

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

جامعة الجزائر

UNIVERSITE D'ALGER

26/75

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ECOLE NATIONALE POST-ÉCHENIQUE

BIBLIOTHÈQUE

C E N T R E

N E P H R O L O G I Q U E

ANNÉE 1974 - 1975

1975

DÉPT de GÉNIE-CIVIL

+ plans (voir chemise)

Proposé par :

I. UNGREANU

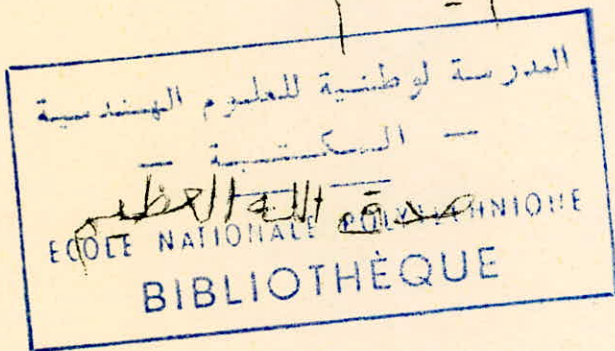
Étudié par :

M. ZENNAKI



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

اقْرَأْ بِاسْمِ رَبِّكَ الَّذِي خَلَقَ، خَلَقَ الْاِنْسَانَ  
مِنْ عَلَقٍ، اقْرَأْ وَرَبُّكَ الْاَكْرَمُ الَّذِي عَلَّمَ بِالْقَلَمِ  
عَلَّمَ الْاِنْسَانَ مَا لَمْ يَعْلَم



U N I V E R S I T E

D' A L G E R

E C O L E N A T I O N A L E

P O L Y T E C H N I Q U E

H A S S E N - B A D I

E L - H A R R A C H

RISSALET ET-TAKHERROUDJ THESE DE FIN D'ETUDES

CENTRE NEPHROLOGIQUE BENI-MESSOUS

A L G E R.

Proposé par:

Etudié par:

I. UNGREANU

M. ZENNAKI

PROMOTION 1975 JUIN

A LA MEMOIRE DE MON P E R E  
\*\*\*\*\*

A MA MERE MES FRERES ET SOEURS LA FAMILLE ET LES AMIS

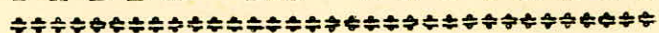
MES REMERCIEMENTS

AU DIRECTEUR DE L'ECOLE M<sup>r</sup> OUABDESSELAM  
A M<sup>r</sup> UNGREANU POUR SES NOMBREUX CONSEILS  
A TOUS CEUX QUI ONT CONTRIBUE D'UNE MANIERE  
EFFICACE A MA FORMATION DE  
L'ECOLE MATERNELLE  
à  
L'ECOLE POLYTECHNIQUE

JUIN 1975

M. Z E N N A K I  
\*\*\*\*\*

T A B L E DES M A T I E R E S



TOME I  
\*\*\*\*\*

	pages
INTRODUCTION	
1- Description de l'ouvrage	2
2- Description des caractéristiques des matériaux	5
CH I CALCUL DES PLANCHERS	6
CH II CALCUL DE LA STRUCTURE	15
1- Etude de la descente des charges	16
2- CALCUL Séismique	26
2-1) Exposé théorique	
2-2) Application numérique	
3- Calcul des efforts par la méthode de CROSS	50
3-1) Etablissement des formules générales	
3-2) Détermination des constantes géométriques	
3-3) Détermination des efforts sous les sollicitations du 1 <sup>er</sup> genre	

TOME II  
\*\*\*\*\*

CH III PROGRAMME S T E S S	1
CH IV CALCUL DES POTEAUX	7
1- Etude d'un Poteau Métallique	
2- Détermination des Armatures	
3- Vérification des Poteaux en B.A.	
4- Calcul des Armatures transversales	

.../...

- 1- Détermination des Moments Fléchissants
- 2- Calcul des Armatures Longitudinales pour  $G + 1.2P$
- 3- Calcul des Armatures Longitudinales pour les sollicitations du 2<sup>em</sup> genre
- 4- Détermination des Armatures Transversales

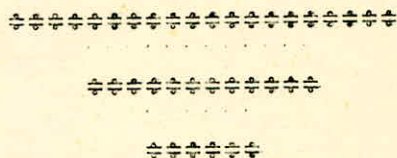
CH VI CALCUL DES FONDATIONS

- 1- Semelle S1
- 2- Semelle S2
- 3- Semelle S3
- 4 - Représentation des semelles.

ANNEXE ' PORTIQUE AVEC 4 FILES DE POTEAUX

- 1- Descente des charges
- 2- Calcul séismique.

DOCUMENTATION



## I N T R O D U C T I O N



C E N T R E N E P H R O L O G I Q U E ; tel est le thème de notre étude. Cet HOPITAL a la forme d'un huit(8) constitué de deux cercles sécants, de rayon  $R=20m$  et évidés. La distance entre les centres est de  $27m$ . Cet ensemble est partagé par des joints de dilatation en sept(7) blocs, dont six(6) semblables formés de quart de cercle. Donc le travail revient à l'étude de deux(2) blocs: une trame en quart de cercle et un losange central, portant Cages d'escaliers et montes charges

Cette partie centrale, très dangereuse sous le VENT est renforcée par des voiles de contreventement. Mais, vu le peu de temps, nous avons délaissé cette partie pour n'étudier que les TRAMES CIRCULAIRES.

Conformément au nouveau style Architectural adopté, un type nouveau de façade est nécessaire; pour cela le VERRE FUME a été retenu à l'image des nouvelles TOURS notamment Le Quartier de LA DEFENSE et la TOUR MONTPARNASSE à PARIS et le NOUVEAU MINISTERE DU COMMERCE à ALGER.

Pour revenir au sujet, la trame (voir p4) est constituée de sept(7) portiques formant entre eux un angle de  $15^\circ$ . Chaque portique comporte trois(3) files de poteaux. La file n°1 est en poteaux métalliques ( $15 \times 30$ ); le choix du métal permet une facilité d'assemblage des plaques de verre. LES files 2 et 3 sont en B.A. La toiture est formée par une terrasse.

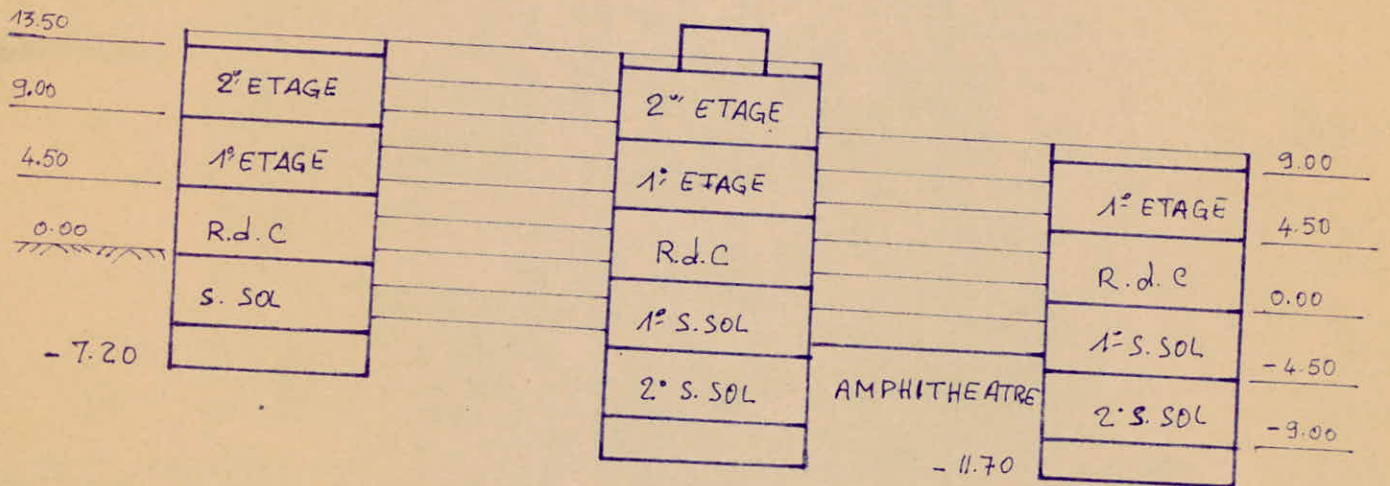
Enfin j'attire l'attention du lecteur que ce projet est un cas réel qui sera réalisé à BENI-MESSOUS par la DNC.ANP. à qui je dois mes remerciements, en particulier à MM.

F. TEBBAL

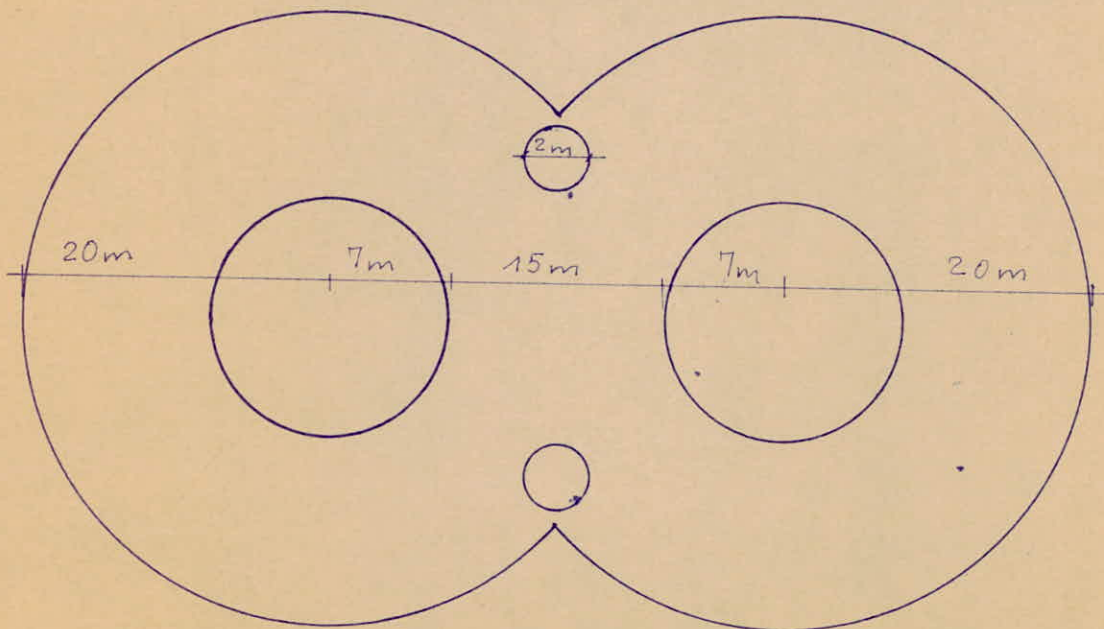
et I. UNGREANU



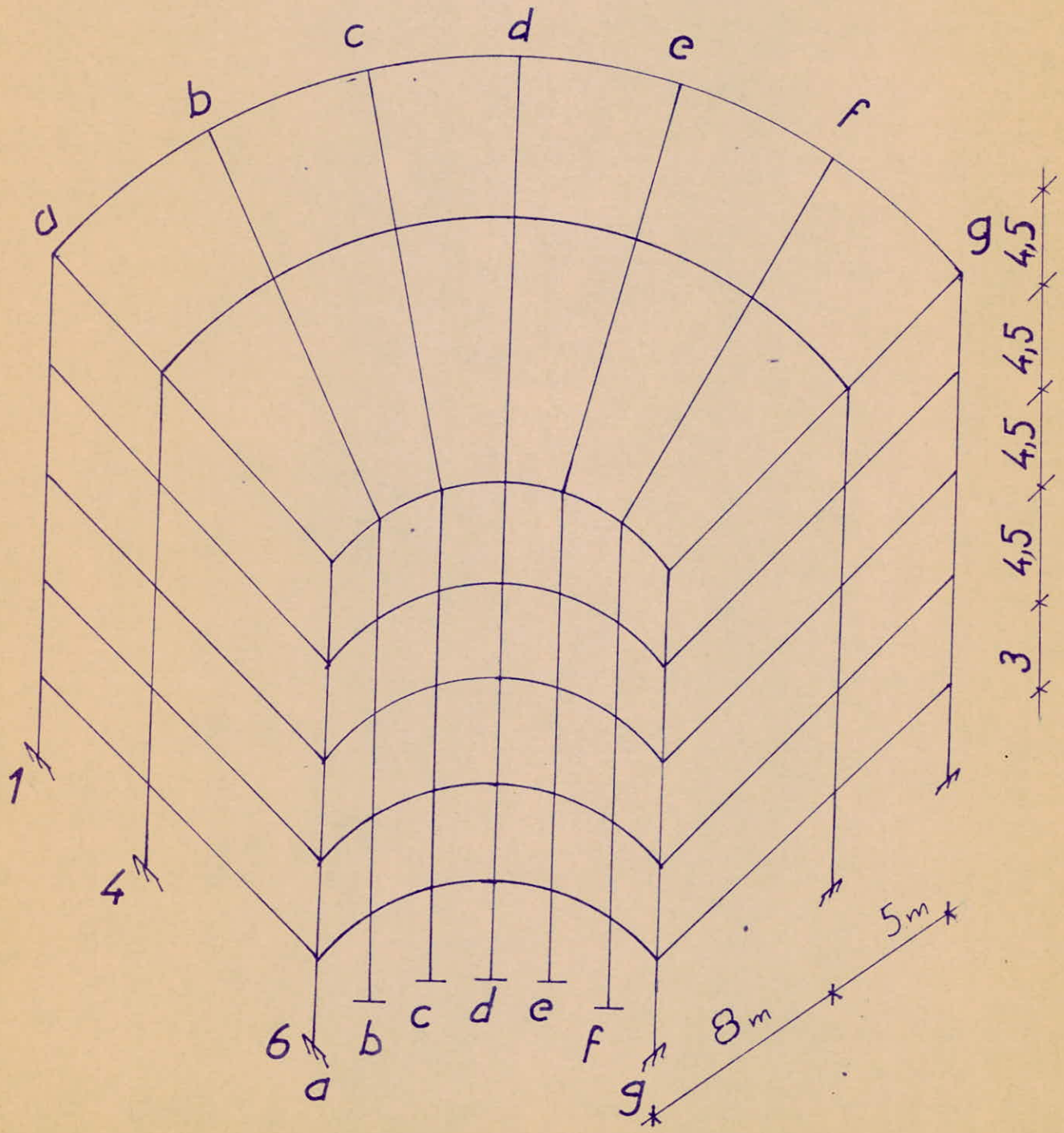
## COUPE



## VUE en PLAN



# OSSATURE de la TRAME



DESCRIPTION DES MATERIAUX

L'ensemble est réalisé principalement en Béton Armé.

Composition du Béton:

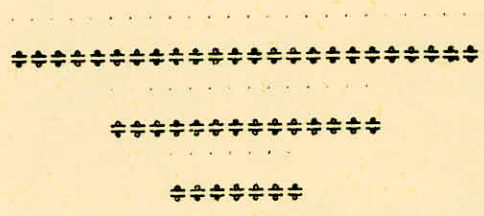
- dosage 350 kg/m<sup>3</sup> de béton
- ciment de la classe 325
- gravillons 800 litres
- sable 400 litres

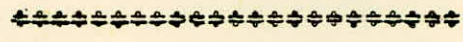
gravillons et sable ne doivent pas etres boueux  
eau non salée

Béton de propreté dosé à 175 kg/m<sup>3</sup>

Le sol sur lequel sera réalisée la construction est en  
Argile peu compacte ayant un taux de travail égale à 2.5kgf/cm<sup>2</sup>  
La zone est à moyenne séismicité avec vent faible à modéré.

Les poteaux métalliques sont réalisés par Soudure de quatre  
(4) plats.La contrainte admissible du métal est de 24kgf/mm<sup>2</sup>.





1/ INTRODUCTION

1-1/ GENERALITES

Les calculs de planchers reviennent au calcul soit de poutres soit de dalles. Dans le cas des dalles on dispose:

- des méthodes élastiques.
- de la méthode des lignes de rupture de JOHANSEN.

Nous devons considérer deux planchers:

- plancher Terrasse
- plancher Etage courant.

à cause des différences de fonction et de charges mais nous considérons une même méthode de calcul du point de vue résistance.

1-2/ DEFINITIONS

- Le plancher est réalisé en dalles pleines reposant sur des poutres dans les deux sens x et y.
- Les dalles sont des structures planes, armées suivant une ou deux dimensions, reposant sur des murs ou sur des poutres. Elles peuvent être simplement appuyées, partiellement ou totalement encastées.
- Etant donné que nos dalles sont épaisses (e=15cm), nous pouvons les considérer comme totalement encastées.

1-3/ REGLES:

Le présent calcul est fait conformément aux prescriptions du C.C.B.A.68 ~~XXXXXX~~ relative au calcul des planchers. Voir Regles C.C.B.A.68 Art.55.

II/ TERRASSE INACCESSIBLE.

II-1/ GENERALITES

Vue la forme courbe de la dalle avec des généralités

convergentes; nous essayerons quatre méthodes de calcul et nous prendrons celle qui donne les résultats les plus favorables à la sécurité (grands efforts).

\*Les deux premières méthodes sont semblables:

- relèvent de la théorie élastique: calcul de plaques.
- se basent sur des abaques.

\*Les deux autres reviennent à découper la dalle en bandes de largeur unitaire (1m) et de calculer comme des poutres.

## II-2/ CARGE:

Le poids propre et les surcharges de la terrasse sont calculés dans le chapitre II (descente des charges).

poids propre  $g=760 \text{ kg/m}$

surcharges  $1.2p=120 \text{ kg/m}^2$

charge à considérer  $q'=g + 1.2p=760+120=880\text{kg/m}^2$

Les surcharges sont très petites donc le plancher est à surcharges modérées (C.C.B.A.68 Art 55,I)

Les poutres ayant une largeur unitaire (1m), sont chargées uniformément par:

$$q=1 \times q'=880\text{kg/m}^2$$

## II-3/ EPAISSEUR DE LA DALLE: e

e doit satisfaire à la condition suivante:

$$e \geq \frac{1}{30} l$$

l étant la largeur de la dalle prise entre une des poutres.

Au niveau de la poutre circulaire extérieure P1, l atteint son maximum:

$$l_{\max}=524 - 45 = 479\text{cm}$$

$$e_{\max}=\frac{479}{30}=15.9\text{cm}$$

mais nous prendrons  $e=15\text{cm}$  partout pour les raisons suivantes:

a)  $l=479\text{cm}$  est le maximum de la largeur de la dalle, diminuée rapidement car à  $1\text{m}$  vers l'intérieur (2<sup>ème</sup> poutre bande)

$$l=450\text{cm} = e=15\text{cm}$$

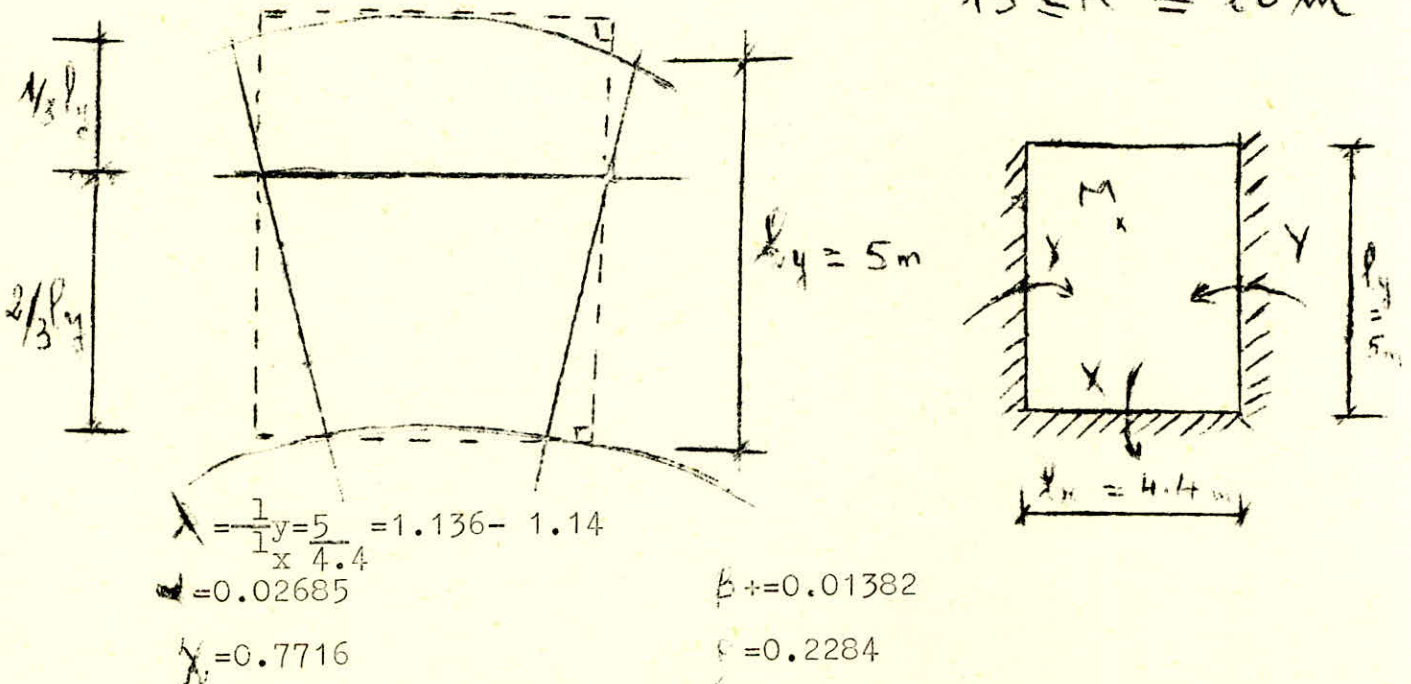
b) pour des raisons de rigidité afin de garder l'inertie constante, on prend une dalle uniforme, ceci facilitera les calculs, le coffrage et la réalisation; mais entraîne une perte de béton. En réalité l'épaisseur devait de  $e_{\max}=16\text{cm}$  à  $X$   
 $e_{\min}=5\text{cm}=\frac{(186-45)}{30}=4.7\text{CM}$

c) au niveau de la poutre extérieure; nous avons ajouté un poteau métallique; pour des raisons de stabilité au séisme; qui sert en même temps d'appui pour la dalle.

#### II-4) CALCUL D'APRES LA 1<sup>ère</sup> METHODE

Nous utiliserons la méthode élastique en faisant une approximation pour pouvoir définir des dimensions constantes ( $l_x$  et  $l_y$ )  
 Nous assimilerons notre dalle à une plaque rectangulaire de  $5\text{m} \times 4.4\text{m}$ , encastrée sur trois cotés et simplement appuyée sur la poutre circulaire extérieure (mince).

$$15 \leq R \leq 20\text{m}$$



$$M_x = q l x^2 = 0,02685 \times 880 \times (4,4)^2 = 458 \text{ kgm.}$$

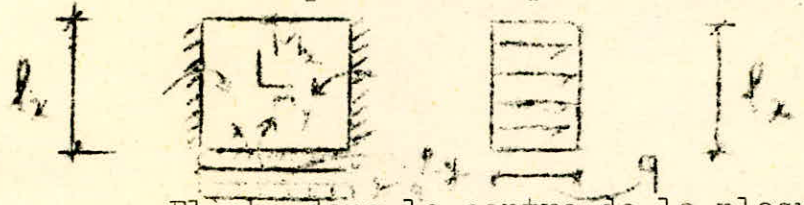
$$M_y = q l y^2 = 0,01382 \times 880 \times (5)^2 = 305 \text{ kgm.}$$

$$X = -I/2 q l x^2 = -I/2 \times 0,7716 \times 880 \times (4,4)^2 = 6573 \text{ kgm.}$$

$$Y = -I/8 q l y^2 = -I/8 \times 0,2284 \times 880 \times (5)^2 = 628 \text{ kgm.}$$

II - 5)

Calcul par les abaques de PIGEAUD



$$f = \frac{p_x}{p_y} \quad p_x = 5$$

$$f = \frac{5}{4,4} = 1,136 \approx 1,14$$

Flèche dans le centre de la plaque

$$f_0 = a \frac{q l y^4}{D} = \quad a = 0,002$$

X et Y Mouvement de flexion aux appuis dans les directions lx et ly au milieu des côtés (lx et ly)

$$X = b q l y^2 = 955 \text{ kgm.} \quad b = -0,056$$

$$Y = c q l y^2 = 1175 \text{ kgm.} \quad c = -0,069$$

plaque dans les directions lx et ly. Mx et My mouvement de flexion en travées au centre de la

$$M_x = d \cdot q l y^2 = \quad d = 0,0151$$

$$M_y = e q l y^2 = \quad e = 0,0267$$

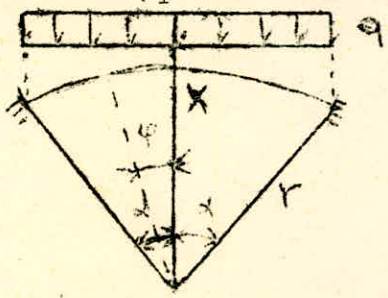
$$q l y^2 = 880 \times (4,4)^2 = 17100 \text{ kgm}$$

$$M_y = 455 \text{ kgm.}$$

II - 6)

Etude d'une poutre courbe

A. titre de comparaison, nous étudions une poutre courbe par la méthode des angles. A première vue cette méthode semble plus exacte que les précédentes (qui ramenaient la courbure à une l'inéarité).



$$\lambda = \frac{E I}{G I_k} = 1$$

$$M = X \cos \varphi - q r^2 (4 - \cos^2 \varphi)$$

$$M_r = X \sin \varphi - q r^2 (\varphi - \sin \varphi)$$

$$X = q r^2 \left( \frac{2 \sin \varphi - \varphi \cos \varphi - 1}{\sin \varphi} \right)$$

$I_k$  = moment d'inertie de torsion  
 $M$  = moment d'inertie de flexion  
 $M_k$  = moment de torsion  
 $X$  = moment de flexion en milieu de travée

$$\alpha = \frac{M}{E I} = 7,5 = 0,131$$

$$2 \sin \alpha = 0,261$$

$$\sqrt{\cos \alpha} = 0,9914$$

$$\sqrt{\cos \alpha} = 0,1298$$

$$X = 880 \times 20^2 \left( \frac{0,261 - 0,1298}{0,131} - 1 \right) = 352000 \left( \frac{0,1312}{0,131} - 1 \right)$$

X = 538 d'où M = 538 et Mk < 538 ces valeurs sont très faibles

Toutes les résultats donnés par les trois méthodes précédentes sont faibles sauf la valeur de X (mouvement sur appuis) de la méthode élastique qui semble même être fort.

Ainsi nous préférons utiliser un seul calcul pour toute la dalle d'après la méthode des poutres bandes de 1 m. d'autant plus qu'on obtient des valeurs assez fortes, ce qui nous place en sécurité.

A) TERRASSE

$$lx = \frac{1}{24} 2R$$

I) Formules

$$Mt = \frac{qlx^2}{10}$$

$$Ma = \frac{qlx^2}{20}$$

$$q = 880 \text{ kg/l}$$

$$I = \frac{15 M}{abh^2}$$

et k (abaques 2 charon)

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

$$b = \frac{a}{k} = 67,5 \text{ kg/cm}^2 = 2800$$

$$= \frac{A}{k}$$

2) Tableau I) en travées

n°	lx	Mt		k	A		b'	l
I	5,23	2408	0,07609	0,8877	29,50	7,46	10	10=7,5
2	4,98	2183	0,06172	0,8972	33,64	5,98	8	8=6,2
3	4,71	1953	0,06172	0,8972	33,64	5,98	8	8=6,2
4	4,45	1743	0,05508	0,9021	36,06	5,31	7	7=5,4
5	4,19	1545	0,04882	0,9071	38,82	4,68	6	6=4,7
6	3,9	1338,48	0,0424	0,9128	42,34	4,03	6	6=4,7
7	3,64	1065,97	0,0338	0,9211	48,35	3,18	5	5=3,9
8	3,38	1005,35	0,0319	0,9230	49,93	3,00	6	6=3,01
9	3,12	856,63	0,02715	0,9285	54,9	2,54	6	6=3,01
10	2,86	720	0,02282	0,9340	60,76	2,12	5	5=2,51
11	2,36	490	0,01553	0,9448	75,58	1,34	6	6=1,69
12	2,09	390	0,01236	0,9504	85,81	1,13	4	4=1,13
13	1,86	300	0,009509	0,9562	99,1	0,87	4	4=1,13

2°) sur appuis:

I	5,23	1204	0,03804	0,9168	45,10	3,61	8	8=4,02
2	4,98	1092	0,03449	0,9204	47,81	3,26	7	7=3,51
3	4,71	976	0,03086	0,9243	51,05	2,90	6	6=3,01
4	4,45	872	0,02754	0,9280	54,44	2,59	6	6=3,01
5	4,19	773	0,02441	0,9319	58,40	2,28	5	5=2,51
6	3,9	669,24	0,02122	0,9362	63,37	1,97	7	7=1,97
7	3,64	582,98	0,0169	0,9426	72,11	1,70	7	7=1,97
8	3,38	502,68	0,01593	0,9441	74,40	1,47	6	6=1,69
9	3,12	428,32	0,01358	0,9482	81,52	1,24	7	7=1,37
10	2,86	360	0,01141	0,9522	89,60	1,04	6	6=1,17
11	2,36	245	0,00777	0,9602	110,6	0,7	4	4=0,78
12	2,09	195	0,00618	0,9644	125,4	0,56	3	3=0,58
13	1,86	150	0,00476	0,9686	144,2	0,43	3	3=0,58

$$= 0,69 \frac{59}{4200} = 0,000970$$

$$= \frac{A}{B} = \frac{A}{100 \times 15}$$



#### 4) Section et disposition des armatures

11

4 - I en travées

4 - I - I poutres 1,2  $18 \leq R \leq 20$  m  $A = 10; 17 + 9 \cdot 12$   
soit un totale de 110 espacés de 12,5 m

4 - I - 2 poutres 3,4 et 5 ( $15 \leq R \leq 18$  m )  
 $A = 9,04 = 8 \cdot 10 \Rightarrow$  110 espacés de 14 m

4- I - 3

4-I-4

4-2 sur appuie :

4-2-I poutres 1 et 2 ( $18 \leq R \leq 20$  m )

$A' = 4,02 = 8T8 \Rightarrow$  T8 espacés de 14 cm

4-2-2 poutres 3,4 et 5 ( $15 \leq R \leq 18$  m)

$A' = 3,01 = 6T8 \Rightarrow$  T8 espacés de 20 cm

- La condition  $\sigma \leq \bar{\sigma}$  est toujours remplie

- Pour des rayon inférieurs à 15 m , le béton est mal utilisé ceci est dû à la grande épaisseur de la dalle car comme nous l'avons dit on peut diminuer cette épaisseur .

- Il y a une faible variation ~~des~~ des sections d'acier ; ce qui nous permet de grouper certains poutres et de ferrailer identiquement sur deux ou trois mètres.

- La condition de non fragilité nous oblige à prendre une section d'acier supérieure ou égale à  $0,00097 \times 100 \times 15 = 1,455$  cm<sup>2</sup>/m, sur les appuis pour  $R <$  et on trouve , pour  $R \leq 10$  m, en doit prendre 6T6 par m

#### 4) Sections et dispositions des armatures.

4 - I/ en travées

4 - I - 3 : poutres 6 et 7 ( $13 \leq R \leq 14,775$ )  $A = 471 = 6T10$   
soit un total de 9T10 espacés de 20 cm.

4 - I - 4 : poutres 8,9 et 10 ( $10 \leq R \leq 13$ )  $A = 3,01 = 6T8$   
soit un total de ~~9T10~~ 15T8 espacés de 20 cm.

4 - I - 3 : poutres 11,12 et 13 ( $R \leq 10$ cm)  $A = 1,69 = 6T6$

soit un total de 14T6 espacés de 20 cm.

4 - 2/sur appuis

4 - 2 - 3 poutres 6 et 7 ( $13 \leq R \leq 14,775$ cm )  $A = 1,97 = 7T6$

soit un total de 12T6 espacés de 15 cm

4 - 2 - 4 poutre 8 à 13 ( $R \leq 13$  cm)  $A = 1,69 = 6T6$

Soit un total de 29T6 espacés de 20 cm.

II - 7B Plancher Etage Courant

I) Formules : Voir : II - 7A

$$g = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$1,2 p = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1150 \text{ kg/m}$$

EN TRAVEES

n	$l_x$ m	$M_t$ kgm			k	A cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
1	5.23	3145	.11703	.866	22.21	10.81=8T14=12.31	125.5	.08207
2	4.98	2852	.10609	.8712	23.82	9.75=7T14=10.77	117.55	.00718
3	4.7	2552	.0949	.8768	25.6	8.66=8T12=9.04	109.5	.006027
4	4.45	2278	.085	.8825	27.55	7.69=7T12=7.91	102	.00527
5	4.19	2019	.0751	.8882	29.72	6.77=6T12=6.78	94.2	.00452
6	3.9	1749	.05545	.9018	36	5.33=7T10=5.49	78	.00366
7	3.6	1523	.0483	.9075	40	4.62=6T10=4.71	71	.00314
8	3.38	1314	.0416	.9134	43	3.95=8T8=4.02	65.5	.00268
9	3.1	1120	.0355	.9193	47	3.35=7T8=3.51	60	.00234
10	2.9	941	.0299	.9254	52	2.8=6T8=3.01	54	.00201
11	2.36	641	.0203	.9374	65	1.87=7T6=1.97	43	.00131
12	2.1	503	.016	.9442	75	1.47=6T6=1.69	38	.00113
13	1.9	398	.0126	.9498	85	1.16=5T6=1.41	33	0.00094

SUR APPUIS

1	1573	.0587	.8895	35	5.21=7T10=5.49	81	.00366
2	1426	.053	.904	37	4.7=6T10=4.71	76	.00314
3	1276	.0475	.908	40	4.48=9T8=4.52	71	.00301
4	1139	.0423	.913	42	3.72=8T8=4.01	66	.00268
5	1010	.0376	.917	45.5	3.28=7T8=3.51	62	.00234
6	875	.028	.928	54.2	2.59=6T8=3.01	52	.00201
7	762	.0211	.936	63.4	2.36=5T8=2.51	44.2	.00167
8	657	.00208	.937	64	1.93=7T6=1.97	44	.00131
9	560	.00178	.941	70	1.64=6T6=1.69	40	.00117

le reste est armé avec le %minimum

### 3/ Interprétation des résultats:

C'est vers les grands rayons que le béton est le mieux utilisé; car  $\sigma_b$  tend vers  $\bar{\sigma}_b$

### 4/ Section et disposition des armatures:

#### 4-1// En travées

4-1-1 poutres 1 et 2  $A=12.31=8T14$  espacés de 14 cm

4-1-2 poutres 3, 4 et 5  $A=9.04=8T12$  espacés de 14 cm

4-1-3 poutres 6 et 7  $A=5.49=7T10$  espacés de 15 cm

4-1-4 poutres 8, 9 et 10  $A=4.02=8T8/m$  espacés de 14 cm

4-1-5 poutres 11, 12 et 13  $A=1.97=7T6/m$  espacés de 16 cm

#### 4-2// Sur appuis:

4-2-1 poutres 1 et 2  $A = 5.49=7T10/m$  espacés de 15 cm

4-2-2 poutres 3, 4 et 5  $A = 4.52 =9T8/m$  espacés de 12 cm

4-2-3 poutres 6 et 7  $A = 3.01 =8T8/m$  espacés de 14 cm

4-2-4 poutre 8  $A=1.97 =7T6/m$  espacés de 16 cm

4-2-5 poutres 9, 10, 11, 12 et 13  $A=1.69=6T6/m$  espacés de 20 cm

### 5 Longueur de chapeaux:

$$l_{ch} = (0.20 \text{ à } 0.25)l$$

$l$  = distance entre faces intérieures des poutres.

On prend  $l_{ch} = 1 \text{ m}$

### 6 Armatures de répartition.

Règles C.C.B.A.68 Art. 57.1

La section des armatures de répartition (c'est à dire parallèles aux grands cotés) par unité de longueur doit être au moins égale au quart de la section des armatures principales (c'est à dire parallèles aux petits côtés) par unité de longueur.

Pour simplifier la disposition et la construction, nous considérons la plus grande section d'armatures principales, ce qui donne la plus grande section d'armatures de répartition. Ainsi nous nous plaçons du côté de la sécurité sans pour autant perdre beaucoup de fer car l'écart est très petit.

$$A_p = 7.85 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } A_r = A_p/4 = 7.85/4 = 1.9625 \text{ cm}^2$$

Notation:

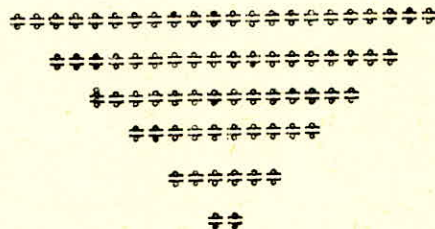
$A_p$  = Section des armatures principales (pour  $R=20\text{m}$ )

$A_r$  = Section des armatures de répartition.

Soit 5T8/m ce qui donne un espacement de 20cm. Mais comme l'entre axe des poutres transversales diminue on doit arrêter certaines barres. ~~cet arrêt se fait pour~~  $R = 10\text{m}$  car arrivées là, les barres se trouvent à 10cm. Pour cela, nous arrêterons 1 barre sur 2.

Ainsi pour:

$R = 20\text{m}$	$e = 20\text{cm}$
$R = 10.8\text{m}$	$e = 10\text{cm}$
$R = 9.8\text{m}$	$e = 20\text{cm}$
$R = 7\text{m}$	$e = 15.5\text{cm}$



## C H A P I T R E · I I

C A L C U L D E L A S T R U C T U R E

- 1- ETUDE DE LA DESCENTE DES CHARGES
- 2- CALCUL SEISMIQUE
  - 2-1) EXPOSE THEORIQUE
  - 2-2) APPLICATION NUMERIQUE
- 3- CALCUL DES EFFORTS PAR LA METHODE DE C R O S S
  - 3-1) ETABLISSEMENT DES FORMULES GENERALES
  - 3-2) DETERMINATION DES CONSTANTES GEOMETRIQUES
  - 3-3) DETERMINATION DES EFFORTS SOUS LES SOLLICITATIONS DU 1<sup>er</sup> GENRE.

I - ETUDE DE LA DESCENTE DES CHARGES  
 \*\*\*\*\*

1-1 Généralités

Des études approchées nous ont permis de choisir le type de structure le plus favorable et le plus stable parmi les cas suivants :

-- Structure reposant sur deux files de poteaux distantes de trois mètres et comportant deux porte-à-faux de cinq mètres . Ceci nous évite des poteaux périphériques afin de pouvoir réaliser des façades uniformes en plaques de verre fumé. Cette disposition s'est avérée très instable vis-à-vis du séisme. (voir fig 1-1)

\_\_\_ Structure reposant sur quatre files de poteaux; disposition très stable mais encombrante du point de vue architecture. (voir fig 1-2)

\_\_\_ La structure retenue comporte trois files de poteaux. (voir fig 1-3)

3 m

5 m

5m

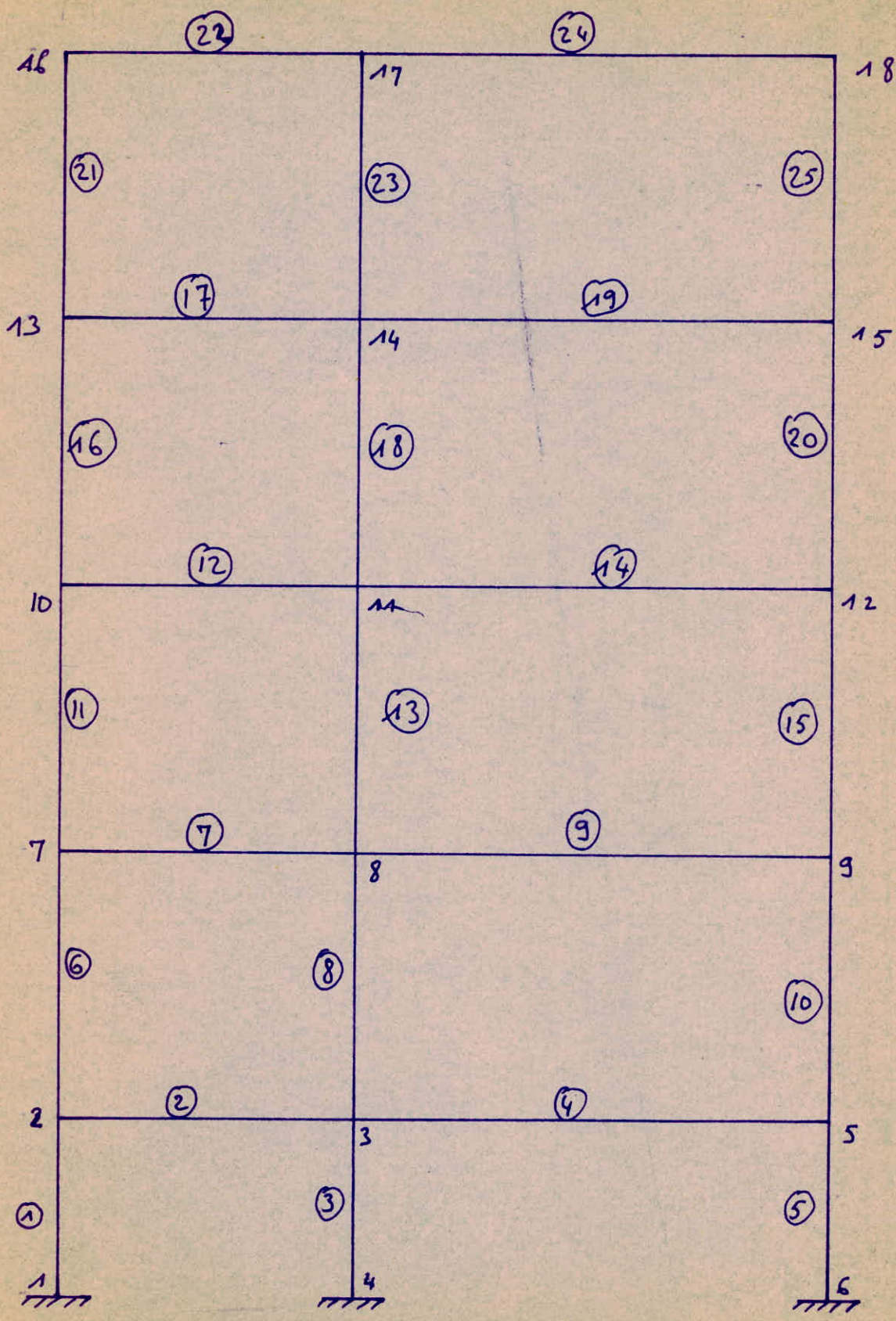
Fig 1-1

5 m

3 m

5 m

Fig 1-2



SCHEMAS du PORTIQUE

5 m

8 m

1-2 Hypothèses de calcul

a) Charge

\* Terrasse :

Dalle : 0.15x2500	= 375 Kg/m <sup>2</sup>
Mortier: 0.02x2000	= 40
Revêtement + Faux plafond	= 35
Forme de pente: 0.0875x2000	= 175
Etanchéité + Protection	= 135
	<hr/>
	= 760 Kg/m <sup>2</sup>

\* Etage courant

Dalle

Mortier

Revêtement + Faux plafond

Cloisonnement

= 550 Kg/m<sup>2</sup>

b) Surcharge d'exploitation

* Terrasse : accessible au public	= 200x1.2=240 Kg/m <sup>2</sup>
* Terrasse : non accessible au public	= 100x1.2=120 Kg/m <sup>2</sup>
* Etage courant	500x1.2=600 Kg/m <sup>2</sup>

1-3 Poids propre

Niveau n1

<u>Poteau P1</u>	S= 10.49 M <sup>2</sup>	
Poutre Circulaire	0.9x0.45x3.9x2500	3340 Kg
" "	Transversale 0.9x0.45x6.5x2500	2530
Plancher	760x10.49	7970
		<hr/>
		13840

<u>Poteau P4</u>	S = 19.859 m <sup>2</sup>	
Poutre Circulaire	0.9x0.45x3.9x2500	3950
" "	Transversale 0.9x0.45x6.5x2500	6580



<u>1-3 Poi propre</u>	
<u>Niveau n1</u>	
<u>Poteau P1</u> S= 10.49 m <sup>2</sup>	
Poutre circulaire 0.15x1.7x5.24x2500	3340 Kg
" " transversale 0.9x0.45x2.5x2500	2530
Plancher terrasse 760x10.49	7970
	<hr/>
	13840
<u>Poteau P4</u> S=19.859 m <sup>2</sup>	
Poutre circulaire 0.9x0.45x3.9x2500	3950
" " transversale 0.9x0.45x1.5x2500	6580
Plancher terrasse 760x19.859	15090
	<hr/>
	X25620
<u>Poteau P6</u> S=7.54 m <sup>2</sup>	
Poutre circulaire 0.15x1.7x1.86x2500	1050
" " transversale 0.9x0.45x4x2500	4050
Plancher terrasse 760x7.54	5730
	<hr/>
	10830
<u>Niveau n2</u>	
<u>Poteau P1</u>	
Venant de n1	13840
Poteau 0.02x2.7x7800	425
	<hr/>
	14265
<u>Poteau P4</u>	
Venant de n1	25620
Poteau 0.75x0.45x3.6x2500	3040
	<hr/>
	28660
<u>Poteau P6</u>	
Venant de n1	10830
Poteau 0.45x0.45x3.6x2500	1820
	<hr/>
	12650
<u>Niveau n3</u>	
<u>Poteau P1</u>	
Venant de n2	14265

Poutre circulaire	3340	
Poutre rayonnante	2530	
Plancher 550x10.49	5770	

---

 11640

---

 25905

Poteau P4

Venant de n2		28660
Poutre circulaire	3950	
" " transversale	2530	
Plancher 550x19.86	10920	

---

 21450

---

 50110

Poteau P6

Venant de n2		12650
Poutre circulaire	1050	
" " transversale	4050	
Plancher 550x7.54	4150	

---

 9250

---

 21900

Niveau n4
Poteau P1

Venant de n3		25905
Poteau		425

---

 26330

Poteau P4

Venant de n3		50110
Poteau		3040

---

 53150

Poteau P6

Venant de n3		21900
Poteau		1820

---

 23720

Niveau n5
Poteau P1

Venant de n4	26330
Etage	<u>11640</u>
	37970
<u>Poteau P4</u>	
Venant de n4	53150
Etage	<u>21450</u>
	74600
<u>Poteau P6</u>	
Venant de n4	23720
Etage	<u>9250</u>
	32970
<u>Niveau n6</u>	
<u>=====</u>	
<u>Poteau P1</u>	
Venant de n5	37970
Poteau	<u>425</u>
	38395
<u>Poteau P4</u>	
Venant de n5	74600
Poteau	<u>3040</u>
	77640
<u>Poteau P6</u>	
Venant de n5	32970
Poteau	<u>1820</u>
	34790
<u>Niveau n7</u>	
<u>=====</u>	
<u>Poteau P1</u>	
Venant de n6	38395
Etage	<u>11640</u>
	50035
<u>Poteau P4</u>	
Venant de n6	77640
Etage	<u>21450</u>
	99090

<u>Poteau P6</u>	
Venant de n6	34790
Etage	<u>9250</u>
	44040

Niveau n8  
=====

<u>Poteau P1</u>	
Venant de n7	50035
Poteau	<u>425</u>
	50460

<u>Poteau P4</u>	
Venant de n7	99090
Poteau	<u>3040</u>
	102130

<u>Poteau P6</u>	
Venant de n7	44040
Poteau	<u>1820</u>
	45860

Niveau n9  
=====

<u>Poteau P1</u>	
Venant de n8	50460
Etage	<u>11640</u>
	62100

<u>Poteau P4</u>	
Venant de n8	102130
Etage	<u>21450</u>
	123580

<u>Poteau P6</u>	
Venant de n8	45860
Etage	<u>9250</u>
	10

Niveau Fondations  
=====

<u>Poteau P1</u>	
Venant de n9	62100
Poteau 0.02x2x7800	<u>330</u>
	62430

Poteau P4

Venant de n9	123580
Poteau 0.75x0.45x2x2500	<u>1770</u>
	125350

Poteau P6

Venant de n9	55110
Poteau 0.45x0.45x2x2500	<u>1060</u>
	56170

1-4 Surcharges d'exploitation

1-4-1	Terrasse:	non accessible au public	100x1.2 = 120 kg/m <sup>2</sup>
		accessible au public	200x1.2 = 240 kg/m <sup>2</sup>
1-4-2	Etage courant		500x1.2 = 600 kg/m <sup>2</sup>
1-4-3	Dégradation des surcharges		
	Niveaux	n1 et n2	120
		n3 et n4	600
		n5 et n6	600x0.9 = 540
		n7 et n8	600x0.8 = 480
		n9 et Fond	600x0.7 = 420

1-4-4 Surface intéressant chaque poteau

Formule:  $P = \frac{R^2 - r^2}{24}$

$$P1 = \frac{20^2 - 17,5^2}{24} = 12.27 \text{ m}^2$$

$$P4 = \frac{17.5^2 - 11^2}{24} = 24.23$$

$$P6 = \frac{11^2 - 7^2}{24} = 9.50$$

1-4-5 Surface comprise entre files de poteaux

\* Surface comprise entre la file P1 et la file P4

$$S_{\text{gauche}} = \frac{20^2 - 15^2}{24} = 22.89584 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{droite}} = \frac{15^2 - 7^2}{24} = 23.02666 \text{ m}^2$$

Surface comprise entre la file P4 et la file P6

Surface totale intéressant un portique transversal intérieur:

$$S_t = S_g + S_d = \frac{20^2 - 7^2}{24} = 45.9225 \text{ m}^2$$

## 1-4-6 Tableau des surcharges d'exploitation

Niv	Poteau P1		Poteau P4		Poteau P6	
	P	1.2P	P	1.2 P	P	1.2 P
n1&n2	1227.5	1473	2425	2910	950	1140
n3&n4	6135	7362	12125	14550	4750	5700
ajoute	1227.5	1473	2425	2910	950	1140
	7362.5	8835	14550	17460	5700	6840
n5&n6	5521.5	6626	10916.5	13100	4275	5130
ajout	7362.5	8835	14550	17460	5700	6840
	12884	15461	25466.5	30560	9975	11970
n7&n8	4908	5890	9700	11640	3800	4560
ajout	12884	15461	25466.5	30560	9975	11970
	17792	21351	35166.5	42200	13775	16530
n9&Fon	4296	5154	8500	10200	3334	4000
ajout	17792	21351	35166.5	42200	13775	16530
	22088	26505	43667	52400	17109	20530

## 1-5 TABLEAU RECAPITULATIF

Niv	P 1			P 4		
	charge	surchar	total	charge	surchar	total
n1	13.84	1.473	15.313	25.62	2.91	28.53
n2	14.265	1.473	15.738	28.66	2.91	31.57
n3	25.905	8.835	34.74	50.11	17.46	67.57
n4	26.33	8.835	35.165	53.13	17.46	70.71
n5	37.97	15.46	53.43	74.60	30.56	105.16
n6	38.395	15.46	53.855	77.64	30.56	108.2
n7	50.035	21.35	71.385	99.09	42.20	141.29
n8	50.46	21.35	71.81	102.13	42.20	144.33
n9	62.100	26.51	88.61	123.58	52.40	175.98
fond	62.43	26.51	88.94	125.35	52.40	177.75

niv	P6		
	charge	surcharge	total i.
n1	10.83	1.14	11.97
n2	12.65	1.14	13.79
n3	21.90	6.84	28.74
n4	23.72	6.84	30.56
n5	32.97	11.97	44.94
n6	34.79	11.97	46.76
n7	44.04	16.53	60.57
n8	45.86	16.53	62.39
n9	55.11	20.53	75.64
fond	56.17	20.53	76.70

L'étude de la descente des charges se termine ici,  
nous passons au calcul Séismique.

Le lecteur trouvera tout d'abord l'exposé thgorique  
de la méthode utilisée;méthode Japonaise de K.MUTO.  
ensuite le calcul proprement dit.

◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆◆

## 2. CALCUL SEISMIQUE

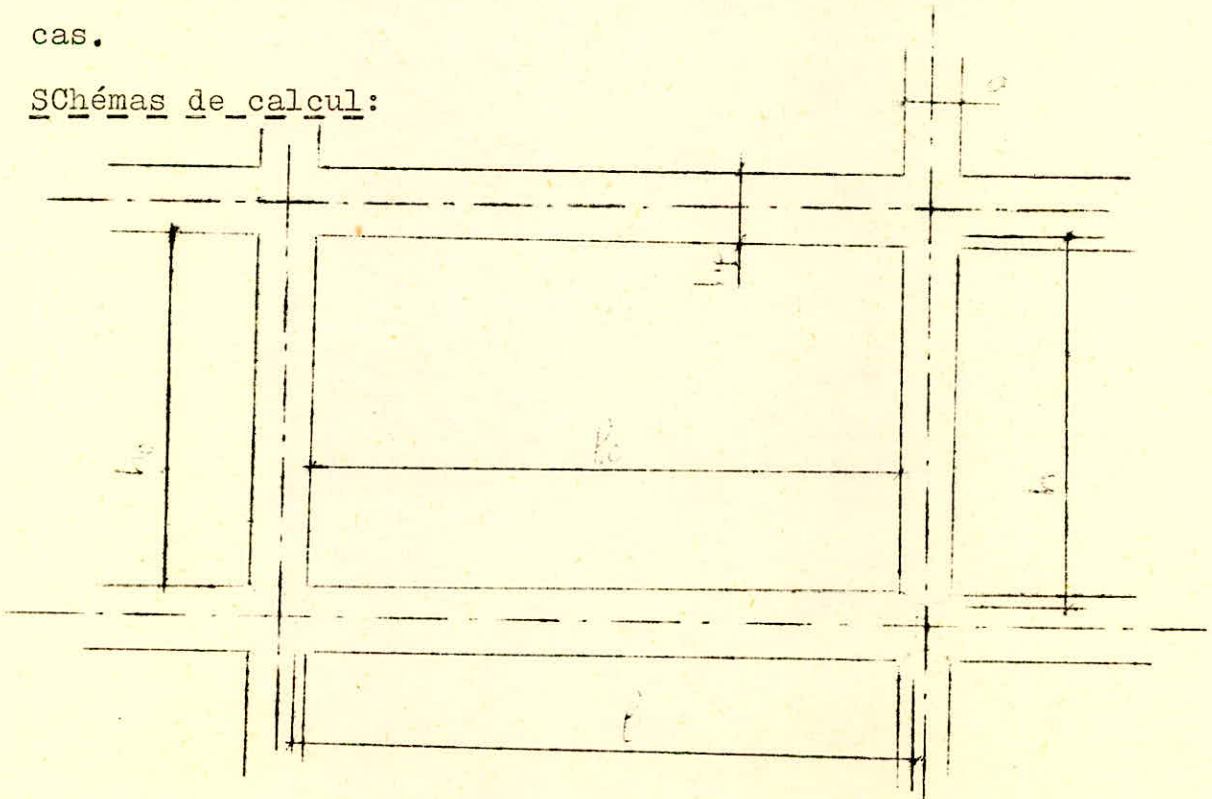
### 2-1 Exposé théorique

Le calcul sera fait d'après une méthode Japonaise de K MUTO tout en respectant toutes les règles en vigueur à savoir:

- \* Les règles Françaises dites: REGLES PARASEISMIQUES 1969
- \* Les Recommandations du Ministère Des Travaux Publics Et De La Construction
- \* Les indications et la classification des zones du C.T.C.

Actuellement pour faire un calcul seismique on se réfère aux méthodes japonaises ou américaines car c'est dans ces deux pays que les études sont les plus poussées et on trouve les procédés les plus récents c'est pour cela que je me suis référé à cette méthode qui ~~s'applique~~ s'applique aussi bien aux structures droites que courbes; ce qu'on cherche dans notre cas.

Schémas de calcul:





2-1-1/ Longueurs de calcul:

$$* \quad l = l_0 + 2 \frac{h_p}{4} \quad \text{si } l \leq l_0 + a$$

$$* \quad h = h_0 + 2 \frac{a}{4} \quad \text{si } h \leq h_0 + h_p$$

2-1-2/ Rigidité linéaire des poteaux:

$$i_{43} = \frac{I_{43}}{h_{43}}$$


2-1-3 Rigidité linéaire des poutres:

$$i_{23} = \frac{I_{23}}{l_{23}}$$

2-1-4 Degré d'encastrement des poteaux:

$$K = \frac{i_{\text{poteau}}}{i_{\text{poutres}}} \quad \text{exemple: } K_{43} = \frac{i_{43}}{i_{41} + i_{46} + i_{32} + i_{53}}$$

2-1-5/ Coefficients de rigidité des poteaux:



$$\mu = \frac{1}{1+4K}$$

2-1-6/ Rigidités réelles des poteaux:

$$R = \frac{12 E}{h^2} i_{\text{poteau}}$$

2-1-7/ Rigidité réelle du portique:

$$R_{\text{port}} = \sum R_{\text{poteau}}$$

2-1-8/ Rigidité réelle du niveau:

$$R_{\text{niveau}} = \sum R_{\text{portique}}$$



2-1-10/ Calcul de  $\lambda$  :

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

Les approximations s'arrêtent lorsque:  $V^{\text{III}} \neq V^{N+1}$

à ce moment, nous pouvons calculer :

$$K = \frac{GxV}{GxV^2}$$

$$\text{et } \lambda_i = KxV_i$$

2-1-11/ Calcul de T et  $f_v$  :

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

$$T = 0.2 \times V_5^{N+1} \quad \text{en seconde}$$

$$f_v = \frac{0.085}{\sqrt{T}}$$

2-1-12/ Calcul de  $\xi_v$  :

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

$$\xi_v = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \lambda$$

\* Voir Règles P S 69 Article 4.2

\* Voir Règles P S 69 Article 3.112, 151

\* Voir §2-1-11

2-1-13/ Forces séismiques:

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

$$Q = GxV$$

$$\text{exemple: } Q_5 = G_5 \times V_5$$

2-1-14/ Calcul des déplacements:

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

\*a Déplacements admissibles:

Règles P S 69 Article 3.22

$$\sum_i \Delta_{ad} = \sum_{i-1} \Delta_{ad} + \sqrt{2} \frac{h_i}{1000}$$

$h_i$ : hauteur du niveau i.

\*b Déplacements réels:

$$\sum_{i-1} \Delta_r = \sum_{i-1} \Delta_r + \Delta_{r,i}$$

La structure est stable du point de vue séisme si:

$$\sum_{i-1} \Delta_r \leq \sum_{i-1} \Delta_{ad}$$

2-1-15/ Distribution des forces séismiques:

-----

Nous devons classer les portiques en groupes d'après leur rigidité et leur nature(en béton armé, métallique, mixte...). Chaque groupe sera repéré par un indice j .

La force séismique dans le portique j situé au niveau i

est:

$$(H_v)_i^j = (H_v)_i \frac{R_i^j}{R_i}$$

avec:  $(H_v)_i = G_i \times v_i$  : force séismique dans tout le niveau i.

$R_i^j$  : rigidité du portique j situé au niveau i.

$R_i$  : somme des rigidités des portiques situés au niveau i.

Ainsi nous avons toutes les forces dûes au séisme, tous les déplacements dûs au séisme; il ne reste plus qu'à faire l'application numérique pour terminer toute l'étude du séisme;

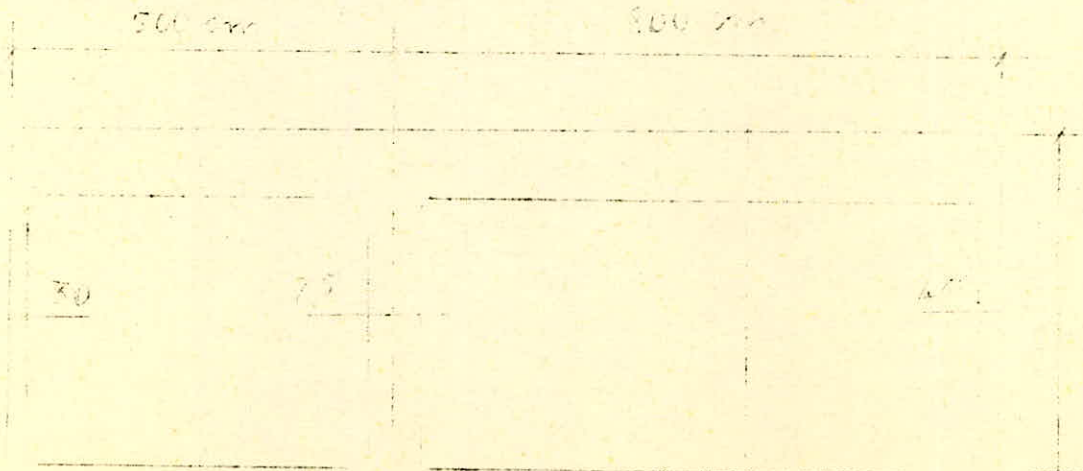
( ) ( ) ( ) ( ) ( ) ( ) ( )

2-2: Application numérique:

2-2-1/Etude du Séisme dans le sens transversal:

-----

Nous avons une identité des portiques dans tous les niveaux, pour cela nous nous contenterons de représenter un seul portique pour un niveau.



2-2-1-1// Hypothèses et longueurs de calcul:

\*a) Hypothèses

Dans la classification du C.T.C. la région d'ALGER se trouve dans une zone de moyenne séismisité

La trame la plus haute se compose de cinq niveaux soit: R+4

La hauteur totale est égale à: 23mètres

En plan :  $\frac{2 \times 20}{4} = 31.4$  mètres.

\*b) Définition des éléments:

\*\* Poutre transversale

$$I_x = \frac{45 \times 90^3}{12} = 2730000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{90 \times 45^3}{12} = 680000 \text{ cm}^4$$

\*\*Poteau P1

en métal, constitué par l'assemblage de quatre plats et évidé.

$$I_x = 20730 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 6570 \text{ cm}^4$$

\*\*Poteau P4

en béton armé: 45x75 cm

$$I_x = 1580000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 680000 \text{ cm}^4$$

\*\*Poteau P6

en béton armé: 45x45 cm

$$I_x = I_y = 341710 \text{ cm}^4$$

\*c) Longueurs de calcul:

\*\*  $l = l_o + 2h_p/4$  à partir de maintenant nous utiliserons le décimètre comme unité de longueur.

$$l_{023} = 506 - (1.5 + 3.5) = 45 \text{ dm}$$

$$l_{035} = 80 - (3.5 + 2) = 74.8 \text{ dm}$$

$$l_{23} = 45 + 2 \times 9/4 = 49.5 \text{ dm}$$

$$l_{35} = 74.8 + 2 \times 9/4 = 79.3 \text{ dm}$$

\*\*  $h = h_o + 2i/4$

$$h_{012} = 45 - 9 = 36 \text{ dm}$$

$$h_{043} = 45 - 9 = 36 \text{ dm}$$

$$h_{056} = 45 - 9 = 36 \text{ dm}$$

$$h_{12} = 36 + 2 \times 3/4 = 37.5 \text{ dm}$$

$$h_{43} = 36 + 2 \times 7.5/4 = 39.75 \text{ dm}$$

$$h_{56} = 36 + 2 \times 4.5/4 = 38.25 \text{ dm}$$

2-2-1-2// Rigidité linéaire des poteaux:

$$i_{43} = \frac{I_{43}}{h_{43}}$$

$$i_{12} = \frac{2.073}{37.5} = 0.05528 \text{ dm}^3$$

$$i_{43} = \frac{158}{39.75} = 3.9748 \text{ dm}^3$$

$$i_{56} = \frac{34.171}{38.25} = 0.8934 \text{ dm}^3$$

A—: PORTIQUE INTERIEUR  
\*\*\*\*\*

A-1/ Rigidité linéaire des poutres:

$$i_{23} = -\frac{I_{23}}{I_{23}}$$

$$i_{14} = 270/48 = 5.625 \text{ dm}^3$$

$$i_{46} = 270/79.3 = 3.4048 \text{ dm}^3$$

A-2/ Degré d'encastrement des poteaux:

$$K = \frac{i_{\text{poteau}}}{i_{\text{poutres}}} \quad \text{exemple: } K_{43} = \frac{i_{43}}{i_{41} + i_{46} + i_{32} + i_{53}}$$

$$K_{12} = \frac{i_{12}}{2xi_{14}} = \frac{0.05528}{2 \times 5.625} = 0.0049$$

$$K_{43} = \frac{i_{43}}{2(i_{14} + i_{46})} = \frac{3.9748}{2(5.625 + 3.4048)} = 0.22$$

$$K_{65} = \frac{i_{56}}{2xi_{46}} = \frac{0.8934}{2 \times 3.4048} = 0.1295$$

A-3/ Coefficients de rigidité des poteaux:

$$r = 1/1+4K$$

$$r_{12} = 1/1+4K_{12} = 1/1+4 \times 0.0049 = 0.9807$$

$$r_{43} = 1/1+4K_{43} = 1/1+4 \times 0.22 = 0.5319$$

$$r_{65} = 1/1+4K_{65} = 1/1+4 \times 0.1295 = 0.6587$$

A-4/ Rigidités réelles des poteaux:

$$R = \frac{12E}{h^2} i_{\text{pot}}$$

$$E_{\text{acier}} = 21 \times 10^4 \text{ t/dm}^2$$

$$R_{12} = \frac{12 \times 210000}{37.5^2} \times 0.05528 \times 0.9807 = 97.15$$

$$E_{\text{béton}} = 3.45 \times 10^4 \text{ t/dm}^2$$

$$R_{43} = \frac{12 \times 34500}{39.75^2} \times 3.9748 \times 0.5319 = 553.95$$

$$R_{65} = \frac{12 \times 34500}{38.25^2} \times 0.8934 \times 0.6587 = 166.52$$

A-5/ Rigidité réelle du portique:

$$R_p = R = 97.15 + 553.95 + 166.52$$

$$R_p = 817.62 \text{ t/dm}$$

B ---: PORTIQUE DE RIVE .  
 \*\*\*\*\*

B-1/ Sections et rigidités linéaires des poutres et poteaux:

B-1-1// Sections de la poutre transversale:

$$I_x = \frac{22.5 \times 90^3}{12} = 1366800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{90 \times 22.5^3}{12} = 85430 \text{ cm}^4$$

B-1-2// Sections des poteaux:

a) Poteau P1: en métal reste le même (voir §2-2-1-1b)

b) Poteau P4:

$$I_x = \frac{22.5 \times 75^3}{12} = 791000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{75 \times 22.5^3}{12} = 71200 \text{ cm}^4$$

c) Poteau P6:

$$I_x = \frac{22.5 \times 45^3}{12} = 170800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{45 \times 22.5^3}{12} = 42700 \text{ cm}^4$$

B-1-3// Rigidité linéaire des poteaux:

$$i_{12} = \frac{2.073}{37.5} = 0.05528 \text{ dm}^3$$

$$i_{43} = \frac{79.1}{39.75} = 1.99 \text{ dm}^3$$

$$i_{14} = \frac{17.08}{38.25} = 0.4465 \text{ dm}^3$$

B-1-4// Rigidité linéaire des poutres:

$$i_{14} = \frac{136.68}{49.5} = 2.7612 \text{ dm}^3$$



$$i_{46} = \frac{136.68}{79.3} = 1.7236 \text{ dm}^3$$

B-2/ Degré d'encastrement des poteaux:

$$K_{12} = \frac{I_{12}}{2xi_{14}} = \frac{0.05528}{2 \times 2.7612} = 0.01$$

$$K_{43} = \frac{i_{43}}{2(i_{14} + i_{46})} = \frac{1.99}{2(2.7612 + 1.7236)} = 0.22186$$

$$K_{56} = \frac{i_{56}}{2xi_{23}} = \frac{0.4465}{2 \times 1.7236} = 0.1295$$

B-3/ Coefficients de rigidité des poteaux:

$$f_{14} = 1/1 + 4 \times 0.010 = 0.9615$$

$$f_{43} = 1/1 + 4 \times 0.22186 = 0.5298$$

$$f_{65} = 1/4 + 4 \times 0.1295 = 0.6587$$

B-4/ Rigidité réelle des poteaux:

$$R_{12} = \frac{12 \times 210000}{37.5^2} \times 0.05528 \times 0.9615 = 95.25$$

$$R_{43} = \frac{12 \times 34500}{39.75^2} \times 1.99 \times 0.5298 = 276.25$$

$$R_{65} = \frac{12 \times 34500}{38.25^2} \times 0.4465 \times 0.6587 = 83.23$$

B-5/ Rigidité réelle du portique:

$$R_p = 95.25 + 276.25 + 83.23$$

$$R_p = 454.73$$

B-6/ Rigidité réelle du NIVEAU:

$$R_N = 2 \times 454.73 + 5 \times 817.62$$

$$R_N = 4997 \text{ t/dm}$$

Ayant déterminé la rigidité réelle de tous les portiques et par conséquent celle de tous les niveaux (puisqu'il y a identité des niveaux); on passe aux approximations.

2-2-1-3 APPROXIMATIONS:

Niv	$G_t$	$T_t$	$R_{Nt}/dm$	$\frac{R}{R_{dm}}$	$V_{dm}$	
5	308.	308	4997	0.0617	0.8762	1
4	287	595		0.1190	0.8145	0.9296
3	284	879		0.1759	0.6955	0.8538
2	281	1160		0.2321	0.5196	0.7470
1	277	1437		0.2875	0.2875	0.5533
5	308	308	4997	0.0617	0.7819	1
4	266.81	574.81		0.1150	0.7202	0.9211
3	242.5	817.31		0.1635	0.6052	0.8403
2	209.93	1027.24		0.2055	0.4417	0.7298
1	153.26	1180.5		0.2362	0.2362	0.5293
5	308	308	4997	0.0617	0.7744	1
4	264.36	572.36		0.1145	0.7127	0.9204
3	238.65	811		0.1623	0.5982	0.8393
2	205	1016		0.2033	0.4359	0.7286
1	146.63	1162.63		0.2326	0.2326	0.5336
5	308	308	4997	0.0617	0.7740	1
4	263.15	572.15		0.1145	0.7123	0.9203
3	238.37	810.52		0.1622	0.5978	0.8392
2	204.76	1015.28		0.2031	0.4356	0.7286
1	148.80	1163.08		0.2325	0.2325	0.5337

2-2-1-4/ Calcul de  $\gamma$  :

Niv	G	V	GxV	$\Sigma$ GxV	GxV <sup>2</sup>	$\Sigma$ GxV <sup>2</sup>	$\gamma$
5	308	0.774	238.39	238.39	184.51	184.51	1.213
4	287	0.7123	204.43	442.82	145.61	330.12	1.116
3	284	0.5978	169.77	612.59	101.49	431.61	0.9372
2	281	0.4356	122.40	734.99	53.32	494.93	0.6829
1	277	0.2325	64.40	799.39	14.97	509.90	0.3645

2-2-1-5/ Calcul de T et  $v$  :

$$T = 0.2 \sqrt{V_5^{IV}} \quad V_5^{IV} = 0.774$$

$$T = 0.88 \text{ seconde}$$

$$v = \frac{0.085}{\sqrt{T}} = \frac{0.085}{\sqrt{0.88}} = \frac{0.085}{0.938}$$

$$v = 0.0887$$

2-2-1-6/ Calcul de  $\gamma_v$  :

\*  $\gamma$  Règles PS 69 Art 4.2  
Classification du C.T.C.  
Zone 2 Hopiteaux

$$\gamma = 1.5$$

\*  $\delta$  Règles PS 69 Art 3.112, 151  
Etude du sol: Terrain meuble, assez forte teneur en  
eau  
Semelles superficielles

$$\delta = 1.25$$

$$* \bar{S}_v = 0.0887$$

$$* \bar{S}_v \cdot S = 1.5 \times 0.0887 \times 1.25 = 0.1663$$

Les valeurs de  $\bar{S}_v$  sont portées sur le tableau suivant.

2-2-1-7/ Forces sismiques transversales:

Niveau	$\bar{S}_v$	$\bar{S}_v$	$G_t$	$G \times \bar{S}_v$	$Q_t$
5	*.213	0.2017	308	62.13	62.13
4	1.116	0.1856	287	53.26	115.39
3	0.9372	0.1558	284	44.26	159.65
2	0.6829	0.1135	281	31.91	191.56
1	0.3645	0.0606	277	16.79	208.35

2-2-1-8/ Calcul des déplacements transversaux:

a) Déplacements admissibles:

Règles PS 69 Art 3.22

$h=4.50$  m hauteur d'un niveau.

$=1.5$  voir §2-2-1-6)

NIVEAU	$h_{niv}$ m	$h/1000$ cm	$\sqrt{S_v} \times h/1000$ cm	$\sum \Delta_i$ cm
5	4.5	0.45	0.55125	2.75625
4	4.5	0.45	0.55125	2.205
3	4.5	0.45	0.55125	1.65375
2	4.5	0.45	0.55125	1.1025
1	4.5	0.45	0.55125	0.55125

b) Déplacements réels:

Niveau	Q t	R t/cm	$\Delta_r$ cm	$\sum \Delta_r$ cm
5	62.13	499.7	0.1243	1.475
4	115.39		0.2309	1.3507
3	159.65		0.3195	1.1198
2	191.56		0.3834	0.8003
1	208.35		0.4169	0.4169

Nous remarquons que:

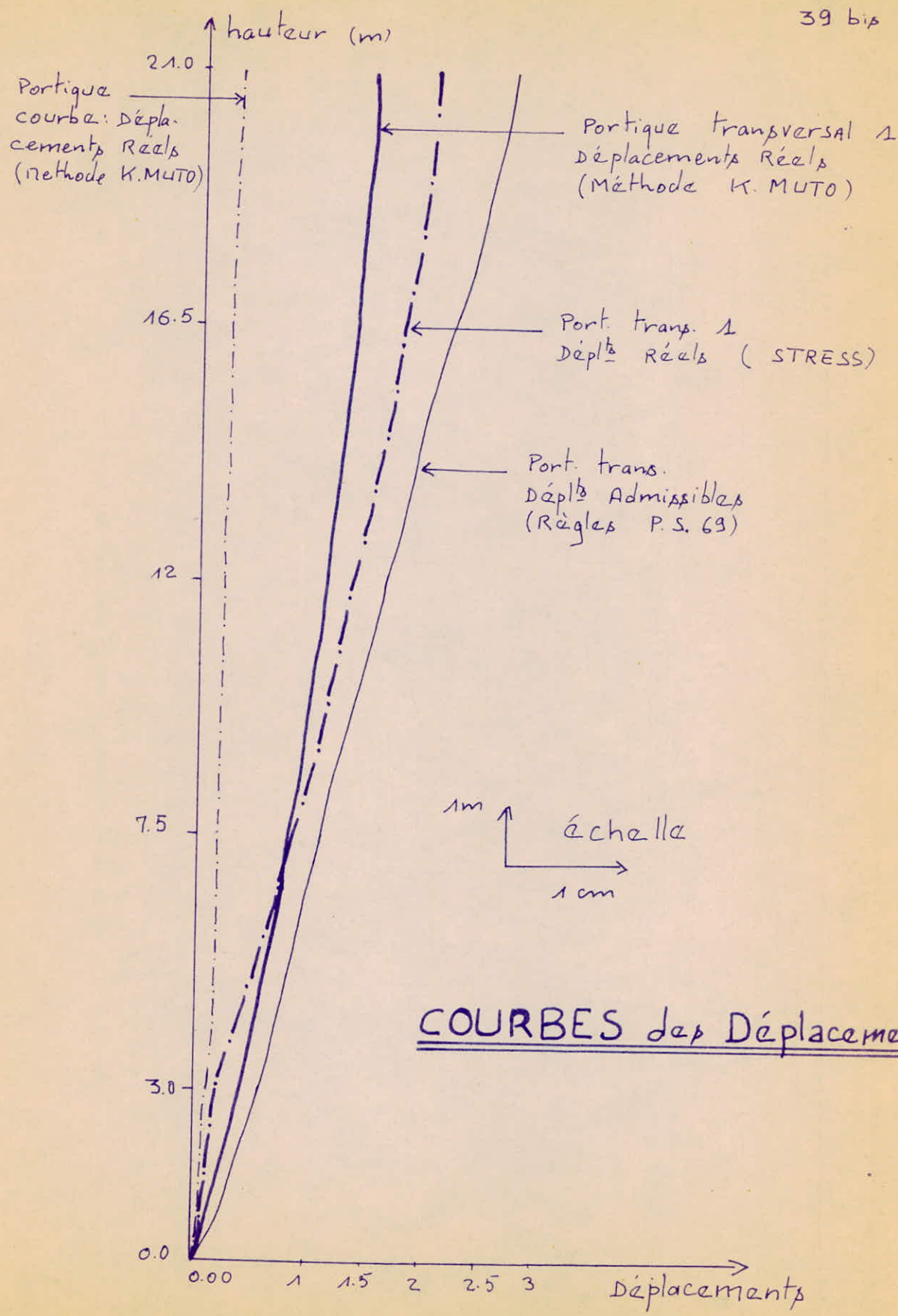
$$\sum_5 \Delta_r = 1.475 < \sum_5 \Delta_{sd} = 2.756 \text{ cm}$$

donc les dimensions considérées nous assurent la stabilité de la construction vis à vis du Séisme. Mais il nous reste la vérification dans le sens tangentiel, c'est ce que nous nous proposons d'étudier dans ce qui va suivre.

### 2-2-2/ Etude du séisme dans le sens tangentiel:

Pour chaque niveau nous avons trois types de portique. Il convient de représenter ces trois types pour un seul niveau.

### Représentation des portiques:





2-2-2-1/ Etude des portiques:A- Portique 1:  
\*\*\*\*\*

A-1// Poutre: 0.15x1.70x5.24 m

$$I_x = \frac{1.5 \times 17^3}{12} = 614.125 \text{ dm}^4$$

$$I_y = \frac{17 \times 1.5^3}{12} = 4.78 \text{ dm}^4$$

A-1-b/ Poteau: métallique Type P12

$$I = I_y = 0.657 \text{ dm}^4$$

A-2// Valeurs à calculer:

$$a) l = l_0 + 2h_p/4 \quad \text{si } l > l_0 + a$$

Dans ce premier calcul, nous supposons que le portique ne comporte que sept (7) poteaux (a, b, c, d, e, f, g) distant de 5.24m.

$$l_{0ab} = 52.4 - (1.4 + 0.7) = 50.3 \text{ dm}$$

$$l_{0bc} = 52.4 - (0.7 + 0.7) = 51 \text{ dm}$$

$$l_{ab} = 50.3 + 2 \times 17/4 = 58.8 \text{ dm}$$

$$l_{bc} = 51 + 2 \times 17/4 = \hat{=} 59.5 \text{ dm}$$

$$d'où: l_{ab} = l_{bc} = l_{cd} = l_{de} = l_{ef} = 52.4 \text{ dm}$$

$$b) h = h_0 + 2a/4$$

$$h_{014} = 45 - 17 = 28 \text{ dm}$$

$$h_{14} = 28 + 2 \times 1.5/4 = 28.75 \text{ dm}$$

l et h sont les mêmes pour tout le portique:

$$l = 52.4 \text{ dm}$$

$$h = 28.75 \text{ dm}$$



A- 3/ Rigidité linéaire des poteaux :

Rigidité linéaire des poteaux.

$$i = I/h$$

$$i = 0,657 / 2875 = 0,0228$$

A- 4/ Rigidité linéaire des poutres.

$$i = I / l$$

$$i = 614,125 / 52,4 = 11,7199$$

A- 5/ (Rigidité) Degré d'encastrement des poteaux.

$$K = i_{\text{poteau}} / i_{\text{poutres}}$$

$$K_{1a} = \frac{i_{1a}}{2i_{1ab}} = \frac{0,0228}{2 \times 11,7199} \quad K_{1a} = K_{1g} = 0,0009659$$

$$K_{1b} = K_{1c} = K_{1d} = K_{1e} = K_{1f} = \frac{i_{1b}}{4 i_{1ab}} = \frac{0,0228}{4 \times 11,7199} = 0,000483$$

A-6/ Coefficients de Rigidité des poteaux.

$$f = \frac{1}{1+4K}$$

$$f_{1a} = f_{1g} = \frac{1}{1+4 \times 0,0009659} = 0,9961$$

$$f_{1b} = f_{1c} = f_{1d} = f_{1e} = f_{1f} = \frac{1}{1+4 \times 0,000483} = 0,9980$$

A-7/ Rigidité Réelle des poteaux:

$$R_{1a} = R_{1g} = \frac{12 \times 210000}{28} \times 0,0228 \times 0,9961 = 69,24$$

$$R_{1b} = R_{1c} = R_{1d} = R_{1e} = R_{1f} = \frac{12 \times 210000}{28,752} \times 0,0228 \times 0,9989,6 = 69,439$$

A-8/ Rigidité Réelle du portique 1.

$$R_{p1} = 2 \times 69,24 + 5 \times 69,439 = 486 \text{ t/dm}$$

B- - PORTIQUE 4:

B-1-a) Poutre 0.45 x 0.9 x 3.0 m

$$I_x = 4.5 \times 9^3 / 12 = 273 \text{ dm}^4$$

$$I_y = 9 \times 4.5^3 / 12 = 68 \text{ dm}^4$$

B-1-b) \* POTEAU de rive type 4-3

$$I = I_y = 8.54 \text{ dm}^4$$

\* Poteau intérieur type 4-3

$$I = I_y = 37.33 \text{ dm}^4$$

B-2 Valeurs à calculer:

B-2-1  $l = l_0 + 2h_p/4$

$$l_{o2ab} = 39 - 2 \times 2 = 35$$

$$l_{2ab} = l_{2bc} = 35 + 2 \times 9/4 = 39.5 \text{ dm}$$

$$l_{o2bc} = 39 - 2 \times 2 = 35$$

B-2-2  $h = h_0 + 2a/4$

$$h_{o25a} = 45 - 9 = 36$$

$$h_a = 36 + 2 \times 2/4 = 37 \text{ dm}$$

$$h_{o25b} = 45 - 9 = 36$$

$$h_b = 36 + 2 \times 4/4 = 38 \text{ dm}$$

B-3/ Rigidité linéaire des poteaux:

$$i = I/h$$

$$i_a = i_g = 8.54/37 = 0.2308$$

$$i_b = i_c = i_d = i_e = i_f = 34.171/38 = 0.8992$$

B-4/ Rigidité linéaire des poutres:

$$i = I/l = 273/39.5 = 6.9113 \text{ dm}^3$$

B-5/ Degré d'encastrement des poteaux:

$$K = i_{pot} / \sum i_{pout}$$

$$K_{2a} = K_{2g} = i_{2a} / 2i_{2ab} = 0.2308/2 \times 6.9113 = 0.0167$$

$$K = K = K = K = 0.8992/4 \times 6.9113 = 0.0325$$

B-6/ Coefficients de rigidité des poteaux:

$$r = 1/1+4K$$

$$r_{2a} = r_{2g} = 1/1+4 \times 0.0167 = 0.9374$$

$$r_{2b} = r_{2c} = r_{2d} = r_{2e} = r_{2f} = 1/1+4 \times 0.0325 = 0.8849$$

B-7/ Rigidités réelles des poteaux:

$$R_{2a} = R_{2g} = \frac{12 \times 345000}{40^2} \cdot 0.2308 \times 0.9374 = 55.98$$

$$R_{2b} = R_{2c} = R_{2d} = R_{2e} = R_{2f} = \frac{12 \times 345000}{41^2} \cdot 0.8992 \times 0.8849 = 195.96$$

B-8/ Rigidité réelle du portique 4 :

$$R_{p'} = 2 \times 55.98 + 5 \times 195.96 = 1020 \text{ t/dm}$$

C - Portique 6:

$$C-1-a// \quad l = 18.6 \text{ dm}$$

$$C-1-b// \quad h = 30 \text{ dm}$$

$$C-2-a// \text{ Poutre } 0.15 \times 1.7 \times 1.86 \text{ m}$$

$$I = 614.125 \text{ dm}^4$$

$$C-2-b// \text{ * Poteau de rive type 6.5}$$

$$I = 8.54 \text{ dm}^4$$

$$\text{ * Poteau intérieur type 6.5}$$

$$I = 3.33 \text{ dm}^4$$

C-3/ Rigidités linéaires des poteaux:

$$i_a = i_g = 8.54/30 = 0.2846$$

$$i_b = i_c = i_d = i_e = i_f = 37.33/30 = 1.2443$$

C-4/ Rigidités linéaires des poutres:

$$i = 614.25/18.6 = 33.01747$$

C-5// Degré d'encastrement des poutres:

$$K_{3a} = K_{3g} = \frac{0.2846}{2 \times 33.01747} = 0.0043$$

$$K_{3b}=K_{3c}=K_{3d}=K_{3e}=K_{3f}=1.2443/2 \times 33.01747 = 0.0094$$

C-6/ Coefficients de rigidité des poteaux:

$$3_a = 3_g = 1/1+4 \times 0.0043 = 0.98305$$

$$3_b = 3_c = 3_d = 3_e = 3_f = 1/1+4 \times 0.0094 = 0.96368$$

C-7/ Rigidités réelles des poteaux:

$$R_{3a} = R_{3g} = \frac{12 \times 345000}{30^2} \times 0.2846 \times 0.98305 = 128.69$$

$$R_{3b}=R_{3c}=R_{3d}=R_{3e}=R_{3f} = \frac{12 \times 34500}{30^2} \times 1.2443 \times 0.96368 = 551.589$$

C-8/ Rigidité réelle du portique 6:

$$R_{p3} = 2 \times 128.69 + 5 \times 551.589 = 3015 \text{ t/dm}$$

Remarque:  $R_{p1}$  est très petit devant  $R_{p2}$  et  $R_{p3}$ , on double les poteaux sur le portique 1 pour augmenter  $R_{p1}$ . Nous aurons 13 poteaux d'où:

$$R_{p1} = 2 \times 69.439 + 11 \times 69.439 = 902 \text{ t/dm}$$

2-2-2-2/ Rigidité réelle du niveau:

$$R_N = 902 + 1092 + 3015 = 5009$$

2-2-2-3/ Approximations:

§	Niv	G t	T t	$R_N$ t/dm	$\Delta = T/R_N$	V dm	
	5	308	308	5000	0.0616	0.8758	1
	4	287	595		0.119	0.8142	0.9296
	3	284	879		0.1758	0.6953	0.8538
	2	281	1160		0.232	0.5194	0.7471
	1	277	2437		0.2874	0.2874	0.5533
	5	308	308		0.0616	0.7814	1
	4	266.81	574.81		0.1149	0.7198	0.9211
	3	242.49	817.3		0.1634	0.6049	0.8403
	2	209.94	1027.24		0.2054	0.4415	0.7298
	1	153.65	1180.9		0.2361	0.2361	0.5347

8888888

5	308	308	5000	0.0616	0.8758	1
4	264.37	572.37		0.1144	0.7134	0.9205
3	238.66	811.03		0.1622	0.599	0.8396
2	207.28	1018.31		0.2036	0.4368	0.7292
1	148.13	1166.44		0.2361	0.2361	0.5347
5	308	308		0.0616	0.7738	1
4	264.18	572.18		0.1144	0.7122	0.9203
3	238.45	810.63		0.6121	0.5978	0.8393
2	144.88	1015.53		0.2031	0.4357	0.7288
1	144.88	1163.41		0.2326	0.2326	0.5338

2-2-2-4/ Calcul de :

Niv	G <sub>t</sub>	V <sub>dm</sub>	GV <sub>tdm</sub>	Σ GV <sub>tdm</sub>	GV <sub>tdm</sub> <sup>2</sup>	Σ GV <sub>tdm</sub> <sup>2</sup>	χ
5	308	0.7738	238.33	238.33	184.42	184.42	1.2375
4	287	0.7122	204.40	442.73	145.57	329.99	1.1390
3	284	0.5978	169.77	612.50	101.49	431.48	0.9560
2	281	0.4357	122.43	734.93	53.34	484.82	0.6968
1	277	0.2326	64.43	799.36	14.98	499.80	0.372

$$K = \frac{GV}{GV^2} = 799.36/499.80 = 1.5993$$

$$\chi_i = KV_i$$

2 -2-2-5/ Calcul de T et v:

$$T = 0.2\sqrt{V_5} = 0.2\sqrt{0.7738} = 0.176 \text{ seconde}$$

$$v = \frac{0.085}{\sqrt{T}} = 0.1512$$

2-2-2-6/ Calcul de  $\sigma_v$ \*  $\alpha = 1.5$  (voir 2-2-7)

$$\delta = 1.25$$

$$\alpha / \beta_v = 1.5 \times 0.15 \times 1.25 = 0.2835852$$

2-2-2-8/ Forces sismiques horizontales

Niv	X	$\sigma_v$	$C_d$	$C_m \sigma_v$	$S_d$
5	1.2375	0.3509	308	108.08	108.08
4	1.139	0.3230	287	92.70	200.78
3	0.956	0.2711	238	76.99	277.77
2	0.6966	0.1976	281	55.52	333.29
1	0.372	0.1055	277	29.22	362.51

2-2-2-9/ Calcul des déplacementsa// Déplacements tangentiels admissibles

à les 8869 art 3.22

$$h = 4.5$$

$$\alpha = 1.5$$

Niv	$h_{niv}$	$\frac{h}{4}$	$\sqrt{0.15} \frac{h}{4}$	$\sum \Delta a_i$
5	4.5	0.45	0.55125	2.75625
4	4.5	0.45	0.55125	2.205
3	4.5	0.45	0.55125	1.65375
2	4.5	0.45	0.55125	1.1025
1	4.5	0.45	0.55125	0.55125

b// Déplacements tangentiels réels

Niv	$Q_t$	$\lambda_{t c_1}$	$\Delta R_{c_1}$	$\Sigma \Delta R_{c_1}$
5	100.00	5000	0.0215	0.2564
4	200.70	5000	0.0401	0.2316
3	277.77	5000	0.0555	0.1947
2	333.29	5000	0.0687	0.1392
1	362.51	5000	0.0725	0.0725

2-2-3 / Distribution des forces sismiques

2-2-3-1// Sens transversal

Nous avons deux portiques distincts:

-portique de rive

-portique intérieur

$$\text{Formule } (Nv)_i^1 = (Nv)_i \frac{R_i^1}{\Sigma R_i^1}$$

$$\text{avec } (Nv)_i = G_i \cdot Nv_i$$

Niv	Portique de rive					Portique intérieur		
	$\Sigma R_i^1$ t/c <sub>1</sub>	$Nv_i^1$	$R_i^1$ t/c <sub>1</sub>	$\frac{R_i^1}{\Sigma R_i^1}$	$Nv_i^1$	$R_i^2$ t/c <sub>2</sub>	$\frac{R_i^2}{\Sigma R_i^2}$	$Nv_i^2$
5	4997	62.15	454.73	0.091	5.654	817.62	0.16362	10.166
4	4997	53.25	454.73	0.091	4.647	817.62	0.16362	2.7145
3	4997	44.26	454.73	0.091	4.028	817.62	0.16362	7.242
2	4997	31.51	454.73	0.091	2.904	817.62	0.16362	5.221
1	4997	16.79	454.73	0.091	1.528	817.62	0.16362	2.747

2-2-3-2// Sens tangentiel

Dans ce sens nous avons 3 portiques distincts

-P<sub>1</sub> portique de rive extérieur

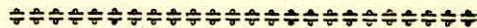
-P<sub>4</sub> portique intérieur

-P<sub>6</sub> portique de rive intérieur

Niv	Portique P <sub>1</sub>					Portique P <sub>4</sub>		
	$\frac{\sum Ri}{t/dm}$	$\frac{Hv_i}{t}$	$\frac{Ri^1}{t/dm}$	$\frac{Ri^1}{\sum Ri}$	$\frac{Hv_i^1}{t}$	$\frac{Ri^4}{t/d}$	$\frac{Ri^4}{\sum Ri}$	$\frac{Hv_i^4}{t}$
5	5000	108.08	902	0.1804	19.4976	1092	0.2184	23.605
4	5000	92.70	902	0.1804	16.723	1092	0.2184	20.846
3	5000	76.99	902	0.1804	13.889	1092	0.2184	16.815
2	5000	55.52	902	0.1804	10.016	1092	0.2184	12.126
1	5000	29.22	902	0.1804	5.2713	1092	0.2184	6.382

Portique P<sub>6</sub>

Niv	$\frac{\sum Ri}{t/dm}$	$\frac{Hv_i}{t}$	$\frac{Ri^6}{t/dm}$	$\frac{Ri^6}{\sum Ri}$	$\frac{Hv_i^6}{t}$
5	5000	108.08	3015	0.603	65.172
4	5000	92.70	3015	0.603	55.898
3	5000	76.99	3015	0.603	46.425
2	5000	55.52	3015	0.603	33.479
1	5000	29.22	3015	0.603	17.612





Généralités :

Pour ce calcul nous avons fait un programme STRESS que nous avons essayé de faire passer sur ordinateur. après un mois nous n'avons obtenu aucun résultat les informaticiens ont donné l'explication suivante :

- Le programme est trop long, donc il faut une machine ayant un grand disque

- Le programme a été passé sur plusieurs machines (celle de polytechnique en particulier), mais toujours pas de résultat.

Suite à cette situation, et pour ne pas arrêter l'étude pour une durée inconnue, nous avons jugé nécessaire le recours à une méthode manuelle. Le calcul devient long, mais la méthode de CROSS semble être la plus facile et la plus courte.

Le présent chapitre se compose de deux parties :

- détermination des efforts par la méthode de CROSS-COCCHI.

- Calcul des sections.

Chaque partie comporte un exposé théorique très bref. Cette méthode prend comme inconnues auxiliaires les rotations des noeuds, mais elle permet de traiter en une seule phase le cas où les noeuds subissent des déplacements. Ce n'est d'ailleurs que dans ce dernier cas qu'il y a lieu de l'utiliser, puisque dans le cas où les noeuds sont fixes la méthode de CROSS-KAMMULLER est facilement applicable.

### III - I - Etablissement des formules générales :

a) Calcul des moments transmis :

Considérons le portique représenté fig. III - I et dont les noeuds sont supposés ne pouvoir ni tourner ni se déplacer. Supposons que nous libérons le noeud J et que nous lui fassions subir une rotation .  
Pour calculer , nous considérons une barre A' B' (fig. III - 2).

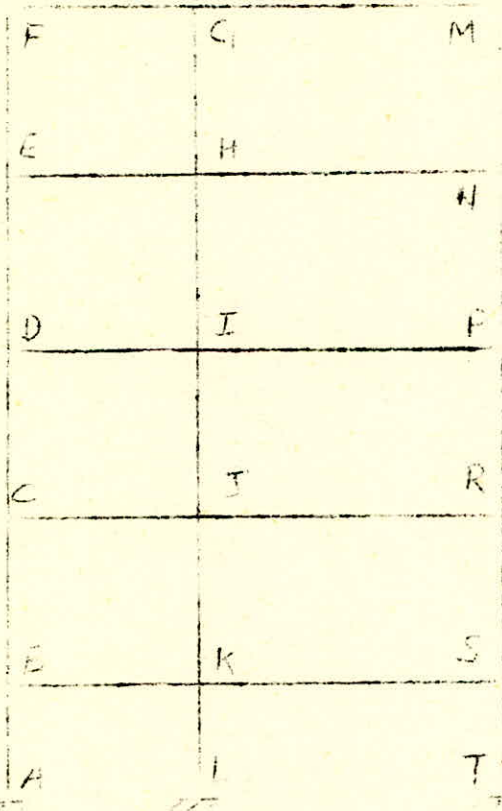


Fig III-1

pour ce cas de charge on peut démontrer que:

$$\begin{aligned} M_{AB} &= -\frac{4EI}{l} (2\theta_A - \theta_B) \\ M_{BA} &= -\frac{2EI}{l} (\theta_A + 2\theta_B) \end{aligned} \quad \text{III-I}$$

Les sections A et B tournent respectivement de  $\theta_A$  et  $\theta_B$ .

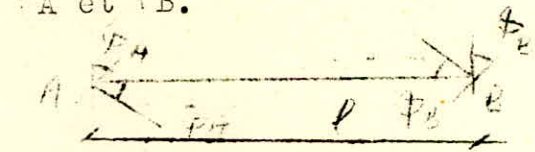


Fig III-2

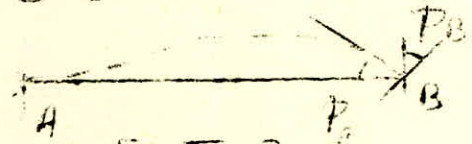


Fig III-3

La poutre est parfaitement encastrée en A  $\Rightarrow \theta_A = 0$ .  
seule la section B tourne de  $\theta_B$ .

De la relation III - I on tire :  $M_{BA} = -\frac{4EI}{l} \theta_B$

Posons  $\frac{I}{l} = R$  : raideur de la poutre, on obtient :  
 $\theta_B = -\frac{M_{BA}}{4ER} \quad \text{(III. - 2)}$

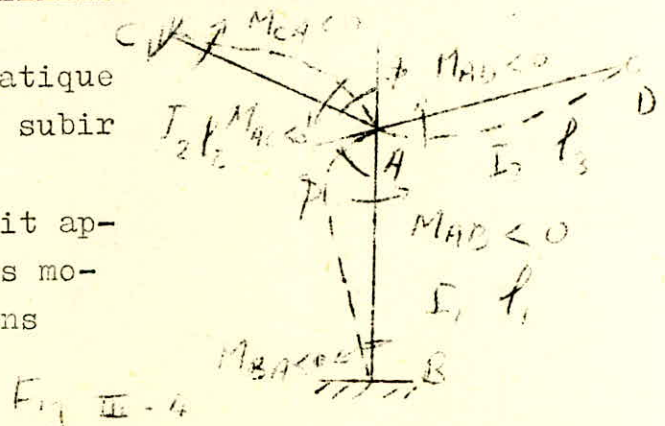
Revenons à la fig. III - I, J est libéré et tourne de  $\alpha$   
d'après (III - 2) on a

$$\alpha = -\frac{M_{JI}}{4ER_{JI}} \quad \text{(III - 2bis)}$$

Répartition des moments autour d'un noeud. Répercussion.

Considerons un système hyperstatique dont les noeuds ne peuvent pas subir de déplacement, fig. III - 4.

Supposons qu'un moment M soit appliqué au noeud A cherchons les moments qui en résultent en A dans les différents barres :



dans les barres en A :  $M_{AB}$ ,  $M_{AC}$ ,  $M_{AD}$  doivent former un système en équilibre :

$$M = 0 \implies M_{AB} + M_{AC} + M_{AD} + M = 0$$

Etant donné que le noeud est rigide,

les angles dont tournent les barres AB, BC et CD sont égaux :

Si

$R_1 = I_1/l_1$  ;  $R_2 = I_2 / l_2$  et  $R_3 = I_3/ l_3$  on a d'après (III - 2)

$$-\frac{M}{4ER_1} = \frac{M_{AB}}{4ER_1} = \frac{M_{AC}}{4ER_2} = \frac{M_{AD}}{4ER_3} = \frac{M_{AB} + M_{AC} + M_{AD}}{4E(R_1 + R_2 + R_3)}$$

$$\text{d'où : } M_{AB} = \frac{-R_1}{R_1 + R_2 + R_3} M$$

$$M_{AC} = \frac{-R_2}{R_1 + R_2 + R_3} M$$

$$M_{AD} = \frac{-R_3}{R_1 + R_2 + R_3} M$$

ou d'une manière générale :

$$M_{AX} = - \frac{R}{R} M \quad (\text{III} - 3)$$

$R$  = raideur de la barre considérée ( $I/l$  ou  $3I/4l$ )

$R$  = somme des raideurs des barres aboutissant au noeud.

$ER/R$  = coefficient de répartition.

De la relation établie ci-dessus :

$$-\frac{M}{4E(R_1 + R_2 + R_3)} = \frac{-M}{4E(R_1 + R_2 + R_3)}$$

$$\text{on tire } \frac{M}{4E R} = \frac{M}{4E R} \quad (\text{III} - 4)$$

Quant aux moments aux extrémités des barres opposées à A on trouve :

- s'il y a encastrement en X :

$$M_{XA} = \frac{M_{AX}}{2} \quad (\text{III} - 5)$$

$$M_{XA} = 0 \quad (\text{III} - 6)$$

Pour le cas de fig III - 1 on obtient d'après (III - 5)

$$M_{IJ} = \frac{M_{JI}}{2} = - 2 E_{IJ} \cdot R_{IJ} \cdot \alpha = - 2 E_{IJ} \frac{I_{IJ}}{h_{IJ}} \alpha$$

aux extrémité C, R et K nous aurons des formules analogues. D'une manière générale, nous aurons à l'extrémité d'une d'une barre qui tourne d'un angle  $\alpha$  un moment transmis :

$$\text{moment transmis} = - 2 E \frac{I}{l} \alpha \quad \text{III} - 7$$

b) Calcul des moments provenant des déplacements.

Supposons que dans le portique considéré (fig. III-1) le noeud I subisse un déplacement relatif  $\Delta$  par rapport à J, les noeuds étant supposés ne pouvoir tourner. Nous avons

$$M_{IJ} = M_{JI} = 6 E_{IJ} \frac{I_{IJ} \Delta}{h_{IJ}^2}$$

Démonstration.

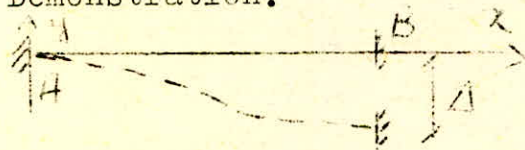


Fig. III-5

B se déplace de  $\Delta$  par rapport à A

$$v_0 = 1 = 0$$

$$v_0 = 0 \quad \theta_0 = -\Delta$$

$$v_0 = 0 \quad \theta_0 = 1$$

$$M = - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$

d'où  $M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{l^2}$  III - 8

Nous avons démontré que  $M_{IJ} = M_{JI} = 6 E_{IJ} \frac{I_{IJ} \Delta}{h_{IJ}^2}$

Posons  $\alpha_{ij} = 6 E_{IJ} \frac{I_{IJ}}{h_{ij}^2}$  III-9

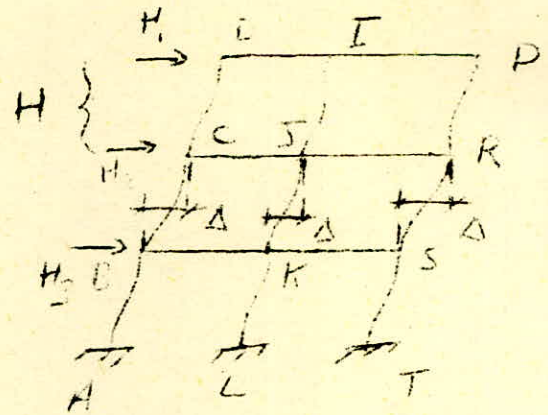
Pour chaque noeud existera une valeur de  $\alpha$  ( $h_i$  étant relatif à la barre située au-dessous du noeud) et nous aurons:

$$\text{moment provenant du déplacement} = \alpha \Delta \quad \text{III-10}$$

c) Calcul du déplacement relatif, sous l'effet des forces horizontales, de l'étage d'un portique dont les noeuds

ne peuvent tourner mais peuvent se déplacer.

Pour simplifier la démonstration nous ne considérons que trois (3) niveaux :



Soit la somme des forces horizontales agissant sur CJR et aux dessus

$$H = H_1 + H_2$$

on a d'après III - 8

$$M_{BC} = M_{CB} = \frac{6 E I_{BC}}{h_{BC}^2}$$

Fig. III-6

et pour l'effort tranchant on a la formule suivante

$$T_{BC} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{h_{BC}} = \frac{12 E I_{BC}}{h_{BC}^2}$$

nous aurons donc

dans BC :  $T_1 = \frac{12 E I_{BC}}{h_{BC}^2}$       dans KJ  $T_2 = \frac{12 E I_{KJ}}{h_{KJ}^2}$

dans SR  $T_3 = \frac{12 E I_{SR}}{h_{SR}^2}$

L'équilibre de la construction s'écrit

$$T_1 + T_2 + T_3 = H$$

Comme  $BC = KJ = SR = h_i$

$$H = \frac{12 E I_i \left(\frac{I}{h}\right)}{h_i^2} \quad \text{et} \quad \frac{H}{h_i} = \frac{12 E I_i \left(\frac{I}{h}\right)}{h_i^2}$$

posons

$$S = \frac{12 E I_i \left(\frac{I}{h}\right)}{h_i^2}$$

III - II

d'où

$$\Delta = \frac{H}{S}$$

III - I2

Soient  $M_{AB}$  et  $M_{BA}$  les moments d'encastrement dus aux charges (faire attention aux signes). Les moments provenant des rotations sont donnés par les formules.

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{AB} - \frac{2EI}{l} (2\theta_A + \theta_B) + \frac{6EI}{h_i} \Delta \\ M_{BA} &= M_{BA} - \frac{2EI}{l} (\theta_A + 2\theta_B) + \frac{6EI}{h_i} \Delta \end{aligned} \quad \text{III-17}$$

f) Simplification pratique des calculs.

Les formules qui précèdent montre qu'on peut faire abstraction du facteur E.

En pratique on aura donc à considérer seulement les formules suivantes qui résument toutes les indications données ci-dessus:

$$Z = \frac{6}{h_i} \frac{I}{h_i} \quad \text{III-18}$$

$$S = \frac{12 \sum_i \left(\frac{I}{h}\right)}{h_i^2} \quad \text{III-19}$$

$$S = \frac{Z}{S} \quad \text{III-20}$$

$$R = 4 \frac{I}{l} - \frac{3 \left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \left(\frac{I}{h}\right)} - \frac{3 \left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \left(\frac{I}{h}\right)} \quad \text{III-21}$$

Moment transmis  $M_T = -2 \frac{I}{l} \times \text{III-22}$

Moment provenant d'un déplacement

$$M_A = Z \Delta \quad \text{III-23}$$

Moment provenant d'une rotation

$$M_A = R \theta \quad \text{III-24}$$

Déplacement provenant des forces horizontales

$$\Delta_H = \frac{H}{S} \quad \text{III-25}$$

Déplacement provenant d'une rotation

$$\Delta_A = S \theta \quad \text{III-26}$$

Moment aux extrémités des barres

$$M_{AB} = M_{AB} - \frac{2I}{l} (2\theta_A + \theta_B) + \frac{6EI}{h_i} \Delta \quad \text{III-27}$$

$$M_{BA} = M_{BA} - \frac{2I}{l} (\theta_A + 2\theta_B) + \frac{6EI}{h_i} \Delta$$

$\Delta$  est le déplacement total.

g) Méthode pratique de calcul:

57

On calculera:

\*les quantités qui sont indépendantes des charges:

- pour chaque étage: les quantités S;
- pour chaque noeud : les quantités  $X$ , S, R;

\*les quantités qui dépendent des charges:

- pour chaque étage: les déplacements produits par les forces horizontales;
- pour chaque noeud: les moments provenant des déplacements produits par les forces horizontales et les moments d'encastrement parfaits provenant des charges appliquées; la somme des deux donnera les moments à considérer à l'origine.

On dressera alors un tableau où les noeuds occuperont la place qu'ils occupent dans la construction sous chaque noeud on réservera quatre colonnes destinées à  $M_x$ ,  $X_x$ ,  $\Delta$  et  $\Delta_i$ .

Chaque fois qu'on déblocquera un noeud on devra effectuer les opérations suivantes:

a) Calculer le déplacement relatif par rapport au noeud supérieur et au noeud inférieur en retranchant du déplacement considéré au moment où l'on se place (déplacement provenant des autres noeuds de la travée) le déplacement existant à la fin du tour précédent.

b) Calculer par  $M = R \Delta$  les moments provenant des déplacements relatifs, porter ces moments dans la 1<sup>ère</sup> colonne.

c) Calculer le moment agissant au noeuds (somme du moment d'origine, s'il y a lieu, des moments transmis et des moments provenant des déplacements relatifs).

d) Calculer la rotation du noeud par  $\alpha = \frac{M}{R}$

e) Calculer les moments transmis aux extrémités des barres aboutissant aux noeuds considérés par  $M = - 2I\alpha/l$ , porter les valeurs

.../...

trouvées dans la colonne des moments relative à chacun des noeuds envisagés.

58

f) Calculer le déplacement par rapport au noeud supérieur et au noeud inférieur par  $\Delta = S_x$ , l'ajouter au déplacement précédemment trouvé par rapport au noeud supérieur d'une part et au noeud d'autre part, reporter les valeurs totales trouvées dans les colonnes correspondantes du noeud suivant.

### III - 2 DETERMINATION DES CONSTANTES GEOMETRIQUES

A) Niveau 5 :

a) Calcule de S  $ES = \frac{12 E \sum_i (\frac{I}{h})}{h_i^2}$

\* niveau supérieur F G H

Les poutres sont en B.A  $E = 115000 \text{ daN/cm}^2$

$$I = \frac{45 \times 90^3}{12} = 2733750 \text{ cm}^4$$

$$h = 450 \text{ cm} \quad \text{===} \quad \frac{I}{h} = \frac{2733750}{450} = 6075 \text{ cm}^3$$

$$h_i^2 = 450^2 \quad h_i^2 = 202500 \text{ cm}^2$$

$$\sum_i (\frac{I}{h}) = 3 \frac{I}{h} = 3 \times 6075 = 18225 \text{ cm}^3$$

d'où  $ES = \frac{12 \times 11500 \times 18225}{202500} = 1,08 \times 115000$

$$S = 1,08 \quad ES = 124200 \text{ daN/cm}$$

b) Calcul de  $E \sum$

$$E \sum = \frac{6}{h_i} E \frac{I}{h_i} \quad E_{\text{acier}} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E \sum_F = \frac{6}{450} 2100000 \frac{20700}{450}$$

$$E \sum_F = 0,6133 \times 2100000$$

$$E \sum_P = 1288000 \text{ daN}$$

$$E \sum_G = \frac{6}{450} 115000 \frac{1582031}{450}$$

$$E \sum_G = 46 875 \times 115000$$

$$E \sum_M = \frac{6}{450} 115000 \frac{341718}{450}$$

$$E \sum_G = 5390624 \text{ daN}$$

$$E \sum_M = 10,125 \times 115000$$

$$E \sum_M = 1164372 \text{ daN}$$



$$c) \text{ Calcul de } S = \frac{L}{S}$$

$$S_F = \frac{0,6133}{1,08} = 0,5679 \text{ cm}$$

$$S_G = \frac{46,875}{1,08} = 43,403 \text{ cm}$$

$$S_M = \frac{10,125}{1,08} = 9,375 \text{ cm}$$

d) Calcul de R

$$R = 4 E \frac{I}{l} - \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{s \frac{I}{h}} - \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{i \frac{I}{h}}$$

cette formule se simplifie pour le dernier étage.

$$R = 4 E \frac{I}{l} - \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{i \frac{I}{h}}$$

$$R_F = 4 \left[ E_{EF} \frac{I_{EF}}{h_{EF}} + E_{FG} \frac{I_{FG}}{l_{FG}} \right] - \frac{3 E_{EF} \left(\frac{I_{EF}}{h}\right)^2}{\frac{I_{EF}}{h_{EF}} + \frac{I_{GH}}{h_{GH}} + \frac{I_{MN}}{h_{MN}}}$$

$$E_{EF} \frac{I_{EF}}{h_{EF}} = 2100\,000 \frac{20700}{450} = 9,66 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{FG} \frac{I_{FG}}{l_{FG}} = 115000 \frac{2733750}{500} = 62,876 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$3E_{EF} \left(\frac{I_{EF}}{h}\right)^2 = 3 \times 2100000 \left(\frac{20700}{450}\right)^2 = 2044 \cdot 10^8$$

$$\frac{I_{EF}}{h_{EF}} = \frac{20700}{450} = 46 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{GH}}{h_{GH}} = \frac{1582031}{450} = 3515,63 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{MN}}{h_{MN}} = \frac{341718}{450} = 758,93 \text{ cm}^3$$

$$R_F = 4(9,66 + 62,876) \cdot 10^7 - \frac{20440 \cdot 10^7}{46 + 3515,63 + 758,93}$$

$$R_F = 290,144 \cdot 10^7 - 4,731 \cdot 10^7$$

$$R_F = 285,413 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$R_G = 4 E_{HG} \frac{I_{HG}}{h} + E_{FG} \frac{I_{FG}}{I_{FG}} + E_{GM} \frac{I_{GM}}{I_{GM}} - \frac{3 E_{HG} \left(\frac{I_{HG}}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}} \quad 60$$

$$E_{HG} \frac{I_{HG}}{h} = 115000 \times 3515.63 = 40.43 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{FG} \frac{I_{FG}}{I_{FG}} = 62.876 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{GM} \frac{I_{GM}}{I_{GM}} = 115000 \times \frac{2733750}{800} = 39.298 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{HG} \left(\frac{I_{HG}}{h}\right)^2 = 115000 \times (3515.63)^2 = 142136.92 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}^4$$

$$R_G = 4(40.43 + 62.876 + 39.298) \cdot 10^7 - \frac{3 \times 142136.92}{4320.56} \cdot 10^7$$

$$R_G = 570.416 \cdot 10^7 - 98.707 \cdot 10^7$$

$$R_G = 471.709 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$R_M = 4 E_{MN} \frac{I_{MN}}{h_{MN}} + E_{MG} \frac{I_{MG}}{I_{MG}} - \frac{3 E_{MN} \left(\frac{I_{MN}}{h_{MN}}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}}$$

$$E_{MN} \frac{I_{MN}}{h_{MN}} = 115000 \times 758.93 = 8.728 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{MG} \frac{I_{MG}}{I_{MG}} = 39.298 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$E_{MN} \left(\frac{I_{MN}}{h_{MN}}\right)^2 = 8.728 \cdot 10^7 \times 758.93 = 6623.71 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}^4$$

$$R_M = 4(8.728 + 39.298) \cdot 10^7 - \frac{3 \times 6623.71}{4320.56}$$

$$R_M = 192.104 \cdot 10^7 - 4.599 \cdot 10^7$$

$$R_M = 187.505 \cdot 10^7 \text{ daN.cm}$$

Les niveaux sont identiques.

a) Calcul de S

$$ES' = 124200 \text{ da N. cm (voir A-a)}$$

b) Calcul de  $\sum$  (voir A-b)

$$E \sum_C = E \sum_D = E \sum_E = E \sum_F = 1288000 \text{ daN}$$

$$E \sum_G = E \sum_H = E \sum_I = E \sum_J = 5390624$$

$$E \sum_M = E \sum_N = E \sum_P = E \sum_R = 1164372$$

c) Calcul de S =  $\sum/S$  :

$$S_C = S_D = S_E = S_F = 0.5679 \text{ cm}$$

$$S_G = S_H = S_I = S_J = 43.403$$

$$S_M = S_N = S_P = S_R = 9.375$$

d) Calcul de R.

$$R = 4 E \frac{I}{l} - \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}} - \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}}$$

pour ces trois niveaux nous avons :

$$\frac{3E\left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}} = \frac{3E\left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}} R_E=R_F + 4E_{DE} \frac{I_{DE}}{h} - 2 \frac{3 E \left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}}$$

$$= (275.951 + 4 \times 9.66 - 2 \times 14.193) 10^7$$

$$R_C = R_D = R_E = 286.205 10^7 \text{ daN.cm}$$

$$R_H = R_G + 4E_{IH} \frac{I_{HI}}{h} - 2 \frac{3E\left(\frac{I}{h}\right)^2}{\sum_i \frac{I}{h}} = (471.709 + 4 \times 40.43 - 2 \times 98.707) 10^7$$

$$R_H = R_I = R_J = 436.015 10^7 \text{ daNcm}$$

$$R_N = R_M + 4E_{PN} \frac{I_{PN}}{h} - 2 \frac{3E(\frac{I}{h})^2 i}{\sum i \frac{I}{h}}$$

62

$$= (187.505 + 4 \times 8.728 - 2 \times 4.599) 10^7$$

$$R_N = R_P = R_R = 213.219 10^7 \text{ daNcm}$$

C - Niveau 1:

a) Calcul de S

$$ES = \frac{12E \sum i (\frac{I}{h})}{h^2}$$

$$E = 115000 \text{ daN/cm}^2 \quad \frac{I}{h} = \frac{2732750}{200} = 13668.75 \text{ cm}^3$$

$$h_i^2 = 40\,000 \text{ cm}^2$$

$$\sum i (\frac{I}{h}) = 3 \frac{I}{h} = 3 \times 13668.75 = 41006.25 \text{ cm}^3$$

$$ES = \frac{12 \times 115\,000 \times 41006.25}{40\,000} = 147.6225 \times 115\,000$$

$$ES = 1697659 \text{ daN}$$

b) Calcul de  $\sum$

$$E \sum = \frac{6}{h_i} E \frac{I}{h_i}$$

$$E \sum_B = \frac{6}{200} \times 2100\,000 \times \frac{20700}{200}$$

$$E \sum_B = 3.105 \times 2100000$$

$$E \sum_B = 6520500 \text{ daN}$$

$$E \sum_K = \frac{6}{200} \times 115000 \times \frac{1582031}{200}$$

$$E \sum_K = 237.30465 \times 115000$$

$$E \sum_K = 27290034 \text{ daN}$$

$$E \sum_S = \frac{6}{200} \times 115\,000 \times \frac{341718}{200}$$

$$E \sum_S = 51.258 \times 115000$$

$$E \sum_S = 5894636 \text{ daN}$$

c) Calcul de S =  $\sum/S$

$$S_B = \frac{3.105}{147.6225}$$

$$S_B = 0.021 \text{ cm}$$

$$S_K = \frac{137.30455}{147.6225}$$

$$S_K = 1.608 \text{ cm}$$

63

$$S_S = \frac{51.258}{147.6225}$$

$$S_S = 0.3472 \text{ cm}$$

d) Calcul de R:

$$R_B = 4 E_{AB} \frac{I_{AB}}{h_{AB}} + E_{BC} \frac{I_{BC}}{h_{BC}} + E_{BK} \frac{I_{BK}}{I_{BK}} - \frac{3E_{AB} \left( \frac{I_{AB}}{h_{AB}} \right)^2}{\sum i \frac{I}{h}}$$

$$- \frac{3E_{BC} \left( \frac{I_{BC}}{h_{BC}} \right)^2}{\sum i \frac{I}{h}}$$

$$E_{AB} \frac{I_{AB}}{h_{AB}} = 2100000 \frac{20700}{200} = 21.735 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$E_{BC} \frac{I_{BC}}{h_{BC}} = 9.66 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$E_{BK} \frac{I_{BK}}{I_{BK}} = 62.876 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$E_{AB} \left( \frac{I_{AB}}{h_{AB}} \right)^2 = 2100000 \times \left( \frac{20700}{200} \right)^2 = 2249.5725 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$\sum i \frac{I}{h} = \frac{I_{AB}}{200} + \frac{I_{KL}}{200} + \frac{I_{ST}}{200}$$

$$= \frac{20700 + 1582031 + 341718}{200} = 9722.245$$

$$E_{BC} \left( \frac{I_{BC}}{h_{BC}} \right)^2 = 20440 \cdot 10^7$$

$$\sum_s \frac{I}{h} = 4320.56$$

$$R_B = 4(21.735 + 9.66 + 62.876) \cdot 10^7 - \frac{3 \times 2249.5725 \times 10^7}{9722.245} - \frac{20440 \cdot 10^7}{4320.56}$$

$$R_B = (377.084 - 0.694 - 4.73) \cdot 10^7$$

$$R_B = 371.66 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$R_K = 4 \left( E_{KJ} \frac{I_{KJ}}{h_{KJ}} + E_{KL} \frac{I_{KL}}{h_{KL}} + E_{BK} \frac{I_{BK}}{I_{BK}} + E_{KS} \frac{I_{KS}}{I_{KS}} \right)$$

$$- (0.694 + 4.73) \cdot 10^7$$

$$E_{KJ} \frac{I_{KJ}}{h_{KJ}} = 40.43 \cdot 10^7 \text{ daN cm.}$$

64

$$E_{KL} \frac{I_{KL}}{h_{KL}} = \frac{40.43 \times 45}{200} = 90.968 \times 10^7 \text{ daNcm.}$$

$$E_{BK} \frac{I_{BK}}{I_{BK}} = 62.876 \cdot 10^7 \text{ daNcm.}$$

$$E_{KS} \frac{I_{KS}}{I_{KS}} = 39.298 \cdot 10^7 \text{ daNcm.}$$

$$R_K = \sqrt[4]{(40.43 + 90.968 + 62.876 + 39.298) - 5.24} \cdot 10^7 \\ = (934.288 - 5.24) \cdot 10^7$$

$$R_K = 529.048 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$R_S = \left( E_{KS} \frac{I_{KS}}{I_{KS}} + E_{SR} \frac{I_{SR}}{h_{SR}} + E_{ST} \frac{I_{ST}}{h_{ST}} \right) - 5.24 \cdot 10^7$$

$$E_{KS} \frac{I_{KS}}{I_{KS}} = 39.298 \cdot 10^7 \text{ daNcm.}$$

$$E_{SR} \frac{I_{SR}}{h_{SR}} = 8.728 \cdot 10^7 \text{ daNcm}$$

$$E_{ST} \frac{I_{ST}}{h_{ST}} = \frac{8.728 \times 450}{200} = 19.638 \cdot 10^7 \text{ daNcm.}$$

$$R_S = \sqrt[4]{(39.298 + 8.728 + 19.638) - 5.24} \cdot 10^7$$

$$R_S = 265.416 \cdot 10^7 \text{ daNcm.}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

65

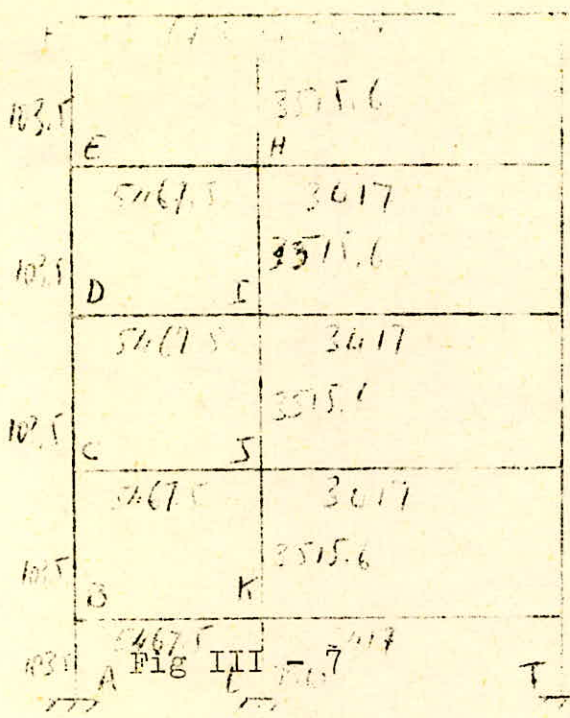
MIN	Setage daNcm	Noeud	Z daN	S cm	R. daNcm
5	124200	F	1288000	0.5679	285.413 10 <sup>7</sup>
		G	5390624	43.403	471.709 10 <sup>7</sup>
		M	1164372	9.375	187.505 10 <sup>7</sup>
4	124200	E	1288000	0.5679	286.205 10 <sup>7</sup>
		H	5390624	43.403	436.015 10 <sup>7</sup>
		N	1164372	9.375	213.219 10 <sup>7</sup>
3	124200	D	1288000	0.5679	286.205 10 <sup>7</sup>
		I	5390624	43.403	436.015 10 <sup>7</sup>
		P	1164372	9.375	213.219 10 <sup>7</sup>
2	124200	C	1288000	0.5679	286.205 10 <sup>7</sup>
		J	5390624	43.403	436.015 10 <sup>7</sup>
		R	1164372	9.375	213.219 10 <sup>7</sup>
1	169765	B	6520500	0.021	371.66 10 <sup>7</sup>
		K	27290034	1.608	529.048 10 <sup>7</sup>
		S	5894636	0.3472	265.416 10 <sup>7</sup>

III - 3 Détermination des efforts sous les sollicitations  
du 1<sup>o</sup> genre

g + 1,2 P

Les charges sont verticales ; il n'y a aucune force horizontale, donc les déplacements produits par les forces horizontales sont nuls.

III - 3 - 1/ CALCUL DES MOMENTS D'ENCASTREMENT



Sur cette figure nous avons reporté les valeurs des raideurs de chaque membrure

Nous avons partout des encastremets :

$$R_{XY} = \frac{I_{XY}}{I_{xy}}$$

les valeurs sont en  $cm^3$

a) Moments d'encastrement

charge repartie  $q_{xy}$

$$M_{XY} = \frac{q_{XY} l_{XY}^2}{12} = M_{YX} \quad \text{longueur de la poutre } l_{xy}$$

$$M_{FG} = -M_{GF} = \frac{4293.3 \times (500)^2}{12} = 8944.39 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{GM} = -M_{MG} = \frac{4293.3 \times (800)^2}{12} = 22897.64 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{EH} = -M_{HE} = \frac{5383.74 \times (500)^2}{12} = 11216 \times 10^4 \text{ kg cm.}$$

$$M_{HN} = -M_{NH} = \frac{5383.74 \times (800)^2}{12} = 28713 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{DI} = -M_{ID} = \frac{5171 \times (500)^2}{12} = 10773 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{IP} = -M_{PI} = \frac{5171 \times (800)^2}{12} = 27579 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{CJ} = -M_{JC} = \frac{4958.4 \times (500)^2}{12} = 10330 \times 10^4 \text{ kg cm}$$

$$M_{JR} = -M_{RJ} = \frac{4958.4 \times (800)^2}{12} = 26445 \times 10^4 \text{ kg cm}$$



$$M_{BK} = -M_{KB} = \frac{4745.7 \times (500)^2}{12} = 9887 \cdot 10^4 \text{ kg cm} \quad 67$$

$$M_{KS} = -M_{SK} = \frac{4745.7 \times (800)^2}{12} = 25310 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

b) Calcul des coefficients de répartition:

Les raideurs sont prises à  $10^{-3}$  près.

Noeud B

$$R = 0.1035 + 0.1035 + 5.467.5 = 5.6745$$

$$R_{BA} = R_{BC} = \frac{0.1035}{5.6745} = 0.0182$$

$$R_{BK} = \frac{5.4675}{5.6745} = 0.9635$$

Noeud C

$$R = 5.6745$$

$$R_{CB} = R_{CD} = 0.0182$$

$$R_{CJ} = 0.9635$$

Noeud D et E

$$R = 5.6745$$

$$R_{OC} = R_{DE} = R_{ED} = R_{EF} = 0.0182$$

$$R_{DI} = R_{EH} = 0.9635$$

Noeud F

$$\Sigma R = 0.1035 + 5.4675 = 5.571$$

$$R_{FE} = \frac{0.1035}{5.571} = 0.0186$$

$$R_{FG} = \frac{5.4675}{5.571} = 0.9814$$

Noeud K

$$R = 7.910 + 5.4675 + 3.51563 + 3.4172 = 20.31$$

$$R_{KL} = \frac{7.910}{20.31} = 0.3895$$

$$R_{KB} = \frac{5.4675}{20.31} = 0.2692$$

$$R_{KJ} = 3.51563 = 0.173$$

68

$$R_{KS} = \frac{3.4172}{20.31} = 0.1683$$

Noeuds H; I; J  $\Sigma R = 3.51563 + 5.4675 + 3.5163 + 3.4172 = 15.916$

$$R_{HG} = R_{HI} = R_{IH} = R_{IJ} = R_{JI} = R_{JK} = \frac{3.51563}{15.916} = 0.2209$$

$$R_{JC} = R_{ID} = R_{HE} = \frac{5.4675}{15.916} = 0.3435$$

$$R_{JR} = R_{IP} = R_{HN} = \frac{3.4172}{15.916} = 0.2147$$

Noeud S  $\Sigma R = 1.7076 + 3.4172 + 0.75893 = 5.8837$

$$R_{ST} = \frac{1.7076}{5.8837} = 0.2902$$

$$R_{SK} = \frac{3.4172}{5.8837} = 0.5808$$

$$R_{SR} = \frac{0.75893}{5.8837} = 0.1290$$

Noeud N, P, R:

$$\Sigma R = 0.75893 + 3.4172 + 0.75893 = 4.935$$

$$R_{NM} = R_{NP} = R_{PN} = R_{PR} = R_{RP} = R_{RS} = \frac{0.75693}{4.935} = 0.1538$$

$$R_{NH} = R_{PI} = R_{RJ} = \frac{3.4172}{4.935} = 0.6924$$

Noeud M:  $\Sigma R = 0.75893 + 3.4172 = 4.176$

$$R_{MN} = \frac{0.75893}{4.176} = 0.1817$$

$$R_{MG} = \frac{3.4172}{4.176} = 0.8183$$

$$R_{GF} = \frac{5.4675}{12.4} = 0.4409$$

$$R_{GH} = \frac{3.51563}{12.4} = 0.2835$$

$$R_{GM} = \frac{3.4172}{12.4} = 0.2756$$

C) Approximations

On fait le premier tour avec les moments calculés précédemment (pages 19 - 20)

Dés qu'on termine ce tour, on vérifie s'il n'y a de déplacements. Si on trouve qu'il y a des déplacements, il faut compté dans la suite du calcul.

Vérifications des déplacements:

Barres AB, LK, TS : Niveau BKS

$$\Delta T = \frac{\Sigma M}{h} = \frac{-90 - 179.9 - 3720 - 1860 + 7010 + 3505}{2}$$

$$\Delta T = \frac{4665.1}{2} = 2332.55$$

$$H = - \frac{4665.1}{2}$$

$$M_{AB} = M_{BA} = H \frac{h}{2} \frac{R_{AB}}{\Sigma R}$$

$$M_{AB} = M_{BA} = - \frac{4665.1}{2} \times \frac{2}{2} \times \frac{0.1035}{0.1035 + 7.91 + 1.7076}$$

$$M_{AB} = - M_{BA} = - 24.83$$

$$M_{KL} = M_{LK} = - \frac{4665.1}{2} \times \frac{2}{2} \times \frac{7.91}{9.7211}$$

$$M_{KL} = M_{LK} = - 1898$$

$$M_{ST} = M_{TS} = - \frac{4665.1}{2} \times \frac{2}{2} \times \frac{1.7076}{9.7211}$$

$$M_{ST} = M_{TS} = - 410$$

Barres BC, KJ, SR : Niveau CJR

$$4.5 \Delta T = - 179.9 - 93 - 90 - 186 - 1108 - 1652 - 2217 - 826 + 1960 + 3116 + 3919 + 1558$$

$$\Delta T = \frac{4201}{4.5}$$

$$H = - \frac{4201}{4.5}$$

$$M_{BC} = M_{CB} = - \frac{4201}{4.5} \times \frac{4.5}{2} \times \frac{0.1035}{0.1035 + 3.51563 + 0.75893} \quad 70$$

$$M_{BC} = M_{CB} = - 50$$

$$M_{KJ} = M_{JK} = - \frac{4201}{2} \times \frac{3.51563}{4.378}$$

$$M_{KJ} = M_{JK} = - 1687$$

$$M_{SR} = M_{RS} = - \frac{4201}{2} \times \frac{0.75893}{4.378}$$

$$M_{SR} = M_{RS} = - 364$$

Barres CD, JI, RP : Niveau DIP

$$4.5 \Delta T = - 86 - 97 - 93 - 194 - 1146 - 2217 - 2292 - 1108 + \\ 4085 + 1960 + 2043 + 3919$$

$$\Delta T = \frac{4774}{4.5}$$

$$H = - \frac{4774}{4.5}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = - \frac{4774}{4.5} \times \frac{4.5}{2} \times \frac{0.1035}{4.378}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = - 57$$

$$M_{JI} = M_{IJ} = - \frac{4774}{2} \times \frac{3.515}{4.378}$$

$$M_{JI} = M_{IJ} = - 1917$$

$$M_{RP} = M_{PR} = - \frac{4774}{2} \times \frac{0.759}{4.378}$$

$$M_{RP} = M_{PR} = - 414$$

Barres DE; IH; PN; Niveau EHN

$$4.5 T = - 194 - 93 - 97 - 186 - 2474 - 1146 - 1287 - 2292 + \\ 4262 + 2043 + 2131 + 4085$$

$$\Delta T = \frac{4752}{4.5}$$

$$H = - \frac{4752}{4.5}$$

$$M_{DE} = M_{ED} = - \frac{4752}{2} \times \frac{0.1035}{4.378}$$

$$M_{DE} = M_{ED} = - 56$$

$$M_{IH} = M_{HI} = - \frac{4752}{2} \times \frac{3.515}{4.378}$$

$$M_{IH} = M_{HI} = - 1900$$

$$M_{PN} = M_{NP} = - \frac{4752}{2} \times \frac{0.759}{4.378}$$

$$M_{PN} = M_{NP} = - 410$$

71

Barres EF, HG, NM, : Niveau FGM

$$4.5 \Delta T = - 186 - 729 - 93 - 1457 - 2724 - 1287 - 1362 - 2474 + 4400 + 2131 + 2200 + 4262$$

$$\Delta T = + \frac{2680}{4.5}$$

$$H = - \frac{2680}{4.5}$$

$$M_{EF} = M_{FE} = - \frac{2680}{4.5} \times \frac{4.5}{2} \times \frac{0.1035}{4.378}$$

$$M_{EF} = M_{FE} = - 30$$

$$M_{HG} = M_{GH} = - \frac{2680}{2} \times \frac{3.515}{4.378}$$

$$M_{HG} = M_{GH} = - 1076$$

$$M_{NM} = M_{MN} = - \frac{2680}{2} \times \frac{0.759}{4.378}$$

$$M_{NM} = M_{MN} = - 230$$

Ayant déterminé tous les moments dus aux déplacements; on passe au deuxième tour en tenant compte de tous les moments non encore répartis.

Remarque : L'existence de ces moments dus aux déplacements, provient de la dissymétrie du portique : une travée de 5 m et l'autre de 8m .

TROISIEME TOUR : après trois approximations (1er, 2eme et 3eme tour) on s'aperçoit que toutes les valeurs sont très petites et qu'on peut :

\*arrêter les approximations

\*négliger les moments dus aux déplacements.

### III-3-2/ CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

a) Formules :

$$T_X = T_0 + \frac{M_{XY} + M_{YX}}{l_{XY}}$$

$$T_Y = - T_0 + \frac{M_{XY} + M_{YX}}{l_{XY}}$$

$T_0$  = effort tranchant dans une poutre droite de même 72  
portée reposant sur deux appuis simples et supportant  
les mêmes charges.

Dans notre cas, nous n'avons que des charges verticales  
uniformément réparties, donc :

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

b) Barres Verticales :

$$q = 0 \implies T_0 = 0$$

- Barre AB :

$$\text{en A : } T = - \frac{7300 - 14590}{2} = - 109.45$$

$$\text{en B : } T = - \frac{7300 - 14590}{2} = - 109.45$$

- Barre BC :

$$\text{en C ou en B : } T = - \frac{21490 - 21100}{4.5} = - 94.64$$

- Barre CD :

$$\text{en C ou en D : } T = - \frac{21020 - 21910}{4.5} = - 95.40$$

- Barre DE :

$$\text{en D ou en E : } T = - \frac{21000 - 24820}{4.5} = - 101.82$$

- Barre EF :

$$\text{en E ou en F : } T = - \frac{84200 - 147300}{4.5} = - 514.45$$

- Barre LK :

$$\text{en L ou en K : } T = - \frac{711600 - 450700}{2} 10^{-2} = -5811.5$$

- Barre KJ :

$$\text{en K ou en J : } T = - \frac{572200 - 628700}{4.5} 10^{-2} = - 2668.7$$

- Barre JI :

$$\text{en J ou en I : } T = - \frac{691100 - 647100}{4.5} 10^{-2} = - 2974$$

$$\text{- Barre IH :} \\ \text{en I ou en H: T} = \frac{-702700 - 684100}{4.5} 10^{-2} = - 3082$$

$$\text{- Barre HG :} \\ \text{en H ou en G: T} = - \frac{845400 - 744200}{4.5} 10^{-2} = - 3533$$

$$\text{- Barre TS :} \\ \text{en T ou en S: T} = \frac{351800 + 692600}{2} 10^{-2} = 5222$$

$$\text{- Barre SR} \\ \text{en S ou en R: T} = \frac{533200 + 533700}{4.5} 10^{-2} = 2371$$

$$\text{- Barre RP :} \\ \text{en R ou en P: T} = \frac{533600 + 627300}{4.5} 10^{-2} = 2580$$

$$\text{- Barre PN :} \\ \text{en P ou en N: T} = \frac{529500 + 5578}{4.5} 10^{-2} = 2416$$

$$\text{- Barre NM :} \\ \text{en Nou en M: T} = \frac{633900 + 664500}{4.5} 10^{-2} = 2885$$

### C) Barre horizontales

$$\text{- Barre BK :} \\ \text{en B} \quad T = \frac{4745 \times 5}{2} + \frac{363 - 17352}{5} = 8465$$

$$\text{en K} \quad T = \frac{-4745 \times 5}{2} + \frac{363 - 17352}{5} = - 15260$$

$$\text{- Barre KS :} \\ \text{en K} \quad T = \frac{4745 \times 8}{2} + \frac{30099 - 12358}{8} = 18980$$

$$\text{en S} \quad T = - \frac{4745 \times 8}{2} + \frac{30099 - 12358}{8} = - 14544$$

$$\text{- Barre CJ :} \\ \text{en C} \quad T = - \frac{4958 \times 5}{2} + \frac{420 - 19406}{5} = 8598$$

$$\text{en J} \quad T = - \frac{4958 \times 5}{2} + \frac{420 - 19406}{5} = - 16192$$

$$\text{- Barre JR :} \\ \text{en J} \quad T = - \frac{4958 \times 8}{2} + \frac{32411 - 9993}{8} = 22634$$

$$\text{en R} \quad T = - \frac{4958 \times 8}{2} + \frac{32411 - 9993}{8} = - 17030$$

$$\text{- Barre DI :} \\ \text{en D} \quad T = \frac{5171 \times 5}{2} + \frac{707 - 19425}{5} = 9184$$

$$\text{en I} \quad T = - \frac{5171 \times 5}{2} + \frac{707 - 19425}{5} = - 20416$$

74

Barre IP :

$$\text{en I} \quad T = \frac{5171 \times 8}{2} + \frac{32577 - 12795}{8} = 23158$$

$$\text{en P} \quad T = - \frac{5171 \times 8}{2} + \frac{32577 - 12795}{8} = - 18210$$

Barre EH :

$$\text{en E} \quad T = \frac{5384 \times 5}{2} + \frac{- 19959 + 2067}{5} = 9882$$

$$\text{en H} \quad T = - \frac{5384 \times 5}{2} + \frac{- 19959 + 2067}{5} = - 17038$$

Barre HN :

$$\text{en H} \quad T = \frac{5384 \times 8}{2} + \frac{34632 - 11675}{8} = 24405$$

$$\text{en N} \quad T = - \frac{5384 \times 8}{2} + \frac{34632 - 11675}{8} = - 18666$$

Barre FG :

$$\text{en F} \quad T = \frac{4293 \times 5}{2} + \frac{- 137 - 19941}{5} = 6718$$

$$\text{en G} \quad T = - \frac{4293 \times 5}{2} + \frac{137 - 19941}{5} = - 14748$$

Barre GM

$$\text{en G} \quad T = \frac{4293 \times 8}{2} + \frac{28563 - 4673}{8} = 20158$$

$$\text{en M} \quad T = - \frac{4293 \times 8}{2} + \frac{28563 - 4674}{8} = - 14186$$

### III - 3 - 3) CALCUL DES EFFORTS NORMAUX :

Les réactions d'appuis sont d'après les résultats obtenus pour les efforts tranchants :

F	514.45	G	3533	M	+ 2885
E	-514.45+101.82	H	-3533+3082	N	2885-2416
D	-101.82+95.4	I	-3082+2974	P	2416-2580
C	-95.4+94.64	J	-2974+2668.7	R	2580-2371
B	-94.64+109.45	K	-2668.7+5811.5	S	5222-2371



a) Efforts normaux dans les barres horizontales:

75

$$N_F = T_F \qquad N_G = T_G \qquad N_M = T_N$$

$$N_{FG} = 514.45 \qquad N_{GN} = 2885$$

$$N_{XY} = R_X$$

$$N_{EH} = 412.63 \qquad N_{NH} = 469$$

$$N_{DI} = 6.42 \qquad N_{PI} = 164$$

$$N_{CJ} = 0.76 \qquad N_{RJ} = 209$$

$$N_{BK} = 14.81 \qquad N_{SK} = 2851$$

b) Efforts normaux dans les barres verticales

$$N_{FE} = T_{FG}(F) + P_{FE}$$

$T_{FG}(F)$  = effort tranchant dans la barre FG au noeud F

$P_{FE}$  = poids propre du poteau FE

$$N_{FE} = 6718 + 425 = 7143$$

$$H_{GH} = 14748 + 3040 = 17788$$

$$N_{MN} = 14186 + 1820 = 16006$$

$$N_{ED} = T_{EH}(E) + N_{FE} + P_{ED}$$

$$N_{ED} = 9882 + 7143 + 425 = 17450$$

$$N_{HI} = 17038 + 17788 + 24405 + 3040 = 793$$

$$N_{NP} = 18666 + 16006 + 1820 = 55158$$

$$N_{DC} = 9184 + 17450 + 425 = 36243$$

$$N_{IJ} = 20416 + 23158 + 79309 + 3040 = 125923$$

$$N_{DR} = 1840 + 55158 + 1820 = 75188$$

$$N_D = 8598 + 36243 + 425 = 45266$$

$$N_{JK} = 16192 + 22634 + 125923 + 3040 = 164749$$

$$N_{RS} = 17030 + 75188 + 1820 = 94038$$

$$N_{BA} = 8465 + 45266 + 330 = 54060$$

$$N_{KL} = 15260 + 18980 + 164749 + 1770 = 200760$$

$$N_{ST} = 14544 + 94038 + 1060 = 109640$$







CH I    CALCUL du    PORTIQUE  
\*\*\*\*\*

1 -    PROGRAMME    S T R E S S :

STRUCTURE PORTIQUE TRANSVERSAL 1

\* UNITS

\* LONGUEUR CENTIMETRE

\* CHARGE Kg

\* DESCRIPTION GEOM ET PHYS DE LA STRU

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 18

NUMBER OF MEMBERS 25

NUMBER OF SUPPORTS 3

NUMBER OF LOADS 11

JOINT COORDIN

1 0. 0. S

2 0. 300.

3 500. 300.

4 500. 0. S

5 1300. 300.

6 1300. 0. S

7 0. 750.

8 500. 750.

9 1300. 750.

10 0. 1300.

11 500. 1200.

12 1300. 1200.

13 0. 1650.

14 500. 1650.

15 1300. 1650.

16 0. 2100.

17 500. 2100.

18 1300. 2100.

MEMB INCID

1 1 2

2 2 3

3 4 3

4 3 5

5 6 5

6 2 7

7 7 8

8 3 8

9 8 9

10 5 9

11 7 10

12 10 11

13 8 11

14 11 12

15 9 12

16 10 13

17 13 14

18 11 14

19 14 15

20 12 15

21 13 16

22 16 17

23 14 17

24 17 18

25 15 18

MEMB PROP PRIS AX 4050. IZ 2733750.

2

4

7

9

12

14

17

19

22

24

1 AX 200. IZ 20700.  
6 AX 200. IZ 20700.  
11 AX 200. IZ 20700.  
16 AX 200. IZ 20700.  
21 AX 200. IZ 20700.  
3 AX 3375. IZ 1582031.  
8 AX 3375. IZ 1582031.  
13 AX 3375. IZ 1582031.  
18 AX 3375. IZ 1582031.  
23 AX 3375. IZ 1582031.  
5 AX 2025. IZ 341718.  
10 AX2025. IZ 341718.  
15 AX 2025. IZ 341718.  
20 AX 2025. IZ 341718.  
25 AX 2025. IZ 341718.  
CONST E 34500. ALL BUT 2100000. 1 6 11 16 21  
\* DESC DES CAS DE CHARGE  
TABULATE ALL  
LOAD 1 CHAR + 1.2 SURC  
MEMB LOADS  
2 FORCE Y UNIF -47.4569  
4 FORCE Y UNIF -47.4569  
7 FORCE Y UNIF -49.5838  
9 FORCE Y UNIF -49.5838  
12 FORCE Y UNIF -51.7106  
14 FORCE Y UNIF -51.7106  
17 FORCE Y UNIF -53.8374  
19 FORCE Y UNIF -53.8374  
22 FORCE Y UNIF -42.9331  
24 FORCE Y UNIF -42.9331  
LOAD 2 CHAR + 1.2 SURC DROITE  
MEMB LOADS  
2 FORCE Y UNIF -32.56923  
7 FORCE Y UNIF -32.56923  
12 FORCE Y UNIF -32.56923  
17 FORCE Y UNIF -32.56923  
4 FORCE Y UNIF -44.59823

9 FORCE Y UNIF -46.38523  
 14 FORCE Y UNIF -48.11223  
 19 FORCE Y UNIF -49.83923  
 22 FORCE Y UNIF -38.6846  
 24 FORCE Y UNIF 642.1286  
 LOAD 3 CHAR + 1.2 SURC GAUCHE

## MEMB LOADS

2 FORCE Y UNIF -51.80173  
 4 FORCE Y UNIF -32.56923  
 7 FORCE Y UNIF -54.54923  
 9 FORCE Y UNIF -32.56923  
 12 FORCE Y UNIF 657.29673  
 14 FORCE Y UNIF -32.56923  
 17 FORCE Y UNIF -60.04423  
 19 FORCE Y UNIF -32.56923  
 22 FORCE Y UNIF -44.1796  
 24 FORCE Y UNIF -38.6923

LOAD 4 CHAR + SURC

## MEMB LOADS

2 FORCE Y UNIF -44.97564  
 4 FORCE Y UNIF -44.97564  
 7 FORCE Y UNIF -46.747983  
 9 FORCE Y UNIF -46.747983  
 12 FORCE Y UNIF -48.5203  
 14 FORCE Y UNIF -48.5203  
 17 FORCE Y UNIF -50.292665  
 19 FORCE Y UNIF -50.292665  
 22 FORCE Y UNIF -42.225  
 24 FORCE Y UNIF -42.225

LOAD 5 CHAR + 1/5 SURC

## MEMB LOADS

2 FORCE Y UNIF -35.05049  
 4 FORCE Y UNIF -35.05049  
 7 FORCE Y UNIF -35.40498  
 9 FORCE Y UNIF -35.40498



9 FORCE Y UNIF -35.40498  
 12 FORCE Y UNIF -35.759449  
 14 FORCE Y UNIF -35.759449  
 17 FORCE Y UNIF -36.113917  
 19 FORCE Y UNIF -36.113917  
 22 FORCE Y UNIF -39.393  
 24 FORCE Y UNIF -39.393

LOAD 6 SEISMEGAUCHE

JOINT LOADS

2 FORCE X 2747..  
 7 FORCE X 5221.  
 10 FORCE X 7242.  
 13 FORCE X 8714.5  
 16 FORCE X 10166.

LOAD 7 SEISME DROIT

JOINT LOADS

5 FORCE X -2747.

~~XXXXXXXXXXXXXXXX~~

9 FORCE X -5221.  
 12 FORCE X -7242.  
 15 FORCE X -8714.5  
 18 FORCE X -10166.

LOAD 8 COMBINAISON 4 ET 6

COMBINE 4 1. 6 1.

LOAD 9 COMBINAISON 5 ET 6

COMBINE 5 1. 6 1.

LOAD 10 COMBINAISON 4 ET 7

COMBINE 4 1. 7 1.

LOAD 11 COMBINAISON 5 ET 7

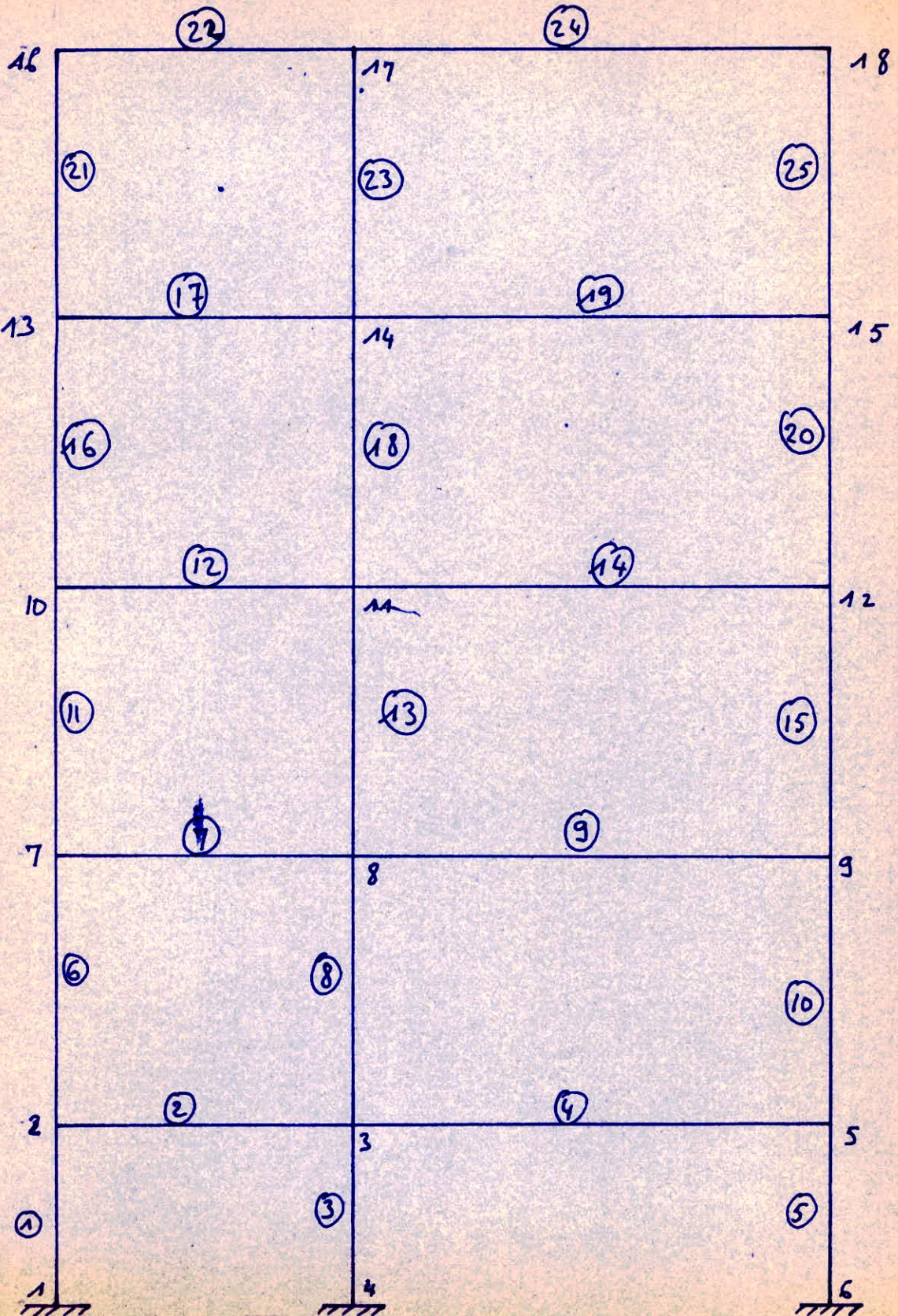
COMBINE 5 1. 7 1.

TRACE

SOLVE

---

FIN du PROGRAMME.



SCHEMAS du PORTIQUE

## CH II CALCUL des POTEaux

Nous avons trois files de poteaux à calculer; dont l'une est en métal et les deux autres en Béton.  
 Pour les poteaux métalliques, il suffit de prendre la plus sollicité, de la vérifier, s'il passe, cela veut dire que tous les autres résistent encore mieux.

### 1) Vérification du poteau métallique

1-1 Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $G + 1.2 P$   
 EFFORTS

	extrémité inférieure	extrémité supérieure
$P_{1-12}$	$N = 45968 \text{ kgf}$ $M = 25226 \text{ kgf cm}$	$N = 45968$ $M = 58369$
$P_{1-27}$	$N = 37396$ $M = 61508$	$N = 37396$ $M = 70258$
$P_{1-710}$	$N = 28132$ $M = 80300$	$N = 28132$ $M = 86896$
$P_{1-10.13}$	$N = 18221$ $M = 94989$	$N = 18221$ $M = 100004$
$P_{1-13.16}$	$N = 7774$ $M = 93370$	$N = 7774$ $M = 89209$

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I/v}$$

$$S = (30+30)2.5 + (10+10)2.5$$

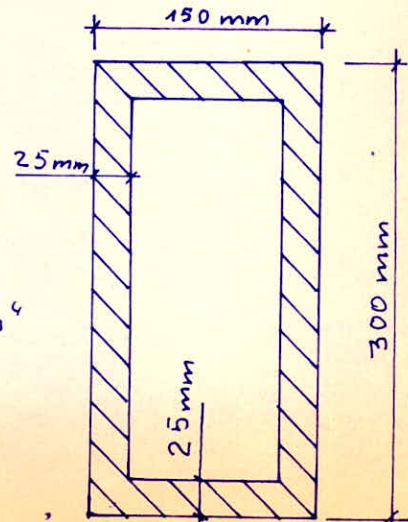
$$S = 200 \text{ cm}^2$$

$$I = I_1 = I_2 = \frac{15 \times 30^3}{12} - \frac{10 \times 25^3}{12}$$

$$I = 20730 \text{ cm}^4$$

$$I/v = \frac{20730}{15} = 1382 \text{ cm}^3$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{N}{200} + \frac{M}{1382}$$



Le cas le plus défavorable est celui ayant un grand effort normal vu la diminution de  $N$  et l'augmentation de  $M$ .

$$\sigma = \frac{45968}{200} + \frac{58369}{1382} = 229.84 + 42.24 = 272.08 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma = 272.08 < \bar{\sigma} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$$

1-2 Sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre  $G + 1/5P + S$   
Efforts:

$P_{1-1.2}$	$N = 3119$ $M = 531591$	kgf kgf cm	$N = 3119$ $M = 518710$
$P_{1-2.7}$	$N = 768$ $M = 717086$		$N = 768$ $M = 1337882$
$P_{1-7.10}$	$N = 5431$ $M = 620795$		$N = 5431$ $M = 602924$
$P_{1-10.13}$	$N = 7196$ $M = 404804$		$N = 7196$ $M = 390949$
$P_{1-13.16}$	$N = 5256$ $M = 169763$		$N = 5256$ $M = 163028$

$$\sigma_{1.2} = \frac{3119}{200} + \frac{531591}{1382} = 15.384 + 384.65 = 399.65 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{2.7} = \frac{768}{200} + \frac{1337882}{1382} = 3.84 + 968 = 971.84$$

$$\sigma_{7.10} = \frac{5431}{200} + \frac{620795}{1382} = 27.16 + 449.20 = 476.36$$

$$\sigma_{10.13} = \frac{7196}{200} + \frac{404804}{1382} = 35.98 + 292.91 = 328.89$$

$$\sigma_{13.16} = \frac{5256}{200} + \frac{169763}{1382} = 26.26 + 122.84 = 149.10$$

on voit que

$$\sigma_{i,jmax} = 972 < \bar{\sigma} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

donc tous les poteaux métalliques passent bien.

## 2) Poteaux en B.A.

### 2-1 Détermination des Armatures:

#### 2-1-1: Fila extérieure (45x45)

P6.6  $N = 97623 \text{ kg}$   $M = 296103 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{M}{N} = 3 \text{ cm} \quad \frac{b}{6} = 7.5 \text{ cm.}$$

$a < \frac{b}{6} \Rightarrow$  la section est entièrement comprimée

pourcentage minimum:

$$w_r = \frac{A}{B} \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

poteau derive  $\theta_1 = 1.4$   
 $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$

$$l_c = 0.9h = 0.9 \times 4.5 = 4.05 \text{ m}$$

$$a = 45 \text{ cm}$$

$$c = 3.5 \text{ cm}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{405}{4 \times 45 - 7}$$

$$\theta_2 = 3.24$$

F2E40

$$\theta_3 = 1 + \frac{4200}{3220}$$

$$\theta_3 = 2.3$$

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{97623}{45 \times 45}$$

$$\sigma'_m = 48.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68.7$$

$$w_r = \frac{A}{B} \geq \frac{1.25}{1000} \times 1.4 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{48.2}{68.7}$$

$$w_r = 0.00914$$

$$A = B \cdot w_r = 45 \times 45 \times 0.00914$$

$$A' = 18.51 \text{ cm}^2$$

on prend 4T20 + 4T16 = 20.60 cm<sup>2</sup>

P65  $N = 95803$   $M = 571455$

$$\sigma'_m = \frac{95803}{45 \times 45} = 47.31 \approx 48.2 \Rightarrow \text{on garde la même disposition.}$$

P65

$$N = 78910$$

$$M = 604444$$

$$\frac{M}{N} = 7.66$$

$$\sigma'_m = \frac{78910}{45 \times 45} = 38.967$$

$$\omega'_r = \frac{A}{B} = \frac{1.25}{1000} \times 1.4 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{38.967}{68.7}$$

$$\omega'_r = 0.00739$$

$$A = B \omega'_r = 45 \times 45 \times 0.00739 = 14.97 \text{ cm}^2$$

on prend 8 T16 = 16.08 cm<sup>2</sup>

P69

$$N = 77090$$

$$M = 620567$$

cas proche du précédent, on garde la même disposition.

P69

$$N = 59220$$

$$M = 662834$$

$$\frac{M}{N} = 11.19 > \frac{b}{6} = 7.5 \text{ cm}$$

On calcule par l'abaque de M<sup>R</sup> CAQUOT

$$\frac{N}{\sigma'_b \times b \times h} = \frac{59220}{60 \times 45 \times 45} = 0.5$$

$$\frac{M}{\sigma'_b \times b \times h^2} = \frac{662834}{60 \times 45 \times 45^2} = 0.12$$

d'où  $\rho = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = 0.3 \Rightarrow \sigma_a = 60 \times 0.3 = 18 \text{ bars}$

$$15 \omega'_r = 0.078 \Rightarrow \omega'_r = \frac{0.078}{15} = 0.0052$$

$$A = \omega'_r \times B = 0.0052 \times 45 \times 45 = 10.53 \text{ cm}^2$$

comme on veut armer symétriquement

$$A_f = 2A = 21.06 \text{ cm}^2$$

on prend 4 T20 + 4 T16 = 21.3 cm<sup>2</sup>

P6.12

$$N = 57400$$

$$M = 675663$$

$$\frac{M}{N} > \frac{b}{6}$$

$$\frac{N}{\sigma'_b \times b \times h} = \frac{57400}{60 \times 45 \times 45} = 0.47$$

$$\frac{M}{\sigma'_b \times b \times h^2} = \frac{675663}{60 \times 45 \times 45^2} = 0.1235$$

$$p = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = 1.2 \Rightarrow \sigma_a = 60 \times 1.2 = 72 \text{ bars}$$

$$15w'_r = 0.08 \Rightarrow w'_r = \frac{0.08}{15} = 0.0053$$

$$A = B \times w'_r = 45 \times 45 \times 0.0053 = 10.73$$

$$A_t = 2A = 21.46$$

on prend  $4T20 + 4T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

P6.15

$$N = 17107$$

$$M = 763287$$

$$\frac{M}{N} > \frac{b}{6}$$

$$\frac{N}{\sigma'_b \times b \times h} = \frac{17107}{70 \times 45 \times 45} = 0.12$$

$$\frac{M}{\sigma'_b \times b \times h^2} = \frac{763287}{70 \times 45 \times 45^2} = 0.12$$

$$p = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = 25 \Rightarrow \sigma_a = 25 \times 70 = 1750 \text{ bars.}$$

$$15w'_r = 0.06 \Rightarrow w'_r = \frac{0.06}{15} = 0.004$$

$$A = B \cdot w'_r = 45 \times 45 \times 0.004 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2A = 16.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{3T20 + 3T20 = 18.84 \text{ cm}^2}$$

P6.18

$$N = 15287$$

$$M = 787910$$

$$\frac{M}{N} > \frac{b}{6}$$

$$\frac{N}{\sigma'_b \times b \times h} = \frac{15287}{70 \times 45 \times 45} = 0.11$$

$$\frac{M}{\sigma'_b \times b \times h^2} = \frac{787910}{70 \times 45 \times 45^2} = 0.124$$

$$\rho = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = 26 \Rightarrow \sigma_0 = 70 \times 26 = 1820 \text{ bars}$$

$$15 \omega_r = 0.061 \Rightarrow \omega_r = \frac{0.061}{15} = 0.0041$$

$$A = B \cdot \omega_r = 45 \times 45 \times 0.0041 = 8.22$$

$$A_t = 2A = 16.44 \Rightarrow \underline{3T20 + 3T20 = 18.84 \text{ cm}^2}$$

2-1-2: File intérieure: (45 x 75)

$$P_{4.4} \quad N = 199888 \quad M = 228112$$

$$\alpha = \frac{M}{N} = 1.14 < \frac{b}{6} = 12.5$$

Poteau intérieur  $\theta_1 = 1$   
 $\theta_2 = 3.24$  (voir § 2-1-1)  
 $\theta_3 = 2.3$

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{199888}{45 \times 75} = 59.23 \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 68.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\omega_r = \frac{A}{B} = \frac{1.25}{1000} \times 1 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{59.23}{68.7} \quad \omega_r = 0.008137$$

$$A = B \cdot \omega_r = 45 \times 75 \times 0.008137$$

$$\text{on prend } \underline{10T20 = 31.41 \text{ cm}^2} \quad A = 27.46 \text{ cm}^2$$

$$P_{4.3} \quad N = 196848 \quad M = 555821$$

$$\alpha = \frac{555821}{196848} = 2.82 < 12.5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{196848}{45 \times 75} = 58.4 \text{ cas semblable au précédent.}$$



P<sub>4.8</sub>

N = 157580

M = 567092

$$\alpha = 3.6 < 12.5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{157580}{45 \times 75} = 46.7$$

$$\omega'_r = \frac{1.25}{1000} \times 1 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{46.7}{68.7}$$

$$\omega'_r = 0.0064$$

$$A = B \cdot \omega'_r = 45 \times 75 \times 0.0064$$

$$A = 21.6$$

$$\text{on prend } \underline{7T20 = 21.99 \text{ cm}^2}$$

P<sub>4.11</sub>

N = 117214

M = 600217

$$\alpha = \frac{600217}{117214} = 5.12 < 12.5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{117214}{45 \times 75} = 34.73$$

$$\omega'_r = \frac{1.25}{1000} \times 1 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{34.73}{68.7} = 0.0048$$

$$A = B \cdot \omega'_r = 45 \times 75 \times 0.0048$$

$$A = 16.102 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } \underline{6T20 = 18.84 \text{ cm}^2}$$

P<sub>4.14</sub>

N = 75654

M = 624521

$$\alpha = \frac{624521}{75654} = 8.24 < 12.5$$

$$\sigma'_m = \frac{75654}{45 \times 75} = 22.42$$

$$\omega'_r = \frac{1.25}{1000} \times 1 \times 3.24 \times 2.3 \times \frac{22.42}{68.7}$$

$$\omega'_r = 0.0031$$

$$A = B \cdot \omega'_r = 45 \times 75 \times 0.0031$$

$$A = 10.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } \underline{6T16 = 12.06 \text{ cm}^2}$$

P4.17

$$N = 32752$$

$$M = 728495$$

$$e = \frac{728495}{32752} = 22.24 > 12.5 \text{ cm}$$

on utilise l'abaque de MR CAQUOT.

$$\frac{N}{\sigma_b \times b \times h} = \frac{32752}{25 \times 45 \times 75} = 0.39$$

$$\frac{M}{\sigma_b \times b \times h^2} = \frac{728495}{25 \times 45 \times 75^2} = 0.115$$

$$15 \omega_r = 0.047 \Rightarrow \omega_r = \frac{0.047}{15} = 0.0031$$

$$A = 45 \times 75 \times 0.0031 = 10.57$$

on prend 6T16 = 12.06 cm<sup>2</sup>

## 2-2 Vérification des poteaux en B.A.

### 2-2-1 Fila extérieure:

Les résultats trouvés lors de la détermination des armatures sont très rapprochés, pour cela, nous nous contenterons de vérifier uniquement la section la plus sollicitée; qui est l'extrémité basse du poteau entre les niveaux 1 et 2.

$$N = 83137 \text{ kgf}$$

$$M = 2049889 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2049889}{83137} > 7.5 \text{ cm}$$

on utilise l'abaque de MR CAQUOT.

$$\frac{N}{\sigma_b \times b \times h} = \frac{83137}{180 \times 45 \times 45} = 0.228$$

$$\frac{M}{\sigma_b \times b \times h^2} = \frac{2049889}{180 \times 45 \times 45^2} = 0.125$$

$$15 \omega_r = 0.068 \Rightarrow \omega_r = 0.00453 < \omega_r' = 0.005$$

$$2\omega = 0.00906 < 2\omega_r' = 0.01$$

car le pourcentage d'acier de ce poteau est

$$\frac{A}{B} = 2\omega' = 0.01$$

$$\rho = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = 13.4 \quad \Rightarrow \quad \sigma_a = \rho \times \sigma_b' = 13.4 \times 180 = 2412 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_b' &= 180 < \bar{\sigma}_b' = 200 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_a &= 2412 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{cas du Séisme})$$

donc cette file de poteaux est bien dimensionnée.

### 2-2-2 File intérieure :

on procède de la même manière que précédemment. La section la plus sollicitée se trouve au même niveau.

$$N = 118220$$

$$M = 5223258$$

$$\frac{N}{\sigma_b' \times b \times h} = \frac{118220}{180 \times 45 \times 75} = 0.2$$

$$\frac{M}{\sigma_b' \times b \times h^2} = \frac{5223258}{180 \times 45 \times 75^2} = 0.115$$

$$15\omega = 0.051 \quad \Rightarrow \quad \omega = 0.0034$$

$$\frac{A}{B} = 2\omega' = 2 \times 0.0048 = 0.0096 > 2\omega = 0.0068$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \rho = 16.2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_a = \rho \sigma_b' = 16.2 \times 180 = 2916$$

$$\sigma_b' = 180 < \bar{\sigma}_b' = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2916 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{cas du Séisme})$$

Remarque : Les poteaux semblent être surdimensionnés; mais il n'en est point, car si le déplacement maximum donné par l'ordinateur, lors de la résolution du programme STRESS, est égal à : 2.0295 cm, le déplacement admissible toléré par les règles P.S. 69 n'est que de 2.75 cm. (voir CH2 §2-2-1-8)

### 2-3 Calcul des armatures transversales

contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{0.875 b h}$$

section des armatures

$$A_t = \frac{e \cdot \tau_b \cdot b}{\sigma_a^t} \quad e = \text{espacement}$$

avec  $\sigma_a^t = f_a \sigma_a$  et  $f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$   $\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ kgf/cm}^2$

File extérieure:  
l'écart entre les efforts tranchants est très petit donc nous pouvons nous contenter de faire le calcul pour l'effort maximum et de généraliser.

$$T_{\max} = 2892 \text{ kg} \quad (\text{cas } G + 1.2 P)$$

$$\tau_b = \frac{2892}{0.875 \times 45^2} = 1.64$$

$$f_a = 1 - \frac{1.64}{9 \times 5.8} = 0.969$$

$$\sigma_a^t = 0.969 \times 1600 = 1550$$

$$e \geq 0.7 h \quad \text{Règles C.C.B.A 68}$$

on prend  $e = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{15 \times 1.64 \times 45}{1550} = 0.72 \Rightarrow 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

File intérieure:

$$T_{\max} = 3050 \text{ kg}$$

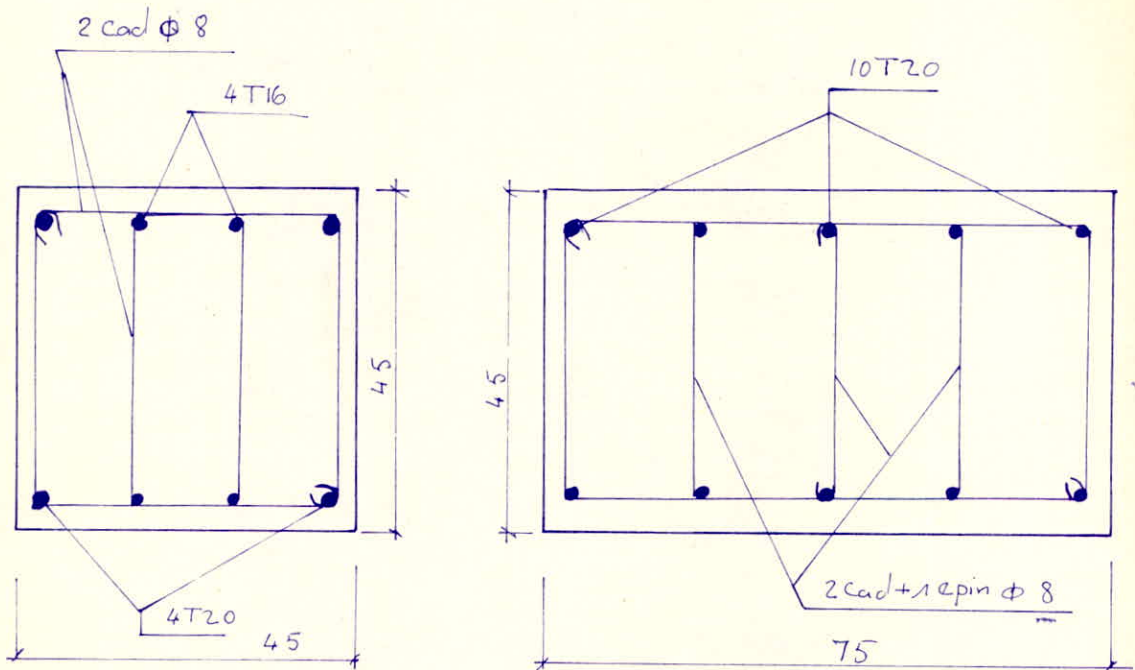
$$\tau_b = \frac{3050}{0.875 \times 45 \times 75} = 1.08$$

$$f_a = 1 - \frac{1.08}{9 \times 5.8} = 0.98$$

$$\sigma_a^t = 0.98 \times 1600 = 1569$$

on prend  $\alpha = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{20 \times 1.08 \times 45}{1569} = 0.62 \Rightarrow 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$



### Sections des Poteaux à leur Point bas.

Ainsi se termine cette petite étude sur les poteaux. Le lecteur trouvera en ces deux schémas une idée sur la manière dont nous disposons les armatures.

## CH III      CALCUL des POUTRES

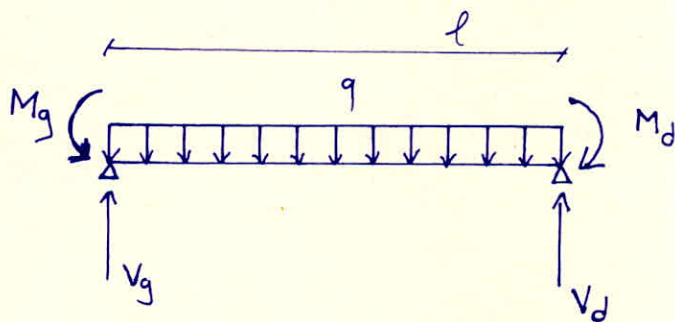
### 1) Généralités :

Pour ces éléments nous avons les valeurs des moments aux appuis : Ces valeurs sont données par le programme STRESS.

Pour déterminer les moments maximaux en travées et leurs abscisses, nous appimilerons chaque poutre encastrée à une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie, provenant du poids propre, et à deux moments appliqués aux extrémités.

Afin de diversifier et de faciliter les calculs ainsi que la présentation, nous nous contenterons d'énoncer les formules ; les résultats seront portés sur des tableaux.

### 2) Détermination des moments en travées :



Formules

$$V_g = \frac{M_d - M_g}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$T = \frac{\partial M}{\partial x} = 0 = V_g - qx = x = \frac{V_g}{q} = K$$

$$M_{\max} = V_g K - \frac{qK^2}{2} - M_g = V_d (l - K) - \frac{q(l - K)^2}{2} - M_d = M_g^0$$

Sur un premier tableau nous avons porté les valeurs de tous les moments (sur appuis et en travées) ainsi que tous les efforts tranchants (aux appuis).

La numérotation des poutres correspond à celle utilisée dans le STRESS.

Les abscisses (à partir de chaque appui gauche) des moments maximums en travées y sont portées aussi.

Ce tableau est dressé pour les cas de charge suivants :

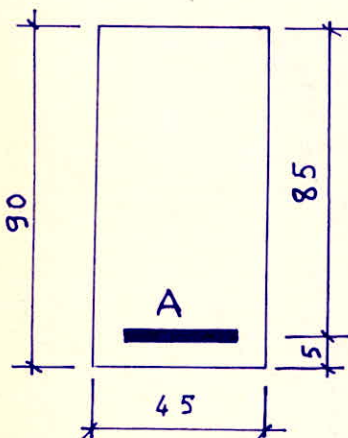
1	$G + 1.2p$
5	$G + 0.2p$
6	Séisme
9	$G + 0.2p + Sg$
11	$G + 0.2p + Sd$

### 3) Détermination des armatures longitudinales :

Comme nous l'avons dit précédemment les valeurs numériques seront portées sur un tableau; néanmoins pour donner une idée au lecteur sur la méthode utilisée, nous exposons ci-après un exemple de calcul.

L'effort normal étant très petit, nous le négligerons, car le moment  $M_n$  qu'il crée reste petit devant  $M$ .

$$M_n = N \left( \frac{h_t}{2} - d \right)$$



Acier Fe E 40

Béton 350/325

$$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgf/cm}^2$$

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

Moment  $M = 23.04 \text{ tm}$

Nous utiliserons la méthode des Abaques de P. CHARON (Flexion Simple, Flexion composée, voir bibliographie).

Section :  $b = 45 \text{ cm}$

$h_t = 90 \text{ cm}$

$h = 85 \text{ cm}$

$d = 5 \text{ cm}$

#### a) Calcul de $\mu$ , $k$ et $\varepsilon$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2304000}{2667 \times 45 \times 85^2} = 0.039856$$

pour  $\mu = 0.039856$  nous avons

$$k = 43.9$$

$$E = 0.9151$$

(Voir abaques)

b) Calcul de  $\bar{k}$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2667}{137} = 19.47$$

Comme  $k = 43.9 > \bar{k} = 19.47$ , la solution comportant uniquement des armatures tendues convient.

c) Calcul de  $A$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{2304000}{2667 \times 0.9151 \times 85} = 11.11 \text{ cm}^2$$

A étant très petit, on préfère utiliser des  $\Phi < 25$   
d'où  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \times 2304000}{28800 \times 45 \times 85} = 0.037962 \Rightarrow k = 45.1$$

$$E = 0.9168$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20.44$$

$$k > \bar{k} \Rightarrow A = \frac{2304000}{2800 \times 85 \times 0.9168} = 10.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } \underline{\underline{A = 4T20 = 12.56 \text{ cm}^2}}$$

d) Détermination des contraintes:

$$A = 4T20 = 12.56$$

$$S' = \frac{d}{h} = \frac{5}{85} = 0.059 \neq 0.06$$

$$\omega = \frac{100A}{b \times h} = \frac{100 \times 12.56}{45 \times 85} = 0.328366 < 0.5$$

La vérification est inutile.



e) Pourcentage minimum d'acier :

Règles C.C.B.A. 68 Art 19.1 (Modifications 1970)

$$\bar{w}_l = 0.69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.7 \text{ kgf/cm}^2$$

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

d'où  $\bar{w}_l = 0.69 \times \frac{5.7}{4200} = 0.000936$

Pourcentage d'acier

$$w_f = \frac{A}{B}$$

$$w_f \geq \bar{w}_l \Rightarrow \frac{A}{B} \geq \bar{w}_l \text{ d'où } A \geq B \times \bar{w}_l$$

$$B = 45 \times 90 = 4050$$

d'où  $A_{min} = 4050 \times 0.000936$

$$\underline{A_{min} = 3.79 \text{ cm}^2}$$

f) Tableau des Valeurs pour la 1<sup>ère</sup> genre G + 1.2 P.

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

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

NUM	N kg	M kgf/cm <sup>2</sup>	M <sub>0t</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	μ	k	E	A cm <sup>2</sup>
2	14	120000	120560	0.0021	277	0.9794	0.54
		2304000	2304560	0.0379	45.24	0.9170	11.11
		1770000	1770560	0.0295	52.75	0.9262	8.43
4	170	2850000	2856800	0.04685	39.82	0.9088	13.84
		1255000	1261800	0.0207	64.36	0.9370	5.91
		1180000	1186800	0.0194	66.70	0.9388	5.55
7	79	150000	153160	0.00247	204.3	0.9772	0.68
		1700000	1703160	0.02789	53	0.9277	8.09
		720000	723160	0.01185	87.89	0.9514	3.33
9	252	2860000	2870080	0.04692	39.70	0.9086	13.88
		3502000	3512080	0.05746	35.15	0.9003	17.15
		1290000	1300080	0.02117	63.37	0.9362	6.07

	N kg	M <sub>1</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	M <sub>0,t</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	μ	k	E	A cm <sup>2</sup>
12	62	182000	184480	0.003	183.4	0.9748	0.8
		2277000	2279480	0.0376	45.39	0.9172	10.44
		1690000	1692480	0.0279	54.06	0.9276	7.67
14	192	196000	2903680	0.0479	-39.23	0.9078	13.44
		2325000	3560680	0.0587	34.70	0.8994	16.64
		1700000	1390680	0.023	60.3	0.9336	6.26
17	28	194000	195120	0.0032	177.3	0.974	0.85
		2325000	2326120	0.0383	44.95	0.9166	10.66
		1700000	1701120	0.028	53.87	0.9274	7.71
19	282	2965000	2976280	0.049	38.65	0.9068	13.79
		3472000	3483280	0.0574	35.18	0.9003	16.26
		1480000	1491280	0.0246	58.10	0.9316	6.73
22	406	89000	105240	0.0018	240.1	0.9804	0.45
		2090000	2106240	0.0347	47.66	0.9202	9.62
		1568000	1584240	0.0261	56.22	0.9298	7.16
24	3447	2297000	2434880	0.040	43.68	0.9148	11.18
		3438000	3575880	0.0589	34.60	0.8992	16.71
		788000	925880	0.0153	76.24	0.9452	4.12

#### 4) Détermination des Armatures Transversales.

$$\tau_b = \frac{T}{0.875 \times b \times h}$$

$$A_t = \frac{\alpha \cdot \tau_b \cdot b}{\sigma_a^t}$$

$$\sigma_a^t = \rho_a \bar{\sigma}_a$$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ kgf/cm}^2$$

Nous attirons l'attention du lecteur que ces formules ont déjà été utilisées dans le cas des poteaux.

Tableau des Armatures transversales:

numéro	T	$\tau_b$	$A_t$	$\alpha$
2	16525	4.93	1.56 = 4 $\phi$ 8 = 2.08	15
	21413	6.39	1.81 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
4	23111	6.9	1.97 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
	20006	5.97	1.91 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	15
7	17930	5.35	1.72 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
	22366	6.68	1.81 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
9	24263	7.24	2.04 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
	21483	6.41	1.81 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	13
12	9911	2.97	1.32 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	20
	15945	4.77	1.56 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	15
14	22575	6.75	2.27 = 5 $\phi$ 8 = 2.51	15
	18794	5.62	1.72 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	15
17	10447	3.13	1.32 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	20
	16473	4.93	1.56 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	15
19	23391	6.99	2.27 = 5 $\phi$ 8 = 2.51	15
	19680	5.89	1.91 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	15
22	7775	2.33	1.32 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	20
	13692	4.10	1.63 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	20
24	19060	5.7	2.31 = 5 $\phi$ 8 = 2.51	20
	15287	4.57	1.85 = 4 $\phi$ 8 = 2.01	20

Pour terminer cette étude sur les poutres nous avons dressé un tableau récapitulatif par lequel nous avons porté les valeurs des efforts normaux et des moments fléchissants pour les cas de charge 9 et 11 à savoir

$$G + 0.2P + S_g$$

$$\text{et } G + 0.2p + S_d$$

Pour déterminer les armatures, nous n'avons pris que le cas le plus défavorable.

L'avant dernière colonne ( $A_1$ ) est partagée en deux autres:

$A_p$  : section d'armatures pour les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre  
 $A_q$  = " " " " " " 1<sup>e</sup> "

La section d'acier retenue est  $A \geq \max(A_p, A_q)$

## TABLEAU DES MOMENTS

G+1.2P

G+0.2P

SÉISME

COMBINAISONS

NUMERO	$\frac{l}{l_0}$	a	b	h	M <sub>g</sub> <sup>G</sup>		M <sub>g</sub> <sup>G</sup>		M <sub>g</sub> <sup>G</sup>		T <sub>g</sub> <sup>G</sup>		T <sub>g</sub> <sup>G</sup>		M <sub>g</sub> <sup>S</sup>		M <sub>g</sub> <sup>S</sup>		I						II					
					tm	tm	tm	tm	t	t	tm	tm	tm	tm	t	t	tm	tm	LOAD I						LOAD II					
m	g/m	cm	cm	cm	A <sub>g</sub>	A <sub>d</sub>	A <sub>c</sub>	z <sub>c</sub>	g	g'	A <sub>g</sub>	A <sub>d</sub>	A <sub>c</sub>	z <sub>c</sub>	g	g'	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	X <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	X <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>		
1	2	3	4	5	6	7	8	8'	9	10	11	12	13	13'	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
2	5 4.88	4.75	45	90	1.2	19.7	23.04	3.19	9.4	45.2	8.9	13.4	33.43	1.81	6.4	41.2	41.4	37.7	42.4	50.8	4.61	31.63	3.9	21.5	4.3	24.2	4.57	21.47	4.2	1
4	8 3.83	4.95	45	90	28.5	11.8	42.55	4.3	21	46.9	211	8.7	32.05	4.44	15.6	42.5	34	263	13	35	4.78	22.16	1	2.0	55	47.7	5.33	32.05	27.2	5
7	5 4.85	4.86	45	90	1.5	7.2	17	2.72	9.8	45.4	1.1	12.2	35.62	1.81	6.7	41.1	44.5	42	48.4	54.2	4.8	35.62	4.7	27.4	18.2	21.9	3.1	3.77	17	4.3
9	8 3.85	4.96	45	90	21.5	12.9	35.02	3.67	21.1	47.9	244	9.3	30.57	4.58	15.4	42.8	39.8	30	49.5	39.2	4.69	19.52	6.9	21.5	60.1	20.8	2.42	30.57	24.3	4.1
12	5 4.85	5.01	45	90	1.82	16.9	22.77	3.08	9.9	45.94	1.32	11.47	15.52	3.04	6.91	40.97	16.4	21.97	40.08	43.45	4.89	37.31	1.77	13.45	12.36	20.47	2.40	2.44	15.97	2.31
14	8 3.85	5.12	45	90	21.36	13.83	35.93	3.63	22.57	47.79	19.14	8.43	24.32	3.45	15.53	13.02	22.57	24.93	42.74	34.15	3.25	6.07	3.45	20.14	57.42	14.93	2.49	35.35	21.74	5.17
19	5 4.85	5.38	45	90	1.94	17.00	23.25	3.05	10.45	46.47	1.42	10.71	14.94	3.08	7.17	10.89	7.03	19.12	5.61	29.73	3.83	21.01	1.97	14.12	1.44	1.41	2.50	2.83	12.4	5.66
18	8 3.85	5.38	45	90	29.65	14.1	34.72	4.34	23.4	46.63	19.5	10.54	21.93	3.7	15.56	13.33	22.23	16.43	2.79	27.19	4.14	39.59	16.30	11.19	41.78	1.09	2.77	41.41	20.43	1.47
22	5 4.85	4.38	45	90	0.88	15.67	20.90	2.11	7.77	43.69	0.69	15.34	20.05	2.24	6.91	12.78	2.32	5.97	4.63	21.33	3.50	21.56	5.24	14.44	3.06	9.39	2.82	12.49	1.97	4.13
24	8 3.85	4.29	45	90	22.97	7.88	34.38	2.57	19.04	42.29	21.64	6.59	32.90	3.53	17.64	13.88	10.54	6.58	11.03	13.14	4.06	21.50	15.90	12.02	32.19	10.09	1.97	41.65	19.77	4.73

DÉTERMINATION DES ARMATURES

NUMERO	N	M	e	M <sub>a,t</sub>	u	k	ε	A <sub>1</sub> A <sub>g</sub>	A
	kgf	kgfcm	Cm	kgfcm				Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>
2	2465	1430000	580	1531065	0,0265	61	0,9342	4,01 4,52*	4T14 = 6.85
2	2465	3363000	1364	3461600	0,0599	54,21	0,8984	9,44 11,1*	4T20 = 12.54
2	2465	5080000	2060	5178600	0,0895	26,6	0,8793	14,42 8,43	6T10 = 18.24
4	2451	5500000	2244	5598080	0,0968	25,26	0,8758	15,66* 13,84	6T20 = 18.84
4	2451	3205000	1307	3303040	0,0571	35,3	0,9006	8,98* 5,91	6T20 = 18.84
4	2451	3500000	1428	3598040	0,0622	33,45	0,8968	9,83* 5,55	2T20+2T16 = 10.30
7	4721	1560000	330	1748880	0,0302	51,67	0,925	4,63* 4,52	4T14 = 6.15
7	4721	3562000	754	3750840	0,0648	32,62	0,895	10,27* 8,09	4T20 = 12.56
7	4721	5420000	1148	5608840	0,097	25,22	0,8757	15,69 4,52	6T20 = 18.84
9	4282	6010000	1403	6181320	0,1069	23,7	0,8708	17,39* 13,88	6T20 = 18.84
9	4282	3057000	713	3228280	0,0558	35,81	0,9016	8,77 17,15*	6T20 = 18.84
9	4282	3920000	915	4091280	0,0707	30,88	0,891	14,25* 6,07	4T20 = 12.56
						k = 16.56			

DÉTERMINATION DES ARMATURES

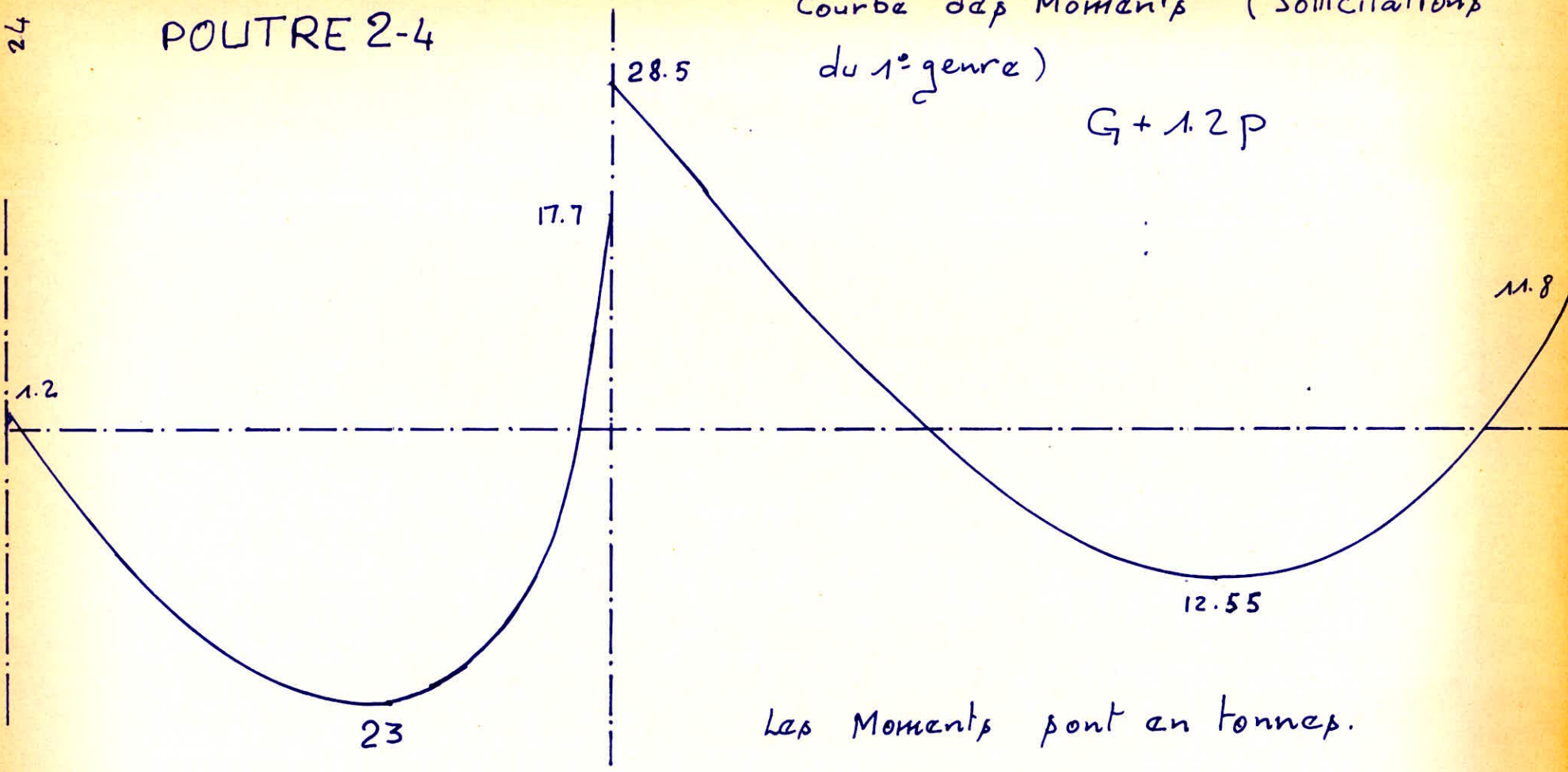
NUM	N kg	M kg/cm	e cm	M <sub>a,t</sub> kg/cm	u	k	E	A <sub>1</sub>		A cm <sup>2</sup>
								A <sub>1</sub> <sub>cm<sup>2</sup></sub>	A <sub>1</sub> <sub>cm<sup>2</sup></sub>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12	6290	1270000	202	1521600	0.01843	68.61	0.9402	4.8 *	0.8	4T14 = 6.15
12	6290	3231000	513	3482600	0.0422	41.18	0.911	11.25 *	10.44	4T20 = 12.56
12	6290	4345000	690	4596600	0.0556	35.86	0.9017	15 *	7.67	6T20 = 18.84
14	5563	5242000	941	5464760	0.0661	32.26	0.8942	18 *	13.44	6T20 = 18.84
	5563	3535000	634	3754720	0.0455	41.05	0.9108	12.14	16.64 *	6T20 = 18.84
	5563	3415000	613	3637720	0.044	41.31	0.9112	11.74	6.26	4T20 = 12.56
17	7683	844000	109	1151320	0.0139	80.42	0.9476	3.6	0.85	4T14 = 6.15
	7683	2101000	273	2408320	0.0291	52.75	0.9262	7.65	10.66 *	4T20 = 12.56
	7683	2983000	388	3290320	0.0398	43.81	0.9157	10.58	7.71	5T20 = 15.70
19	6260	4178000	667	4428440	0.0536	36.65	0.9032	14.42 *	13.79	5T20 = 15.70
	6260	4862000	776	5112400	0.0619	33.54	0.8970	16.77 *	16.26	6T20 = 18.84
	6260	2719000	434	2969400	0.0359	46.73	0.919	9.5 *	6.73	4T20 = 12.56
22	9425	300000	31	677040	0.0081	108	0.9594	2.1	0.45	4T14 = 6.15
	9425	2250000	238	2627000	0.0318	50.10	0.9232	8.37	9.62 *	4T20 = 12.56
	9425	2133000	226	2510000	0.0303	57.55	0.9249	7.98 *	7.16	4T20 = 12.56
24	10415	3219000	311	3623600	0.0439	41.18	0.911	11.70 *	4.18	4T20 = 12.56
	10415	4365000	490	5369600	0.065	32.53	0.8949	17.65 *	16.71	6T20 = 18.84
	10415	1316000	130	1720600	0.0208	64.4	0.9368	5.4 *	4.12	4T14 = 6.15

24

# POUTRE 2-4

Courbe des Moments (solicitations du 1<sup>er</sup> genre)

G + 1.2 P



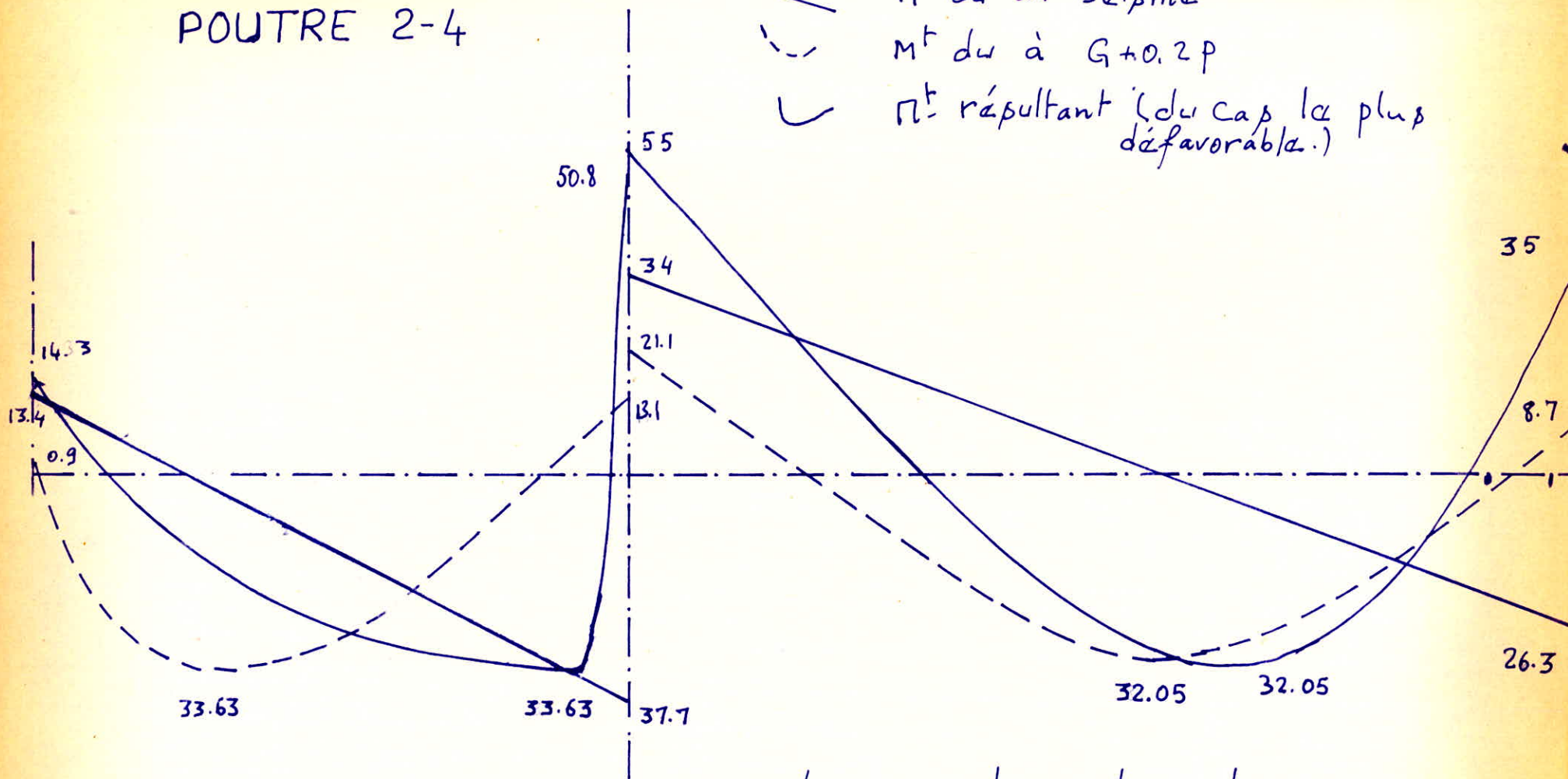
Les Moments sont en tonnes.



## POUTRE 2-4

coube des moments (sollitations du 2<sup>e</sup> genre)

- $M^t$  du au séisme
- - -  $M^t$  du à  $G+0.2p$
- ∩  $M^t$  résultant (du cas le plus défavorable.)



Les moments sont en tonnes.

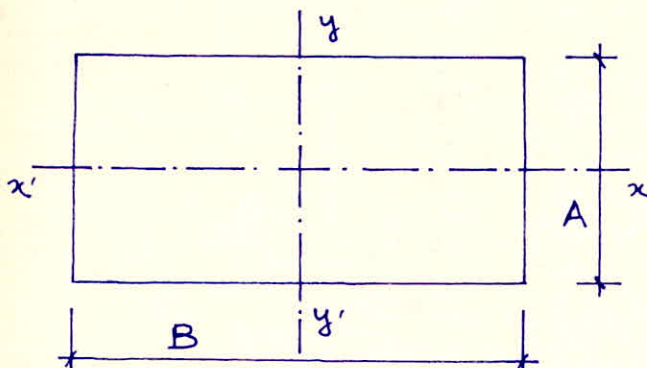
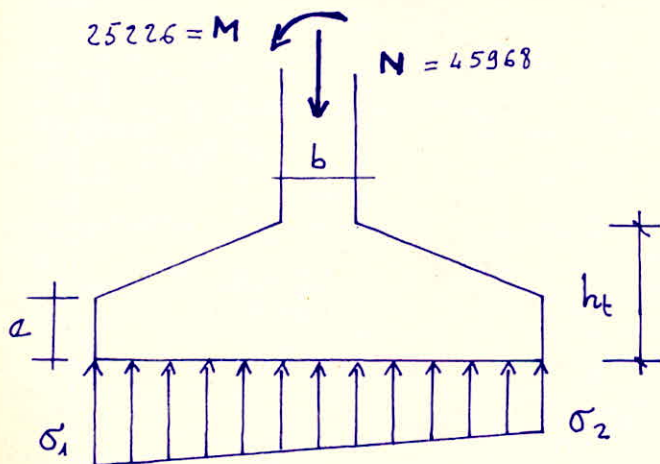
## CH IV CALCUL des Fondations

Le sol sur lequel nous réalisons notre construction est constitué d'argile peu compacte. La contrainte du sol est  $\sigma_p = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ .

Les charges à transmettre sont assez importantes et le taux de travail du sol est faible; donc nous pouvons retenir pour les fondations des semelles.

Réalisation des semelles: Béton armé dopé à 350 kg, de la classe 325, avec 800 l de gravillons et 400 l de sable. Le béton de propreté, d'une épaisseur de 10cm, est dopé à 150 kg.

### 1) Calcul de la semelle sous la poteau P1 : S1



poteau métallique  $a \times b = 15 \times 30 \text{ cm}$   
semelle  $A \times B$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{15}{30} = \frac{1}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot B}{2I} \leq 2.5$$

$$S = A \cdot B$$

$$I = I_y = \frac{A B^3}{12} = \frac{1}{8} \frac{A^4}{12}$$

$$2.5 \geq \frac{45968}{\frac{1}{2} A^2} + \frac{25226 A}{2 \frac{1}{8} \frac{A^4}{12}}$$

$$A = 100 \text{ et } B = 200 \text{ cm}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot B}{2I}$$

$$= \frac{45968}{20000} - \frac{25226 \times 100}{\frac{1}{6} \times 8 \times 10^8}$$

$$\sigma_1 = 2.31 \quad \sigma_2 = 2.283$$

$$Q' = \frac{S(\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{200 \times 100 (3 \times 2.31 + 2.283)}{4}$$

$$Q' = \underline{\underline{46067 \text{ kg}}}$$

Calcul des armatures.

$$F_x = \frac{Q'(B-b)}{8(h_t - d_1)}$$

$d_1 = 3 \text{ cm}$  : enrobage du lit inférieur

$$F_y = \frac{Q'(A-a)}{8(h_t - d_2)}$$

$d_2 = 5 \text{ cm}$  : enrobage du lit supérieur

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4} = 3 + \frac{200-30}{4} = 45.5$$

$$h_t = 50 \text{ cm.}$$

$$F_x = \frac{46067 \times 170}{8(50-3)} = \frac{7831390}{376}$$

$$F_x = 20829$$

$$F_y = \frac{46067(100-15)}{8(50-5)} = \frac{3915695}{365}$$

$$F_y = 10877$$

La section totale des armatures parallèles à x'x aura pour valeur :

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20829}{1470} = 14.17 \Rightarrow 10T14 = 15.39$$

La section totale des armatures parallèles à y'y aura pour valeur :

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10877}{1470} = 7.40 \Rightarrow 6T14 = 9.23$$

$$\varnothing \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1.4 + 6 = 14.4 \Rightarrow \varnothing = 15 \text{ cm.}$$

semelle :  $A \times B = 100 \times 200$   
 $h_t = 50 \text{ cm} \quad \varnothing = 15 \text{ cm.}$

2) Calcul de la semelle sous le poteau  $P_4$  :  $S_2$

$$M = 228113 \text{ kgf cm}$$

$$N = 18468 \text{ kgf.}$$

Nous utiliserons les mêmes notations que précédemment:

$$\text{poten } a \times b = 45 \times 75 \quad \text{B.A.}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{75} = \frac{3}{5}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot B}{2I} \quad S = AB = \frac{5}{3} A^2 \quad \bar{I} = \frac{BA^3}{12} = \frac{5}{3} \frac{A^4}{12}$$

$$2.5 \leq \frac{184688}{\frac{5}{3} A^2} + \frac{228113 \times \frac{5}{3} A}{2 \times \frac{5}{3} \frac{A^4}{12}} = \frac{184688}{\frac{5}{3} A^2} + \frac{228113 \times \frac{5 \times 5}{3} A}{\frac{5}{3} A^4}$$

$$2.5 \times \frac{5}{3} = \frac{184688 A}{A^3} + \frac{2281130}{A^3}$$

$$2.5 \times \frac{5}{3} A^3 - 184688 A - 2281130 = 0$$

$$A = 217 \text{ cm.} \quad B = 360 \text{ cm.}$$

$$\sigma_2 = \frac{184688}{217 \times 360} - \frac{228113}{2 \times 360 \times \frac{217^3}{12}} = 2.34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2.389$$

$$\varphi' = \frac{5(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{78120 \times 9.4574}{4} = 184703 \text{ kgf.}$$

$$F_x = \frac{\varphi'(B-b)}{8(h_f - d_1)}$$

$$F_y = \frac{\varphi'(A-a)}{8(h_f - d_2)}$$

$$h_f \geq d_1 + \frac{B-b}{4} = 3 + \frac{360-75}{4} = 74.25 \quad h_f = 75 \text{ cm}$$

$$h_f - d_1 = 72$$

$$h_f - d_2 = 71$$

$$F_x = \frac{184703(360-75)}{8 \times 72}$$

$$F_y = \frac{184703(217-45)}{8 \times 71}$$

$$F_x = 91389.5 \text{ kg.}$$

$$F_y = 55931.2 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{91389.5}{1470} = 62.17$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{55931.2}{1470} = 38.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{20T20 = 62.83 \text{ cm}^2} \quad \text{et} \quad \underline{13T20 = 40.84 \text{ cm}^2}$$

$$d \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1.2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

$$\underline{d = 20 \text{ cm.}}$$

3) calcul de la semelle sous le poteau  $P_6 : S_3$

$$M = 25226 \text{ kgfcm.}$$

$$N = 97523 \text{ kgf}$$

semelle  $A \times B$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MB}{2I} = \frac{97523}{A^2} + \frac{25226 \times A}{2 \frac{A^4}{12}} \leq 2.5$$

$$2.5 A^3 - 97523 A - 6 \times 25226 \Rightarrow 0$$

$$A = 200 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 2.457 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.42 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q' = \frac{S(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{40000(3 \times 2.457 + 2.42)}{4}$$

$$Q' = 97910 \text{ kgf.}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4} = 3 + \frac{200-45}{4} = 41.75 \Rightarrow h_t = 45$$

$$F_x = F_y = \frac{Q'(A-a)}{8(h_t-d_1)} = \frac{97910 \times 155}{8 \times 42}$$

$$F_x = F_y = 45167 \text{ kgf.}$$

$$A_x = A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{45167}{1470} = 30.73 \text{ cm}^2$$

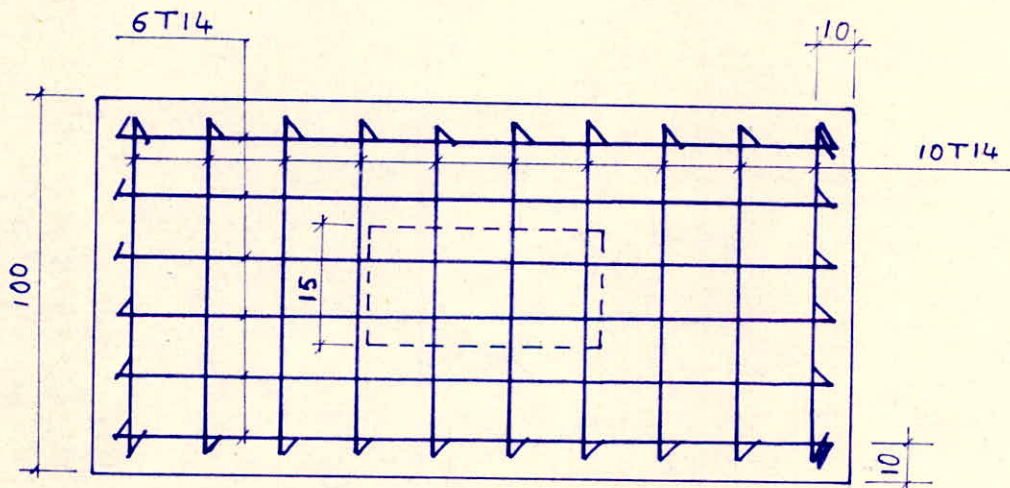
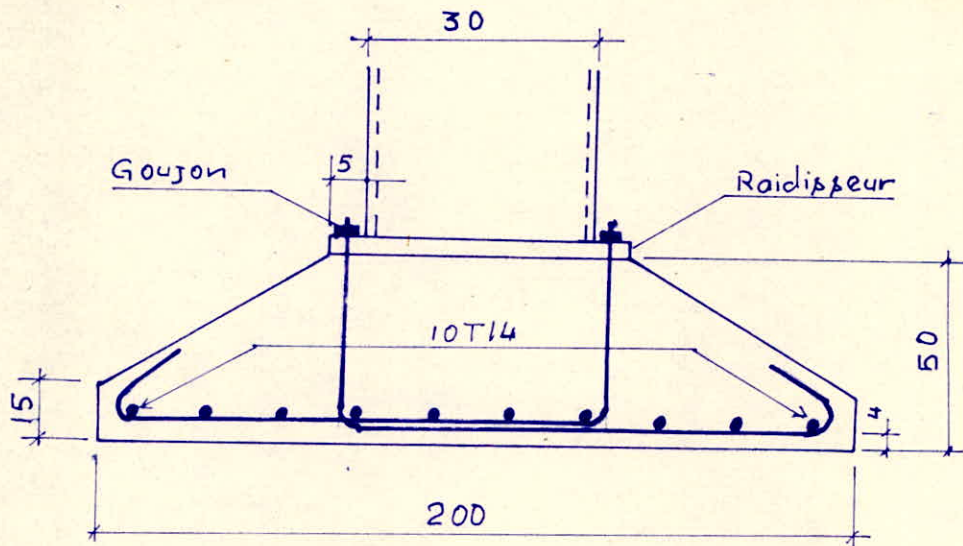
soit  $10T20 = 31.41 \text{ cm}^2$   $a = 20 \text{ cm}$

calcul de  $\bar{\sigma}_a$  : nous avons pris a priori  $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$

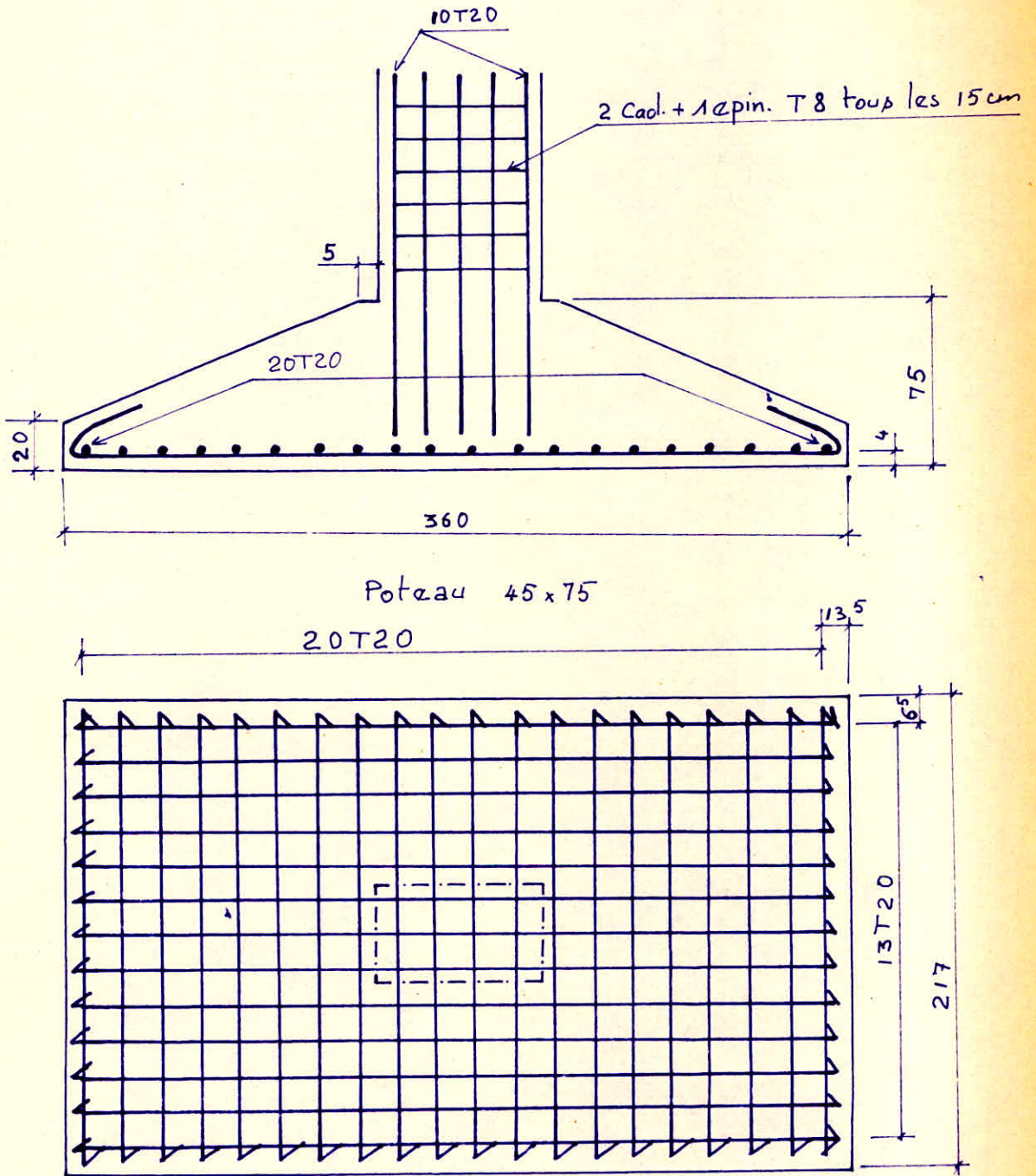
mais  $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$\bar{\sigma}_b = 5.82$   $\eta = 1$   $\phi = 20$   $k = 10^6$  avec risque de fissuration

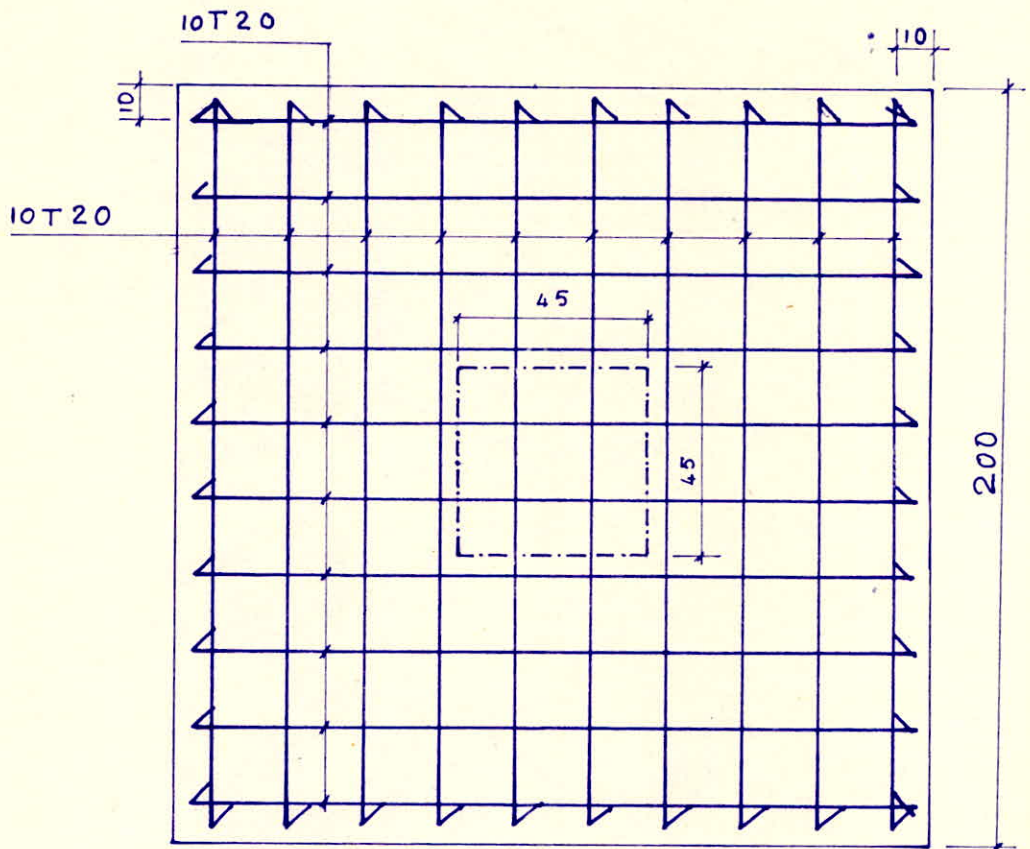
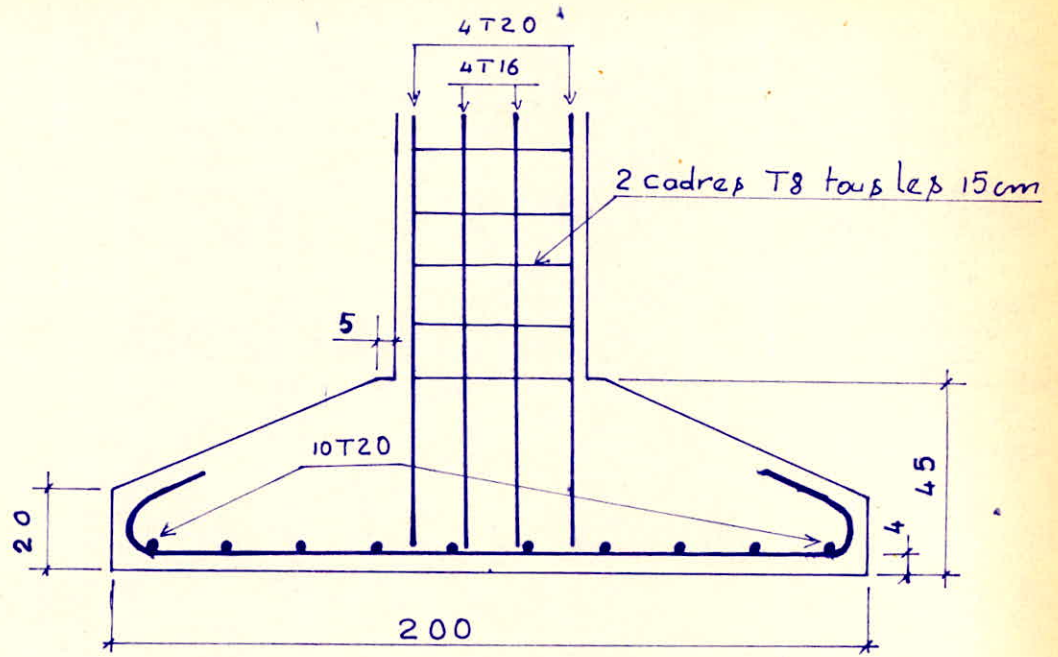
$\bar{\sigma}_a = 1473 \text{ kgf.} > 1470$  donc ça va.



SEMELLE S1 Sous Le Potreau P1



SEMELLE S2 Sous le Potreau P4



SEMELLE S3 Sous Le Potreau P6



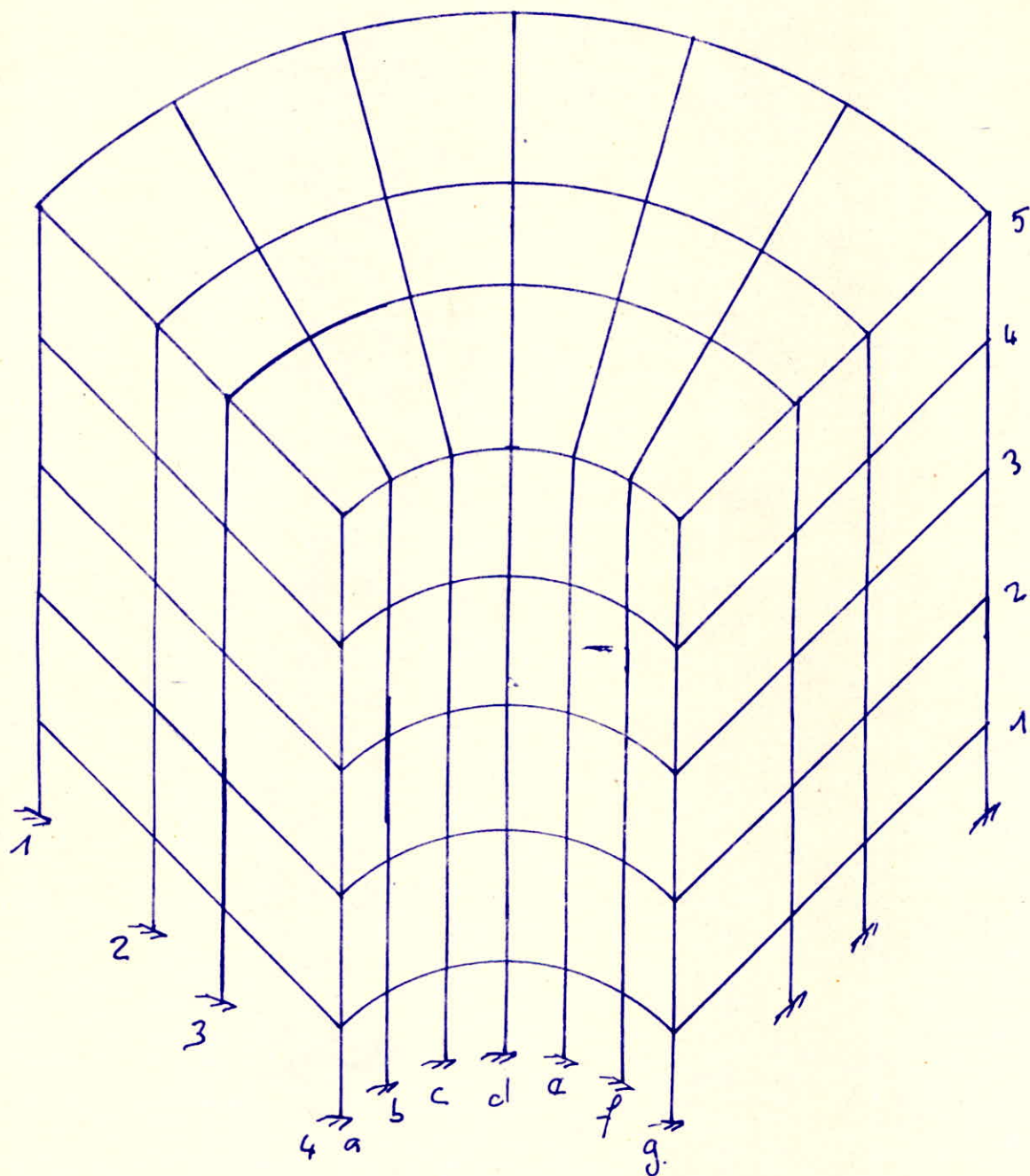
# ANNEXE

Pour compléter cette étude, nous avons jugé utile d'exposer le portique à quatre files de poteaux.

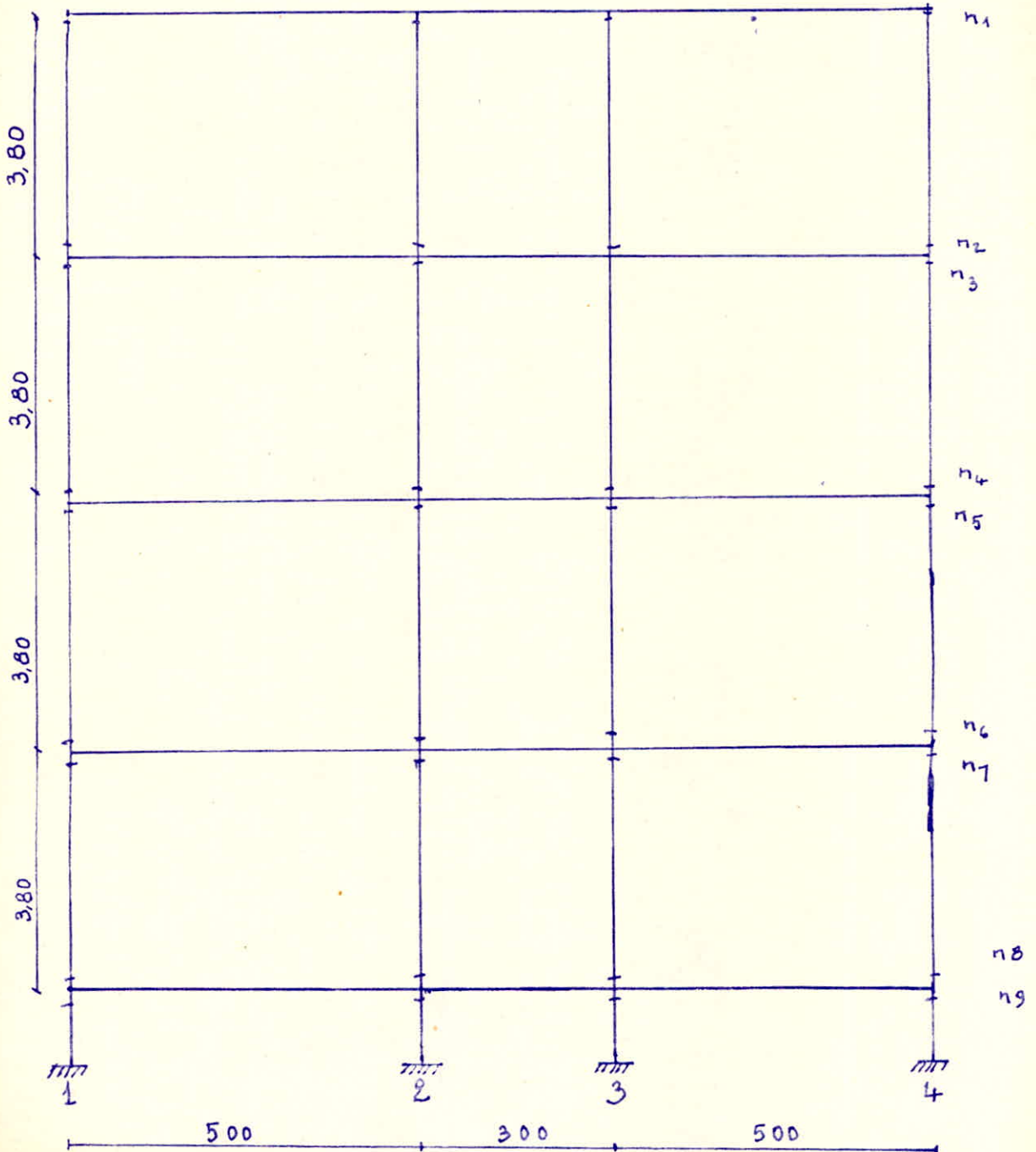
Cette annexe se limite

- à la descente des charges
- au calcul séismique.

Nous rappelons que cette structure a été rejetée pour des motifs d'Architecture.

OSSATURE de la TRAME

# STRUCTURE



## HOPITAL BENI-MESSOUS

### Hypothèses de calcul:

#### a) Charge:

##### \* Terrasse

Dalle	= $0,15 \times 2500$	=	375	kg/m <sup>2</sup>
Mortier	= $0,2 \times 0,002$	=	40	
Revêtement + Faux plafond		=	35	
forme de pente = $0,0875 \times 2$		=	175	
Étanchéité + protection		=	135	
			160	kg/m <sup>2</sup>

##### \* Etage courant

Dalle				
Mortier				
Revêtement + Faux plafond				
Cloisonnement		=	550	kg/m <sup>2</sup>

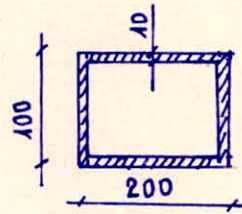
#### b) Surcharge d'exploitation

* <u>Terrasse</u> :	Accessible au Public	=	$200 \times 1,2$	=	240	kg/m <sup>2</sup>
	Non " " " "	=	$100 \times 1,2$	=	120	kg/m <sup>2</sup>

* <u>Etage courant</u>	$500 \times 1,2$	=	600	kg/m <sup>2</sup>
------------------------	------------------	---	-----	-------------------

## Section des Poteaux

$P_1$  &  $P_4$  = profilé métallique.  
 $P_2$  = 40 x 70  
 $P_3$  = 30 x 40



## I Poids Propre

A - Niveau  $N_1$   
 x Poteau  $P_1$

$$S = 11,02 \pi^2$$

$$\text{Poutre circulaire} = 0,15 \times 1,8 \times 5,24 \times 2500 = 3537$$

$$\text{Poutre rayonnante} = \frac{0,7 + 1,2}{2} \times 2,5 \times 0,6 \times 2500 = 3563$$

$$\text{Plancher Terrasse} = 760 \times 11,02 = \frac{8375}{15475} \text{ kg}$$

x Poteau  $P_2$   $S = 14,66 \pi^2$

$$\text{Poutre circulaire} = 0,2 \times 0,6 \times 3,9 \times 2500 = 1170$$

$$\text{" rayonnante} = \frac{0,5 + 0,9}{2} \times 4 \times 0,6 \times 2500 = 4200$$

$$\text{Plancher Terrasse} = 760 \times 14,66 = \frac{11142}{16512} \text{ kg.}$$

x Poteau  $P_3$   $S = 10,63 \pi^2$

$$\text{Poutre circulaire} = 0,2 \times 0,6 \times 3,14 \times 2500 = 942$$

$$\text{" rayonnante} = \frac{0,5 + 0,3}{2} \times 4 \times 0,6 \times 2500 = 2400$$

$$\text{Plancher} = 760 \times 10,63 = \frac{8080}{11422} \text{ kg.}$$

x Poteau  $P_4$   $S = 4,6 \pi^2$

$$\text{Poutre circulaire} = 0,15 \times 1,8 \times 1,86 \times 2500 = 1260$$

$$\text{" rayonnante} = \frac{0,25 + 0,3}{2} \times 0,6 \times 2,5 \times 2500 = 1032$$

$$\text{Plancher} = 760 \times 4,6 = \frac{3496}{5788} \text{ kg.}$$

B. Niveau N<sub>2</sub>Poteau P<sub>1</sub>Venant n<sub>1</sub>

Poteau

$$= [0,8 \times 0,01 \times 2 + 0,2 \times 0,01 \times 2] \times 3,2 = 15475 \text{ kg}$$

$$\times 1800 + 0,08 \times 0,18 \times 3,2 \times 2500 = \frac{615}{16090} \text{ kg}$$

Poteau P<sub>2</sub>Venant n<sub>1</sub>

Poteau

$$= 0,1 \times 0,4 \times 3,2 \times 2500 = 16512$$

$$= \frac{2240}{18752} \text{ kg}$$

Poteau P<sub>3</sub>Venant n<sub>1</sub>

Poteau

$$= 0,3 \times 0,4 \times 3,2 \times 2500 = 11422$$

$$= \frac{960}{12382} \text{ kg}$$

Poteau P<sub>4</sub>Venant n<sub>1</sub>

Poteau

$$= 5788$$

$$= \frac{615}{6403} \text{ kg}$$

C. Niveau N<sub>3</sub>:Poteau P<sub>1</sub>Venant n<sub>2</sub>

Poutre circulaire

" rayonnante

Plancher

$$= 3537$$

$$= 3563$$

$$= 550 \times 11,02 = 6060$$

$$= \frac{13161}{29251} \text{ kg}$$

Poteau P<sub>2</sub>Venant de n<sub>2</sub>

Poutre circulaire

" rayonnante

Planche

$$= 1170$$

$$= 4200$$

$$= 550 \times 14,66 = 8063$$

$$= \frac{13433}{32185} \text{ kg}$$

Poteau P<sub>3</sub>

Venant de n <sub>2</sub>		= 12382 Kg
Poutre circulaire	= 942	
" rayonnante	= 2400	
Plancher 550 x 10,63	= <u>5841</u>	= <u>9189</u> Kg
		21571

Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n <sub>2</sub>		= 6403 Kg
Poutre circulaire	= 1260	
" rayonnante	= 1032	
Plancher 550 x 4,6	= <u>2530</u>	= <u>4822</u>
		11225 Kg

D. Niveau N<sub>4</sub>Poteau P<sub>1</sub>

Venant de n <sub>3</sub>		29251
Poteau		<u>615</u>
		29866 Kg

Poteau P<sub>2</sub>

Venant de n <sub>3</sub>		32185
Poteau		<u>2240</u>
		34425 Kg

Poteau P<sub>3</sub>

Venant de n <sub>3</sub>		21511
Poteau		<u>960</u>
		22531 Kg

Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n <sub>3</sub>		11225
Poteau		<u>615</u>
		11840 Kg

E-Niveau N<sub>5</sub>Poteau P<sub>1</sub>Venant de n<sub>4</sub>  
Etage

29 866	
13 161	
43 027	kg

Poteau P<sub>2</sub>Venant de n<sub>4</sub>  
Etage

34 425	
13 433	
47 858	kg

Poteau P<sub>3</sub>Venant de n<sub>4</sub>  
Etage

22 531	
9 189	
31 720	kg

Poteau P<sub>4</sub>Venant de n<sub>4</sub>  
Etage

11 840	
4 822	
16 662	kg

F- Niveau N<sub>6</sub>Poteau P<sub>1</sub>Venant de n<sub>5</sub>  
Poteau

43 027	
615	
43 642	kg

Poteau P<sub>2</sub>Venant de n<sub>5</sub>  
Poteau

47 858	
2 240	
50 098	kg

Poteau P<sub>3</sub>Venant de n<sub>5</sub>  
Poteau

31 720	
960	
32 680	kg



Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n<sub>5</sub>  
Poteau

$$\begin{array}{r} 16662 \\ 615 \\ \hline 17277 \end{array} \text{ Kg}$$
G. Niveau N<sub>7</sub>Poteau P<sub>1</sub>

Venant de n<sub>6</sub>  
Etage

$$\begin{array}{r} 43642 \\ 13161 \\ \hline 56803 \end{array} \text{ Kg}$$
Poteau P<sub>2</sub>

Venant de n<sub>6</sub>  
Etage

$$\begin{array}{r} 50098 \\ 13433 \\ \hline 63531 \end{array} \text{ Kg}$$
Poteau P<sub>3</sub>

Venant de n<sub>6</sub>  
Etage

$$\begin{array}{r} 32680 \\ 9189 \\ \hline 41869 \end{array} \text{ Kg}$$
Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n<sub>6</sub>  
Etage

$$\begin{array}{r} 17277 \\ 4822 \\ \hline 22099 \end{array} \text{ Kg}$$
H. Niveau N<sub>8</sub>:Poteau P<sub>1</sub>

Venant de n<sub>7</sub>  
Poteau

$$\begin{array}{r} 56803 \\ 615 \\ \hline 57418 \end{array} \text{ Kg}$$

Poteau P<sub>2</sub>

Venant de n7  
Poteau

63 531  
2 240  
65 771 kg

Poteau P<sub>3</sub>

Venant de n7  
Poteau

41 869  
960  
42 829 kg

Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n7  
Poteau

22 099  
615  
22 714 kg

I. Niveau N9Poteau P<sub>1</sub>

Venant de n8  
Etage

57 418  
13 161  
70 579 kg

Poteau P<sub>2</sub>

Venant de n8  
Etage

65 771  
13 433  
79 204 kg

Poteau P<sub>3</sub>

Venant de n8  
Etage

42 829  
9 189  
52 018 kg

Poteau P<sub>4</sub>

Venant de n8  
Etage

22 714  
4 822  
27 536

J. Niveau Fondations

<u>Poteau P<sub>1</sub></u>		
Venant de n <sub>9</sub>		70591
Poteau	$[(0,8 \times 0,01 \times 2 + 0,2 \times 0,01 \times 2) \times 1800 + (0,08 \times 0,16 \times 2500)] \times 2$	<u>385</u>
		70982 Kg
<u>Poteau P<sub>2</sub></u>		
Venant de n <sub>9</sub>		79204
Poteau	$0,7 \times 0,4 \times 3 \times 2500$	<u>2100</u>
		81304 Kg
<u>Poteau P<sub>3</sub></u>		
Venant de n <sub>9</sub>		52018
Poteau	$0,3 \times 0,4 \times 3 \times 2500$	<u>900</u>
		52918 Kg
<u>Poteau P<sub>4</sub></u>		
Venant de n <sub>9</sub>		21536
Poteau		<u>385</u>
		21921 Kg

Surcharges d'exploitation

* Terrasse	Accessible	au Public	200 x 1,2	=	240	Kg/m <sup>2</sup>
"	Non	"	100 x 1,2	=	120	
* Etage Courant			500 x 1,2	=	600	
Soit niveau	N <sub>1</sub> et N <sub>2</sub>				120	
	N <sub>3</sub> et N <sub>4</sub>				600	
	N <sub>5</sub> et N <sub>6</sub>	600 x 0,9			540	
	N <sub>7</sub> et N <sub>8</sub>	600 x 0,8			480	
	N <sub>9</sub> et Fondations	600 x 0,7			420	
* Surface horizontale intéressant chacun des poteaux						

$$P_1 = \frac{\pi}{24} (20^2 - 17,5^2) = 12,27$$

$$P_2 = \frac{\pi}{24} (17,5^2 - 13,5^2) = 16,23$$

$$P_3 = \frac{\pi}{24} (13,5^2 - 9,5^2) = 12,04$$

$$P_4 = \frac{\pi}{24} (9,5^2 - 7^2) = 5,40$$

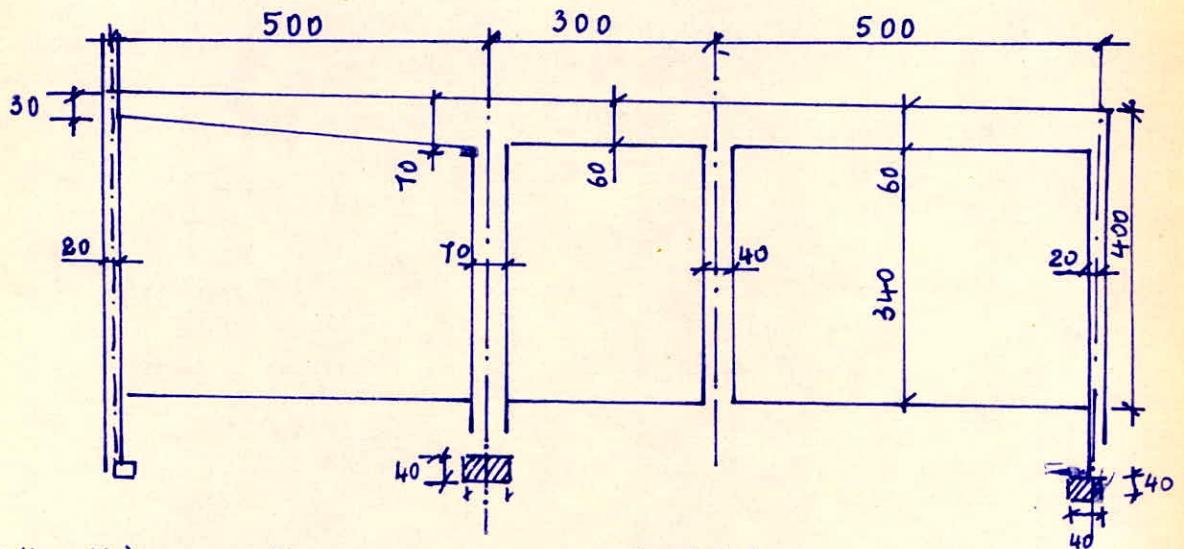
Tableau des surcharges d'exploitation

Niveaux	P1	P2	P3	P4
N1 et N2	1473	1948	1445	648
N3 et N4 à ajouter	7362 <u>1473</u> 8835	9738 <u>1948</u> 11686	7224 <u>1445</u> 8669	3240 <u>648</u> 3888
N5 et N6 à ajouter	6626 <u>8835</u> 15461	8764 <u>11686</u> 20450	6502 <u>8669</u> 15171	2916 <u>3888</u> 6804
N7 et N8 à ajouter	5890 <u>15461</u> 21351	7790 <u>20450</u> 28240	5779 <u>15171</u> 20950	2592 <u>6804</u> 9396
N9 et Fond. à ajouter	5154 <u>21351</u> 26505	8817 <u>28240</u> 37057	5057 <u>20950</u> 26007	2268 <u>9396</u> 11664

Niveau	P1			P2		
	charge	Surcharge	Total	charge	Surcharge	Total
N1	15475	1473	16948	16512	1948	18460
N2	16090	1473	17563	18152	1948	20100
N3	29251	8835	38086	32185	11686	43871
N4	29866	8835	38701	34425	11686	46111
N5	43027	15461	58488	47858	20450	68308
N6	43642	15461	59103	50098	20450	70548
N7	56803	21351	78154	63531	28240	91771
N8	57418	21351	78769	65771	28240	94011
N9	70579	26505	97084	79204	37057	116261
Fond	10982	26505	37487	81304	37057	118361

Niveau	P3			P4		
	charge	surcharge	Total	charge	surcharge	Total
N <sub>1</sub>	11 422	1 445	12 867	5788	648	6436
N <sub>2</sub>	12 382	1 445	13 827	6403	648	7051
N <sub>3</sub>	21 571	8 669	30 240	11 225	3888	15113
N <sub>4</sub>	22 531	8 669	31 200	11 840	3888	15728
N <sub>5</sub>	31 720	15 171	46 891	16 662	6804	23466
N <sub>6</sub>	32 680	15 171	47 851	17 277	6804	24081
N <sub>7</sub>	41 869	20 950	62 819	22 099	9396	31495
N <sub>8</sub>	42 829	20 950	63 779	22 714	9396	32110
N <sub>9</sub>	52 018	26 007	78 025	27 536	11664	39200
Fond.	52 918	26 007	78 925	27 921	11664	39585

## II. SEISME

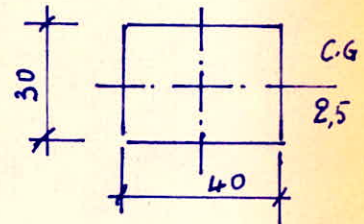


- 1) Hypothèse : Zone de moyenne sismicité  
 R+4  
 Hauteur = 21,0 mtr    En Plan =  $\frac{2\pi \times 20}{4} = 31,4$  mt.

2) Définition:

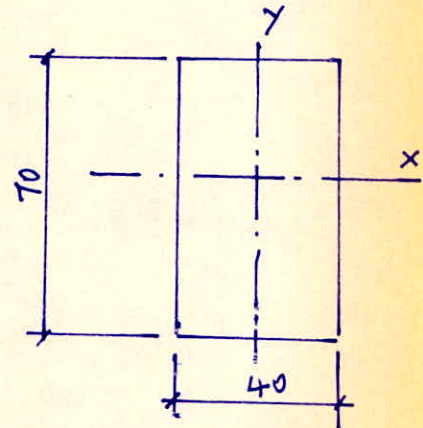
Poutre 1-2 . Appui 1

$$I_{c.g} = 9 \text{ dm}^3$$



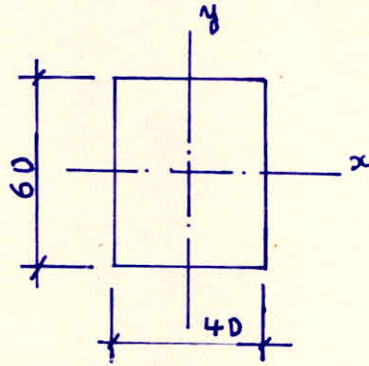
Appui 2

$$I_{c.g} = 114,4 \text{ dm}^3$$



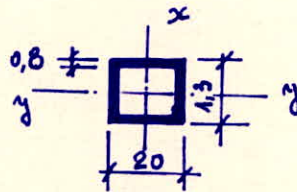
Poutres 2-3 et 3-4

$$I_{c.g} = 72 \text{ dm}^4$$

Poteaux 1-5 et 4-8

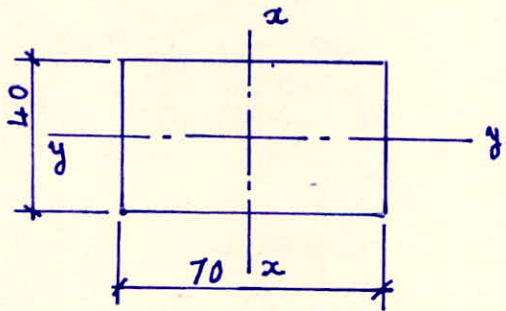
$$I_{x-x} = 1 \text{ dm}^3$$

$$I_{y-y} = 0,5625 \text{ dm}^3$$

Poteaux 2-6 intérieur

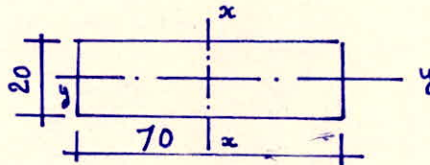
$$I_{x-x} = 114,4 \text{ dm}^4$$

$$I_{y-y} = 37,33 \text{ dm}^4$$

de rive

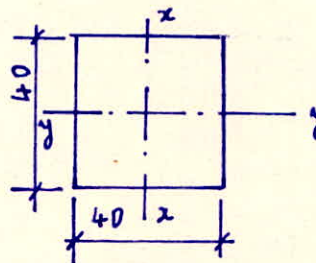
$$I_{x-x} = 57,2$$

$$I_{y-y} = 4,67$$

Poteaux 3-7 Intérieur

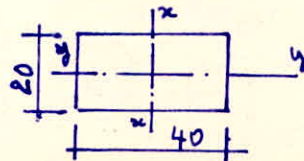
$$I_{x-x} = 21,35 \text{ dm}^4$$

$$I_{y-y} = 21,35$$



$$I_{x-x} = 10,675 \text{ dm}^4$$

$$I_{y-y} = 2,635$$



## 3/ Valeurs à Calculer :

3-1

$$* \quad l = l_0 + 2 \frac{h_p}{4}$$

$$l \leq l_0 + a$$

$$l_{012} = 50 - (2 + 3,5) = 44,5 \text{ dm}$$

$$l_{12} = 44,5 + 2 \frac{3}{4} = 46 \text{ dm}$$

$$l_{21} = 44,5 + 2 \frac{7}{4} = 48 \text{ dm}$$

$$l_{023} = 30 - (3,5 + 2) = 24,5$$

$$l_{23} = 24,5 + 2 \frac{6}{4} = 27,5$$

$$l_{034} = 50 - (2 + 2) = 46$$

$$l_{34} = 46 + 2 \frac{6}{4} = 49$$

$$* \quad h = h_0 + 2 \frac{a}{4}$$

$$h_{015} = 40 - 3 = 37 \text{ dm}$$

$$h_{15} = 37 + 1 = 38 \text{ dm}$$

$$h_{026} = 40 - 7 = 33$$

$$h_{26} = 33 + 3,5 = 36,5$$

$$h_{037} = 40 - 6 = 34$$

$$h_{37} = 34 + 2 = 36$$

$$h_{048} = 40 - 6 = 34$$

$$h_{48} = 34 + 1 = 35$$

## 3-2 Rigidité Linéaire du poteau

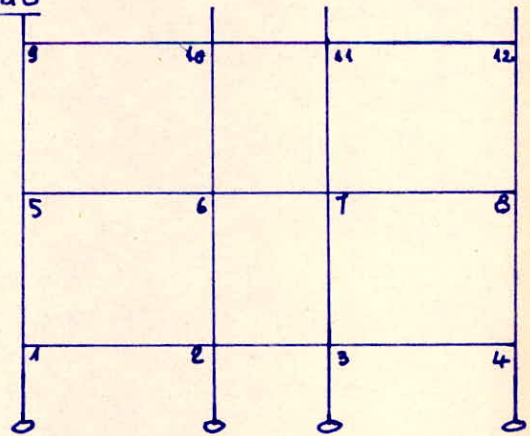
$$i_{2,6} = \frac{I_{2,6}}{h_{2,6}}$$

$$i_{15} = \frac{1}{38} = 0,0263 \text{ dm}^3$$

$$i_{26} = \frac{114,4}{36,5} = 3,138$$

$$i_{37} = \frac{21,35}{36} = 0,592$$

$$i_{48} = \frac{1}{36} = 0,0278$$





## Portique Intérieur

### 3-3 Rigidité Linéaire de la poutre

$$i_{56} = \frac{I_{56}}{l_{56}}$$

$$i_{12} = \frac{9}{46} = 0,195 \text{ dm}^3$$

$$i_{21} = \frac{114,4}{48} = 2,38$$

$$i_{23} = \frac{72}{27,5} = 2,62$$

$$i_{34} = \frac{72}{49} = 1,47$$

### 3-4 Degré d'encastrement des poteaux

$$K = \frac{i_{\text{poteau}}}{\sum i_{\text{poutres}}} \quad \text{exemple} \quad K_{26} = \frac{i_{2.6}}{i_{21} + i_{23} + i_{65} + i_{67}}$$

$$K_{15} = \frac{i_{15}}{i_{12} + i_{56}} = \frac{0,0263}{2 \times 0,195} = 0,0674$$

$$K_{26} = \frac{i_{26}}{2(i_{21} + i_{23})} = \frac{3,138}{2(2,38 + 2,62)} = 0,3138$$

$$K_{37} = \frac{i_{37}}{2(i_{23} + i_{34})} = \frac{0,592}{2(2,62 + 1,47)} = 0,0728$$

$$K_{48} = \frac{i_{48}}{2 \times i_{34}} = \frac{0,0278}{2 \times 1,47} = 0,0094$$

### 3.5 Coefficients de Rigidité des poteaux

$$\rho = \frac{1}{1 + 4K}$$

$$\rho_{15} = \frac{1}{1 + 4K_{15}} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,0674} = 0,787$$

$$\rho_{26} = \frac{1}{1 + 4K_{26}} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,3138} = 0,445$$

$$f_{3.7} = \frac{1}{1 + 4K_{3.7}} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,0128} = 0,175$$

$$f_{4.8} = \frac{1}{1 + 4K_{4.8}} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,00094} = 0,0996$$

### 3.6 Rigidités Réelles des Poteaux

$$R = \frac{12E}{h^2} j_{\text{poteau}}$$

$$E_{\text{acier}} = 21 \times 10^4 \text{ t/dm}^2$$

$$E_{\text{béton}} = 3,45 \times 10^4 \text{ t/dm}^2$$

$$R_{1.5} = \frac{12 \times 21 \times 10^4}{38^2} \times 0,0263 \times 0,787 = 36,3 \text{ t/dm}$$

$$R_{2.6} = \frac{12 \times 3,45 \times 10^4}{36,5^2} \times 3,138 \times 0,445 = 43,4 \text{ t/dm}$$

$$R_{3.7} = \frac{12 \times 3,45 \times 10^4}{36^2} \times 0,592 \times 0,115 = 146 \text{ t/dm}$$

$$R_{4.8} = \frac{12 \times 21 \times 10^4}{35^2} \times 0,0218 \times 0,0996 = 57,2 \text{ t/dm}$$

### 3.7 Rigidité Réelle d'un Portique:

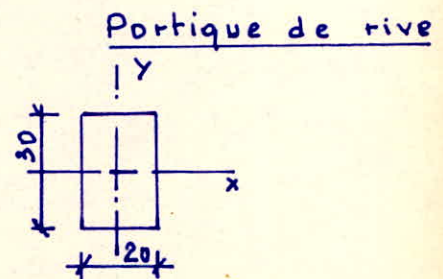
$$R_p = \sum R$$

$$R_p = 36,3 + 43,4 + 146 + 57,2 = 613,5 \text{ t/dm}$$

### 3.8 Rigidité Linéaire de la Poutre

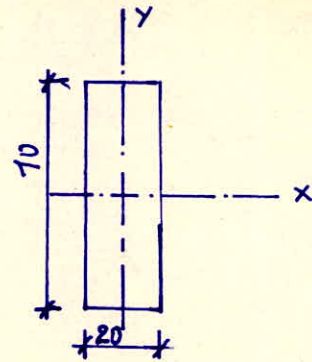
Poutre 1-2      Appui 1

$$I_{c.6} = 45 \text{ dm}^4$$

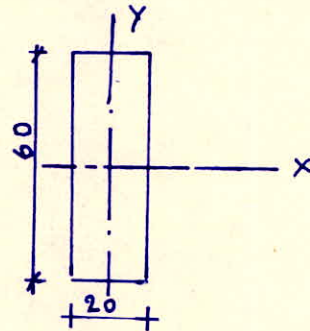


Appui 2

$$I_{CG} = 57,3 \text{ dm}^4$$

Poutre 2-3 et 3-4

$$I_{CG} = 36 \text{ dm}^4$$

3.9 Rigidité des poutres:

$$i_{12} = \frac{I_{12}}{l_{12}} = \frac{4,5}{4,6} = 0,98 \text{ dm}^3$$

$$i_{21} = \frac{I_{21}}{l_{21}} = \frac{57,3}{48} = 1,195 \text{ dm}^3$$

$$i_{23} = \frac{I_{23}}{l_{23}} = \frac{36}{27,5} = 1,31 \text{ dm}^3$$

$$i_{34} = \frac{I_{34}}{l_{34}} = \frac{36}{49} = 0,735 \text{ dm}^3$$

3.10 Rigidité des poteaux

$$i_{15} = \frac{1}{38} = 0,0263$$

$$i_{26} = \frac{57,2}{36,5} = 1,56$$

$$i_{37} = \frac{10,675}{36} = 0,296$$

$$i_{48} = \frac{1}{36} = 0,0278$$

### 3.11 Degré d'Encastrement

$$K_{15} = \frac{0,0263}{0,98 \times 2} = 0,0134$$

$$K_{26} = \frac{1,56}{2(1,195 + 1,3)} = 0,312$$

$$K_{37} = \frac{0,296}{2(1,31 + 0,735)} = 0,0605$$

$$K_{48} = \frac{0,0278}{2 \times 0,735} = 0,0179$$

### 3.12 Coefficient de rigidité $\beta = \frac{1}{1+4K}$

$$\beta_{15} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,0134} = 0,95$$

$$\beta_{26} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,312} = 0,445$$

$$\beta_{37} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,0605} = 0,806$$

$$\beta_{48} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,0179} = 0,944$$

### 3.13 Rigidité réelle des poteaux

$$R_{15} = \frac{12 \times 21 \times 10^4}{38^2} \times 0,0263 \times 0,95 = 43,6$$

$$R_{26} = \frac{12 \times 3,45 \times 10^4}{36,5^2} \times 1,56 \times 0,445 = 253,5$$

$$R_{37} = \frac{12 \times 3,45 \times 10^4}{36^2} \times 0,296 \times 0,806 = 68,4$$

$$R_{48} = \frac{12 \times 21 \times 10^4}{35^2} \times 0,0278 \times 0,944 = 54,48$$

3.14 Rigidité réelle du Portique

$$R_p = 43,6 + 253,5 + 68,4 + 54,48 = 420 \text{ t/dm}$$

3.15 Rigidité réelle du niveau

$$R_n = 2 \times 420 + 5 \times 673 = 4205 \text{ t/dm}$$

4/ Approximations

Niv	G tons	Tot tons	$R_n$ t/dm	$\Delta = T/R_n$	V dm	$\xi$
5	50,3	50,3	4 200	0,012	0,1691	1
4	46,11	96,41	4 200	0,0229	0,1511	0,93
3	46,0	142,41	4 200	0,0338	0,1348	0,855
2	45,0	187,41	4 200	0,046	0,101	0,75
1	44,8	232,21	4 200	0,055	0,055	0,545
( $\xi \times G_1$ )						
5	50,3	50,3	4 200	0,012	0,1511	1
4	42,8	93,1		0,0222	0,1391	0,922
3	40,7	133,8		0,0318	0,1175	0,842
2	33,8	167,6		0,04	0,0851	0,729
1	24,4	192		0,0451	0,0451	0,535
( $\xi \times G_1$ )						
5	50,3	50,3	4 200	0,012	0,1490	1
4	42,6	92,9		0,022	0,1370	0,918
3	38,6	131,5		0,0313	0,1150	0,840
2	32,8	164,3		0,0391	0,0837	0,727
1	24,0	188,3		0,0446	0,0446	0,5335

5	50,3	50,3	4 200	0,012	0,1488	1
4	42,4	92,7		0,022	0,1368	0,918
3	38,5	131,2		0,0313	0,1148	0,84
2	32,7	163,7		0,0389	0,0835	0,727
1	23,9	187,6		0,0446	0,0446	0,5336

5/ Calcul de  $\gamma$ 

Niv	$G_{1t}$	$V_{dm}$	$G \times V_{t \times dm}$	$\Sigma G V_{t \times dm}$	$G(V)_{t \times dm}^2$	$\Sigma G(V)_{t \times dm}^2$	$\gamma$
5	50,3	0,1488	7,48	7,48	1,11	1,11	1,24
4	46,11	0,1368	6,11	13,65	0,845	1,955	1,14
3	46	0,1168	5,47	19,12	0,627	2,582	0,972
2	45	0,0835	3,76	22,88	0,311	2,893	0,695
1	44,8	0,0446	1,99	24,87	0,089	2,982	0,371

$$K = \frac{\Sigma G V}{\Sigma G(V)^2} = \frac{24,87}{2,982} = 8,33$$

$$\gamma_i = K \times V_i$$

6/ Calcul de T et  $\beta_v$ 

$$T = 0,2 \sqrt{V_5} = 0,2 \sqrt{0,1488} \quad T = 0,0772 \quad \beta$$

$$\beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,0772}} = \frac{0,085}{0,426} \quad \text{p.s 69 Art. 3.112.132b}$$

$$\beta_v = 0,1992$$

7/ Calcul de  $\sigma_v$ 

$$\sigma_v = \alpha \cdot \beta_v \cdot \delta \cdot \gamma$$

\*  $\alpha$  Règles P.s. 69 Art 4.2 (p. 120)

Zone 2 Hopiteaux  $\alpha = 1,5$

\*  $\delta$  Règles P.s. 69 Art 3.112. 151

Terrains meubles, assez forte teneur en eau  
Semelles superficielles

$$\delta = 1,25$$

\*  $\beta_v = 0,1992$

$$\alpha \cdot \beta_v \cdot \delta = 1,5 \times 0,1992 \times 1,25 = 0,374$$

Les valeurs de  $\sigma_v$  sont portées sur le tableau suivant:

8/ Forces Sismiques Transversales (Rayonnante)

Niv	$\gamma$	$\sigma_v$	G (t)	G x $\sigma_v$ (t)	Q (t)
5	1,24	0,464	50,3	23,70	23,70
4	1,14	0,426	46,11	19,60	43,30
3	0,972	0,363	46	16,70	60,00
2	0,695	0,260	45	11,70	71,70
1	0,371	0,139	44,8	6,22	77,92

$$Q = \sum G \times \sigma_v$$

## 9/ Calcul des déplacements

### 9.1 Déplacements Transversaux admissibles

Règles P.S 69 art 3.22 (p 113)

Niv	h <sub>niv</sub> (m)	$\frac{h}{1000}$ (cm)	$\sqrt{\alpha} \times \frac{h}{1000}$	$\Sigma \Delta_{ad}$
5	4	0,4	0,4899	2,4495
4	4	0,4	0,4899	1,9596
3	4	0,4	0,4899	1,4697
2	4	0,4	0,4899	0,9798
1	4	0,4	0,4899	0,4899

$$\Sigma_5 \Delta_{ad} = \Sigma_4 \Delta_{ad} + \sqrt{\alpha} \frac{h_5}{1000}$$

$$\Sigma_2 \Delta_{ad} = \Sigma_1 \Delta_{ad} + \sqrt{\alpha} \frac{h_2}{1000}$$

$$\Sigma_1 \Delta_{ad} = \sqrt{\alpha} \frac{h_1}{1000}$$

### 9.2 Déplacements Transversaux Réels

Niv	Q (t)	R (t/cm)	$\Delta_r$ (cm)	$\Sigma \Delta_r$
5	23,70	420	0,0564	0,6594
4	43,30	420	0,103	0,603
3	60,00	420	0,143	0,500
2	71,70	420	0,171	0,357
1	77,92	420	0,186	0,186

$$\Sigma_5 \Delta_r = \Sigma_4 \Delta_r + \Delta_{r5}$$

$$\Sigma_2 \Delta_r = \Sigma_1 \Delta_r + \Delta_{r2}$$

$$\Sigma_1 \Delta_r = \Delta_{r1}$$

$$\Sigma_5 \Delta_r = 0,6594 < 2,4495 = \Sigma_5 \Delta_{ad} \Rightarrow \text{dimensions valables}$$



10/ Distribution des Forces Sismiques par portique dans les sens transversal

Niv	$R_i$ (t/dm)	$\Sigma R_i$ (t/dm)	$R_i / \Sigma R_i$	$(H_w)_i$ (t)	$(H_w)_i^d = (H_w)_i \frac{R_i}{\Sigma R_i}$
5	420	4200	0,1	237	2,37
	673	4200	0,16		3,8
4				43,3	4,33
					6,84
3				60	6
					9,6
2				71,7	7,17
					11,5
1				77,92	7,79
					12,35

x-x DOCUMENTATION x-x  
x-x-x-x-x-x-x-x-x-x-x-x-x-x

Règles C.C.B.A. 68

Règles P.S. 69

Règles C.M. 66

FASCICULE DU C.T.C. (séisme)

Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé - P. CHARON.

Le calcul pratique des sections de béton armé  
flexion simple, flexion composée - P. CHARON.

Traité de béton armé T2, 3 et 4 A. GUERIN  
R.C. LAVAUUR.

Design of Reinforced concrete halls (Anglais) M. HILLAL

Theory and design of reinforced concrete tanks (anglais) M. HILLAL

Simplification de la méthode de CROSS - P. CHARON

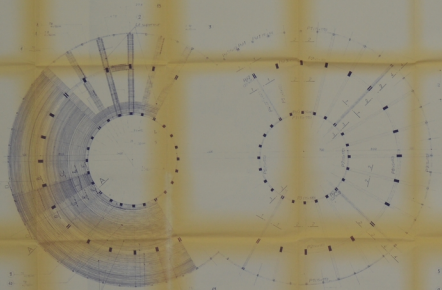
Guide of Engineer (arabe)

MAHMOUD WARDA

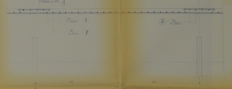
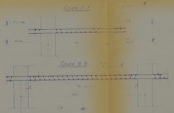


MAHMOUD NAWFAL





Case A-A



No.	Zone	Volume	Surface	Autres
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				

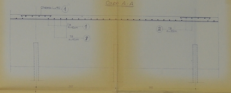
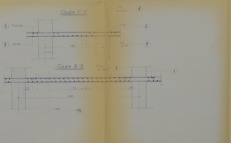
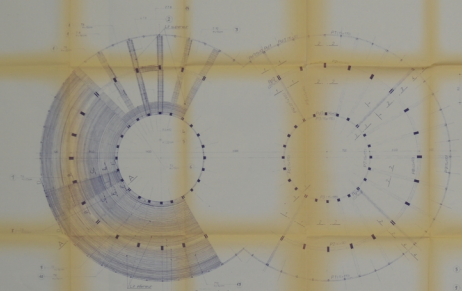
PS-4475

المركز الوطني للأبحاث  
 مركز الأبحاث  
 مركز الأبحاث

DECE 44 PROJETS

CENTRE  
 NEUROLOGIQUE  
 BEIRUT

المركز الوطني للأبحاث  
 مركز الأبحاث  
 مركز الأبحاث



No.	Part Name	Material	Quantity	Remarks
1	Hub	Steel	1	
2	Spoke	Steel	12	
3	Outer Ring	Steel	1	
4	Cover A-A	Steel	1	
5	Cover B-B	Steel	1	
6	Cover C-C	Steel	1	
7	Cover D-D	Steel	1	
8	Cover E-E	Steel	1	
9	Cover F-F	Steel	1	

all fr  
-3-

الجمهورية العربية السورية  
مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية

مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية

مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية

مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية  
مركز البحوث والتقنية

DIAGRAMME DIFFERENTIEL ET INTEGRAL DE CONSUMATION

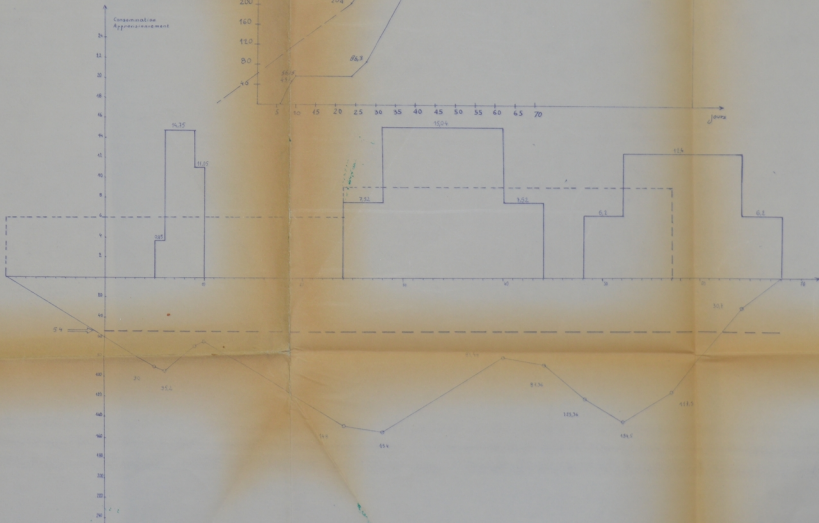
PROVISIONNEMENT DE GRAVIER

COURBE DE STOCKS

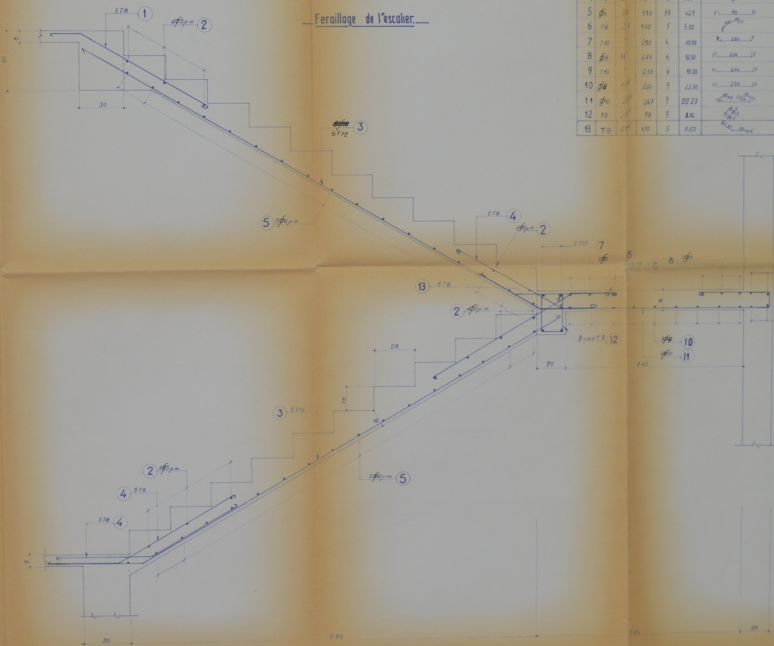
1976  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 BIBLIOTHÈQUE

PB 026 75

- 4 -



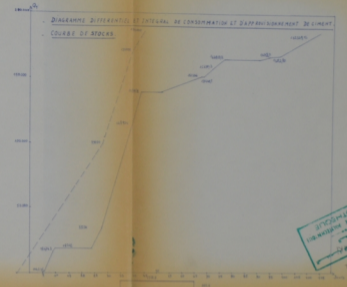
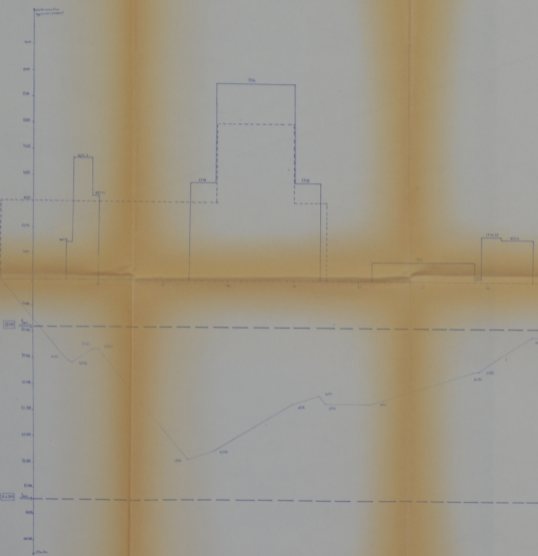
Ferillage de l'escalier.



ASSEMBLAGE					
Ord.	Ø	L	N°	L	Quantité
1	7/8	27	5	6,70	1
2	Ø5	27	Ø	10,14	1
3	7/8	27	Ø	10,14	1
4	7/8	27	Ø	10,14	1
5	Ø5	27	Ø	10,14	1
6	7/8	27	Ø	10,14	1
7	7/8	27	Ø	10,14	1
8	Ø5	27	Ø	10,14	1
9	7/8	27	Ø	10,14	1
10	Ø5	27	Ø	10,14	1
11	Ø5	27	Ø	10,14	1
12	7/8	27	Ø	10,14	1
13	T Ø	27	Ø	10,14	1

G. Gué  
 H. Z...  
 1957  
 BUREAU NATIONAL DE RECHERCHES  
 BIBLIOTHÈQUE

PB 2675  
 - 5.



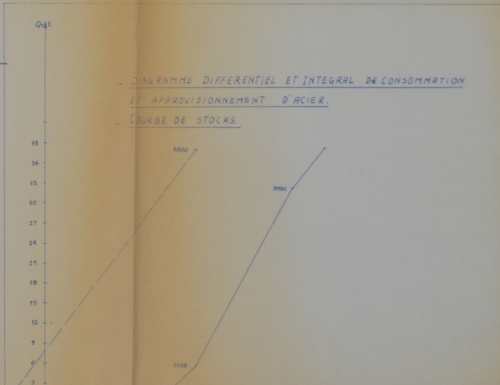
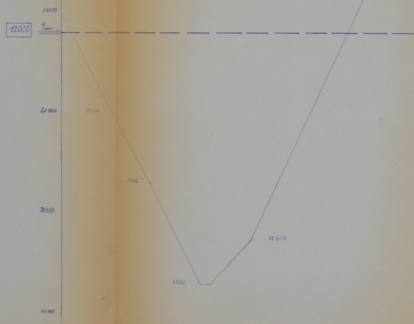
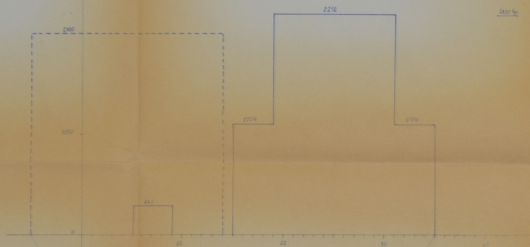
1950  
1951  
1952  
1953  
1954  
1955  
1956  
1957  
1958  
1959  
1960  
1961  
1962  
1963  
1964  
1965  
1966  
1967  
1968  
1969  
1970  
1971  
1972  
1973  
1974  
1975  
1976  
1977  
1978  
1979  
1980  
1981  
1982  
1983  
1984  
1985  
1986  
1987  
1988  
1989  
1990  
1991  
1992  
1993  
1994  
1995  
1996  
1997  
1998  
1999  
2000  
2001  
2002  
2003  
2004  
2005  
2006  
2007  
2008  
2009  
2010  
2011  
2012  
2013  
2014  
2015  
2016  
2017  
2018  
2019  
2020  
2021  
2022  
2023  
2024  
2025  
2026  
2027  
2028  
2029  
2030

— Consumption  
- - - - - Approvisionnement  
--- Stock en tonnes Approvisionnement Intégral  
- - - - - Stock en tonnes



Consommation  
Approvisionnement

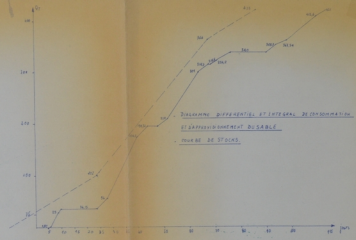
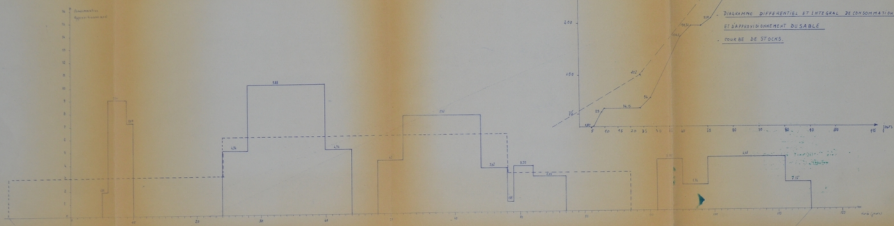
— Consommation d'acier  
 - - - - - Approvisionnement d'acier  
 200% Echelle pour diagramme "Consommation approvisionnement"  
 100% Echelle pour courbe Integral de Stocks



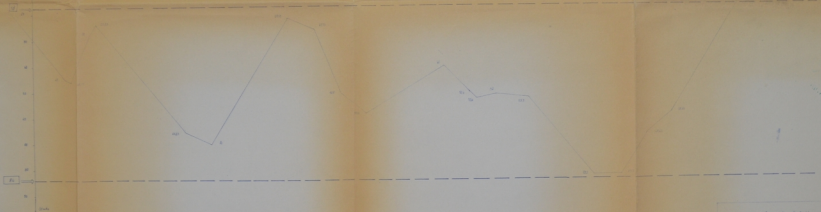
PB 2675  
 07

6-10-56  
 المكتبة الوطنية للهندسة  
 H. Bouffard  
 ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE  
 BIBLIOTHÈQUE

PB 02675  
-08.



- Débit  
 - Consommation  
 - Stock



- Débit  
 - Consommation  
 - Stock

BIBLIOTHÈQUE  
 MUSEUM NATIONAL D'HISTOIRE NATURELLE  
 75005 PARIS CEDEX 12

536

74 00002 H. ZEMMEL

