

UNIVERSITE D'ALGER

6/77

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENERAL CIVIL المدرسة لوطي

1ex

PROJET DE FIN D'ETUDES
BIBLIOTHEQUE

CENTRE de FORMATION

Lot: DORTOIRS

PROPOSE PAR :

SONELGAZ

ETUDIE PAR :

L. BENAGGOUN

SOUS LA DIRECTION

DE Mr. BALACHOV G. MAITRE DE CONFERENCE

JUIN 1977

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE de FORMATION

Lot: DORTOIRS

PROPOSE PAR :

SANELGOZ

ETUDIE PAR :

L. BENAGGOUN

SOUS LA DIRECTION

DE Mr. BALACHOV G. MAITRE DE CONFERENCE

JUIN 1977

Je tiens à remercier Mr. BALACHOV pour ses précieux conseils qui m'ont été d'une grande utilité pour l'élaboration de ce modeste travail .

Mes remerciements vont aussi à tous les Professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation .

II O M M A I R E

-----+0=0°=0=0+-----

Chapitre 1 :-	Hypothèses du projet	1
Chapitre 2 :-	Normes - Matériaux constituant le B.A.....	2
Chapitre 3 :-	Prédimensionnement - Dimensions à respecter	4
Chapitre 4 :-	Poids propre - Descentes des charges	12
Chapitre 5 :-	Evaluations des sollicitations	34
	- Surcharges d'exploitation	
	- Etude à la neige	
	- Etude au vent	
	- Etude au séisme	
Chapitre 6 :-	Dimensionnement des éléments de l'ouvrage et leur ferrailage	113
Chapitre 7 :-	Plans et dessins d'exécution	(P. J.)
Chapitre 8 :-	Fondations	145
Programme STRESS	161

°
// INTRODUCTION
-----oOo-----

Le centre de formation de Sonelgaz est un projet à réaliser dans l'avenir . Il est subdivisé en un certain nombre de lots . L'objet de cette présente étude s'intitule " lot dortoirs " .

Les dortoirs de ce centre se composent de 4 bâtiments à 3 étages, 1 rez-de-chaussée et un vide sanitaire . Les bâtiments sont identiques du point de vue étude et conception . La distribution des différents étages étant la même, celle des rez-de-chaussées est différente mais, il n'y a pas d'influence sur la structure de l'ossature du bâtiment car celle-ci est constituée de portiques (squelette en poutres et poteaux) en béton armé qui sont les éléments porteurs de cette construction .

Les planchers seront en poutrelles préfabriquées et hourdis .

D'après les estimations faites, ce schéma constructif est le plus économique et rationnel surtout pour les constructions en Algérie .

Le détail de la toiture " double toit " c'est-à-dire l'hydro et la thermo isolations font une toiture sûre surtout pour le climat de la région d'Ain M'Lila ou l'Est Algérien en général .

Le vide sanitaire est prévu pour recevoir toutes sortes de canalisations ainsi qu'une éventuelle zone de stockage de meubles et de matériels servant aux dortoirs .

Le revêtement des planchers est en carreaux granito de 1er choix. Une couche de sable entre la dalle de béton et le carrelage prête l'isolation phonique . Les cloisons épaisses de 15 cm font aussi une bonne isolation phonique . Les murs et les plafonds de l'intérieur sont enduits de plâtre et de l'extérieur, le bâtiment est revêtu de mortier fin . Toutes les chambres du dortoir sont munies de fenêtres donnant sur l'extérieur .

Les dimensions des bâtiments sont déterminées par Sonelgaz qui est le Maître de l'Ouvrage .

(C) H A P I T R E - 1 -

II- HYPOTHESES DU PROJET

Le projet consiste à construire quatre bâtiments identiques liés par des galeries au niveau de chaque étage . Ces bâtiments seront à usage de dortoirs et ont pour dimensions 43,32 m X 16,80 m .

Les bâtiments auront cinq niveaux qui sont trois étages, un rez-de-chaussée et un vide sanitaire . La hauteur sous plafond est de trois mètres .

La distribution des différents étages étant la même ; le rez-de-chaussée est différent .

Tout l'ouvrage sera exécuté en béton armé y compris les escaliers extérieurs et intérieurs de secours .

L'implantation de cet ouvrage sera à AIN M'LILA, noyau de l'Est algérien et le taux de travail du site est de trois (3) bars .

Le niveau $\pm 0,00$ m de la construction correspond à +761,55 m du nivellement général algérien (N.G.A.) .

(C) H A P I T R E - 2 -

II) FORMES - II) MATERIAUX
CONSTITUANT LE BETON ARME



Tout le béton armé entrant dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions (dites Règles C.C.B.A. 68 et modifications de 1970) et à tous les règlements en vigueur : Règles N.V. 65 révisées en 1967 , Règles P.S. 69 , ...

Le béton à utiliser pour la réalisation de l'ouvrage doit répondre aux normes suivantes :

- classe de ciment : C.P.A. 325 $\alpha = 1$
- béton peu contrôlé : $\beta = 5/6$
- granulats : $h_m > 4 C_g$ $\gamma = 1$

La valeur de δ dépend des sollicitations totales pondérées et de la nature de l'effort .

La valeur de ϵ dépend de la section à étudier .

BETON A PRENDRE .

Dosage : 350 kg/m³

Ciment C.P.A. 325

Contrôle atténué .

$\sigma'_{28} = 270$ bars

$\sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} \implies \sigma_{28} = 23,2$ bars

Contraintes admissibles :

$\bar{\sigma}'_{bo} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$

En compression simple :

$\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \cdot (5/6) \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5$ bars .

$\bar{\sigma}'_{bo} = 67,5$ bars .

En flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot (5/6) \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars .}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars .}}$$

En traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = 0,3 \cdot (5/6) \cdot 23,2 = 5,8 \text{ bars .}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars .}}$$

ACIER A PRENDRE .

a) Acier doux

Nuance FeE 24

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \rho \cdot \sigma_{en} = (2/3) \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

b) Acier à haute adhérence

Nuances FeE 40A et FeE 40B

$$- \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \emptyset \leq 20$$

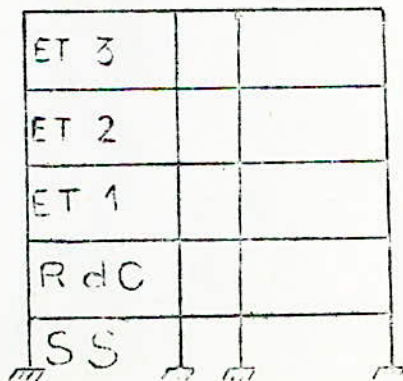
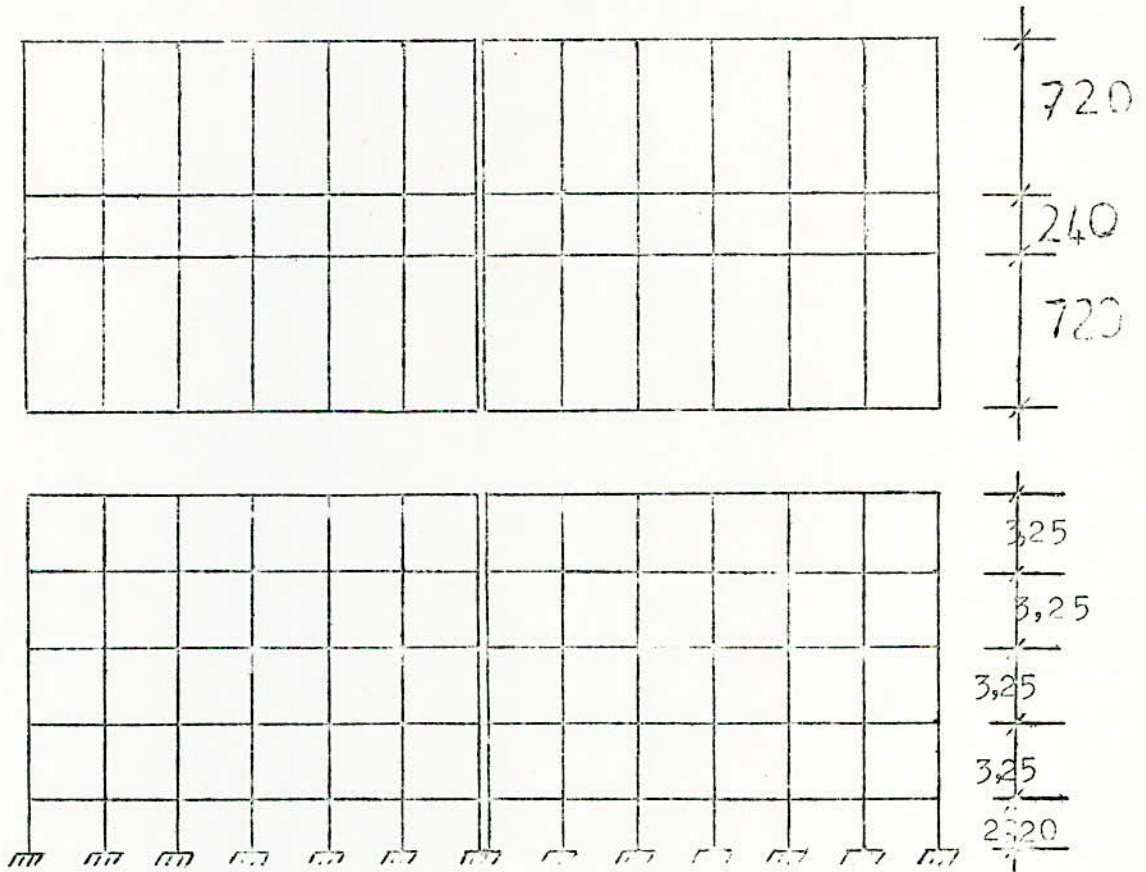
$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = (2/3) \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \emptyset > 20$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = (2/3) \cdot \sigma_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

L'étude de ce projet revient à étudier un seul bâtiment du point de vue structure. La différence de distribution des rez-de-chaussées n'a pas d'influence sur le comportement de la structure.

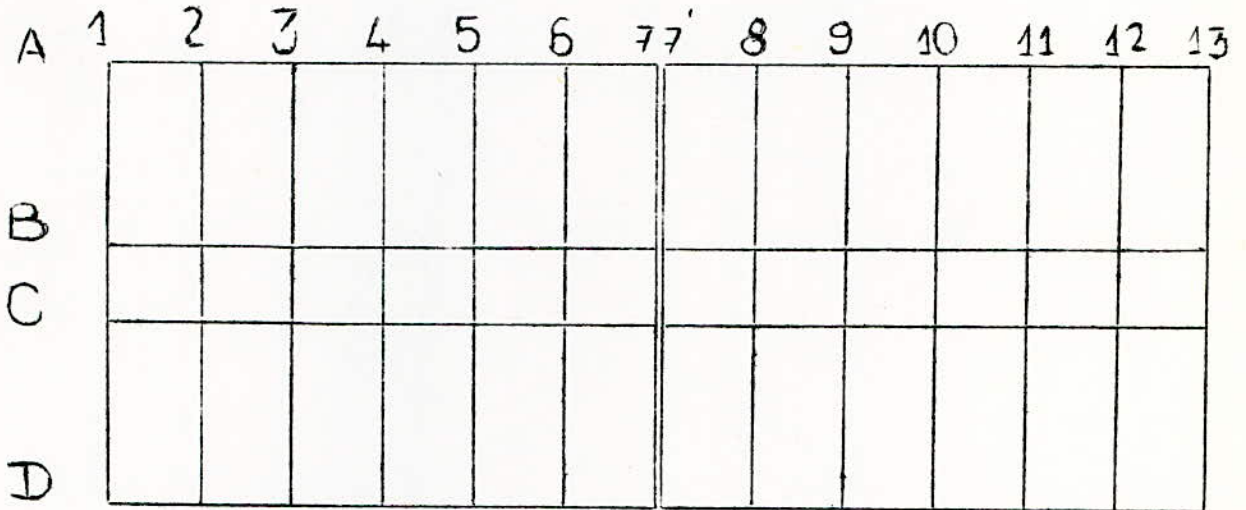
ÉTUDE DU BATIMENT I:



DIMENSIONS DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE A PRENDRE EN COMPTE:-

A. TERRASSE ET TROISIEME ETAGE.

Schéma:



Plancher terrasse:corps creux en béton : 12 + 4

Poutres longitudinales : axes A , B , C , D section 20 x 40 cm

Poutres transversales : axes 1,2,3,4,5,6,8,9,10,11,12,13

section : 20x50 cm

Poutres transversales : axes 7 , 7' section 15 x 50

Poteaux :

-tous les poteaux du troisieme étage ont une section carrée de 20 x 20

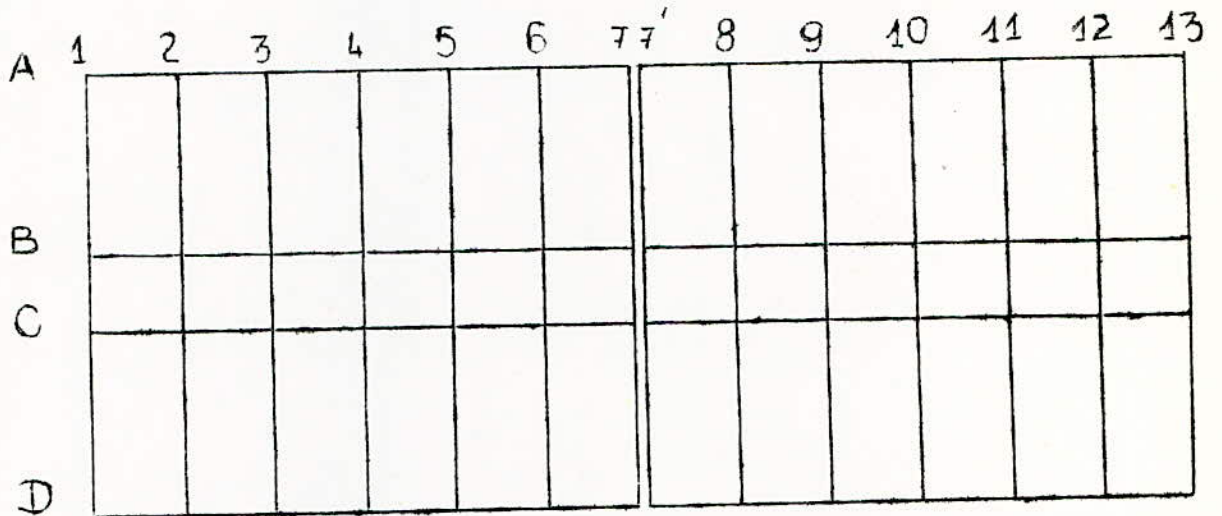
-les poteaux de joints ont une section de 15 x 20 cm.

Ce sont : A 7 , B 7 , C 7 ,D 7

A 7' , B 7' , C 7' ,D 7'.

B . DEUXIEME ETAGE ET PLANCHER HAUT DU 2° ETAGE .

Schéma :



Plancher : corps creux en béton du type 16 + 4

Poutres longitudinales : axes A,B,C,D : section 20 x 20 cm

Poutres transversales : axes 1,2,3,4,5,6,8,9,10,11,12,13
Section 20 x 50 cm

Poutres transversales : axes 7 , 7 ' section 15 x 50 cm

Poteaux :

- Tous les poteaux du 2° étage ont une section carrée de
20 x 20 cm .

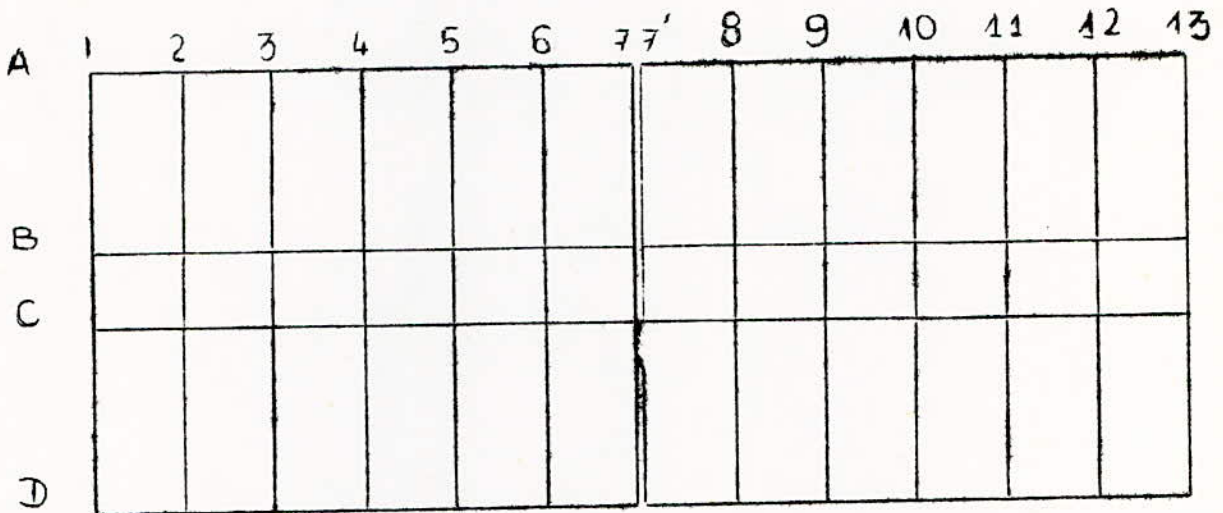
- Les poteaux de joints ont une section de 15 x 20 cm .

Ce sont : A 7 , B 7 , C 7 , D 7

A 7' , B 7' , C 7' , D 7'

C . PREMIER ETAGE ET PLANCHER HAUT DU 1° ETAGE .

Schéma :



Plancher en corps creux en béton du type : 16 + 4 .

Poutres longitudinales : Axes A , B , C , D : section 20x40

Poutres transversales : Axes 1,2,3,4,5,6,8,9,10,11,12,13
section : 20 x 50

Poutres transversales : Axes 7 , 7 ' : Section 15 x 50

Poteaux :

-Tous les poteaux du 1° étage ont une section carrée de
20 x 20

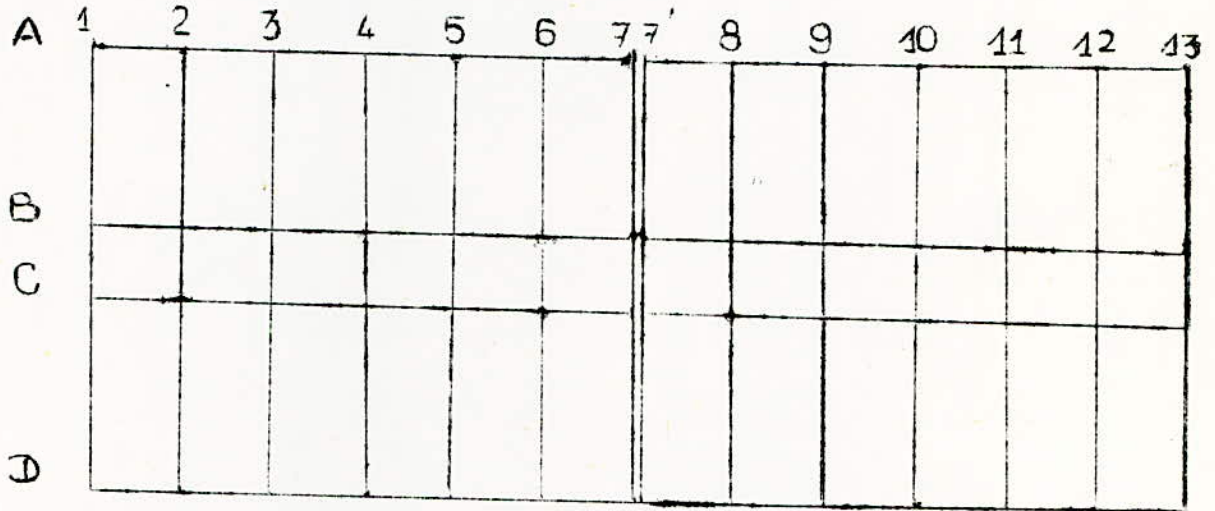
-Les poteaux de joints ont une section de 15 X 20 .

Ce sont : A 7 , B 7 , C 7 , D 7

A 7' , B 7' ; C 7' , D 7' .

D . REZ-DE-CHAUSSEE ET PLANCHER HAUT DU REZ-DE-CHAUSSEE .

Schéma :



Plancher en corps creux de béton du type 16 + 4 .

Poutres longitudinales : Axes A,B,C,D : section 20 X 40

Poutres transversales : Axes 1,2,3,4,5,6,8,9,10,11,12,13 .

Section 20 X 50 .

Poutres transversales : Axes 7 , 7 ' : Section 15 X 50

Poteaux :

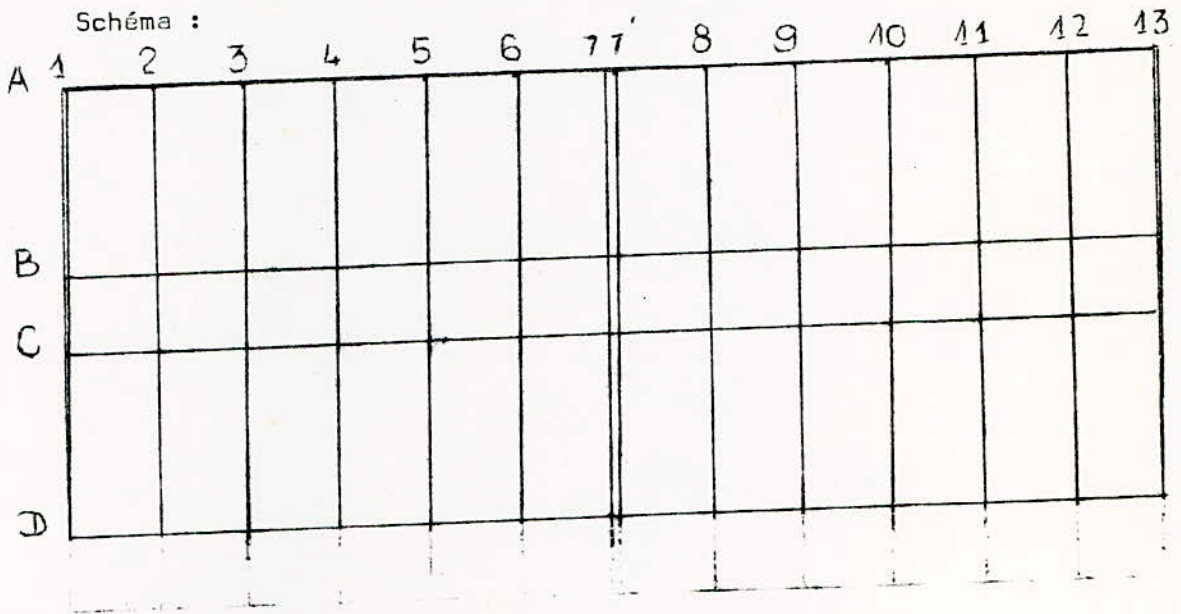
- Tous les poteaux du rez-de-chaussée ont une section carrée de 25 X 25 cm .

- Les poteaux de joints ont une section de 15 X 25 .

Ce sont : A 7 , B 7 , C 7 , D 7

A 7' , B 7' , C 7' , D 7' .

E . VIDE SANITAIRE ET PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE .



Plancher en corps creux du type 16 + 4

Poutres longitudinales : Axes A , B , C , D : section 20 x 40

Poutres transversales : Axes 1,2,3,4,5,6,8,9,10,11,12,13
Section 20x50 .

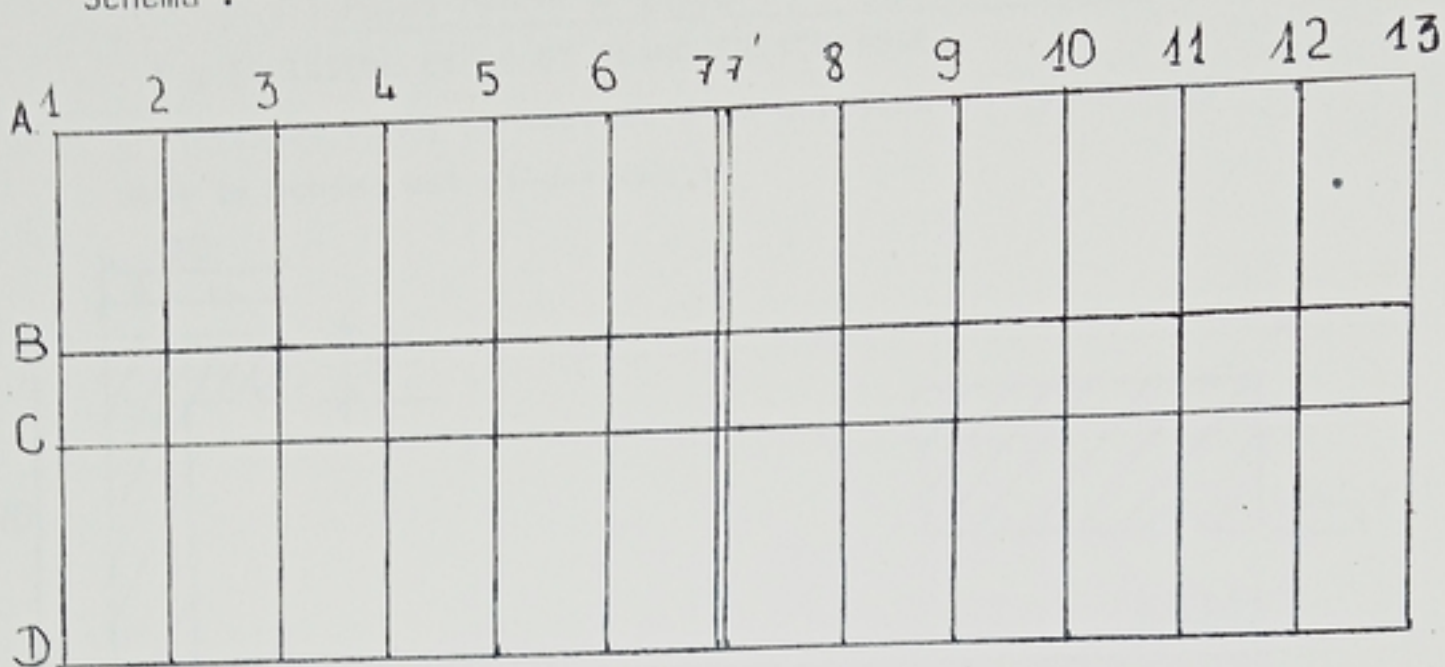
Poutres transversales : Axes 7,7' : section 15x50

Poteaux :

- Tous les poteaux du vide sanitaire ont une section carrée de 25 x 25 .
- Les poteaux de joints ont une section de 15x25 .

F . CADRILLAGE DE LONGRINES REPOSANT SUR LES SEMELLES .

Schema :



Toutes les longrines qui reposent sur les semelles ont une section de 20 x 30 .

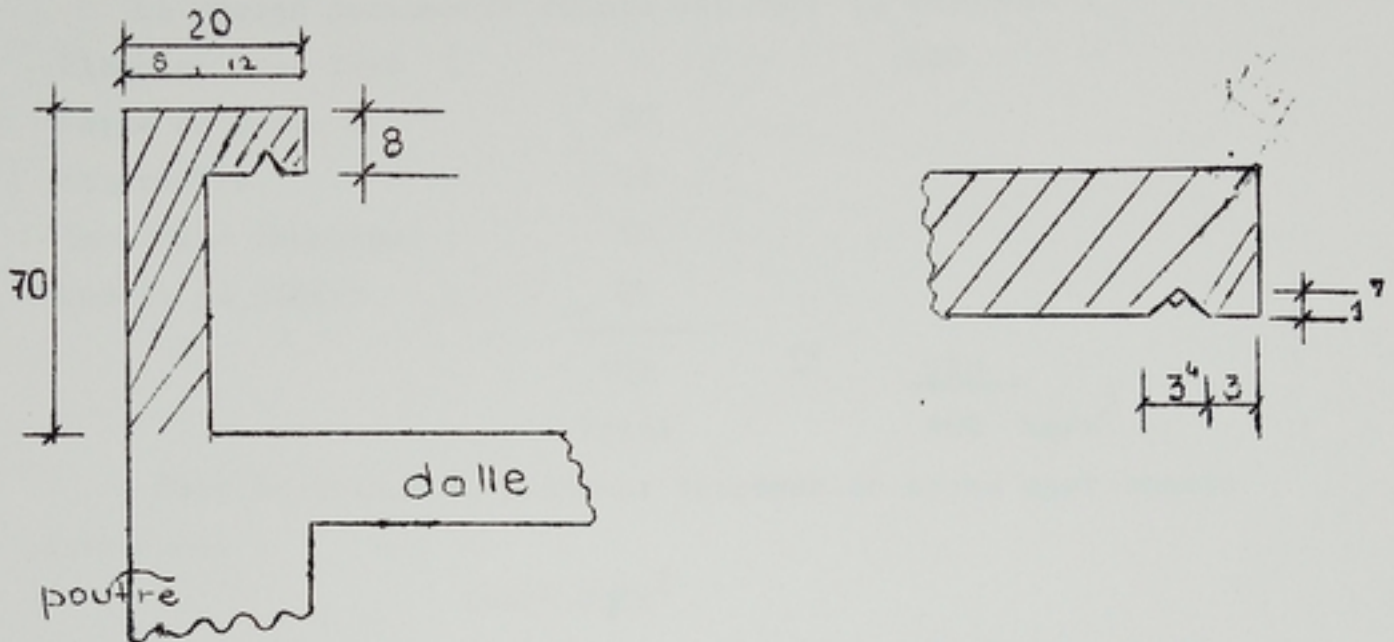
Ces longrines servent de cadrillage sous le bâtiment dans une zone sismique .

(C H A P I T R E - 4 -

) POIDS PROPRE - DESCRIPTION DES CHARGES

1 , TROISIEME ETAGE ET PLANCHER-TERRASSE .

La terrasse étant contournée d'un acrotère en béton armé dont le schéma est ci-dessous :



- Poids propre de l'acrotère :

$$(0,7 \cdot 0,08 + 0,12 \cdot 0,08 - \frac{(0,024)^2}{2}) \cdot 2500 \cdot 1 = 163,28 \text{ Kg/Ml}$$

donc : poids propre acrotère = 165 Kg/Ml

Il faut prévoir un joint de 2 cm tous les 7,20 m .

- Poids propre du plancher terrasse :

Le poids propre d'un plancher du type 12 + 4 est de 240 Kg/m^2 .

Le plancher-terrasse à prendre en compte est constitué de corps creux de 12 cm d'épaisseur posés sur des poutrelles préfabriquées en BA de 60 cm d'entre - axes et d'une dalle de 4 cm d'épaisseur .

Il faut prévoir une couche de béton en forme de pente sur la terrasse pour permettre aux eaux pluviales de s'écouler vers les descentes d'eau . Cette couche ayant une épaisseur moyenne de 4 cm aura un poids propre de 80 Kg/m^2 Car une couche de 1 cm d'épaisseur pèse 20 Kg/m^2 .

L'étanchéité en asphalte sablé aura une épaisseur totale de 2 cm et pèsera 47 Kg/m^2 .

Le feutre multicouche (isolation thermique) : 10 Kg/m^2

L'enduit au plâtre sous la terrasse : 1,5 cm d'épaisseur : 21 kg/m^2

La charge permanente totale est donc la suivante :

Plancher type 12+4 :	240	
Forme de pente :	80	
Etanchéité	47	
Isolation thermique :	10	
Enduit au plâtre :	21	
	158	\approx
Total		$\frac{160}{400 \text{ Kg/m}^2}$

Pour le calcul du plancher terrasse, on prend pour charge permanente :

$$G=400 \text{ Kg/m}^2$$

- Poids propre repris par les poutres longitudinales.

Les poutres longitudinales de l'axe A sont identiques aux poutres longitudinales de l'axe D par symétrie.

Ces poutres sont les suivantes:

A_{1-2} ; A_{2-3} ; A_{3-4} ; A_{4-5} ; A_{5-6} ; A_{6-7} ; $A_{7'-8}$; A_{8-9} ; A_{9-10} ;

A_{10-11} ; A_{11-12} ; A_{12-13} ; D_{1-2} ; D_{2-3} ; D_{3-4} ; D_{4-5} ; D_{5-6} ; D_{6-7} ;

$D_{7'-8}$; D_{8-9} ; D_{9-10} ; D_{10-11} ; D_{11-12} ; D_{12-13} .

Poids propre de la poutre : $0,2.0,4.2500.1 = 200 \text{ Kg/ml}$

Poids propre de l'acrotère : 165 Kg/ml

Plancher repris par la poutre : $0,3.400.1 = 120 \text{ Kg/ml}$

Forme de pente et étanchéité

sur la poutre : $0,12.160.1 = 19,2 \text{ Kg/ml}$

Total $504,2 \text{ Kg/ml}$

$$G=505 \text{ Kg/ml}$$

Les poutres longitudinales de l'axe B sont identiques par symétrie aux poutres longitudinales de l'axe C.

Ces poutres sont les suivantes:

B_{1-2} ; B_{2-3} ; B_{3-4} ; B_{4-5} ; B_{5-6} ; B_{6-7} ; $B_{7'-8}$; B_{8-9} ; B_{9-10} ;

B₁₀₋₁₁ ; B₁₁₋₁₂ ; B₁₂₋₁₃ ; C₁₋₂ ; C₂₋₃ ; C₃₋₄ ; C₄₋₅ ; C₅₋₆ ;
C₆₋₇ ; C₇₋₈ ; C₈₋₉ ; C₉₋₁₀ ; C₁₀₋₁₁ ; C₁₁₋₁₂ ; C₁₂₋₁₃ .

Poids propre de la poutre : $0,2 \cdot 0,4 \cdot 1,2500 = 200 \text{ Kg/ml}$

Plancher revenant à la poutre: $0,60 \cdot 1,400 = 240 \text{ Kg/ml}$

Forme de pente et étanchéité

sur la poutre : $0,20 \cdot 1,160 = 32 \text{ Kg/ml}$

Total 472 Kg/ml

$$G = 472 \text{ Kg/ml}$$

II- DEUXIEME ETAGE ET PLANCHER HAUT DU 2^{ieme} ETAGE .

-Poids propre du plancher.

Le plancher haut du deuxième étage est du type 16+4. Il est composé de corps creux en béton d'épaisseur 16cm.

Poids propre du plancher 16+4 : 265 Kg/m^2

Enduit de plâtre sous plancher: 1,5cm 21 Kg/m^2

Revêtement en carreaux et bain
de mortier de 3,5cm : 80 Kg/m^2

Total 366 Kg/m²

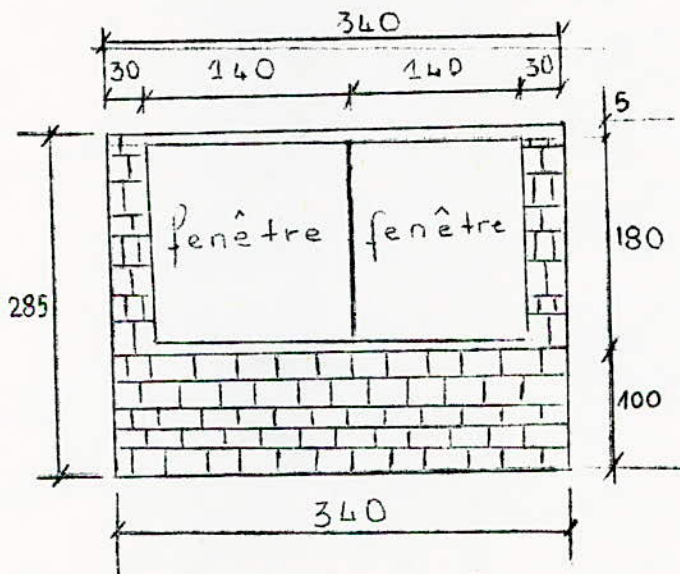
La charge permanente servant au calcul du plancher est:

$$G = 370 \text{ Kg/m}^2$$

- Poids propre des murs de long-pans comportant les fenêtres.

Mur extérieur : c'est un mur à double cloison, voir schéma ci-dessous:

Cf . Projet de bâtiment par René BAYON éd. Eyrolles 1973 .



Mur de façade composite (enduits deux façades): vide d'air 3 cm
1 brique pleine de 11+ 1 brique creuse de 6 cm (épaisseur
finie : 24 cm) poids propre : 270 Kg/m².

Fenêtres: poids propre

cadre de fenêtre en bois (5/7) : 10 Kg/ml

verre double ou cathédrale : 8 Kg/m²

poids propre de 1 m² de fenêtre \approx 50 Kg/m²

La charge permanente due au mur ci-dessus est :

$$\left[3,40 \cdot 1,05 \cdot 270 + 1,80 \cdot 2,80 \cdot 50 + 0,60 \cdot 1,80 \cdot 270 \right]$$
$$\div 3,40 = 443,38 \text{ D'où } G = 445 \text{ Kg/ml}$$

Poids propre repris par les poutres longitudinales
suivantes :

A₁₋₂ ; A₁₀₋₁₁ ; A₁₁₋₁₂ ; A₁₂₋₁₃

D₁₋₂ ; D₁₀₋₁₁ ; D₁₁₋₁₂ ; D₁₂₋₁₃

Nous considérons que la poutre D₁₁₋₁₂ est la même que
les autres pour simplification de calculs .

Poids propre de poutre : 0,2.0,4.1.2500 = 200 Kg/ml

mur de façade sur la poutre : 270.1.2,85 = 769,5 Kg/ml

Plancher : 0,3.1.370 = 111 Kg/ml

total 1080,5 Kg/ml

La charge permanente servant au calcul de ces poutres
est : G = 1081 Kg/ml

Poids propre repris par les poutres longitudinales d'axes
A et D qui sont les suivantes :

A₂₋₃ ; A₃₋₄ ; A₄₋₅ ; A₅₋₆ ; A₆₋₇ ; A₇₋₈ ; A₈₋₉ ; A₉₋₁₀ .

D₂₋₃ ; D₃₋₄ ; D₄₋₅ ; D₅₋₆ ; D₆₋₇ ; D₇₋₈ ; D₈₋₉ ; D₉₋₁₀ .

Poids propre de poutre : 0,2.0,4.1.2500 = 200 Kg/ml

mur de façade sur la poutre : 270.1.2,85 = 769,5 Kg/ml

plancher : 0,3.1.370 = 111 Kg/ml

total 756 Kg/ml

La charge permanente servant au calcul de ces poutres
est : G = 756 Kg/ml.

Poids propre repris par les poutres longitudinales
d'axes B et C qui sont les suivantes :

pour raisons de symétrie, les poutres B et C sont
poutres A₁₋₂ et D₁₋₂ qui ont un poids propre de 200 Kg/ml
une charge permanente de 1081 Kg/ml.

Pour raison de simplification, on considère que les poutres B_{11-12} et C_{11-12} sont également chargés que les autres telle que B_{1-2} .

B_{1-2} ; B_{2-3} ; B_{3-4} ; B_{4-5} ; B_{5-6} ; B_{6-7} ; B_{7-8} ; B_{8-9} ; B_{9-10} ; B_{10-11} ;
 B_{11-12} ; B_{12-13} .

C_{1-2} ; C_{2-3} ; C_{3-4} ; C_{4-5} ; C_{6-7} ; C_{7-8} ; C_{8-9} ; C_{9-10} ; C_{10-11} ;
 C_{11-12} ; C_{12-13}

- Poids propre de la poutre :	0,2.0,4.2500.1	= 200
- Mur de cloison	: 270.1.2,85	= 769,5
- Plancher	: 370.0,6.1	= 222

total 1191,5 Kg/ml

La charge permanente servant au calcul de ces poutres est :

$$G = 1192 \text{ Kg/ml.}$$

3. PREMIER ETAGE ET PLANCHER HAUT DU 1° ETAGE .

Pour le calcul des éléments constituant le premier étage et le plancher haut du premier étage, voir le paragraphe précédant [2] car les étages sont identiques .

4. REZ-DE-CHAUSSÉE ET PLANCHER HAUT DU REZ-DE-CHAUSSÉE .

Cet étage est également identique au 1° et au 2° étage, voir donc le paragraphe [2] .

5. SOUS-SOL ET PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL .

- Poids propre du plancher.

Ce plancher est identique au plancher haut du 2° étage sauf que sous ce plancher, la couche d'enduit au plâtre ne sera pas appliquée. Mais pour raisons de sécurité et de simplification de calcul, on prend la même charge permanente que le plancher haut du 2° étage.

$$G = 370 \text{ Kg/m}^2$$

- Poutres longitudinales .

Les charges permanentes des poutres longitudinales sont identiques aux charges permanentes des poutres longitudinales du 2° étage . Pour les valeurs numériques, voir paragraphe [2] ci-avant .

6. CADRILLAGE EN LONGRINES SUR SEMELLES .

- Longrines longitudinales d'axes A et D :

Ces longrines vont supporter les murs sous-sol de 270Kg/m^2

pois propre de longrines : $0,2.0,3.2500 = 150$

pois propre du mur : $270.1.1,8 = \underline{486}$

total 636 Kg/ml

La charge permanente servant au calcul de ces longrines est:

$$G = 636 \text{ Kg/ml}$$

- Longrines longitudinales d'axes B et C .

Ces longrines supportent uniquement leur poids propre .

$$G = 150 \text{ Kg/ml} .$$

CHARGES PERMANANTES REPRISES PAR LES DIFFERENTES TRAVERSES
CONSTITUANT LES PORTIQUES .

1. TERRASSE;poutres transversales;portiques.

Portique N°1 et N°13 identiques .Portique de rive.
Pois propre acrotère : 165 Kg/ml .

Poutres transversales : $0,2.0,5.2500.1250 \text{ Kg/ml}$.

Plancher : $400.1,7.1 = \underline{680} \text{ Kg/ml}$.

total:..... 1044 Kg/ml.

G sur la traverse terrasse = 1095 Kg/ml.

Portiques n° 2,3,4,5,6,8,9,10,11,12 : Portiques centrales .

Pois propre poutre transversale : $0,2.0,5.2500=250 \text{ kg/ml}$.

Plancher $400.3,4.1 = \underline{1360} \text{ Kg/ml}$.

G sur la traverse est de 1610 Kg/ml .
total 1610 Kg/ml.

Portique n° 7 et 7' identiques.Portique de joint.

Pois propre poutre de joint : $0,15.0,5.2500 = 187,5$

Plancher : $1,7.400.1 = \underline{680}$

total 867,5 Kg/ml.

G sur la traverse est de $867,5 \approx 868 \text{ Kg/ml}$.

2.Etage et haut du 2°étage .

Portique de rive.

Pois propre du mur pignon : $270.2,75.1 = 729$

Pois propre traverse : $0,2.0,5.2500.1 = 250$

Plancher : $370.1,7.1 = \underline{629}$

total 1 608 Kg/ml.

$$G = 1610 \text{ Kg/ml}.$$

Portique central

Poids propre de cloison	: 270.2,75.1 =	729
Traverse		= 250
Plancher		= <u>1258</u>
	total	2237 Kg/ml.

$$G = 2240 \text{ Kg/ml.}$$

Portique de joint .

Traverse	187,5
Plancher	629
Cloison 175.2,75.1	<u>481,25</u>
total —	1298 Kg/ml.

$$G = 1298 \text{ Kg/ml.}$$

3.1° Etage et haut du 1° Etage .

Les memes charges permanentes à prendre en compte que celles du 2° étage .

4. REZ-de-chaussée et haut du rez-de-chaussée .

Les charges permanentes sont identiques à celles du 2° étage.

5. SOUS-SOL et haut du sous-sol.

Nous prenons les mêmes charges permanentes que celles du 2° étage.

6. CADRILLAGE EN LONGRINES.

-Portique de rive .

Longrine	: 0,2.0,3.1.2500 =	150
Mur sous-sol:270.1,8.1	=	<u>486</u>
	total	636 Kg/ml.

$$G = 636 \text{ Kg/ml.}$$

Portique central :

$$\text{Longrine} : 0,2.0,3.1.2500 = 150 \text{ Kg/ml.}$$

$$G = 150 \text{ Kg/ml.}$$

Portique de joint :

$$\text{Longrine} : 0,15.0,3.1.2500 = 112,5 \text{ — } 113 \text{ Kg/ml.}$$

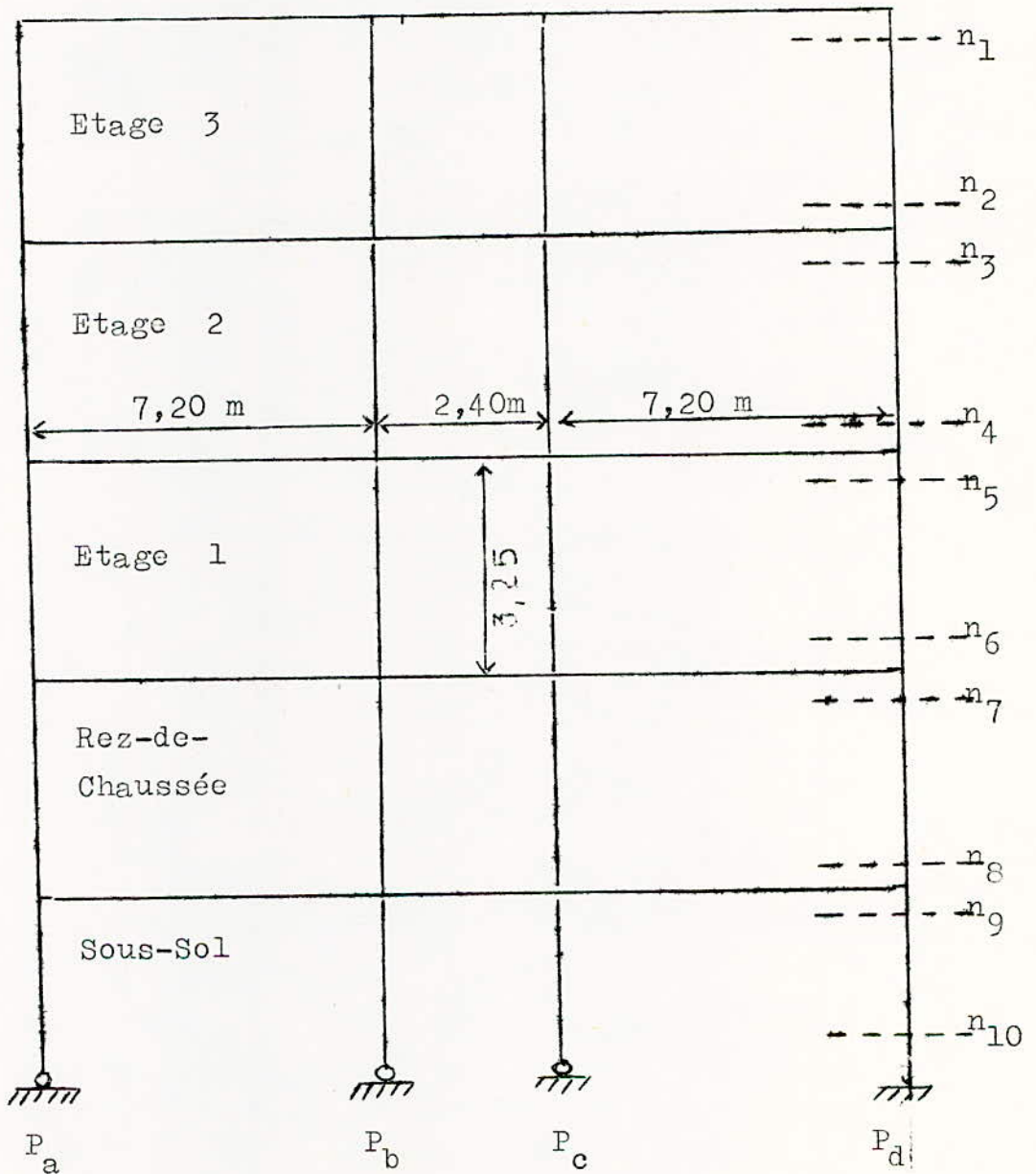
$$G = 113 \text{ Kg/ml.}$$

DESCENTE DES CHARGES :-

Portique n° 1 .

Remarque : Les poteaux P_c et P_d sont respectivement symétriques aux poteaux P_b et P_a . Faisons donc uniquement les calculs pour les poteaux P_a et P_b .

Schéma montrant les niveaux du portique :



NIVEAU N° 1.

Poteau P_A.

-Poutre longitudinale	: 0,2.0,4.1,7.2500 =	340
-Poutre transversale	: 0,2.0,5.3,7.2500 =	925
-Acrotère	: 165(1,7+3,7) =	891
-Plancher terrasse	: 400.1,7.3,5 =	2380
-BP sur la poutre	: 5,4.0,12.160 =	104
BP= béton de pente		
Total		4640 Kg

Poteau P_B.

-Poutre logitudinale	: 0,2.0,4.1,7.2500 =	340
-Poutre transversale	: 0,2.0,5.(1,2+3,6).2500 =	1200
-Acrotère	: 165.(1,2+3,2) =	792
-BP. et étanchéité	: 160.(4,8.0,2+1,7.0,2) =	147
-Plancher terrasse	: 0,25.9520 + 0,25.2912 =	3108
Total		5587 Kg

NIVEAU N°2

Poteau P _A : venant de n ₁	4640
Poteau : 0,2.0,2.2500.2,75 =	275
Total	4915 Kg

Poteau P _B : venant de n ₂	5587
Poteau : 0,2.0,2.2500.2,75 =	275
Total	5862 Kg

NIVEAU N3

Poteau P _A venant de n ₂	4915
-Poutre longitudinale : 0,2.0,4.2500.1,7=	340
-Poutre transversale : 0,2.0,5.3,7.2500=	925
-Plancher : 1,7.3,5.370 =	2201,5
-Mur de façade : 270.1,7.285+ +270.3,5.2,75 =	3906,9
	7373,4
	12288,4Kg
	7373,4Kg

Poteau P _B : venant de n ₂			
- Poutre longitudinale	: 1,7.0,2.0,4.2500 =	340	} 5862
- Poutre transversale	: 0,2.0,5.2500.4,8 =	1200	
- Plancher	: 1,7.4,6.370 =	2893,4	
- Mur de façade	: 3,5.2,75.270		
	+1,1.2,75.270 =	3415,5	
- Cloison	: 1,7.2,85.270 =	1308,15	} 9157,05
			<u>15019,05 Kg</u>
	Total	9157,05 Kg	

NIVEAU N 4

Poteau P _A : venant de n ₃		12889
Poteau		275
Total		<u>13164 Kg</u>
Poteau P _B : venant de n ₃		15020
Poteau		275
Total		<u>15295 Kg</u>

NIVEAU N 5

Poteau P _A : venant de n ₄		13164
Etage		7373,4
Total		<u>20537,4 Kg</u>
Poteau P _B : venant de n ₄		15295
Etage		9157,05
Total		<u>24452,05 Kg</u>

NIVEAU N 6

Poteau P _A : venant de n ₅		20538
Poteau		275
Total		<u>20813 Kg</u>
Poteau P _B : venant de n ₅		24453
Poteau		275
Total		<u>24728 Kg</u>

NIVEAU N 7

Poteau P _A : venant de n ₆	20813
Etage	<u>7373,4</u>
Total	28186,4 Kg
Poteau P _B : venant de n ₆	24728
Etage	<u>9157,05</u>
Total	33885,05 Kg

NIVEAU N 8

Poteau P _A : venant de n ₇	28187
Poteau:0,25.0,25.2,75.2500 =	<u>430</u>
Total	28617 Kg
Poteau P _B : venant de n ₇	33886
Poteau:0,25.0,25.2,75.2500 =	<u>430</u>
Total	34316 Kg

NIVEAU N 9

Poteau P _A : venant de n ₈	28167
- Poutre longitudinale:0,2.0,4.2500.1,65=	330
- Poutre transversale :0,2.0,5.2500.3,70=	925
- Plancher :1,7.3,5.370 =	2201,5
- Mur de façade :1,65.2,85.270+3,45.	
2,75.270 =	<u>3831,3</u>
	7287,8
	<u>35904,8 Kg</u>
Poteau P _B : venant de n ₈	34316
- Poutre longitudinale :0,2.0,4.1,65.2500=	330
- Poutre transversale :0,2.0,5.4,8.2500 =	1200
- Plancher :1,7.4,6.370 =	2893,4
- Mur de Façade : 4,55.2,75.270 =	3378,38
- Mur de cloison :1,65.2,85.270 =	<u>1269,68</u>
	9071,46
	<u>43387,46 Kg</u>

NIVEAU N 10

Poteau P _A : venant de n ₉	35905
Poteau:0,25.0,25.1,7.2500=	<u>266</u>
Total	36171 Kg

Poteau P _B : venant de n ₉	43388
Poteau	266
Total	<hr/> 43654 Kg

NIVEAU DES FONDATIONS:

Poteau P _A : venant de n ₁₀	36171	
- Mur du sous-sol :	830,42	} 3270,46
- Mur du sous-sol :	1636,04	
- Longrine longitudinale :	249	
- Longrine transversale :	555	
Total	<hr/> 3270,46	<hr/> 39441,46 Kg

Poteau P _B : venant de n ₁₀	43654	
- Mur du sous-sol: 1,75.270,4,42 =	2084,91	} 3059,91
- Longrine longitudinale: 1,66.0,02. 0,3.2500 =	249	
- Longrine transversale : 0,2.0,3. 0,3.2500.4,8 =	720	
	<hr/> 3053,91	<hr/> 46707,91 Kg

Portique Central n° 2 :-

NIVEAU N1

Poteau P_A

- Poutre longitudinale	: 3,4.0,2.0,4.2500	=	680
- Poutre transversale	: 3,7.0,2.0,5.2500	=	925
- Plancher	: 3,5.3,4.400	=	4760
- Acrotère	: 3,6.165	=	594
Total			6959 Kg

Poteau P_B

- Poutre longitudinale	: 3,4.0,2.0,4.2500	=	680
- Poutre transversale	: 4,8.0,2.0,5.2500	=	1200
- Plancher	: 3,4.4,6.400	=	6256
Total			8136 Kg

NIVEAU N2

Poteau P _A : venant de n ₁			6959
- Poteau: 0,2.0,2.2,75.2500		=	275
Total			7234 Kg

Poteau P _B : venant de n ₁			8136
Poteau			275
Total			8411 Kg

NIVEAU N3

Poteau P _A : venant de n ₂			7234
- Poutre longitudinale: 3,4.0,2.0,4.2500		=	680
- Poutre transversale : 3,7.0,2.0,5.2500		=	925
- Plancher : 3,5.3,4.370		=	4403
- Mur de façade : 3,4.2,85.270		=	2616,3
- Mur de cloison : 3,5.2,75.270		=	2598,75
Total			11223,05Kg

Poteau P _B : venant de n ₂			8411
- Poutre longitudinale: 0,2.0,4.3,4.2500		=	680
- Poutre transversale : 0,2.0,5.4,8.2500		=	1200
- Plancher : 3,4.4,6.370		=	5787
- Mur de cloison long.: 3,4.2,85.270		=	2616,3
- Mur de cloison Trans.: 4,6.2,75.270		=	3415,5
Total			13697,8

11223,05

18457,05 Kg

136 97,8

22108

NIVEAU N 4

Poteau P _A : venant de n ₃	18458
Poteau	275
	<hr/>
Total	18733 Kg
Poteau P _B : venant de n ₃	22109
Poteau	275
	<hr/>
Total	22384 Kg

NIVEAU N 5

Poteau P _A : venant de n ₄	18733
Etage	11223,05
	<hr/>
Total	29956,05Kg
Poteau P _B ; venant de n ₄	22384
Etage	13697,8
	<hr/>
Total	36081,8 Kg

NIVEAU N 6

Poteau P _A : venant de n ₅	29957
Poteau	275
	<hr/>
Total	30232 Kg
Poteau P _B : venant de n ₅	36082
Poteau	275
	<hr/>
Total	36357 Kg

NIVEAU N7

Poteau P _A : venant de n ₆	30232
Etage	11223,05
	<hr/>
Total	41455,05 Kg
Poteau P _B : venant de n ₆	36357
Etage	13697,8
	<hr/>
Total	50054,8 Kg

NIVEAU N 8

Poteau P _A : venant de n ₇	41456	
Poteau:0,25.0,25.2,78.2500	=	430
Total		41886 Kg
Poteau P _B : venant de n ₇	50055	
Poteau		430
Total		50485 Kg

NIVEAU N 9

Poteau P _A : venant de n ₈	41886	
- Poutre longitudinale:3,35.0,2.0,4.2500	=	670
- Poutre transversale :3,7.0,2.0,5.2500	=	925
- Plancher :3,4.3,5.370	=	4403
- Mur de façade :3,35.2,85.270	=	2577,83
- Mu de cloison :3,45.2,75.270	=	2561,63
		11137,45
		<u>53022,45</u>
		11137,45 Kg
Poteau P _B : venant de n ₈	58485	
- Poutre longitudinale:3,35.0,2.0,4.2500	=	670
- Poutre transversale :4,8.0,2.0,5.2500	=	1200
- Plancher :4,6.3,4.370	=	5786,8
- Mur de cloison long.: 3,35.2,85.270	=	2577,83
- Mur de cloison trans: 4,55.2,75.270	=	3378,38
		13613
		<u>64098</u> Kg
		13613 Kg

NIVEAU N 10

Poteau P _A : venant de n ₉	53023	
Poteau:0,25.0,25.1,7.2500	=	266
Total		53289 Kg
Poteau P _B : venant de n ₉	64098	
Poteau		266
Total		64364 Kg

NIVEAU DES FONDATIONS:

Poteau P _A : venant de n ₁₀		53289	
- Mur du sous-sol : 3,35.1,8.270	=	1628,1	2685,6
- Longrine Long. : 3,35.0,2.0,3.2500	=	502,5	<u>55975 Kg</u>
- Longrine trans. : 3,7.0,2.0,3.2500	=	555	
		<u>2685,6 Kg</u>	
Poteau P _B : venant de n ₁₀		64364	
- Longrine long.: 3,35.0,2.0,3.2500	=	502,5	<u>1222,5</u>
- Longrine trans.: 4,8.0,2.0,3.2500	=	720	65587 Kg
		<u>1222,5</u>	

Tableau récapitulatif.

Portique Central N° 2

Les Efforts sont donnés en Kg.

NIVEAU	P _A	P _B	P _C	P _D
1	6959	8136	8136	6959
2	7234	8411	8411	7234
3	18458	22109	22109	18458
4	18733	22384	22384	18733
5	29957	36082	36082	29957
6	30232	36357	36357	30232
7	41456	50055	50055	41456
8	41886	50485	50485	41886
9	53023	64098	64098	53023
10	53289	64364	64364	53289
Niveau des fon- dations	55975	65587	65587	55975

PORTIQUE DE JOINT n° 7 :-

NIVEAU N 1

Poteau P _A				
- Poutre longitudinale:	1,7.0,2.0,4.2500	=	340	
- Poutre transversale :	3,7.0,15.0,5.2500	=	693,75	
- Plancher	: 1,7.3,5.400	=	2380	3719 Kg
- Acrotère	: 1,85.165	=	305,25	
	Total		<hr/>	3719 Kg

Poteau P _B				
- Poutre longitudinale :	1,7.0,2.0,4.2500	=	340	
- Poutre transversale :	4,8.0,15.0,5.2500	=	900	
- Plancher	:4,6.1,7 . 400	=	3126	4368 Kg
	Total		<hr/>	4368 Kg

NIVEAU N2

Poteau P _A : venant de n ₁		=	3719	
Poteau:0,2.0,15.2,75.2500		=	206,25	3926 Kg
	Total		<hr/>	3925,25 Kg

Poteau P _B : venant de n ₁		=	4368	
Poteau		=	206,25	4575 Kg
	Total		<hr/>	4574,25 Kg

NIVEAU N3

Poteau P _A : venant de n ₂		=	3926	
- Poutre longitudinale :	1,7.0,2.0,4.2500	=	340	
- Poutre transversale :	3,7.0,15.0,5.2500	=	693,75	
- Plancher	:1,7.3,5.370	=	2201,50	6228
- Mur de joint	:175.3,5.2,75	=	1684,38	
- Façade	:270.1,7.2,85	=	1308,15	10154 Kg
			<hr/>	6227,78 Kg

Poteau P_B : venant de n_2		4575	
- Poutre longitudinale : 1,7.0,2.0,4.2500	=	340	
- Poutre transversale : 4,8.0,15.0,5.2500	=	900	
- Plancher : 1,7.4,6.370	=	3128	<u>7889,9</u>
- Mur de joint : 4,6.175.2,75	=	2213,75	12464,9 Kg
- Cloison : 1,7.270.2,65	=	1308,15	
		<hr/>	
Total		7889,9Kg	

NIVEAU N 4

Poteau P_A : venant de n_3		10154	
Poteau		207	
		<hr/>	
Total		10361 Kg	
Poteau P_B : venant de n_3		12465	
Poteau		207	
		<hr/>	
Total		12672 Kg	

NIVEAU N5

Poteau P_A : venant de n_4		10361	
Etage		6226	
		<hr/>	
Total		16589 Kg	
Poteau P_B : venant de n_4		12672	
Etage		7890	
		<hr/>	
Total		20562 Kg	

NIVEAU N 6

Poteau P_A : venant de n_5		16589	
Poteau		207	
		<hr/>	
Total		16796 Kg	
Poteau P_B : venant de n_5		20562	
Poteau		207	
		<hr/>	
Total		20769 Kg	

NIVEAU N 7

Poteau P _A : venant de n ₆	16796	
Etage	6226	
	<hr/>	
Total	23024 Kg	
Poteau P _B : venant de n ₆	20769	
Etage	7890	
	<hr/>	
Total	28659 Kg	

NIVEAU N 8

Poteau P _A : venant de n ₇	23024	
Poteau:0,15.0,25.2,75.2500	258	
	<hr/>	
Total	23282 Kg	
Poteau P _B : venant de n ₇	28659	
Poteau:0,15.0,25.2,75.2500	258	
	<hr/>	
Total	28917 Kg	

NIVEAU N 9

Poteau P _A : venant de n ₈	23282	
- poutre longitudinale:1,7.0,2.0,4.2500	= 340	
- Poutre transversale :3,7.0,15.0,5.2500	= 693,75	
- Plancher : 1,7.3,5.370	= 2201,5	6204
- Façade : 1,7.2,85.270	= 1308,15	<hr/>
- Cloison : 3,45.2,75.175	= 1660,31	29488 Kg
	<hr/>	
Total	6203,71 Kg	
Poteau P _B : venant de n ₈	28917	
- Poutre longitudinale:1,7.0,2.0,4.2500	= 340	
- Poutre transversale : 4,8.0,15.0,5.2500	= 900	
- Plancher : 1,7.4,6.370	= 3128	7866
- Mur de joint : 4,55.2,75.175	= 2189,69	<hr/>
- Cloison : 1,7.2,85.270	= 1308,15	36783 Kg
	<hr/>	
Total	7855,84 Kg	

NIVEAU N 10

Poteau P _A : venant de n ₉	29486	
Poteau: 0,15.0,25.1,7.2500	160	
	<hr/>	
Total	29646 Kg	

Poteau P _B : venant de n ₉	36783	
Poteau	160	
	<hr/>	
Total	36943 Kg	

NIVEAU DES FONDATIONS :

Poteau P _A : venant de n ₁₀	29646	
- Mur du sous-sol: 1,650.1,8.270	= 801,9	
- Longrine Long. : 1,65.0,2.0,3.2500	= 247,5	<u>1604</u>
- Longrine Trans.: 3,7.0,2.0,3.2500	= 555	31250 Kg
	<hr/>	
Total	1604 Kg	

Poteau P _B : venant de n ₁₀	36943	
- Longrine long. : 1,65.0,2.0,3.2500	= 247,5	<u>970</u>
- Longrine trans.: 4,8.0,2.0,3.2500	= 720	37913 Kg
	<hr/>	
	967,5 Kg	

Tableau récapitulatif

Portique de Joint N° 7

Les Efforts sont donnés en Kg

NIVEAU	P _A	P _B	P _C	P _D
1	3719	4360	4360	3719
2	3926	4575	4575	3926
3	10154	12465	12465	10154
4	10361	12672	12672	10361
5	16589	20562	20562	16589
6	16796	20769	20769	16796
7	23024	28659	28659	23024
8	23282	28917	28917	23282
9	29486	36783	36783	29486
10	29646	36943	36943	29646
Niveau des fondations	31250	37913	37913	31250

CHAPITRE 5-Evaluations des Sollicitations

A) SURCHARGES D'EXPLOITATION

A.1) 3e ETAGE ET PLANCHER TERRASSE:

Plancher Terrasse.

La surcharge d'exploitation à prendre en compte pour une terrasse inaccessible sauf pour entretien (voir aide-mémoire DUNOD), est de 100 Kg/m².

$$P=100 \text{ Kg/m}^2$$

Poutres longitudinales: Axes H et D

$$P=0,42.1.100 = 42 \text{ Kg/mL}$$

Poutres longitudinales: Axes B et C

$$P=0,80.1.100 = 80 \text{ Kg/mL}$$

A.2) 2e ETAGE ET PLANCHER DU 2° ETAGE-1er.Et. et R.d.C. et SS:

Plancher.

La surcharge d'exploitation à prendre en compte pour un bâtiment d'usage d'habitat est de 250 Kg/m² (voir "Projet de Bâtiment" par GUYARD et EYROLLES 1973).

On ajoute 100 Kg/m² à 250 Kg/m² (voir GUERRIN.Tome 4.p.81)

$$P=250+100 = 350 \text{ Kg/m}^2.$$

Poutres longitudinales: Axes A et D (de rive)

$$P=0,3.1.350 = 105 \text{ Kg/ML}$$

Poutres longitudinales: Axes B et C (intermédiaires)

$$P=0,6.1.350 = 210 \text{ Kg/mL}$$

A.3.) PORTIQUES.

a) Terrasse:

- Portique de rive:

$$P=1,82.100 = 182 \text{ Kg/mL}$$

- Portique Central:

$$P=3,60.100 = 360 \text{ Kg/mL}$$

- Portique de joint :

$$P = 1,85 \cdot 100 = 185 \text{ Kg/mL}$$

b) 2° Etage 1er, R.d.C et SS :

- Portique de rive:

$$P = 1,7 \cdot 350 = 595 \text{ Kg/mL}$$

- Portique Central:

$$P = 3,4 \cdot 350 = 1190 \text{ Kg/mL}$$

- Portique de joint:

$$P = 1,7 \cdot 350 = 595 \text{ Kg/mL}$$

SURCHARGES D'EXPLOITATION REPRISES PAR LES DIFFERENTS PORTIQUES:

I.) Portique de Rive N° 1:

Surcharge d'exploitation au m² $\left\{ \begin{array}{l} \text{Etage courant} \\ \text{et plancher haut du sous-sol: } 250+100 \\ \text{Plancher -terrasse: } 100 \end{array} \right.$

Soit : n₁ et n₂: 100 Kg/m²

n₃ et n₄: 250+100 = 350 Kg/m²

n₅ et n₆: 250x0,9+100 = 325 Kg/m²

n₇ et n₈: 250x0,8+100 = 300 Kg/m²

n₉ et n₁₀

et fondatùons: 250x0,7+100 = 275 Kg/m².

Les surfaces horizontales int ressent chacun des poteaux :

$$P_A : \frac{3,4}{2} \cdot \frac{7,00}{2} = 5,95 \text{ m}^2$$

$$P_B : \frac{3,4}{2} \left(\frac{7,00}{2} + \frac{2,2}{2} \right) = 7,02 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant donne les surcharges qui en résultent pour chaque poteau et à chaque niveau.

NIVEAUX	P _A	P _B	P _C	P _D
n ₁ et n ₂ à ajouter	595 <hr/> 2082,5	782 <hr/> 2737	782 <hr/> 2737	595 <hr/> 2082,5
n ₃ et n ₄ à ajouter	2677,5 <hr/> 1933,75	3519 <hr/> 2541,5	3519 <hr/> 2541,5	2677,5 <hr/> 1933,75
				.../...

I	II	III	IV	V
n_5 et n_6 à ajouter	<u>4611,25</u> 1785	<u>6060,5</u> 2346	<u>6060,5</u> 2346	<u>4611,25</u> 1785
n_7 et n_8 à ajouter	<u>6396,25</u> 1636,25	<u>8406,5</u> 2150,5	<u>8406,5</u> 2150,5	<u>6396,25</u> 1636,25
n_9 et n_{10} et fondations	<u>8032,5</u>	<u>10557</u>	<u>10557</u>	<u>8032,5</u>

II.) Pontique Central N°2:

Les surfaces horizontales intéressant chacun des poteaux sont les suivantes:

$$P_A: 3,4 \cdot \frac{7,00}{2} = 11,9 \text{ m}^2$$

$$P_B: 3,4 \left(\frac{7+2,2}{2} \right) = 15,64 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant donne les surcharges qui en résultent pour chaque poteau et à chaque niveau.

NIVEAUX	P_A	P_B	P_C	P_D
n_1 et n_2 à ajouter	<u>1190</u> 4165	<u>1564</u> 5474	<u>1564</u> 5474	<u>1190</u> 4165
n_3 et n_4 à ajouter	<u>5355</u> 3867,5	<u>7038</u> 5063	<u>7038</u> 5063	<u>5355</u> 3867,5
n_5 et n_6 à ajouter	<u>9222,5</u> 3570	<u>12121</u> 4692	<u>12121</u> 4692	<u>9222,5</u> 3570
n_7 et n_8 à ajouter	<u>12792,5</u> 3272,5	<u>16813</u> 4301	<u>16813</u> 4301	<u>12792,5</u> 3272,5
n_9 et n_{10} et fondations	<u>16065</u>	<u>21114</u>	<u>21114</u>	<u>16065</u>

III.) Portique de Joint N° 7:

Les surfaces horizontales intéressent chacun des poteaux sont les suivants :

$$P_A : \frac{3,4}{2} \cdot \frac{7,80}{2} = 5,95 \text{ m}^2$$

$$P_B : \frac{3,4}{2} \left(\frac{7,00 + 2,2}{2} \right) = 7,82 \text{ m}^2$$

Les surcharges d'exploitation reprises par les différents poteaux composant ce portique de joint seront identiques aux surcharges reprises par le portique de rive (voir tableau correspondant du portique de rive).

B) ETUDE A LA NEIGE.

Conformément à la règle I-3,1, on doit envisager dans les calculs une surcharge normale et une surcharge extrême.

INFLUENCE DE LA REGION ET DE L'ALTITUDE.

La construction sera implantée à AIN M'LILA (Wilaya d'Oum El-Bouaghi) qui est à 49 Km du sud de Constantine, ville ayant une altitude moyenne de 760 m et une surcharge climatique due à la neige égale à 55 Kg/m².

Pression normale : $P_{no} = 55 \text{ Kg/m}^2$

Pression extrême : $P'_{no} = \frac{5}{3} P_{no} = 92 \text{ Kg/m}^2$

INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DE LA TOITURE.

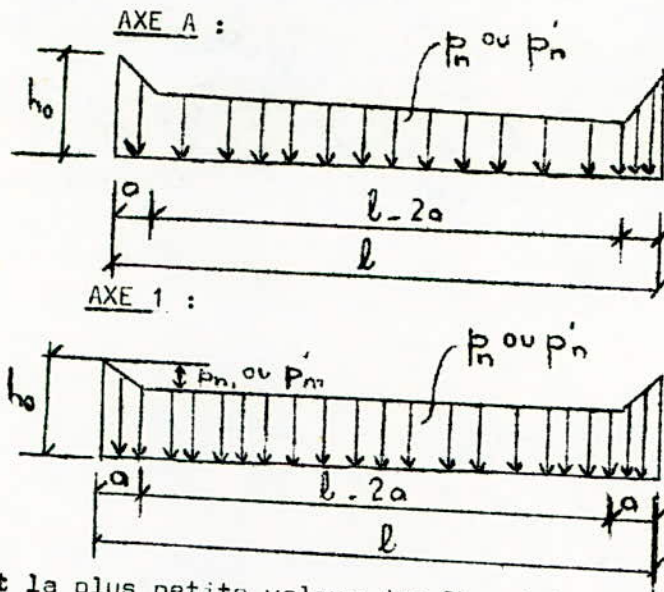
1°) Pente des versants:

Les surcharges de neige par m² de projection horizontale restent égales aux valeurs fixées plus haut quand l'inclinaison de la surface du toit sur l'horizontale ne dépasse pas 25° (c'est le cas de notre construction).

La toiture sera étudiée pour les surcharges uniformes $P_n = 55 \text{ Kg/m}^2$ et $P'_n = 92 \text{ Kg/m}^2$ (on choisira le cas le plus défavorable).

2°) Toitures planes en dénivellation (Acrotères)

Il s'agit de toiture terrasse ou à faible inclinaison ($\alpha \leq 25^\circ$). Ces toitures sont calculées avec les surcharges p_n et p'_n . La toiture longeant l'acrotère est de plus vérifiée pour la répartition indiquée ci-dessous:



A est la plus petite valeur des $2h_0$ et $\frac{l}{3}$

Les surcharges p_n et p'_n sont respectivement les plus petites valeurs $150 h_0$ et $3 p_n$ et $250 h_0$ et $3 p'_n$
 h_0 étant la hauteur en mètres de dénivellation.

APPLICATION NUMERIQUE.

Calculs à prendre en compte pour l'AXE A:

$$p_n = 55 \text{ Kg/m}^2$$

$$p'_n = 92 \text{ Kg/m}^2$$

$$h_0 = 0,70 \text{ m}$$

$$l = 43,32 \text{ m}$$

$$A = \min \begin{cases} 2 h_0 = 1,40 \text{ m} \\ \frac{l}{3} = 14,44 \text{ m} \end{cases}$$

On prend donc

$$A = 1,40 \text{ m}$$

Epaisseur de l'acrotère: 8 cm
 Enduit sur acrotère: 2 cm

$$p_{n1} = \min \begin{cases} 150 h_0 = 105 \text{ Kg/m}^2 \\ 3 p_n = 165 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$p'_{n1} = \min \begin{cases} 250 h_0 = 175 \text{ Kg/m}^2 \\ 3 p'_n = 276 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Les surcharges à prendre en compte seront donc les suivantes:

$$p_{n1} = 105 \text{ Kg/m}^2$$

$$p'_{n1} = 175 \text{ Kg/m}^2$$

Calculs à prendre en compte pour l'AXE 1.

$$p_n = 55 \text{ Kg/m}^2$$

$$p'_n = 92 \text{ Kg/m}^2$$

$$H_0 = 0,70 \text{ m}, l = 16,80 \text{ m}$$

Epaisseur de l'acrotère: 8 cm+2cm d'enduit

$$A = \min \begin{cases} 2 h_0 = 1,40 \text{ m} \\ \frac{l}{3} = 5,60 \text{ m} \end{cases} \quad \text{donc} \quad A = 1,40 \text{ m}$$

NEIGE SUR LES DIFFERENTS PORTIQUES:

$$p_{n1} \begin{cases} 250 h_0 = 105 \text{ Kg/m}^2 \\ 3 p_n = 165 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

1.) Portique de Rive N° 1:

$$p'_{n1} \begin{cases} 250 h_0 = 175 \text{ Kg/m}^2 \\ 3 p'_n = 276 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Poteau P_A:

Les surcharges à prendre en compte seront donc les suivantes:

Poteau P_B:

$$1,4 \cdot 105 + 4,6 \cdot 0,55 = 576,2 + 25,3 = 601,5 \text{ Kg}$$

$$2 \cdot \begin{cases} p_{n1} = 105 \text{ Kg/m}^2 \\ p'_{n1} = 175 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

NEIGE EXTREME:

Poteau P_A:

$$1,4 \cdot 175 + 4,6 \cdot 0,92 = 245 + 425,96 = 670,96 \text{ Kg}$$

II.°) Portique Central N°2

NEIGE NORMALE.

$$p_n = 55 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{et} \quad p_{n_1} = 105 \text{ Kg/m}^2$$

Poteau P_A :

$$3,4 (3,7-1,4) \cdot 55 + 3,4 \cdot 1,4 \cdot 105 = 555,9$$

Poteau P_B :

$$3,4 \cdot 8,55 = 897,6 \text{ Kg}$$

NEIGE EXTREME.

$$p'_n = 92 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{et} \quad p'_{n_1} = 175 \text{ Kg/m}^2$$

Poteau P_A :

$$3,4 \cdot (3,7-1,4) \cdot 92 + 3,4 \cdot 1,4 \cdot 175 = 1552,4 \text{ Kg}$$

Poteau P_B :

$$3,4 \cdot 8,92 = 1501,44 \text{ Kg}$$

III.) Portique de Joint N° 7.

NEIGE NORMALE.

$$p_n = 55 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{et} \quad p_{n_1} = 105 \text{ Kg/m}^2.$$

Poteau P_A :

$$(1,85)(3,5-1,4) \cdot 55 + 1,85 \cdot 1,4 \cdot 105 = 213,675 + 271,05 = 485,625 \text{ Kg.}$$

Poteau P_B :

$$1,85 \cdot 8,55 = 488,4 \text{ Kg.}$$

NEIGE EXTREME.

$$p'_n = 92 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{et} \quad p'_{n_1} = 175 \text{ Kg/m}^2$$

Poteau P_A :

$$1,85 (3,5-1,4) \cdot 92 + 1,85 \cdot 1,4 \cdot 175 = 357,42 + 453,25 = 810,67 \text{ Kg}$$

Poteau P_B :

$$1,85 \cdot 8,92 = 816,96 \text{ Kg.}$$

I) Portique de rive n° 1 = 105 Kg/m²

Poteau Neige normale = 105 Kg/m²

Poteau P_a : 250 h_c = 175 Kg/m²

$$1,4 \cdot 3,5 \cdot 105 + (1,7-1,4) \cdot 55 \cdot 3,5 = 514,5 + 57,25 = 571,75 \text{ Kg}$$

Poteau P_b :

$$4,6 \cdot 1,4 \cdot 105 + 4,6 \cdot (1,7-1,4) \cdot 55 = 752,1 \text{ Kg}$$

Les surcharges à prendre en compte seront donc les suivantes:
neige extrême :

Poteau P_a :

$$1,4.3,5.175 + 0,3.3,5.92 = 954,1 \text{ Kg}$$
$$= 175 \text{ Kg/m}^2$$

Poteau P_b :

$$4,6.1,4.175 + 4,6.0,3.92 = 1253,96 \text{ Kg}$$

Surcharges dues à la neige revenant aux différents poteaux.

C.) ETUDE AU VENT.

Direction du vent:

Pour le calcul de cette construction, on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

Exposition des surfaces:

Si on éclaire la construction par un faisceau de rayons lumineux parallèles à la direction d'ensemble du vent:

- les surfaces éclairées (exposées au vent) sont dites "AU VENT".
- les surfaces non éclairées (non exposées au vent) ou surfaces incidantes (parallèle à la direction du vent) sont dites "SOUS LE VENT".

Action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi;

L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi, est considérée comme normale à cet élément.

Elle est fonction de:

- La vitesse du vent.
- La catégorie de la construction.
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- La forme de la paroi (plane) à laquelle appartient l'élément considéré.

Pression dynamique et coefficient de pression :

L'action élémentaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donné par le produit cq , dans lequel :

- q désigne la pression dynamique, fonction de la vitesse du vent.
- c un coefficient de pression, fonction des dispositions de la construction.

Pression dynamique:

Conformément aux règles NV 65 révisées en 67, on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême, ; le rapport de la seconde à la première est pris égal à 1,75.

Pression dynamique de base:

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effort de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

La valeur de la pression dynamique de base normale de la région de l'implantation de la construction est :

Région III : $Q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$ à une altitude de 760 m

- Pression dynamique de base normale: $Q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$

- Pression dynamique de base extrême: $1,75 Q_{10} = 120,75 \text{ Kg/m}^2$

Notre construction est courante à base rectangulaire, pour nos calculs, nous allons utiliser la méthode simplifiée (Règles NV 65 révisées en 1967 p.121 et suivantes).

Les calculs se feront pour un seul bâtiment d'où simplification de calcul et bonne sécurité pour la construction.

- La base au niveau du sol est un rectangle de longueur a: et de largeur b.

- La hauteur h, différence entre le niveau de la base de la construction et le niveau de la crête de la toiture, est inférieure ou égale à 30 m (dans notre cas $h < 30 \text{ m}$).

Les dimensions doivent obligatoirement respecter les conditions suivantes :

$\frac{h}{a} \geq 0,25$. Condition vérifiée par

$h = 13,90 \text{ m}$ et $\frac{h}{a} = 0,32 > 0,25$

$a = 43,52 \text{ m}$

$\frac{h}{a} < 2,5$.Condition vérifiée

$\frac{h}{b} < 2,5$: vérifiée car $b=17 \text{ m}$ et $\frac{h}{b} = 0,82 < 2,5$

La couverture est une toiture terrassée plane.

Les parois verticales doivent :

- reposer directement sur le sol;
- être planes sans décrochement;
- présenter une perméabilité inférieure ou égale à 5 ou pour une seule d'entre-elles égale ou supérieure à 35

La construction est située sur un terrain sensiblement horizontal dans un grand périmètre.

Pressions dynamiques.

Les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule:

$$q = (46 + 0,7 h) k_r \cdot k_s \text{ en daN/m}^2$$

K_r : coefficient de région ayant la valeur de :

Pression normale : $k_r = 1,4$

Pression extrême : $k_r = 2,45$

K_s : coefficient de site ayant la valeur de :

site exposé : $k_s = 1,3$

Application numérique :

Pression normale : $q_n = (46 + 0,7 \cdot 13,90) 1,4 \cdot 1,3 = 105,07 \text{ daN/m}^2$

Pression extrême : $q'_n = (46 + 0,7 \cdot 13,90) 2,45 \cdot 1,3 = 183,87 \text{ daN/m}^2$

On prend donc :

$$q_n = 106 \text{ daN/m}^2$$

$$q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$$

Réductions:

Les pressions dynamiques déterminées ci-dessus doivent être affectées du coefficient de réduction δ donné en fonction de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent (maître-couple) :

pour $l = 43,52 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,747$

δ coefficient de réduction des pressions dynamiques

pour $l = 17 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,81$

La totalité des réductions ne doit en aucun cas dépasser 33%, et compte tenu de ces réductions et de l'effet de site, la pression dynamique normale de calcul ne doit jamais descendre au dessous de 30 daN/m² et la pression dynamique extrême au dessous de 52,5 daN/m².

Actions dynamiques:

* Actions extérieures.

Caractéristiques de la construction

$a = 43,52 \text{ m}$ grand côté.

$b = 17 \text{ m}$ petit côté.

$h = 13,90 \text{ m}$ hauteur totale

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 0,32 < 0,5$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = 0,82 < 1$$

* Coefficient γ_0

La construction repose sur le sol;

Ce type de construction réagit aérodynamiquement comme une construction de longueur a .

Pour le vent normal à la face S_a le rapport de dimension λ_a est donc pris égal à $\frac{h}{a}$ et la détermination de γ_0 se fait alors comme dans le cas général (fig.RIII5 NV65 p.89).

$$\frac{h}{a} = 0,32 \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} = 0,82$$

Vent normal à la face S_a :

$$\frac{h}{a} < 0,5; \lambda_b = 0,82 \Rightarrow \underline{\underline{\gamma_0 = 1}}$$

Vent normal à la face S_b :

$$\lambda_b < 1; \lambda_a = 0,32 \Rightarrow \underline{\underline{\gamma_0 = 0,886}}$$

Calcul des coefficients C_e :

Vent normal à S_a

Parois verticales

Face au vent : $C_e = +0,8$ quel que soit γ_0

faces sous le vent : $C_e = - (1,3 \gamma_0 - 0,8)$

$$C_e = - (1,3 \cdot 1 - 0,8) = - 0,5$$

Vent oblique:

Dans certains cas particuliers où il serait nécessaire d'avoir une indication sur l'action d'un vent oblique sur une paroi verticale, on pourra utiliser le diagramme donné en CIII 3,411.1 fig.CIII . 4.3.

Faces parallèles au vent :

$$C_e = - 0,5 \quad \gamma_0 = 1 \quad \alpha = 0 \quad \text{RIII6} \quad \text{NV65}$$

Toiture-terrasse : $\alpha = 0$

$$C_e = -0,5 \quad \gamma = 1 \quad (\text{NV65} \cdot \text{RIII6} \quad \alpha = 0).$$

$$C_e = - (1,3 \cdot 1 - 0,8) = -0,5$$

Vent normal à S_b :

Parois verticales : $C_e = +0,8$

Face au vent : $C_e = + 0,8$

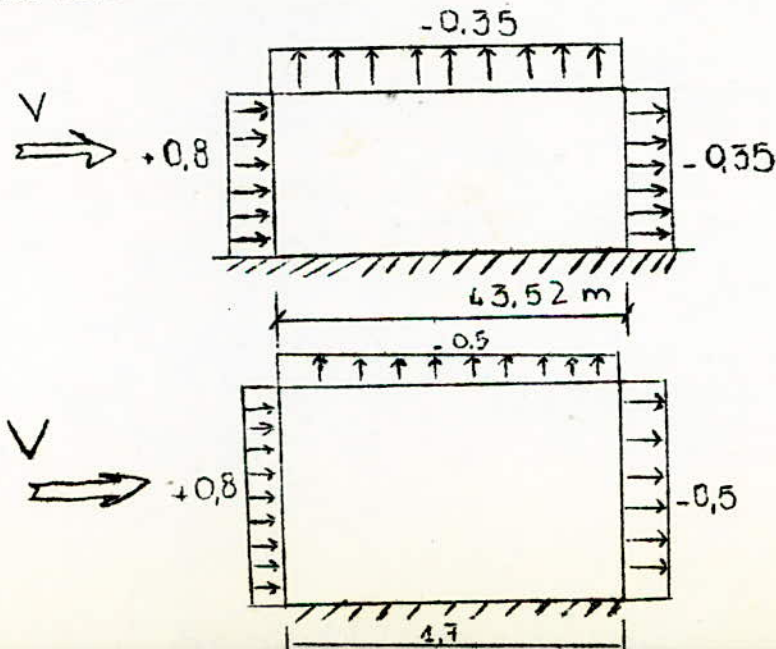
Faces sous le vent : $C_e = - (1,3 \gamma_0 - 0,8) = - (1,3 \cdot 0,886 - 0,8) = -0,35$

$$C_e = - 0,35$$

Toiture terrasse : $\alpha = 0$

$$C_e = - (1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8) = - 0,35$$

Ces résultats sont rassemblés dans la figure ci-dessus



Actions locales :

Les actions locales ne sont pas à déterminer d'autant plus qu'elles n'entrent pas en compte dans le calcul de l'ossature principale de la construction;

Actions intérieures :

Nature des parois : construction ouverte, partiellement ouverte, fermée. NV 65 p.69 règles 1,313.

Une construction est dite :

- Fermée, si ses parois présentent des fuites et des petites ouvertures uniformément réparties, la perméabilité moyenne de ces parois étant inférieure ou égale à 5%. Si toutes les parois ont une perméabilité nulle, c'est-à-dire, si elles ne laissent absolument pas passer l'air, même de façon accidentelle, la construction est dite fermée étanche.

- Partiellement ouverte, si l'une des parois au moins présente ou peut présenter à certains moments une perméabilité moyenne comprise entre 5 et 35 %.

- Ouverte, si l'une des parois au moins présente ou peut présenter à certains moments une perméabilité égale ou supérieure à 35 %.

Nous considérons que les chambres de la construction sont fermées. (voir annexe 6 de NV 65 révisées en 67).

Face S_a :

Nombre de fenêtres par étage : 16

Nombre de fenêtres ouvertes dans la face S_a : $16 \times 4 = 64$

Aire d'une fenêtre : $1,80 \times 1,40 = 2,52 \text{ m}^2$.

Aire ouverte dans la face S_a : $2,52 \times 64 = 161,28 \text{ m}^2$

Surface de la face S_a : $43,52 \cdot 13,90 = 604,94 \text{ m}^2$.

$$\mu = \frac{161,28}{604,94} = 27 \%$$

Si toutes les fenêtres sont ouvertes on aura : $\mu = 27\%$

Si toutes les fenêtres sont fermées on aura : $\mu < 5\%$

Face S_b :

Il n'y a pas d'ouvertures dans cette face sauf l'ouverture prévue à la sortie d'escalier de secours : $2,27 \times 1,00$ m

$$\mu < 5 \%$$

Nous allons considérer que notre construction est fermée.

On applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments :

- soit une surpression avec $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o)$
- soit une dépression avec $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8)$.

Par mesure de simplification, on ne tient pas compte des pressions différentielles sur les planchers pour le calcul de ceux-ci, mais on tient compte de la pression interne pour le calcul du plancher terrasse.

Application numérique :

Face S_a :

Surpression : $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o)$

$\gamma_o = 1 \Rightarrow C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1) = +0,3$

Dépression : $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8) = -0,3$

Face S_b :

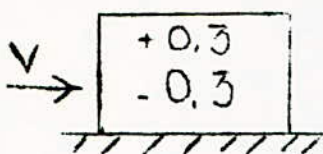
Surpression : $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o)$

$\gamma_o = 0,886 \Rightarrow C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 0,886) = +0,39$

Dépression : $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8) = -0,21$

Les résultats trouvés sont groupés dans les figures ci-dessous :

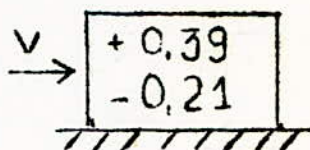
face S_a



$$C_i = +0,3 \text{ Surpression}$$

$$C_i = -0,3 \text{ Dépression}$$

Face S_b

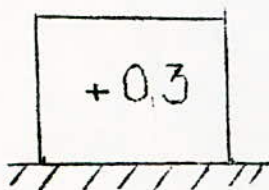


$$C_i = +0,39 \text{ Surpression}$$

$$C_i = -0,21 \text{ Dépression}$$

ACTIONS RESULTANTES SUR LES PAROIS DE LA TOITURE:

Vent sur la face S_a



Surpression

- Au vent :

$$C_e - C_i = +0,8 - 0,3 = +0,5$$

- Sous le vent :

$$C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$$

- Toiture :

$$C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$$



Dépression

- Au vent :

$$C_e - C_i = +0,8 - (-0,3) = +1,1$$

- Sous le vent :

$$C_e - C_i = 0,5 - (-0,3) = -0,2$$

- Toiture :

$$C_e - C_i = -0,5 - (-0,3) = -0,2$$

Vent sur la face S_b : Surpression

- Au vent : $C_e - C_i = +0,8 - 0,39 = +0,41$

- Sous le vent : $C_e^i - C_i = -0,35 - 0,39 = -0,73$

- Toiture : $C_e - C_i = -0,35 - 0,39 = -0,73$

Dépression ?

- Au vent : $C_e - C_i = +0,8 - (-0,21) = +1,01$

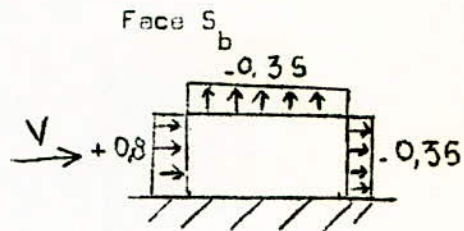
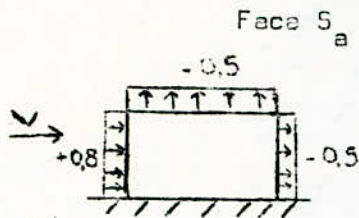
- Sous le vent : $C_e^i - C_i = -0,35 - (-0,21) = -0,2$

La règle R III 2,14 nous donne : -0,2 car -0,14 est compris entre -0,2 et 0.

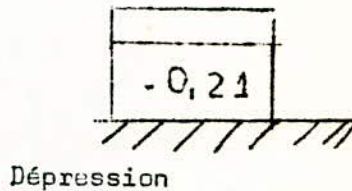
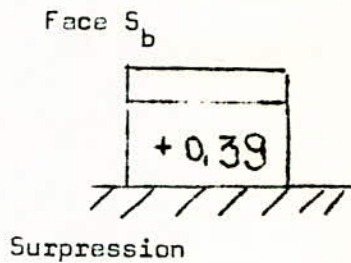
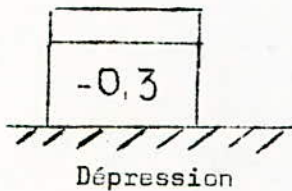
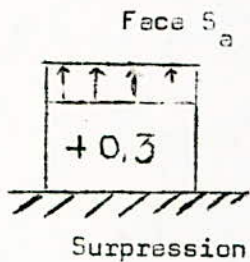
- Toiture : $C_e - C_i = -0,35 - (-0,21) = -0,2$

Schémas récapitulatifs :

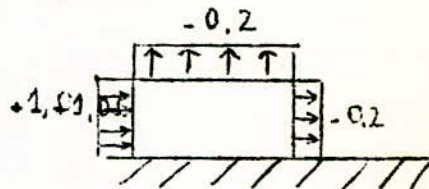
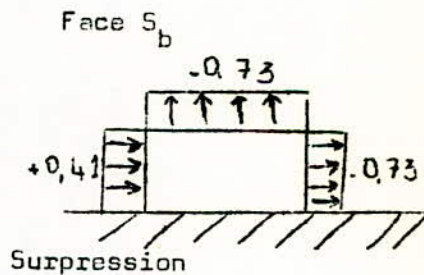
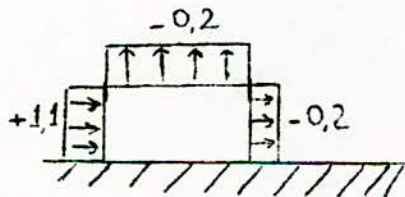
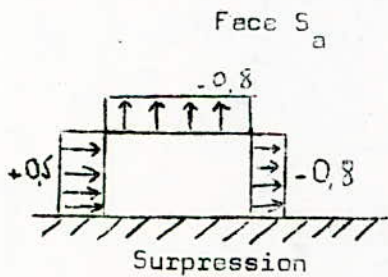
Actions extérieures



Actions intérieures



Actions résultantes



Actions agissant sur la construction.

Calcul des surcharges climatiques dues au vent.

Face S_a :

Face au vent

- Réduction $\delta = 0,747$
- Pression normale $q_n = 106 \text{ daN/m}^2$
- Pression extrême $q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$
- C Maximum = + 1,1

$$P (\text{vent normal}) = 0,747 \cdot 106 \cdot 1,1 = 87,1 \approx 88 \text{ daN/m}^2$$

$$P (\text{vent extrême}) = 0,747 \cdot 185 \cdot 1,1 = 152,01 \approx 153 \text{ daN/m}^2$$

Face sous le vent

- Réduction $\delta = 0,747$
- Pression normale $q_n = 106 \text{ daN/m}^2$
- Pression extrême $q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$
- C Maximum = + 1,1

$$P (\text{vent normal}) = 88 \text{ daN/m}^2$$

$$P (\text{vent extrême}) = 153 \text{ daN/m}^2$$

Toiture

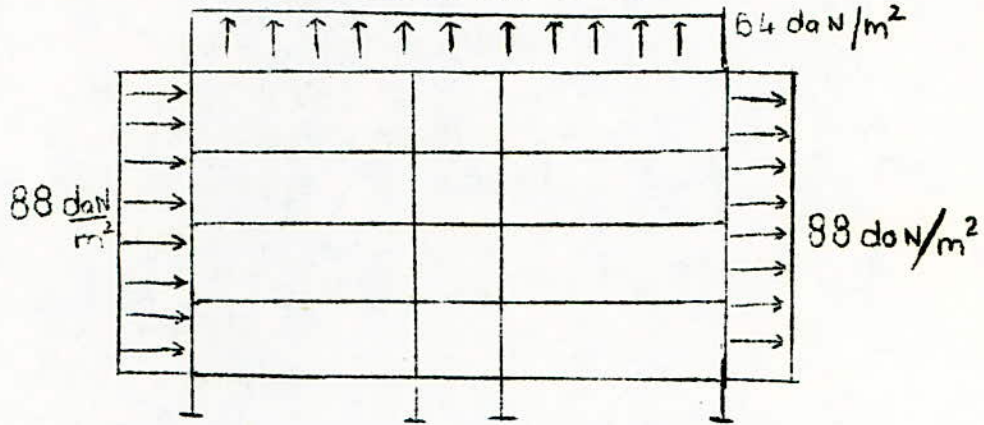
- Réduction $\delta = 0,747$
- Pression normale $q_n = 106 \text{ daN/m}^2$
- Pression extrême $q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$
- C Maximum = 0,8

$$P (\text{vent normal}) = 0,747 \cdot 106 \cdot 0,8 = 63,35 \approx 64 \text{ daN/m}^2$$

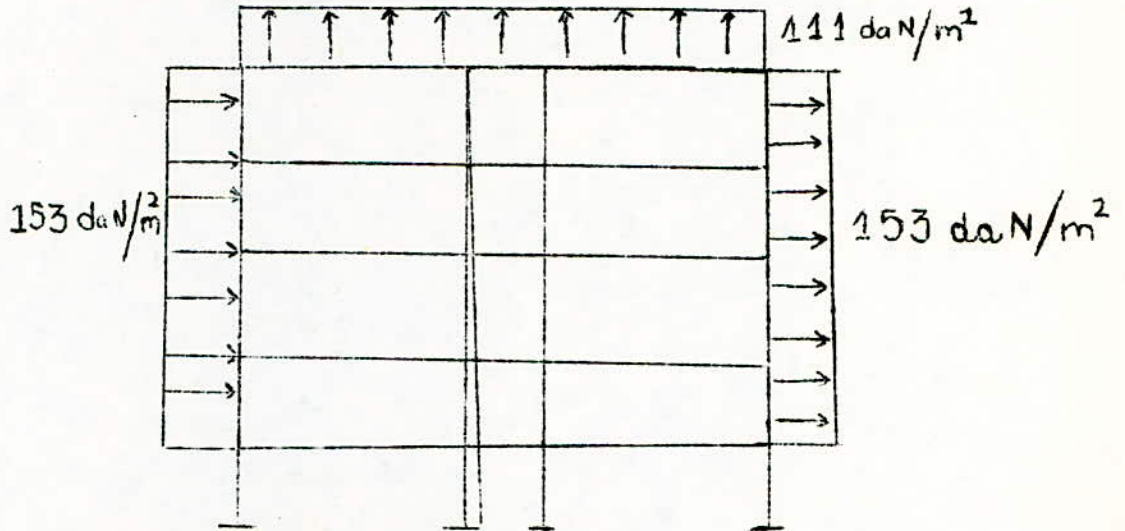
$$P (\text{vent extrême}) = 0,747 \cdot 185 \cdot 0,8 = 110,56 \approx 111 \text{ daN/m}^2$$

Shéma de portique surchargé par le vent

e Surcharge normale due au vent et sur toute la hauteur



- Surcharge extrême due au vent et sur toute la hauteur



Face S_b :

Faces au vent et sous le vent

- Réduction $\delta = 0,81$
- Pression normale $q_n = 106 \text{ daN/m}^2$
- Pression extrême $q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$
- C Maximum $C = +1,01$

P (vent normal) $q_n = 0,81 \cdot 106 \cdot 1,01 = 86,72 \quad 87 \text{ daN/m}^2$
P (vent extrême) $q'_n = 0,81 \cdot 185 \cdot 1,01 = 151,35 \quad 152 \text{ daN/m}^2$

Toiture

- Réduction $\delta = 0,81$
- Pression normale $q_n = 106 \text{ daN/m}^2$
- Pression extrême $q'_n = 185 \text{ daN/m}^2$
- C Maximum $C = 0,73$

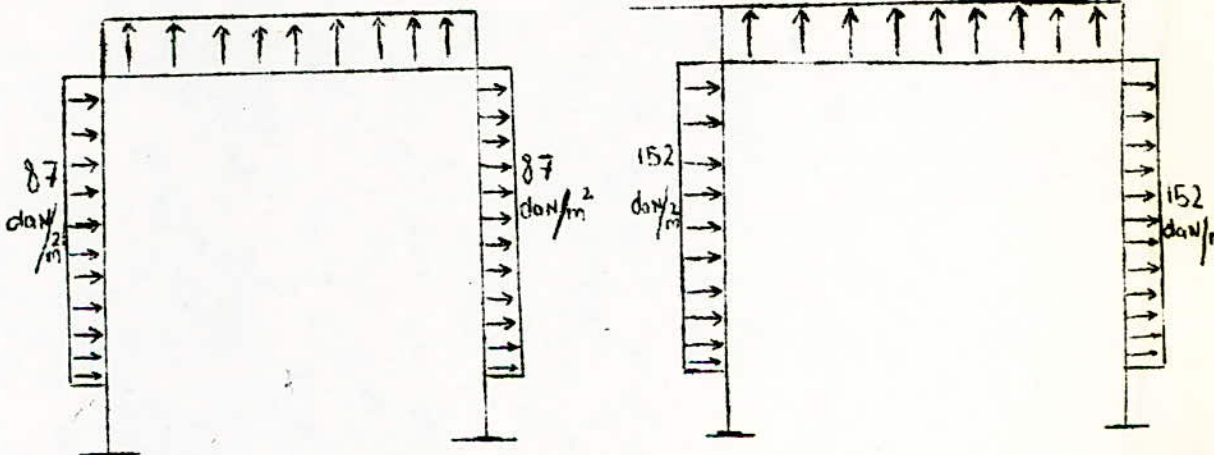
P (vent normal) $q_n = 0,81 \cdot 106 \cdot 0,73 = 62,66 \approx 63 \text{ daN/m}^2$
P (vent extrême) $q'_n = 0,81 \cdot 185 \cdot 0,73 = 109,39 \approx 110 \text{ daN/m}^2$

Surcharge normale

63 daN/m²

Surcharge extrême

110 daN/m²



Vent sur le portique Central n°2 :

$$q_n = 88 \text{ daN/m}^2$$

$$q'_n = 153 \text{ daN/m}^2$$

C_{st}
= sur la hauteur

Sections des poteaux:

Poteaux extérieurs : P_A et P_D

Sous-sol et rez de chaussée : $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$

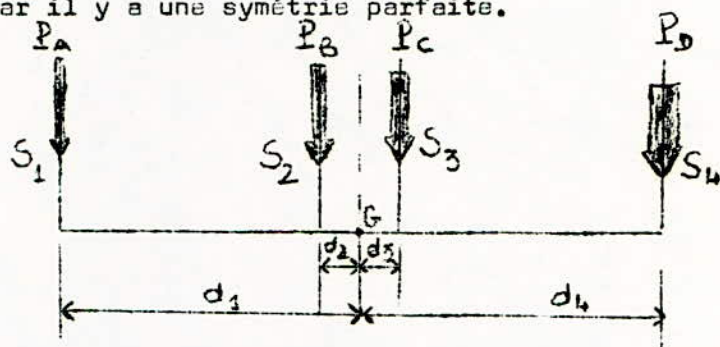
1er, 2° et 3° Etage : $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$

Poteaux intérieurs : P_B et P_C

Sous-sol et rez-de-chaussée : $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$

1er, 2° et 3° Etage : $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$

Le centre de gravité des sections des poteaux se trouve au milieu du portique, car il y a une symétrie parfaite.



Sous-sol et rez-de-chaussée : $d_2 = d_3 = 1,20 \text{ m}$

$$d_2 = d_3 = 1,20 \text{ m}$$

1er, 2° et 3° Etage :

$$d_1 = d_4 = 8,40 \text{ m}$$

$$d_2 = d_3 = 1,20 \text{ m}$$

Les inerties sont les suivantes :

Sous-sol et rez-de-chaussée :

$$I = 0,0625 \left[(2,8,375)^2 + (2,1,2)^2 \right] = 17,90 \text{ m}^4$$

1er, 2° et 3° Etage :

$$I = 0,0400 \left[(2,8,4)^2 + (2,1,2)^2 \right] = 11,52 \text{ m}^4$$

Le moment au niveau n est donné par $\mu = f \cdot h$:

Pression normale :

$$\mu = 88.3,6 \frac{h^2}{2} = 158,4 h^2$$

Niveau n_2 : $h = 3,25$ m ; $\mu_2 = 158,4 \cdot 3,25^2 = 1673,1$ daN m
Niveau n_4 : $h = 6,50$ m ; $\mu_4 = 158,4 \cdot 6,5^2 = 6692,4$ daN m
Niveau n_6 : $h = 9,75$ m ; $\mu_6 = 158,4 \cdot 9,75^2 = 15057,9$ daN m
Niveau n_8 : $h = 12$ m ; $\mu_8 = 158,4 \cdot 12^2 = 22809,6$ daN m
Niveau n_{10} : $h = 14,2$ m ; $\mu_{10} = 158,4 \cdot 14,2^2 = 31939,78$ daNm

On calcule alors les forces verticales revenant à chaque poteau.

Niveaux n_1 et n_2 :

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{1673,1 \cdot 8,4}{11,52} \cdot 0,0400 = 48,8 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{1673,1 \cdot 1,2}{11,52} \cdot 0,0400 = 6,97 \text{ daN}$$

Niveaux n_3 et n_4 :

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{6692,4 \cdot 8,4}{11,52} \cdot 0,04 = 195,2 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{6692,4 \cdot 1,2}{11,52} \cdot 0,04 = 27,89 \text{ daN}$$

Niveaux n_5 et n_6 :

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{15057,9 \cdot 8,4}{11,52} \cdot 0,04 = 439,19 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{15057,9 \cdot 1,2}{11,52} \cdot 0,04 = 62,74 \text{ daN}$$

Niveaux n_7 et n_8 :

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{22809,6 \cdot 8,375}{17,90} \cdot 0,0625 = 667,01 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{22809,6 \cdot 1,2}{17,90} \cdot 0,0625 = 97,57 \text{ daN}$$

Niveaux n_9 et n_{10} :

$$\text{Poteau P}_A : F_A = \frac{31939,78 \cdot 8,375}{17,90} \cdot 0,0625 = 933,99 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau P}_B : F_B = \frac{31939,78 \cdot 1,2}{17,90} \cdot 0,0625 = 133,83 \text{ daN}$$

Pression extrême: $q'_n = 153 \text{ daN/m}^2$

$$\mu = 153 \cdot 3,6 \frac{h^2}{2}$$

Il suffit de multiplier les valeurs trouvées pour $q_n = 88 \text{ daN/m}^2$
par le rapport $q'_n/q_n = \frac{153}{88} = 1,74$

Le tableau suivant donne les valeurs en daN.

NIVEAUX	N_1 et N_2	N_3 et N_4	N_5 et N_6	N_7 et N_8	N_9 et N_{10}
F_A	84,85	339,38	763,59	1159,69	1623,87
F_B	12,12	48,49	109,08	166,16	232,68

Vent sur le pontique de rive n° 1:

$$q_n = 88 \text{ daN/m}^2 ; q'_n = 153 \text{ daN/m}^2$$

Ces pressions sont constantes sur toute la hauteur.

Pression normale :

$$\mu = 88.1,7. \frac{h^2}{2} = 7,48 h^2$$

Il suffit de multiplier les valeurs trouvées pour les pontiques centraux

par la rapport $\frac{74,8}{158,8} = 0,47$

d'où le tableau suivant :

NIVEAUX	n ₂	n ₄	n ₆	n ₈	n ₁₀
μ daNm	790,08	3160,30	7110,68	10771,20	15082,67

Les efforts verticaux revenant à chaque poteau sont les suivants:

NIVEAUX	n ₁ et n ₂	n ₃ et n ₄	n ₅ et n ₆	n ₇ et n ₈	n ₉ et n ₁₀
F _A	23,04	92,18	207,40	314,98	441,05
F _B	3,29	13,17	29,63	45,13	63,20

Pression extrême : $q'_n = 153 \text{ daN/m}^2$

Il suffit de multiplier les valeurs trouvées avec q_n par le rapport $(q'_n/q_n) = \frac{153}{88} = 1,74$ d'où le tableau des efforts verticaux:

NIVEAUX	n ₁ et n ₂	n ₃ et n ₄	n ₅ et n ₆	n ₇ et n ₈	n ₉ et n ₁₀
F _A	40,06	160,27	307,59	547,64	766,83
F _B	5,72	22,90	51,52	78,46	109,88

Vent sur le portique de joint n° 7 :

$$q_n = 88 \text{ daN/m}^2 ; q'_n = 153 \text{ daN/m}^2$$

La pression est constante sur toute la hauteur.

Sections des poteaux :

Poteaux extérieurs : P_A et P_D

Sous-sol et rez-de-chaussée : $15 \times 25 = 375 \text{ cm}^2$.

1er, 2° et 3° Etage : $15 \times 20 = 300 \text{ cm}^2$.

Poteaux intérieurs : P_B et P_C

Sous-sol et rez-de-chaussée : $15 \times 25 = 375 \text{ cm}^2$.

1er, 2° et 3° Etage : $15 \times 20 = 300 \text{ cm}^2$.

Le centre de gravité des sections des poteaux se trouve au milieu du portique car il y a une parfaite symétrie.

Sous-sol et rez-de-chaussée : $d_2 = d_3 = d_4 = 8,375 \text{ m}$

$$d_2 = d_3 = 1,2 \text{ m}$$

1er, 2° et 3° Etage : $d_1 = d_4 = 8,4 \text{ m}$

$$d_2 = d_3 = 1,2 \text{ m}$$

Les inerties sont les suivantes :

Sous-sol et rez-de-chaussée :

$$I = 0,0375 \left[(2.8,375)^2 + (2.1,2)^2 \right] = 10,74 \text{ m}^4$$

1er, 2° et 3° Etage :

$$I = 0,0300 \left[(2.8,4)^2 + (2.1,2)^2 \right] = 8,64 \text{ m}^4$$

Calcul des moments dans les différents niveaux:

Pression normale : $q_n = 88 \text{ daN/m}^2$

$$\mu = 88.1,85 \frac{h^2}{2} = 81,4 h^2$$

$$\text{Niveau } n_2 : h = 3,95 \text{ m} : \mu_2 = 81,4 \cdot 3,25^2 = 859,79 \text{ daNm}$$

$$\text{Niveau } n_4 : h = 6,50 \text{ m} : \mu_4 = 81,4 \cdot 6,5^2 = 3439,15 \text{ daNm}$$

$$\text{Niveau } n_6 : h = 9,75 \text{ m} : \mu_6 = 81,4 \cdot 9,75^2 = 7738,09 \text{ daNm}$$

$$\text{Niveau } n_8 : h = 12 \text{ m} : \mu_8 = 81,4 \cdot 12^2 = 11721,6 \text{ daNm}$$

$$\text{Niveau } n_{10} : h = 14,2 \text{ m} : \mu_{10} = 81,4 \cdot 14,2^2 = 16413,5 \text{ daNm}$$

Les efforts supplémentaires verticaux dans les poteaux sont les suivants:

Niveaux n_{11} et n_2

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{859,79 \cdot 8,4}{8,64} \cdot 0,0300 = 25,08 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{859,79 \cdot 1,2}{8,64} \cdot 0,83 = 3,58 \text{ daN}$$

Niveaux n_3 et n_4

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{3439,15 \cdot 8,4}{8,64} \cdot 0,03 = 100,31 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{3439,15 \cdot 1,2}{8,64} \cdot 0,03 = 14,33 \text{ daN}$$

Niveaux n_5 et n_6

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{7738,09 \cdot 8,4}{8,64} \cdot 0,03 = 225,69 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{7738,09 \cdot 1,2}{8,64} \cdot 0,03 = 32,24 \text{ daN}$$

Niveaux n_7 et n_8

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{11721,6 \cdot 8,375}{10,74} \cdot 0,0375 = 342,77 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{11721,6 \cdot 1,2}{10,74} \cdot 0,0375 = 49,11 \text{ daN}$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$\text{Poteau } P_A : F_A = \frac{16413,5 \cdot 8,375}{10,74} \cdot 0,0375 = 479,97 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_B : F_B = \frac{16413,5 \cdot 1,2}{10,74} \cdot 0,0375 = 68,77 \text{ daN}$$

Pression extrême : $q_n' = 153 \text{ daN/m}^2$

Il suffit de multiplier les valeurs trouvées avec q_n par le rapport (q_n'/q_n)
= 1,74 d'où le tableau suivant :

NIVEAUX	n_1 et n_2	n_3 et n_4	n_5 et n_6	n_7 et n_8	n_9 et n_{10}
F_A	41,61	174,40	392,39	595,95	634,49
F_B	6,22	24,91	56,05	85,38	119,57

D) ETUDE AU SEISME.

Nous allons appliquer une surcharge due au séisme à notre bâtiment car sa forme en plan est simple et habituelle (rectangle).

Le bâtiment ne présente pas de singularité marquante.

Le contreventement ne présente pas de variation de rigidité brutale sur toute la hauteur.

Notre construction sera implantée à Aïn M'lila, zone de sismicité moyenne d'intensité (i_n) égale à 8,00 et $\alpha = 1,0$, il n'est donc pas nécessaire d'effectuer des calculs et des études plus élaborés.

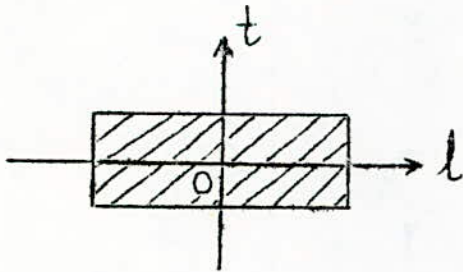
La vérification de stabilité d'ensemble de notre bâtiment vis-à-vis de l'action des séismes en le supposant soumis aux forces normales de pesanteur et à des systèmes de forces fictifs dont l'action est censée équivaloir à l'action sismique.

Les forces horizontales et verticales s'exerçant au centre de l'élément de construction sont proportionnelles au poids des charges agissant sur l'élément. Les coefficients de proportionnalité portent le nom de coefficients sismiques.

COEFFICIENTS SISMIQUES DANS LES DIRECTIONS HORIZONTALES.

On appelle 0_l et 0_t la direction longitudinale et transversale.

Il est nécessaire de calculer :



- Les coefficients sismiques de la direction longitudinale $0_l \longrightarrow K_l$

- Les coefficients sismiques de la direction transversale $0_t \longrightarrow K_t$

- Les coefficients sismiques de la direction verticale $0 \longrightarrow K_v$

- les distances d'excentrement de la résultante des forces longitudinales et la résultante des forces transversales à chaque niveau.

α = Coefficient d'intensité.

β = Coefficient de réponse.

δ = Coefficient de distribution.

$$K_l \text{ ou } K_t = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta$$

CALCUL DES COEFFICIENTS .

$\alpha = 1$ (voir document Ministère des Travaux Publics et de la Construction en Algérie, intitulé la Séismicité en Algérie).

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } \beta_{\max} = 0,10$$

T : période propre d'oscillation.

T₁ : dans la direction longitudinale.

T_t : dans la direction transversale.

La formule donnant la période pour un contreventement par ossature de béton armé.

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt[3]{L_x}}$$

H : hauteur du bâtiment.

L₁ : dimension longitudinale.

L_t : dimension transversale.

Application numérique:

$$H = 13,90 \text{ m} ; L_1 = 43,52 \text{ m} ; L_t = 17 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,09 \times \frac{13,90}{\sqrt[3]{43,52}} = 0,36$$

$$T_t = 0,09 \times \frac{13,90}{\sqrt[3]{17}} = 0,49$$

$$\beta_1 = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_1}} = 0,091$$

$$\beta_t = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_t}} = 0,082$$

Le coefficient γ varie avec la cote de l'élément. Il est le même pour tous les éléments situés dans un même plan horizontal.

γ est donné dans l'annexe B du document précité.

Nous allons reprendre les valeurs de γ dans le tableau ci-dessous : Nombre de niveaux = 5 à chaque plancher n° n

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

Le coefficient de fondation δ est donné dans l'annexe C du document cité plus haut.

Notre mode de fondation est le mode sur semelles superficielles et le terrain est de consistance moyenne

$$\delta = 1,15$$
$$K_s = \alpha \cdot \beta_e \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$K_{s1} = 1.0,091 \cdot 0,273 \cdot 1,15 = 0,029$$

$$K_{s2} = 1.0,091 \cdot 0,545 \cdot 1,15 = 0,057$$

$$K_{s3} = 1.0,091 \cdot 0,818 \cdot 1,15 = 0,086$$

$$K_{s4} = 1.0,091 \cdot 1,091 \cdot 1,15 = 0,114$$

$$K_{s5} = 1.0,091 \cdot 1,364 \cdot 1,15 = 0,143$$

$$K_t = \alpha \cdot \beta_e \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$K_{t1} = 1.0,082 \cdot 0,273 \cdot 1,15 = 0,026$$

$$K_{t2} = 1.0,082 \cdot 0,545 \cdot 1,15 = 0,051$$

~~$K_{t_5} = 1,092 \cdot 1,34 \cdot 1,15 = 0,129$~~

Coéfficients sismiques dans la direction verticale K_v

K_v applicable à un élément donné est égal au plus grand des coefficients sismiques horizontaux trouvés pour cet élément.

$$K_{v_1} = 0,029$$

$$K_{v_2} = 0,057$$

$$K_{v_3} = 0,086$$

$$K_{v_4} = 0,114$$

$$K_{v_5} = 0,143$$

Calcul des efforts dûs au séisme

I.) Portique de rive n° 1:

Niveaux n_1 et n_2 .

Il suffit de cumuler les efforts verticaux dans les 4 poteaux au niveau n_2 (*).

* Théoriquement il faudrait distinguer n_1 et n_2 puisque les charges y sont différentes. Mais cette différence est très faible.

$$F = K_{t_1} \cdot 2 \cdot (4015 + 5062) = 560,4 \text{ Kg} \approx 561 \text{ Kg}.$$

Niveaux n_3 et n_4 .

$$F = K_{t_2} \cdot 2 \cdot (20813 + 24728) = 7013,31 \text{ kg} \approx 7014 \text{ Kg}.$$

Niveaux n_5 et n_6

$$F = K_{t_3} \cdot 2(20813+24728) = 7013,31 \text{ Kg} \simeq 7014 \text{ Kg.}$$

Niveaux n_7 et n_8

$$F = K_{t_4} \cdot 2 (28617 + 34316) = 12964,2 \text{ Kg} \simeq 12965 \text{ Kg.}$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$F = K_{t_5} \cdot 2 (36171+43654) = 20992,85 \text{ Kg} \simeq 20595 \text{ Kg.}$$

Calcul des moments aux différents niveaux :

Niveau n_2 :

$$M_2 = 561 \cdot 3,25 = 1823,25 \text{ daNm}$$

Niveau n_4 :

$$M_4 = 561 \cdot 6,5 + (2903-561) \cdot 3,25 = 11258 \text{ daNm}$$

Niveau n_6 :

$$M_6 = 561 \cdot 9,75 + (2903-561) \cdot 6,50 + (7014-2903) \cdot 3,25 = 34053,5 \text{ daNm}$$

Niveau n_8 :

$$M_8 = 561 \cdot 12 + (2903-561) \cdot 9,75 + (7014-2903) \cdot 6,5 + (12965-7014) \cdot 3,25 = 75628,75 \text{ daNm}$$

Niveau n_{10} :

$$M_{10} = 561 \cdot 14,2 + (2903-561) \cdot 12 + (7014-2903) \cdot 9,75 + (12965-7014) \cdot 6,5 + (20595-12965) \cdot 3,25 = 139631,45 \text{ daNm}$$

Le calcul des efforts supplémentaires dans le poteau se conduit à partir de là, comme nous l'avions vu par le vent ou même par un simple calcul proportionnel.

Ce calcul sera conduit par proportionnalité à la pression normale du vent.

Niveaux n_1 et n_2 :

$$\text{Poteau } P_A : F_A = 23,04 \cdot \frac{1823,25}{790,08} = 53,17 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : - F_b = 3,29 \cdot \frac{1823,25}{790,08} = 7,59 \text{ daN}$$

Niveaux n_3 et n_4

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 92,18 \cdot \frac{11258}{3160,3} = 328,37 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 13,17 \cdot \frac{11258}{3160,3} = 46,92 \text{ daN}$$

Niveaux n_5 et n_6

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 207,40 \cdot \frac{34053,5}{7110,68} = 993,25 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 29,63 \cdot \frac{34053,5}{7110,68} = 141,90 \text{ daN}$$

Niveaux n_7 et n_8

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 314,98 \cdot \frac{75628,75}{10771,68} = 2251,50 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 45,13 \cdot \frac{75628,75}{10771,68} = 316,86 \text{ daN}$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 441,05 \cdot \frac{139631,45}{15082,67} = 4081,13 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 63,20 \cdot \frac{139631,45}{15082,67} = 585,09 \text{ daN}$$

II. PORTIQUE CENTRAL n° 2 :-

Niveaux n_1 et n_2

$$F = K_{t1} \cdot 2 \cdot (7234 + 6411) = 709,54 \text{ Kg} \quad 710 \text{ Kg}$$

Niveaux n_3 et n_4

$$F = K_{t2} \cdot 2 \cdot (18733 + 20384) = 3990 \text{ Kg}$$

Niveaux n_5 et n_6

$$F = K_{t3} \cdot 2 \cdot (30232 + 34357) = 9947 \text{ Kg}$$

Niveaux n_7 et n_8

$$F = K_{t4} \cdot 2 \cdot (41886 + 48485) = 18617 \text{ Kg}$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$F = K_{t5} \cdot 2 \cdot (53289 + 62364) = 29839 \text{ Kg}$$

Calcul des moments aux différents niveaux :

Niveau n_2 :

$$M_2 = 710 \cdot 3,25 = 2307,5 \text{ daNm} .$$

Niveau n_4

$$M_4 = 710 \cdot 6,50 + (3990 - 710) \cdot 3,25 = 15275 \text{ daNm} .$$

Niveau n_6

$$M_6 = 710 \cdot 9,75 + (3990 - 710) \cdot 6,50 + (9947 - 3990) \cdot 3,25 = 47602,75 \text{ daNm} .$$

Niveau n_8

$$M_8 = 710 \cdot 12 + (3990 - 710) \cdot 9,75 + (9947 - 3990) \cdot 6,50 + (18617 - 9947) \cdot 3,25 = 107398 \text{ daNm} .$$

Niveau n_{10}

$$M_{10} = 710 \cdot 14,2 + (3990 - 710) \cdot 12 + (9947 - 3990) \cdot 9,75 + (18617 - 9947) \cdot 6,5 + (29839 - 18617) \cdot 3,25 = 200\ 349,25 \text{ daNm} .$$

Par proportionnalité au vent normal dans le portique central, nous aurons comme effets verticaux revenant aux différents poteaux les valeurs suivantes:

Niveaux n_1 et n_2

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 48,8 \cdot \frac{2307,5}{1673,1} = 67,3 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 6,97 \cdot \frac{2307,5}{1673,1} = 9,61 \text{ daN}$$

Niveaux n_3 et n_4

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 195,2 \cdot \frac{15275}{6692,4} = 445,53 \text{ daN} .$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 27,89 \cdot \frac{15275}{6692,4} = 63,66 \text{ daN} .$$

Niveaux n_5 et n_6

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 439,19 \cdot \frac{47602,75}{15057,9} = 1388,42 \text{ daN} .$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 62,74 \cdot \frac{47602,75}{15057,9} = 198,35 \text{ daN} .$$

Niveaux n_7 et n_8

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 667,01 \cdot \frac{107\ 398}{22809,6} = 3140,59 \text{ daN} .$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 95,57 \cdot \frac{107\ 398}{22809,6} = 449,99 \text{ daN} .$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 933,99 \cdot \frac{200 \cdot 349,25}{31 \cdot 939,78} = 5858,66 \text{ daN} .$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 133,83 \cdot 200 \cdot 349,25 = 839,48 \text{ daN} .$$

III . PORTIQUE DE JOINT n° 7 :-

Niveaux n_1 et n_2

$$F = K_{t1} \cdot 2 \cdot (3926 + 4368) = 432 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_3 et n_4

$$F = K_{t2} \cdot 2 \cdot (10361 + 12672) = 2350 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_5 et n_6

$$F = K_{t3} \cdot 2 \cdot (16796 + 20769) = 5785 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_7 et n_8

$$F = K_{t4} \cdot 2 \cdot (23282 + 28917) = 10753 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$F = K_{t5} \cdot 2 \cdot (29646 + 36943) = 17180 \text{ Kg} .$$

Calcul des moments aux différents niveaux :-

Niveau n_2

$$M_2 = 432 \cdot 3,25 = 1404 \text{ daNm} .$$

Niveau n_4

$$M_4 = 432 \cdot 6,5 + (2350 - 432) \cdot 3,25 = 9041,5 \text{ daNm} .$$

Niveau n_6

$$M_6 = 432 \cdot 9,75 + (2350 - 432) \cdot 9,75 + (5785 - 2350) \cdot 3,25 = 27842,75 \text{ daNm} .$$

Niveau n_8

$$M_8 = 432 \cdot 12 + (2350 - 432) \cdot 9,75 + (5785 - 2350) \cdot 6,5 + (10753 - 5785) \cdot 3,25 = 62358 \text{ daNm} .$$

Niveau n_{10}

$$M_{10} = 432 \cdot 14,2 + (2350 - 432) \cdot 12 + (5785 - 2350) \cdot 9,75 + (10753 - 5785) \cdot 6,5 + (17180 - 10753) \cdot 3,25 = 115822 \text{ daNm} .$$

Par proportionnalité au vent normal, nous aurons les efforts supplémentaires suivants dans les poteaux :

Niveaux n_1 et n_2

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 25,08 \cdot \frac{1404}{859,79} = 40,95 \text{ daN .}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 3,58 \cdot \frac{1404}{859,79} = 5,85 \text{ daN .}$$

Niveaux n_3 et n_4

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 100,31 \cdot \frac{9041,5}{3439,15} = 263,71 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 14,33 \cdot \frac{9041,5}{3439,15} = 37,67 \text{ daN .}$$

Niveaux n_5 et n_6

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 225,69 \cdot \frac{27842,75}{7738,09} = 812,06 \text{ daN .}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 32,24 \cdot \frac{27842,75}{7738,09} = 116 \text{ daN .}$$

Niveaux n_7 et n_8

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 342,77 \cdot \frac{62358}{11721,6} = 1823,51 \text{ daN .}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 49,11 \cdot \frac{62358}{11721,6} = 261,26 \text{ daN .}$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$\text{Poteau } P_a : F_a = 479,97 \cdot \frac{115821,4}{16413,5} = 3386,89 \text{ daN .}$$

$$\text{Poteau } P_b : F_b = 68,77 \cdot \frac{115821,4}{16413,5} = 485,27 \text{ daN .}$$

CALCUL DES EFFORTS HORIZONTAUX DUS AU SEISME DANS LES PORTIQUES SUIVANTS :-

PORTIQUE n° A : -

Niveaux n_1 et n_2

Il suffit de cumuler les efforts verticaux dans les sept poteaux au niveau de n_2 :

$$F = K_{11} \cdot (3926 + 7234.5 + 4915) = 1306 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_3 et n_4

$$F = K_{12} \cdot (10361 + 5.18733 + 13164) = 6680 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_5 et n_6

$$F = K_{13} \cdot (16796 + 5.30232 + 20813) = 16235 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_7 et n_8

$$F = K_{14} \cdot (23282 + 5.41886 + 28617) = 29792 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$F = K_{15} \cdot (29646 + 5.53289 + 36171) = 47514 \text{ Kg} .$$

PORTIQUE n° B : -

Niveaux n_1 et n_2

$$F = K_{11} \cdot (4575 + 5.8411 + 5862) = 1523 \text{ Kg} .$$

Niveau n_3 et n_4

$$F = K_{12} \cdot (12672 + 5.22384 + 15295) = 7974 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_5 et n_6

$$F = K_{13} \cdot (20769 + 5.36357 + 24728) = 19547 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_7 et n_8

$$F = K_{14} \cdot (28917 + 5.50484 + 34316) = 35985 \text{ Kg} .$$

Niveaux n_9 et n_{10}

$$F = K_{15} \cdot (36943 + 5.64364 + 43654) = 57546 \text{ Kg} .$$

EFFORTS TOTAUX SUR LES POTEAUX .

Les tableaux ci-dessous donnent les cumuls d'efforts dûs :

- au poids propre de la construction .
- aux surcharges d'exploitation ;
- à la neige ;
- au vent ;
- aux séismes .

L'opération "descente des charges" précède toujours le calcul des poutres et il est difficile, sinon impossible de tenir compte de la continuité des poutres et des poteaux . Par conséquent, les calculs pratiques sont faits en admettant que les poutres reposent à appuis simples sur les poteaux . Cette façon de faire sous-estime un peu la charge des poteaux centraux , mais par contre surcharge un les poteaux de rives . On peut en tenir compte d'une façon admissible en majorant la charge sur le poteaux centraux de 10 à 15% et en minorant celle des poteaux de rives de 5 à 10% . La règle pratique ci-dessous concerne seulement l'influence de la continuité sur l'effort normal dans les poteaux . Il reste l'influence de la continuité sur les moments de flexion dans les poteaux . Le règlement C.C.B.A. 68 conseille d'en tenir compte empiriquement sous forme d'une majoration des efforts normaux de 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

Cette règle pratique évite tous calculs hyperstatiques, un peu illusoire d'ailleurs .

Pour les deux charges (poids propre et surcharges d'exploitation), les chiffres des tableaux tiennent compte de la continuité .

Nous majorons les charges calculées de P_b et P_c de 15 % et minorons celles de P_a et P_d de 5 % .

PORTIQUE DE RIVE N°1POTEAU P_A :

- 5% de G

- 5% de P

Niveaux	charge permanente	Surcharge d'exploitation	neige normale	Vent normal	Seisme	total
r ₁	4408	566	573	24	54	5625
r ₂	4670	566	573	24	54	5887
r ₃	11675	2545	573	93	329	15215
r ₄	12506	2545	573	93	329	16046
r ₅	19512	4382	573	208	994	25669
r ₆	19773	4382	573	208	994	25930
r ₇	26778	6078	573	315	2213	35957
r ₈	27187	6078	573	315	2213	36366
r ₉	34110	7632	573	442	4084	46841
r ₁₀	34363	7632	573	442	4084	47094
fondations	37470	7632	573	442	4084	50201

POTEAU P_B :

+ 15% de G

+ 15% de P

niveaux	charge permanente	Surcharge d'exploitation	neige normale	Vent normal	Seisme	total
r ₁	6426	900	753	4	8	8091
r ₂	6742	900	753	4	8	8407
r ₃	17273	4047	753	14	47	22134
r ₄	17590	4047	753	14	47	22451
r ₅	28121	6971	753	30	142	36017
r ₆	28438	6971	753	30	142	36334
r ₇	38969	9669	753	46	317	49754
r ₈	39464	9669	753	46	317	50249
r ₉	49897	12141	753	64	586	63441
r ₁₀	50203	12141	753	64	586	63747
fondations	53715	12141	753	64	586	67259

PORTIQUE CENTRAL N°2POTEAU P_A :

- 5% de G

- 5% de P

Niveaux	charge permanente	surcharge d'exploitation	neige normale	vent normal	Seïsme	total
n ₁	6612	1131	556	49	68	8416
n ₂	6873	1131	556	49	68	8677
n ₃	17536	5088	556	196	446	23822
n ₄	17797	5088	556	196	446	24083
n ₅	28460	8762	556	440	1389	39607
n ₆	28721	8762	556	440	1389	39868
n ₇	39384	12154	556	668	3141	55903
n ₈	39792	12154	556	668	3141	56311
n ₉	50372	15262	556	934	5859	72983
n ₁₀	50625	15262	556	934	5859	73236
fondations	53177	15262	556	934	5859	75788

POTEAU P_B

+ 15% de G

+ 15% de P

niveaux	charge permanente	surcharge d'exploitation	neige normale	vent normal	Seïsme	total
n ₁	9357	1799	898	7	10	12071
n ₂	9673	1799	898	7	10	12387
n ₃	25426	8094	898	28	64	34510
n ₄	25742	8094	898	28	64	34826
n ₅	41495	13940	898	63	199	56595
n ₆	41811	13940	898	63	199	56911
n ₇	57564	19335	898	96	450	78343
n ₈	58058	19335	898	96	450	78837
n ₉	73713	24282	898	134	840	99867
n ₁₀	74019	24282	898	134	840	100173
fondations	75426	24282	898	134	840	101580

PORTIQUE DE JOINT N°7

POTEAU P_A :

- 5% de G
- 5% de P

Niveaux	Charge permanente	surcharge d'exploitation	neige normale	vent normal	Scisme	total
n ₁	3534	566	486	26	41	4653
n ₂	3730	566	486	26	41	4849
n ₃	9647	2545	486	101	264	13 043
n ₄	9843	2545	486	101	264	13 239
n ₅	15760	4382	486	226	813	21 667
n ₆	15957	4382	486	226	813	21864
n ₇	21873	6078	486	343	1824	30604
n ₈	22118	6078	486	343	1824	30849
n ₉	28072	7632	486	480	3387	39997
n ₁₀	28164	7632	486	480	3387	40149
fondations	29688	7632	486	480	3387	41673

POTEAU P_B :

+ 15% de G
+ 15% de P

niveaux	charge permanente	surcharge d'exploitation	neige normale	vent normal	scisme	total
n ₁	5024	900	489	4	6	6423
n ₂	5262	900	489	4	6	6661
n ₃	14335	4047	489	15	38	18 924
n ₄	14573	4047	489	15	38	19 162
n ₅	23647	6971	489	33	116	31 256
n ₆	23885	6971	489	33	116	31 494
n ₇	32958	9669	489	50	262	43428
n ₈	33255	9669	489	50	262	43725
n ₉	42301	12141	489	69	486	55486
n ₁₀	42485	12141	489	69	486	55670
fondations	43600	12141	489	69	486	56785

PORTIQUE DE RIVE N° 13 travées et 5 niveaux

Niveaux	Nature de l'effort	A - B	B - C	C - D
n_1	G Kg/ml	1095	1095	1095
	P — —	182	182	182
	N_n — —	164	164	164
	N_e — —	273	273	273
	1,2P — —	219	219	219
	1,5P — —	273	273	273
	1,5 N_n — —	246	246	246
	SI			
n_3	G Kg/ml	1610	1610	1610
	P — —	595	595	595
	1,2P — —	714	714	714
	1,5P — —	893	893	893
	SI			
n_5	G Kg/ml	1610	1610	1610
	P — —	595	595	595
	1,2P — —	714	714	714
	1,5P — —	893	893	893
	SI			
n_7	G Kg/ml	1610	1610	1610
	P — —	595	595	595
	1,2P — —	714	714	714
	1,5P — —	893	893	893
	SI			
n_9	G Kg/ml	1610	1610	1610
	P — —	595	595	595
	1,2P — —	714	714	714
	1,5P — —	893	893	893
	SI			

PORTIQUE CENTRAL N° 2

3 travées et 5 niveaux

Niveaux	Nature de l'effort	A - B	B - C	C - D	
n_1	G Kg/ml	1610	1610	1610	
	P - II -	360	360	360	
	N_n - II -	187	187	187	
	N_c - II -	314	314	314	
	1,2P - II -	432	432	432	
	1,5P - II -	540	540	540	
	1,5 N_n - II -	281	281	281	
n_3	SI				
	G Kg/ml	2240	2240	2240	
	P - II -	1190	1190	1190	
	1,2P - II -	1428	1428	1428	
	1,5P - II -	1785	1785	1785	
	SI				
	n_5	G Kg/ml	2240	2240	2240
P - II -		1190	1190	1190	
1,2P - II -		1428	1428	1428	
1,5P - II -		1785	1785	1785	
SI					
n_7		G Kg/ml	2240	2240	2240
		P - II -	1190	1190	1190
	1,2P - II -	1428	1428	1428	
	1,5P - II -	1785	1785	1785	
	SI				
	n_9	G Kg/ml	2240	2240	2240
		P - II -	1190	1190	1190
1,2P - II -		1428	1428	1428	
1,5P - II -		1785	1785	1785	
SI					

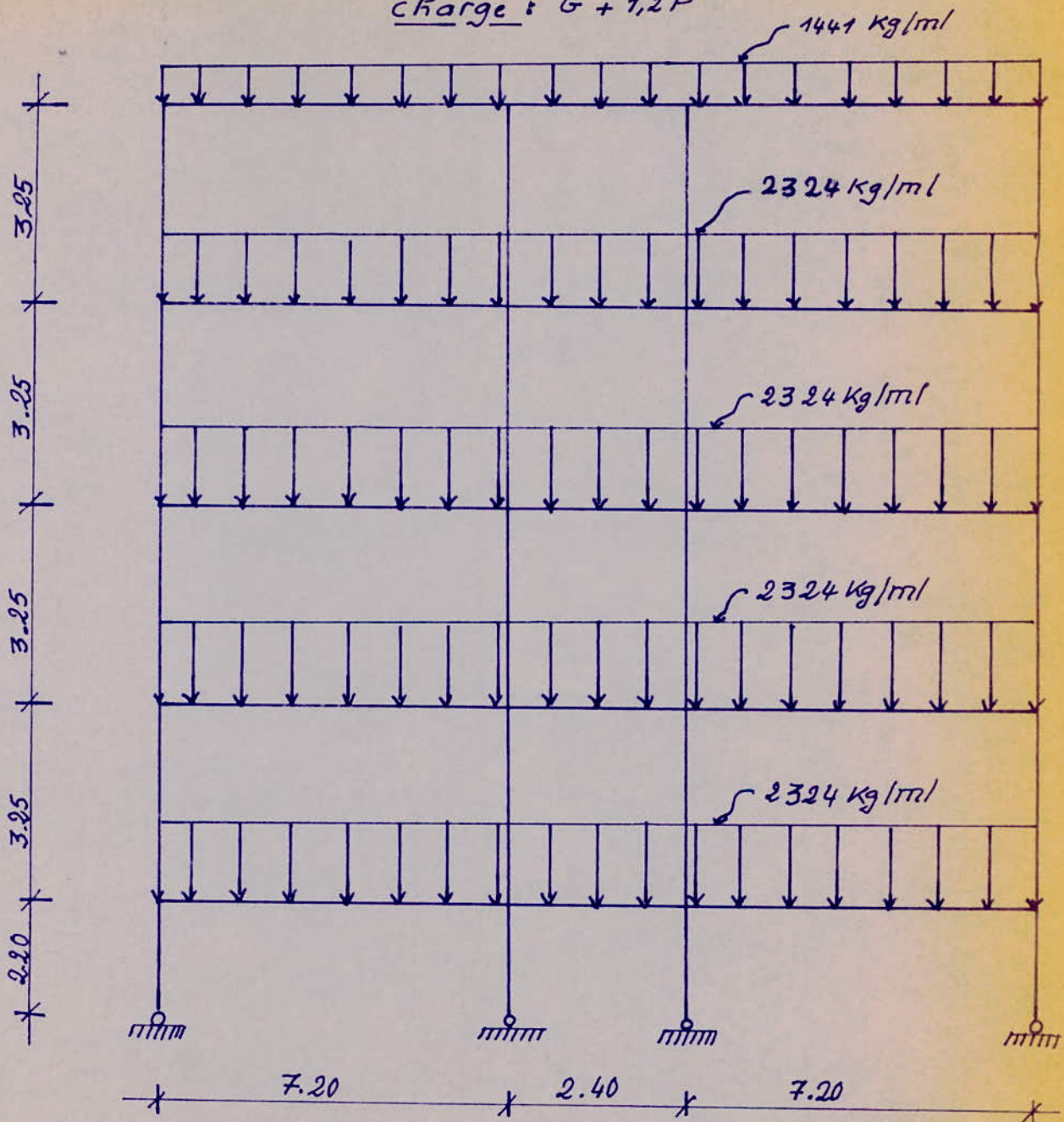
PORTIQUE DE JOINT N° 7

3 travées et 5 niveaux

Niveaux	Nature de l'effort	A - B	B - C	C - D
n_1	G kg/ml	868	868	868
	P —" —	185	185	185
	N_n —" —	135	135	135
	N_c —" —	224	224	224
	1,2P —" —	222	222	222
	1,5P —" —	278	278	278
	1,5 N_n —" —	203	203	203
	SI			
n_3	G kg/ml	1298	1298	1298
	P —" —	595	595	595
	1,2P —" —	714	714	714
	1,5P —" —	893	893	893
	SI			
n_5	G kg/ml	1298	1298	1298
	P —" —	595	595	595
	1,2P —" —	714	714	714
	1,5P —" —	893	893	893
	SI			
n_7	G kg/ml	1298	1298	1298
	P —" —	595	595	595
	1,2P —" —	714	714	714
	1,5P —" —	893	893	893
	SI			
n_9	G kg/ml	1298	1298	1298
	P —" —	595	595	595
	1,2P —" —	714	714	714
	1,5P —" —	893	893	893
	SI			

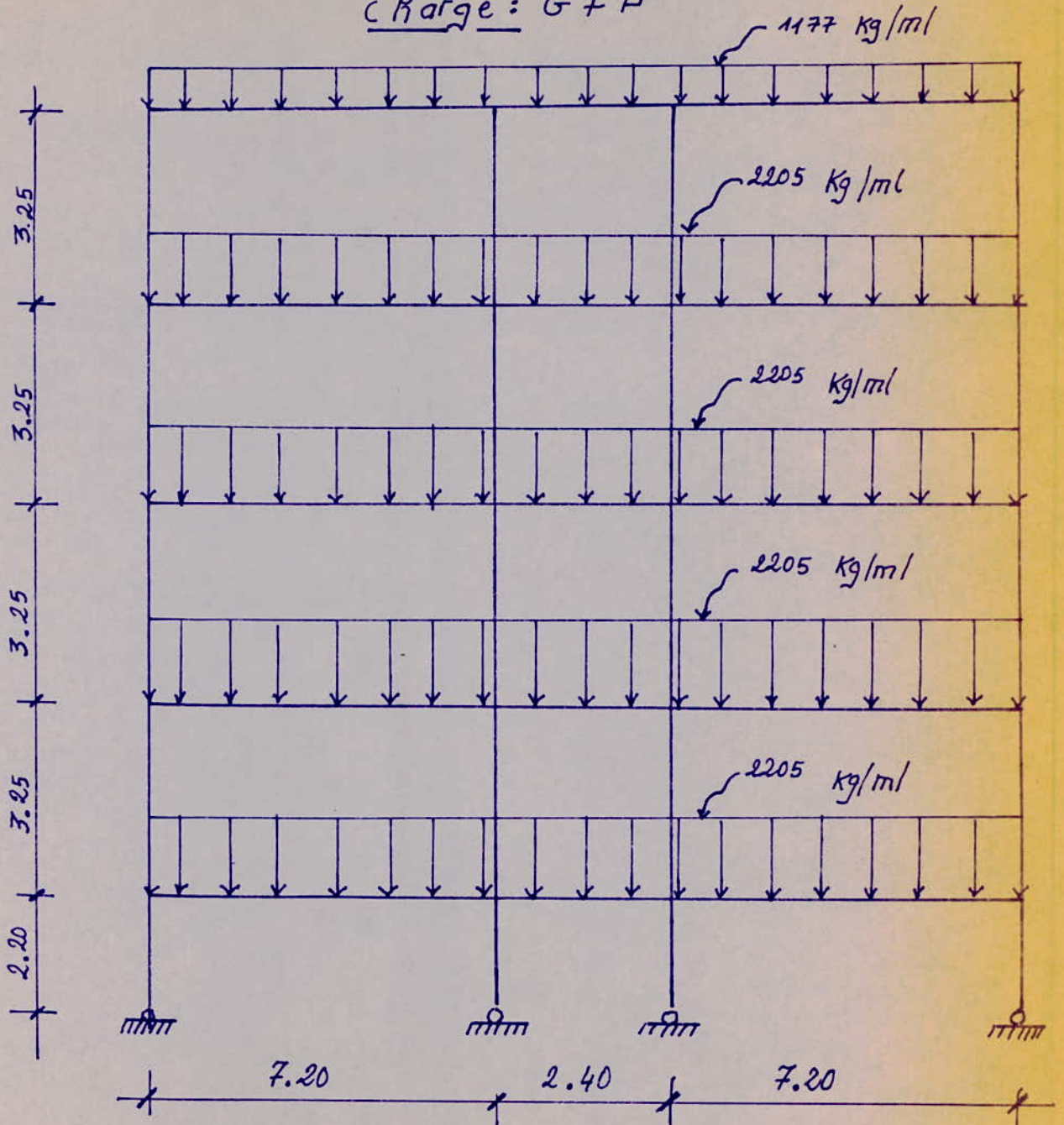
PORTIQUE DE RIVE: N° 1

Charge : $G + 1,2P$



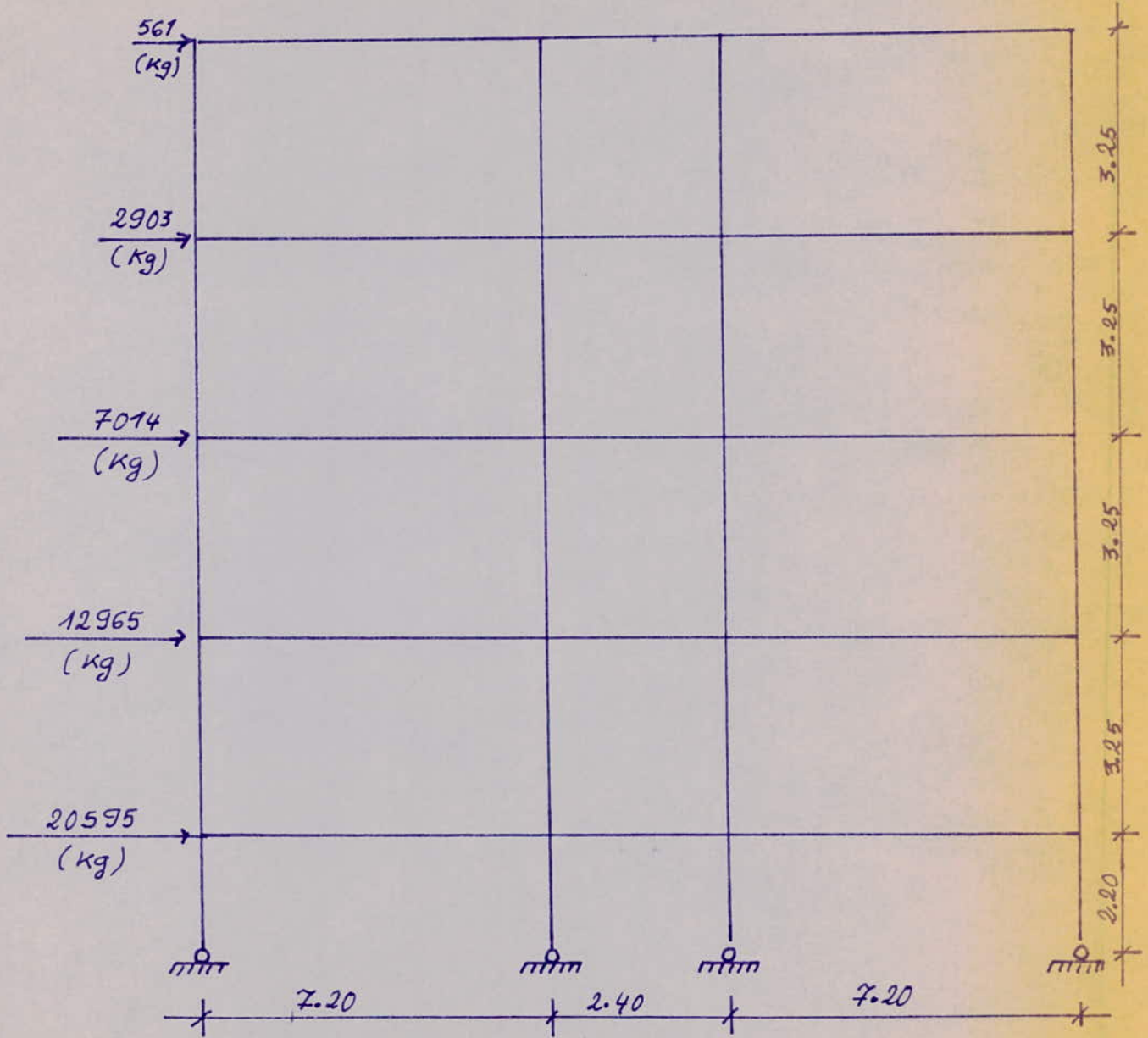
PORTIQUE DE RIVE N°1

C Charge : G + P



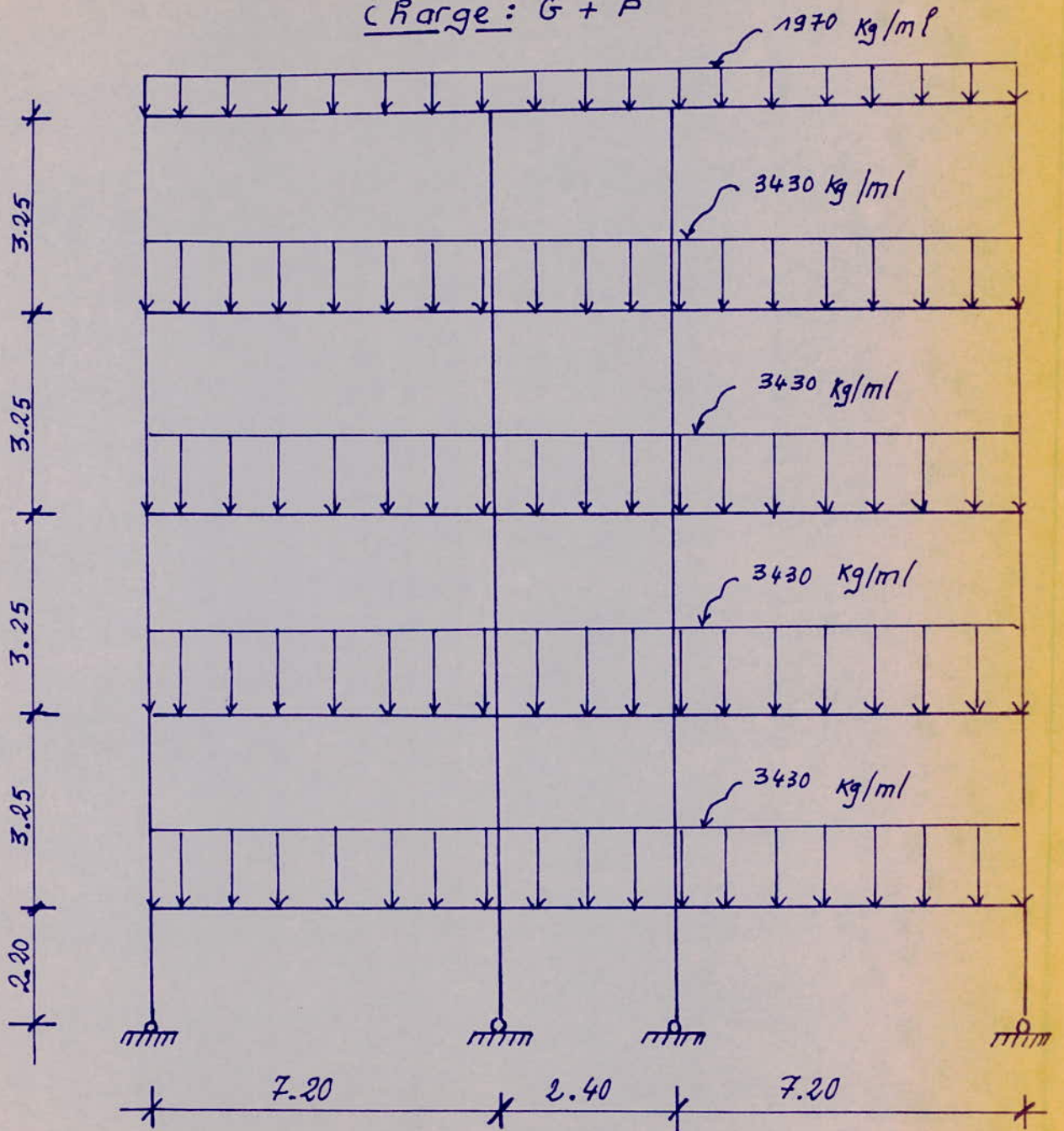
PORTIQUE DE RIVE N°1

charge : seisme (SI)



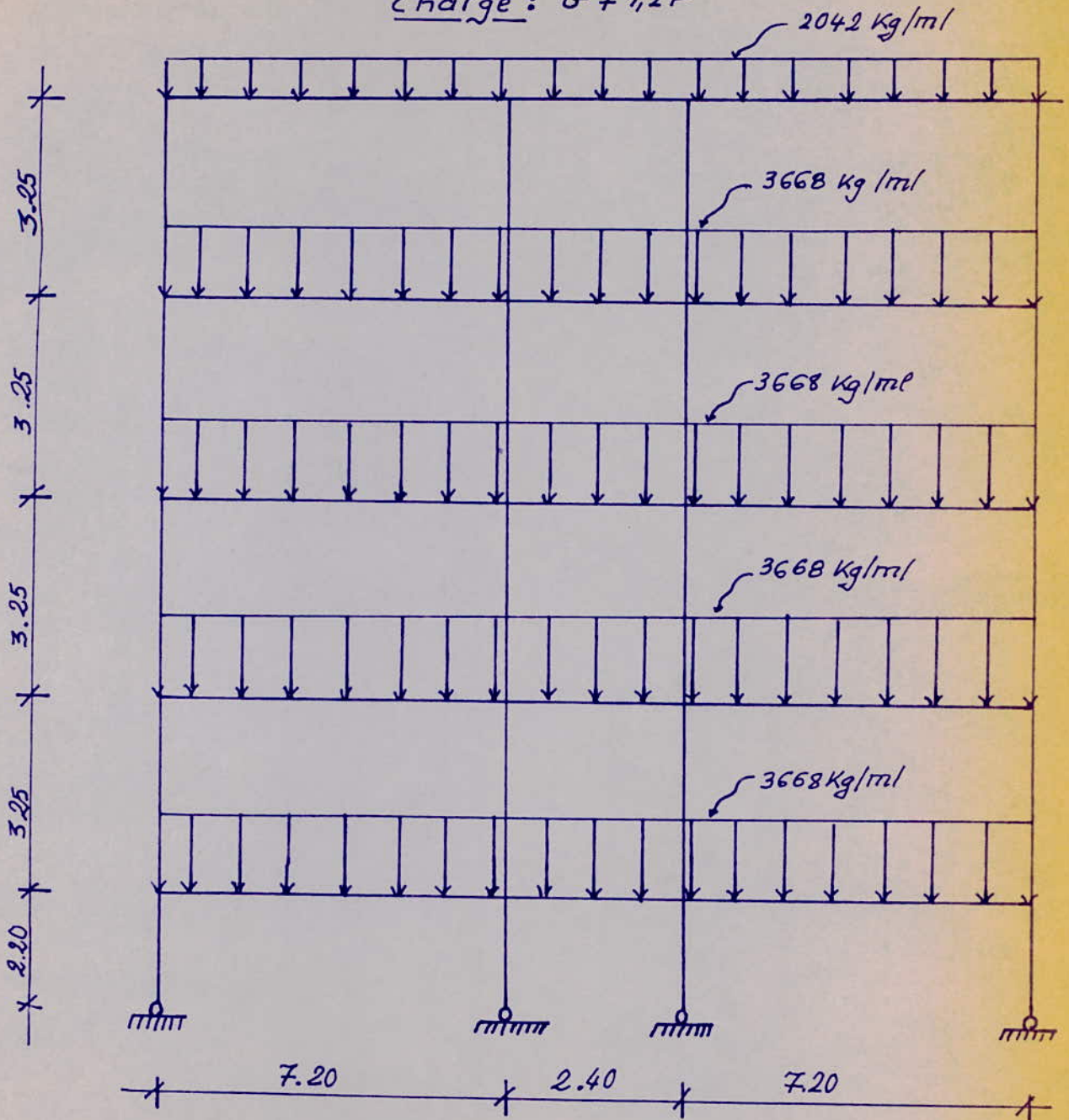
PORTIQUE CENTRAL N°2

Charge : $G + P$



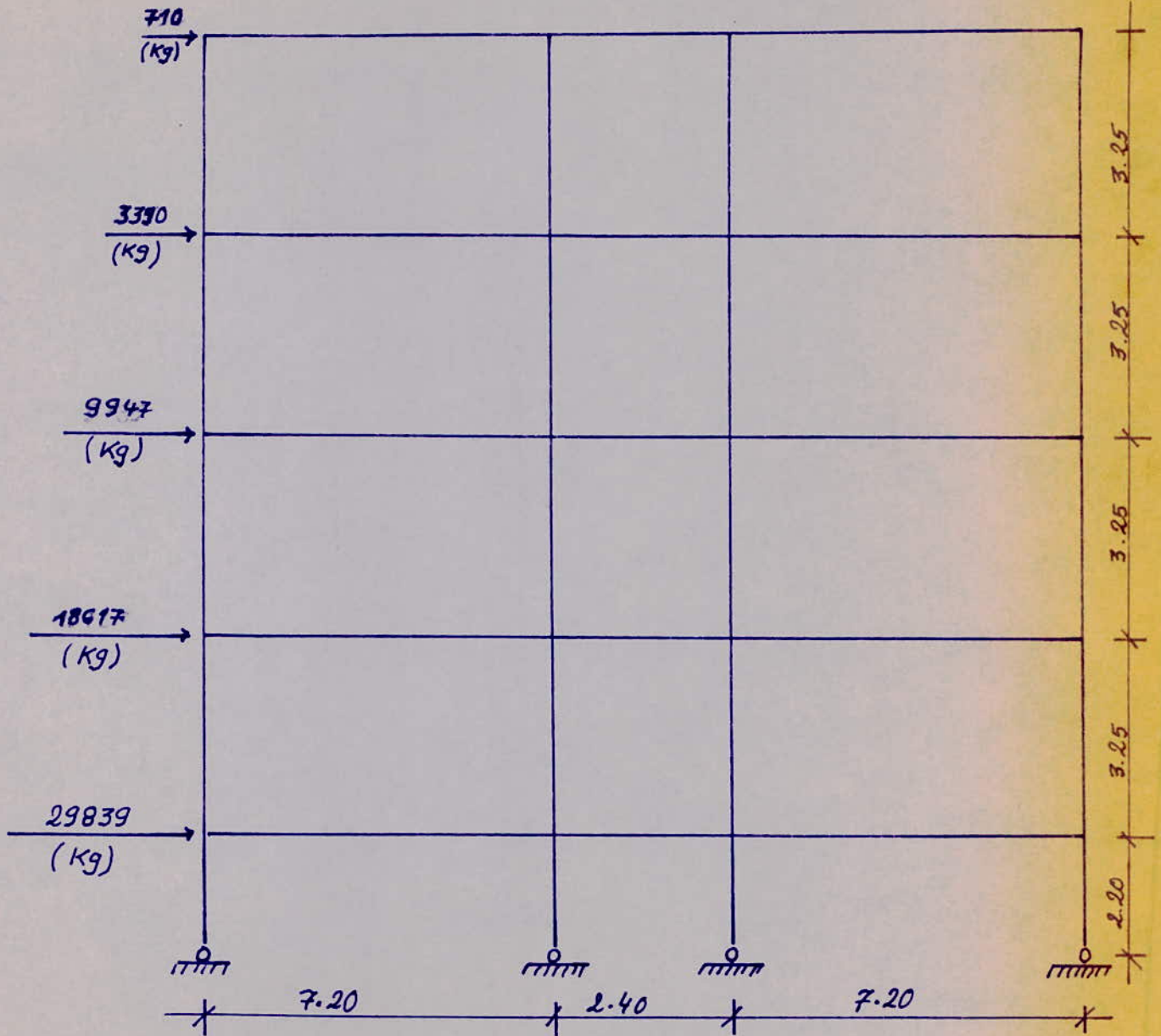
PORTIQUE CENTRAL N° 2

Charge : $G + 1,2P$



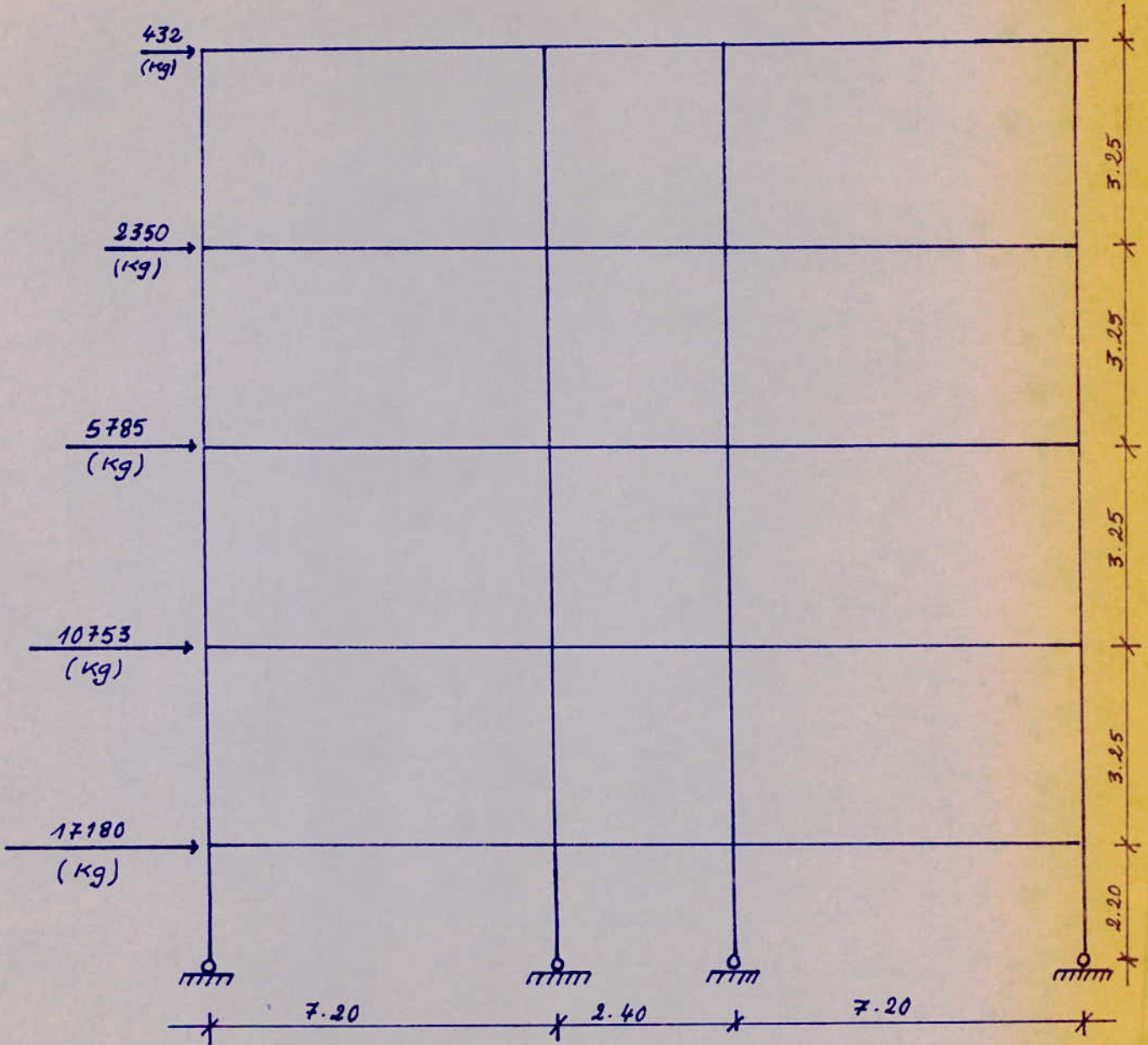
PORTIQUE CENTRAL N° 2

charge : seisme (SI)



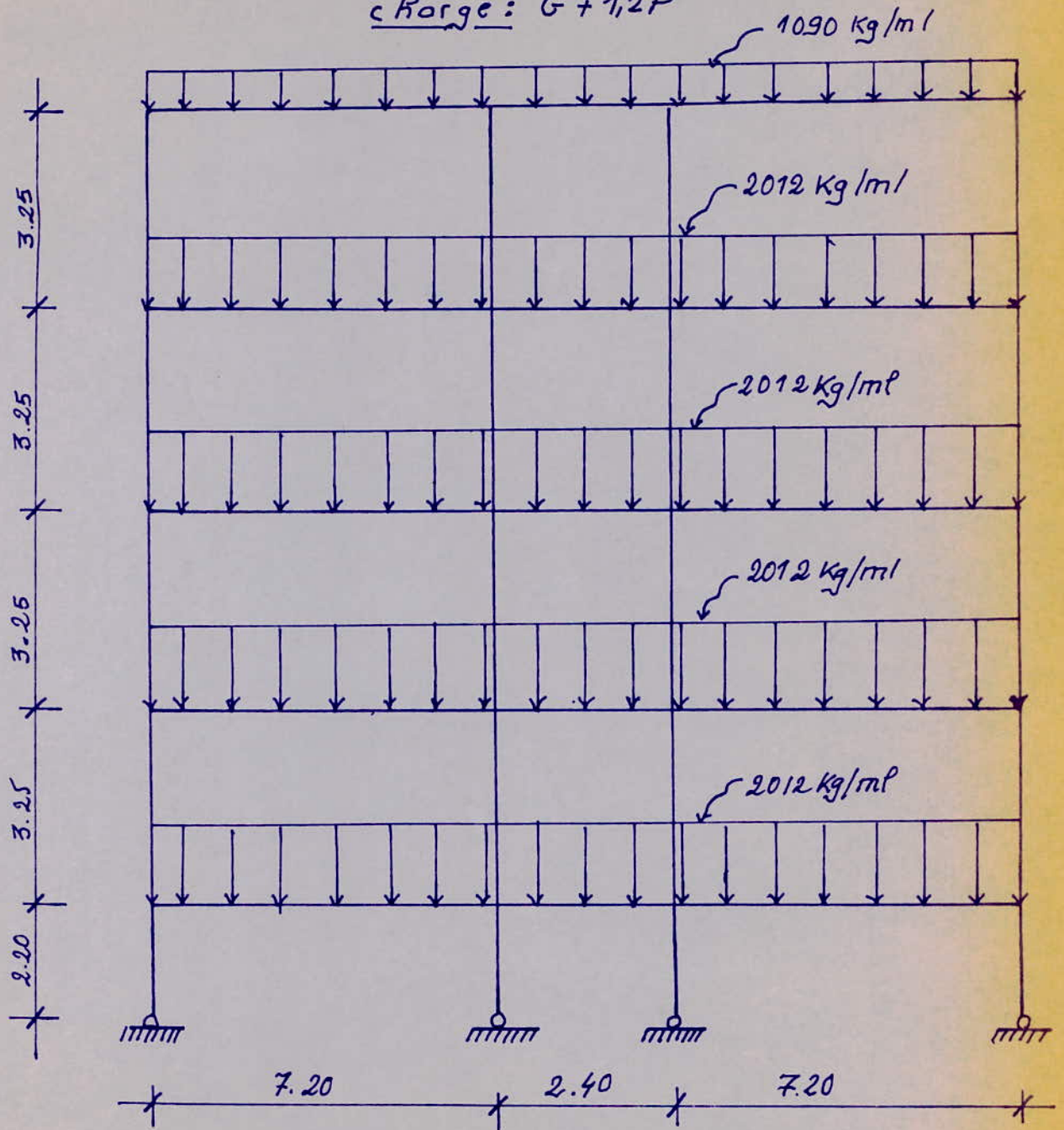
PORTIQUE DE JOINT N°7

charge : seisme (SI)



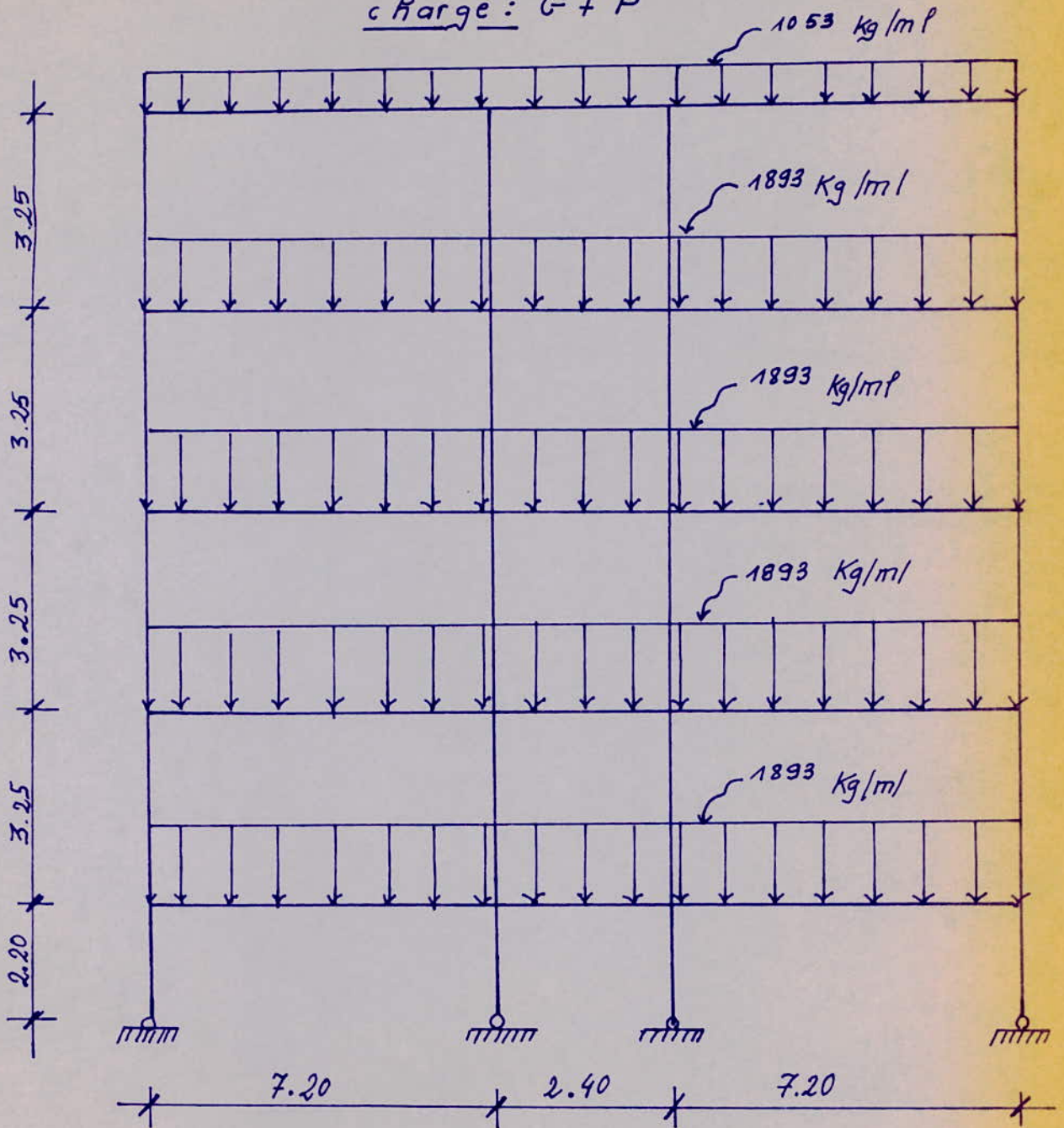
PORTIQUE DE JOINT N:7

c Rorge: $G + 1,2P$



PORTIQUE DE JOINT N°7

c Charge : G + P



PORTIQUE DE RIVE A (7' à 13):

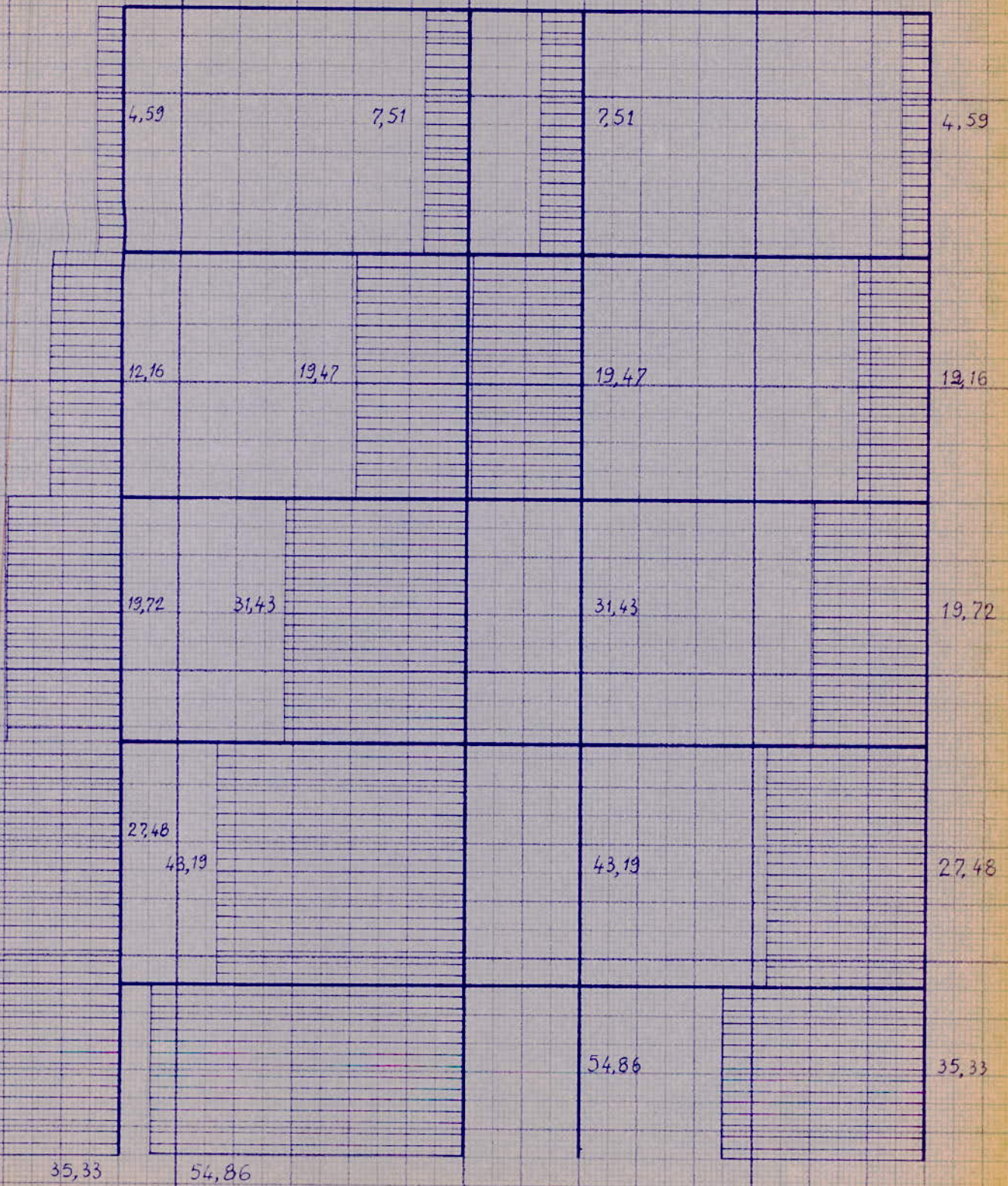
6 travées et 5 Niveaux

Niveaux	Nature de l'effort	7'	8	9	10	11	12	13
n ₁	G Kg/ml	505	505	505	505	505	505	505
	P -"-	42	42	42	42	42	42	42
	N ₁₁ -"-	68	68	68	68	68	68	68
	N _e -"-	113	113	113	113	113	113	113
	1,2P -"-	51	51	51	51	51	51	51
	1,5P -"-	63	63	63	63	63	63	63
	1,5N _r -"-	102	102	102	102	102	102	102
	SI							
n ₃	G Kg/ml	756	756	756	1081	1081	1081	1081
	P -"-	105	105	105	105	105	105	105
	1,2P -"-	126	126	126	126	126	126	126
	1,5P -"-	158	158	158	158	158	158	158
	SI							
n ₅	G Kg/ml	756	756	756	1081	1081	1081	1081
	P -"-	105	105	105	105	105	105	105
	1,2P -"-	126	126	126	126	126	126	126
	1,5P -"-	158	158	158	158	158	158	158
	SI							
n ₇	G Kg/ml	756	756	756	1081	1081	1081	1081
	P -"-	105	105	105	105	105	105	105
	1,2P -"-	126	126	126	126	126	126	126
	1,5P -"-	158	158	158	158	158	158	158
	SI							
n ₉	G Kg/ml	756	756	756	1081	1081	1081	1081
	P -"-	105	105	105	105	105	105	105
	1,2P -"-	126	126	126	126	126	126	126
	1,5P -"-	158	158	158	158	158	158	158
	SI							

PORTIQUE CENTRAL B:

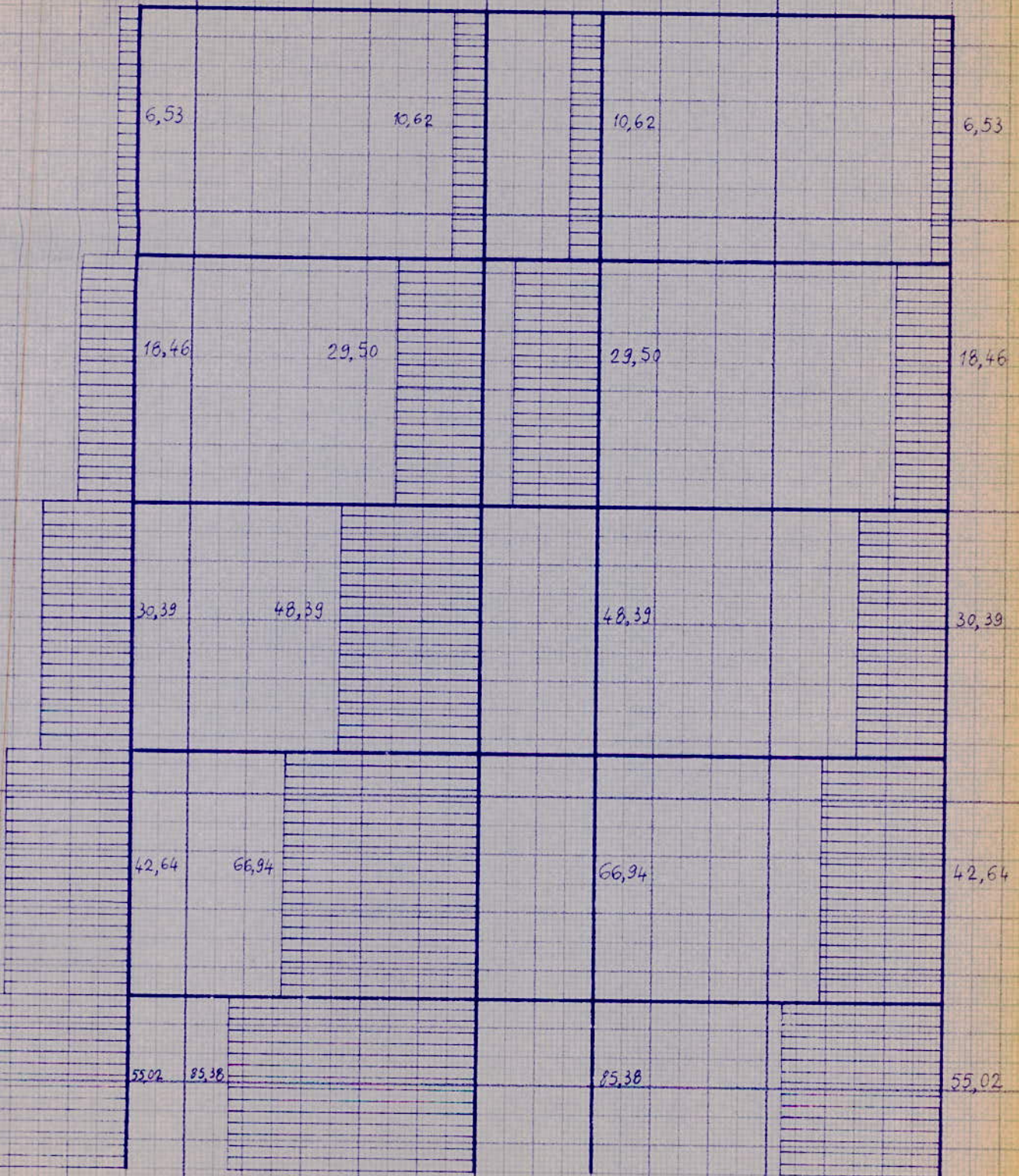
6 travées et 5 niveaux

Niveaux	Nature de l'effort	1	2	3	4	5	6	7
n_1	G Kg/ml	472	472	472	472	472	472	472
	P -"-	80	80	80	80	80	80	80
	N_n -"-	44	44	44	44	44	44	44
	N_e -"-	74	74	74	74	74	74	74
	1,2P -"-	96	96	96	96	96	96	96
	1,5P -"-	120	120	120	120	120	120	120
	1,5 N_n -"-	66	66	66	66	66	66	66
	SI							
n_3	G Kg/ml	1192	1192	1192	1192	1192	1192	1192
	P -"-	210	210	210	210	210	210	210
	1,2P -"-	252	252	252	252	252	252	252
	1,5P -"-	315	315	315	315	315	315	315
	SI							
n_5	G Kg/ml	1192	1192	1192	1192	1192	1192	1192
	P -"-	210	210	210	210	210	210	210
	1,2P -"-	252	252	252	252	252	252	252
	1,5P -"-	315	315	315	315	315	315	315
	SI							
n_7	G Kg/ml	1192	1192	1192	1192	1192	1192	1192
	P -"-	210	210	210	210	210	210	210
	1,2P -"-	252	252	252	252	252	252	252
	1,5P -"-	315	315	315	315	315	315	315
	SI							
n_9	G Kg/ml	1192	1192	1192	1192	1192	1192	1192
	P -"-	210	210	210	210	210	210	210
	1,2P -"-	252	252	252	252	252	252	252
	1,5P -"-	315	315	315	315	315	315	315
	SI							



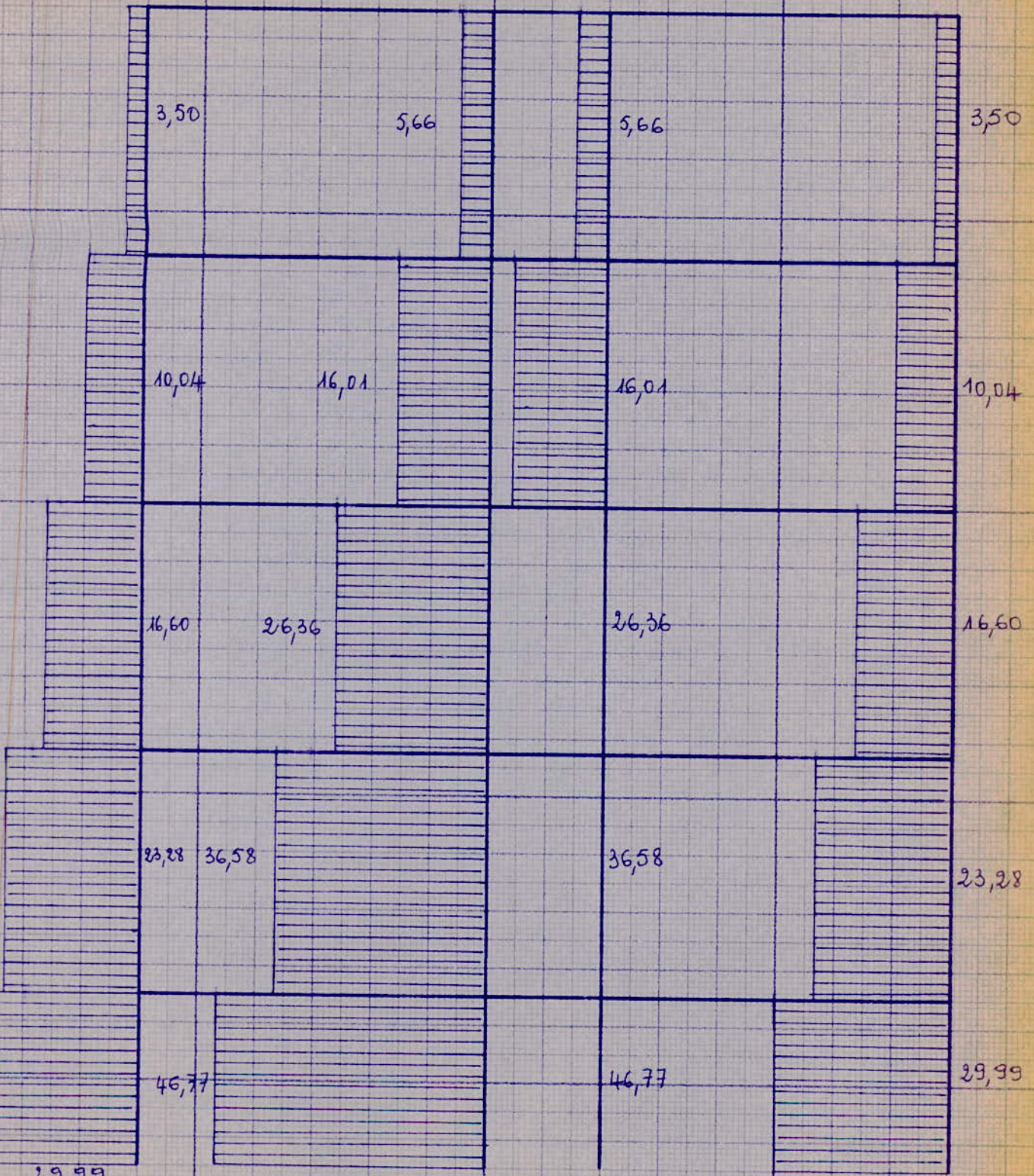
PORTIQUE n°1 diagramme de N

Charge: G + 1,2 P

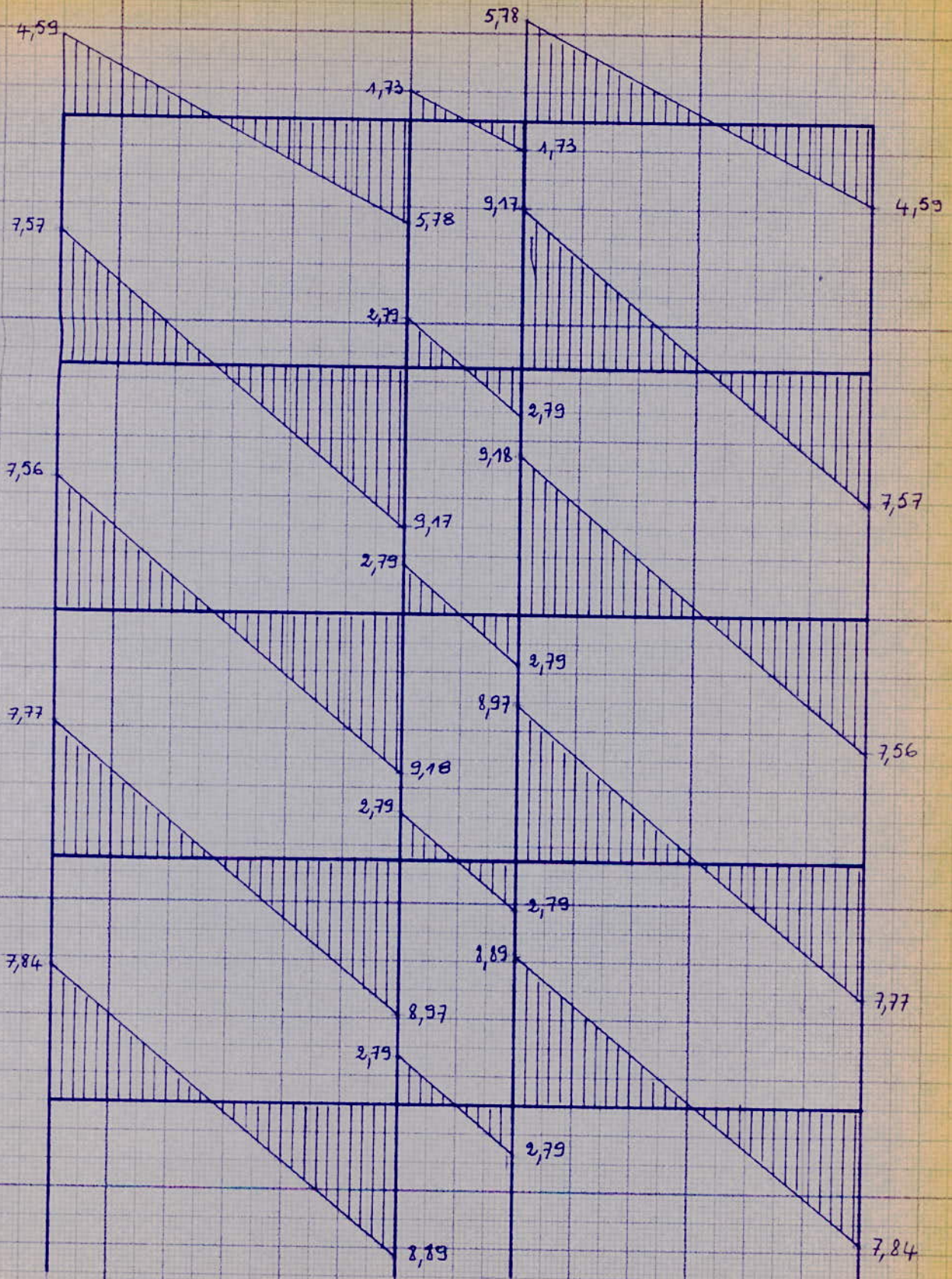


PORTIQUE n° 2 Diagramme de N

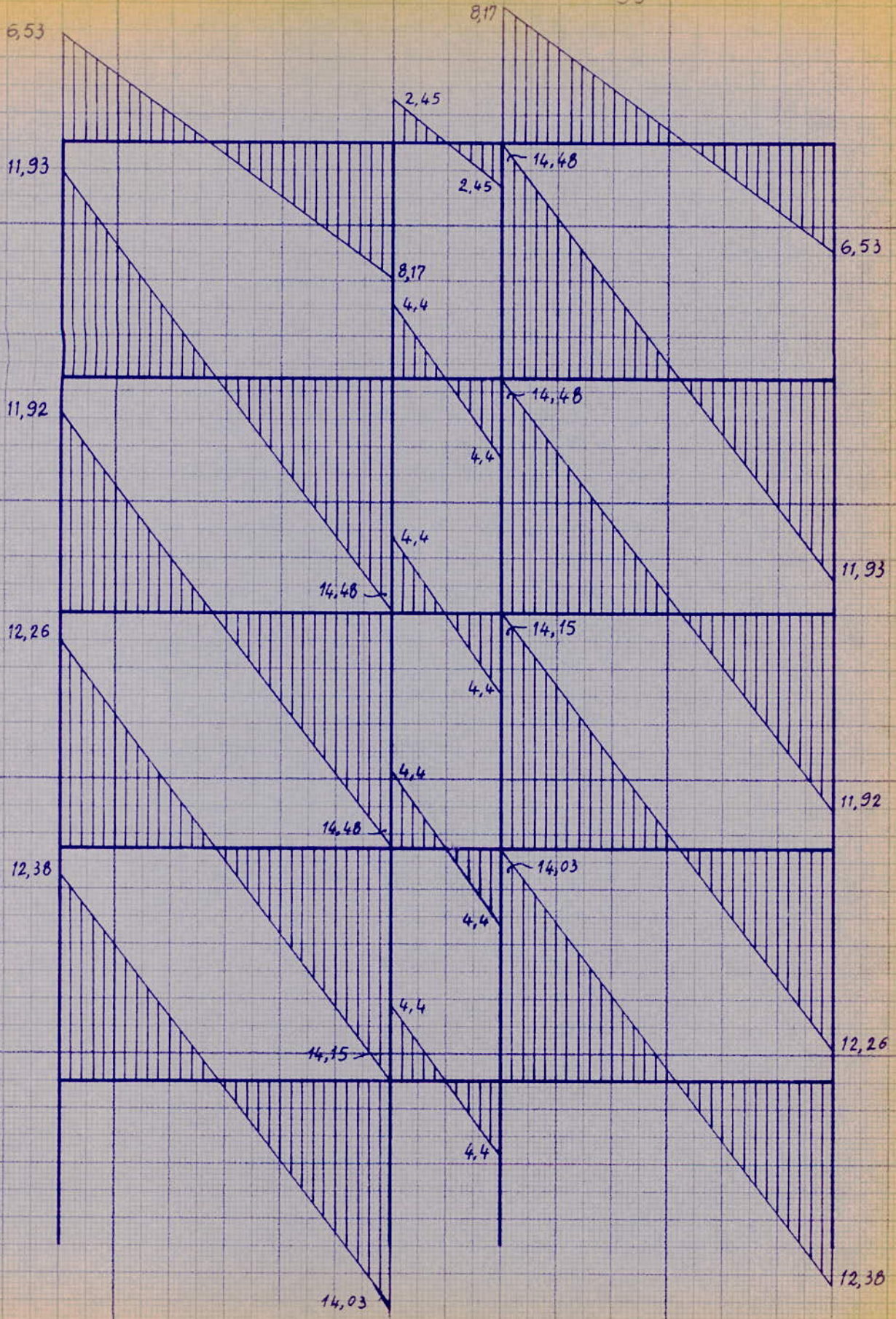
Charge : G + 1,2 P.



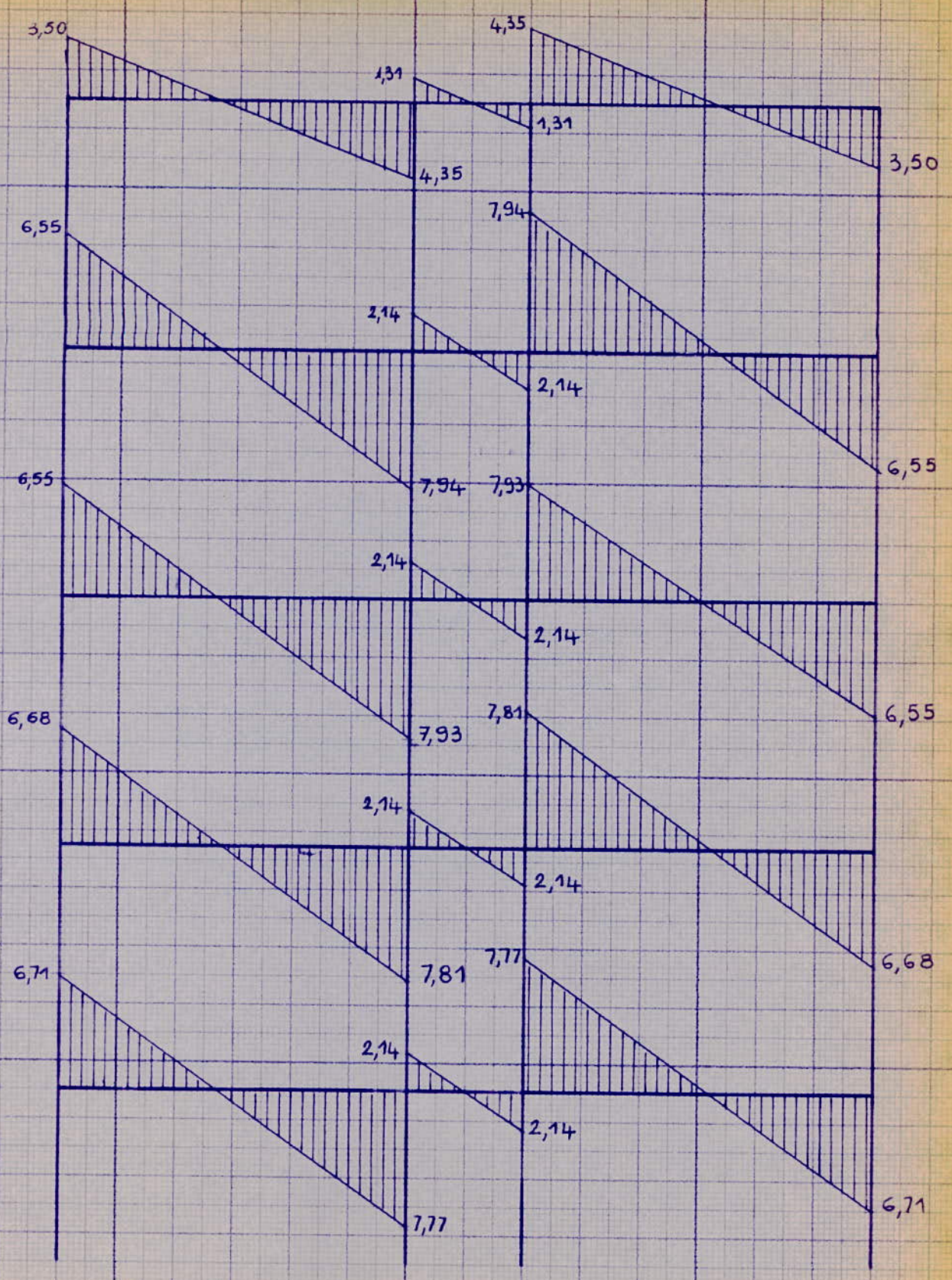
Pontique N°7 Diagramme de N
Change: G + 1,2P



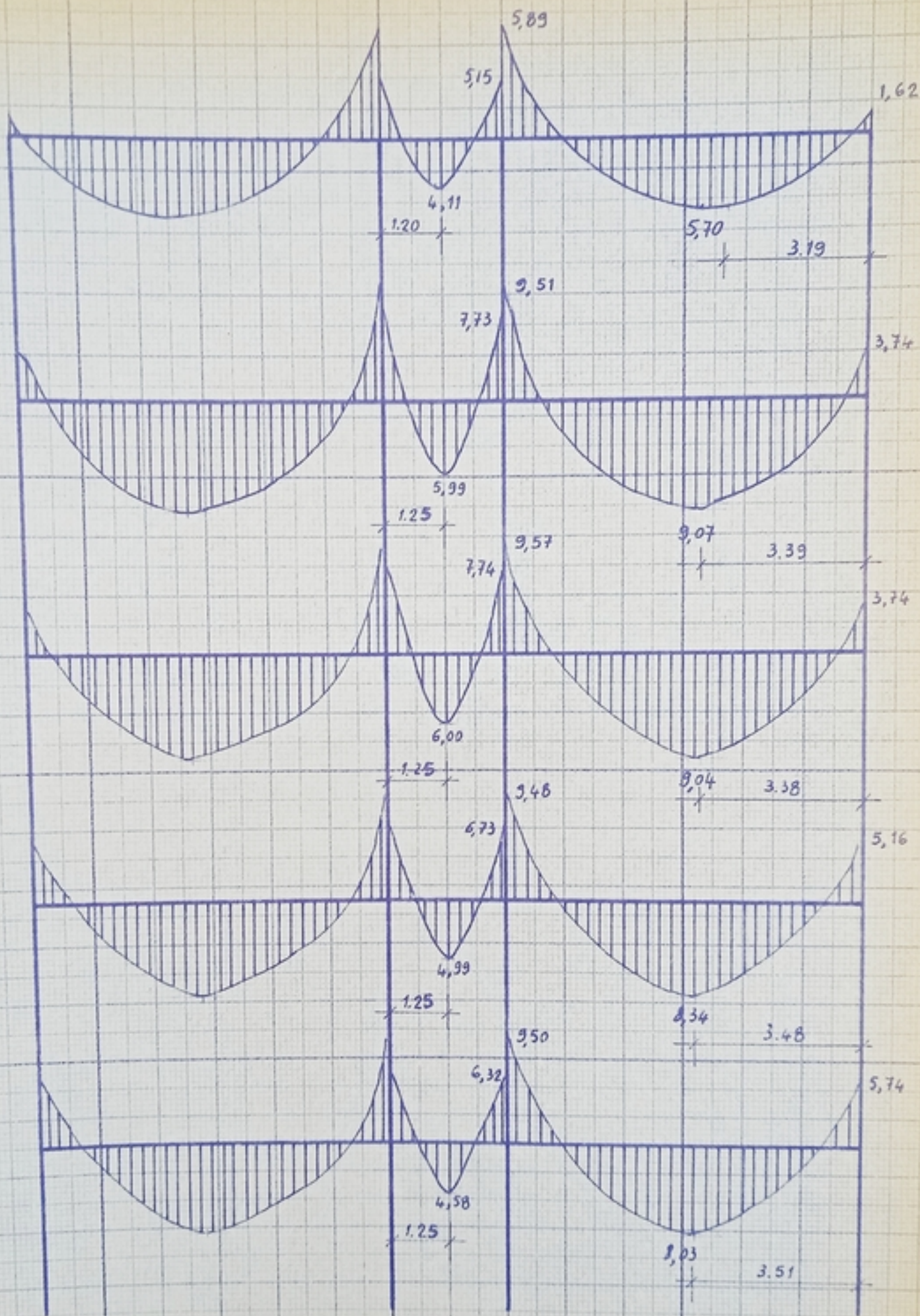
Portique n°1 Diagramme de T
Charge : G + 1,2 P



PORTIQUE N° 2 Diagramme de T
Charge : G + 1,2 P

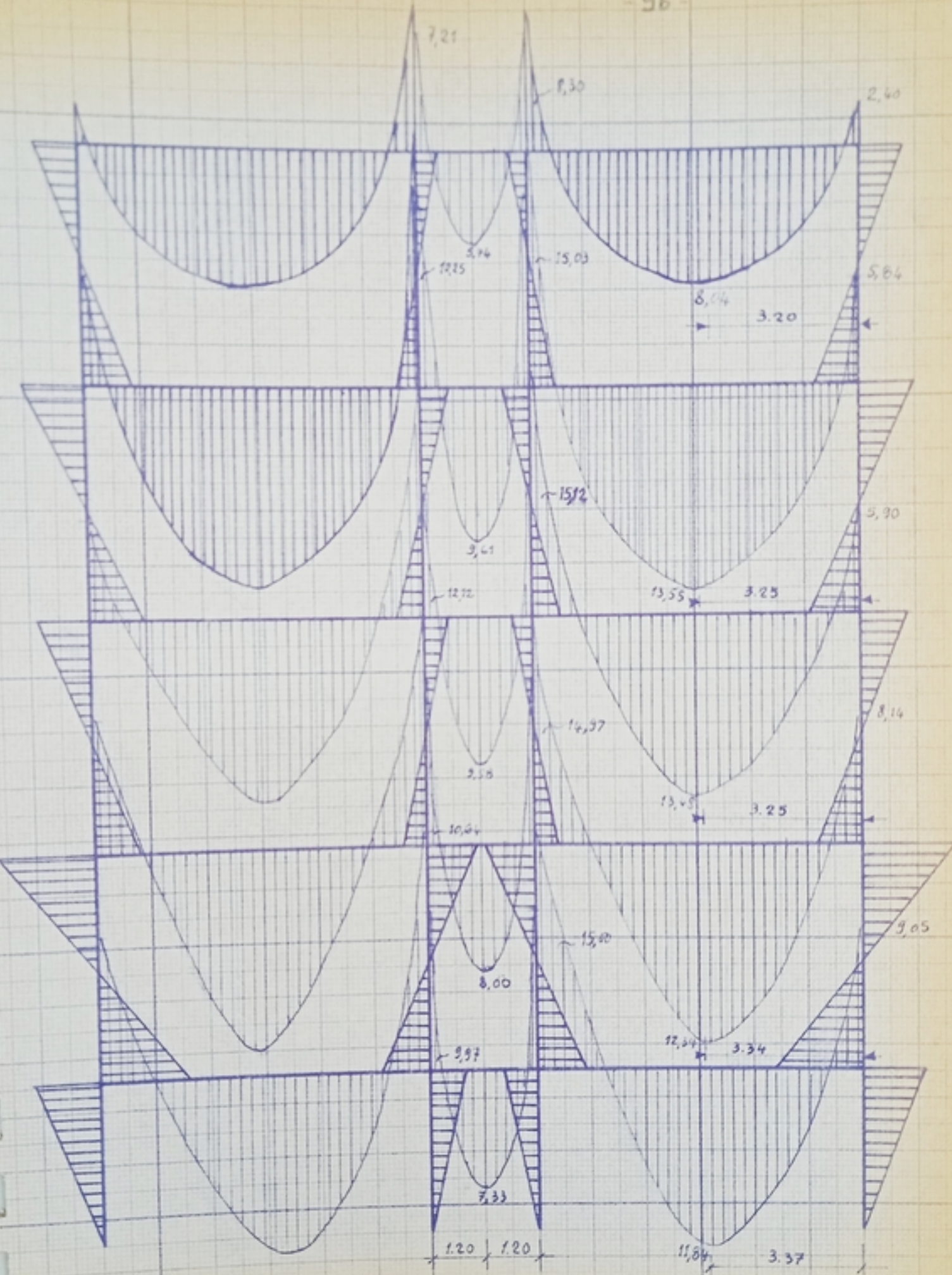


PORTIQUE N°7 DIAGRAMME de T
Charge : $G + 1,2 P$

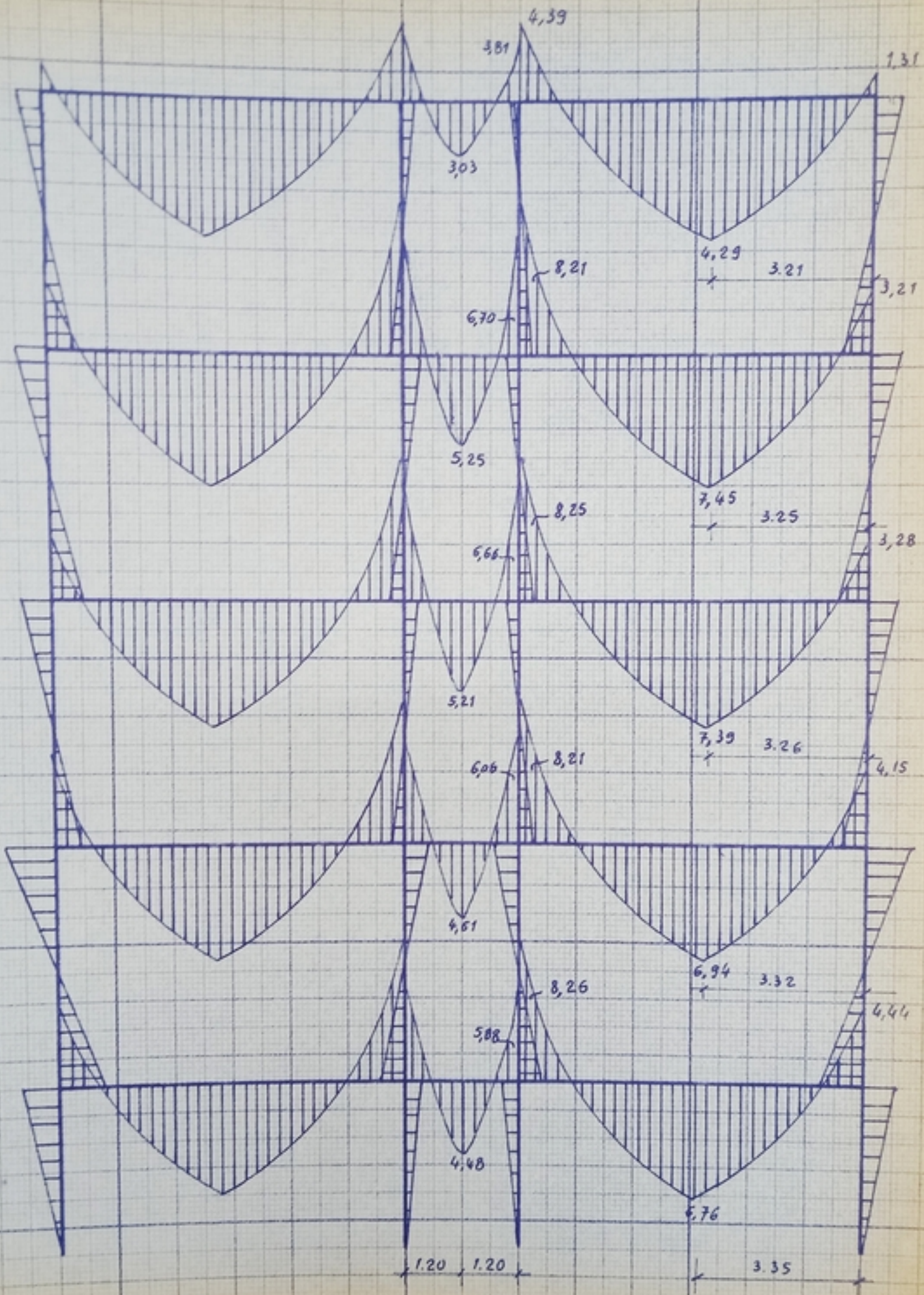


PORTIQUE n° 1 Diagramme de M

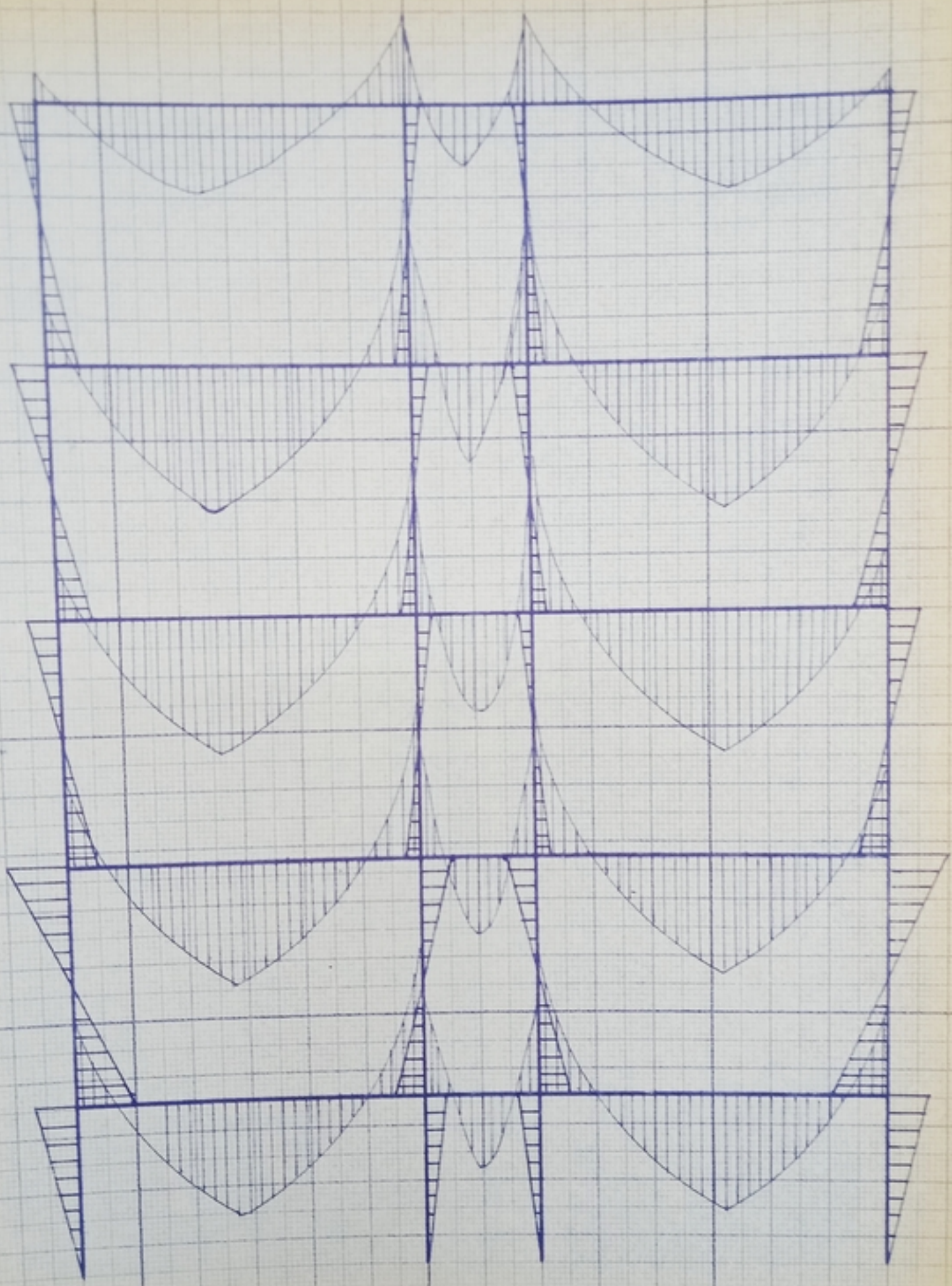
Charge : G + 1,2 P



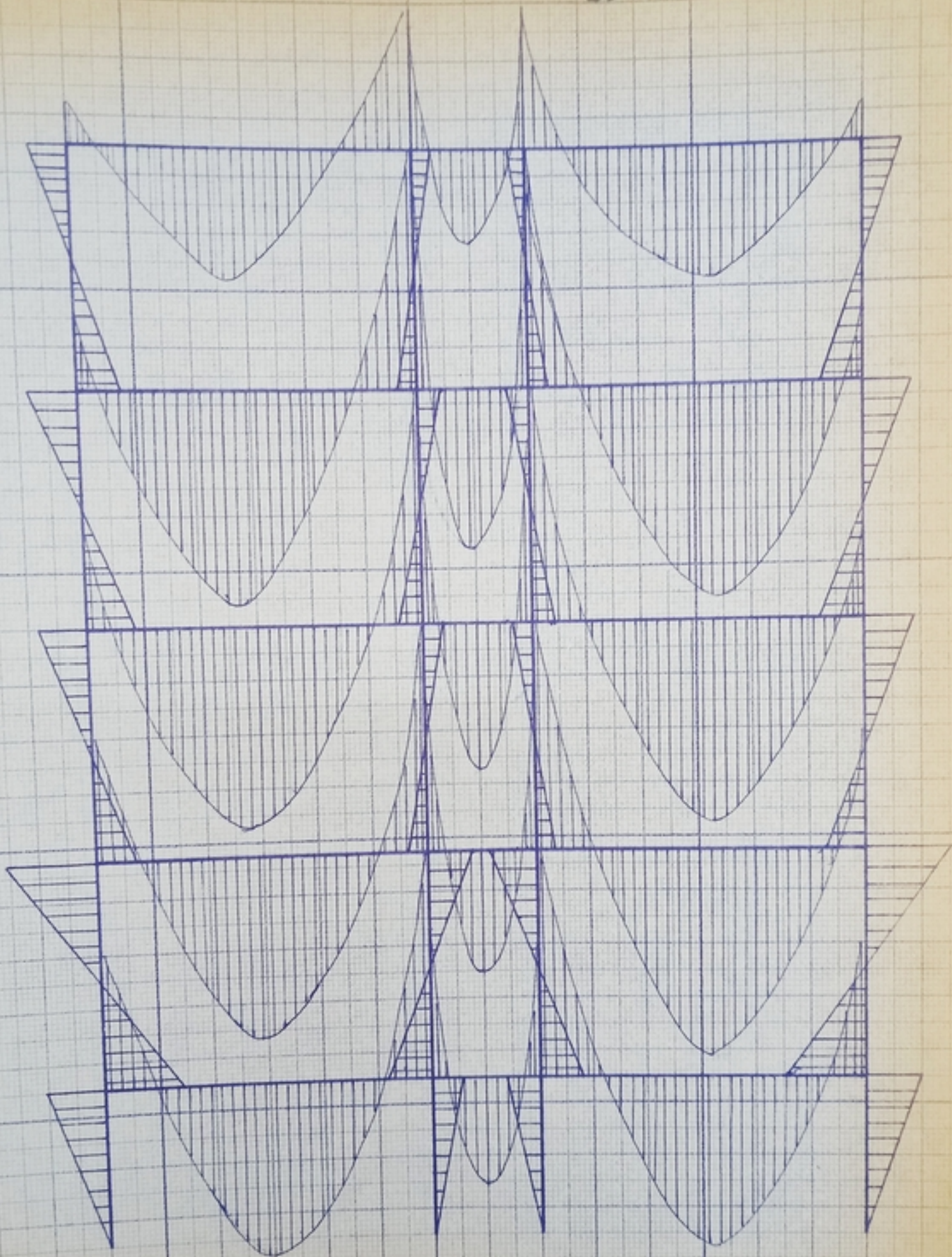
PORTIQUE n°2 Diagramme de M
Charge : G + 1,2 P



PORTIQUE n° 7 diagramme de M
Charge : G + 1,2 P.



PORTIQUE n° 1 diagramme de M
Charge : G+P



PORTIQUE n°2 Diagramme de M
Charge : G + P

TABLEAU RECAPITULATIF DES VALEURS DE M, N ET DE T POUR LE PORTIQUE 1
 Pour repérer les barres, voir la page 158 ci-après .

() H A R G E :- G + 1,2 P

Repère	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	-1,020	1,020	7,843	8,888	5,74	-9,50
2	-0,470	0,470	2,788	2,788	6,32	-6,32
3	-1,020	1,020	8,888	7,843	9,50	-5,74
4	1,043	-1,043	7,766	8,966	5,16	-9,48
5	0,423	-0,423	2,788	2,788	6,73	-6,73
6	1,043	-1,043	8,966	7,766	9,48	-5,16
7	-0,133	0,133	7,556	9,176	3,74	-9,57
8	-0,090	0,090	2,788	2,788	7,74	-7,74
9	-0,133	0,133	9,176	7,556	9,57	-3,74
10	0,147	-0,147	7,565	9,167	3,74	-9,51
11	0,053	-0,053	2,788	2,788	7,73	-7,73
12	0,147	-0,147	9,167	7,565	9,51	-3,74
13	1,051	-1,051	4,594	5,780	1,62	-5,82
14	0,567	-0,567	1,729	1,729	5,15	-5,15
15	1,051	-1,051	5,780	4,594	5,89	-1,62
16	35,326	-35,326	-1,088	1,088	-0,00	-2,39
17	54,863	-54,863	0,604	-0,604	0,00	1,32
18	54,864	-54,864	-0,604	0,604	-0,00	-1,32
19	35,326	-35,326	1,088	-1,088	0,00	2,39
20	27,482	-27,482	-2,108	2,108	-3,34	-3,50
21	43,186	-43,186	1,154	-1,154	1,85	1,90
22	43,186	-43,186	-1,154	1,154	-1,85	-1,90
23	27,482	-27,482	2,108	-2,108	3,34	3,50
24	19,716	-19,716	-1,064	1,064	-1,65	-1,80
25	31,431	-31,431	0,534	-0,534	0,84	0,89
26	31,431	-31,431	-0,534	0,534	-0,84	-0,89
27	19,716	-19,716	1,064	-1,064	1,65	1,80
28	12,160	-12,160	-1,198	1,198	-1,94	-1,95
29	19,465	-19,465	0,577	-0,577	0,93	0,92
30	19,465	-19,465	-0,577	0,577	-0,92	-0,93
31	12,160	-12,160	1,198	-1,198	1,94	1,95
32	4,594	-4,594	-1,051	1,051	-1,79	-1,62
33	7,509	-7,509	0,483	-0,483	0,83	0,73
34	7,509	-7,509	-0,483	0,483	-0,83	-0,73
35	4,594	-4,594	1,051	-1,051	1,79	1,62

TABLEAU RECAPITULATIF DES VALEURS DE M, N ET T POUR LES BARRES DU PORTIQUE n° 2 . Pour le repérage des barres, voir la page 158 ci-après .

() H A R G E :- G + 1,2 P

Repère	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	-1,609	1,609	12,379	14,030	9,06	-15,00
2	-0,741	0,741	4,401	4,401	9,97	-9,97
3	-1,609	1,609	14,030	12,379	15,00	-9,05
4	1,647	-1,647	12,256	14,152	8,14	-14,97
5	0,668	-0,668	4,401	4,401	10,64	-10,64
6	1,647	-1,647	14,152	12,256	14,97	-8,14
7	-0,214	0,214	11,924	14,484	5,90	-15,12
8	-0,143	0,143	4,401	4,401	12,22	-12,22
9	-0,214	0,214	14,484	11,924	15,12	-5,90
10	0,306	-0,306	11,928	14,481	5,84	-15,03
11	0,121	-0,121	4,401	4,401	12,25	-12,25
12	0,306	-0,306	14,481	11,928	15,03	-5,84
13	1,587	-1,587	6,531	8,170	2,40	-8,30
14	0,857	-0,857	2,450	2,450	7,21	-7,21
15	1,587	-1,587	8,170	6,531	8,30	-2,40
16	55,021	-55,021	-1,716	1,716	-0,00	-3,77
17	85,376	-85,376	0,954	-0,954	0,00	2,09
18	85,376	-85,376	-0,954	0,954	-0,00	-2,09
19	55,021	-55,021	1,716	-1,716	0,00	3,77
20	42,641	-42,641	-3,326	3,326	-5,28	-5,58
21	66,944	-66,944	1,822	-1,822	2,92	3,00
22	66,944	-66,944	-1,822	1,822	-2,92	-3,00
23	42,641	-42,641	3,326	-3,326	5,28	5,53
24	30,385	-30,385	-1,679	1,679	-2,61	-2,83
25	48,390	-48,390	0,843	-0,843	1,33	1,40
26	48,390	-48,390	-0,843	0,843	-1,33	-1,40
27	30,385	-30,385	1,679	-1,679	2,61	2,83
28	18,460	-18,460	-1,893	1,893	-3,06	-3,08
29	29,503	-29,503	0,914	-0,914	1,48	1,48
30	29,503	-29,503	-0,914	0,914	-1,48	-1,48
31	18,460	-18,460	1,893	-1,893	3,06	3,08
32	6,531	-6,531	-1,587	1,587	-2,75	-2,40
33	10,620	-10,620	0,730	-0,730	1,28	1,08
34	10,620	-10,620	-0,730	0,730	-1,28	-1,08
35	6,531	-6,531	1,587	-1,507	2,75	2,40

TABLEAU RECAPITULATIF DE M N ET T POUR TOUTES LES BARRES DU PORTIQUE 7
 Pour le repérage des barres voir la page 159 ci-après .

(CHARGE :- G + 1,2 P)

Repère	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	-0,761	0,761	6,712	7,773	4,44	-8,26
2	-0,363	0,363	2,414	2,414	5,88	-5,88
3	-0,761	0,761	7,773	6,712	8,26	-4,44
4	0,658	-0,658	6,679	7,806	4,15	-8,21
5	0,275	-0,275	2,414	2,414	6,06	-6,06
6	0,658	-0,658	7,806	6,679	8,21	-4,15
7	-0,092	0,092	6,552	7,934	3,28	-8,25
8	-0,063	0,063	2,414	2,414	6,66	-6,66
9	-0,092	0,092	7,934	6,552	8,25	-3,28
10	0,175	-0,175	6,549	7,937	3,21	-8,21
11	0,070	-0,070	2,414	2,414	6,70	-6,70
12	0,175	-0,175	7,937	6,549	8,21	-3,21
13	0,868	-0,868	3,495	4,352	1,31	-4,39
14	0,474	-0,474	1,307	1,308	3,81	-3,81
15	0,868	-0,868	4,352	3,495	4,39	-1,31
16	29,989	-29,989	-0,849	0,849	-0,00	-1,86
17	46,769	-46,769	0,456	-0,456	0,00	1,00
18	46,769	-46,769	-0,456	0,456	-0,00	-1,00
19	29,989	-29,989	0,849	-0,849	0,00	1,86
20	23,276	-23,276	-1,610	1,610	-2,57	-2,65
21	36,581	-36,581	0,854	-0,854	1,37	1,39
22	36,581	-36,581	-0,854	0,854	-1,37	-1,39
23	23,276	-23,276	1,610	-1,610	2,52	2,68
24	16,597	-16,597	-0,952	0,952	-1,50	-1,59
25	26,360	-26,360	0,471	-0,471	0,75	0,77
26	26,360	-26,360	-0,471	0,471	-0,75	-0,77
27	16,597	-16,597	0,952	-0,952	1,50	1,59
28	10,044	-10,044	-1,044	1,044	-1,68	-1,70
29	16,011	-16,011	0,499	-0,499	0,81	0,81
30	16,011	-16,011	-0,499	0,499	-0,81	-0,81
31	10,044	-10,044	1,044	-1,044	1,68	1,70
32	3,495	-3,495	-0,868	0,868	-1,51	-1,31
33	5,660	-5,660	0,394	-0,394	0,69	0,58
34	5,660	-5,660	-0,394	0,394	-0,69	-0,58
35	3,495	-3,495	0,868	-0,868	1,51	1,31

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LES VALEURS DE M, N ET DE T POUR LES BARRES DU PORTIQUE n° 1 .

Pour repérer les barres, voir la page 158 ci-après .

() H A R G E :- G + P + S I

Repère	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	13,968	-13,968	1,399	14,476	-20,71	-26,36
2	9,730	-9,730	-16,202	21,494	-16,60	-28,62
3	4,482	-4,482	2,420	13,455	-8,26	-31,46
4	12,355	-12,355	4,735	11,140	-6,18	-16,87
5	6,911	-6,911	-5,388	10,680	-3,25	-16,02
6	2,648	-2,648	5,853	10,022	1,08	-16,09
7	5,339	-5,339	5,956	9,919	-1,42	-12,77
8	3,415	-3,415	0,447	4,844	4,71	-9,98
9	1,410	-1,410	7,488	8,387	5,39	-8,63
10	2,494	-2,494	6,746	9,129	1,94	-10,52
11	1,533	-1,533	2,424	2,867	7,11	-7,64
12	0,809	-0,809	8,280	7,595	7,54	-5,07
13	1,342	-1,342	3,634	4,840	1,12	-5,46
14	0,789	-0,789	1,823	1,001	4,63	-3,64
15	1,097	-1,097	4,566	3,907	4,08	-1,71
16	22,471	-22,471	8,522	-8,522	0,00	18,74
17	32,610	-32,610	13,101	-13,101	0,00	28,82
18	69,497	-69,497	11,929	-11,929	0,00	26,24
19	43,369	-43,369	10,455	-10,455	0,00	23,00
20	21,072	-21,072	1,897	-1,897	1,96	4,20
21	34,336	-34,336	8,861	-8,861	14,15	14,64
22	45,582	-45,582	6,679	-6,679	10,65	11,05
23	29,913	-29,913	5,971	-5,971	8,45	10,94
24	16,336	-16,336	1,289	-1,289	1,97	2,21
25	28,585	-28,585	3,422	-3,422	5,48	5,63
26	29,048	-29,048	2,413	-2,413	3,88	3,95
27	19,891	-19,891	3,320	-3,320	5,14	5,65
28	10,380	-10,380	-0,380	0,380	-0,72	-0,51
29	18,218	-18,218	1,505	-1,505	2,42	2,46
30	16,715	-16,715	0,407	-0,407	0,64	0,68
31	11,503	-11,503	1,908	-1,908	2,98	3,22
32	3,634	-3,634	-0,785	0,785	-1,43	-1,12
33	6,663	-6,663	0,547	-0,547	0,94	0,83
34	5,567	-5,567	-0,314	0,314	-0,58	-0,43
35	3,907	-3,907	11,098	-1,098	1,85	1,71

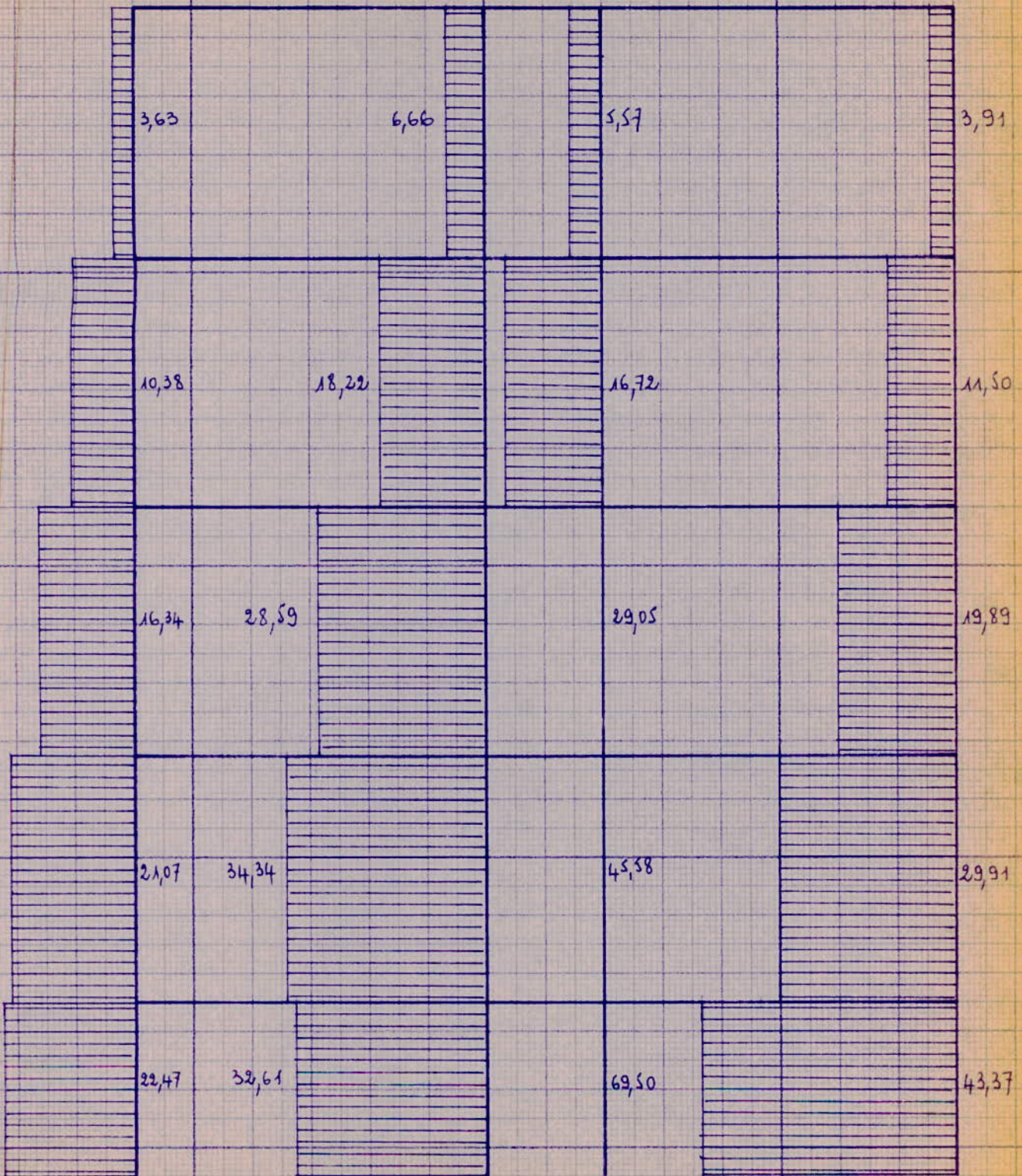
TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LES VALEURS DE M, N ET T POUR LES BARRES
DU PORTIQUE n° 2 . Pour le repérage des barres, voir la page 158 .

Repère	CHARGE :- <u>G + P + SI</u>					
	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	20,169	-20,169	3,046	21,649	-28,46	-38,50
2	14,044	-14,044	-22,482	30,714	-22,57	-41,26
3	6,356	-6,356	4,630	20,065	-10,36	-45,19
4	17,821	-17,821	7,836	16,858	-7,62	-24,85
5	9,976	-9,976	-7,000	15,232	-3,40	-23,27
6	3,958	-3,958	9,576	15,119	3,07	-23,03
7	7,552	-7,552	9,567	15,128	-1,04	-18,97
8	4,831	-4,831	1,281	6,950	8,02	-14,83
9	1,987	-1,987	11,948	12,747	9,27	-12,15
10	2,963	-2,963	10,636	14,059	3,60	-15,92
11	1,787	-1,787	3,945	4,286	11,24	-11,65
12	0,966	-0,966	13,009	11,686	12,15	-7,39
13	2,005	-2,005	6,115	8,068	1,91	-8,94
14	1,167	-1,167	2,938	1,789	7,68	-6,32
15	1,713	-1,713	7,705	6,478	7,00	-2,67
16	37,202	-37,202	11,967	-11,967	0,00	26,32
17	54,450	-54,450	18,663	-18,663	0,00	41,05
18	105,842	-105,842	16,843	-16,843	0,00	37,05
19	66,097	-66,097	14,988	-14,988	0,00	32,97
20	34,155	-34,155	2,298	-2,298	2,13	5,33
21	55,282	-55,282	12,541	-12,541	20,02	20,73
22	70,497	-70,497	9,147	-9,147	14,57	15,15
23	46,031	-46,031	8,630	-8,630	12,22	15,82
24	26,318	-26,318	1,509	-1,509	2,28	2,61
25	45,423	-45,423	4,498	-4,498	7,52	7,74
26	45,689	-45,689	3,127	-3,127	5,03	5,12
27	30,912	-30,912	4,668	-4,668	7,21	7,96
28	16,751	-16,751	-0,880	0,880	-1,57	-1,28
29	29,013	-29,013	1,907	-1,987	3,20	3,25
30	26,790	-26,790	0,282	-0,282	0,43	0,48
31	18,164	-18,164	2,678	-2,678	4,12	4,52
32	6,115	-6,115	-1,301	1,301	-2,31	-1,91
33	11,007	-11,007	0,829	-0,829	1,42	1,26
34	9,495	-9,495	-0,551	0,551	-0,99	-0,79
35	6,478	-6,478	1,712	-1,712	2,88	2,67

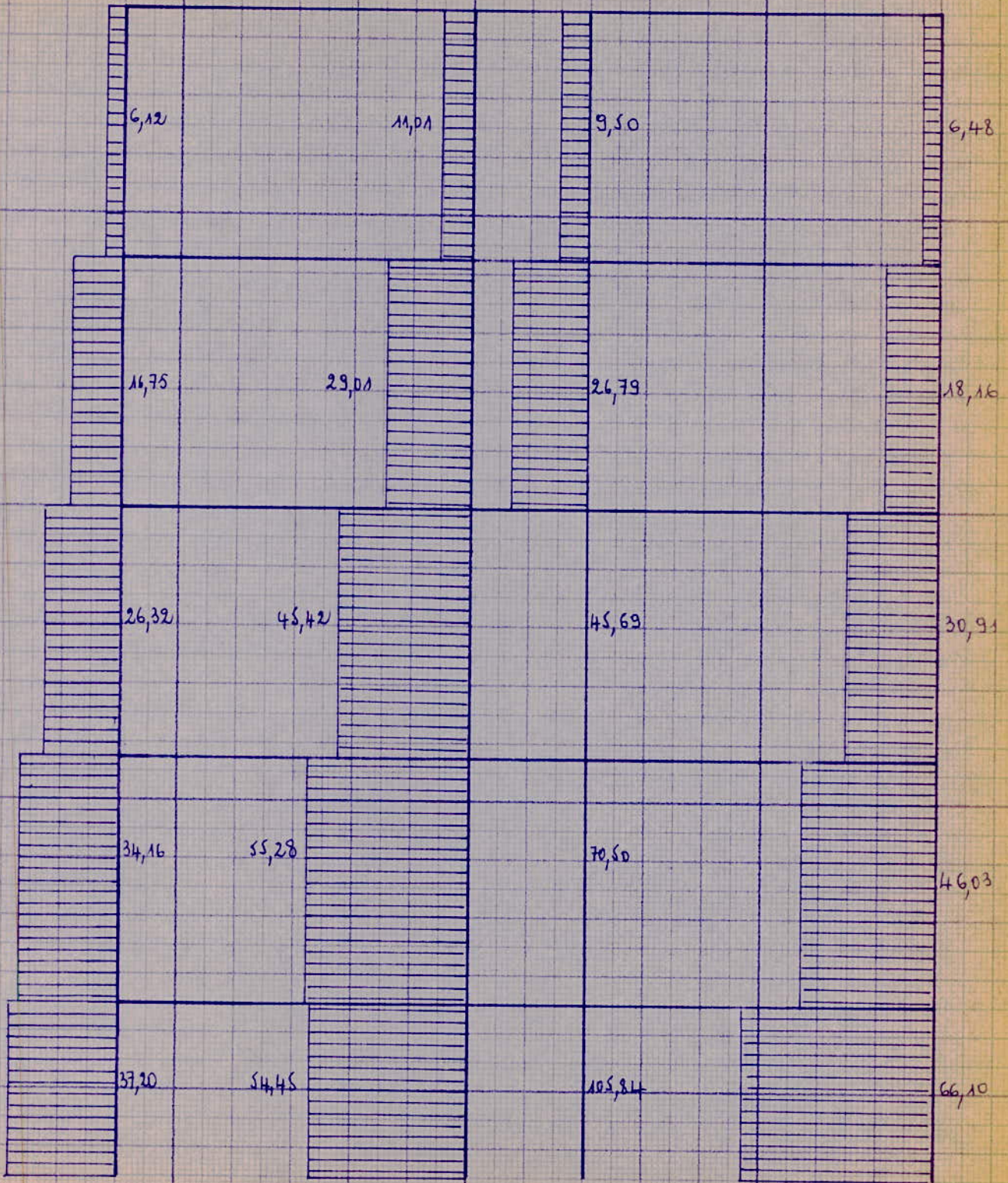
TABLEAU RECAPITULATIF DE M N ET T POUR TOUTES LES BARRES DU PORTIQUE 7
 Pour le repérage des barres voir la page 159 .

(CHARGE :- G + P + SI)

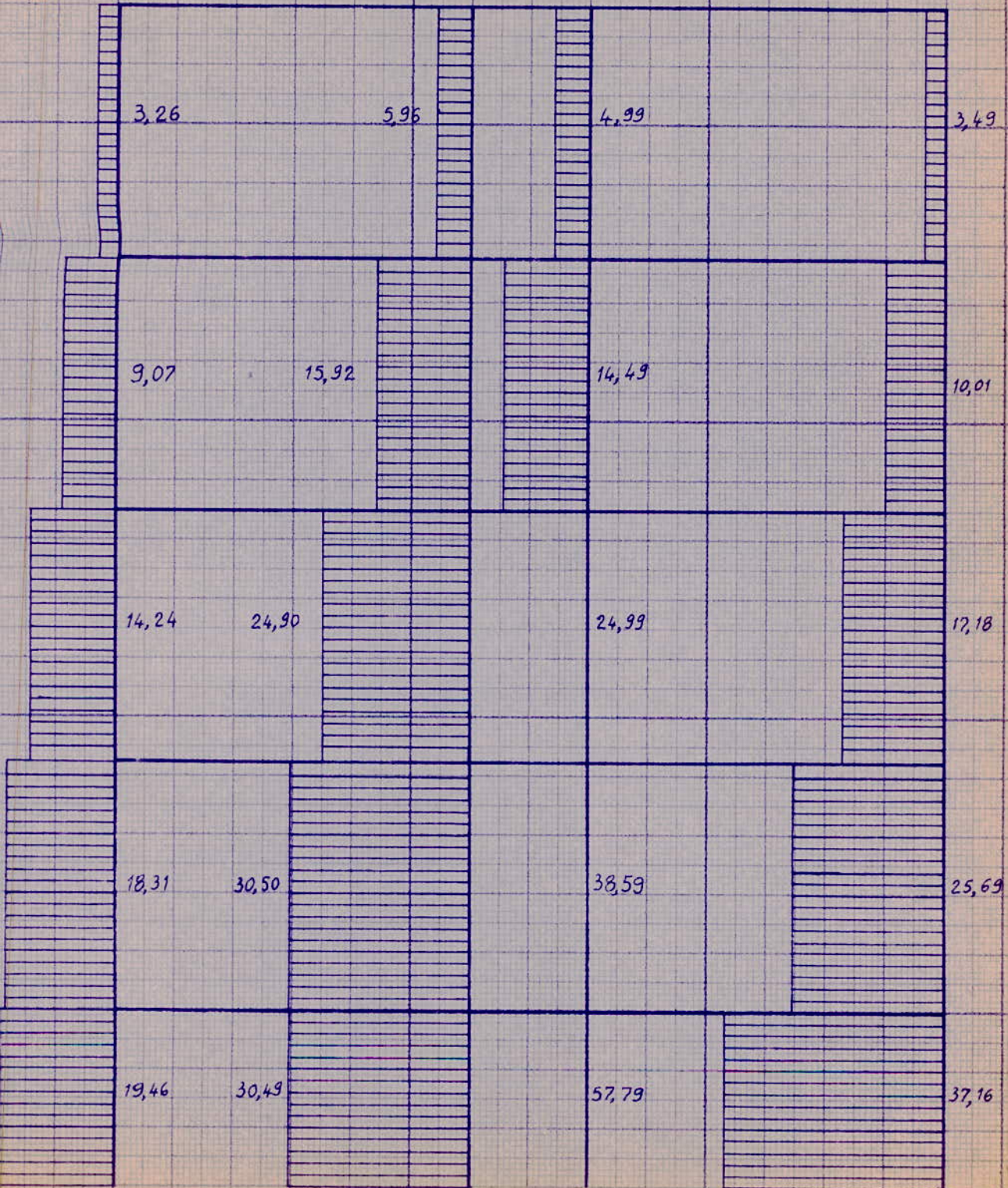
Repère	N ₁	N ₂	T ₁	T ₂	M ₁	M ₂
1	11,819	-11,819	1,143	12,486	-18,37	-22,46
2	8,162	-8,162	-12,494	17,037	-12,17	-23,26
3	3,786	-3,786	2,161	11,468	-6,86	-26,63
4	9,804	-9,804	4,074	9,554	-5,42	-14,30
5	5,653	-5,653	-3,953	8,496	-1,77	-13,16
6	2,223	-2,223	5,118	8,511	1,12	-13,33
7	4,435	-4,435	5,166	8,463	-1,04	-10,82
8	2,828	-2,828	0,513	4,030	4,15	-8,38
9	1,175	-1,175	6,459	7,170	4,69	-7,25
10	2,012	-2,012	5,813	7,815	1,76	-8,97
11	1,231	-1,231	2,144	2,398	6,14	-6,45
12	0,649	-0,649	7,112	6,517	6,46	-4,32
13	1,129	-1,129	3,257	4,323	1,01	-4,85
14	0,666	-0,666	1,638	0,888	4,14	-3,24
15	0,960	-0,960	4,089	3,491	3,65	-1,49
16	19,456	-19,456	7,291	-7,291	0,00	16,04
17	30,491	-30,491	10,648	-10,648	0,00	23,42
18	57,793	-57,793	9,772	-9,772	0,00	21,50
19	37,158	-37,158	8,800	-8,800	0,00	19,36
20	18,312	-18,312	1,931	-1,931	2,32	3,94
21	30,500	-30,500	6,991	-6,991	11,21	11,50
22	38,593	-38,593	5,390	-5,390	8,62	8,89
23	25,690	-25,690	5,012	-5,012	7,27	9,01
24	14,238	-14,238	0,984	-0,984	1,47	1,71
25	24,898	-24,898	2,841	-2,841	4,56	4,67
26	24,979	-24,979	1,958	-1,958	3,15	3,21
27	17,179	-17,179	2,787	-2,787	4,32	4,73
28	9,071	-9,071	-0,364	0,364	-0,67	-0,50
29	15,922	-15,922	1,238	-1,238	1,99	2,03
30	14,489	-14,489	0,302	-0,302	0,47	0,50
31	10,009	-10,009	1,609	-1,609	2,51	2,71
32	3,257	-3,257	-0,699	0,699	-1,25	-1,01
33	5,962	-5,962	0,461	-0,461	0,79	0,70
34	4,978	-4,978	-0,286	0,286	-0,52	-0,40
35	3,491	-3,491	0,957	-0,957	1,61	1,49



Portique N°1 Diagramme de N
Charge: G+P+SI

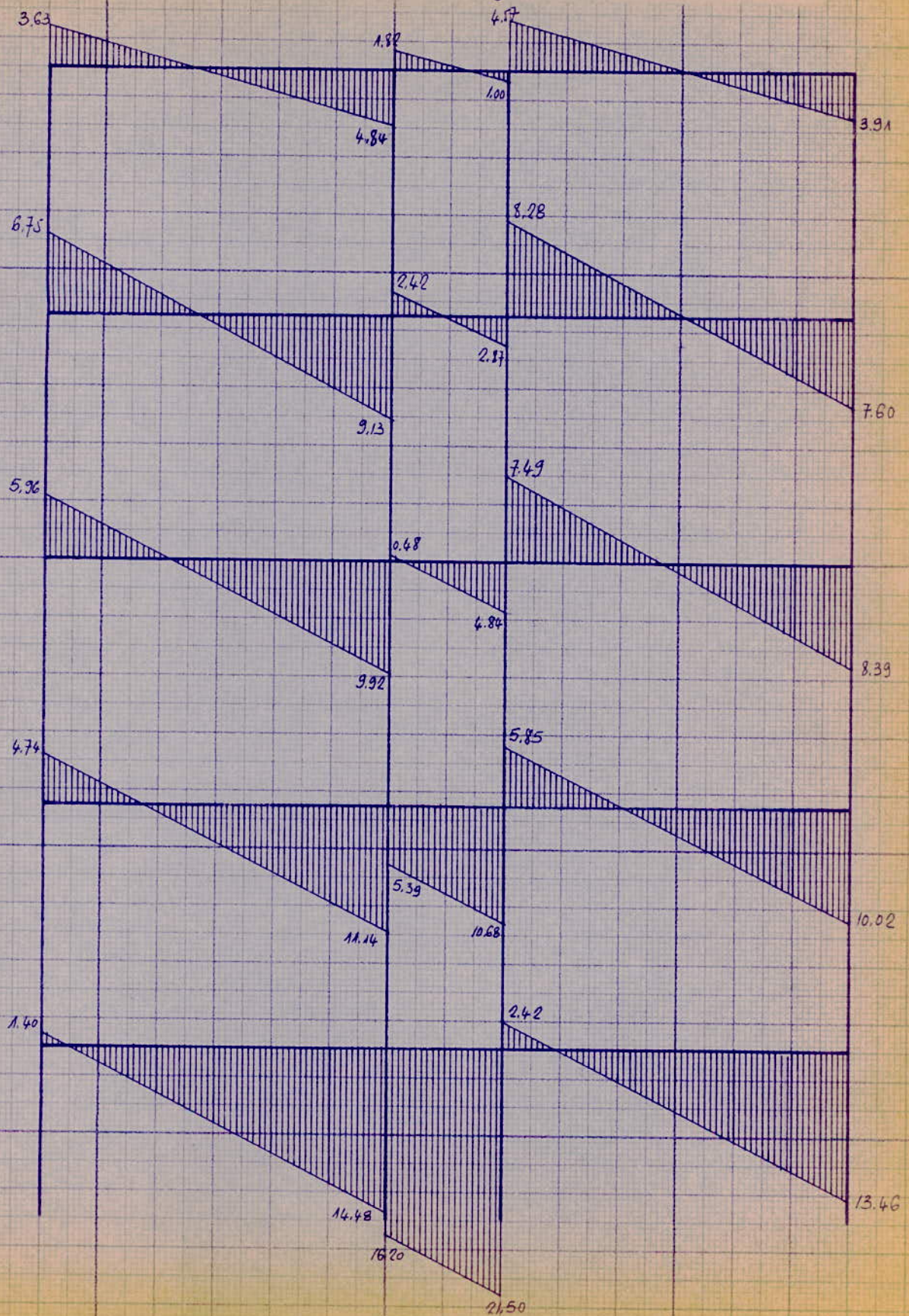


Portique n°2 Diagramme de N
Charge: G+P+SI

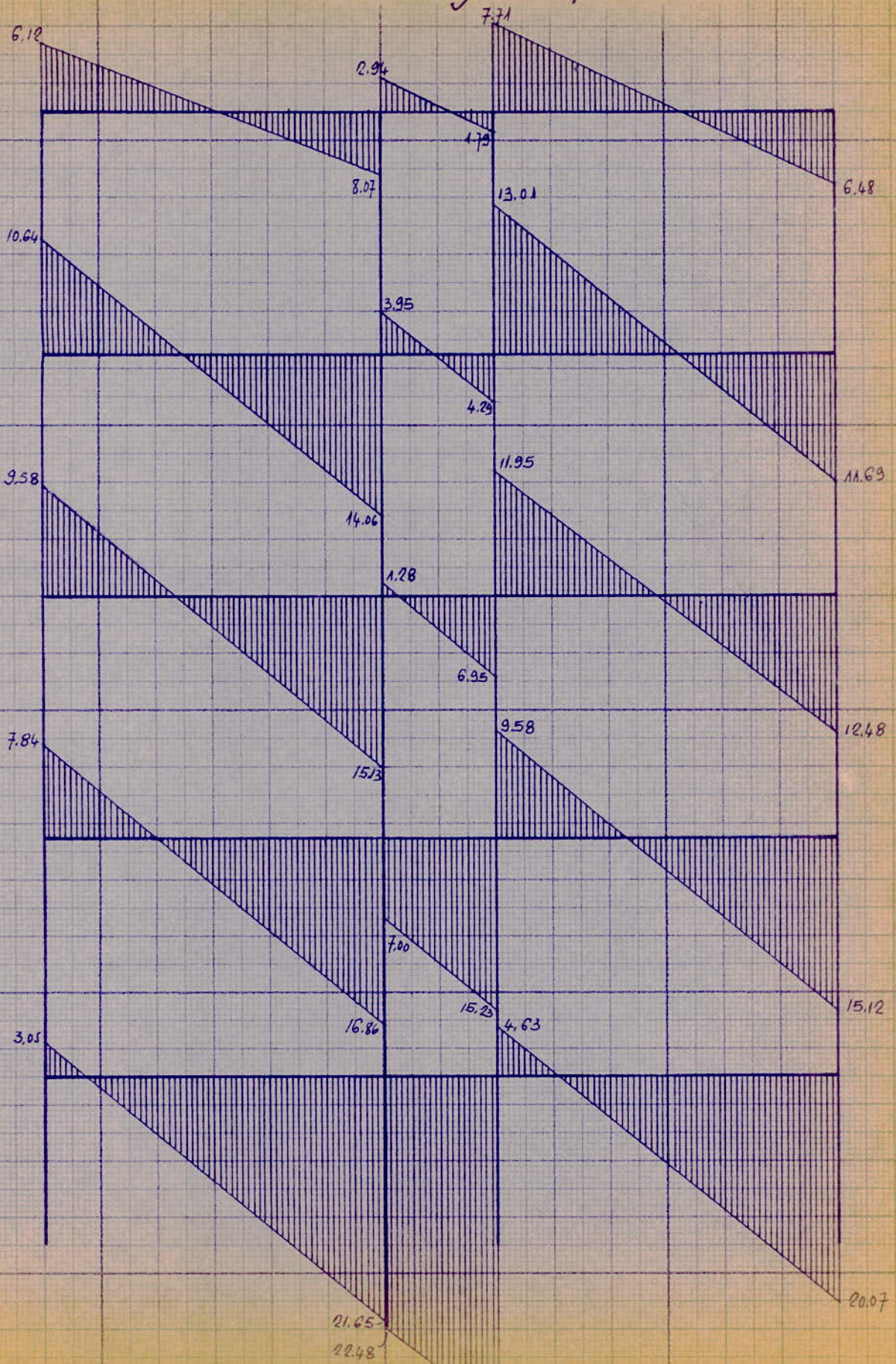


PORTIQUE n° 7 diagramme de N
Charge : G + P + SI

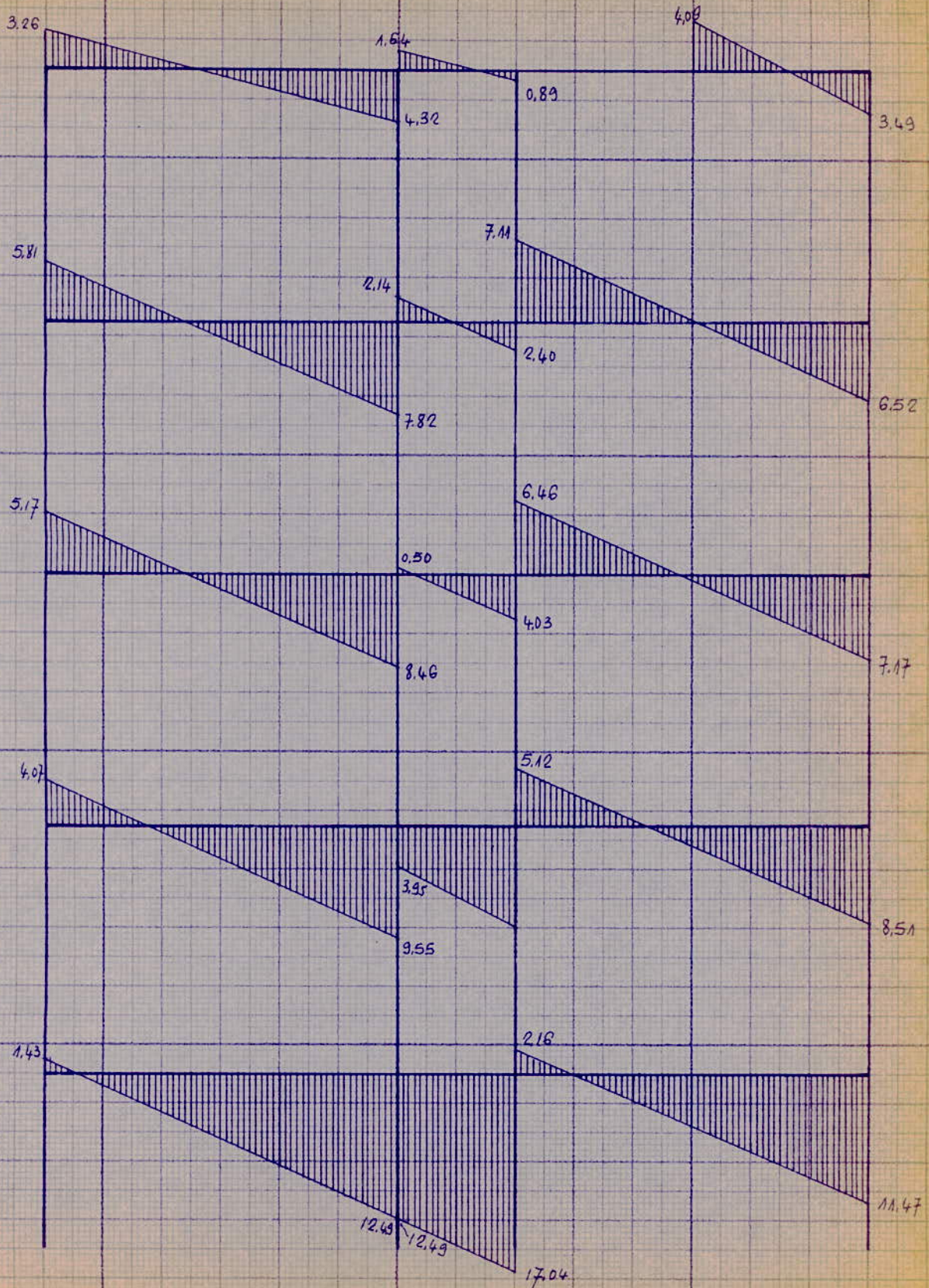
Portique A Diagramme de T charge G+P+S1



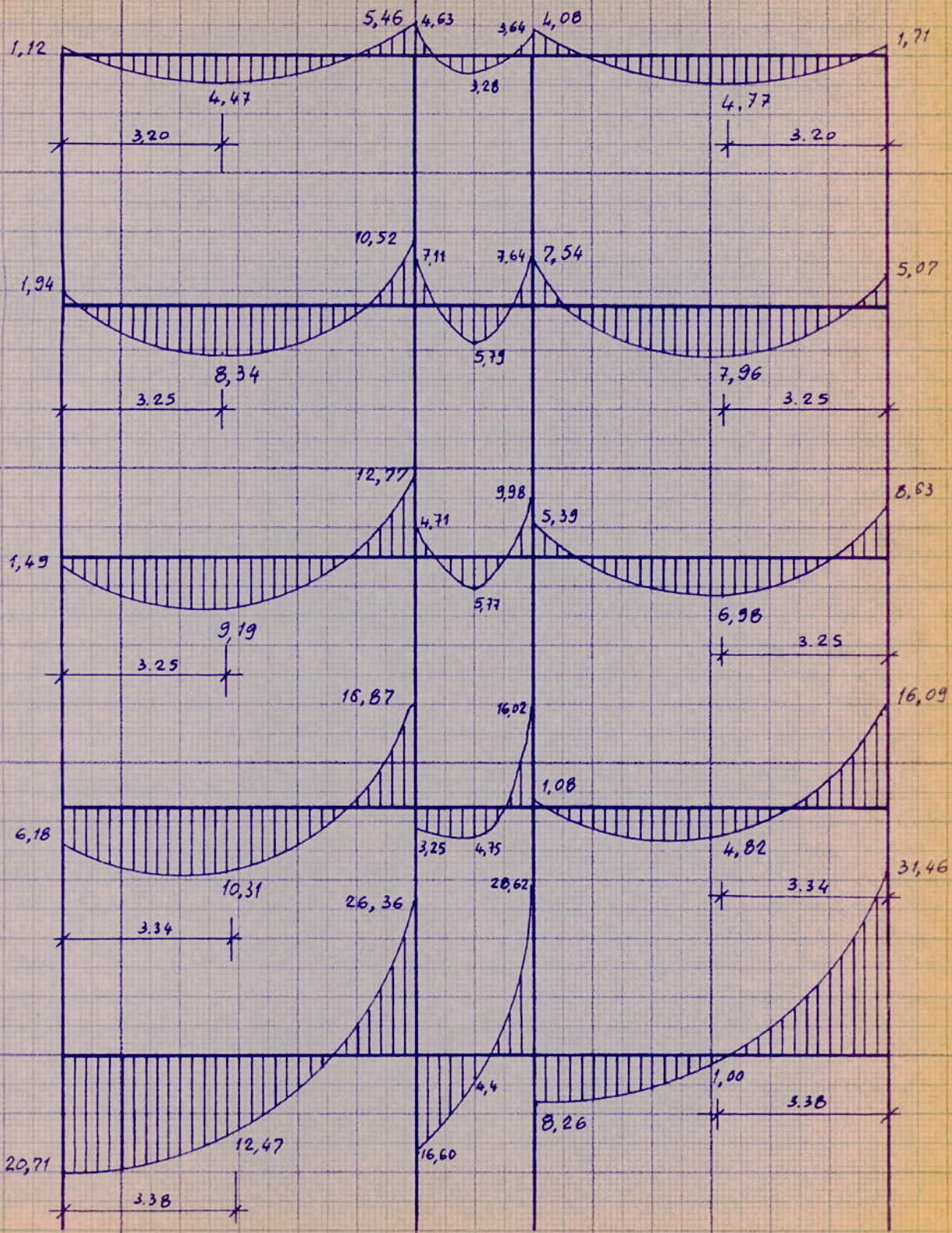
Portique 2 Diagramme de T
 charge G+P+S1



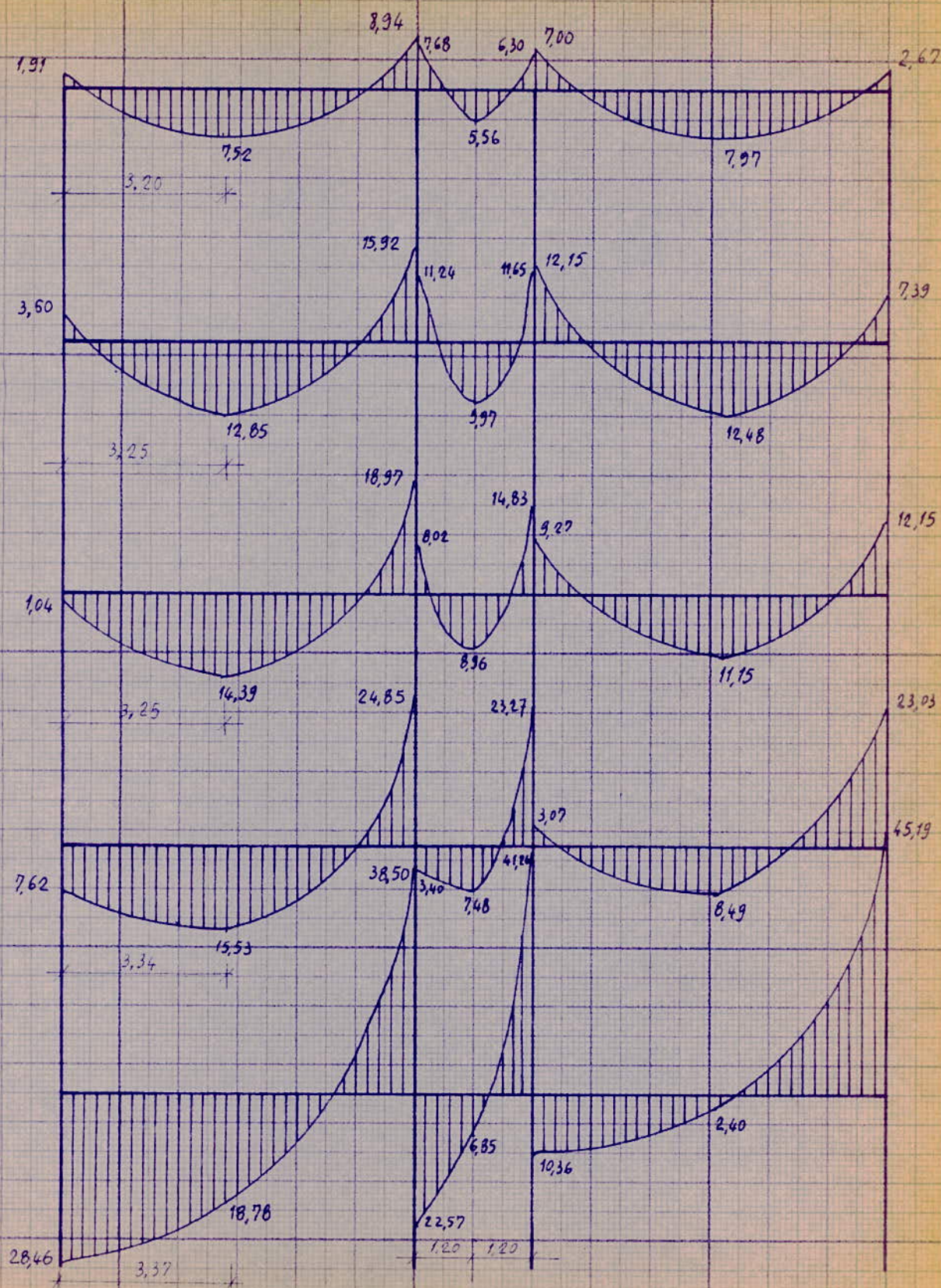
21.65
 22.48



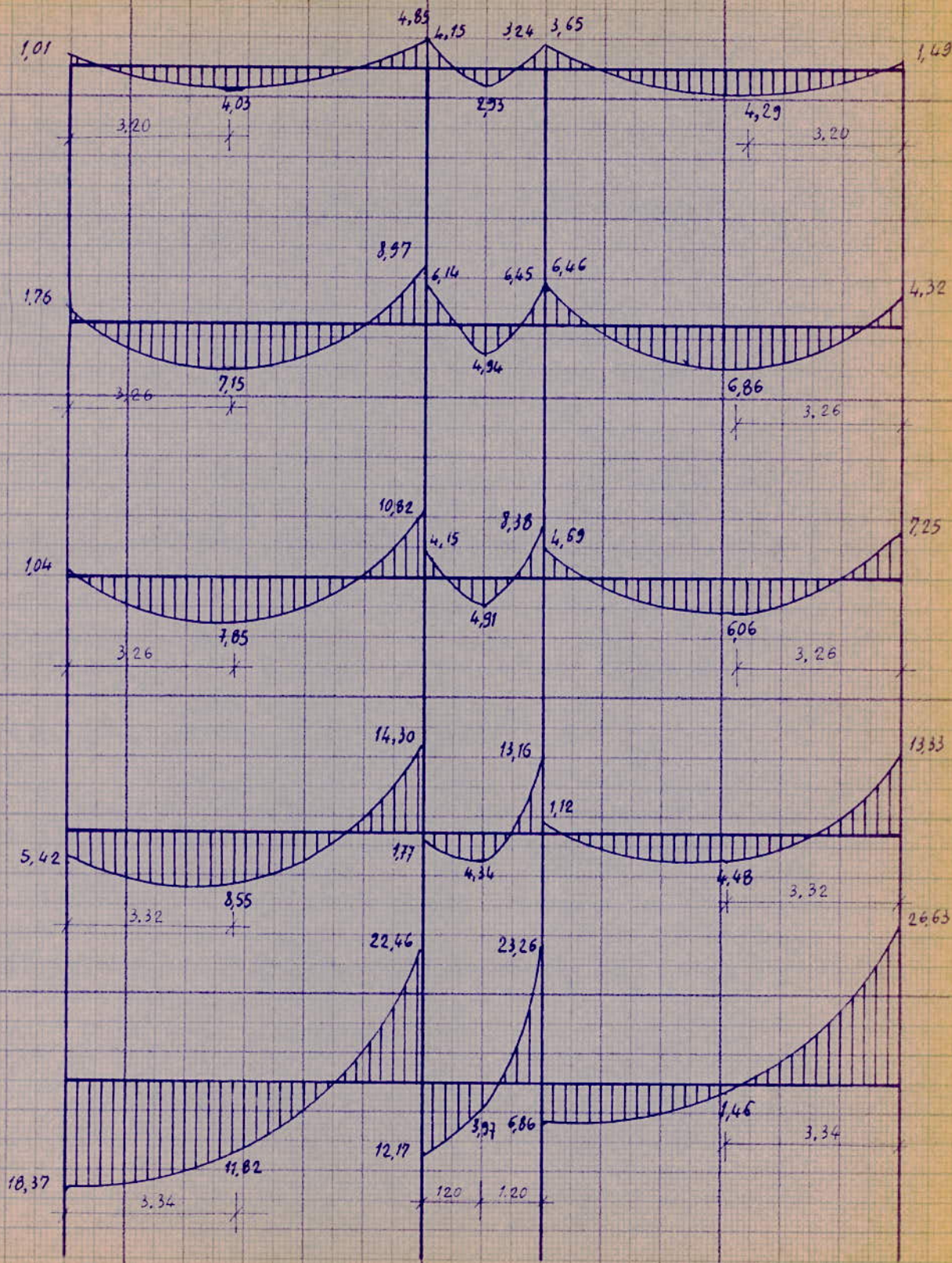
Portique 7 Diagramme T
charge G+P; SI



PORTIQUE n° 1 diagramme de M
Charge : G + P + SI



PORTIQUE n° 2 diagramme de M
Charge: G + P + SI



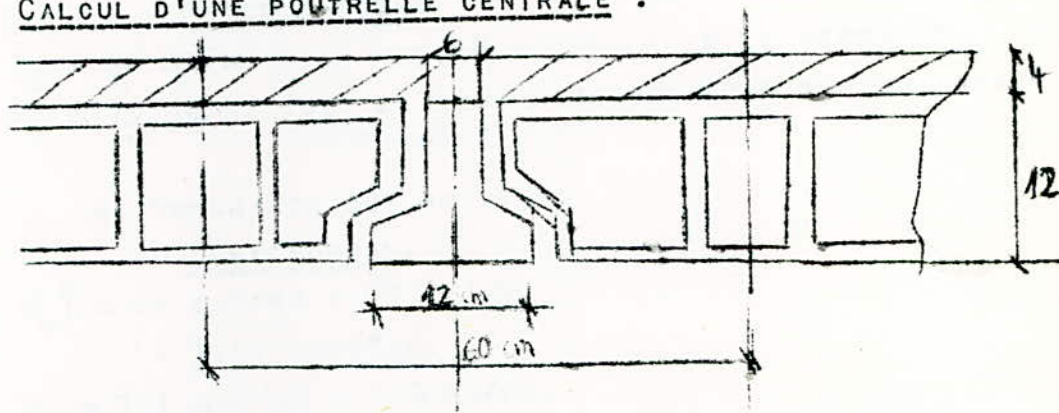
PORTIQUE n° 7 Diagramme de M
Charge: G + P + SI

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE ET LEUR FERRAILLAGE

1.) PLANCHER TERRASSE :

LE PLANCHER-TERRASSE SERA EXECUTE EN CORPS CREUX PREFABRIQUE DE 12 CM D'EPaisseur ET D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ ÉPAISSE DE 4 CM . LES CORPS CREUX SERONT POSÉS SUR DES POUTRELLES PREFABRIQUÉES EN BÉTON ARMÉ. LES POUTRELLES SONT ESPACÉES TRANSVERSALEMENT DE 0,60 M

CALCUL D'UNE POUTRELLE CENTRALE :



CHARGES PERMANENTES :

- PLANCHER 12+4 : 240 Kg/m².
- FORME DE PENTE : 80 Kg/m².
- ETANCHÉITÉ : 47 Kg/m².
- ISOLATION THERMIQUE ET LIÈGE : 10 Kg/m².
- ENDUIT DE PLÂTRE : 21 Kg/m².

$\approx 400 \text{ Kg/m}^2.$

$G = 400 \text{ Kg/m}^2$

SURCHARGE D'EXPLOITATION :

LA SURCHARGE D'EXPLOITATION À PRENDRE EN COMPTE POUR UNE TERRASSE INACCESSIBLE SAUF POUR ENTRETIEN (VOIR AIDE-MÉMOIRE DUNOD) EST DE :

$100 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow P = 100 \text{ Kg/m}^2.$

SURCHARGES CLIMATIQUES :

A) SURCHARGE DÔE À LA NEIGE:

- NEIGE NORMALE.

$N_N = 55 \text{ Kg/m}^2$ À LA PARTIE CENTRALE DE LA TERRASSE.

$N_N = 105 \text{ Kg/m}^2$ TOUT LE LONG DES ACROTÈRES SUR UNE LARGEUR DE
 $A = 1,4 \text{ M.}$

- NEIGE EXTRÊME.

$N_E = 92 \text{ Kg/m}^2$ À LA PARTIE CENTRALE DE LA TERRASSE.

$N_E = 175 \text{ Kg/m}^2$ TOUT LE LONG DES ACROTÈRES SUR UNE LARGEUR DE
 $A = 1,4 \text{ M}$

B) SURCHARGE DÔE AU VENT:

- VENT NORMAL.

$V_N \uparrow = 64 \text{ DAN/m}^2 = 63 \text{ Kg/m}^2.$

- VENT EXTRÊME.

$V_E \uparrow = 111 \text{ DAN/m}^2 = 109 \text{ Kg/m}^2.$

SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 1ER GENRE:

$$S_1 = G + 1,2 P$$

$$S_1 = G + P + \frac{1}{2} N_N + V_N$$

$$S_1 = 400 + 1,2 \cdot 100 = 520 \text{ Kg/m}^2.$$

$$S_1 = 400 + 100 + \frac{1}{2} \cdot 55 - 63 = 465 \text{ Kg/m}^2.$$

DONC ON PREND: $S_1 = 520 \text{ Kg/m}^2.$

SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 2° GENRE :

$$S_2 = G + 1,5P + 1,5 \left[\frac{1}{2} N_N + V_N \right]$$

$$S_2 = G + P + \frac{1}{2} N_E + V_E$$

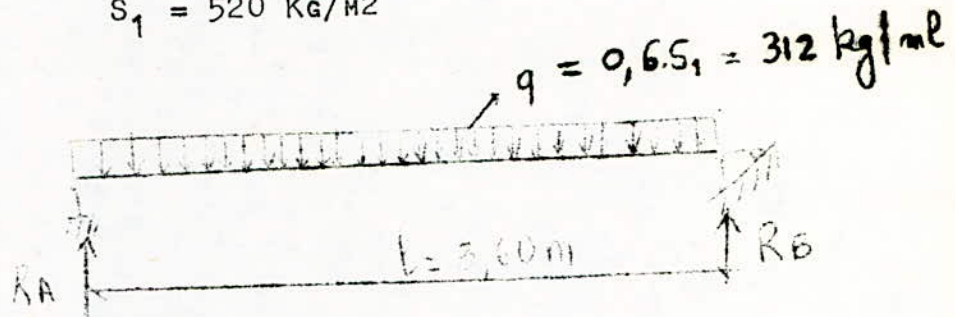
$$S_2 = 400 + 1,5 \cdot 100 + 1,5 \left[\frac{1}{2} \cdot 55 - 63 \right] = 497 \text{ Kg/m}^2$$

$$S_2 = 400 + 100 + \frac{1}{2} \cdot 92 - 109 = 437 \text{ Kg/m}^2.$$

DONC ON PREND : $S_2 = 497 \text{ Kg/m}^2$

PARMI LES DEUX SOLLICITATIONS, ON CONSIDÈRE POUR NOS CALCULS $S_1 = 520 \text{ Kg/m}^2$ CAR SI ON PREND S_2 ON SERA OBLIGÉ D'APPLIQUER LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DU BÉTON DU COEFFICIENT D'AMPLIFICATION 1,5.

$$S_1 = 520 \text{ Kg/m}^2$$



ON CONSIDÈRE QU'IL Y A UN ENCASSEMENT PARFAIT DE LA POUTRELLE SUR LES DEUX POUTRES TRANSVERSALES.

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = \frac{3,60 \cdot 250 \cdot 0,6}{2} = 561,6 \text{ Kg}$$

$$R_A = R_B = 562 \text{ Kg}$$

$$M_A = M_B = - \frac{qL^2}{12} = - \frac{312 \cdot 3,6^2}{12} = 336,96 \text{ Kg.m}$$

$$M_A = M_B = - 337 \text{ Kg.m}$$

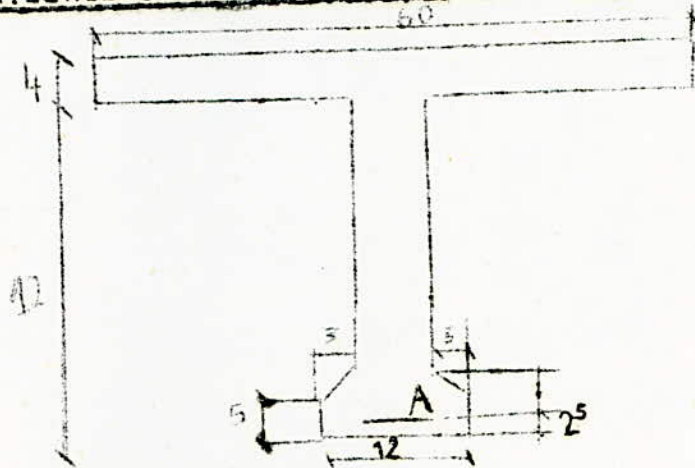
$$M_{\text{MAX}} \left(x = \frac{l}{2} \right) = \frac{qL^2}{24} = \frac{312 \cdot 3,6^2}{24} = 169 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 169 \text{ Kg.m}$$

$$T = \frac{q(L-2x)}{2}$$

DÉFORMÉE POUR $X = \frac{L}{2}$ $y_{MAX} = - \frac{qL^4}{384 EI}$

FERRAILLAGE DE LA SECTION T SUPPORTANT LA TABLE DE COMPRESSION:



$$M = 169 \text{ Kg.m} = 16900 \text{ Kg.cm}$$

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

$$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_{b_0}' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad N = 15$$

$$\sigma_b' = (0,4 \cdot \frac{6}{60} + 0,6) \cdot \frac{4}{10} \cdot 137 = 35,072 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

NOUS AVONS $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_b'} = \frac{2800}{35} = 80$; $\alpha = \frac{15}{15+80} = 0,1579$

$\theta = 0,2963 \Rightarrow$ DONC L'AXE NEUTRE NE TOMBE PAS DANS LA NERVURE
(CHARON P 176).

$$\rho = \frac{15 \cdot 16900}{2800 \cdot 60 \cdot 13,5^2} = 0,008279$$

$$\alpha = 0,1230 \quad \xi = 0,9590 \quad \mu' = 0,0590 \quad \eta = 0,0575$$

$$D'o\grave{u} : A = \frac{16900}{2800 \cdot 0,959 \cdot 13,5} = 0,466 \text{ cm}^2.$$

$$\text{SOIT : } 2 \text{ T } 6 = 0,565 \text{ cm}^2.$$

CALCUL DES ARMATURES EN CHAPEAUX (SUR APPUIS):



LA SECTION À ÉTUDIER EST RECTANGULAIRE 6x16 cm².

$$M = 33700 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 33700}{2800 \cdot 6 \cdot 13,52} = 0,1651$$

$$\alpha = 0,4593 \quad \xi = 0,8469$$

$$D'o\grave{u} : A = \frac{33700}{2800 \cdot 0,8469 \cdot 13,5} = 1,053 \text{ cm}^2.$$

$$\text{SOIT : } 1 \text{ T } 8 = 0,503 \text{ cm}^2 \quad \text{OU } 1 \text{ T } 12 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ } \phi 6 = 0,565 \quad \text{EN CHAPEAU}$$

CALCUL DE LA POUTRELLE PRÉFABRIQUÉE EN BA SUPPORTANT LES CORPS CREUX ET AVANT LA MISE EN OEUVRE (AVANT LE COULAGE).

- LONGUEUR DE LA POUTRELLE EST DE 3,60 MÈTRES.
- LARGEUR D'UN CORPS CREUX EST DE 20 CM SON POIDS EST DE 20 KG

$$\text{UNE POUTRELLE SUPPORTE : } \frac{360}{20} = 18 \text{ CORPS CREUX}$$

DONC 360 KGS DE CORPS CREUX.

$$\text{POIDS PROPRE DE LA POUTRELLE : } [0,12 \cdot 0,06 + 0,06 \cdot 0,06] \cdot 2500$$

$$q = 27 \text{ Kg/ML}$$



$$D'où : 27 + \frac{360}{3,6} = 127 \text{ Kg/ML}$$

$$\text{MOMENT EN TRAVÉE } M = \frac{127 \cdot 3,60^2}{8} = 205,74 \text{ Kg.M}$$

$$M = 20574 \text{ Kg.cm}$$

NOUS CONSIDÉRONS QUE LA POUTRELLE PRÉFABRIQUÉE EN BA A UNE SECTION RECTANGULAIRE DE 6X12 CM² (AVANT LE COULAGE).

$$\eta = \frac{15 \cdot 20574}{2800 \cdot 6 \cdot 9,5^2} = 0,2035$$

$$\alpha = 0,4960 \quad \xi = 0,8347$$

$$A = \frac{20574}{2800 \cdot 0,8347 \cdot 9,5} = 0,9266$$

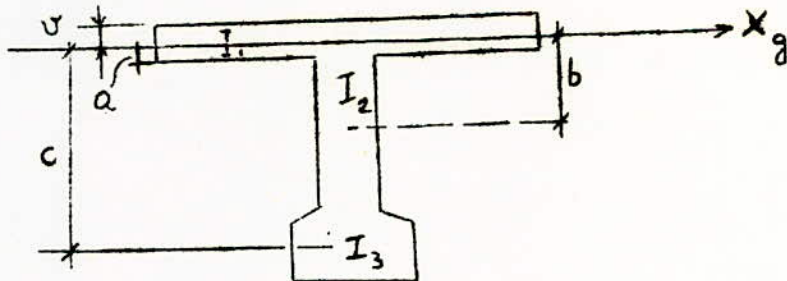
$$\text{SOIT : } 2 \text{ T8} = 1 \text{ CM}^2$$

NOUS PLAÇONS 1 ϕ 6 AU NIVEAU DE LA NERVURE QUI VA SERVIR D'ARMATURE DE CONSTRUCTION.

CALCUL DE LA DÉFORMÉE .

$$Y_{\text{MAX}} = - \frac{qL^4}{384 EI}$$

$$E = 345000 \text{ BARS (AIDE MÉMOIRE BÉTON P.24)}$$



$$I_1 = \frac{60 \cdot 4^3}{12} = 320 \text{ cm}^4 \quad A_1 = 240 \text{ cm}^2$$

$$I_2 = \frac{6 \cdot 6 \cdot 5^3}{12} = 137,31 \text{ cm}^4 \quad A_2 = 39 \text{ cm}^2$$

- 119 -

$$I_3 = \frac{12 \cdot 5 \cdot 5^3}{12} = 166,37 \text{ cm}^4 \quad I = 7733,89 \text{ cm}^4 ; A_3 = 66 \text{ cm}^2$$

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + A^2 A_1 + B^2 A_2 + C^2 A_3$$

CALCUL DE A, B ET C.

$$\left. \begin{array}{l} E = 4 = 0,25 \\ \hline H = 16 \\ B = 60 = 10 \\ \hline B' = 6 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{v}{H} = 0,24 \quad (\text{AIDE MÉMOIRE RDM P.21})$$

$$v = 0,24 \cdot 16 = 3,84 \text{ cm}$$

$$A = 3,84 - 2 = 1,84 \text{ cm}$$

$$B = \frac{6,5}{2} + (4 - 3,84) = 3,41$$

$$C = \frac{5,5}{2} + 6,5 + (4 - 3,84) = 9,41 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{MAX}} = - \frac{qL^4}{384 \cdot EI} = \left(\frac{+3,12 \cdot 360^4}{384 \cdot 345000 \cdot 17412} \right) = 0,023 \text{ cm}$$

LA FLÈCHE EST ADMISSIBLE.

CALCULONS MAINTENANT CETTE MÊME FLÈCHE PAR LA MÉTHODE DU BA.68 P.117.ART.61,21 .

$$\frac{H_T}{L} = \frac{16}{360} = 4,4 \% = 0,044$$

$$\frac{1}{10} \frac{M_T}{M_0} = 1 \cdot \frac{169 \times 8 \cdot 108}{10 \cdot 3,12 \cdot 360^2} = 0,30334$$

$$A = 0,565 \text{ cm}^2.$$

$$B_{0H} = 6 \cdot 13,5 = 81$$

$$\frac{A}{B_{0H}} = \frac{0,565}{81} = 0,007$$

$$I_b = \frac{I_T}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_1 = \frac{\bar{b}_b}{72(2+3 \cdot \frac{B^0}{B}) \bar{\omega}} = \frac{5,8}{72(2+3 \cdot \frac{6}{60}) \cdot 0,007} = 5$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{b}_b}{180 \cdot (2+3 \cdot \frac{B^0}{B}) \bar{\omega}} = \frac{5,8}{180 \cdot (2+3 \cdot \frac{6}{60}) \cdot 0,007} = 2$$

$$\mu_{\text{eff}} = \frac{5 \bar{b}_b}{4 \bar{\omega} B_A + 3 \times \bar{b}_B} = \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,007 \cdot 2800 + 3 \cdot 5,8} = 0,697$$

$$I_{P_1} = \frac{I_T}{1 + \lambda_1 \mu} = \frac{07734}{1 + 5 \cdot 0,697} = 1724,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{P_v} = \frac{I_T}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{07734}{1 + 2 \cdot 0,697} = 3230,58 \text{ cm}^4$$

$$0,6 M_0 = 0,6 \cdot \frac{3 \cdot 12 \cdot 340^2}{8} = 27050,40 \text{ Kg.cm}$$

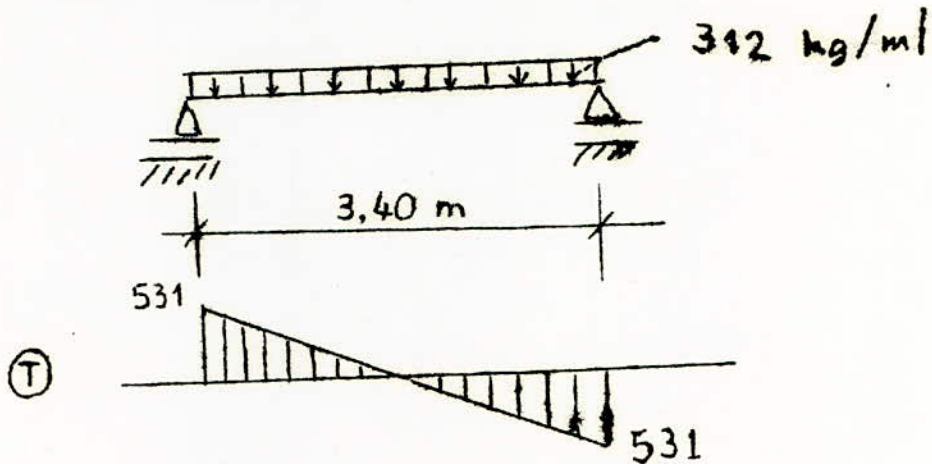
$$f_0 = \frac{M L^2}{10 \cdot E_1 I_{P_1}} = \frac{27050,4 \cdot 340^2}{10 \cdot 345000 \cdot 1725} = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = \frac{M L^2}{10 \cdot E_v I_{P_v}} = \frac{27050,4 \cdot 340^2}{10 \cdot 115000 \cdot 3231} = 0,84 \text{ cm}$$

C'EST UNE FLÈCHE ADMISSIBLE CAR ON PEUT ACCEPTER.

$$\frac{L}{500} = 0,72 \text{ cm} \quad \text{ET } 0,81 \neq 0,72 \text{ cm}$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.



$$T = R_A - qx$$

POUR $x = 0$ $T = R_A = q \cdot \frac{L}{2}$

$$T = 312 \cdot \frac{3,4}{2} = 530,4 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{531}{6 \cdot \frac{7 \cdot 13,5}{8}} = 7,49 \text{ Kg/cm}^2$$

LA CONDITION $\tau_b < 5 \bar{\sigma}_b$ EST VÉRIFIÉE.

LA VALEUR DE L'ÉCARTEMENT MAXIMAL DES ARMATURES TRANSVERSALES EST DONNÉE PAR LA PLUS GRANDE DES DEUX VALEURS SUIVANTES:

$$\bar{T} = H \left(1 - \frac{0,3}{\bar{\sigma}_b} \tau_b \right)$$

$$\bar{T} = 0,2 H$$

H = HAUTEUR UTILE DE LA POUTRE EN T.

$$\bar{T} = 13,5 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,49}{5,8} \right) = 8,27 \text{ cm}$$

$$\bar{T} = 0,2 \cdot 13,5 = 2,70 \text{ cm}$$

NOUS PRENDREONS $T = 8 \text{ cm}$

PRENOUS UN ÉTRIER DE $\phi 6$ AYANT $A_T = 0,565$

$$T = \frac{A_T \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,565 \cdot 7 \cdot 13,5 \cdot 1600}{8,531} = 20,11 \text{ cm}$$

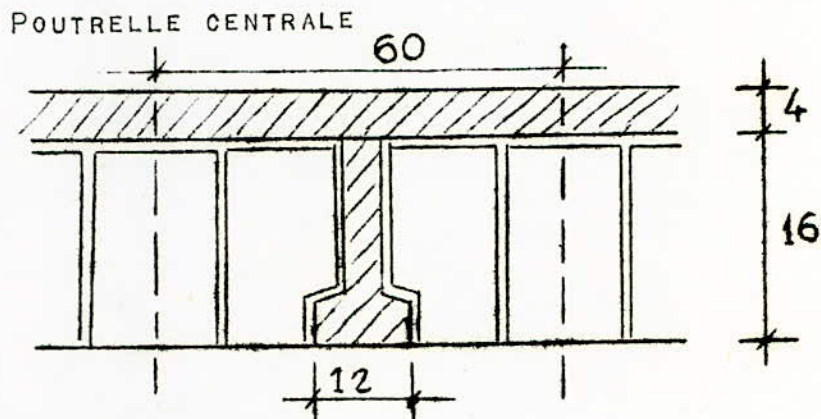
NOUS PRENONS DONC:

$$T = \bar{T} = 8 \text{ cm}$$

SOIT $T = 8 \text{ cm}$ L'ÉCARTEMENT INITIAL ET NOUS PRENONS POUR ÉCARTEMENTS SUIVANTS, EN CENTIMÈTRES, LA SUITE DES NOMBRES:

8,9,10,11,13,16,20,25,35,60.

III.) PLANCHER DU TYPE 16+4 .



CHARGES PERMANENTES: G

- PLANCHER TYPE 16+4	:	265	Kg/m ²
- ENDUIT DE PLÂTRE: 1,5 cm	:	21	Kg/m ²
- REVÊTEMENT ET BAIN DE MORTIER 3,5 cm	:	80	

$$\underline{\underline{366 \text{ Kg/m}^2}} \approx 370 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 370 \text{ Kg/m}^2$$

SURCHARGE D'EXPLOITATION : P

LA SURCHARGE D'EXPLOITATION À PRENDRE EN COMPTE POUR UN BÂTIMENT À USAGE DE DORTOIRS EST DE $P = 250 \text{ Kg/m}^2$ (VOIR AIDE MÉMOIRE DUNOD).

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2$$

LES SURCHARGES CLIMATIQUES N'INTERVIENNENT PAS POUR LE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER D'UN ÉTAGE COURANT.

SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 1ER GENRE:

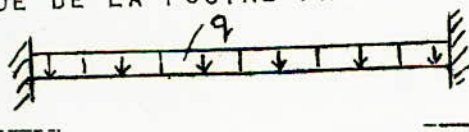
$$S_1 = G + 1,2 P = 370 + 1,2 \cdot 250 = 670 \text{ Kg/m}^2$$

SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 2° GENRE :

$$S_2 = G + 1,5 P = 370 + 1,5 \cdot 250 = 745 \text{ Kg/m}^2$$

DANS LES CALCULS, ON CONSIDÈRE LES SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 1ER GENRE AVEC $\bar{\sigma}'_b = 135$ BARS CAR AVEC LES SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES DU 2° GENRE, LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DU BÉTON À LA FLEXION SIMPLE SERA DE $1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 15 \cdot 135 = 202,5$ BARS.

SCHÉMA STATIQUE DE LA POUTRE PRÉFABRIQUÉE.



$$q = 0,6 \cdot 670 = 402 \text{ Kg/m}$$

ON CONSIDÈRE QU'IL Y A UN ENCASTREMENT PARFAIT SUR LES DEUX POUTRES TRANSVERSALES.

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2} = 402 \cdot \frac{3,60}{2} = 723,6 \text{ kg} \approx 724 \text{ Kg}$$

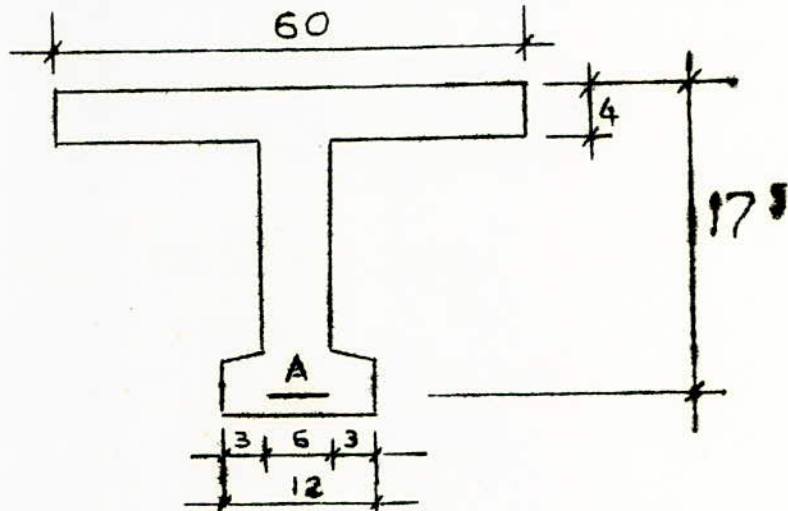
$$M_A = M_B = -q \frac{L^2}{12} = -4,02 \cdot \frac{360^2}{12} = 43.416 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{\text{TRAVÉE}} = q \frac{L^2}{24} = 402 \cdot \frac{360^2}{24} = 21708 \text{ Kg.cm}$$

$$T = q \left(\frac{L - 2x}{2} \right)$$

DÉFORMÉE : POUR $x = \frac{L}{2}$ $y_{MAX} = - \frac{QL^4}{384.EI}$

FERRAILLAGE DE LA SECTION EN T SUPPORTANT LA TABLE DE COMPRESSION.



CALCUL DE L'AXE NEUTRE : (AIDE MÉMOIRE RDM_p.19)

$$\frac{e}{H} = \frac{4}{20} = 0,20 ; \frac{B}{B'} = \frac{60}{6} = 10 \Rightarrow \frac{v}{H} = 0,243$$

$$v = 0,243 \cdot 20 = 4,86 \text{ cm}$$

L'AXE NEUTRE TOMBE DANS LA NERVURE

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15.21708}{2800 \cdot 6 \cdot 17,5^2} = 0,06333$$

$$\theta = \frac{H_0}{H} = \frac{4}{17,5} = 0,23 ; \beta = \frac{B_0}{B} = \frac{6}{60} = 0,1$$

L'ABAQUE 7 DONNE : $\alpha = 0,33$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,33}{0,23} = 1,43$$

LE TABLEAU DE LA PAGE 180 .CHARON DONNE

$$m = 0,417$$

D'où $\gamma = h - m h_0 = 17,5 - 0,417 \cdot 4 = 15,83 \text{ cm}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma} = \frac{21708}{2800 \cdot 15,83} = 0,49 \text{ cm}^2$$

SOIT 1 T8 = 0,5 cm²

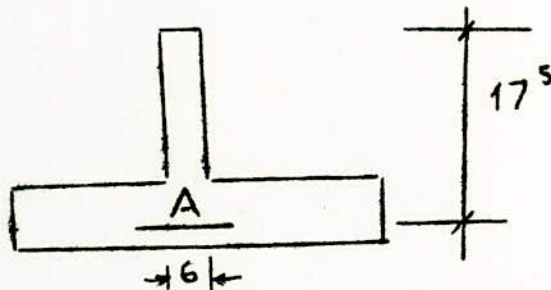
SI ON CONSIDÈRE LE MOMENT EN TRAVÉE (MOMENT FORFAITAIRE DU BA 68) ON A : $M_T = 0,8 M_0$

$$M_T = 0,8 q \frac{L^2}{8} = q \frac{L^2}{10} = 4,02 \cdot \frac{360^2}{10} = 52100 \text{ Kg.cm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma} = \frac{52100}{2800 \cdot 15,83} = 1,18 \text{ cm}^2$$

SOIT 3 T8 = 1,5 cm²

ARMATURE EN CHAPEAUX :



LA SECTION À CONSIDÉRER EST RECTANGULAIRE.
LE MOMENT D'ENCASTREMENT EST :

$$M = 43416 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 43416}{2800 \cdot 6 \cdot 17,5^2} = 0,1266 \Rightarrow$$

$\xi = 0,8618$

$$D'où \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{43416}{2800 \cdot 0,8618 \cdot 17,5} = 1,03 \text{ cm}^2$$

SOIT : 4 T6 OU 3 T8 OU 1 T12 EN CHAPEAU

CALCUL DE POUTRELLE AVANT LE COULAGE.

POIDS PROPRE DE LA POUTRELLE : $[0,12 \cdot 0,06 + 0,06 \cdot 0,10] \cdot 2500 = 33 \text{ Kg/ML}$

UN CORPS CREUX DE 16 PÈSE 27 KG ET A 20 CM DE LARGEUR.

LE POIDS DES CORPS CREUX EST DE $27 \times 5 = 135 \text{ Kg/ML}$

$$q = 33 + 135 = 168 \text{ Kg/ML}$$

$$M_T = q \frac{L^2}{8} = 1,68 \cdot \frac{360^2}{8} = 27216 \text{ Kg.cm}$$

NOUS CONSIDÉRONS QUE LA SECTION DE CALCUL EST RECTANGULAIRE.

$$\mu = \frac{15 \cdot 27216}{2800 \cdot 6 \cdot 13,5^2} = 0,1333 \Rightarrow$$

$$\epsilon = 0,8590$$

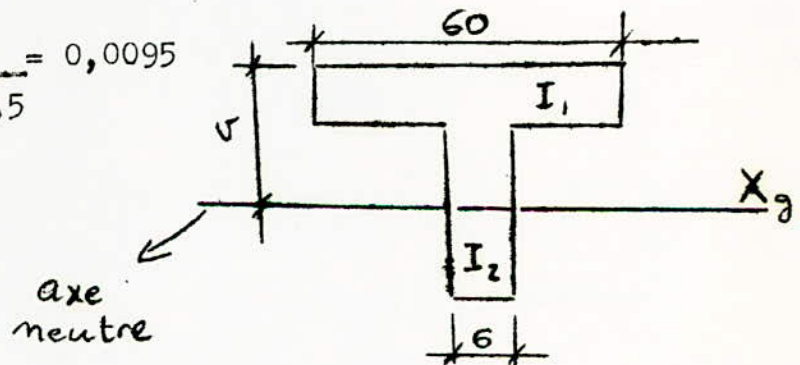
$$A = \frac{27216}{2800 \cdot 0,8590 \cdot 13,5} = 0,84 \text{ cm SOIT 2 T8 } = 1 \text{ cm}^2$$

NOUS PLAÇONS 1 $\phi 6$ AU NIVEAU DE LA NERVURE ET QUI VA SERVIR D'ARMATURE DE CONSTRUCTION.

CALCUL DE LA DÉFORMÉE ;

MÉTHODE DU BA 68 P.117 ART.61,21

$$\bar{\omega} = \frac{A}{BOH} = \frac{1}{6 \cdot 17,5} = 0,0095$$



$$v = 4,86 \text{ cm (VOIR PLUS HAUT)}$$

$$I = \frac{60.4^3}{12} + 60.4 \cdot (4,86-2)^2 \\ + \frac{6.16^3}{12} + 6.16 \cdot (12-4,84)^2 \implies$$

$$I = 320 + 1963,10 + 2048 + 4921,5 = 9552,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{B}{B_0}) \bar{\omega}} = \frac{5,8}{72(2+3\frac{6}{60}) 0,0095} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{B}{B_0}) \bar{\omega}} = \frac{5,8}{180(2+3\frac{6}{60}) 0,0095} = 1,47$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,0095 \cdot 2800 + 3 \cdot 5,8} = 0,77$$

$$I_{f_1} = \frac{I_T}{1 + \lambda_1 \mu} = \frac{9553}{1 + 3,69 \cdot 0,77} = 2487 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{I_T}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{9553}{1 + 1,47 \cdot 0,77} = 4481 \text{ cm}^4$$

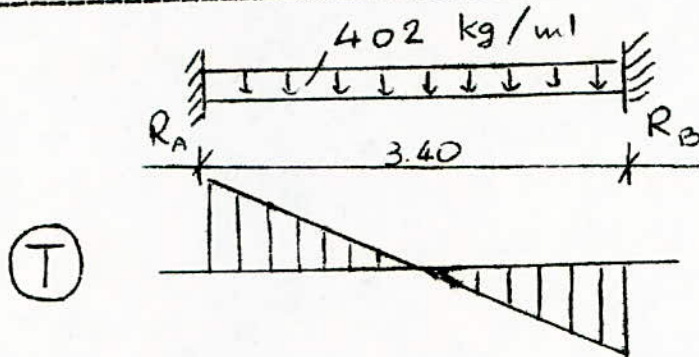
$$0,6 M_0 = 0,6 \cdot \frac{4,02 \cdot 340^2}{8} = 34854 \text{ Kg.cm}$$

$$f_0 = \frac{M L^2}{10 E_1 I_{f_1}} = \frac{34854 \cdot 340^2}{10 \cdot 345000 \cdot 2487} = 0,47 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = \frac{M L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fv}} = \frac{34854 \cdot 340^2}{10 \cdot 115000 \cdot 4481} = 0,78 \text{ cm}$$

LA FLÈCHE CALCULÉE EST ADMISSIBLE.

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :



$$T = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x \quad x=0 \quad T=R_A = 402 \cdot \frac{340}{2} = 684 \text{ Kg.}$$

$$R_A = R_B = 684 \text{ Kg}$$

$$\tau_B = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{684}{6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17,5} = 7,44 \text{ Kg/cm}^2$$

LA CONDITION $\tau_b < 5 \cdot \bar{\sigma}_b$ EST VÉRIFIÉE.

LA VALEUR DE L'ÉCARTEMENT MAXIMAL DES ARMATURES TRANSVERSALES EST DONNÉE PAR LA PLUS GRANDE DES DEUX VALEURS SUIVANTES :

$$\bar{T} = H \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \text{ ET } \bar{T} = 0,2 H$$

H: HAUTEUR UTILE DE LA POUTRE

$$T = 17,5 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,44}{5,8} \right) = 10,77 \text{ cm}$$

$$\bar{T} = 0,2 \cdot 17,5 = 3,5 \text{ cm}$$

NOUS PRENDRONS $\bar{T} = 10 \text{ cm}$

PRENONS POUR ARMATURE TRANSVERSALE UN ÉTRIER EN $\emptyset 6$

$$\text{DONC } A_T = 0,565 \text{ cm}^2$$

$$T = \frac{A_T \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{AT}}{T} = \frac{0,565 \cdot 7 \cdot 17,5 \cdot 1600}{8.684} = 20,24 \text{ cm}$$

NOUS PRENONS DONC POUR ÉCARTEMENT T :

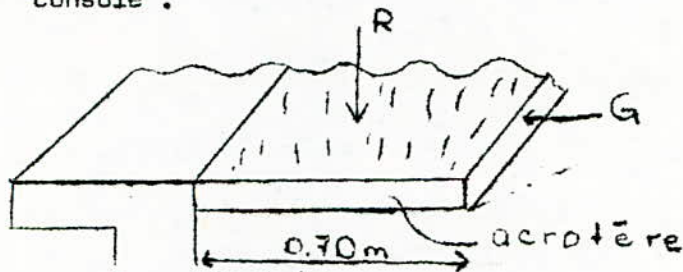
$$T = \bar{T} = 10 \text{ cm}$$

SOIT $T = 10$ CM L'ÉCARTEMENT INITIAL ET NOUS PRENONS POUR ÉCARTEMENTS SUIVANTS, EN CENTIMÈTRES, LA SUITE DES NOMBRES:

10,11,13,16,20,25,35,60

III . FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .

Nous allons étudier l'acrotère en tant que une plaque en console .



$$G = 165 \text{ Kg/ml}$$

R : surcharge due au vent

$$V_n = 88 \text{ daN/m}^2$$

$$V_e = 153 \text{ daN/m}^2$$

Sollicitations :

$$G + V_n$$

$$G + 1,5 V_n$$

$$G + V_e$$

Pour la section dangereuse, nous allons considérer uniquement la force R .

$$1,5 V_n = 1,5 \cdot 88 = 134 \text{ daN/m}^2$$

$$V_e = 153 \text{ daN/m}^2$$

$$R = 0,7 \cdot 153 = 107,1 \text{ daN/ml}$$

Moment dans la section dangereuse :

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{107,1 \cdot 0,7^2}{2} = 26,2 \text{ Kg.m} = 2624 \text{ Kg.cm}$$

Il faut déterminer la section nécessaire pour équilibrer ce moment si le béton seul ne suffit pas .

La section du béton seul est :

$$0,08 \cdot 1 = 0,08 \text{ m}^2 = 800 \text{ cm}^2$$

La contrainte de traction de référence du béton est :

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

$$R = 107,1 \text{ Kg/ml} \quad \frac{R}{B} = \frac{107}{800} < \bar{\sigma}_b$$

Le béton seul suffit, mais pour raison de construction, on place 5 \emptyset 6 / ml . Les barres de \emptyset seront ancrées de 30 cm dans les poutres supportant l'acrotère . On place aussi 2 \emptyset 6/ml longitudinalement .

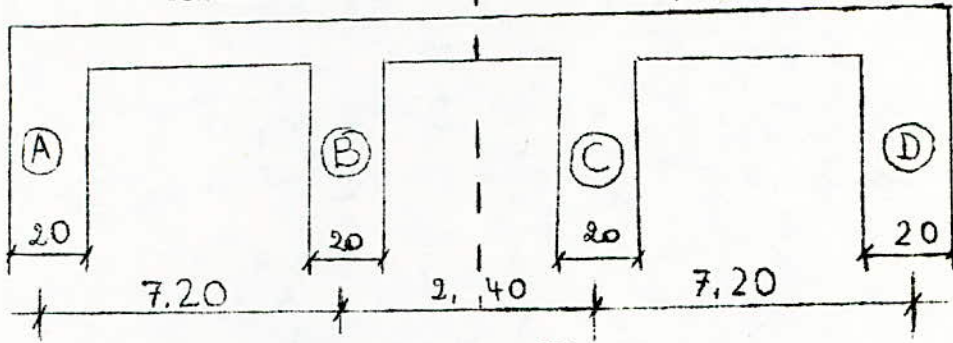
FERRAILLAGE DES POUTRES .

TROISIEME ETAGE :-

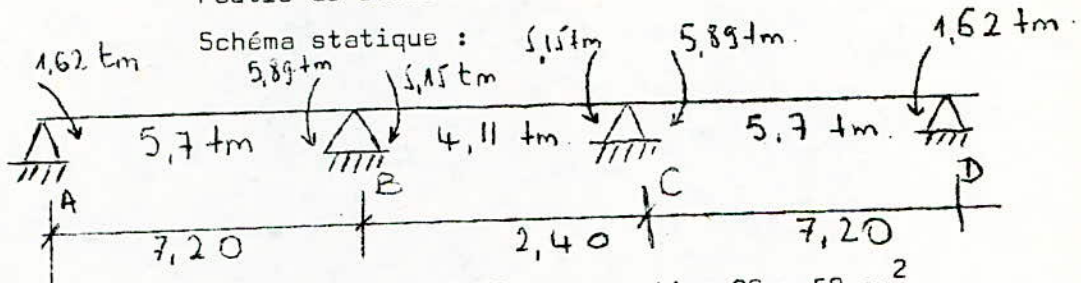
Portique n° 1

Schéma :

← axe de Symétrie



Poutre de section 20 x 50



Poutre A-B : portée 7,00 m section 20 x 50 cm²

Moment sur appui A : M = 1,62 tm

Moment sur appui B : M = 5,89 tm

Moment maximum en travée : M = 5,70 tm

Effort tranchant : T_A = 4,59 t

T_B = 5,78 t

Poutre B-C : portée 2,20 m section 20 x 50 cm²

Moment sur les appuis : M = 5,15 tm

Moment max en travée : M = 4,11 tm

Effort tranchant : T_B = T_C = 1,73 t

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

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

$$n = 15$$

* ARMATURES LONGITUDINALES .

Poutre A-B ; moment en travée :

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,7 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0677$$

Pour cette valeur de μ , nous lisons dans le tableau " CHARON "

$$k = 31,75 \quad \varepsilon = 0,8930$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,75} = 88,2 \text{ Kg/cm}^2 = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma'_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{570\,000}{2800 \cdot 0,8930 \cdot 47,5} = 4,80 \text{ cm}^2$$

Moment en travée ; poutre B-C .

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 411\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0408$$

On lit : $k = 38,8 \quad \varepsilon = 0,9071$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{38,8} = 72,2 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{411\,000}{2800 \cdot 0,9071 \cdot 47,5} = 3,41 \text{ cm}^2$$

Moment sur appui A ; poutre A-B

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 162\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0192$$

On lit : $k = 67,2 \quad \varepsilon = 0,9391$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{67,2} = 41,7 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{162\,000}{2800 \cdot 0,9391 \cdot 47,5} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Moment sur appui B ; poutre A-B

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 569\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0699$$

On lit : $k = 31,1 \quad \varepsilon = 0,8915$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,1} = 90 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{569\,000}{2800 \cdot 0,8915 \cdot 47,5} = 4,97 \text{ cm}^2$$

Moment sur appui ; poutre B-C

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 515\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,061$$

On lit : $k = 33,86 \quad \varepsilon = 0,8976$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{33,86} = 82,7 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{515\,000}{2800 \cdot 0,8976 \cdot 47,5} = 4,31 \text{ cm}^2$$

Nous prenons les diamètres suivants pour armatures longitudinales de la poutre continue 1(A-B-C-D) :

Poutre A-B

Armatures en chapeaux A : $4 T 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Armatures en chapeaux B : $4 T 12 + 2 T 6 = 4,52 + 0,56 = 5,08 \text{ cm}^2$

Armatures en travée : $4 T 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

Poutre B-C

Armatures en chapeaux : $4 T 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Armatures en travée : $4 T 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Poutre C-D

Armatures symétriques à la poutre A-B

Pour raisons de constructions, on prend $4 T 8$, $4 T 8 + 4 T 12$ pour chapeaux de A-B et $4 T 14$ pour la travée centrale B-C.

ARMATURES TRANSVERSALES . AB

C'est une section rectangulaire ^{AB} ; appui A

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad z = \epsilon \cdot h$$

$T_A = 4,59 \text{ t}$; $b = 20 \text{ cm}$; $h = 47,5 \text{ cm}$ $\epsilon = 0,9391$

d'où : $\tau_b = \frac{4590}{20 \cdot 0,9391 \cdot 47,5} = 5,145 \text{ Kg/cm}^2$.

$\sigma'_b = 41,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bo} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

Il faut qu'on ait : $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$ car $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{bo}$

$\tau_b = 5,15 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$

La condition est vérifiée .

Poutre A-B ; appui B

$T_B = 5,78 \text{ t}$; $\epsilon = 0,8915$

d'où : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{5780}{20 \cdot 0,8915 \cdot 47,5} = 6,825 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 90 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ On doit vérifier la relation suivante :

$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}) \bar{\sigma}'_b = (4,5 - \frac{90}{68,5}) \cdot 5,9 = 18,8 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b = 6,83 \text{ Kg/cm}^2 < 18,8 \text{ Kg/cm}^2$ (Condition vérifiée) .

Poutre B-C ; appui B = appui C

$$T_B = 1,73 \text{ t} ; \quad = 0,8976$$

$$\text{d'où : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot h} = \frac{1730}{20 \cdot 0,8976 \cdot 47,5} = 2,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 82,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \cdot 5,9 = 19,43 \text{ Kg/cm}^2$$

La condition $\tau_b = 2,03 \text{ Kg/cm}^2 < 19,43 \text{ Kg/cm}^2$ est vérifiée .

Contrainte de traction admissible pour les armatures transversales (Règles C.C.B.A. 68 Art. 25,12) .

$$\bar{\sigma}_{at} = P_{at} \cdot \sigma_{en} .$$

σ_{en} : limite d'élasticité nominale de l'acier constituant les armatures transversales .

P_{at} : coefficient ayant les valeurs suivantes si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$- P_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{si } P_{at} \text{ ainsi calculé est supérieur à } 2/3 \text{ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage .}$$

$$- P_{at} = 2/3 \quad \text{si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies .}$$

Nous allons supposer qu'il y ait reprise de bétonnage et ainsi on travaille avec $P_{at} = 2/3$.

L'espacement t des cours successifs des armatures transversales d'âme est au plus égal à l'espacement admissible \bar{t} dont la valeur est la plus grande des deux quantités suivantes :

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,0 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) ; \quad \bar{t} = 0,2 \cdot h .$$

Poutre A-B ; appui A

$$\bar{t} = 47,5 \left(1 - 0,3 \frac{5,15}{5,9} \right) = 35 \text{ cm} .$$

$$\bar{t} = 0,2 \cdot 47,5 = 9,5 \text{ cm}$$

Donc on prend $\bar{t} = 35 \text{ cm} .$

L'espacement A_t est donné par :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,69 \cdot 0,9391 \cdot 47,5 \cdot 1600}{4590} = 26,8 \text{ cm}$$

$A_t = 6 \emptyset 6 = 1,69 \text{ cm}^2$ et on prend : $t = 25 \text{ cm}$.

Poutre A-B ; appui B

$$\bar{t} = 47,5 \left(1 - 0,3 \frac{6,83}{5,9} \right) = 31 \text{ cm}$$

On prend donc : $\bar{t} = 30 \text{ cm}$

$$t = \frac{1,69 \cdot 0,8915 \cdot 47,5 \cdot 1600}{5780} = 19,8 \text{ cm}$$

On prend $t = 16 \text{ cm}$ et ensuite on

considère la suite de Mr. CAQUOT .

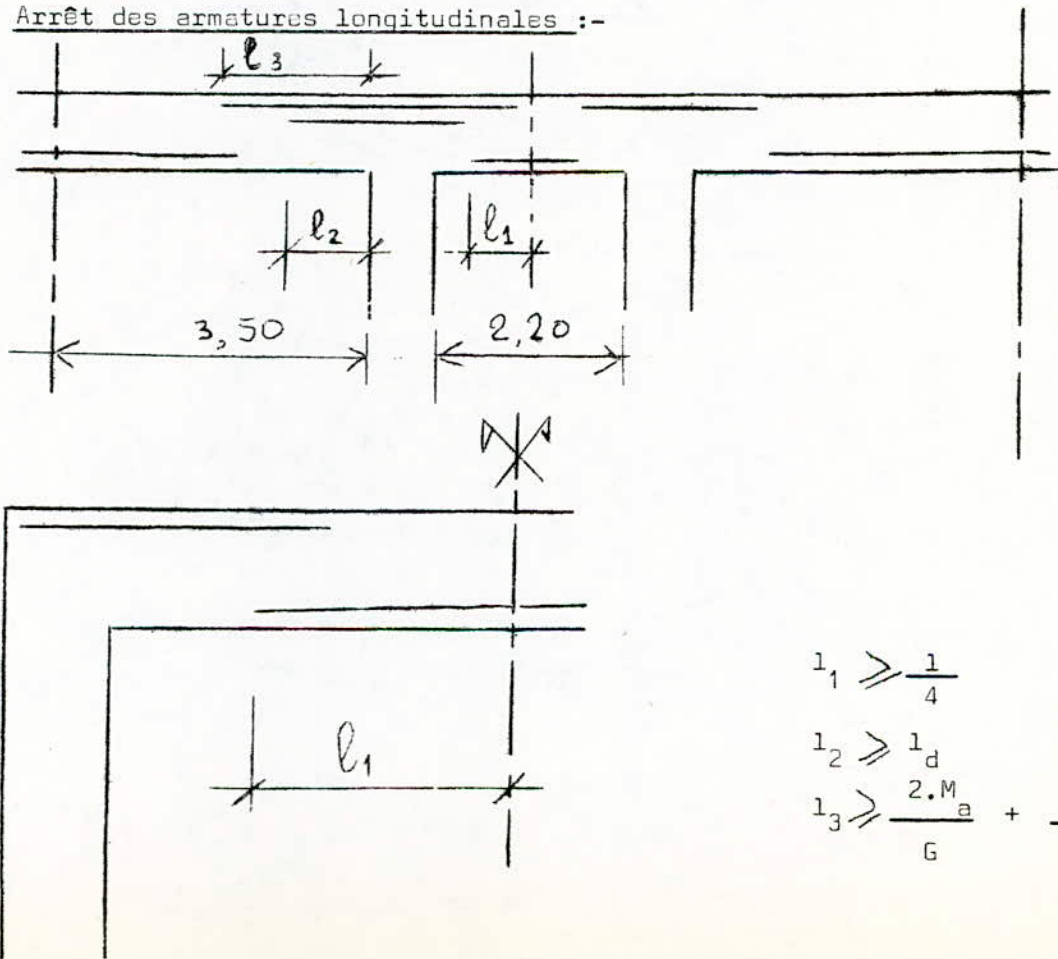
Poutre B-C ; appuis B et C

$$\bar{t} = 47,5 \left(1 - 0,3 \frac{2,03}{5,9} \right) = 42,6 \text{ cm}$$

$$t = \frac{1,69 \cdot 0,8976 \cdot 47,5 \cdot 1600}{1730} = 66,6 \text{ cm}$$

On prend donc pour t la valeur $t = 35 \text{ cm}$.

Arrêt des armatures longitudinales :-



M_a : Moment fléchissant sur l'appui

G : Charge permanente totale agissant sur la travée

z : Bras de levier

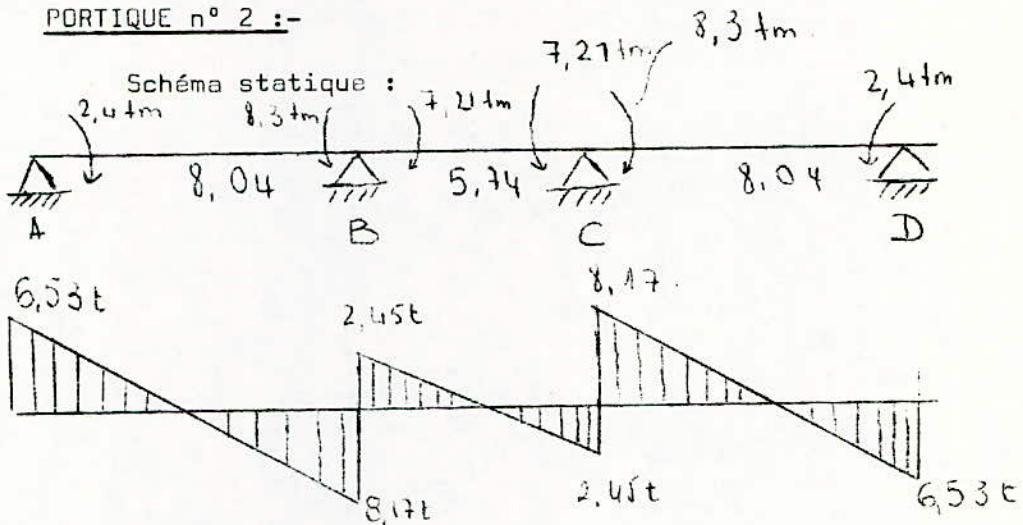
l : Portée entre nus de la poutre

Recouvrement pour $l_d = 50 \varnothing$

$l = 40 \varnothing$

pour les barres droites et de haute adhérence .

PORTIQUE n° 2 :-



ARMATURES LONGITUDINALES .

Faisons les calculs avec le moment maximum en travée

$$M_t = 8,04 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 804\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0954$$

$$k = 25,53$$

$$\epsilon = 0,8766$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25,53} = 109,67 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{804\,000}{2800 \cdot 0,8766 \cdot 47,5} = 6,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où : } 4 \text{ T } 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Armatures en chapeaux sur les appuis B et C

$$M = 8,3 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 830\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0985$$

$$k = 25$$

$$\epsilon = 0,8750$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25} = 112 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{830,000}{2800 \cdot 0,8750 \cdot 47,5} = 7,13 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ T } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures en chapeaux sur les appuis A et D

$$M = 2,4 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 240\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0285$$

$$k = 53,5 \quad \epsilon = 0,9270$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{53,5} = < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{240\,000}{2600 \cdot 0,927 \cdot 47,5} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ T } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Poutre A-B

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8170}{20 \cdot 47,5 \cdot 0,875} = 9,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{112}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 16,9 \text{ Kg/cm}^2$$

La relation est vérifiée .

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 47,5 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{9,83}{5,9} \right) = 23,76 \text{ cm}$$

Donc : $\bar{t} = 23 \text{ cm}$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,69 \cdot 1600 \cdot 0,875 \cdot 47,5}{8170} = 13,76 \text{ cm}$$

$$A_t = 6 \text{ } \emptyset 6 = 1,69 \text{ cm}^2$$

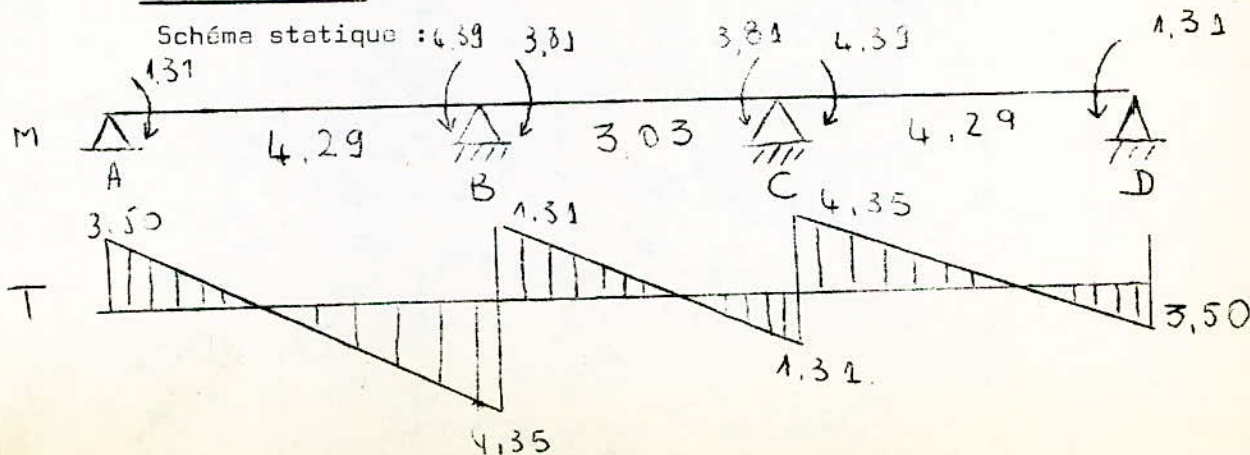
t = 13 cm : espacement initial et on considère ensuite la

suite de Mr. CAQUOT : 4x13 + 4x16 + 4x20 + 4x25 +

Poutre B-C : nous prenons les mêmes espacements que pour la poutre A-B .

PORTIQUE n° 7 :-

Schéma statique : (4,59 3,81)



Armatures longitudinales :

Moment maximum en travées : $M = 4,29 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 429\,000}{2800 \cdot 15 \cdot 47,5^2} = 0,0679$$

$$k = 31,7 \quad \mathcal{E} = 0,8929$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,7} = 88,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{429\,000}{2800 \cdot 0,8929 \cdot 47,5} = 3,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Armatures en chapeaux sur les appuis B et C

$M = 4,39 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 439\,000}{2800 \cdot 15 \cdot 47,5^2} = 0,0695$$

$$k = 31,24 \quad \mathcal{E} = 0,8919$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,24} = 89,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{439\,000}{2800 \cdot 0,8919 \cdot 47,5} = 3,70 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} 3 \text{ T } 8 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ 3 \text{ T } 10 = 2,35 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Armatures en chapeaux sur les appuis A et D

$$\mu = \frac{15 \cdot 131\,000}{2800 \cdot 15 \cdot 47,5^2} = 0,02074$$

$$k = 64,5 \quad \mathcal{E} = 0,9369$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{64,5} = 43,41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{131\,000}{2800 \cdot 0,9369 \cdot 47,5} = 1,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$T = 4350 \text{ Kg}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4350}{15 \cdot 0,8919 \cdot 47,5} = 6,85 \text{ Kg/cm}^2$$

La condition $\tau_b < (4,5 - \frac{5}{10} \frac{b}{b_0}) \bar{\tau}_b$ est vérifiée.

$$\bar{t} = 47,5 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{68,5}{5,9} \right) = 30,96 \text{ cm} \Rightarrow \bar{t} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $A_t = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{1,13 \cdot 0,8919 \cdot 47,5 \cdot 1600}{4350} = 17,61 \text{ cm}$$

On prend donc pour espacement initial $t = 16 \text{ cm}$.

DEUXIEME ETAGE .

Portique n° 1 :-

Le moment max. sur travée est : $M = 9,07 \text{ tm}$

L'effort tranchant max est : $T = 9,10 \text{ t}$

Le moment max sur appui central est : $M = 9,57 \text{ tm}$:

Le moment max sur appui de rive est : $M = 5,74 \text{ tm} .$

Armatures longitudinales en travées :

$$\mu = \frac{15 \cdot 907\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,1077$$

$$k = 23,57 \quad \varepsilon = 0,8704$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{23,57} = 118,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{907\,000}{2800 \cdot 0,8704 \cdot 47,5} = 7,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T } 16 = 8,04 \text{ cm}^2 .$$

Armatures en chapeaux sur les appuis centraux :

$$\mu = \frac{15 \cdot 957\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,1136$$

$$k = 22,75 \quad \varepsilon = 0,86755$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,75} = 123,08 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b .$$

$$A = \frac{957\,000}{2800 \cdot 47,5 \cdot 0,86755} = 8,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{matrix} 4 \text{ T } 14 = 6,16 \text{ cm}^2 \\ 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

Armatures en chapeaux sur les appuis de rive :

$$\mu = \frac{15 \cdot 574\,000}{2800 \cdot 20 \cdot 47,5^2} = 0,0681$$

$$k = 31,6 \quad \varepsilon = 0,8927$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,6} = 88,61 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b .$$

$$A = \frac{574\,000}{2800 \cdot 47,5 \cdot 0,8927} = 4,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{9180}{20 \cdot 0,86755 \cdot 47,5} = 11,14 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{123}{137}) \cdot 5,9 = 21,25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{t} = 47,5 (1 - 0,3 \cdot \frac{11,14}{5,9}) = 20,59 \text{ cm} .$$

Donc on prend : $\bar{t} = 20 \text{ cm}$

Pour armatures transversales, on prend : $A_t = 6\phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2$.

$$t = \frac{1,69 \cdot 1600 \cdot 47,5 \cdot 0,86755}{9180} = 12,14 \text{ cm}.$$

On prend donc $t = 11 \text{ cm}$ comme espacement initial.

Portique n° 2 :-

Le moment maximum en travées est : $M = 13,55 \text{ tm}$.

Le moment max. sur appuis centraux est : $M = 15,12 \text{ tm}$.

Le moment max sur appui de rive est : $M = 9,05 \text{ tm}$.

L'effort tranchant max sur appuis est : $T = 14,48 \text{ t}$

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1\,355\,000}{2\,800 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,1792$$

$$k = 15,46 \quad \sigma'_b = \frac{2\,800}{15,46} = 181 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b.$$

Cette section nécessite donc des armatures de compression.

Nous avons :

$$\frac{15 \cdot 2800}{15 \cdot 137} = 20,44 > \frac{15 (45 - 4)}{2800 \cdot 45 + 4} = 12,55$$

Nous prendrons donc :

$$k = 20,44 \text{ et } \sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

Le tableau de Mr. Charon nous donne :

$$\alpha = 0,4232 \quad \mu' = 0,1817 \quad \epsilon = 0,8590$$

$$\text{d'où : } y_1 = \cdot h = 0,4232 \cdot 45 = 19,04 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,1817 \cdot 137 \cdot 20 \cdot 45^2 = 1\,008\,163 \text{ Kg.cm}$$

$$\Delta M = 1\,355\,000 - 1\,008\,163 = 346\,837 \text{ Kg.cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15 \cdot (19,04 - 4) \cdot 137}{19,04} = 1619 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les sections d'armatures auront pour valeurs :

$$A' = \frac{346\,837}{1619(45 - 4)} = 5,23 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 6 \text{ T } 14 = 9,24 \text{ cm}^2.$$

$$A = \frac{1\,008\,163}{2800 \cdot 0,859 \cdot 45} + \frac{346\,837}{2800(45 - 4)} = 12,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{array}{l} 3 \text{ T } 20 = 9,42 \text{ cm}^2 \\ 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \text{ et}$$

Armatures en chapeaux sur les appuis centraux :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1\,512\,000}{2\,800 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,2000 \quad k = 15,45$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,800}{0,200} = 14\,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_b$$

Cette section nécessite donc des armatures de compression .

Nous avons $\frac{2800}{137} = 20,44 > \frac{15(45-4)}{\frac{2800 \cdot 45}{2800} + 4} = 12,55$

Pour $k = 20,44$ on a : $\alpha = 0,4232 \quad \mu' = 0,1617 \quad \epsilon = 0,859$

d'où : $y_1 = \alpha \cdot h = 19,04 \text{ cm}$

$$M_1 = 0,1617 \cdot 137 \cdot 20 \cdot 45^2 = 1\,008\,163 \text{ Kg.cm}$$

$$\Delta M = 1\,512\,000 - 1\,008\,163 = 503\,837 \text{ Kg.cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(19,04-4) \cdot 137}{19,04} = 1619 \text{ Kg/cm}^2 < 2\,800 \text{ Kg/cm}^2$$

Les sections d'armatures auront pour valeurs :

$$A' = \frac{503\,837}{1619(45-4)} = 7,59 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ T } 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{1\,008\,163}{2800 \cdot 0,859 \cdot 45} + \frac{503\,837}{2800 \cdot (45-4)} = 13,70 \text{ cm}^2$$

Soit : 9 T 14 = 13,85 cm²

Armatures en chapeaux sur les appuis de rive :

$$\mu = \frac{15 \cdot 905\,000}{2\,800 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,1197$$

$$k = 21,98 \quad \epsilon = 0,8648$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,800}{21,98} = 127,39 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{905\,000}{2\,800 \cdot 45 \cdot 0,8648} = 8,31 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{14\,480}{20 \cdot 45 \cdot 0,8185} = 19,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 5 \bar{\sigma}_b = 5 \cdot 5,9 = 29,5 \text{ Kg/cm}^2$$

On doit donc admettre des des barres relevées à 45° .

On choisit $\bar{\sigma}_{at} = 1\,600 \text{ Kg/cm}^2$

L'écartement maximal admissible \bar{t}_r de deux cours consécutifs des barres relevées est au plus égal à :

$$\bar{t}_r = \frac{h}{3} \left(5 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = \frac{45}{3} \left(5 - \frac{19,66}{5,9} \right) = 25,02 \text{ cm}$$

On prend donc : $\bar{t}_r = 22,5 \text{ cm} = 0,5 \cdot h$.

\bar{t}_a est l'écartement des cours successifs des armatures transversales droites associées aux barres relevées .

" Aide-Mémoire DUNOD " nous donne :

$$\frac{\bar{t}_a}{b} = 3,33 \Rightarrow K_a 0,55$$

$$\bar{t}_a = K_a \cdot h = 0,55 \cdot 45 = 24,75 \text{ cm}$$

On prend donc pour $\bar{t}_a = 22,5 \text{ cm}$

On choisit $4 \varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ pour armatures de cadres.

$$t = \frac{A_i \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \sqrt{2}}{T} = 17,32 \text{ cm} .$$

On prend $t = 16 \text{ cm}$ et on applique la règle de Mr. CAQUOT :

Espacement initial : $t = 16 \text{ cm}$ et les suivants : 20 , 25 , 35 , ...

Portique n° 7 :

Moment en travées maximum : $M = 7,45 \text{ tm}$

Moment max sur les appuis centraux : $M = 8,26 \text{ tm}$

Moment max sur les appuis de rives : $M = 4,44 \text{ tm}$

Effort tranchant max sur les appuis : $T = 7,94 \text{ t}$.

- Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{15 \cdot 745\,000}{2\,800 \cdot 15 \cdot 45^2} = 0,0914$$

$$k = 20,65 \quad \varepsilon = 0,0597$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,800}{20,65} = 136 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{745\,000}{2800 \cdot 0,0597} = 6,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

Armatures en chapeaux sur les appuis centraux :

$$\mu = \frac{15 \cdot 826\,000}{2\,800 \cdot 15 \cdot 45^2} = 0,1057$$

$$k = 19,24$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,800}{19,24} = 146 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend $k = \frac{2\,800}{137} = 20,44$

$$A = \frac{15 (45 - 5)}{2800 \cdot 0,0597} = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ T } 4 = 11,62 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{2800 \cdot 45 + 5}{2800} \cdot 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Avec cette valeur de $k = 20,44$, le tableau nous donne :

$$\alpha = 0,4232 \quad \mu = 0,1817 \quad \varepsilon = 0,0890$$

d'où : $k = \frac{y}{h} = \alpha$; $h = 0,4232 \cdot 45 = 19,04 \text{ cm}$

$$M = 0,1817 \cdot 137 \cdot 15 \cdot 45^2 = 756\,122 \text{ Kg.cm}$$

$$\Delta M = 826\,000 - 756\,122 = 69\,878 \text{ Kg.cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15 (19,04 - 5)}{19,04} = 1516 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Les sections d'armatures auront pour valeurs :

$$A' = \frac{69\,878}{1516 (45 - 5)} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{756\,122}{2\,800 \cdot 0,0899 \cdot 45} + \frac{69\,878}{2\,800 \cdot (45 - 5)} = 7,37 \text{ cm}^2$$

Aciers en chapeaux sur les appuis de rives :

$$\mu = \frac{15 \cdot 444\,000}{2\,800 \cdot 15 \cdot 45^2} = 0,0703$$

$$k = 29 \quad \varepsilon = 0,8864$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,800}{29} = 96,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{444\,000}{2\,800 \cdot 0,8864 \cdot 45} = 3,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7950}{15 \cdot 45 \cdot 0,8864} = 13,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \left(4,5 - \frac{96,55}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 18,23 \text{ Kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée .

$$\bar{t} = 45 \left(1 - 0,3 \frac{13,27}{5,9} \right) = 14,64 \text{ cm}$$

On prend en compte : $\bar{t} = 14 \text{ cm}$

Comme armatures transversales, on prend :

$$4 \text{ } \emptyset \text{ } 10 = A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot a_t}{T} = \frac{3,14 \cdot 45 \cdot 1600 \cdot 0,8864}{7950} = 25,24 \text{ cm}$$

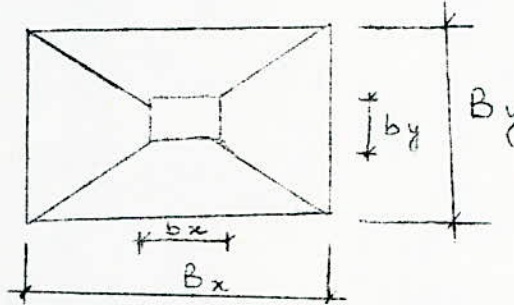
On prend finalement : $t = 13 \text{ cm}$ comme espacement initial et les espacements consécutifs suivant répondent à la suite de CAQUOT .

8 - FONDATEIONS.

1-SEMELLE MASSIVE RECTANGULAIRE SOUS PILIERES :

1°) DESCRIPTION.

UNE TELLE SEMELLE CONSTITUE UN TRONC DE PYRAMIDE.



POUR QUE LA CONTRAINTE SUR LE SOL NE DÉPASSE PAS LA CONTRAINTE ADMISSIBLE, NOUS DEVONS AVOIR :

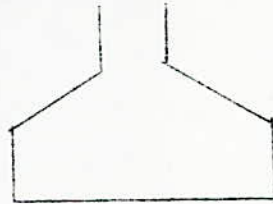
$$B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\sigma_s}$$

ON PRENDRA $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ DE MANIÈRE QUE LA SEMELLE ET LE PILIER SOIENT HOMOTHÉTIQUES OU SENSIBLEMENT HOMOTHÉTIQUES. LES DIMENSIONS DE LA SEMELLE DEVRONT SATISFAIRE AUX CONDITIONS SUIVANTES :

$$l_0 \cdot k \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

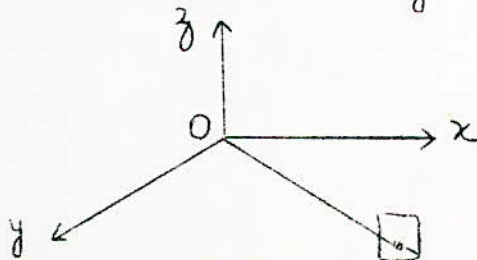
$$e \geq 6 \phi + 6$$

2°) MÉTHODE DE CALCUL:



LE POINT A EST LE POINT DE CONVERGENCE DES FISSURES. CONSIDÉRONS UN ÉLÉMENT DE LA SEMELLE, DE DIMENSIONS dx ET dy ET DE CENTRE $I(x, y)$; SI σ EST LA CONTRAINTE DU SOL $\sigma = \frac{Q}{B_x \cdot B_y}$, LA RÉACTION DU SOL SUR L'ÉLÉMENT ENVISAGÉ A POUR VALEUR :

$$dQ = \sigma \cdot dx \cdot dy = \frac{Q}{B_x \cdot B_y} \cdot dx \cdot dy$$



DÉCOMPOSONS DQ EN DF' SUIVANT LA BIELLE IA ET DF DANS LE PLAN XOY, NOUS AVONS

$$\frac{DF}{DQ} = \frac{OI}{H_0} \quad (\text{TRIANGLES SEMBLABLES})$$

$$DF = \frac{Q}{Bx \cdot By} \cdot \frac{OI}{H_0} dx \cdot dy.$$

DÉCOMPOSONS MAINTENANT DF PARALLÈLEMENT AUX AXES OX ET OY

$$DF_x = DF \cos \theta = DF \frac{x}{OI} = \frac{Q}{Bx \cdot By} \cdot \frac{x}{H_0} dx \cdot dy$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } F_x &= \frac{Q}{Bx \cdot By \cdot h_0} \int_{-\frac{By}{2}}^{+\frac{By}{2}} dy = \int_0^x x dx \\ &= \frac{Q}{Bx \cdot By} \cdot By \cdot \frac{Bx}{8} = \frac{Q Bx}{8 h_0} \end{aligned}$$

PAR LE MÊME RAISONNEMENT, ON OBTIENT :

$$\frac{H_T - D_1}{H_0} = \frac{Bx - Bx}{Bx}$$

$$\text{D'où } F_x = \frac{Q (Bx - Bx)}{8 (H_T - D_1)}$$

SI AU LIEU DE DF_x, NOUS CONSIDÉRONS MAINTENANT LA COMPOSANTE PARALLÈLE À OY, NOUS OBTENONS :

$$F_y = \frac{Q (By - By)}{8 (H_T - D_2)}$$

LES ARMATURES SERONT DONC CONSTITUÉES PAR DEUX NAPPES SUPER-
POSÉES DE BARRES ORTHOGONALES ET PARALLÈLES AUX CÔTÉS.
LA SECTION TOTALE DES ARMATURES PARALLÈLES À O_x , C'EST-À-DIRE
AU GRAND CÔTÉ, AURA POUR VALEUR :

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$$

ET LA SECTION TOTALE DES ARMATURES PARALLÈLES À O_y C'EST-À-
DIRE AU PETIT CÔTÉ AURA POUR VALEUR :

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$

3°) CALCUL DES SEMELLES :

A) SEMELLE A DU PORTIQUE N° 1.

- DÉTERMINATION DES ARMATURES DE LA FONDATION.

CHARGE CENTRÉE : $Q = 43370 \text{ Kg.}$

LA CONTRAINTE ADMISSIBLE SUR LE SOL DE FONDATION

$$\bar{\sigma}_a = 3 \text{ Kg/cm}^2.$$

LA FONDATION ÉTANT CARRÉE ON A :

$$B_x = B_y \text{ ET } B_x = B_y$$

$$B_x \cdot B_y = B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{43370}{3}$$

$$B_x \geq 120,24 \text{ cm}$$

ON PREND $B_x = B_y = 125 \text{ cm}$

$$H_T \geq d_1 + \frac{B_x - B_x}{4} = 3,5 + \frac{125 - 25}{4} = 28,5 \text{ cm}$$

ON PREND $H_T = 30 \text{ cm}$

$$\text{D'OU : } F_x = \frac{Q (B_x - B_x)}{8 (H_T - d_1)} = \frac{43370 (125 - 25)}{8 (30 - 3,5)}$$

$$F_x = 20457 \text{ Kg.}$$

$$A_x \geq \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20457}{1600} = 12,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{SOIT : } 8 \phi 16 = 16,13 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_1 - B_2)}{8 (H_T - D_2)} = \frac{43370 (125 - 25)}{8 (30 - 5)} = 21684 \text{ Kg.}$$

$$F_y = 21684 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{21684}{1600} = 13,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{SOIT : } 8 \phi 16 = 16,13 \text{ cm}^2$$

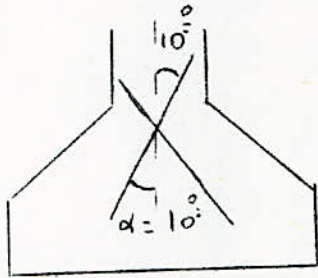
$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \cdot 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm}$$

ON PREND $e = 16 \text{ cm}$

DÉTERMINATION DES ACIERS À L'ARTICULATION DE LA FONDATION.
LA CONTRAINTE DES ACIERS À L'ARTICULATION EST :

$$\sigma'_a = \frac{Q}{A}$$

EN FAIT, LA CONTRAINTE RÉELLE EST UN PEU PLUS FORTE PUISQUE LES ACIERS SONT INCLINÉS; SI α EST L'ANGLE DE L'INCLINAISON SUR LA VERTICALE, ON A :



$$\sigma'_A = \frac{Q}{A \cos \alpha} \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$A \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}'_a \cdot \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{43370}{2800 \cos 10^\circ} = 15,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{SOIT : } 6 \text{ T } 20 = 18,85 \text{ cm}^2$$

VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BÉTON.

$$\sigma'_b = \frac{Q}{B+NA} = \frac{43370}{25^2 + 15 \cdot 18,85} = 47,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

CETTE INCLINAISON INTRODUIT SIMULTANÉMENT UNE COMPOSANTE HORIZONTALE AU DROIT DU COUDE DES ACIERS QUI DOIT ÊTRE ÉQUILIBRÉE PAR DES ÉTRIERS PLACÉS EN CET ENDROIT ET RELIANT DEUX À DEUX LES ACIERS PRINCIPAUX.

$$\text{CET EFFORT VAUT } T = Q \text{ tg } \alpha = 43370 \text{ tg } 10^\circ = 7647,3 \text{ Kg}$$

LA SECTION D'ACIER EST :

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}'_a} = \frac{7647,3}{1600} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{SOIT : } 6 \phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ EN 3 ETRIERS } \phi 12 .$$

b) SEMELLE B DU PORTIQUE N° 1:

- ACIER DE LA FONDATION.

CHARGE CENTRÉE : $Q = 69500$ Kg

$$B_x \cdot B_y = B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{69500}{3}$$

$$B_x \geq 152,2 \text{ cm} \Rightarrow B_x = 155 \text{ cm}$$

$$H_T \geq 3,5 + \frac{155-25}{4} = 36 \text{ cm}$$

$$F_x = \frac{Q (B_x - B_x)}{8 (H_T - D_1)} = \frac{69500 (155-25)}{8(36-3,5)} = 34750 \text{ Kg}$$

$$A_x \geq \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{34750}{1600} = 21,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 20 = 22,77 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - B_y)}{8 (H_T - D_2)} = \frac{69500 (155-25)}{8(36-5,5)} = 37029 \text{ Kg}$$

$$A_y \geq \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{37029}{1600} = 23,14 \text{ cm}^2 \quad 8 \phi 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$E \geq 6 \phi + 6 = 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

ON PREND $E = 18 \text{ cm}$

- ACIERS À L'ARTICULATION :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{Q}{A \cos \alpha} \leq \bar{\sigma}'_a \Rightarrow A \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}'_a \cdot \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{69500}{2800 \cos 10^\circ} = 25,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 T 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

CONTRAINTE DANS LE BÉTON :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{Q}{B + N A} = \frac{69500}{25^2 + 15 \cdot 25,13} = 69,36 \text{ Kg/cm}^2$$

ON A : $\sigma'_b \approx \bar{\sigma}_b$

ETRIERS :

$$T = Q \operatorname{tg} \alpha = 69500 \operatorname{tg} 10^\circ = 12254,7 \text{ Kg}$$

$$d'où : A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{12255}{1600} = 7,66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 8 \phi 12 = 9,04 \text{ cm}^2 : 4 \text{ ETRIERS } \phi 12$$

c) SEMELLE A DU PORTIQUE N° 2:

- ARMATURES DE LA FONDATION.

$$\text{CHARGE CENTRÉE : } Q = 66100 \text{ Kg}$$

$$B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow B_x \geq \sqrt{\frac{66100}{3}} = 148,44 \text{ cm}$$

$$\text{ON PREND } B_x = B_y = 150 \text{ cm}$$

$$H_T \geq 3,5 + \frac{150-25}{4} = 34,75 \text{ cm} \quad H_T = 36 \text{ cm}$$

$$F_x = \frac{Q (B_x - B_x)}{8 (H_T - d_1)} = \frac{66100 (150-25)}{8(36-3,5)} = 31779 \text{ Kg.}$$

$$A_x = \frac{31779}{1600} = 19,86 \text{ cm}^2 \quad 7\phi 20 = 21,99 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - B_y)}{8 (H_T - d_2)} = \frac{66100 (150-15)}{8(36 - 5,5)} = 33863 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{33863}{1600} = 21,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 20 = 21,99 \text{ cm}^2$$

$$E \geq 6 \phi + 6 = 18 \text{ cm}$$

- ACIERS A L'ARTICULATION DE LA FONDATION.

$$\sigma_a = \frac{Q}{A \cos \alpha} \Rightarrow A \geq \frac{Q}{\sigma_a \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{66100}{2800 \cos 10^\circ} = 23,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

CONTRAINTE DANS LE BÉTON.

$$\sigma_b = \frac{Q}{B + N A} = \frac{66100}{25^2 + 15 \cdot 25,13} = 65,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ETRIERS : } T = Q \text{ tg } \alpha = 66100 \text{ tg } 10^\circ = 11655,21 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{11655,21}{1600} = 7,28 \text{ cm}^2 \quad 8 \quad 12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

4 ETRIER EN $\phi 12$

D) SENELLE B DU PORTIQUE N° 2.

- ARMATURES DE LA FONDATION.

$$\text{CHARGE CENTRÉE : } Q = 105840 \text{ Kg}$$

$$Bx^2 \geq \frac{Q}{\sigma_a} \quad Bx = \sqrt{\frac{105840}{3}} = 187,83 \text{ cm}$$

$$\text{ON PREND } Bx = By = 190 \text{ cm}$$

$$H_T \geq 3,5 + \frac{190-25}{4} = 44,75 \text{ cm}$$

ON PREND $h_t = 50 \text{ cm}$

$$F_x = \frac{Q (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)} = \frac{105840 (190 - 25)}{8 (50 - 3,5)} = 46945,16 \text{ Kg.}$$

$$A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{46945,16}{1600} = 29,34 \text{ cm}^2 \quad 10 \phi 20 = 31,43 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - b_y)}{8 (h_t - 5,5)} = 49055,06 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{49055,06}{1600} = 30,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \phi 20 = 31,43 \text{ cm}^2$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 18 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- ACIERS DANS L'ARTICULATION.

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{Q}{A \cos \alpha} \Rightarrow A \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}'_a \cdot \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{105840}{2670 \cdot \cos 10^\circ} = 40,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ T25} = 54,91 \text{ cm}^2$$

CONTRAINTE DANS LE BÉTON : $\bar{\sigma}'_b = \frac{Q}{B + NA} = \frac{105840}{25^2 + 15 \cdot 54,91} = 70,16$

$$\bar{\sigma}'_b \approx \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{ETRIERS : } T = Q \text{ TG } \alpha = 105840 \text{ TG } 10^\circ = 18662,45 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{18662,45}{1600} = 11,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ ETRIERS} = 12 \phi 12 = 13,57$$

e) SEMELLE A DU PORTIQUE 7 ET 7' (PORTIQUE DE JOINT).

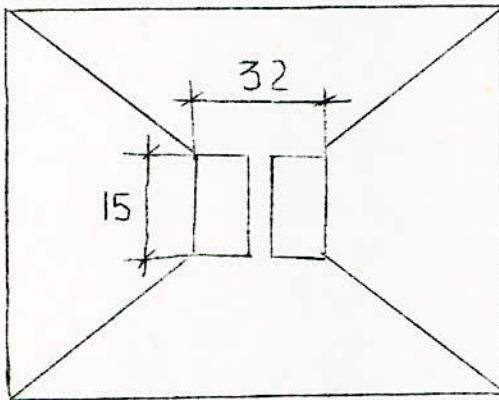
- DÉTERMINATION DES ACIERS DE LA FONDATION.

$$Q = 2.37160 = 74320 \text{ Kg.}$$

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{74320}{3} = 24\,773,33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{B_x}{25} = 1,28 \Rightarrow B_x = 1,28 \text{ Kg}$$

$$1,28 B_y \geq 24773,33 \Rightarrow B_y \geq \sqrt{\frac{24773,33}{1,28}} = 139,12 \text{ cm}$$



$$B_x = 1,28 \cdot 139,12 = 178,07 \text{ cm}$$

ON CHOISIT :

$$B_x = 180 \text{ cm}$$

$$B_y = 140 \text{ cm}$$

$$H_T \geq 3,5 + \frac{180-32}{8} = 40,5 \text{ cm} \Rightarrow H_T = 45 \text{ cm}$$

$$D'où : F_x = \frac{Q^2 (B_x - B_x)}{8 (H_T - D_1)} = \frac{74320 (180-32)}{8(45-3,5)} = 331\,30,6 \text{ Kg}$$

$$A_x = \frac{33130,6}{\bar{\sigma}_a} = 20,71 \text{ cm}^2 \quad 11 \text{ } \emptyset \text{ } 16 = 22,18 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - B_y)}{8 (H_T - D_2)} = \frac{74320 (140-32)}{8(45-5,0)} = 25083 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{25083}{1600} = 15,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ } \emptyset \text{ } 16 = 16,13 \text{ cm}^2$$

$$E \geq 6\phi + 6 = 6 \cdot 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm} \Rightarrow E = 18 \text{ cm}$$

- DÉTERMINATION DES ACIERS À L'ARTICULATION DE LA FONDATION.

$$\sigma'_a = \frac{Q}{A} \quad \text{ou} \quad \sigma'_a = \frac{Q}{A \cos \alpha} \Rightarrow A \geq \frac{Q}{\sigma'_a \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{74320}{2800 \cdot \cos 10^\circ} = 26,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \text{ T20} = 31,43 \text{ cm}^2$$

CONTRAINTE DANS LA BÉTON:

$$\sigma'_b = \frac{Q}{B+NA} = \frac{74320}{25 \cdot 30 + 15 \cdot 31,43} = 60,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = Q \text{ TG } \alpha = 74320 \text{ TG } 10^\circ = 13104,62 \text{ Kg}$$

$$\text{SECTION DES ACIERS : } A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{13105}{1600} = 8,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8 \phi 12 = 9,04$$

$$\text{Donc } 4 \text{ ETRIERS} = 8 \phi 12$$

SEMELLE B DU PORTIQUE DE JOINT 7 ET 7'

- DÉTERMINATION DES ACIERS DE LA FONDATION.

CHARGE CENTRÉE : $Q = 2.57790 = 115580 \text{ Kg.}$

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{115580}{3}$$

$$\Rightarrow B_y = \sqrt{\frac{115580}{1,28 \cdot 3}} = 173,49 \text{ cm}$$

$$B_x = 1,28 B_y = 222,07 \text{ cm}$$

NOUS PRENONS DONC :

$$B_x = 225 \text{ cm}$$

$$B_y = 180 \text{ cm}$$

$$H_T \geq 3,5 + \frac{225-32}{4} = 51,75 \text{ cm} \quad H_T = 60 \text{ cm}$$

$$D'où \quad F_x = \frac{Q (B_x - B_x)}{8 (H_T - d_1)} = \frac{115580 (225-32)}{8 (60-3,5)} = 49351,64 \text{ Kg}$$

$$A_x \geq \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{49351,64}{1600} = 30,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \phi 20 = 31,43 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - B_y)}{8 (H_T - d_2)} = \frac{115580 (180-25)}{8 (60-5,5)} = 41089,22 \text{ Kg}$$

$$A_y \geq \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{41089,22}{1600} = 25,68 \text{ cm}^2 \quad 9 \phi 20 = 28,27 \text{ cm}^2$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 18 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- DÉTERMINATION DES ACIERS À L'ARTICULATION DE LA FONDATION

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{Q}{A} \quad \text{OU} \quad A \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}'_a \cos \alpha}$$

$$A \geq \frac{115580}{2800 \cdot \cos 10^\circ} = 41,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20T320 = 62,86 \text{ cm}^2$$

VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BÉTON.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{Q}{B+NA} = \frac{115580}{25 \cdot 30} = 15,62,86 = 68,27 \text{ Kg/cm}^2$$

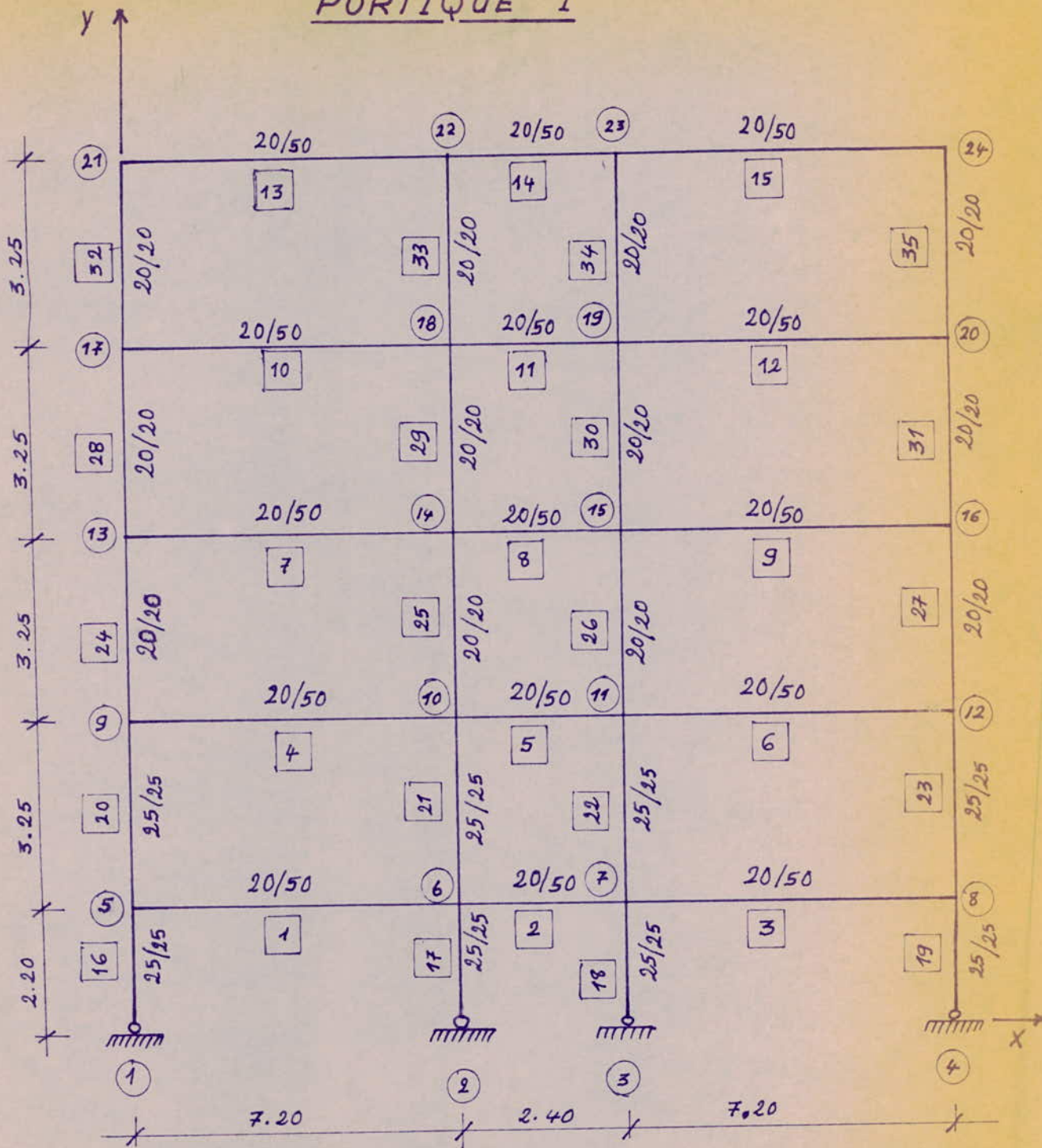
$$T = Q \text{ TG } \alpha = 115580 \text{ TG } 10^\circ = 20379,87 \text{ Kg.}$$

SECTION D'ACIER :

$$A_s = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20379,87}{1600} = 12,74 \text{ cm}^2$$

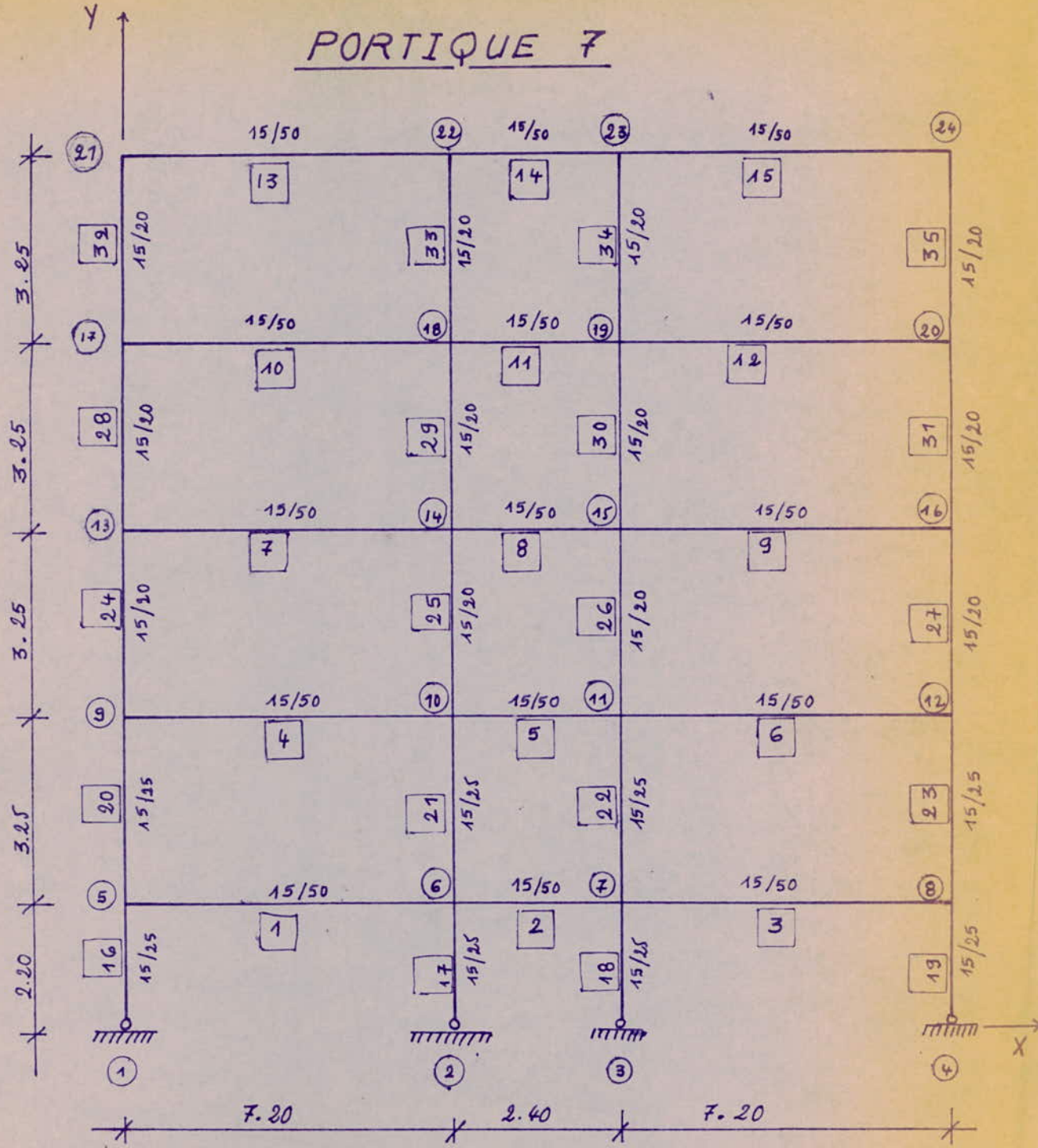
$$6 \text{ ETRIERS} = 12 \phi 12 \Rightarrow 12 \phi 12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

PORTIQUE 1



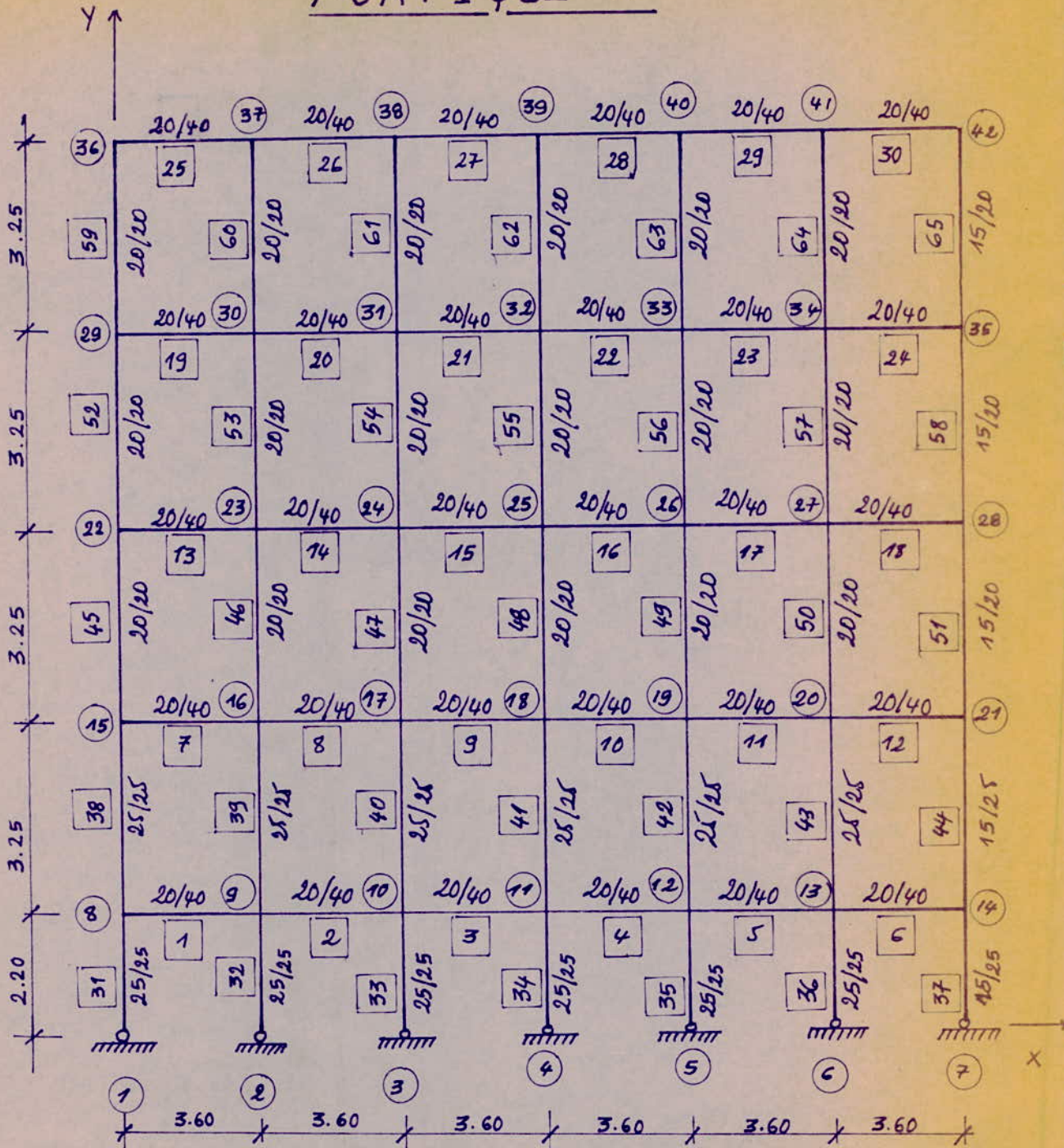
- (i) numéro du noeud
- (j) numéro de la barre

PORTIQUE 7



- (i) numéro du nœud
- [j] numéro de la barre

PORTIQUE A



(i) numéro du nœud

[J] numéro de la barre

PROGRAMME STRESS

-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-

STRUCTURE DORTOIRS PORTIQUE 2

- * UNITES UTILISEES
- * LONGUEURS EN METRES
- * CHARGES EN TONNES
- * DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE DE LA STRUCTURE

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF SUPPORTS 4

NUMBER OF LOADING 6

JOINT COORDINATES SYMMETRY X 8.40

1 0.00 0.00 S

2 7.20 0.00 S

3 SYMMETRY 2 S

4 SYMMETRY 1 S

5 0.00 2.20

6 7.20 2.20

7 SYMMETRY 6

8 SYMMETRY 5

9 0.00 5.45

10 7.20 5.45

11 SYMMETRY 10

12 SYMMETRY 9

13 0.00 8.70

14 7.20 8.70

15 SYMMETRY 14

16 SYMMETRY 13

17 0.00 11.95

18 7.20 11.95

19 SYMMETRY 18

20 SYMMETRY 17

21 0.00 15.20

22 7.20 15.20

23 SYMMETRY 22

24 SYMMETRY 21

JOINT RELEASES

1 MOMENT Z

2 MOMENT Z

3 MOMENT Z

4 MOMENT Z

MEMBER INCIDENCES

1 5 6

2 6 7

3 7 8

4 9 10

5 10 11
6 11 12
7 13 14
8 14 15
9 15 16
10 17 18
11 18 19
12 19 20
13 21 22
14 22 23
15 23 24
16 1 5
17 2 6
18 3 7
19 4 8
20 5 9
21 6 10
22 7 11
23 8 12
24 9 13
25 10 14
26 11 15
27 12 16
28 13 17
29 14 18
30 15 19
31 16 20
32 17 21
33 18 22
34 19 23
35 20 24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 15 AX 0.10 IZ 0.0020833

16 THRU 23 AX 0.0625 IZ 0.0003255

24 THRU 35 AX 0.0400 IZ 0.0001333

CONSTANTS E 3450000. ALL

* DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES

TABULATE ALL

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MAJOREES (G + 1.2 P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -3.668

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -2.042

LOADING 2 CHARGES PERMANENTES SURCHARGE (G + P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -3.430

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.970

LOADING 3 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MINOREES (G + P/5)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -3.430

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.682

LOADING 4 FORCES HORIZONTALES SEISME

JOINT LOADS

5 FORCE X 29.839

9 FORCE X 18.617

13 FORCE X 9.947

17 FORCE X 3.390

21 FORCE X 0.710

LOADING 5 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 2 ET 4

COMBINE 2 1. 4 1.

LOADING 6 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 3 ET 4

COMBINE 3 1. 4 1.

TRACE

SOLVE

STRUCTURE DORTOIRS PORTIQUE 1

- * UNITES UTILISEES
- * LONGUEURS EN METRES
- * CHARGES EN TONNES
- * DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE DE LA STRUCTURE

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF SUPPORTS 4

NUMBER OF LOADING 6

JOINT COORDINATES SYMMETRY X 8.40

1 0.00 0.00 5

2 7.20 0.00 5

3 SYMMETRY 2 5

4 SYMMETRY 1 5

5 0.00 2.20

6 7.20 2.20

7 SYMMETRY 6

8 SYMMETRY 5

9 0.00 5.45

10 7.20 5.45

11 SYMMETRY 10

12 SYMMETRY 9

13 0.00 8.70

14 7.20 8.70

15 SYMMETRY 14

16 SYMMETRY 13

17 0.00 11.95

18 7.20 11.95

19 SYMMETRY 18

20 SYMMETRY 17

21 0.00 15.20

22 7.20 15.20

23 SYMMETRY 22

24 SYMMETRY 21

JOINT RELEASES

1 MOMENT Z

2 MOMENT Z

3 MOMENT Z

4 MOMENT Z

MEMBER INCIDENCES

1 5 6

2 6 7

3 7 8

4 9 10

6 11 12

7 13 14

8 14 15

9 15 16

10 17 18

11 18 19

12 19 20

13 21 22

14 22 23

15 23 24

16 1 5
17 2 6
18 3 7
19 4 8
20 5 9
21 6 10
22 7 11
23 8 12
24 9 13
25 10 14
26 11 15
27 12 16
28 13 17
29 14 18
30 15 19
31 16 20
32 17 21
33 18 22
34 19 23
35 20 24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 15 AX 0.10 IZ 0.0020833
16 THRU 23 AX 0.0625 IZ 0.0003255
24 THRU 35 AX 0.0400 IZ 0.0001333
CONSTANTS E 3450000. ALL

* DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES

TABULATE ALL

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MAJOREES (G + 1.2 P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -2.324

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.441

LOADING 2 CHARGES PERMANENTES SURCHARGE (G + P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -2.205

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.177

LOADING 3 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MINOREES (G + P/5)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -2.205

13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.132

LOADING 4 FORCES HORIZONTALES SEISME

JOINT LOADS

5 FORCE X 20.595

9 FORCE X 12.965

13 FORCE X 7.014

17 FORCE X 2.903

21 FORCE X 0.561

LOADING 5 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 2 ET 4

COMBINE 2 1. 4 1.

LOADING 6 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 3 ET 4

COMBINE 3 1. 4 1.

TRACE SOLVE

STRUCTURE DORTOIRS PORTIQUE 7

- * UNITES UTILISEES
- * LONGUEURS EN METRES
- * CHARGES EN TONNES
- * DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE DE LA STRUCTURE

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF SUPPORTS 4

NUMBER OF LOADING 6

JOINT COORDINATES SYMMETRY X 8.40

1 0.00 0.00 S

2 7.20 0.00 S

3 SYMMETRY 2 S

4 SYMMETRY 1 S

5 0.00 2.20

6 7.20 2.20

7 SYMMETRY 6

8 SYMMETRY 5

9 0.00 5.45

10 7.20 5.45

11 SYMMETRY 10

12 SYMMETRY 9

13 0.00 8.70

14 7.20 8.70

15 SYMMETRY 14

16 SYMMETRY 13

17 0.00 11.95

18 7.20 11.95

19 SYMMETRY 18

20 SYMMETRY 17

21 0.00 15.20

22 7.20 15.20

23 SYMMETRY 22

24 SYMMETRY 21

JOINT RELEASES

1 MOMENT Z

2 MOMENT Z

3 MOMENT Z

4 MOMENT Z

MEMBER INCIDENCES

1 5 6

2 6 7

3 7 8

4 9 10

5 10 11

6 11 12

7 13 14

8 14 15

9 15 16

10 17 18

11 18 19

12 19 20

13 21 22

14 22 23

15 23 24

16 1 5
17 2 6
18 3 7
19 4 8
20 5 9
21 6 10
22 7 11
23 8 12
24 9 13
25 10 14
26 11 15
27 12 16
28 13 17
29 14 18
30 15 19
31 16 20
32 17 21
33 18 22
34 19 23
35 20 24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 15 AX 0.0750 IZ 0.0025625
16 THRU 23 AX 0.0375 IZ 0.000195313
24 THRU 35 AX 0.0300 IZ 0.0001000
CONSTANTS E 3450000. ALL

* DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES
TABULATE ALL

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MAJOREES (G + 1.2 P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -2.012
13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.090

LOADING 2 CHARGES PERMANENTES SURCHARGE (G + P)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -1.893
13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -1.053

LOADING 3 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MINOREES (G + P/5)

MEMBER LOADS

1 THRU 12 FORCE Y UNIFORM -1.893
13 THRU 15 FORCE Y UNIFORM -0.905

LOADING 4 FORCES HORIZONTALES SEISME

JOINT LOADS

5 FORCE X 17.180
9 FORCE X 10.753
13 FORCE X 5.785
17 FORCE X 2.350
21 FORCE X 0.432

LOADING 2 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 2 ET 4

COMBINE 2 1. 4 1.

LOADING 6 COMBINAISON DES CAS DE CHARGES 3 ET 4

COMBINE 3 1. 4 1.

TRACE

SOLVE

C O N C L U S I O N

Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en application les connaissances acquises antérieurement .

Les méthodes de calculs sont nombreuses . Il m'a semblé utile d'incorporer un certain nombre d'entre elles afin de donner une diversité d'applications pratiques ; les différents portiques ont été étudiés à l'aide du programme STRESS sur ordinateur . Les planchers ont été étudiés par la méthode de résistance des matériaux et aussi par la méthode des moments forfaitaires du C.C.B.A. 68 .

Vu le volume important des pages, j'ai quelquefois omis de détailler les calculs intermédiaires qui n'offrent aucune difficulté à leur compréhension .

Je pense avoir établi certains plans d'exécution nécessaires à la réalisation .

Je pense aussi à la suite de ce projet pouvoir aborder sans grande difficulté les problèmes de construction .



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

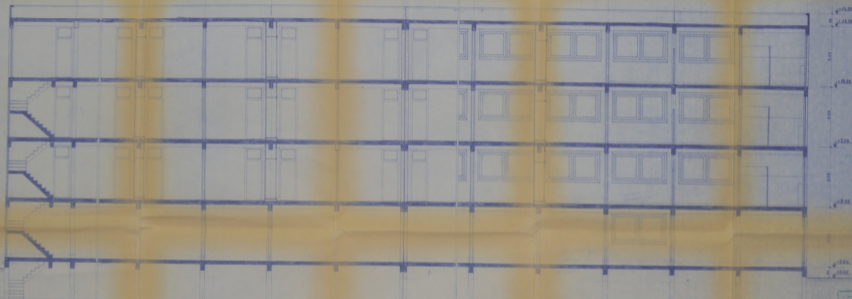
-----+0-0=0-0+-----

- ANONYME - 1968 . Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes . Règles N.V. 65 révisées 1967 et annexes .
Ed. Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics . PARIS 16^{eme} .
- 1975 . Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé . Règles C.C. B.A. 68 modifications 70 .
Ed. Eyrolles . PARIS 5^{eme} .
- BAYON (R.) - 1973 . Projet de bâtiment .
Ed. Eyrolles . PARIS .
- CHARON (P.) - 1973 . Le calcul pratique des sections de béton armé . Flexion simple et composée .
Ed. Eyrolles . PARIS 5^{eme} .
- 1973 . Exercices de béton armé avec leurs solutions .
Ed. Eyrolles . PARIS 5^{eme} .
- 1976 . Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théorie et applications) .
Ed. Eyrolles . PARIS 5^{eme} .
- DAVIDOVICI (V.) - 1974 . Béton armé (collection aide-mémoire) .
Ed. Dunod . PARIS-BRUXELLES-MONTREAL .
- GOULET (J.) - 1973 . Résistance des matériaux (collection aide-mémoire).
Ed. Dunod . PARIS .
- GUERRIN (A.), LAVEUR (R.C.) - 1973 . Traité de béton armé , t IV .
Ed. Dunod . PARIS .
- MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS ET DE LA CONSTRUCTION -
- La séismicité en Algérie . Recommandations provisoires applicables aux bâtiments à édifier dans les régions sujettes aux séismes . Imprimé au Ministère . ALGER .
 - Cours du programme STRESS 1130 version 2 niveau 1 . Imprimé à l'Ecole d'Ingénieurs des travaux publics d'ALGER - DAR EL BEIDA .

COUPE LONGITUDINALE

— Section A A —

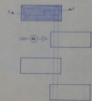
1 2 3 4 5 6 7 7 8 9 10 11 12 13



PB 00672
-A-

PROJET NATIONAL SYRIEN DE
GÉNÉRALISATION DE L'ÉLECTRICITÉ
© 1980

Le Niveau 0.00 Correspond à 261.55 de N.G.A.



DATE	PROJET	ÉTAPE	REVISION

SONELGAZ
DIRECTION DE L'ENGINEERING
ELECTRIQUE

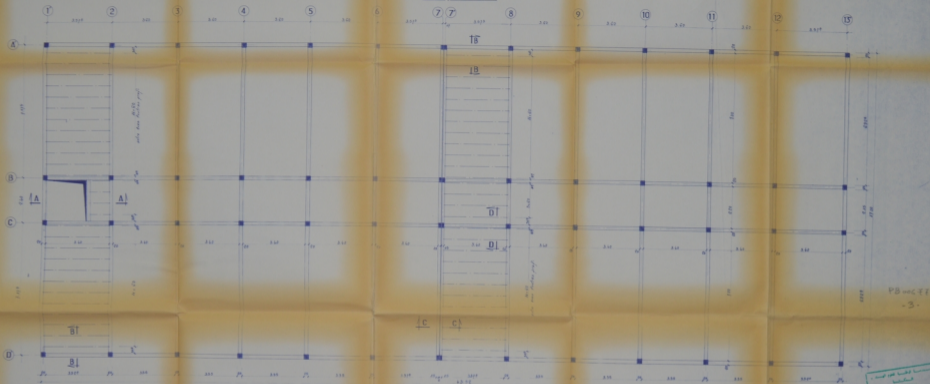
SERVICE DES ENGINEERS DES MATIÈRES DE PROJET
UNIVERSITE D'ALGER - École Nationale Supérieure
— PROJET DE FIN D'ÉTUDES —

CENTRE de FORMATION
Les SORTONS

NOM	PRENOM	DATE	AGE	SEX	ÉTAT

PLANCHER HAUT DU REZ-DE-CHAUSSEE

Vu par Dessous

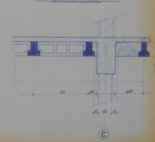
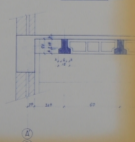


COUPE A A

COUPE B B

COUPE C C

COUPE D D

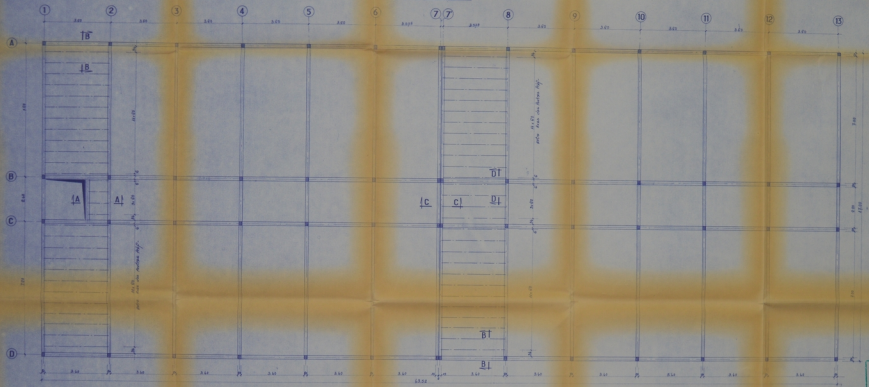


مكتبة جامعة القاهرة
جامعة القاهرة
مركز مكتبة جامعة القاهرة
- 3 -

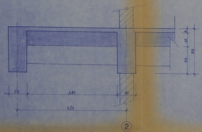
NO.:	REVISIONS:	DATE:	BY:
SONELGAZ			
DIRECTION DE L'ENGINEERING ELECTRIQUE			
ZAVAKHAT SALAH EL-DARS AL-DOKKI EL-DOKKI			
SERVICE DES ENGINEERS DES MOYENS DE PRODUCTION			
UNIVERSITE D'ALGER & CAL MARINIA PHYSICOLOGIE			
— PROJET DE FIN D'ETUDES —			
CENTRE DE FORMATION			
Lab. DOCTORS			
DATE:	REVISIONS:	DATE:	BY:

PLANCHER HAUT 1^{er} et 2^{ème} ETAGE

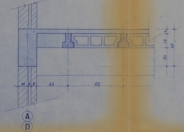
Vue par Dessous



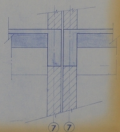
COUPE A A



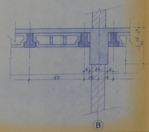
COUPE B B



COUPE C C



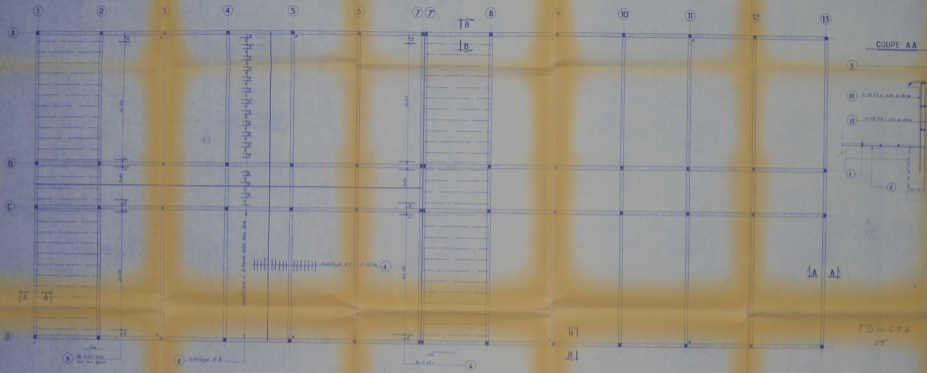
COUPE D D



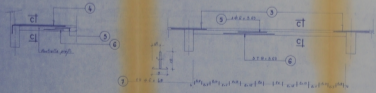
مكتبة جامعة القاهرة
 مكتبة
 3003 NATIONAL LIBRARY OF ALEXANDRIA
 BIBLIOTHEQUE

NO. 4	Modifications	Year	Name
SONELGAZ DIRECTION DE L'ENGINEERING ELECTRIQUE 24 Boulevard SALAH BOUENNAÏR, A. SER. 7041 EL-DOKKI SERVICE DES ENGINEERS DES MOYENS DE PRODUCTION CONCRETE BUREAU KONE. NATIONAL POLYTECHNIC PROJET DE FIN D'ETUDES CENTRE de FORMATION Lab. DORTOBS			
Scale	Scale	Scale	Scale
Author	Author	Author	Author
Check	Check	Check	Check
Draw	Draw	Draw	Draw

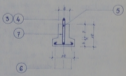
TOITURE VUE PAR DESSOUS



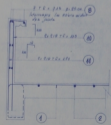
FERRAILLAGE POTRUELLES PREFABRIQUEES
No 336



COUPE CC



COUPE BB



مكتبة جامعة الجزائر
الجزائرية
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE DE LA
BIBLIOTHÈQUE

FB 00077
05

<p align="center">SONELGAZ DIRECTION DE L'ENGINEERING ELECTRIQUE DIRECTION DES RESEAUX ELECTRIQUES</p>	
<p align="center">SERVICE DES ENGINEERING DES MOYENS DE PRODUCTION UNIVERSITE D'ALGER CENTRE NATIONAL POLYTECHNIQUE</p>	
<p align="center">— PROJET de FIN D'ETUDES — CENTRE de FORMATION Laf. BORTOIS</p>	
A.P.	DATE
REVISION	5

