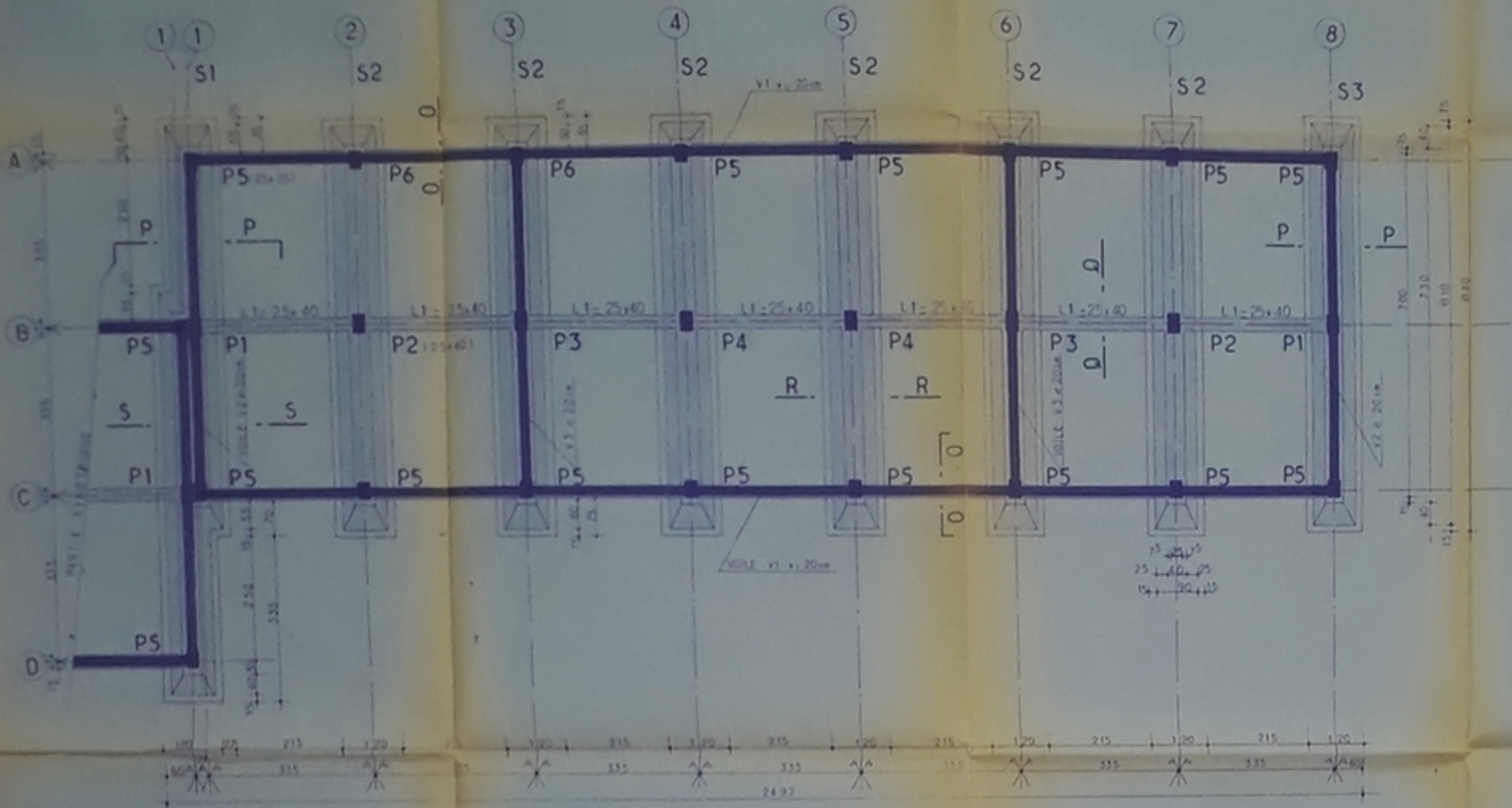
Semelles extérieures



T	A		d	B		e	C	
	G	dr		G	dr		G	dr
	tonnes	19,19		-42,98	0,00		15,70	-15,54
M t.m	7,19	-28,91		-6,51	-29,90		5,26	
N	0,0076	0,0688		0,0155	0,0712		0,0055	
E	0,9606	0,8925		0,9448	0,8908		0,9664	
K	112,0	31,5		75,5	30,8		134,0	
A cm ²	3,50	15,42		3,28	15,98		2,59	
A' cm ²	11,44			12,72			12,09	

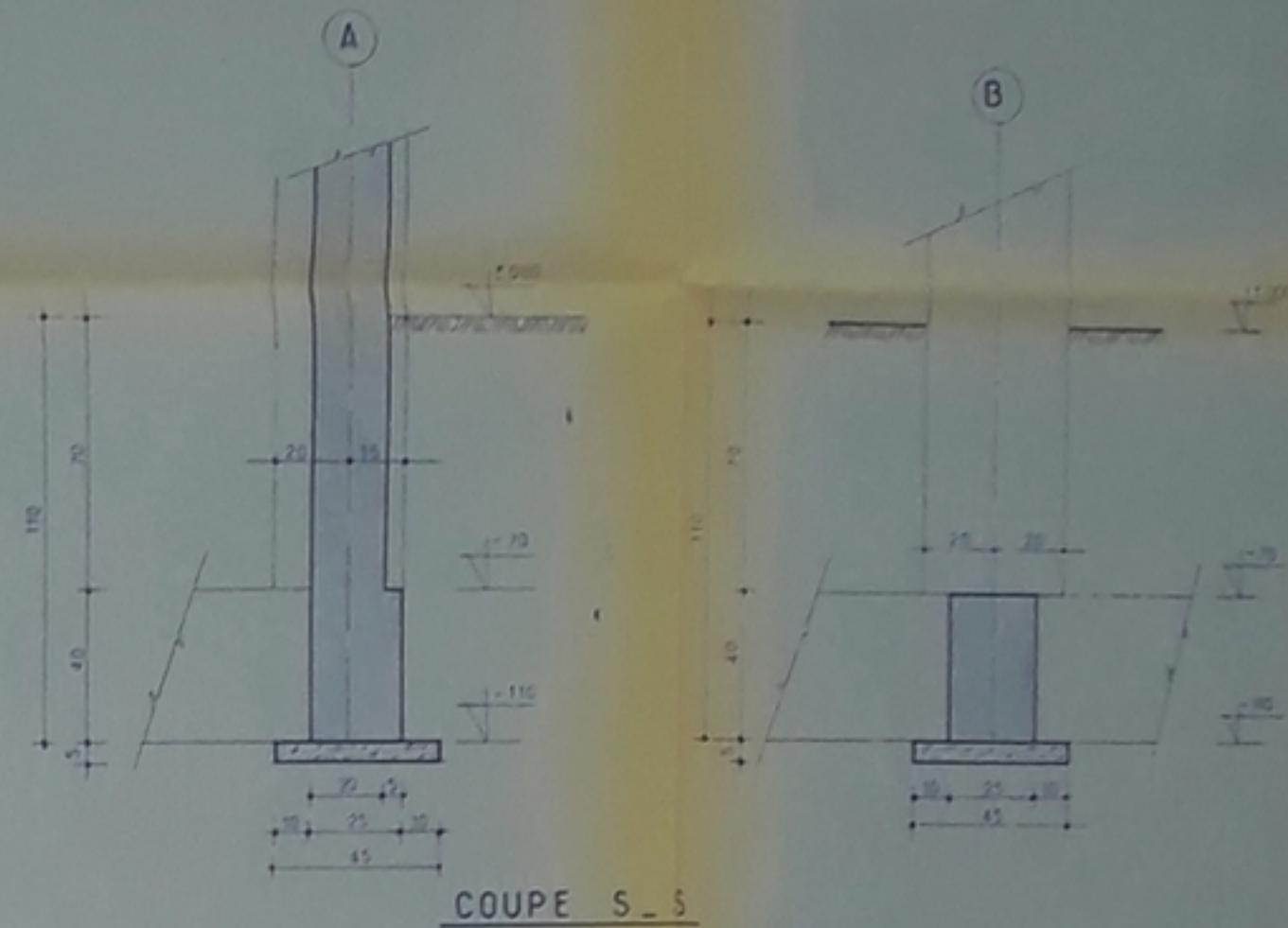
Semelles intérieures

VUE EN PLAN DES FONDATIONS

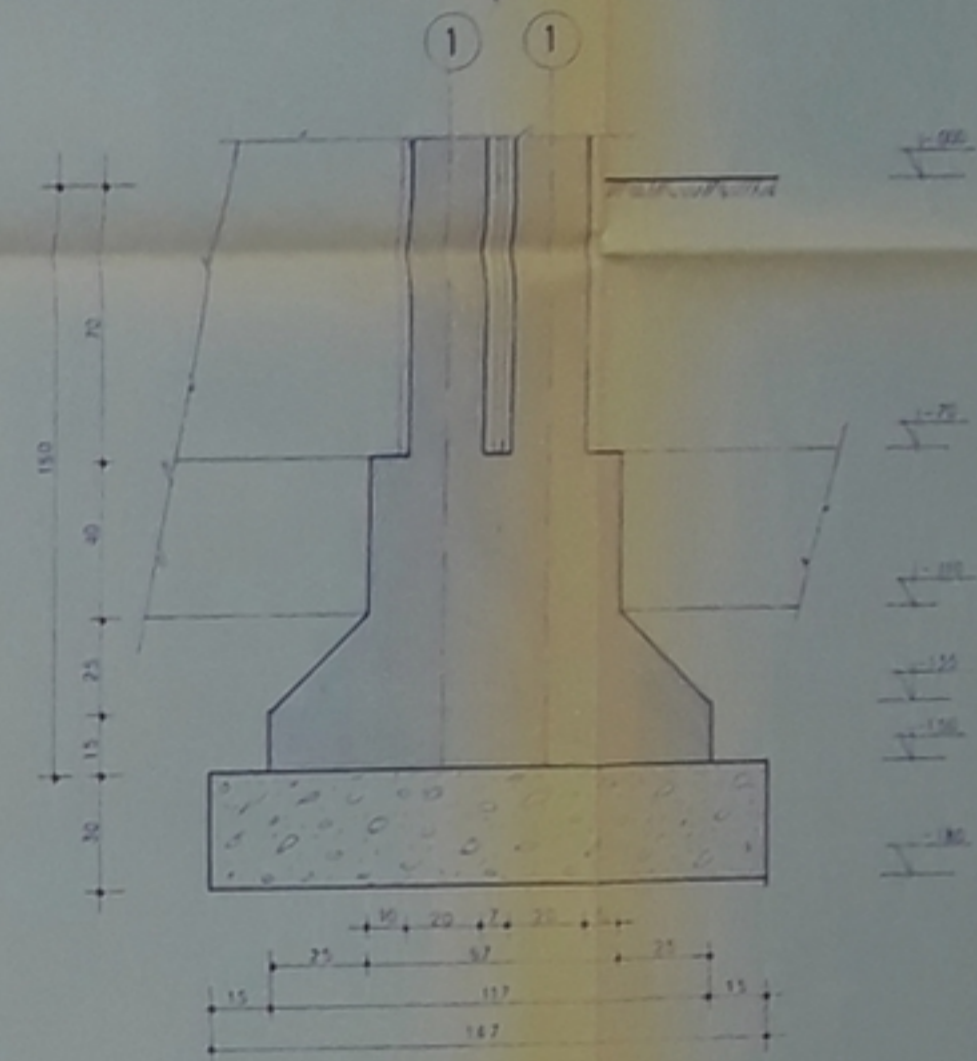


COUPE 0-0

COUPE Q-Q

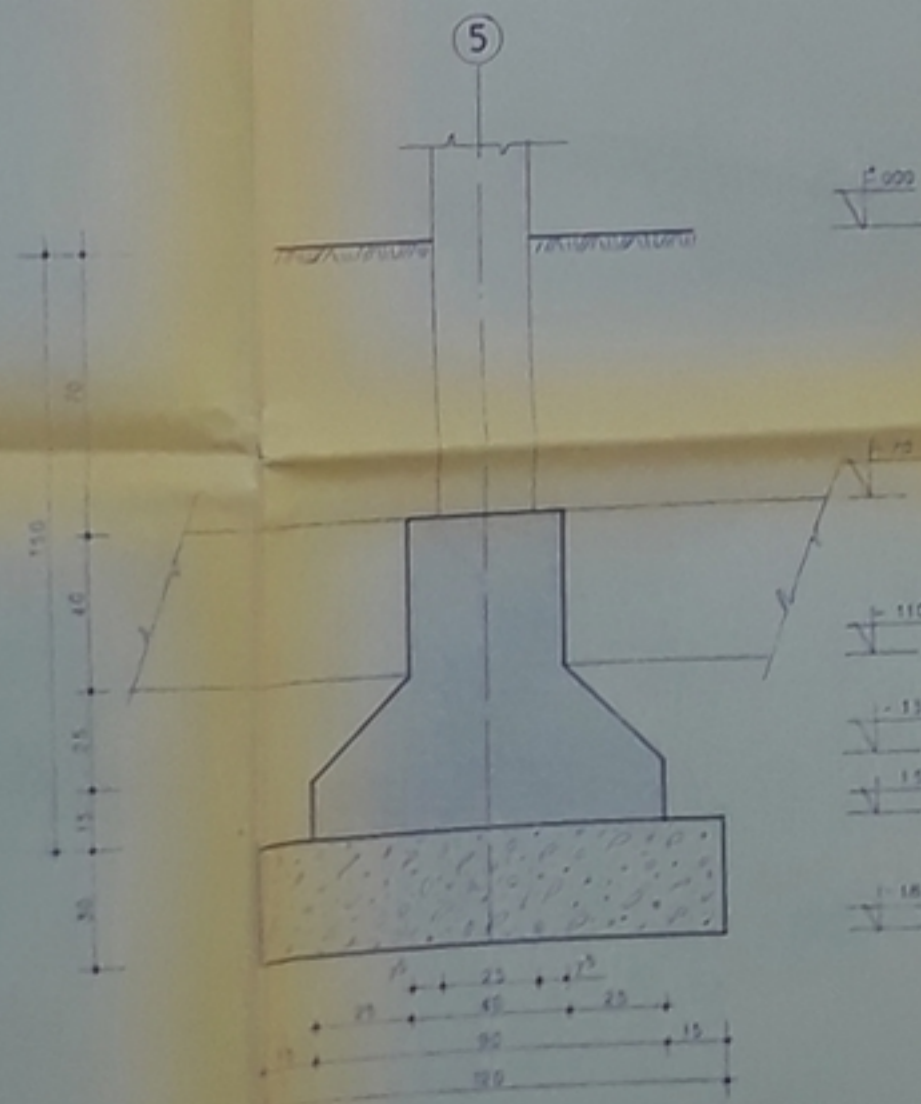
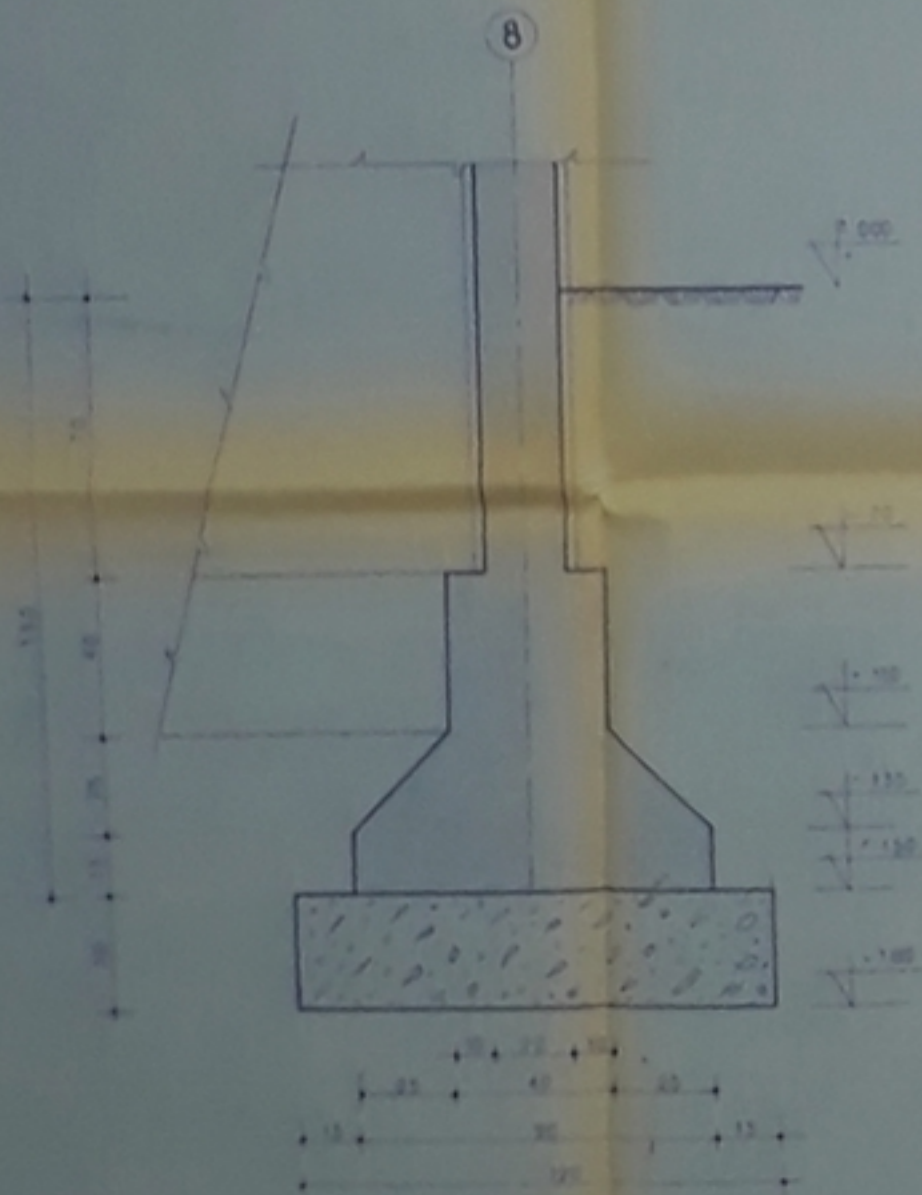


COUPE S-S



COUPE P-P

COUPE R-R



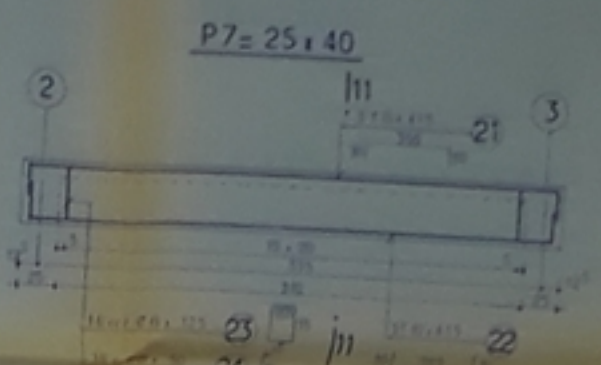
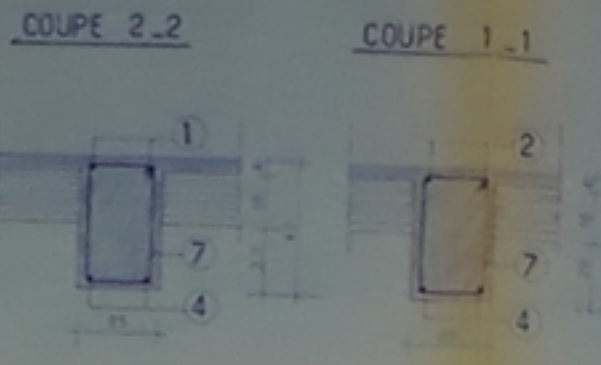
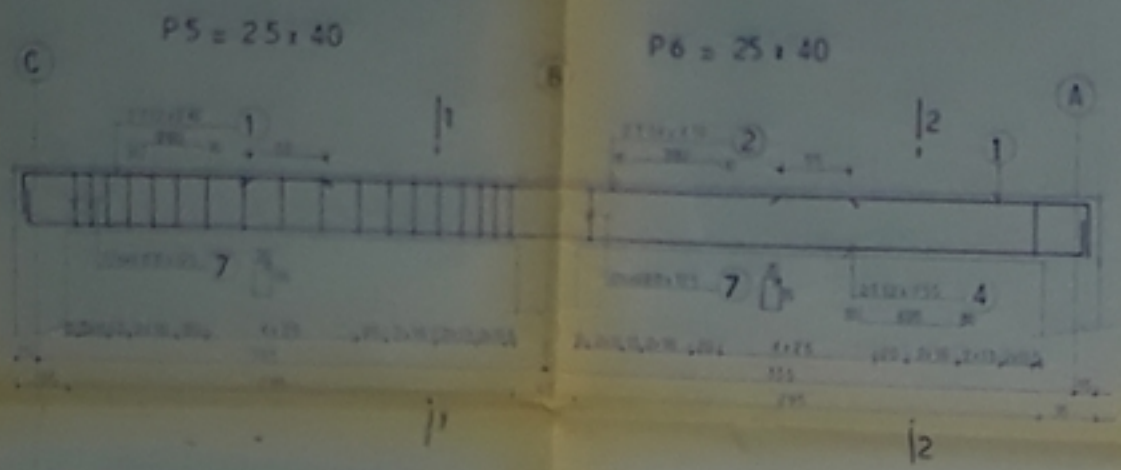
PB00672
-4-

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT
GENIE CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDE
 PRESENTEE LE 10/04/1978

BATIMENTS D'HABITATION

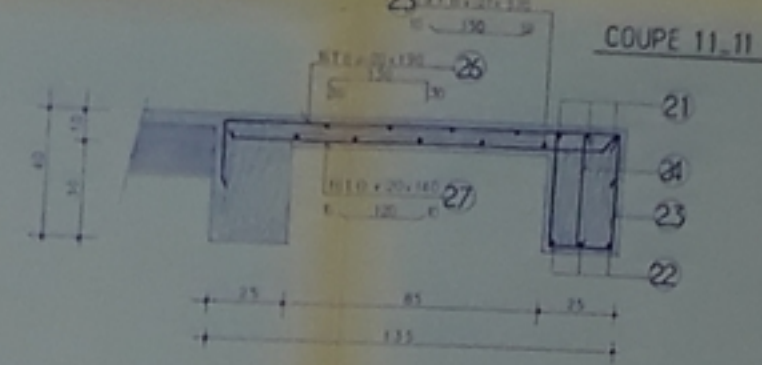
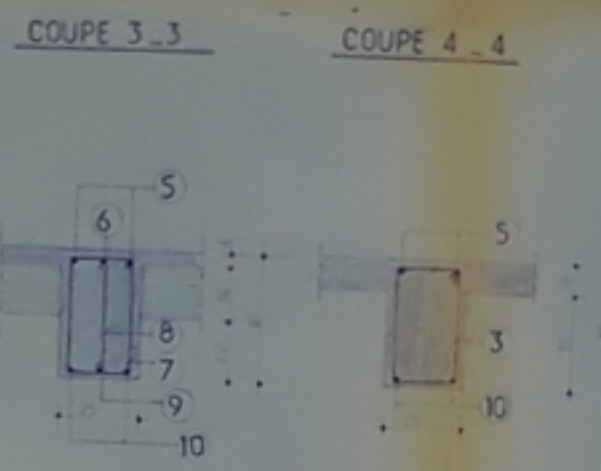
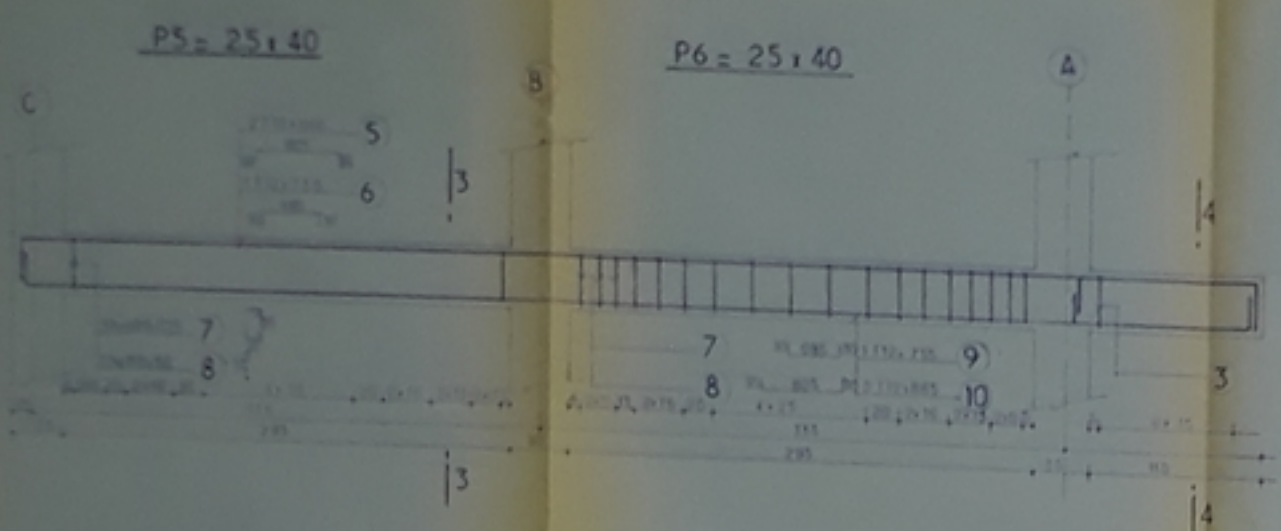
COFFRAGE
 FONDATIONS

NIV 1



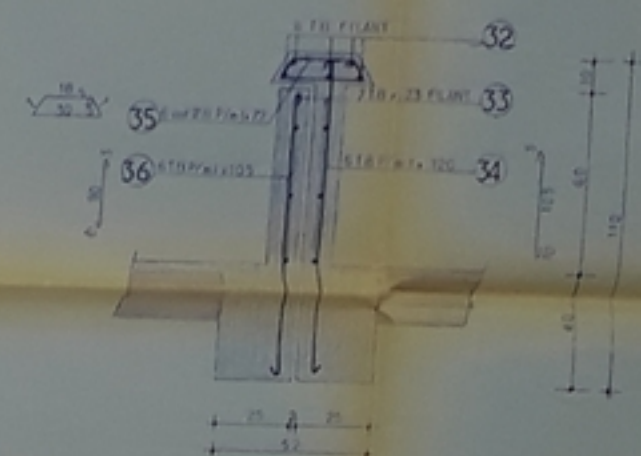
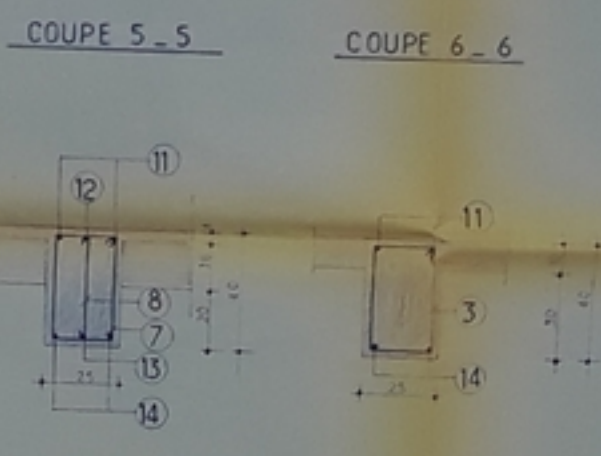
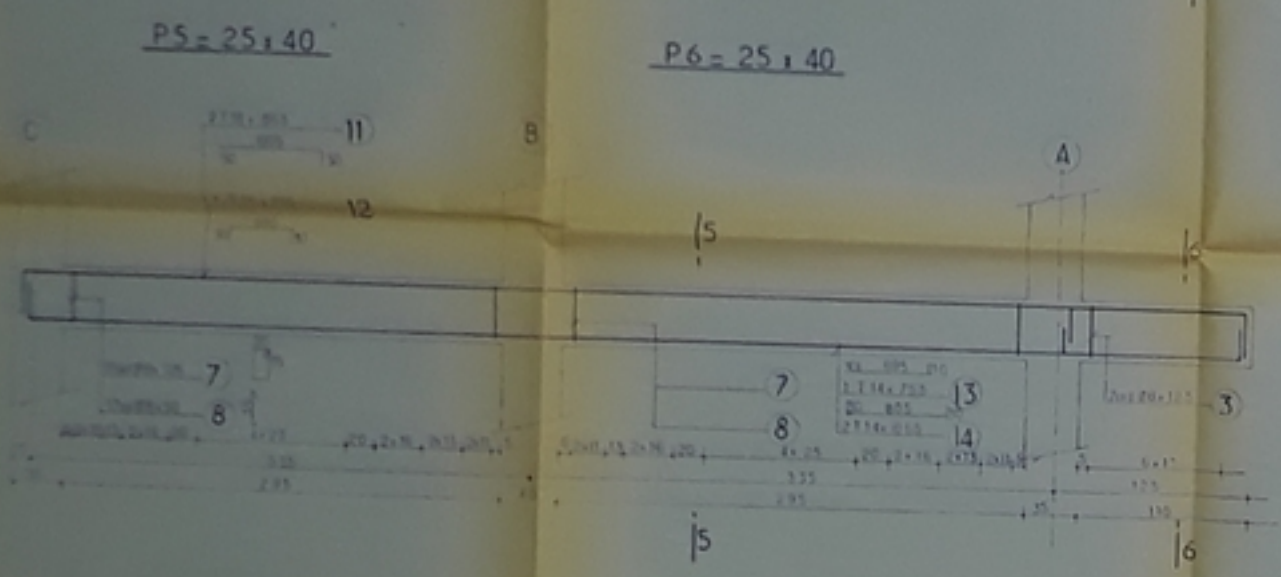
ACROTERE NIV TERRASSE

NIV 2

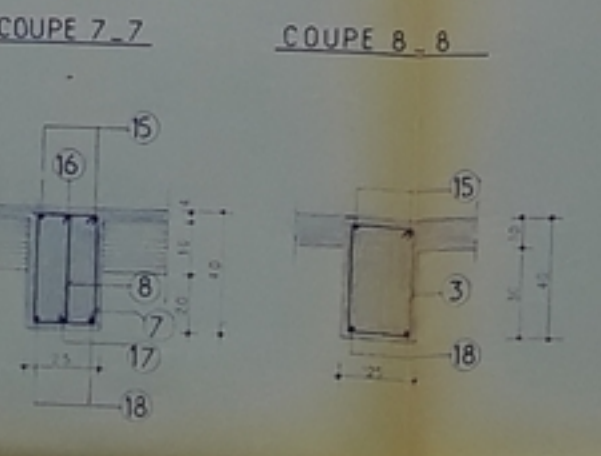
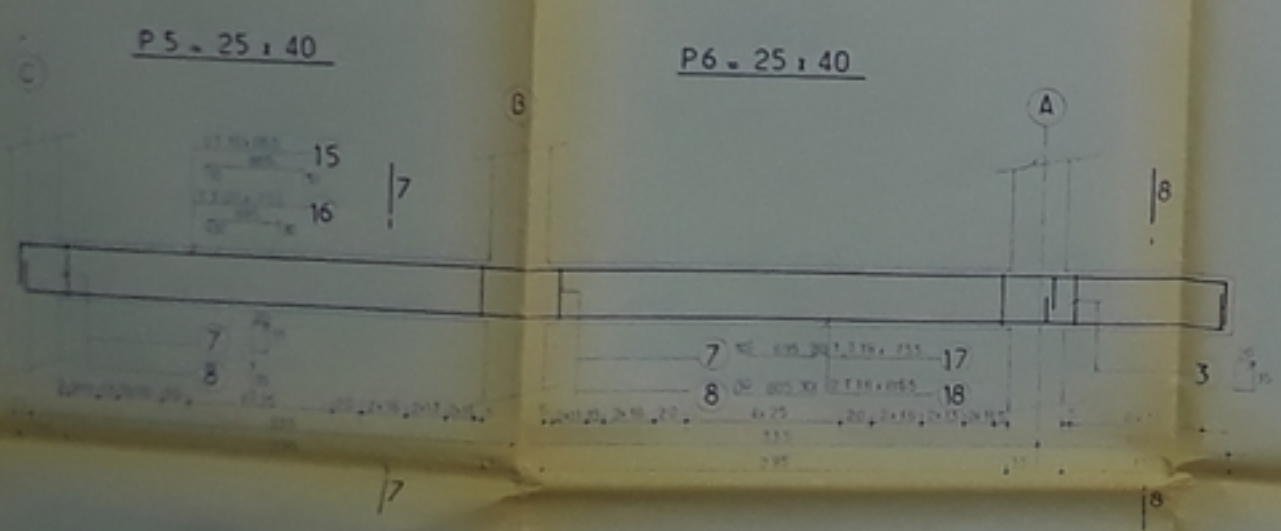


ACROTERE NIV TERRASSE AVEC BALCON

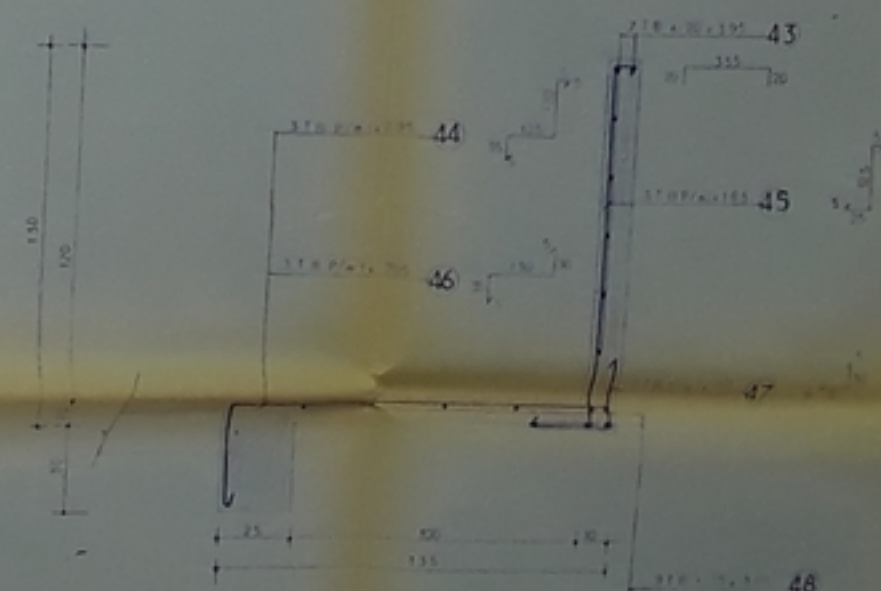
NIV 3



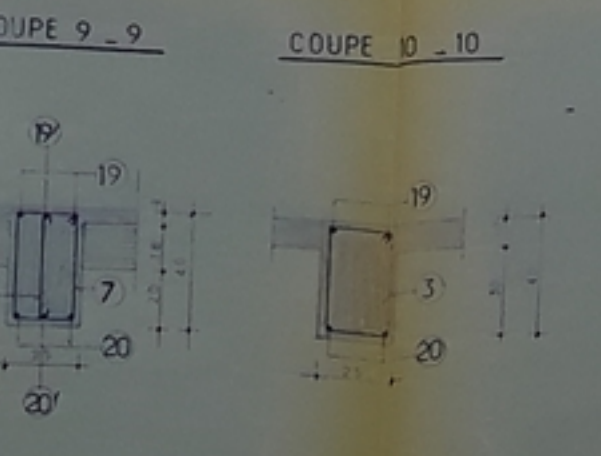
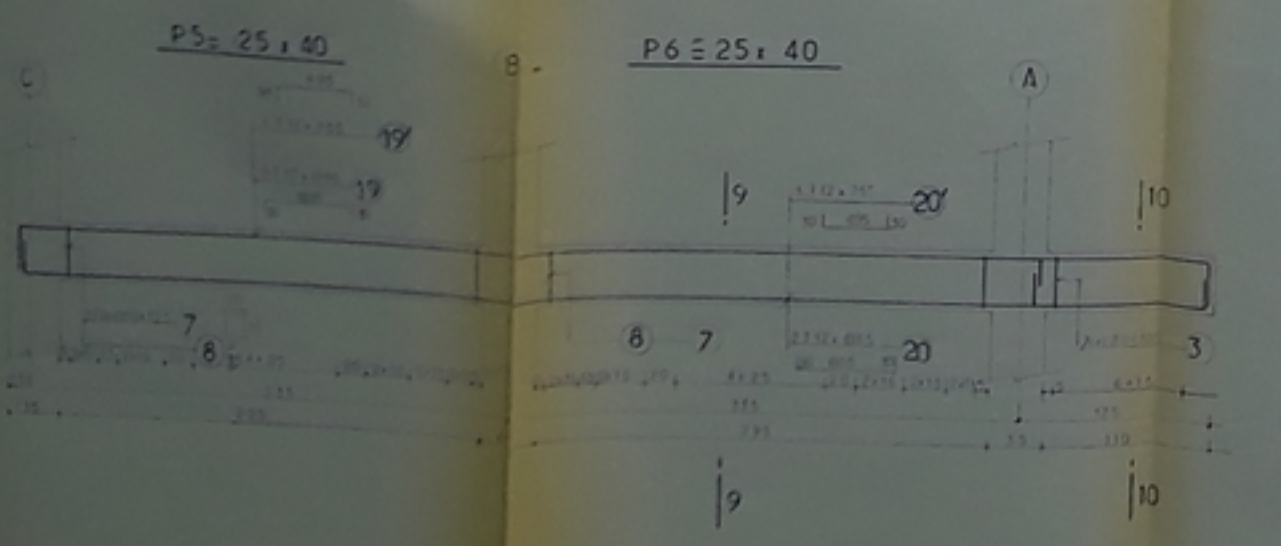
NIV 4-5



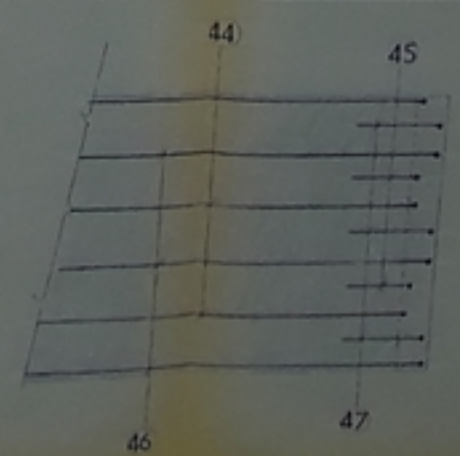
BALCON NIV COURANT



NIV R.D.C



DETAIL DU FERRAILLAGE BALCON



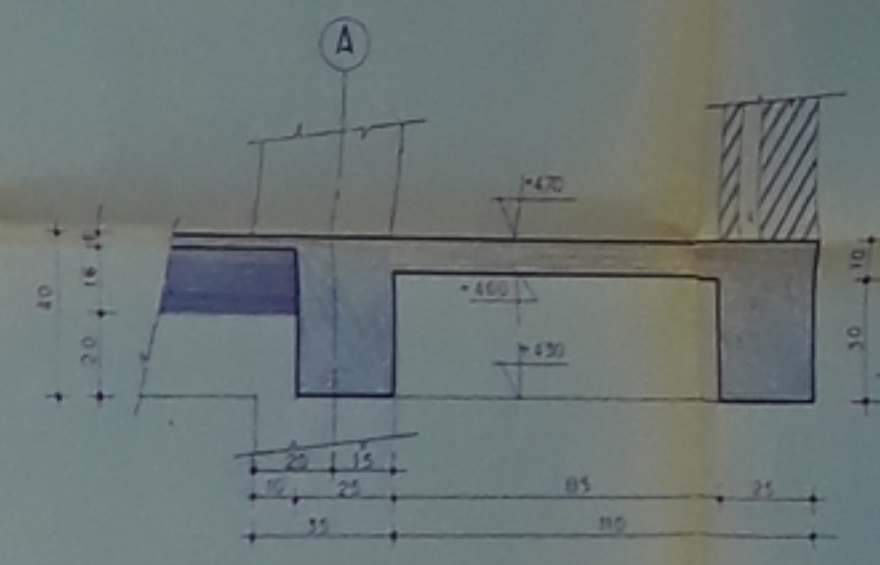
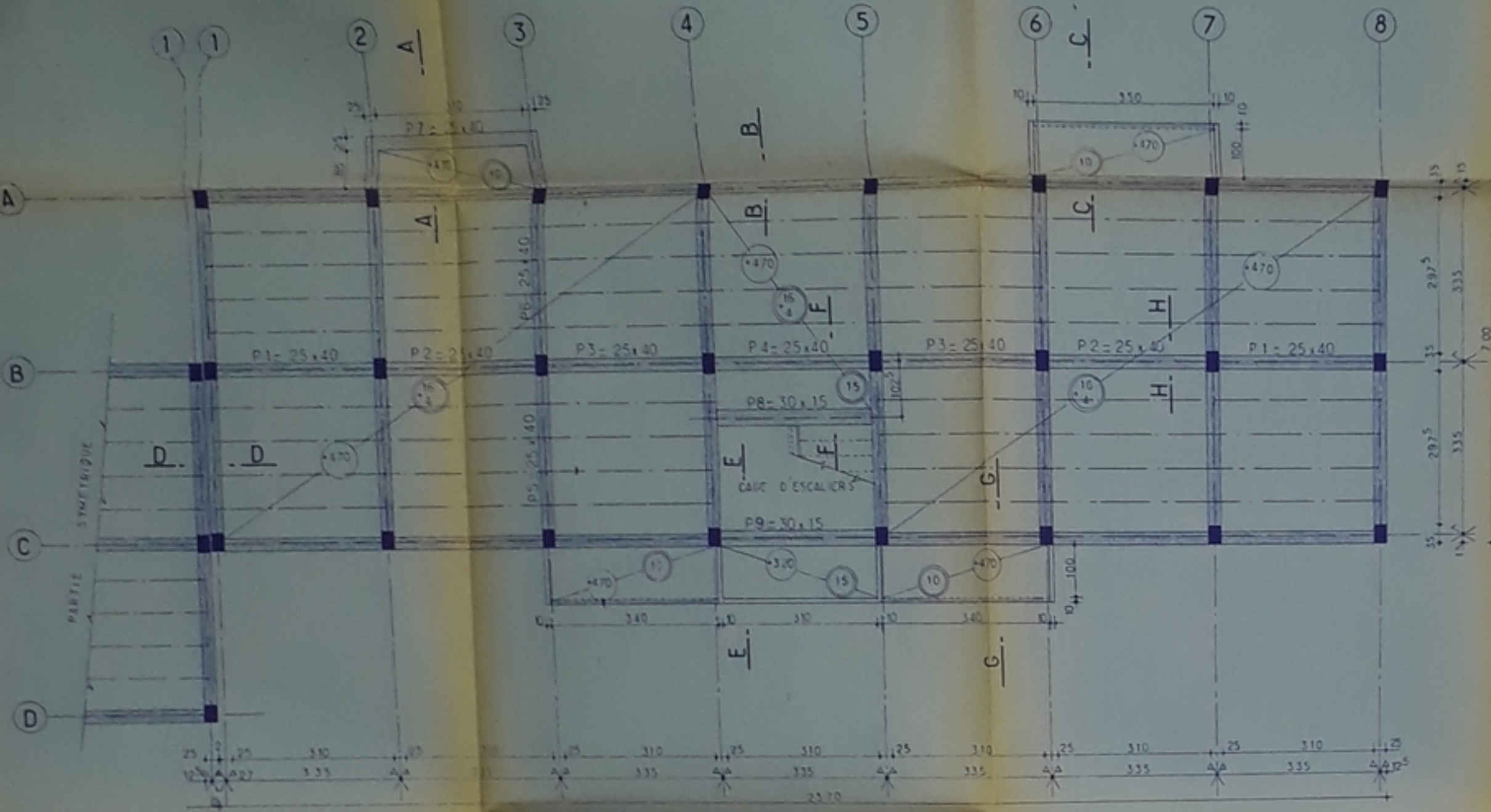
UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
 DEPARTEMENT
 GENIE CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDE
 PRESENTEE EN 1988

BATIMENTS D'HABITATION

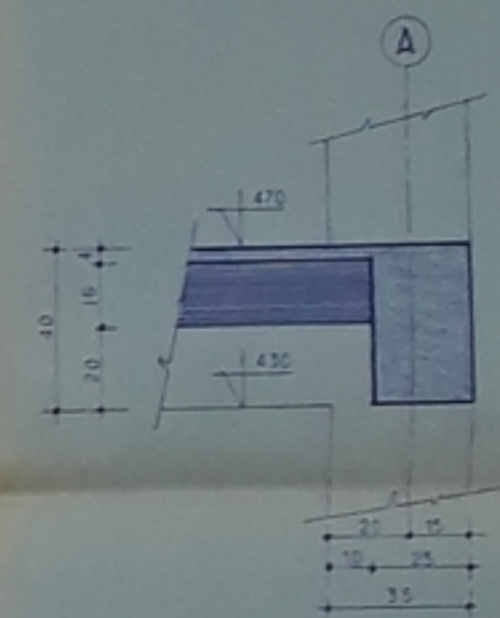
NOTION
 FERRAILLAGE POUTRES
 PS - P6 - P7
 DETAILS
 ACROTERES & BALCONS

VUE EN PLAN DU PLANCHER COURANT

COUPE A_A

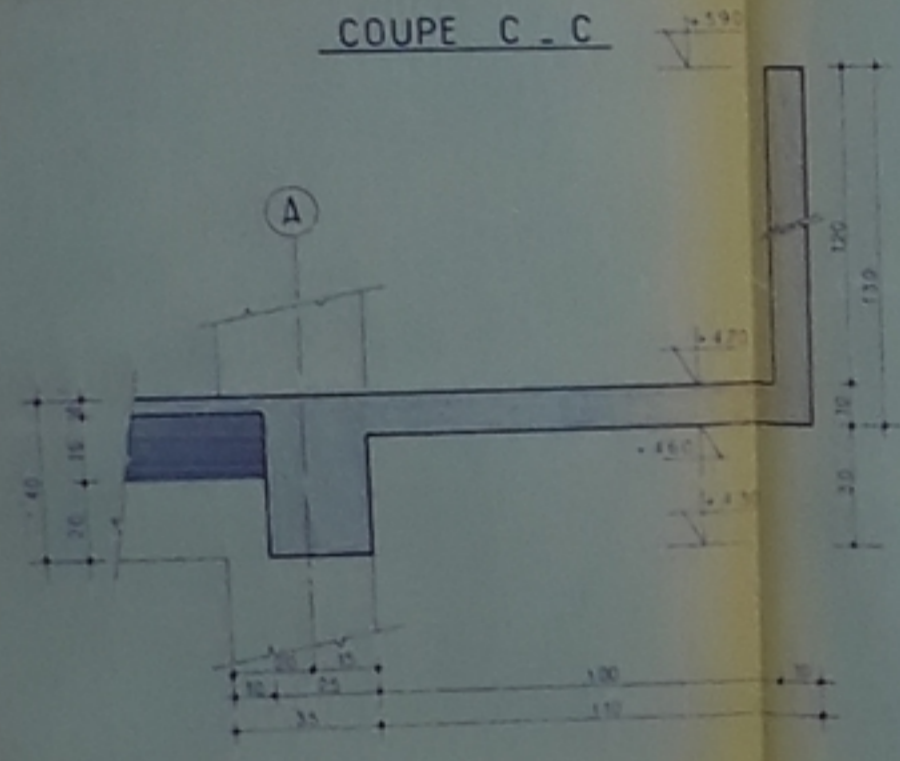


COUPE B_B

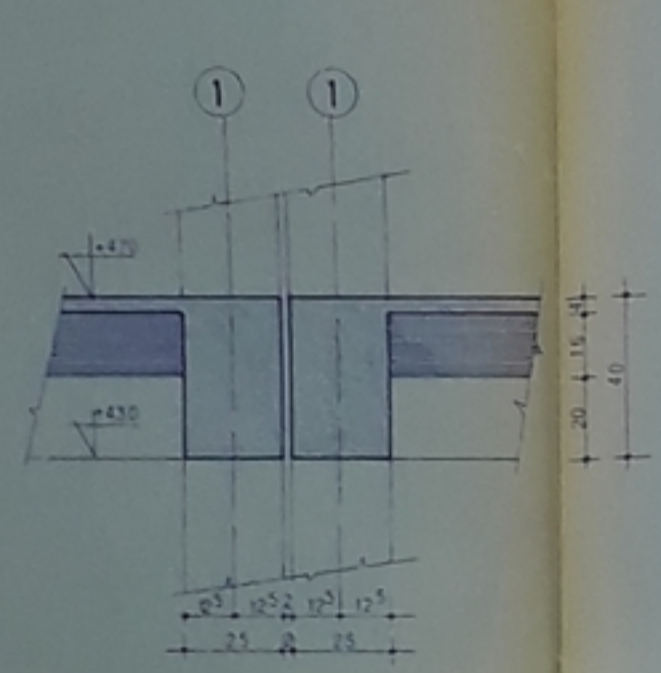


PB00677
-3-

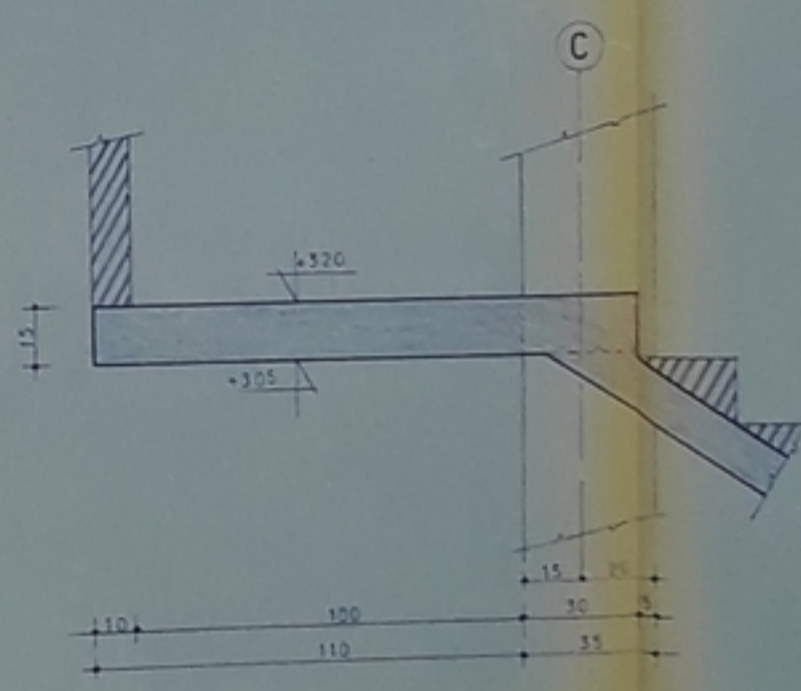
COUPE C_C



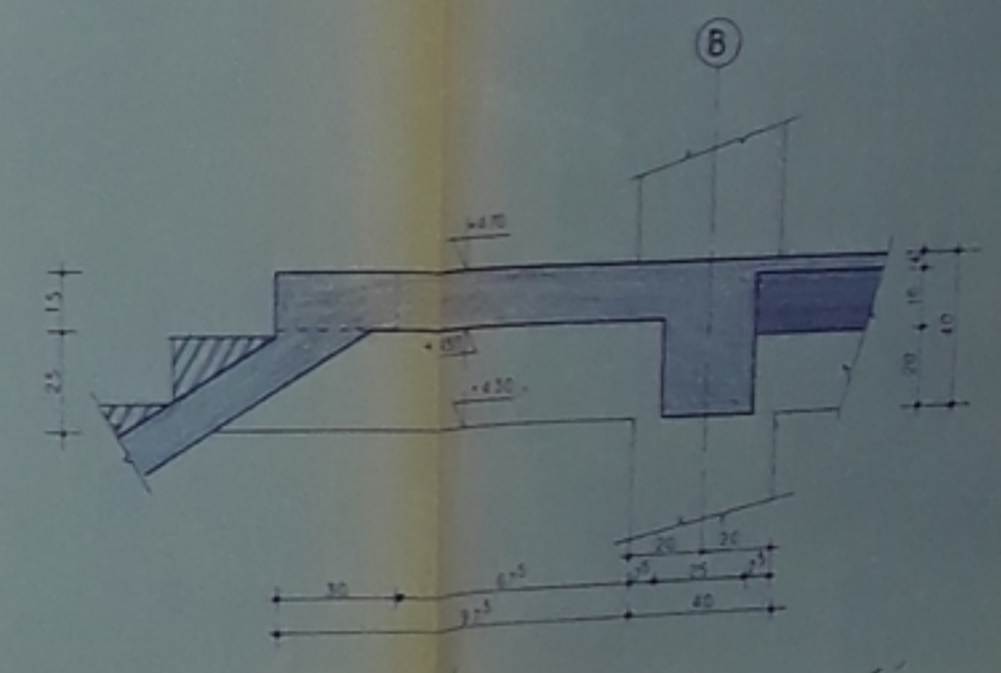
COUPE D_D



COUPE E_E

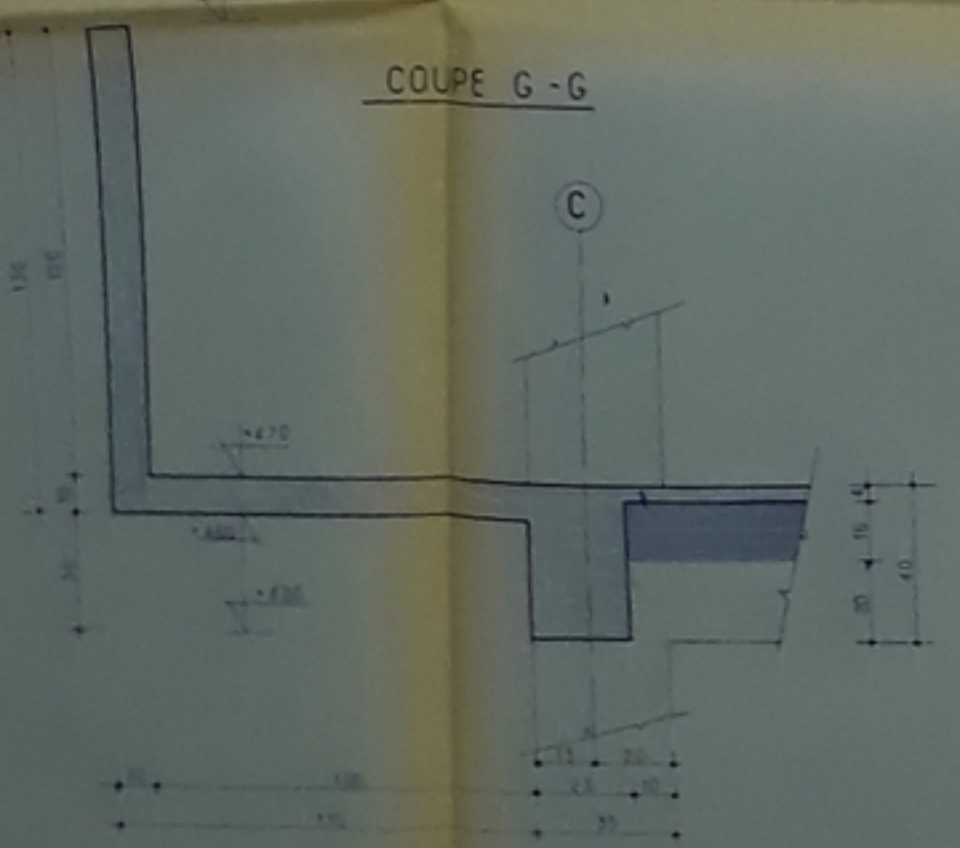


COUPE F_F

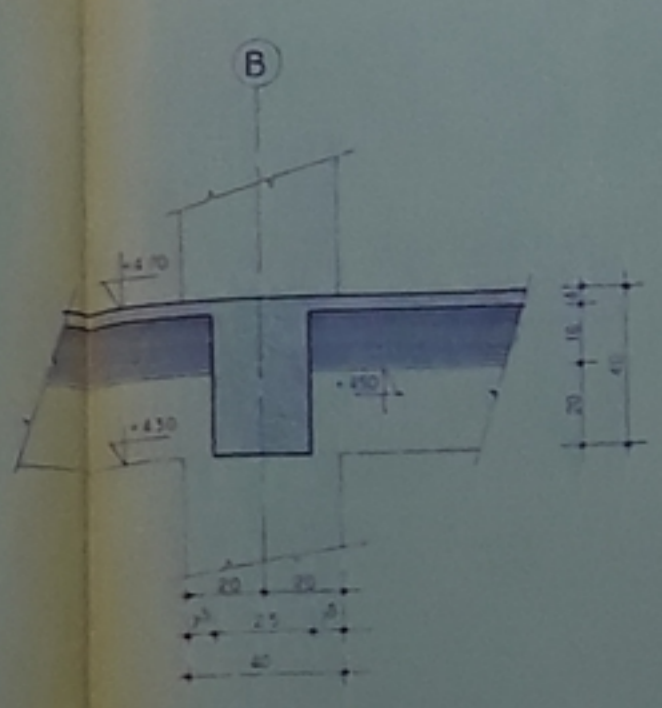


PB 00678
3

COUPE G-G



COUPE H_H

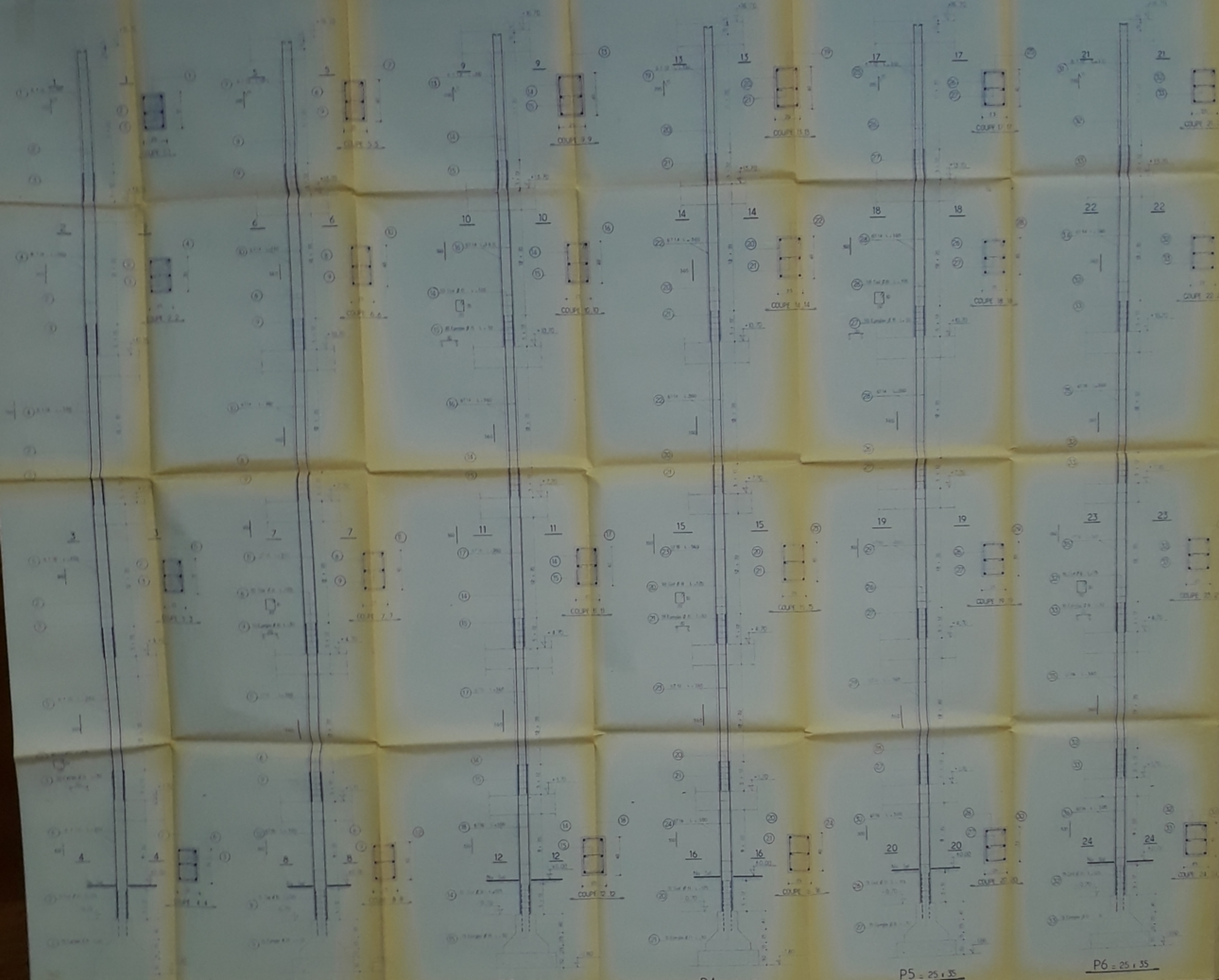


UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT
GENIE CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDES
 PROMOTION JUIN 1974

BATIMENTS D'HABITATION

DESIGNATION: COFFRAGE PLANCHER COURANT

PROFESSEUR: M. M. BOUMELAL
 DOCTEUR EN GENIE CIVIL: M. BOUMELAL
 ETUDES: M. BOUMELAL



UNIVERSITE D'ALGER

GENIE CIVIL

BATIMENTS D'HABITATION

COFFRAGE FERRAILLAGE POTEUX

P5 = 25 x 35

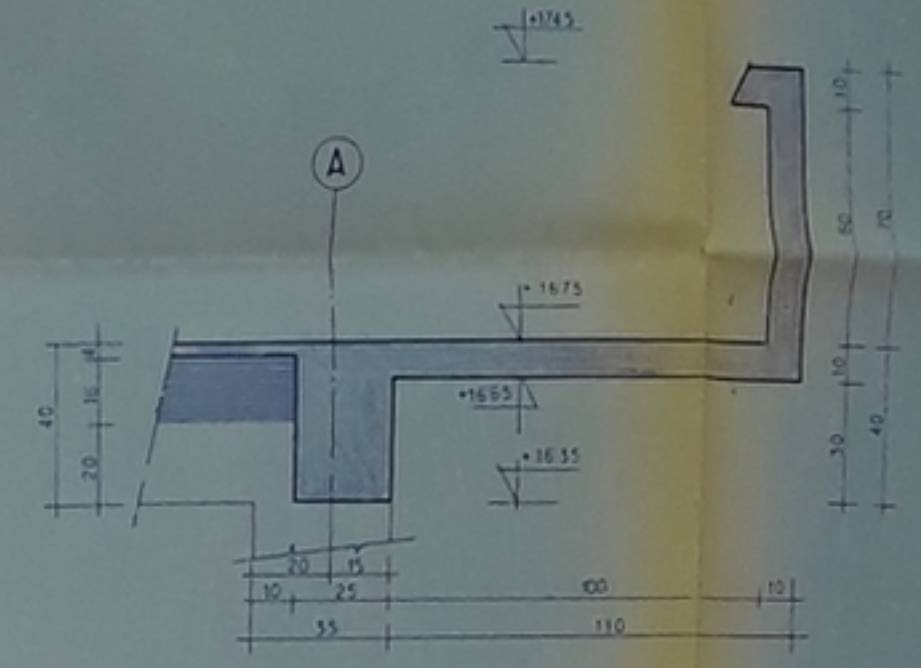
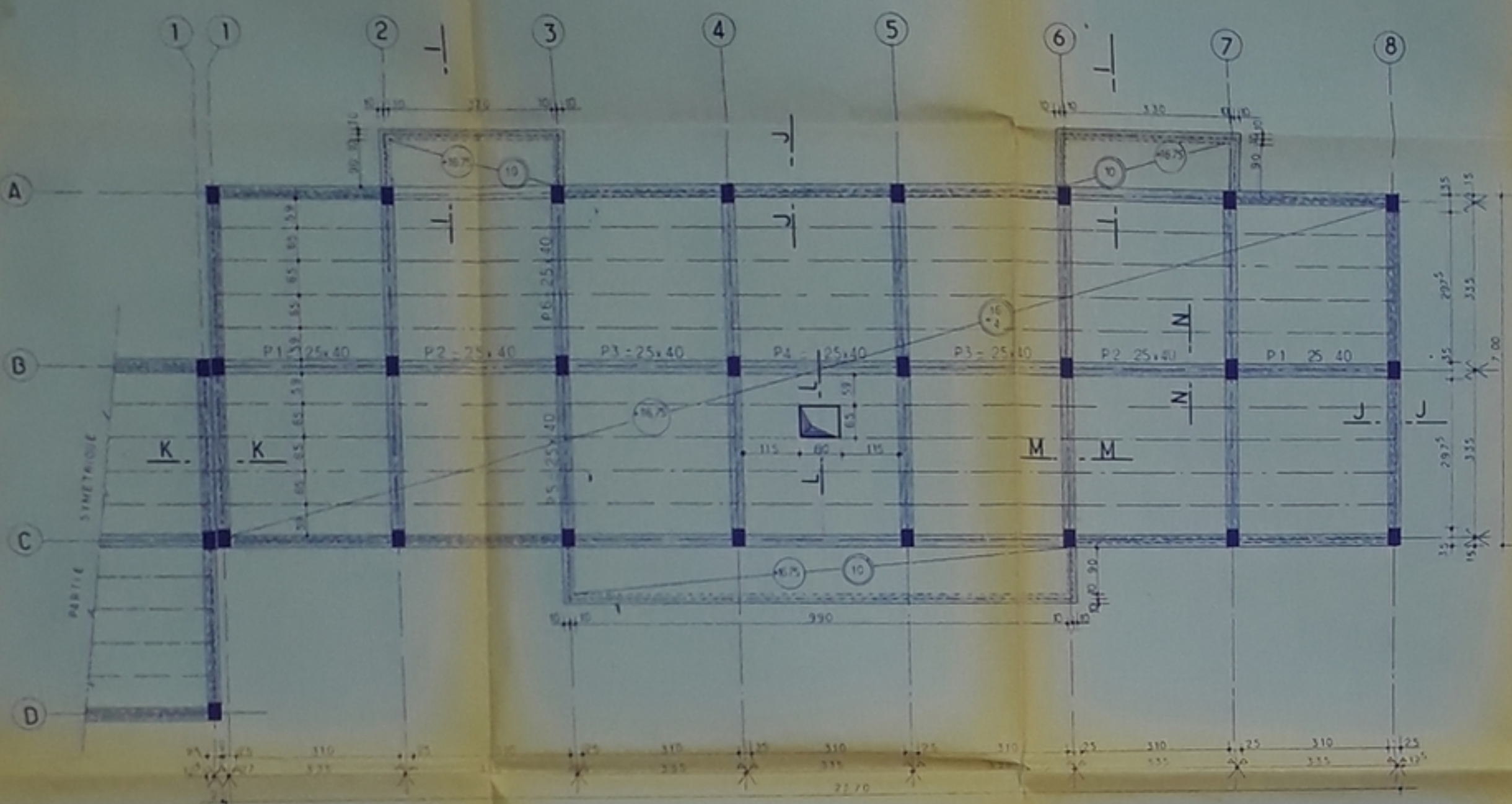
P6 = 25 x 35

05.00678

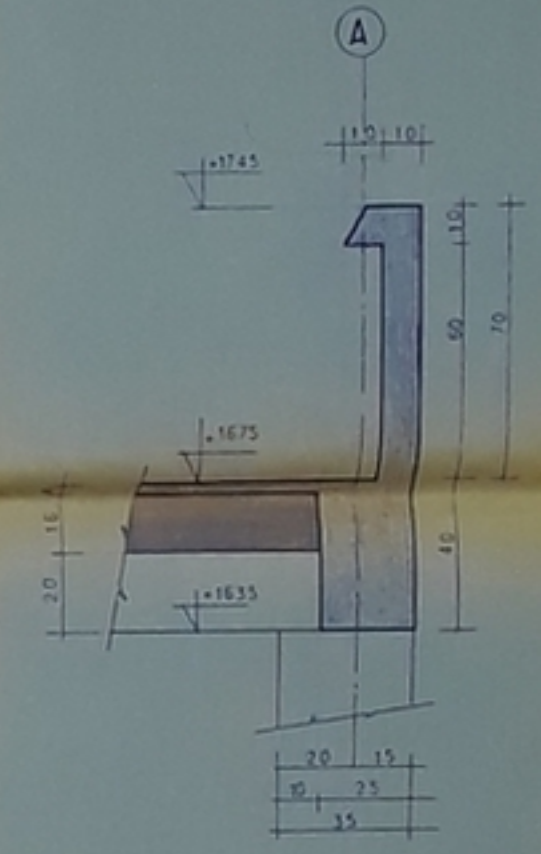
4
28
25.00

VUE EN PLAN DU PLANCHER TERRASSE

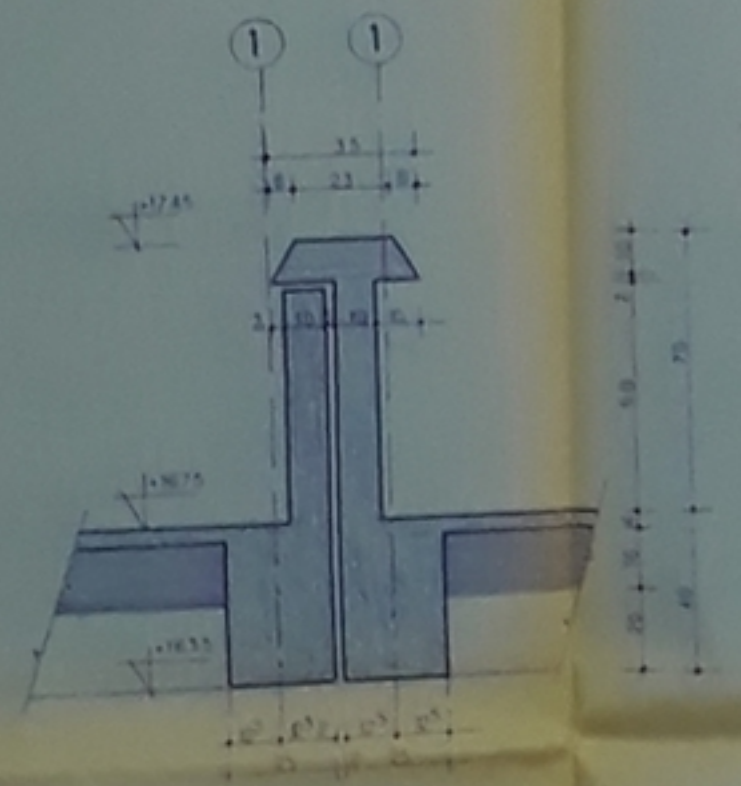
COUPE I - I



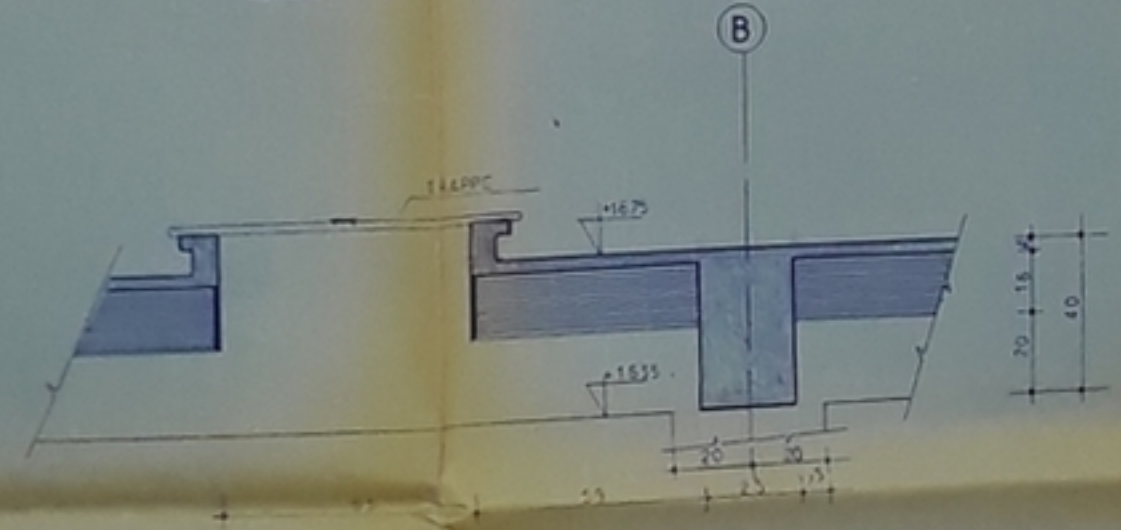
COUPE J - J



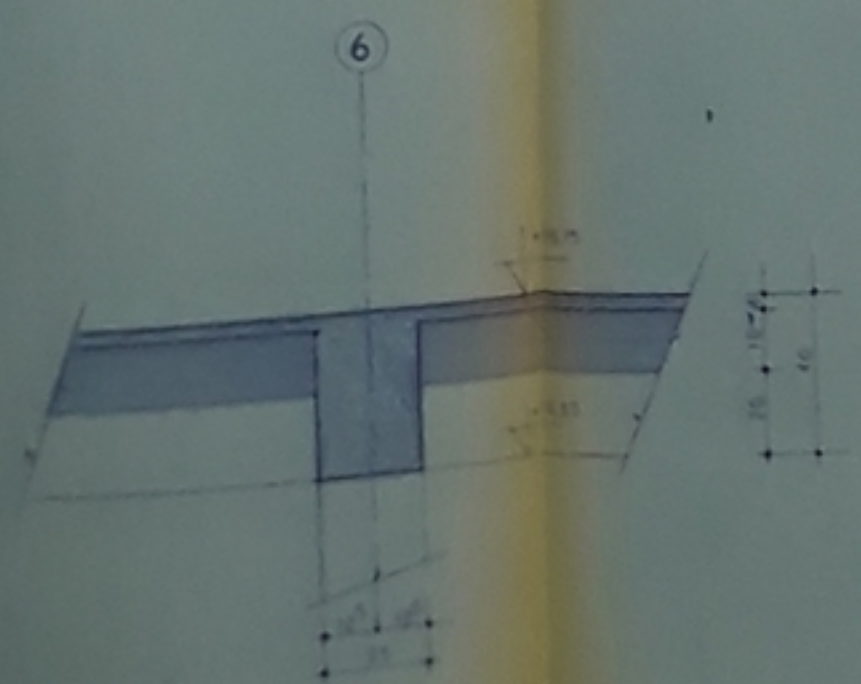
COUPE K - K



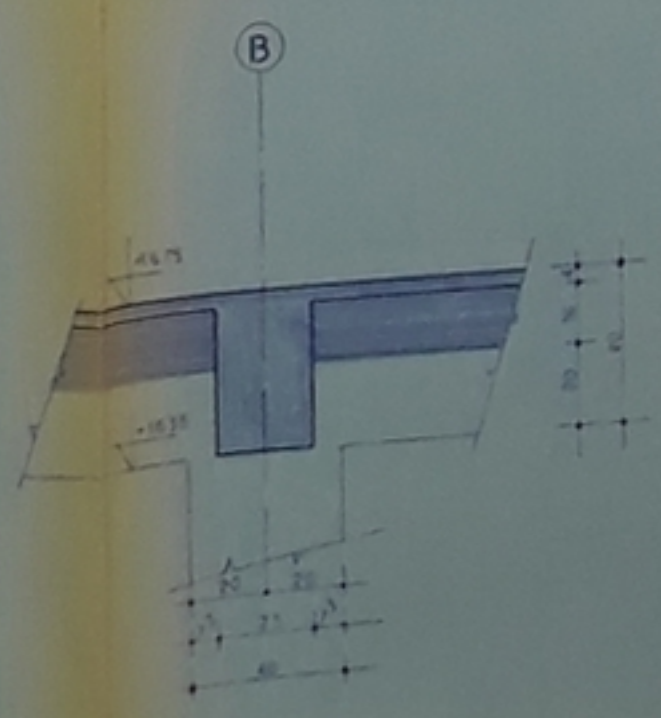
COUPE L - L



COUPE M - M



COUPE N - N



PB00675
- 5 -

5
8x30 3d

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

PROMOTION JUIN 1970

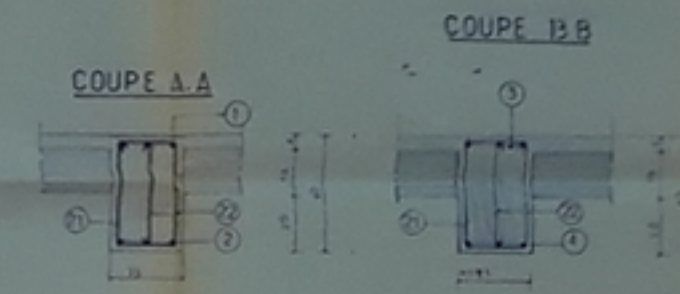
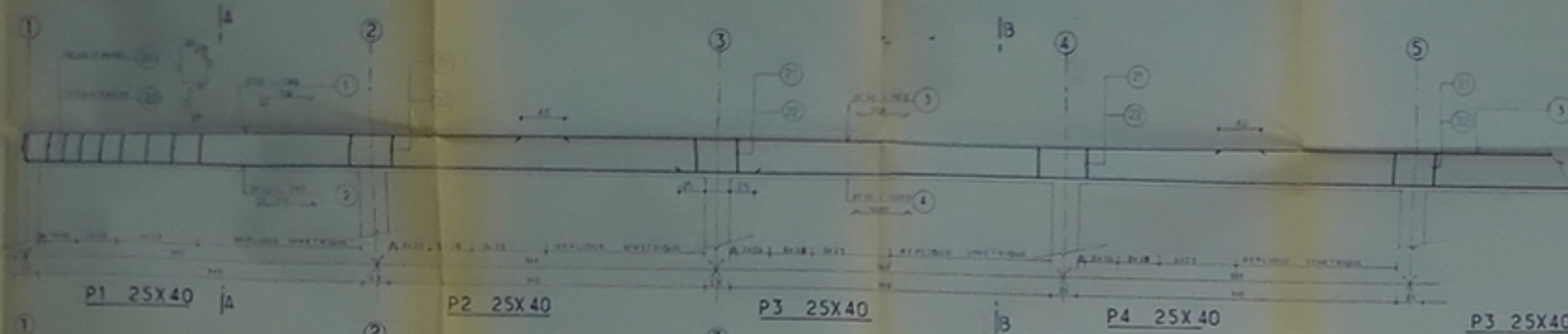
BATIMENTS D'HABITATION

DESTINATION

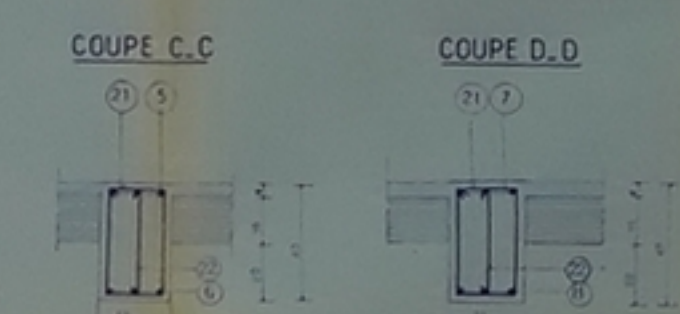
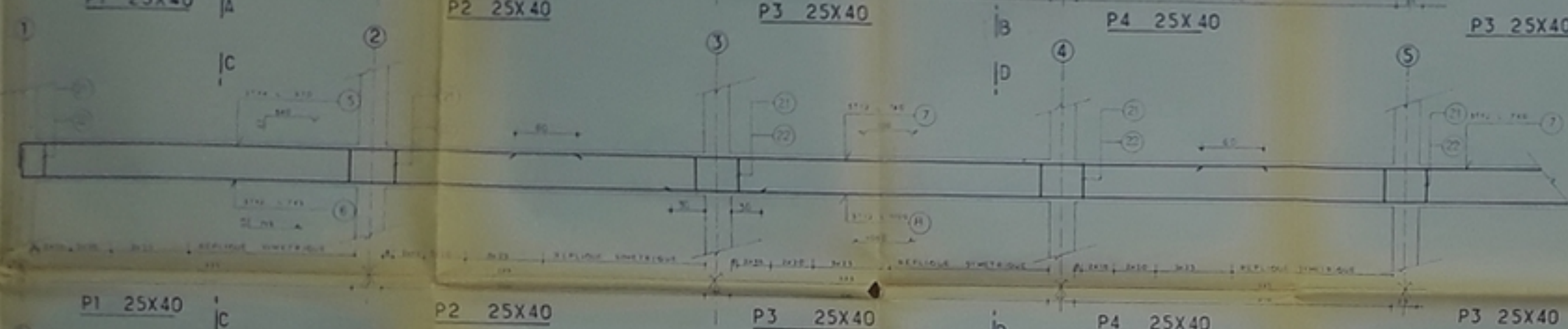
COFFRAGE

PLANCHER TERRASSE

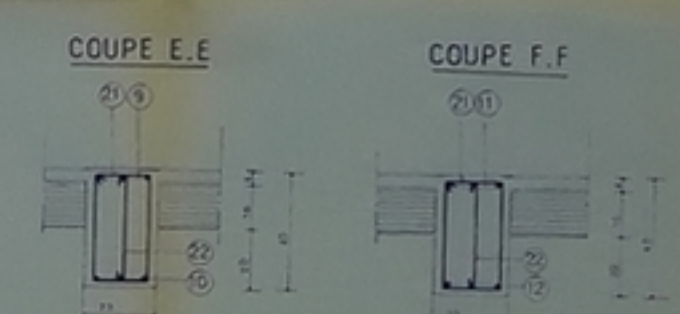
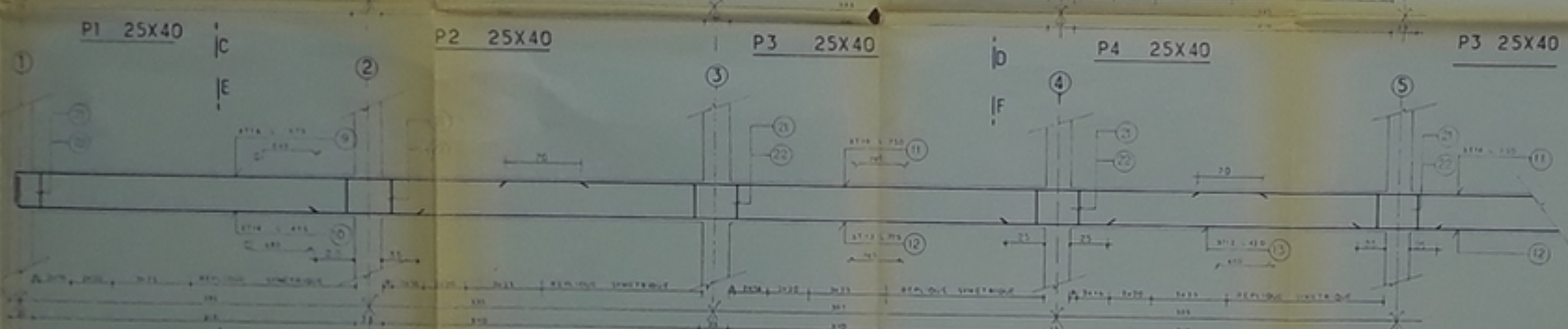
NIV 1



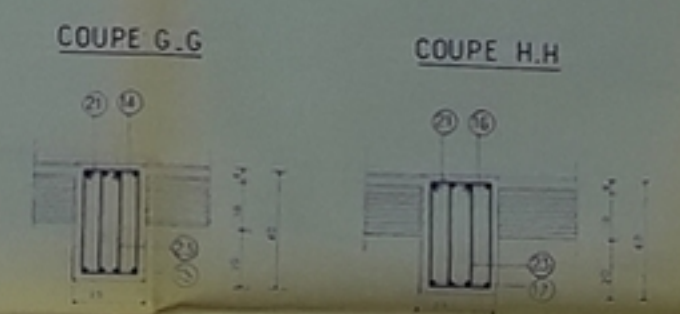
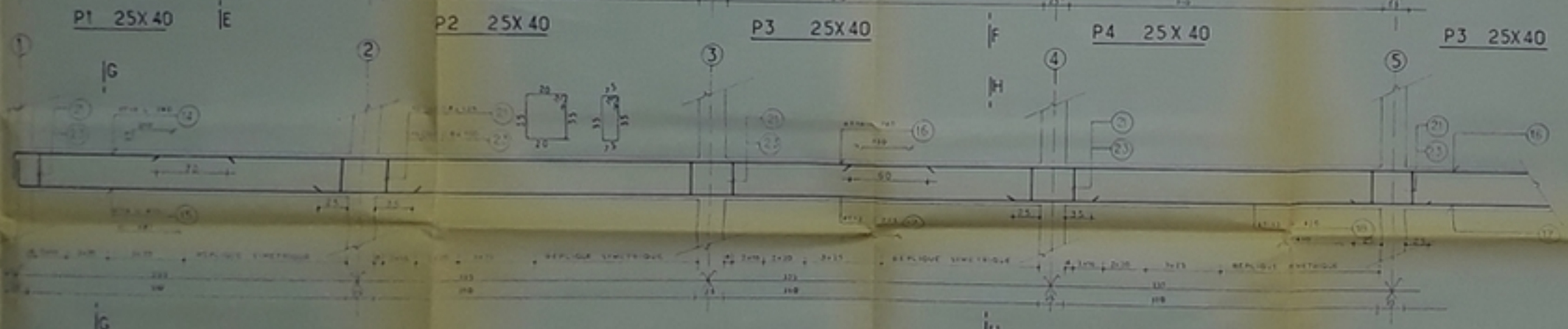
NIV 2



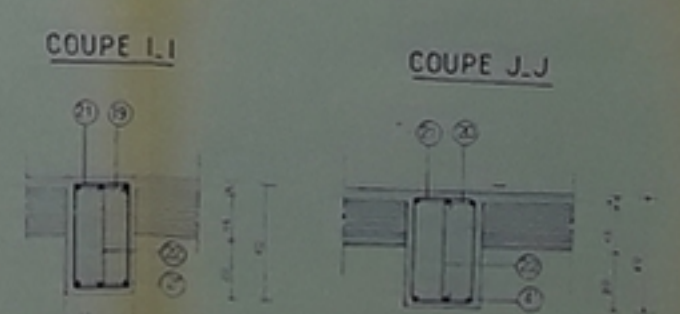
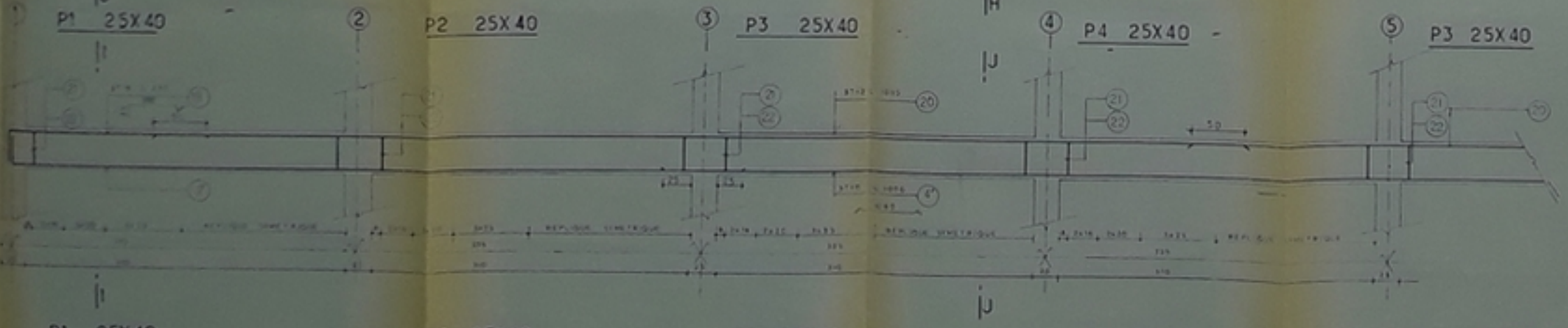
NIV 3



NIV 4 5



NIV R.D.C



P1 25X40 P2 25X40 P3 25X40 P4 25X40 P3 25X40

pg 006 27
-6-

-7-
828

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT

GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDE
PRODUCTION JUIN 70

BATIMENTS D'HABITATIO

DESIGNATION

FERRAILLAGE
POUTRES
P1 - P2 - P3 - P4

PROPOSE PAR

DIRIGE PAR

ETUDE PAR

