

33/84

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2 ex

وزارة التعليم العالي  
والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتنوعة  
التقنيات الجزائر

Ecole Nationale Polytechnique  
d'Alger

مركز الهندسة المدنية  
Département de Génie-Civil

مشروع نهاية الدراسة

Projet de fin d'études

**Etude d'un bâtiment tour à usage industriel,  
(Préchauffeur à cyclone de cimenterie).**

Proposée par : S.N.M.C.

Dirigé par : M<sup>r</sup> M.H. CHENAF (E.N.P.A.)  
M<sup>r</sup> M. BERRAZZOU (C.T.C.)

Etudié par : D. KELLOU  
M. DJADI

Promotion Janvier 1984

ECOLE NATIONALE  
BIBLIOTHEQUE



TABLE DE MATIERE

	<u>PAGES</u>
Avant projet technique	1
Etude dynamique	37
Etude au seisme	75
Evaluation des efforts	
- Efforts verticaux	96
- Efforts horizontaux	155
- Combinaisons	205
Ferraillage des poutre	214
Calcul des éléments	
- Calcul et ferraillage des dalles	242
- Calcul et ferraillage des poutres secondaires	276
Ferraillage des poteaux	287
Ferraillage : des voiles peripherique	311
des fondations	317
Annexes	322

## REMERCIEMENTS

Nous remercions pour aide appréciable & précieuse.

Messieurs,

BOUCOUX

MINBAYAN

Ainsi que le Personnel du Secteur d'Alger (C. T. C.)

Messieurs,

KORIJANI

D. ZEGHALACHE

Ainsi que les professeurs de l'U.S.P.A.

Pour la frappe et la présentation de cette thèse, nous  
tenons à remercier

Mlle PROVOSTE Mariel

Mlle N. SALHA

Ainsi que les Responsable de l'Imprimerie "Technico - Color"  
Une mention spéciale est faite pour nos promoteurs & Amis

Messieurs,

BERRAZOUM Morsli

CHENAF Menadh Hassen.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à *mes* parents, à toute ma famille et à tous ceux qui m'ont aide à être ce que je suis et cela par leurs patiences et précieux conseils.



Je dedie ce modeste travail à la memoire de mes parents qui ont consenti tous leurs efforts pour ma reussite ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aide et contribué par leurs précieux conseils à atteindre mon objectif final.



**ΑΥΛΙΝΤ ΠΡΟΙΕΤ**

**ΤΕΧΝΙΚΗ**

- 1 - Présentation de l'ouvrage.
- 1-1 - Caractéristique géométrique de la tour.
- 1-2 - Caractéristique du sol.
- 1-3 - Caractéristique des matériaux utilisés.
- 2 - Contraintes admissible.
- 2-1 - Béton.
- 2-1-1 - Contrainte de compression admissible.
- 2-1-2 - Contrainte de traction de référence.
- 2-2 - Aciers.
- 2-2-1 - Aciers doux.
- 2-2-2 - Aciers à haute adhérence.
- 2-2-3 - Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration.
- 3 - Descente des charges.
- 3-1 - Charges et surcharges.
- 4 - Prédimensionnement.
- 5 - Caractéristique du béton type 4.



## 1- Présentation de l'ouvrage.

Le présent projet consiste à faire le calcul dynamique et étudier les éléments résistants d'un bâtiment, tour à usage industriel, inscrit dans le projet d'une cimenterie qui sera implantée à Sour-El-Ghozlane, zone de moyenne sismicité ( $\alpha = 1$ ).

Ce bâtiment présente une symétrie dans un seul sens et comporte : un vide sanitaire, un rez-de-chaussée et 6 niveaux.

### 1-1- Caractéristique géométrique de la tour.

L'ossature de la tour est constituée uniquement de poteaux de section 1,00 m x 1,00 m et 1,40 m x 1,40 m. (Soit 9 poteaux 1,00m x 1,00m et 1 poteau 1,40m x 1,40m).

Dimension de la tour:

Sens longitudinal : 23 M

Sens transversal : 16 M

Hauteur totale : 55 M

Distance entre plancher : variable de 3,6m à 11,2m. Notre bâtiment aura un seul type de plancher; ce sera un plancher à dalle pleine d'épaisseur variant de 16cm à 35cm suivant les charges sur cette dernière.

### 1-2- Caractéristique du sol.

Du fait que notre ouvrage est située dans une zone où le terrain est de consistance moyenne (formé uniquement de roches schisteuses), la contrainte admissible du sol est de 5 bars à 2,50m de profondeur. Des semelles superficielles seront adoptées pour l'ensemble de l'ouvrage.

### 1-3- Caractéristique des matériaux utilisés.

Le béton armé entrant dans la construction de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A.68) et à tous les règlements applicables en vigueur en Algérie (P.S. 69, NV 65,...). La composition de ce béton sera, pour un 1 M3:



800 litres de gravillons Dg 25mm  
 400 litres de sable Ds 5mm  
 350 Kgs de ciment CPA 325  
 175 litres d'eau.

La préparation du béton sera faite mécaniquement (bétonnière, centrale à béton). Le chantier sera doté de matériel nécessaire pour permettre le prélèvement d'échantillon à des fins de contrôle.

L'acier utilisé (doux ou à haute adhérence selon les besoins) sera propre et débarrassé de toutes traces de matières grasses et de rouilles non adhérentes.

## 2- Contraintes admissibles.

### 2-1- Béton.

Ce bâtiment étant à usage industriel, on utilisera un béton dosé à 350 kg/M<sup>3</sup> (béton type 3) ou un béton dosé à 400 kg/M<sup>3</sup> selon les besoins, avec un contrôle strict.

Soit pour un béton dosé à 350 kg/M<sup>3</sup> (béton type 3), les contraintes admissibles pour les sollicitations du premier genre sont définies aux articles 9 à 12 des règles C.C.B.A. 68.

La résistance nominale à 28 jours sera de :

- à la compression  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kgf/CM}^2$ .

- à la traction  $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_n = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ kgf/CM}^2$

#### 2-1-1- Contrainte de compression admissible. (art. 9-4 C.C.B.A.68).

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

$\alpha$  : dépend de la classe du ciment utilisé.

$\alpha = 1$  pour un ciment C.P.A. 325

$\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle.

$\beta = 1$  pour un contrôle strict

$\gamma$  = dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

comme on a des granulats Cg = 5/15

$$\gamma = 1$$

$\delta$  : dépend de la nature des sollicitations

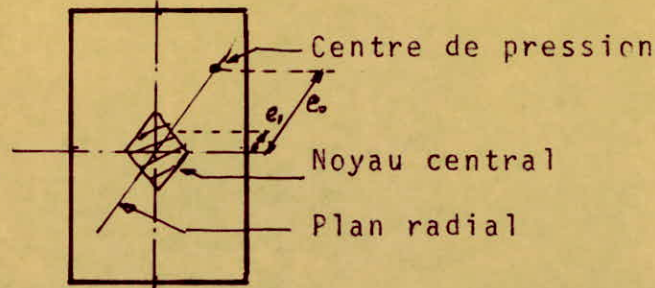
- en compression simple: = 0,3

- en flexion simple : = 0,6

- en flexion composée : = 0,6 si l'effort est une traction.



$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \text{Si l'effort normal est une compression}$$



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

$e_1$  : distance à la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression. Pour les sollicitations de second genre, les valeurs de  $S$  devront être multipliés par 1,5.

$\mathcal{E}$  : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

$\mathcal{E}$  : 1 en compression simple, quelle que soit la forme de la section, et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

$\mathcal{E}$  :  $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$  pour les autres cas.

Avec  $F'_b$  : résultante des forces de compression.

$B'$  : section du béton comprimée.

$\bar{\sigma}'_{b0}$  : contrainte admissible en compression simple.

Les valeurs finales des contraintes sont dans notre cas :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \mathcal{E} \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 1.1.1.0,3.1.270 = 81 \text{ bars.}$$

soit  $\bar{\sigma}'_{b0} = 82,20 \text{ kgf/CM}^2$  (sous des sollicitations du 1<sup>er</sup> genre : SP 1).

et  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 82,20 = 123,3 \text{ kgf/CM}^2$  (sous des sollicitations du 2<sup>ème</sup> genres : SP 2).

Contrainte admissible en flexion simple ou flexion composée avec traction en section rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = 1.1.1.0,6.1.270 = 162 \text{ bars} = 164,4 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 1).}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 164,4 = 246,6 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 2).}$$



2-1-2- Contrainte de traction de référence. (art. 9.5 C.C.B.A.68).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_n$$

$\alpha, \beta, \gamma$  ont été définis précédemment;

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{28} \text{ avec } \sigma'_{28} \text{ exprimée en bars}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1.1.1. 0,0258.270 = 7 \text{ bars.}$$

$$\text{soit } \bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars} = 7,1 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 1).}$$

$$\text{ET } \bar{\sigma}_b = 1,5.7,1 = 10,66 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 2).}$$

## 2-2- Aciers.

On distingue deux catégories d'aciers :

### 2-2-1- Aciers doux. (ronds-lisses):

on utilise du Fe E24 dont la limite d'élasticité nominale est:

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/CM}^2.$$

la contrainte admissible du Fe E 24 est :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 1).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 2).}$$

### 2-2-2- Aciers à haute adhérence (H.A).

Ils sont de nuance Fe E40 dont la limite d'élasticité nominale est :

$$\text{pour } \phi \leq 20 \quad \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/CM}^2$$

$$\text{POUR } \phi > 20 \quad \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kgf/CM}^2$$

La contrainte admissible du Fe E 40 est :

$$\phi \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 1).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 2).}$$

$$\phi > 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 1).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kgf/CM}^2 \text{ (sous SP 2).}$$



2-2-3- Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration (art. 4.9 C.C.B.A. 68).

Afin d'éviter les fissures inacceptables, la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \text{contrainte de fissuration systématique.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \frac{K}{\phi} \overline{\sigma}_b} \quad \text{contrainte de fissuration accidentelle.}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration

= 1 pour les ronds lisse

= 1,6 pour les aciers à haute adhérence (H.A).

-K: coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage;

K = 1,5 .10<sup>6</sup> fissuration peu préjudiciable.

K = 1 .10<sup>6</sup> fissuration préjudiciable.

K = 0,5 .10<sup>6</sup> fissuration très préjudiciable.

-  $\phi$  : diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimé en mm.

-  $\tilde{\omega}_f$  : pourcentage de fissuration défini par  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

avec A: section des barres tendues.

$B_f$ : section d'enrobage des barres tendues.

-  $\overline{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton, exprimée en bars.



### 3- Descente de charges.

Dans ce paragraphe, on aura à considérer pour chaque élément porteur.

- Son poids propre.
- La part des charges et des surcharges que lui transmettent les planchers.
- Les éléments spéciaux : escaliers, gaines, tuyaux.

On aura à procéder à une dégression des surcharges, voir paragraphe suivant, (étant donné que la loi de dégression tient compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité des surcharges soit appliquée simultanément sur tous les étages d'un bâtiment).

#### 3-1 Charges et surcharges.

Sont considérées comme : Charges permanentes.

- Le poids propres des dalles et des poteaux.
- Le poids propre du cyclone revêtement inclus, (le poids propre du revêtement seul sera indiqué à part, pour le calcul statique du bâtiment et le calcul de stabilité pour les cas de charges:charges maximale des vents combinée avec le poids propre du préchauffeur sans revêtement.

Surcharge d'exploitation :

Le remplissage de matières forfuits et de courtes durées (aux calculs statiques on tiendra compte que les remplissages de matières peuvent avoir lieu dans les cyclones, mais au max dans les deux cyclones à la fois.

Les charges d'étages :

(au calcul statique, on tiendra compte que les charges d'étage indiquées de 500 KG/M<sup>2</sup> max se produisent simultanément sur deux étages alors qu'il est prévu que la charge sur les autres étages de 250 KG/M<sup>2</sup> max.

Dans notre descente de charge le calcul des parts des charges et surcharges que transmettent les planchers aux éléments porteurs est fait après élimination des poutres secondaires qui ne sont que des poutres de rigidification.



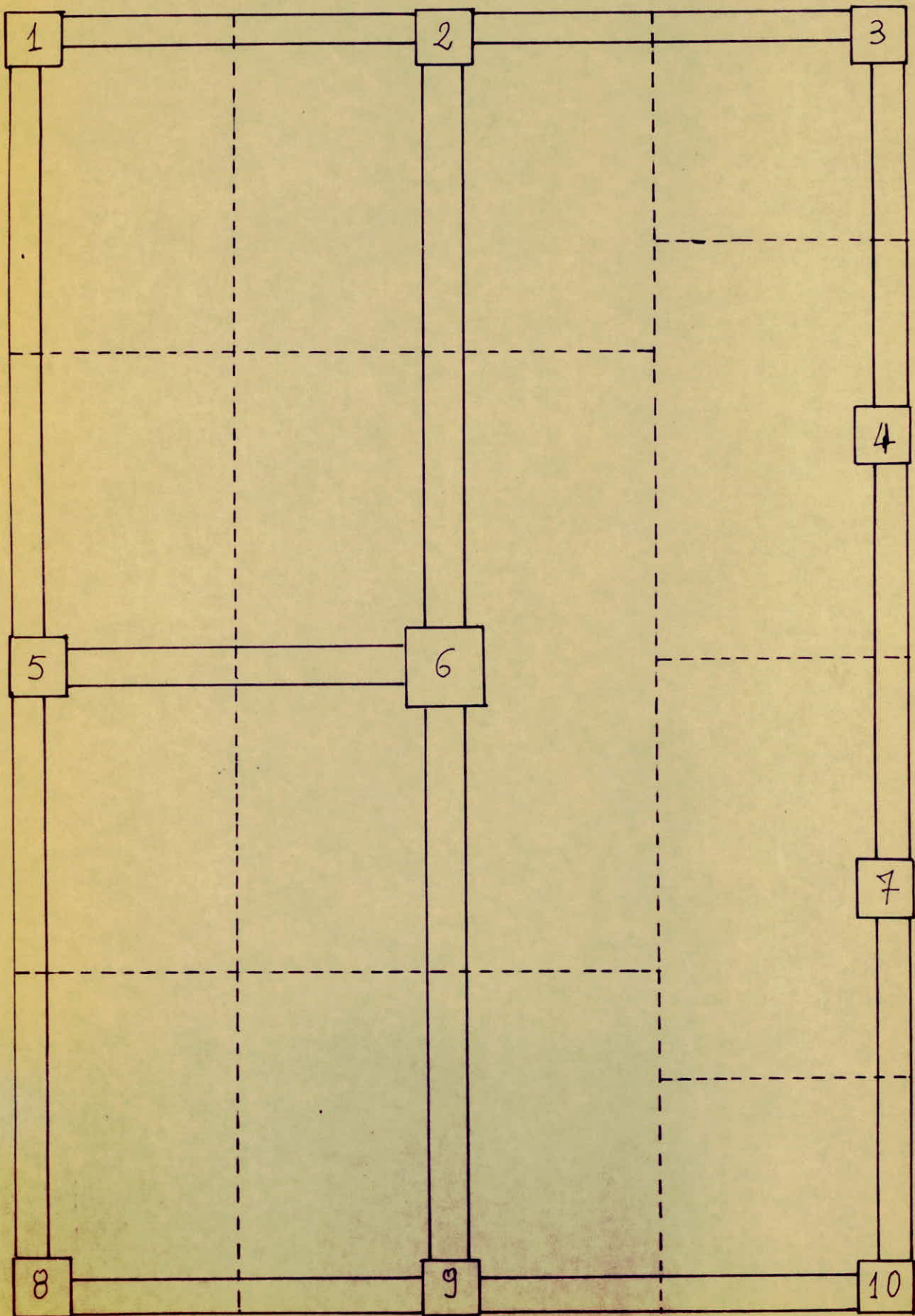
( elles ne servent qu'à rigidifier les dalles).-

C.C.B.A. 68 article 33.11 page 96.

Nos dalles sont supporté par 10 colonnes (poteaux),  
du fait de la symétrie (dans un seul sens) ou étudiera  
6 poteaux seulement.



Vue en plan et découpage du plancher.



Descente de charges :

Niveau 7

Charges revenant au poteau : 1Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles :	27.272
- Poids du cyclone :	0

---

 27.272 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	5.162

---

 5.162 T

Niveau 7

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles :	58.280
- Poids du cyclone :	57.270

---

 115.550 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	20.000

---

 20.000 T



## Niveau 7

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles:	15.567
- Poids du cyclone :	12.333
	<hr/>
	27.900 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	14.683
	<hr/>
	14.683 T

## Niveau 7

Charges revenant au poteau : 4Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles:	44.134
- Poids du cyclone :	15.417
	<hr/>
	59.551 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	16.475
	<hr/>
	16.475 T

Niveau 7

Charges revenant au poteau : 5Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles :	31.898
- Poids du cyclone :	9.375
	<hr/>
	41.273 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	7.121
	<hr/>

7.121 T

Niveau 7

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	0
- Poids du poteau considéré :	0
- Poids des poutres et dalles :	37.840
- Poids du cyclone :	78.655
	<hr/>
	116.495 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	0
- Surcharges :	66.000
	<hr/>

66.000 T



Niveau 6

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	27.270
- Poids du poteau considéré :	25.500
- Poids des poutres et dalles :	28.125
- Poids du cyclone :	23.250

---

 104.145 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	5.162
- Surcharges :	26.000

---

 31.162 T

Niveau 6

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	115.550
- Poids du poteau considéré :	25.500
- Poids des poutres et dalles :	35.726
- Poids du cyclone :	53.500

---

 230.275 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	20.000
- Surcharges :	45.500

---

 65.500 T

Niveau 6

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	27.900
- Poids du poteau considéré :	25.500
- Poids des poutres et dalles :	27.246
- Poids du cyclone :	3.000

---

 83.646 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	14.683
- Surcharges :	3.780

---

 18.463 T

Niveau 6

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	59.551
- Poids du poteau considéré :	25.500
- Poids des poutres et dalles :	31.380
- Poids du cyclone :	43.000

---

 159.431 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	16.475
- Surcharges :	7.350

---

 23.825 T



Niveau 6

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	41.273
- Poids du poteau considéré :	25.500
- Poids des poutres et dalles:	56.120
- Poids du cyclone :	31.000

---

 153.893 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	7.125
- Surcharges :	31.857

---

 38.982 T

Niveau 6

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	116.495
- Poids du poteau considéré :	49.980
- Poids des poutres et dalles:	122.180
- Poids du cyclone :	47.875

---

 336.530 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	66.000
- Surcharges :	26.667

---

 92.667 T

Niveau 5

Charges revenant au poteau : 1.

Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	104.145
- Poids du poteau considéré :	24.000
- Poids des poutres et dalles:	29.677
- Poids du cyclone :	6.434
	<hr/>
	164.256 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	31.162
- Surcharges :	4.113
	<hr/>
	35.275 T

Niveau 5

Charges revenant au poteau : 2.

Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	230.275
- Poids du poteau considéré :	24.000
- Poids des poutres et dalles:	51.460
- Poids du cyclone :	23.250
	<hr/>
	328.985 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	65.500
- Surcharges :	29.300
	<hr/>
	94.800 T



Niveau 5

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	83.646
- Poids du poteau considéré :	24.000
- Poids des poutres et dalles :	30.309
- Poids du cyclone :	11.625
	<hr/>
	149.580 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	18.463
- Surcharges :	14.613
	<hr/>
	33.076 T

Niveau 5

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	159.431
- Poids du poteau considéré :	24.000
- Poids des poutres et dalles :	34.238
- Poids du cyclone :	36.675
	<hr/>
	254.344 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	23.825
- Surcharges :	34.950
	<hr/>
	58.775 T

Niveau 5

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	153.893
- Poids du poteau considéré :	24.000
- Poids des poutres et dalles :	55.482
- Poids du cyclone :	64.375
	<hr/>
	297.750 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	38.982
- Surcharges :	8.800
	<hr/>
	47.782 T

Niveau 5

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	336.530
- Poids du poteau considéré :	47.040
- Poids des poutres et dalles :	88.692
- Poids du cyclone :	60.500
	<hr/>
	532.762 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	92.667
- Surcharges :	59.625
	<hr/>
	152.292 T



Niveau 4

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	164.256
- Poids du poteau considéré :	25.000
- Poids des poutres et dalles :	30.960
- Poids du cyclone :	9.700

---

 229.916 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	35.275
- Surcharges :	12.700

---

 47.975 T

Niveau 4

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	328.985
- Poids du poteau considéré :	25.000
- Poids des poutres et dalles :	51.052
- Poids du cyclone :	14.550

---

 419.587 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	94.800
- Surcharges :	23.550

---

 118.350 T

Niveau 4

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	149.580
- Poids du poteau considéré :	25.000
- Poids des poutres et dalles :	17.291
- Poids du cyclone :	0
	<hr/>
	191.871 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	33.076
- Surcharges :	3.413
	<hr/>
	36.489 T

Niveau 4

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	254.344
- Poids du poteau considéré :	25.000
- Poids des poutres et dalles :	31.716
- Poids du cyclone :	27.750
	<hr/>
	338.810 T

Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	58.775
- Surcharges :	8.325
	<hr/>
	67.100 T



Niveau 4

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	297.750
- Poids du poteau considéré :	25.000
- Poids des poutres et dalles:	49.330
- Poids du cyclone :	43.650

---

 415.730 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	47.782
- Surcharges :	44.050

---

 91.832 T

Niveau 4

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	532.762
- Poids du poteau considéré :	49.000
- Poids des poutres et dalles:	75.033
- Poids du cyclone :	147.100

---

 803.895 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	152.297
- Surcharges :	71.480

---

 223.777 T

Niveau 3

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	229.916
- Poids du poteau considéré :	13.500
- Poids des poutres et dalles:	23.622
- Poids du cyclone :	20.000

---

 287.038 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	47.975
- Surcharges :	5.020

---

 52.995 T

Niveau 3

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	419.587
- Poids du poteau considéré :	13.500
- Poids des poutres et dalles:	61.554
- Poids du cyclone :	0

---

 494.641 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	118.350
- Surcharges :	14.250

---

 132.600 T



Niveau 3

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	191.871
- Poids du poteau considéré :	13.500
- Poids des poutres et dalles :	30.504
- Poids du cyclone :	0

---

 235.875 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	36.489
- Surcharges :	5.813

---

 42.302 T

Niveau 3

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	338.810
- Poids du poteau considéré :	13.500
- Poids des poutres et dalles :	36.216
- Poids du cyclone :	6.000

---

 394.526 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	67.100
- Surcharges :	7.625

---

 74.725 T

Niveau 3

Charges revenant au poteau : 5Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	415.730
- Poids du poteau considéré :	13.500
- Poids des poutres et dalles :	47.216
- Poids du cyclone :	12.000

---

 488.446 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	91.832
- Surcharges :	11.000

---

 102.832 T

Niveau 3

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	803.895
- Poids du poteau considéré :	26.460
- Poids des poutres et dalles :	59.378
- Poids du cyclone :	6.000

---

 895.733 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	223.777
- Surcharges :	12.145

---

 235.922 T



Niveau 2

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	287.038
- Poids du poteau considéré :	28.000
- Poids des poutres et dalles :	25.558
- Poids du cyclone :	0

---

 340.596 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	52.995
- Surcharges :	9.600

---

 62.595 T

Niveau 2

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	494.641
- Poids du poteau considéré :	28.000
- Poids des poutres et dalles :	51.323
- Poids du cyclone :	0

---

 573.964 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	132.600
- Surcharges :	11.250

---

 143.850 T

Niveau 2

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	235.875
- Poids du poteau considéré :	28.000
- Poids des poutres et dalles :	20.501
- Poids du cyclone :	0

---

 284.376 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	42.302
- Surcharges :	4.613

---

 46.915 T

Niveau 2

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	394.526
- Poids du poteau considéré :	28.000
- Poids des poutres et dalles :	38.326
- Poids du cyclone :	0

---

 460.852 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	74.725
- Surcharges :	5.813

---

 80.538 T



## Niveau 2

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	488.446
- Poids du poteau considéré :	28.000
- Poids des poutres et dalles :	37.564
- Poids du cyclone :	0

---

 554.010 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	102.832
- Surcharges :	11.000

---

 113.832 T

## Niveau 2

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	895.733
- Poids du poteau considéré :	54.800
- Poids des poutres et dalles :	73.985
- Poids du cyclone :	82.440

---

 1.106.958 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	235.922
- Surcharges :	20.625

---

 256.547 T

Niveau 1

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	340.596
- Poids du poteau considéré :	9.000
- Poids des poutres et dalles :	24.900
- Poids du cyclone :	0

---

 374.856 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	62.595
- Surcharges :	6.000

---

 68.595 T

Niveau 1

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	573.964
- Poids du poteau considéré :	9.000
- Poids des poutres et dalles :	46.146
- Poids du cyclone :	0

---

 629.110 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	143.850
- Surcharges :	11.250

---

 155.100 T



Niveau 1

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	284.376
- Poids du poteau considéré :	3.000
- Poids des poutres et dalles :	38.243
- Poids du cyclone :	0

---

 331.619 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	46.915
- Surcharges :	4.613

---

 51.528 T

Niveau 1

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	460.852
- Poids du poteau considéré :	9.000
- Poids des poutres et dalles :	39.450
- Poids du cyclone :	0

---

 509.302 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	80.538
- Surcharges :	8.325

---

 88.863 T

Niveau 1

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	554.010
- Poids du poteau considéré :	9.000
- Poids des poutres et dalles :	44.588
- Poids du cyclone :	0

---

 607.598 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	113.832
- Surcharges :	6.000

---

 119.832 T

Niveau 1

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	1.106.958
- Poids du poteau considéré :	17.640
- Poids des poutres et dalles :	56.296
- Poids du cyclone :	0

---

 1.180.894 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	256.547
- Surcharges :	20.625

---

 277.172 T



Niveau 0

Charges revenant au poteau : 1.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	374.856
- Poids du poteau considéré :	11.325
- Poids des poutres et dalles :	24.900
- Poids du cyclone :	0

---

 411.041 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	68.595
- Surcharges :	6.000

---

 74.595 T

Niveau 0

Charges revenant au poteau : 2.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	629.110
- Poids du poteau considéré :	11.325
- Poids des poutres et dalles :	46.146
- Poids du cyclone :	0

---

 686.581 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	115.100
- Surcharges :	11.250

---

 166.350 T

Niveau 0

Charges revenant au poteau : 3.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	331.619
- Poids du poteau considéré :	11.325
- Poids des poutres et dalles :	38.243
- Poids du cyclone :	0

---

 381.187 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	51.528
- Surcharges :	4.613

---

 56.141 T

Niveau 0

Charges revenant au poteau : 4.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	509.302
- Poids du poteau considéré :	11.325
- Poids des poutres et dalles :	39.450
- Poids du cyclone :	0

---

 560.077 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	88.863
- Surcharges :	8.325

---

 97.188 T



Niveau 0

Charges revenant au poteau : 5.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	607.598
- Poids du poteau considéré :	11.325
- Poids des poutres et dalles :	44.588
- Poids du cyclone :	0

---

 663.511 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	119.832
- Surcharges :	6.000

---

 125.832 T

Niveau 0

Charges revenant au poteau : 6.Charges permanentes :

- Venant du niveau supérieur :	1.180.894
- Poids du poteau considéré :	22.197
- Poids des poutres et dalles :	56.296
- Poids du cyclone :	0

---

 1.259.387 T
Surcharges d'exploitation.

- Venant du niveau supérieur :	277.172
- Surcharges :	20.625

---

 297.797 T

Tableau donnant les charges permanentes sur les différents poteaux.

Cote	Niveau	Poteau 1 et 8.	Poteau 2 et 3.	Poteau 3 et 10.	Poteau 4 et 7.	Poteau 5	Poteau 6
55	7	27,27	115,55	27,90	59,55	41,27	116,49
44,8	6	104,14	230,27	83,65	159,43	153,89	336,53
35,2	5	164,25	328,98	149,58	254,34	297,75	532,76
25,2	4	229,91	419,59	191,87	338,81	415,73	803,89
19,8	3	287,03	494,64	235,87	394,52	488,44	895,73
8,6	2	340,59	573,96	284,37	460,85	554,01	1106,95
5	1	374,85	629,11	331,61	509,30	607,59	1180,89
0	0	411,08	686,58	381,18	560,07	663,51	1259,38

Tableau donnant les surcharges d'exploitation sur les différents poteaux;

Cote	Niveau	Poteau 1 et 8	Poteau 2 et 9	Poteau 3 et 10	Poteau 4 et 7	Poteau 5	Poteau 6
55	7	5,16	20,00	14,68	16,47	7,12	66,00
44,8	6	31,16	65,50	18,46	23,82	38,98	92,67
35,2	5	35,27	94,80	33,07	58,77	47,78	152,29
25,2	4	47,97	118,35	36,49	67,10	91,83	223,77
19,8	3	52,99	132,60	42,30	74,72	102,83	235,92
8,6	2	62,59	143,85	46,91	80,53	113,83	256,54
5	1	68,59	115,10	51,52	88,86	119,83	277,17
0	0	74,59	166,35	56,14	97,18	125,83	297,80



Tableau final donnant G+ 1,2P sur les différents poteaux.

Cote	Niveau	Poteau 1 et 8	Poteau 2 et 9	Poteau 3 et 10.	Poteau 4 et 7	Poteau 5	Poteau 6
55,0	7	33,46	139,55	45,52	79,31	49,81	195,69
44,8	6	141,53	308,87	105,80	188,01	200,67	447,73
35,2	5	206,57	442,74	189,26	324,86	355,09	715,51
25,2	4	287,47	561,61	235,66	419,33	525,93	1072,41
19,2	3	350,62	653,76	286,63	484,18	611,84	1178,83
8,6	2	415,70	746,58	340,66	557,49	680,61	1414,80
5,0	1	457,16	767,23	393,43	615,93	751,39	1513,49
0	0	500,59	886,20	448,55	676,69	814,51	1616,74

#### 4 - Prédimensionnement des poteaux.

On fera le prédimensionnement suivant les règles C.C.B.A.68.  
Soit sous G + 1,2 P

et :  $A \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_b}$

avec A: Section du poteau

N: Effort normal sur le poteau.

$\overline{\sigma}_b$ : Contrainte admissible du béton en compression simple.

Comme tous les poteaux à l'exception du poteau 6 qui fait 1,40m x 1,40 m, une section de 1,00x 1,00m de section, on fera le prédimensionnement du poteau 2 (étant donné que c'est le plus chargé) et du poteau 6.

Poteau 2.

$$\overline{\sigma}_b \geq \frac{886,20 \cdot 10^3}{(100)^2} = 88,62 \text{ Kg/m}^2.$$

82,20 Kg/cm<sup>2</sup>  $\not\geq$  88,62 Kg/cm<sup>2</sup>, contrainte admissible dépassée.



Poteau 6.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} \geq \frac{1616,75 \cdot 10^3}{(140)^2} = 82,49 \text{ Kg/cm}^2.$$

82,20 Kg/cm<sup>2</sup> ~~≠~~ 82,49 Kg/cm<sup>2</sup> contrainte admissible dépassée.

Remarque :

Vu qu'en utilisant du béton dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> (béton type 3) jusqu'au niveau 0, la contrainte admissible de compression simple  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 82,20 \text{ Kg/cm}^2$  est dépassée, pour parer à cela; on utilise du béton dosé à 400 Kg/cm<sup>2</sup> (béton type 4) jusqu'au niveau 3 (dalle niveau 3 comprise).

#### 5 - Caractéristique du béton type 4.

- Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars} = 91,33 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 91,33 = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP2).}$$

- Contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}'_b = 7,5 \text{ bars} = 7,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 7,6 = 11,40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP2).}$$

d'où

Poteau 2.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 91,33 \text{ Kg/cm}^2 \geq 88,62 \text{ Kg/cm}^2.$$

vériifié

Poteau 6.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 91,33 \text{ Kg/cm}^2 \geq 82,49 \text{ Kg/cm}^2$$

vériifié



# ΕΤΥΠΩΣΗ ΔΥΝΑΜΙΚΩΣ

- 1 - Méthode de calcul.
- 2 - Généralités.
- 3 - Modélisation.
- 4 - Méthode de RAILEIGH.
  - 4-1 - Etape de calcul.
  - 4-2 - Procédé itératif.
  - 4-3 - Détermination de la pulsation propre.
- 5 - Méthode de VIANELLO - STODOLA.
  - 5-1 - Etape de calcul.
  - 5-2 - 1<sup>er</sup> mode de vibration.
  - 5-3 - 2<sup>ème</sup> mode de vibration.
  - 5-4 - 3<sup>ème</sup> mode de vibration.
- 6 - Calculs et résultats.
  - 6-1 - Masses soumises à l'action dynamiqués.
  - 6-2 - Définition.
  - 6-3 - Méthode de la déformée statique.
  - 6-4 - Détermination des déplacements unitaires.
  - 6-5 - Mode fondamental (1<sup>er</sup> mode).
  - 6-7 - 2<sup>ème</sup> mode de vibration.
  - 6-8 - 3<sup>ème</sup> mode de vibration.
- 7 - Méthode exacte.



## 1- Méthode de calcul.

L'étude des oscillations d'un système quelconque, suppose le choix d'un modèle dont les propriétés reflètent d'aussi près que possible, celles du système réel mais procédant nécessairement d'une certaine schématisation.

Le schéma dynamique qui convient à notre bâtiment est un système oscillant (console encastrée à la base) constitué de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenues par un élément élastique de masse négligeable, nous accepterons que pendant le processus oscillatoire la déformée du système reste plane que les déformations élastiques soient infiniment petites et par conséquent chaque masse a un degré de liberté: Le déplacement dans la direction des vibrations.

Pour le calcul dynamique proprement dit, il existe une méthode exacte et des méthodes approximatives. L'analyse dynamique exacte des systèmes à plusieurs degrés de liberté est difficile car elle nécessite énormément de calculs et beaucoup d'efforts, s'ils sont faits à la main.

Mais dans le but de calcul de l'ingénieur des structures, compte tenu du degré d'approximation qui caractérise tous les autres modèles de calcul de la théorie des structures, l'utilisation de la méthode exacte n'est pas absolument nécessaire et constitue dans la plupart des cas une complication et un effort inutile, on peut éviter les complications en faisant appel aux méthodes approximatives numériques qui permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante, les caractéristiques dynamiques de vibrations.

## 2- Généralités.

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps c'est à dire une sollicitation qui présente un caractère dynamique (charges roulantes, percussions, seismes, vents, explosions). Elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées, régies par des lois en général complexes, il lui succède dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème fondamental de la dynamique des structures consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée c'est à dire la description de ces oscillations en terme cinématique.



Les méthodes approximatives les plus connues sont :

- Méthode de Raileigh (1° mode).
- Méthode de Vianello - Stodola (1°, 2° et 3° mode).
- Méthode de Holzer.

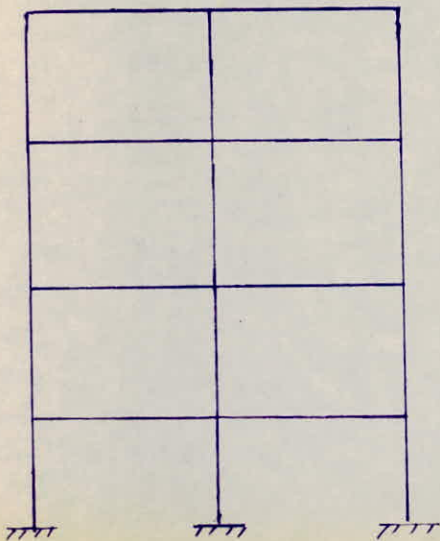
Les méthodes approximatives se proposent en principe de calculer les formes et les pulsations propres par une série d'opérations d'itération à partir d'une forme déformée choisie arbitrairement.

En tenant compte des simplifications pouvant intervenir que les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher d'où le nombre de degré de liberté est égale au nombre d'étage = 7.

### 3- Modelisation.

Comme cité plus haut, la modélisation de la structure sera représentée par une console flexible rigidement encastrée à la base, où les masses sont supposés concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers. Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide, et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté, du fait que ses déformations propres sont très petites devant celle de l'ensemble du bâtiment.

Le nombre total de degrés de liberté sera donc égal à celui des planchers c'est à dire 7.



Structure réelle



Structure modelisée

#### 4- Méthode de Raileigh.

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation d'énergie, pour cette raison elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs, mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Conformément aux principes de la conservation pour un système élastique en mouvement (sous amortissement), l'énergie totale est constante.

$$W = W_p + W_c = \text{constante.}$$

$$W_p(t) = \text{Energie potentielle du système.}$$

$$W_c(t) = \text{Energie cinétique du système.}$$

Dans notre étude, on utilise une variante de la méthode de Raileigh qui a l'avantage d'éliminer le choix arbitraire de la déformée statique.

La déformée statique est déterminée à partir des déplacements statiques  $\delta_{ij}$  qui, eux, résultent de la sollicitation d'un système à plusieurs degrés de liberté par des forces  $P_j = M_j \cdot G$  agissant statiquement dans le degré de liberté.

##### 4-1- Etape de calcul.

On calcul les  $\delta_{ij}$ :

$\delta_{ij}$  : déplacement en j résultant d'une force unitaire appliquée en i.

On détermine les les déplacements statique par la relation.

$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_j \cdot \delta_{ij}.$$



On écrit que  $\delta_{st j} = x_{oj}$  d'où on peut tracer notre déformée statique; La précision des résultats obtenus avec la méthode de Raileigh dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut-être accrue en utilisant un procédé itératif de "correction" de la forme choisie.

#### 4-2-Procédé itératif.

a- On calcule le coefficient adimensionnel  $\rho$

$$\rho_{ij} = \frac{x_{oj}}{x_{on}} \quad (x_{on}: \text{flèche au sommet de la console}).$$

b- La première correction consiste à calculer une nouvelle force F.

$$F_{1j} = \rho_{1j} P_j \quad (1: \text{correspond à la première correction}) \\ (j: \text{côte à laquelle on veut avoir } \rho \text{ ou } F)$$

c- Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements  $x_{ij}$

$$\text{avec } x_{ij} = \sum_{j=1}^m F_{ij} \cdot \delta_{ij}.$$

a'- On calcule ensuite le coefficient adimensionnel  $\rho$

$$\rho_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

b'- La deuxième correction consiste à calculer la nouvelle force F.

$$\text{avec } F_{2j} = \rho_{2j} \cdot P_j.$$

c'- Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements  $x_{2j}$

$$\text{avec } x_{2j} = \sum_{j=1}^m F_{2j} \cdot \delta_{ij}.$$

Le processus itératif est rapidement convergent (le nombre d'itération dépend de la précision voulue) et les opérations seront arrêtées lorsque :

$$\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}.$$

#### 4-3-Détermination de la pulsation propre.

D'après la méthode de la déformée statique pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté nous écrivons :

- Système à plusieurs masses concentrées (c'est notre cas).

$$\text{Energie potentielle : } W_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m P_j \cdot \delta_{stj}$$

$$\text{Energie cinétique : } W_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^m P_j \cdot \delta_{stj}^2$$

Mais en choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie  $F_{mj}$  et qui représentent une approximation des forces réelles d'inertie et qui produisent les déplacements  $x_{mj}$ .

L'énergie potentielle sera donc :

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m F_{mj} \cdot x_{mj}$$

L'énergie cinétique sera calculer comme d'habitude :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^m P_j \cdot x_{mj}^2$$

En écrivant  $W_p^{\max} = W_c^{\max}$  on tire

$$\omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^m F_{mj} \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^m P_j \cdot x_{mj}^2}$$

$$\text{d'où } \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^m (P_j \cdot \rho_{mj}^2) \cdot x_{mn}}{\left( \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{mj}^2 \right) \cdot x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

et enfin on tire la valeur de la période  $T = \frac{2\pi}{\omega}$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{x_{mn}}$$



### 5 - Méthode de Vianello - Stodola.

Cette méthode est basée sur les observations suivantes :

- a- Pour un système oscillatoire à "n" masses concentrées, les ordonnées de la ligne élastique qui correspond au mode "j" sont proportionnelles aux forces d'inertie des masses dans le mode considéré.
- b- Le travail des forces d'inertie correspondant à un mode de vibration quelconque avec les déplacements d'un autre mode est nul.

La méthode de Vianello-Stodola permet de calculer le mode fondamental (pulsation propre et déformée) ainsi que successivement les modes supérieures en utilisant un procédé d'élimination dont la convergence est malheureusement assez lente, cependant, compte tenu du caractère itératif des opérations, cette méthode peut-être facilement programmé sur des ordinateurs de petite capacité.

La première observation peut-être démontrée comme suit :

Soit un système à "n" masses concentrées ( $M_j$ ) chacune ayant un seul degré de liberté, exprimé par son déplacement  $x_j(t)$  dans la direction de vibration. Les forces d'inertie correspondantes sont :

$$F_{ij} = M_j \frac{d^2 x_j}{dt^2}$$

Le principe de d'Alembert, nous permet de calculer immédiatement les déplacements des masses produits par les forces  $F_{ij}$ .

$$x_1(t) = -\sum_{k=1}^m M_k \cdot \frac{d^2 x_k}{dt^2} \cdot \delta_{1k}$$


---

$$x_j(t) = -\sum_{k=1}^m M_k \cdot \frac{d^2 x_k}{dt^2} \cdot \delta_{jn}$$


---

$$x_n(t) = -\sum_{k=1}^m M_k \cdot \frac{d^2 x_k}{dt^2} \cdot \delta_{nk}$$

Le terme  $-M_k \frac{d^2 x_k}{dt^2} \delta_{jk}$ , représente la flèche en  $j$  produite par la force d'inertie appliquée en " $k$ ", nous acceptons l'hypothèse des oscillations harmoniques.

$$x_k = x_{ok} \sin(\omega t + \psi).$$

et donc  $\frac{d^2 x_k}{dt^2} = -\omega^2 \cdot x_{ok} \cdot \sin(\omega t + \psi).$

finalement nous pouvons écrire :

$$x_{o1} = \omega^2 \sum_{k=1}^m M_k \cdot x_{ok} \cdot \delta_{1k}$$


---

$$x_{oj} = \omega^2 \sum_{k=1}^m M_k \cdot x_{ok} \cdot \delta_{jk}$$


---

$$x_{on} = \omega^2 \sum_{k=1}^m M_k \cdot x_{ok} \cdot \delta_{nk}$$

La deuxième observation représente la propriété d'orthogonalité des formes propres.

$$M_j \cdot x_{ji} \cdot x_{jk} = 0 \quad \text{pour } i \neq j$$

Dans le cas où l'on connaît la forme exacte d'un mode de vibration les relations (1) nous donnent la valeur exacte du  $\omega_1^2$ .



Dans la plupart des cas pratiques, cette forme n'est pas connue et il faut choisir une forme arbitraire qui par la suite sera "corrigée" afin d'obtenir une précision satisfaisante; la forme du mode respectif. Il faut noter toutefois que la méthode est applicable chaque fois pour le mode ayant la plus petite pulsation propre.

Pour obtenir le mode immédiatement supérieure, une opération d'élimination des modes inférieurs est nécessaire.

### 5-1- Etapas de calcul .

#### 5-2-1° mode de vibration (mode fondamental).

1- On calcule les déplacements  $X_{1j}$  du système dus à l'action des "forces"  $M_j = P_j/g$  appliquées aux niveaux  $Z = Z_j$  dans la direction des vibrations. Le déplacement  $X_{1j}$  est :

$$X_{1j}^0 = \sum_{k=1}^m M_k \cdot \delta_{jk} = \frac{1}{g} \sum_{k=1}^m P_k \cdot \delta_{jk}$$

$\delta_{jk}$  : étant les coefficients d'influence (flèche en  $j$  lorsque  $P_k = 1$ ) en introduisant la notation  $\alpha_{pk} = \frac{P_k}{P_n}$  .

on peut écrire encore :

$$X_{1j}^0 = \frac{P_n}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \delta_{jk} .$$

2- on détermine les coefficients adimensionnels de la première déformée.

$$\rho_{1j} = \frac{X_{1j}^0}{X_{1n}^0}$$

où  $X_{1n}^0$  est la flèche au sommet.

3- on applique sur le système les forces "corrigées"

$$M_{1j}^{(1)} = \frac{P_n X_{1n}^0}{g} \alpha_{pj} \cdot \rho_j$$

4- La déformée du système sous l'action des "forces"  $M_{1j}^{(1)}$  est:

$$X_{1j}^{(1)} = \sum_{k=1}^m M_{1j}^{(1)} \cdot \delta_{jk} = \frac{P_n X_{1n}^0}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{jk} .$$

5- La propriété a) nous permet d'écrire la relation:



$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{X_{1j}}{X_{1j}^{(1)}} = \frac{1}{X_{1n}} \frac{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \delta_{jk}}{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \rho_k \cdot \delta_{jk}} \quad (2).$$

L'expression (2) devient plus simple si l'on veut comparer les flèches au sommet, nous avons alors :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{X_{1n}}{X_{1n}^{(1)}} = \frac{1}{X_{1n}^{(1)}} \frac{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \delta_{nk}}{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \rho_k \cdot \delta_{nk}}$$

et comme :

$$X_{1n} = \frac{P_n}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \delta_{nk}.$$

nous obtenons :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{g}{P_n \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{nk}} \\ T_1 = \frac{2\gamma}{g} \sqrt{P_n \cdot \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{nk}} \quad (3)$$

La formule (3) donne pour  $\omega_1^2$  une approximation par défaut, une approximation par excès peut-être obtenue avec la relation.

$$\bar{\bar{\omega}}_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^m X_{1j}}{\sum_{j=1}^m X_{1j}^{(1)}} = \frac{1}{X_{1n}} \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \delta_{jk}}{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{jk}}.$$

et nous avons :  $\bar{\omega}_1^2 \leq \omega_1^2 \leq \bar{\bar{\omega}}_1^2$

Ce qui nous offre une fourchette permettant une meilleure approximation de  $\omega_1^2$ .

Dans le cas, où l'on veut obtenir une précision supérieure le processus itératif peut-être continué.

6- On calcule  $\rho_j^{(1)} = \frac{X_{1j}^{(1)}}{X_{1n}^{(1)}}$

et ensuite les forces de la troisième approximation :

$$M_{1j}^{(2)} = M_j \cdot X_{1j}^{(1)} = \frac{P_n X_{1n}^{(1)}}{g} \cdot \alpha_{pj} \cdot \rho_j^{(1)}$$

7- La déformée sera alors :

$$X_{1j}^{(2)} = \sum_{k=1}^m M_{1j}^{(2)} \cdot \delta_{jk} = \frac{P_n X_{1n}^{(1)}}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1)} \cdot \delta_{jk}.$$



nous avons donc :

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{X_{1j}^{(1)}}{X_{1j}^{(2)}} = \frac{X_{1n}^{(1)}}{X_{1n}^{(2)}} \frac{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{jk}}{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1)} \cdot \delta_{jk}}$$

et si l'on veut comparer les flèches au sommet :

$$X_{1n}^{(1)} = \frac{P_n X_{1n}}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k \cdot \delta_{nk}$$

$$X_{1n}^{(2)} = \frac{P_n X_{1n}^{(1)}}{g} \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1)} \cdot \delta_{nk}$$

et la pulsation propre est :

$$\omega_1^2 = \frac{X_{1n}^{(1)}}{X_{1n}^{(2)}} = \frac{g}{P_n} \cdot \frac{1}{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1)} \cdot \delta_{nk}}$$

de la même façon après l'itération, nous pouvons écrire :

$$\omega_1^2 = \frac{g}{P_n} \frac{1}{\sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1-1)} \cdot \delta_{nk}} \quad (4)$$

on remarque facilement que l'expression.

$$P_n = \sum_{k=1}^m \alpha_{pk} \cdot \rho_k^{(1-1)} \cdot \delta_{nk}$$

représente la flèche au sommet due aux forces  $P_j \cdot \rho_j^{(1-1)}$   
nous allons noter cette flèche avec  $X_n^{(1-1)}$

La formule 4 devient :

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{g}{X_n^{(1-1)}}}$$

### 5-3- 2° mode de vibration.

- 1- On connaît le premier mode de vibration (fondamental)
- 2- Soit  $P_{2j}^0$  une expression approximative pour le deuxième mode, elle peut-être écrite sous la forme :

$$\rho_{2j}^0 = \rho_{2j} + a_i \cdot \rho_{1j} \quad (1')$$

ou  $\rho_{2j}$  représente la forme exacte du 2° mode (à déterminer) et  $\rho_{1j}$  la forme exacte du 1° mode (connue) on multiplie la relation (1') avec  $P_j \cdot \rho_{1j}$  et on fait la somme des produits ainsi obtenus.

$$\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{2j}^0 \cdot \rho_{1j} = \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{2j} \cdot \rho_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j}^2$$

La propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{2j} = 0$$

d'où

$$a_1 = \frac{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{2j}^0}{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j}^2}$$

3) On calcule ensuite les ordonnées du 2° mode.

$$\rho_{2j}^{(1)} = \rho_{2j}^0 - a_1 \cdot \rho_{1j}$$

et après les "forces"

$$M_{2j}^{(1)} = M_j \cdot \rho_{2j}^{(1)}$$

4) On détermine les déplacements  $\rho_{2j}^{(2)}$

$$5) \text{ Nous avons : } \bar{\omega}_2^2 = \frac{\rho_{2j}^{(1)}}{\chi_{2j}^{(1)}}$$

#### 5-4- 3° mode vibration.

1- On connaît les ordonnées exactes des premiers deux modes.

2- On choisit une forme approximative pour le troisième mode ( $\rho_{3j}^0$ ). Elle peut être écrite en fonction des ordonnées des formes exactes comme suit :

$$\rho_{3j}^0 = \rho_{3j} + a_2 \cdot \rho_{2j} + a_1 \cdot \rho_{1j}$$

3- On "orthogonalise" la forme choisie en écrivant successivement.

$$\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{1j} = \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j} \cdot \rho_{1j} + a_2 \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{2j} \cdot \rho_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{1j}$$

$$\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{2j} = \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j} \cdot \rho_{2j} + a_2 \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{2j}^2 + a_1 \sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{2j}$$

d'où nous tirons :

$$a_1 = \frac{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{1j}}{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{1j}^2} \quad \text{et} \quad a_2 = \frac{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{2j}}{\sum_{j=1}^m P_j \cdot \rho_{2j}^2}$$



4- Nous avons par la suite :

$$\rho_{3j}^{(1)} = \rho_{3j}^0 - a_2 \cdot \rho_{2j} - a_1 \cdot \rho_{1j} \quad (2'°)$$

5- Les "forces" corrigées sont :

$$M_{3j}^{(1)} = M_j \cdot \rho_{3j}^{(1)}$$

6- Les déplacements dus aux forces  $M_{3j}^{(1)}$  seront alors  $\rho_{3j}^{(2)}$

$$\text{d'où : } \bar{\omega}_3^2 = \frac{\rho_{3j}^{(1)}}{X_{3j}^{(1)}}$$

Pour obtenir une approximation satisfaisante pour la pulsation du troisième mode, il faut répéter au moins encore une fois l'itération.

On prend alors comme forme initiale :

$$\rho_{3j}^{(1)} = \rho_{3j} + a_2 \cdot \rho_{2j} + a_1 \cdot \rho_{1j}$$

( $\rho_{3j}^{(1)}$  est donné par la relation (2')) et ensuite, on répète les calculs comme ci-dessus.

Dans notre projet, on utilisera la méthode de Rayleigh pour la détermination du mode fondamental (calcul de sa pulsation et de sa déformée), pour les modes supérieurs c'est à dire 2° mode de vibration et 3° mode, on utilisera la méthode de Vianello- Stodola.

## 6- Calculs et résultats.

On essaiera de détailler les calculs seulement pour un seul cas de charge (cas où le bâtiment est non chargé) et on déterminera seulement les 3 premiers modes. Pour la suite des calculs on donnera seulement les résultats établis par l'ordinateur dont on tiendra compte pour la suite de nos calculs.

## 6-1- Masses soumises à l'action dynamiqués.

### 6-2- Définition : (P.S. 69. art, 3,101)

On considère que les forces d'inertie développées par l'action sismique sont engendrées à partir des masses correspondantes aux charges et surcharges ci-après :

- Charges permanentes et éventuellement les surcharges fixes solidaires de la construction (c'est à dire plancher, poutres et demi-section des poteaux supérieurs et inférieurs).
- La totalité des charges et surcharges dues aux engins et machines mobiles ou non, pour le cas des bâtiments industriels.

Dans nos calculs, on considérera deux cas de charges du bâtiment (usine à l'arrêt, et usine en marche).

1° cas: Bâtiment et préchauffeur (avec revêtement) à l'arrêt.

2° cas: Bâtiment et préchauffeur (avec revêtement) en état de marche, c'est à dire, cyclone rempli de matières forfuites et de courtes durées.

D'où

1° cas:  $G + P$

Avec G: égal aux poids propre du plancher, des éléments porteurs et du poids du cyclone revêtement inclus.

P: égal aux surcharges d'étages seulement (considérées égales à 500 KG/m<sup>2</sup> sur tous les niveaux).

2° cas :  $G + P'$

Avec G: égal aux cas 1.

P: égal aux surcharges d'étages et aux surcharges de matières forfuites et de courtes durées.



1° cas.

Niveau 7.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	81,65 T
- Poids des poutres :	312,40 T
- Poids des poteaux :	139,74 T
- Poids du cyclone :	238,34 T
	<hr/>
	772,13 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfeites:	0
	<hr/>
	184,00 T

Niveau 6.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	144,80 T
- Poids des poutres :	304,80 T
--Poids des poteaux :	271,26 T
- Poids du cyclone :	311,38 T
	<hr/>
	1.038,24 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfeites:	0
	<hr/>
	184,00 T

Niveau 5.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	136,65 T
- Poids des poutres :	317,33 T
- Poids des poteaux :	268,52 T
- Poids du cyclone :	303,00 T
	<hr/>
	1.025,50 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfeites:	0
	<hr/>
	184,00 T

## Niveau 4.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	189,35 T
- Poids des poutres :	290,33 T
- Poids des poteaux :	210,98 T
- Poids du cyclone :	319,00 T

---

 1.009,66 T
Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00
- Poids des matières forfuites:	0

---

 184,00 T

## Niveau 3.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	234,93 T
- Poids des poutres :	269,38 T
--Poids des poteaux :	227,42 T
- Poids du cyclone :	120,00 T

---

 851,73 T
Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	202,80 T
- Poids des matières forfuites:	0

---

 202,80 T

## Niveau 2.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	156,88 T
- Poids des poutres :	248,95 T
- Poids des poteaux :	202,76 T
- Poids du cyclone :	79,44 T

---

 688,03 T
Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	174,00 T
- Poids des matières forfuites:	0

---

 174,20 T



Niveau 1.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles	:	184,00 T
- Poids des poutres	:	54,36 T
- Poids des poteaux	:	117,82 T
- Poids du cyclone	:	<u>0</u>
		356,18 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation	:	184,00 T
- Poids des matières forfeutes:		<u>0</u>
		184,00 T

2ème cas :

## Niveau 7.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	81,65 T
- Poids des poutres :	312,40 T
- Poids des poteaux :	139,74 T
- Poids du cyclone :	238,34 T
	<hr/>
	772,13 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfuites:	160,00 T
	<hr/>
	344,00 T

## Niveau 6.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	144,80 T
- Poids des poutres :	304,80 T
--Poids des poteaux :	271,26 T
- Poids du cyclone :	311,38 T
	<hr/>
	1.038,24 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfuites:	160,00 T
	<hr/>
	344,00 T

## Niveau 5.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	136,65 T
- Poids des poutres :	317,33 T
- Poids des poteaux :	268,52 T
- Poids du cyclone :	303,00 T
	<hr/>
	1.025,50 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfuites:	160,00 T
	<hr/>
	344,00 T



## Niveau 4.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	189,35 T
- Poids des poutres :	290,33 T
- Poids des poteaux :	210,98 T
- Poids du cyclone :	319,00 T
	<hr/>
	1.009,66 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	184,00 T
- Poids des matières forfeites:	164,00 T
	<hr/>
	348,00 T

## Niveau 3.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	234,93 T
- Poids des poutres :	269,38 T
--Poids des poteaux :	227,42 T
- Poids du cyclone :	120,00 T
	<hr/>
	851,73 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	202,80 T
- Poids des matières forfeites:	0
	<hr/>
	202,80 T

## Niveau 2.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles :	156,88 T
- Poids des poutres :	248,95 T
- Poids des poteaux :	202,76 T
- Poids du cyclone :	79,44 T
	<hr/>
	688,03 T

Détermination des surcharges d'exploitation P.

- Surcharges d'exploitation :	174,20 T
- Poids des matières forfeites:	0
	<hr/>
	174,20 T

Niveau 1.

Détermination des charges permanentes G.

- Poids des dalles	:	184,00 T
- Poids des poutres	:	54,36 T
- Poids des poteaux	:	117,80 T
- Poids du cyclone	:	0
		<hr/>
		356,18 T

Détermination des surcharges permanentes P.

- Surcharges d'exploitation	:	184,00 T
- Poids des matières forfuites:		0
		<hr/>
		184,00 T



Tableau final des charges et surcharges.

Cote (M)	Niveau	1° cas (tonnes)		2° cas (tonnes)	
		G	P	G	P
55,0	7	772,13	184,00	772,13	344,00
44,8	6	1.038,24	184,00	1.038,24	344,00
35,2	5	1.025,50	184,00	1.025,50	344,00
25,2	4	1.009,66	184,00	1.009,66	348,00
19,8	3	851,73	202,80	851,73	202,80
8,6	2	688,03	174,20	688,03	174,20
5,0	1	356,18	184,00	356,18	184,00

Tableau récapitulatif des charges sous G + P.

Cote (M)	Niveau	1° cas (tonnes)	2° cas (tonnes)
55,0	7	956,13	1.116,13
44,8	6	1.222,24	1.382,24
35,2	5	1.209,50	1.369,50
25,2	4	1.193,66	1.357,66
19,8	3	1.054,53	1.054,53
8,6	2	862,23	862,23
5,0	1	540,18	540,18



### 6-3- Méthode de la déformée statique.

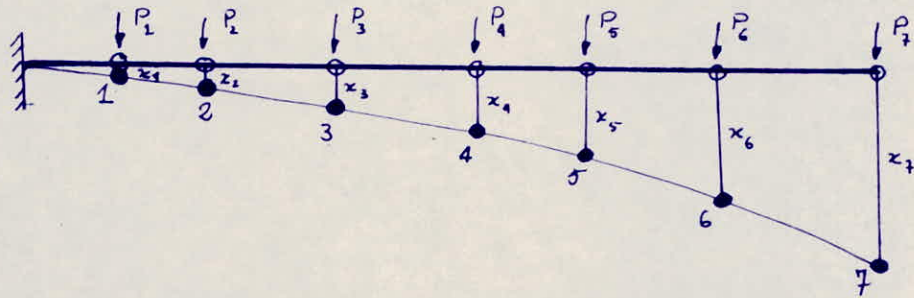
On imagine la structure retournée de  $90^\circ$  dans le champ de la pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces  $P_i = m_i g$  agissant dans la direction du degré de liberté et soient  $X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_7$ , les déplacements statiques produit par le système de forces  $P_i$  appliqués dans la section  $h = h_i$ .

$$\text{avec } X_i = \sum_{i=1}^{i=7} P_i \cdot \delta_{ij}.$$

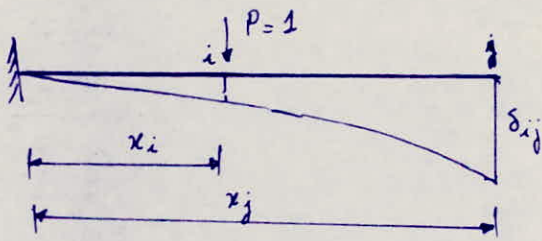
$\delta_{ij}$  = déplacement du point  $i$  dans le sens de la déformée recherchée, dû à la force  $P_j = 1$  tonne.

Remarque : Du fait du principe de la réciprocité de Maxwell,

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}.$$



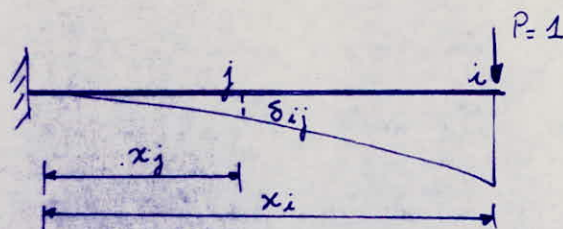
### 6-4- Détermination des déplacements unitaire $\delta_{ij}$ .



1er cas : La section  $i$  est à gauche de la section  $j$ .

$$i \leq j$$

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_i^2}{2} \left( x_j - \frac{1}{3} x_i \right).$$



2° cas : La section est à gauche de la section  $i$ .

$$j \leq i$$

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_j^2}{2} \left( x_i - \frac{1}{3} x_j \right).$$

Remarque :  $I = I_{\text{poteau}} = 9 \cdot 0,0833 + 0,3201 = 1,0707 \text{ m}^4$ .



Charge de 1 t; appliquée au nœud 1.

$\delta_{11}$	$\delta_{12}$	$\delta_{13}$	$\delta_{14}$	$\delta_{151}$	$\delta_{16}$	$\delta_{17}$	$(\times 10^{-4})$
0,0011	0,0022	0,0058	0,0075	0,0113	0,0146	0,0180	

Charge de 1 t. appliquée au nœud 2.

$\delta_{21}$	$\delta_{22}$	$\delta_{23}$	$\delta_{24}$	$\delta_{25}$	$\delta_{26}$	$\delta_{27}$	$(\times 10^{-4})$
0,0022	0,0054	0,0160	0,0211	0,0324	0,0420	0,0522	

Charge de 1 t. appliquée au nœud 3.

$\delta_{31}$	$\delta_{32}$	$\delta_{33}$	$\delta_{34}$	$\delta_{35}$	$\delta_{36}$	$\delta_{37}$	$(\times 10^{-4})$
0,0058	0,0160	0,0662	0,0933	0,1518	0,2027	0,2568	

Charge de 1 t. appliquée au nœud 4.

$\delta_{41}$	$\delta_{42}$	$\delta_{43}$	$\delta_{44}$	$\delta_{45}$	$\delta_{46}$	$\delta_{47}$	$(\times 10^{-4})$
0,0075	0,0211	0,0933	0,1365	0,2304	0,3129	0,4006	

Charge de 1 t. appliquée au nœud 5.

$\delta_{51}$	$\delta_{52}$	$\delta_{53}$	$\delta_{54}$	$\delta_{55}$	$\delta_{56}$	$\delta_{57}$	$(\times 10^{-4})$
0,0113	0,0324	0,1518	0,2304	0,3936	0,5546	0,7256	

Charge de 1 t. appliquée au nœud 6.

$\delta_{61}$	$\delta_{62}$	$\delta_{63}$	$\delta_{64}$	$\delta_{65}$	$\delta_{66}$	$\delta_{67}$
0,0146	0,0420	0,2027	0,3129	0,5546	0,7951	1,0885

( $\times 10^{-4}$ )

Charge de 1 t. appliquée au nœud 7.

$\delta_{71}$	$\delta_{72}$	$\delta_{73}$	$\delta_{74}$	$\delta_{75}$	$\delta_{76}$	$\delta_{77}$
0,0180	0,0522	0,2568	0,4006	0,7256	1,0885	1,5013

( $\times 10^{-4}$ )



6-5-Mode fondamental (1<sup>o</sup> mode).

On utilisera la méthode de Raïleigh pour la détermination du mode fondamental pour le cas où le bâtiment sera non chargé.

Les déplacements statiques seront comme suit :

Niveau	$W_j = P_j = F_{oj}$	$X_{oj}$ (cm)	$\rho_{1j}$
7	956,130	44,501	1,000
6	1.222,240	33,102	0,744
5	1.209,500	23,100	0,519
4	1.193,660	13,200	0,296
3	1.054,330	8,700	0,195
2	862,230	1,900	0,043
1	540,180	0,700	0,016

$$\rho_{1j} = \frac{X_{oj}}{X_{on}}$$

1<sup>o</sup> itération.

Niveau	$F_{1j} = \rho_{1j} \cdot P_{1j}$	$X_{1j}$ (cm)	$\rho_{2j}$
7	956,130	30,771	1,000
6	909,346	22,655	0,736
5	627,730	15,591	0,506
4	353,323	8,804	0,286
3	205,594	5,723	0,186
2	37,076	1,194	0,039
1	8,642	0,415	0,013

$$\rho_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$$



2° itération.

Niveau	$F_{2j} = \rho_{2j} \cdot P_{1j}$	$X_{2j}$ (cm)	$\rho_{3j}$
7	956,13	30,477	1,000
6	899,568	22,435	0,736
5	612,007	15,431	0,503
4	341,386	8,712	0,285
3	896,105	5,662	0,185
2	33,623	1,180	0,038
1	7,285	0,421	0,013

$$\rho_{3j} = \frac{X_{2j}}{X_{2n}}$$

Comme  $\rho_{3j} = \rho_{2j}$  on prendra comme flèche au sommet la valeur  $X_{mn} = X_{17} = 30,771$  cm.

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{X_{17}} = \frac{2\pi}{\sqrt{10}} \cdot \sqrt{0,30771} = \boxed{1,10 \text{ s.}}$$

6-7- 2° mode vibration. (déterminé par la méthode Vianello Stofola)

Niveau	$P_j$	$\rho_{1j}$	$\rho_{2j}^0$	$P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{2j}^0$	$P_j \cdot \rho_{1j}^2$	$\rho_{2j}^{(1)} = \rho_{2j}^0 - a_{1j} \rho_{1j}$
7	956,130	1,000	-1,000	-956,130	956,130	-0,482
6	1222,240	0,736	-0,618	-555,933	662,080	-0,237
5	1209,500	0,506	0,000	0,000	309,670	0,262
4	1193,66	0,286	0,618	210,977	97,840	0,766
3	1054,33	0,186	1,000	196,1054	36,470	1,096
2	862,230	0,039	1,000	32,765	1,210	1,019
1	540,18	0,013	0,618	4,339	0,090	0,624



$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{1j} \cdot \rho_{2j}^0 = -1067,876$$

$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{1j}^2 = 2063,336$$

$$a_1 = -0,517$$

$$M_j^{(1)} = \rho_{2j}^{(1)} \cdot P_j$$

( forces corrigées )

Niveau	$M_j^{(1)}$	$X_{2j}^{(1)}$ ( $10^{-5}$ m)
7	- 46,0850	-162,2840
6	- 28,9671	51,9450
5	31,6889	48,0360
4	91,4343	51,4430
3	115,5545	44,2380
2	87,8612	17,3120
1	33,7072	6,9190

D'où on tire  $\omega^2$

$$\omega^2 = \frac{\rho_{27}^{(1)}}{X_{27}^{(1)}} = \frac{0,482}{162,284 \cdot 10^{-5}}$$

$$\omega^2 = 297,077$$

$$\omega = 17,23$$

$$T = 0,364 \text{ s}$$

D'où on tire les  $\rho_{2j}^{(2)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} - 1,000 \\ 0,095 \\ 0,770 \\ 0,826 \\ 0,710 \\ 0,278 \\ 0,111 \end{array} \right.$$

6-8- 3° mode de vibration. (déterminé par la méthode de Vianello Stodola).

Niveau	$\rho_{2j}^{(2)}$	$\rho_{1j}^{(1)}$	$\rho_{3j}^{(0)}$	$P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{1j}$	$P_j \cdot \rho_{1j}^2$	$P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{2j}$	$P_j \cdot \rho_{2j}^2$
7	-1,000	1,000	1,000	956,130	956,130	956,130	956,130
6	0,095	0,736	0,000	0,000	662,082	0,000	11,031
5	0,770	0,506	-1,000	-612,000	309,675	-931,315	717,112
4	0,826	0,286	-1,000	-348,386	97,636	-985,963	814,405
3	0,710	0,186	0,000	0,000	36,475	0,000	531,487
2	0,278	0,038	1,000	32,765	1,245	239,699	66,636
1	0,111	0,013	1,000	7,022	0,091	59,959	6,655

$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{1j} = 42,523$$

$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{3j}^0 \cdot \rho_{2j} = -661,488$$

$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{1j}^2 = 2063,33$$

$$\sum_{j=1}^{j=7} P_j \cdot \rho_{2j}^2 = 3103,458$$

$$a_1 = \frac{42,523}{2063,33} = 0,020$$

$$a_2 = \frac{661,488}{3103,458} = -0,213$$

$$\rho_{3j}^{(1)} = \rho_{3j}^{(0)} - a_2 \cdot \rho_{2j} - a_1 \cdot \rho_{1j}$$



Niveau	$\rho_{3j}^{(1)}$	$M_{3j}^{(1)} = P_j \left( \rho_{3j}^{(1)} / g \right)$	$x_{3j}^{(1)} (10^{-5})$
1	0,7670	73,3350	3,1089
2	0,0051	0,6230	- 6,8807
3	-0,8461	-102,3350	-30,0669
4	-0,8298	- 99,0490	-37,3407
5	0,1475	15,5510	-36,0032
6	1,0584	91,2580	3,6540
7	1,0236	55,2950	65,9514

$$\omega = \sqrt{\frac{\rho_{37}^{(1)}}{x_{37}^{(1)}}} = \sqrt{\frac{0,7670}{65,9514}}$$

$$T = 0,18 \text{ s}$$

7 - Methode exact :

On a étudisé le programme SAP IV qui est le fruit de la recherche du professeur EL. WILSON et ses collaborateurs, à l'université de californie à BERKELY (USA), ce programme est utilisé dans les domaines les plus divers. Il permet l'analyse statique et dynamique dans le domaine lineaire de toute structure spaciale par la methode des déplacements.

Il utilise :

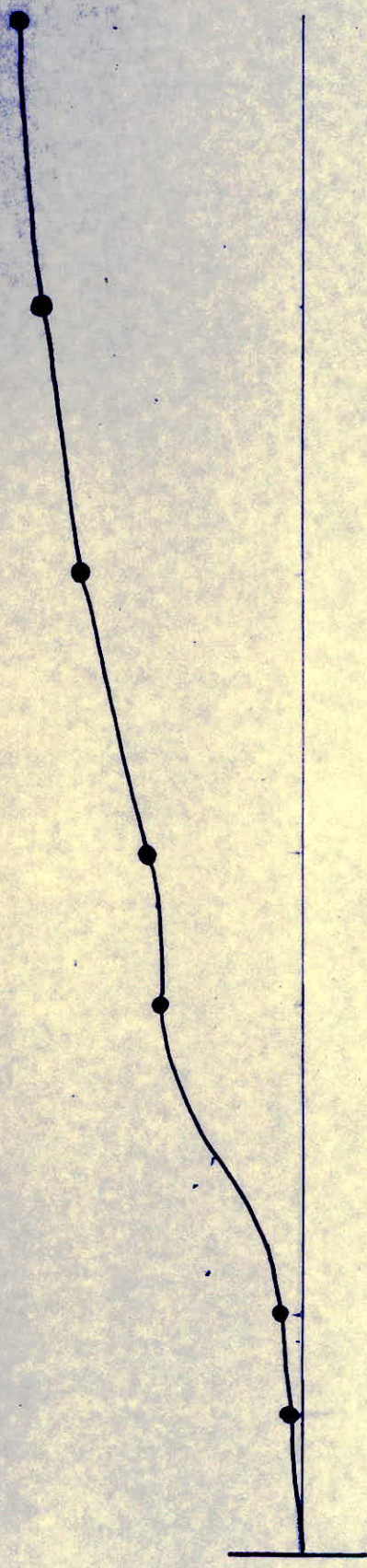
- En analyse strutique, la methode délinimation de GAUSS pour la resolution des equotions.

- En analyse dynamique, la methode de recherche du déterminant ou la methode de l'iteration de sous-espace sur les equations unitiales non transformées.



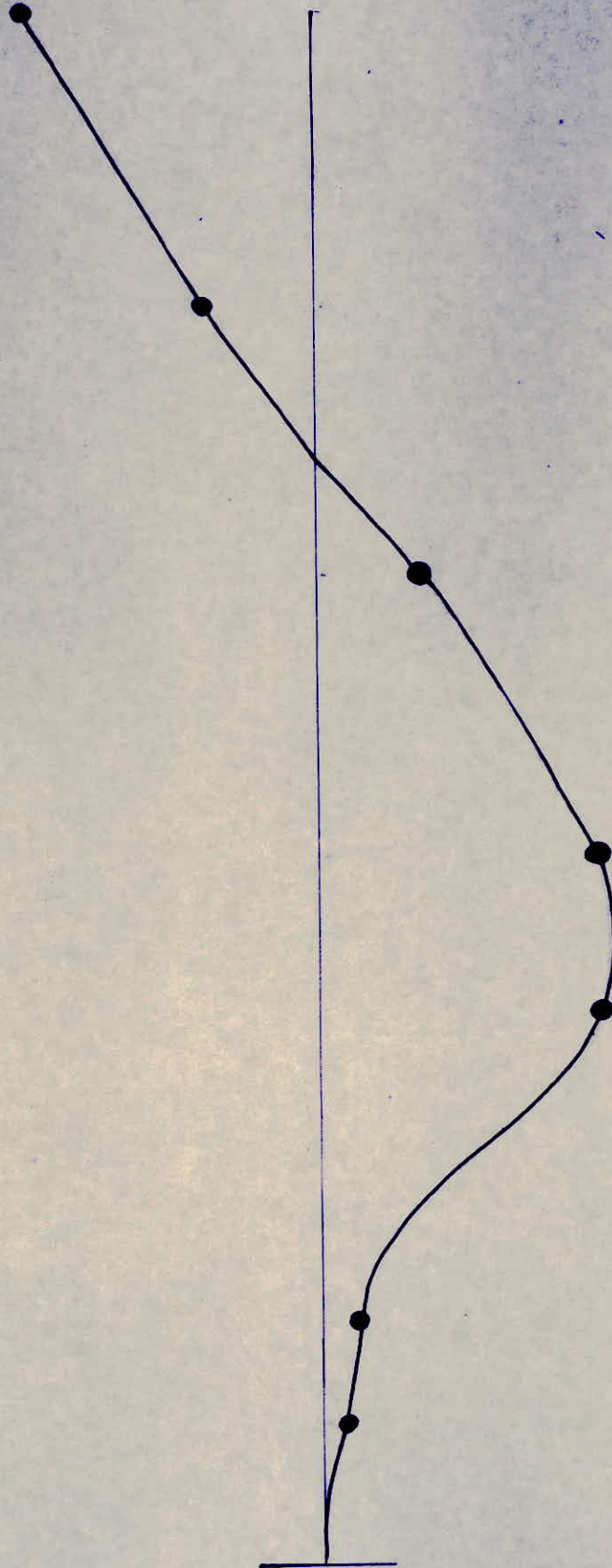
Batiment non Charge'				Batiment Charge'		
Mode	Periode (s)	deplacement	Mode	Periode	deplacement	
1°	1,10	-0,54384 E-01	1°	1,17	-0,51293 E-01	
		-0,50219 E-01			-0,47233 E-01	
		-0,42628 E-01			-0,39982 E-01	
		-0,30169 E-01			-0,28155 E-01	
		-0,27622 E-01			-0,25738 E-01	
		-0,33624 E-02			-0,31277 E-02	
		-0,23914 E-02			-0,22240 E-02	
2°	0,40	0,55195 E-01	2°	0,42	0,51793 E-01	
		0,23310 E-01			0,20190 E-01	
		-0,17739 E-01			-0,18946 E-01	
		-0,51792 E-01			-0,49738 E-01	
		-0,51611 E-01			-0,49071 E-01	
		-0,69462 E-02			-0,65259 E-02	
		-0,49925 E-02			-0,46848 E-02	
3°	0,24	-0,58480 E-01	3°	0,26	-0,52904 E-01	
		0,33996 E-01			0,33760 E-01	
		0,53966 E-01			0,49255 E-01	
		-0,25404 E-01			-0,26376 E-01	
		-0,30811 E-01			-0,30765 E-01	
		-0,52706 E-02			-0,50138 E-02	
		-0,38703 E-02			-0,28568 E-02	
4°	0,177	0,32190 E-01	4°	0,18	0,28568 E-01	
		-0,63046 E-01			-0,58886 E-01	
		0,56411 E-01			0,53759 E-02	
		-0,81500 E-02			-0,91105 E-02	
		-0,14237 E-01			-0,14303 E-01	
		-0,39079 E-02			-0,34063 E-02	
		-0,29577 E-02			-0,25584 E-02	
5°	0,13	-0,20359 E-03	5°	0,13	-0,10923 E-03	
		0,85546 E-03			0,55496 E-03	
		-0,30091 E-02			-0,23676 E-02	
		0,11322 E-01			0,10949 E-01	
		0,21153 E-02			0,37875 E-03	
		-0,90409 E-01			-0,90406 E-01	
		-0,72026 E-01			-0,72004 E-01	
6°	0,089	-0,48130 E-04	6°	0,92	0,33396 E-04	
		0,51271 E-03			-0,39558 E-03	
		-0,53960 E-02			0,44830 E-02	
		0,63014 E-01			-0,56462 E-01	
		-0,70287 E-01			0,72813 E-01	
		0,62409 E-02			-0,72789 E-02	
		0,58578 E-02			-0,67046 E-02	
7°	0,038	-0,18242 E-09	7°	0,38	-0,10400 E-09	
		0,11648 E-07			0,77981 E-08	
		-0,78485 E-06			-0,59629 E-06	
		0,59088 E-04			0,50999 E-04	
		-0,68648 E-03			-0,68568 E-03	
		0,57554 E-01			0,51554 E-02	
		-0,11507 E00			-0,11507 E00	



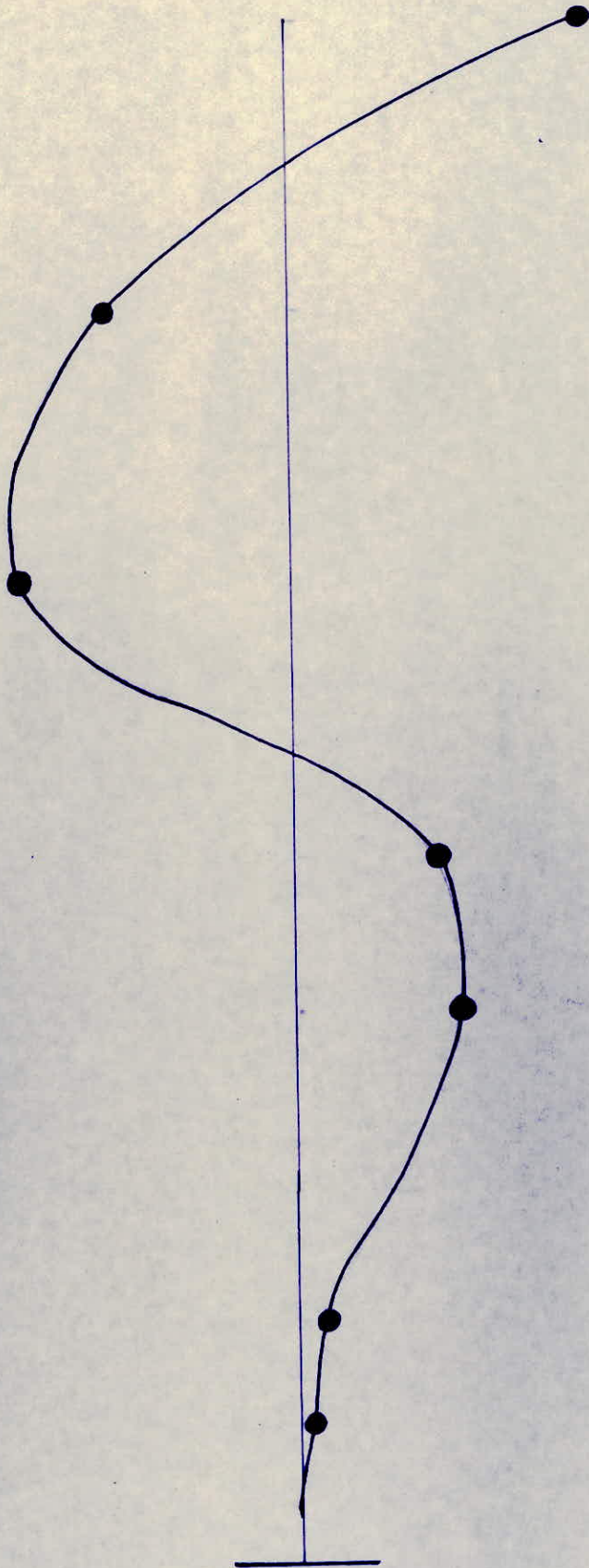


1° MODER VIBRATOIRE



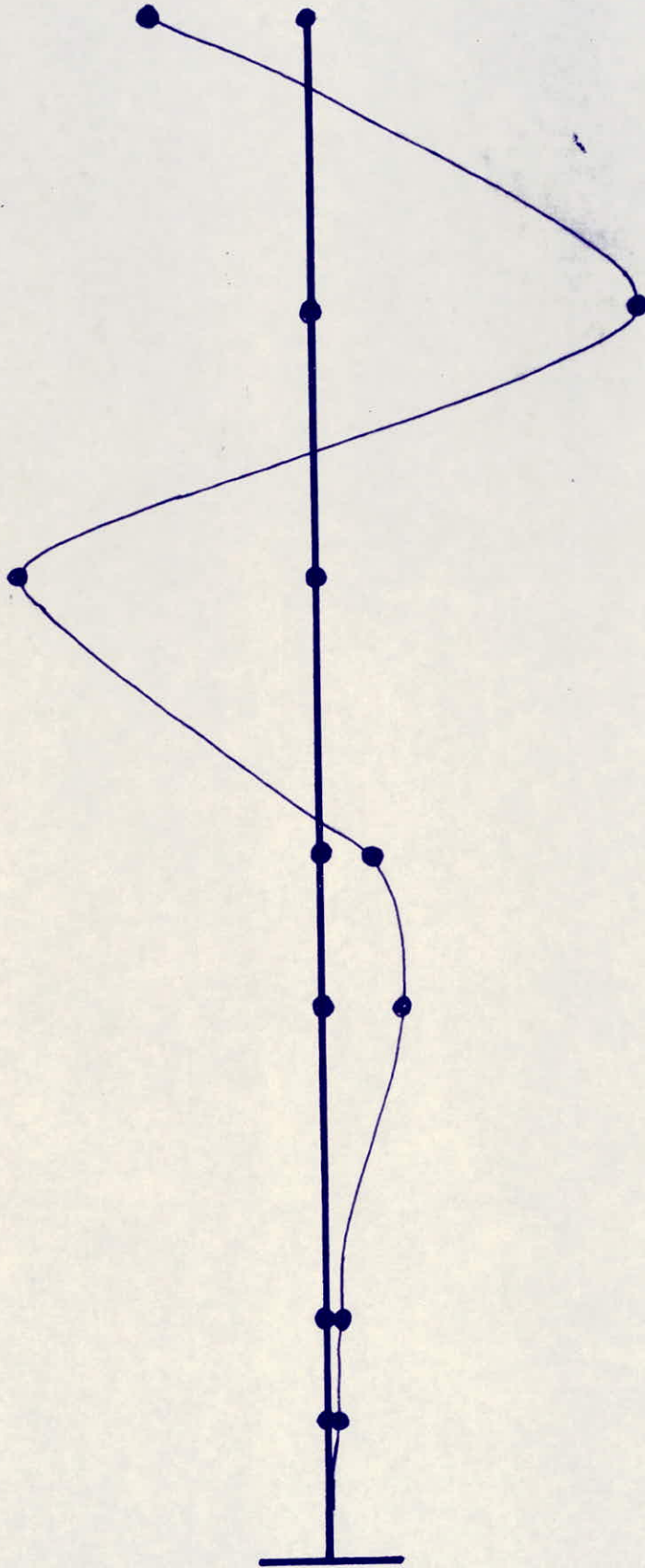


2° MODE VIBRATOIRE

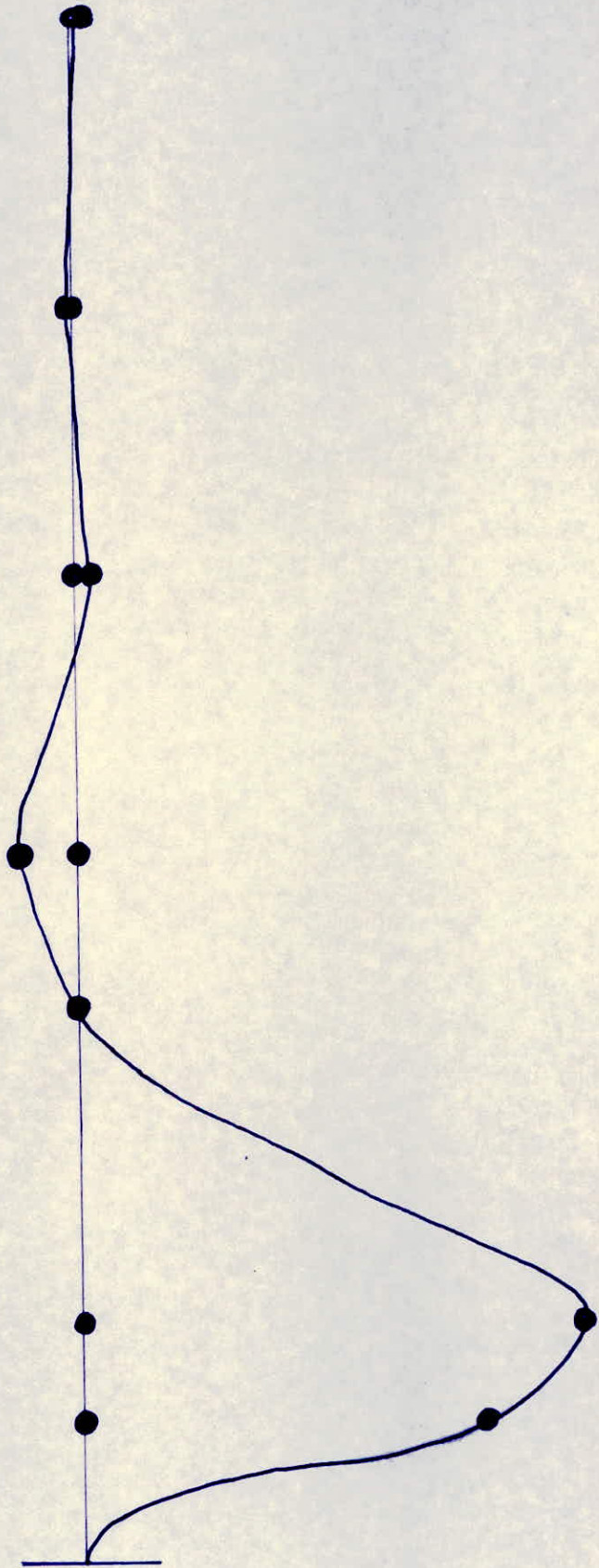


3° MODE VIBRATOIRE



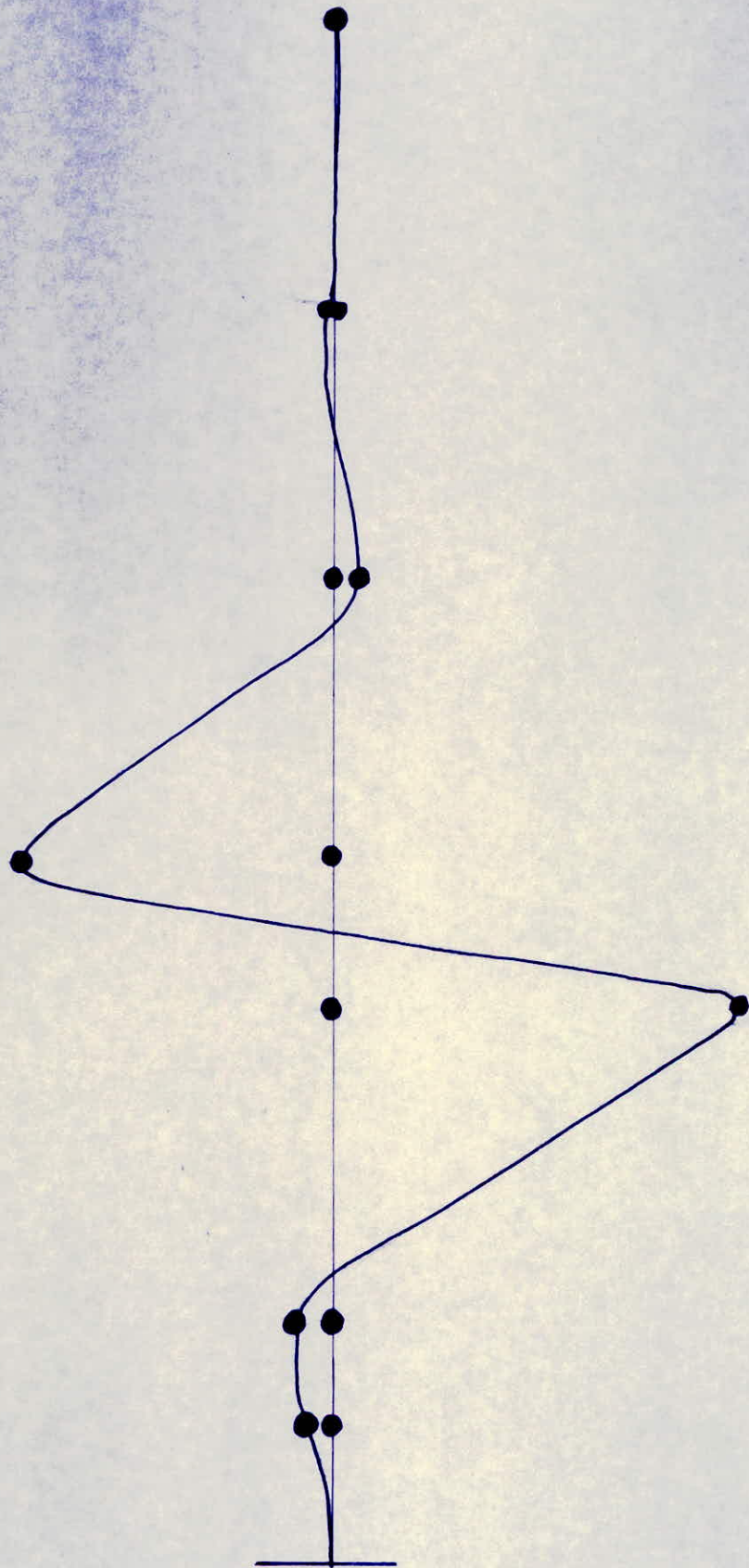


4<sup>e</sup> MODE VIBRATOIRE

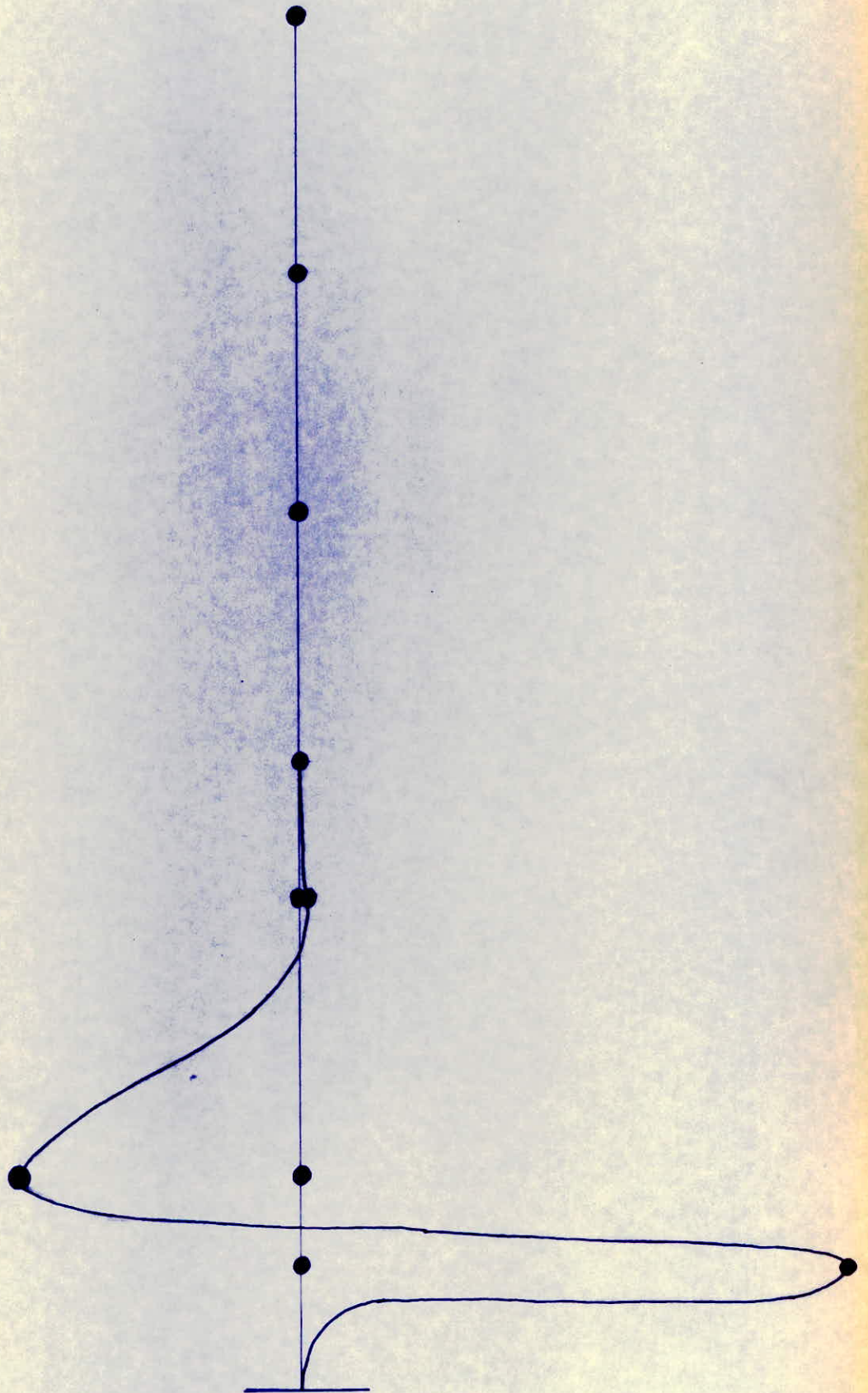


5° MODE VIBRATOIRE





6° MODE VIBRATOIRE



à 7° MODE VIBRATOIRE



# **ETUDE AU S'EISME**

- 1 - Introduction.
- 2 - Système de force horizontales ( $S_h$ ).
- 3 - Système de forces verticales ( $S_v$ ).
- 4 - Torsion d'ensemble ( $S_t$ );
- 5 - Coefficient sismique.
  - 5-1 - Détermination des coefficients sismique dans les directions horizontales.
    - 5-1-1 - Domaine de validité de la méthode.
    - 5-1-2 - Coefficient d'intensité ( ).
    - 5-1-3 - Coefficient de réponse ( ).
    - 5-1-4 - Coefficient de distribution ( ).
    - 5-1-5 - Coefficient de fondation ( ).
  - 5-2 - Coefficient sismique dans la direction verticale.
  - 5-3 - Tableaux finales des coefficients sismiques.
- 6 - Détermination des forces sismiques.



## 1- INTRODUCTION

Vu le complexe du phénomène appelé "SEISME" on admet et ce dans un but de simplification qu'une secousse sismique engendre des forces qui agissent dans un plan horizontal et des forces qui agissent dans un plan vertical.

L'étude des mesures de protection anti-sismique apparaît comme une nécessité objective, sociale et économique. Cette étude consiste à vérifier la résistance et la stabilité des bâtiments vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul la sécurité de la construction devant les efforts d'origine sismique.

Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer :

- Soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les efforts statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations à ceux de l'action sismique.
- Soit par un calcul dynamique direct. Pour cela il faudrait disposer d'enregistrement d'accélogramme, donc de graphe donnant directement l'accélération du sol, en fonction du temps pour un seisme antérieur connu.

Dans nos calculs, on appliquera le premier procédé soit, un calcul statique équivalent.

Les systèmes statiques équivalents résultent de la combinaison.

- D'un système de forces élémentaires horizontales ( $S_h$ )
- D'un système de forces élémentaires verticales ( $S_v$ )
- D'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical ( $S_t$ ).



## 2- Système de forces horizontales ( $S_h$ ).

Ils se composent de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier. Ces forces sont parallèles et de mêmes sens, leur intensité varie avec la direction.

Les calculs seront fait suivant les deux directions horizontales perpendiculaires correspondant aux axes propres du bâtiment YY et ZZ considérés successivement.

L'intensité des forces horizontales agissant sur un élément donné est : - Pour la direction OY =  $\sigma_y \cdot W$

- Pour la direction OZ =  $\sigma_z \cdot W$

avec W : poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément et considérés comme soumis à l'action sismique.

$$W = G + P$$

$\sigma_y, \sigma_z$  : Coefficients sismiques applicables à un élément donné pour une direction donnée (respectivement suivant OY et OZ ).

## 3- Système de forces verticales ( $S_v$ ).

Ils se composent de forces élémentaires, chacune s'applique au centre de gravité d'un élément de construction. Toutes ces forces ont même sens et peuvent être ascendantes ou descendantes. L'intensité est pour chacune de ces forces =  $\pm \sigma_v \cdot W$ .

Avec  $\sigma_v$  : coefficient sismique applicable à un élément donné pour une direction vertical.

## 4- Torsion d'ensemble ( $S_t$ ).

A chaque système de forces horizontales, il convient d'associer le système de couple de torsion d'axe vertical, obtenu en supposant qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égal à la plus grande des deux valeurs :



- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans d'architecture.

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure seront les sollicitations les plus défavorables résultant de la combinaison de :  $(S_h)$ ,  $(S_v)$  et  $(S_t)$ .

#### 5- Coefficient sismique.

Notre bâtiment constitue un oscillateur multiple à amortissement faible (conformément au complément du P.S. 69) et relativement flexible du fait que la période du mode fondamental dépasse 0,5 secondes.

#### 5-1- Détermination des coefficients sismique dans les directions horizontales.

##### 5-1-1- Domaine de validité de la méthode.

Le mode d'évaluation des coefficients sismiques est applicable à une classe très étendue de structures, mais ne s'étend que moyennant certaines adaptations aux structures énumérées ci-après :

- Structure présentant plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal.
- Structures constituant des oscillateurs multiples d'amortissement faible (au sens des présentes règles) et relativement flexibles (période du mode fondamental supérieure à 0,5 secondes).

Dans le cas où la période varie suivant la direction étudiée, cette restriction ne vaut, toutefois, que pour les directions dans lesquelles la période est supérieure à la limite indiquée.

Comme notre structure fait l'objet de la deuxième restriction, elle sera traitée suivant les règles spéciales à certaines structures (P.S. 69; Art 3.114-1) dont le principe est le suivant :



Le calcul des structures constituant des oscillateurs multiples de faibles degré d'amortissement doit tenir compte de l'incidence des modes supérieurs d'oscillation lorsque la période du mode fondamental est supérieure à 0,5 secondes.

Les modes supérieurs à considérer (ou le mode fondamental) sont le deuxième mode lorsque la période du mode fondamental est comprise entre 0,5 et 0,75 secondes.

Pour chaque élément de construction, il est défini un coefficient sismique par mode d'oscillation considéré. Le coefficient sismique horizontal propre au premier mode, et pour une direction donnée (par exemple : 0Y).

$$\sigma_i = \alpha \cdot \beta_i \cdot \gamma_i \cdot \delta$$

Où les coefficients  $\alpha, \beta_i, \gamma_i, \delta$  sont des coefficients sans dimensions déterminés de la façon suivante :

$\alpha$  : Coefficient d'intensité.

$\beta$  : Coefficient de réponse.

$\gamma$  : Coefficient de distribution.

$\delta$  : Coefficient de fondation.

#### 5-1-2- Coefficient d'intensité ( $\alpha$ ).

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont on veut protéger. Il dépend de l'intensité nominale  $i_N$  pour laquelle doit être établi le projet.

Le complément parasismique Algérien au P.S. 69 donne pour les édifices présentant un risque normal à la population implanté en zone II :

$$\alpha = 1$$

L'échelle fonctionnelle page 83 du P.S. 69 permet de connaître pour  $\alpha = 1$  une intensité nominale  $i_N = 8$ , qui correspond à des secousses de degrés transitoires entre VIII et IX sur l'échelle macroscopique (à rapprocher à l'échelle de MERCALLI modifié).



### 5-1-3- Coefficient de réponse ( $\beta_i$ ).

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

- De la période  $T$  du  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- Du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- Accessoirement, de la nature du sol de fondation.

Conformément aux P.S. 69 pour les structures à plusieurs degrés de liberté et de faible amortissement.

$$\beta_i = \frac{0,09}{4\sqrt{T_i^3}}$$

Ayant les valeurs des périodes de vibrations déterminées précédemment lors de l'étude dynamique, on détermine les valeurs de correspondants aux quatre premiers mode et ce suivant chacune des directions, pour les deux cas de charges de bâtiment (usine en marche, usine à l'arrêt).

#### REMARQUE :

Du fait que la section des poteaux est carré, et ce pour tous les niveaux, ce qui enduit une période égale dans les deux directions. On aura ainsi un seul  $\beta$  dans les deux directions.

1er cas : Bâtiment sans matières (mélange argile-calcaire)

$$1^{\text{er}} \text{ Mode } T_1 = 1,10 \text{ s} \quad \beta_1 = \frac{0,09}{4 (1,10)^3} = 0,0838$$

$$2^{\text{ème}} \text{ mode } T_2 = 0,40 \text{ s} \quad \beta_2 = 0,1789$$

$$3^{\text{ème}} \text{ mode } T_3 = 0,24 \text{ s} \quad \beta_3 = 0,2625$$

$$4^{\text{ème}} \text{ mode } T_4 = 0,17 \text{ s} \quad \beta_4 = 0,3399$$



2ème cas : Bâtiment chargé de matières;

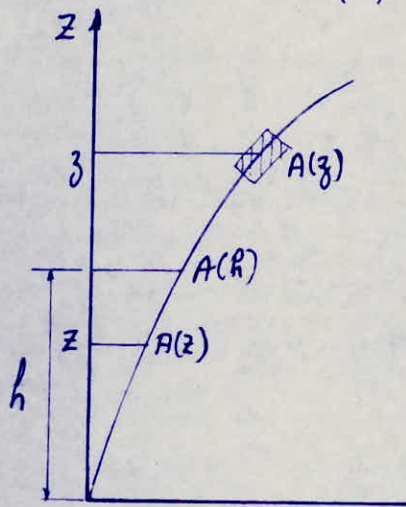
1er mode	$T_1 = 1,17 A$	$\beta_1 = 0,0800$
2ème mode	$T_2 = 0,42 A$	$\beta_2 = 0,1725$
3ème mode	$T_3 = 0,26 A$	$\beta_3 = 0,2472$
4ème mode	$T_4 = 0,18 A$	$\beta_4 = 0,3257$

#### 5-1-4- Coefficient de distribution ( $\delta$ )

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

Le coefficient  $\delta(h)$  applicable à tout élément situé à la côte  $h$  s'exprime par;

$$\delta(h) = A(h) : \frac{M(Z) A(Z) + m(z) A(z) dz.}{M(Z) A^2(Z) + m(z) A^2(z) dz.}$$



Dans cette formule les sommations et sont étendues respectivement à toutes les masses concentrées et réparties avec

$M(Z)$  : masse concentrée à la côte  $Z$

$m(z)$  : masse répartie par unité de longueur à la côte  $z$

$A$  : l'élongation.

Conformément aux simplifications admises dans les P.S. 69 Art 3,112-143-1; Dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de plancher, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.



Ce qui implique que pour  $\gamma$  au  $r^{\text{ième}}$  plancher la formule sera dans notre cas :

$$\gamma_r^k \equiv A_r^k \frac{\sum M_i A_i^k}{\sum M_i (A_i^k)^2}$$

Avec  $A_r^k$  = élongation du niveau  $r$  dans le mode  $k$  :

$M_i$  = masse du  $i^{\text{ième}}$  niveau;

COTE	Niveau	$A_i^1$	$(A_i^1)^2$	$M_i$	$M_i A_i^1$	$M_i (A_i^1)^2$	$\gamma_r^1$
5	1	- 2,3	5,29	540,18	-1242,40	285755,22	0,048
8,6	2	- 3,3	10,98	862,23	-2845,40	946728,54	0,069
19,8	3	-27,6	761,76	1054,53	-29105,00	803298,77	0,577
25,2	4	-30,1	906,01	1193,66	-35929,20	1081467,90	0,629
35,2	5	-42,6	1810,00	1209,50	-51524,70	2189195,00	0,890
44,8	6	-50,2	2520,00	1222,24	-61356,40	3080044,80	1,049
55	7	-54,3	2940,00	956,13	-51917,90	2811022,20	1,134
$\Sigma$					-233921,00	11197512,43	



1<sup>er</sup> cas : Bâtiment non chargé.

2<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^2$	$(A_i^2)^2$	$M_i$	$M_i(A_i^2)$	$M_i(A_i^2)^2$	$\gamma_r^2$
5	1	- 4,9	24,01	540,18	-2645,88	12969,72	0,032
8,6	2	- 6,9	47,61	862,23	-5949,38	41050,77	0,045
19,8	3	-51,6	2662,56	1054,53	-54413,74	2807749,39	0,335
25,2	4	-51,7	2672,89	1193,66	-61712,22	3190521,87	0,336
35,2	5	-17,7	313,29	1209,50	-21408,15	378924,25	0,115
44,8	6	-23,3	542,89	1222,24	28478,19	663541,87	-0,151
55	7	55,1	3036,01	956,13	52682,76	2902820,24	-0,358
$\Sigma$	/	/	/	/	-64968,42	9997578,11	/

1<sup>er</sup> cas : Bâtiment non chargé.

3<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^3$	$(A_i^3)^2$	$M_i$	$M_i(A_i^3)$	$M_i(A_i^3)^2$	$\gamma_r^3$
5	1	-3,8	14,44	540,18	-2052,68	7800,19	0,008
8,6	2	-5,2	27,04	862,23	-4483,59	23314,69	0,010
19,8	3	-30,8	948,64	1054,53	-32479,52	1000369,33	0,062
25,2	4	-25,4	645,16	1193,66	-30318,96	770101,68	0,051
35,2	5	53,9	2905,21	1209,50	65192,05	3513851,49	-0,108
44,8	6	32,9	1082,41	1222,24	40211,69	1322964,79	-0,066
55	7	-58,4	3410,56	956,13	-55837,99	3260938,73	0,117
$\Sigma$	/	/	/	/	-19769,00	9899340,94	/



1<sup>er</sup> cas : Bâtiment non chargé

4<sup>ème</sup> mode de vibration

		$A_i$	$(A_i)^2$	$M_i$	$M_i A_i$	$M_i (A_i)$	$\gamma_r^4$
	1	-2,9	8,41	540,18	-1566,52	4542,91	0,002
	2	-3,9	15,21	862,23	-3362,69	13114,51	0,003
	3	-14,2	201,64	1054,53	-14974,32	212635,42	0,011
	4	-8,1	65,61	1193,66	-9668,64	78316,03	0,006
	5	56,4	3180,96	1209,5	68215,80	3847317,12	-0,043
	6	-63,0	3969,00	1222,24	-77001,12	4851070,56	0,048
	7	32,1	1030,41	956,13	30691,77	985205,91	-0,025
$\Sigma$	/	/	/	/	-7665,73	9992256,48	/



2<sup>ème</sup> cas : Bâtiment chargé.

1<sup>er</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^1$	$(A_i^1)^2$	$M_i$	$M_i A_i^1$	$M_i (A_i^1)^2$	$\gamma_r^2$
5	1	-2,2	4,84	540,18	-1188,39	2614,47	0,054
8,6	2	-3,1	9,61	862,23	-2672,91	8286,03	0,077
19,8	3	-25,7	640,49	1054,53	-27101,42	675415,92	0,636
25,2	4	-28,1	789,61	1357,66	-38150,25	1072021,91	0,696
35,2	5	-39,9	1592,01	1369,50	-54643,05	2180257,70	0,988
44,8	6	-47,2	2227,84	1382,24	-65241,73	3079409,56	1,168
55	7	-51,2	2621,44	1116,13	-57145,86	2925867,83	1,267
$\Sigma$	/	/	/	/	246143,61	9943873,42	/

2<sup>ème</sup> cas : Bâtiment chargé.

2<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^2$	$(A_i^2)^2$	$M_i$	$M_i A_i^2$	$M_i (A_i^2)^2$	$\gamma_r^2$
5	1	-4,6	21,16	540,18	-2484,82	11430,20	0,031
8,6	2	-6,5	42,25	862,23	-5604,49	36429,21	0,044
19,8	3	-49,0	2401,00	1054,53	-51671,97	2531926,53	0,333
25,2	4	-49,7	2470,09	1357,66	-67475,70	3353542,38	0,337
35,2	5	-18,9	357,21	1369,50	-25883,55	489199,09	0,128
44,8	6	20,1	404,01	1382,24	27783,02	558438,78	-0,136
55	7	51,7	2672,89	1116,13	57703,92	2983292,71	-0,351
$\Sigma$	/	/	/	/	-67633,60	9964258,93	/



2<sup>ème</sup> cas : Bâtiment chargé.

3<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^3$	$(A_i^3)^2$	$M_i$	$M_i A_i^3$	$M_i (A_i^3)^2$	$\gamma_r^3$
5	1	-3,6	12,96	540,18	-1944,64	7000,73	0,007
8,6	2	-5,0	25,00	862,23	-4311,5	21555,75	0,010
19,8	3	-30,7	942,49	1054,53	-32374,07	993883,98	0,060
25,2	4	-26,3	619,69	1357,66	-35706,46	841328,33	0,052
35,2	5	49,2	2420,64	1369,50	67379,40	3315066,48	-0,097
44,8	6	33,7	1135,69	1382,24	46581,49	1569796,15	-0,066
55	7	-52,9	2798,41	1116,13	-59043,28	3123389,35	0,104
$\Sigma$	/	/	/	/	-19418,72	9872020,77	/

2<sup>ème</sup> cas : Bâtiment chargé.

4<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$A_i^4$	$(A_i^4)^2$	$M_i$	$M_i A_i^4$	$M_i (A_i^4)^2$	$\gamma_r^4$
5	1	-2,5	6,25	540,18	-1350,45	3376,12	0,002
8,6	2	-3,4	11,56	862,23	-2931,58	9967,37	0,003
19,8	3	-14,3	204,49	1054,53	-15079,77	215640,84	0,011
25,2	4	-9,1	82,81	1357,66	-12354,70	112427,82	0,007
35,2	5	53,7	2883,69	1369,50	73542,15	3949213,45	-0,041
44,8	6	-58,8	3457,44	1382,24	-81275,71	4779011,86	0,045
55	7	28,5	812,25	1116,13	31809,70	906576,59	-0,022
$\Sigma$	/	/	/	/	-7640,37	9976214,06	/



### 5-1-5- Coefficient de fondation ( $\delta$ ).

Ce coefficient indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Le coefficient  $\delta$  lu dans le tableau du P.S. 69 donne pour les terrains de consistance moyenne.

$$\delta = 1,15$$

### 5-2- Coefficient sismique dans la direction verticale:

Le règlement P.S. 69 définit un coefficient sismique dans la direction verticale égal à :

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

Avec  $\alpha$ : coefficient d'intensité défini précédemment

$$\alpha = 1$$

ce qui donne :

$$\sigma_v = \pm \sigma_H \quad (\sigma_H = \max(\sigma_{yy}, \sigma_{zz}))$$

$$\text{or } \sigma_{yy} = \sigma_{zz}$$

### 5-3- Tableaux finales des coefficients sismiques :

1<sup>er</sup> cas : 1<sup>er</sup> mode de vibration

COTE	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_H$	$\sigma_v$
55	7	1	0,0838	1,134	1,15	0,109	$\pm$ 0,109
44,8	6	1	0,0838	1,049	1,15	0,101	$\pm$ 0,101
35,2	5	1	0,0838	0,890	1,15	0,086	$\pm$ 0,080
25,2	4	1	0,0838	0,629	1,15	0,061	$\pm$ 0,061
19,8	3	1	0,0838	0,577	1,15	0,056	$\pm$ 0,056
8,6	2	1	0,0838	0,069	1,15	0,007	$\pm$ 0,007
5	1	1	0,0838	0,048	1,15	0,005	$\pm$ 0,005



1<sup>er</sup> cas : 2<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,1789	-0,358	1,15	-0,074	$\pm 0,074$
44,8	6	1	0,1789	-0,151	1,15	-0,031	$\pm 0,031$
35,2	5	1	0,1789	0,115	1,15	0,024	$\pm 0,024$
25,2	4	1	0,1789	0,336	1,15	0,069	$\pm 0,069$
19,8	3	1	0,1789	0,335	1,15	0,069	$\pm 0,069$
8,6	2	1	0,1789	0,045	1,15	0,009	$\pm 0,009$
5	1	1	0,1789	0,032	1,15	0,007	$\pm 0,007$

1<sup>er</sup> cas : 3<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,2625	-0,117	1,15	0,035	$\pm 0,035$
44,8	6	1	0,2625	-0,066	1,15	-0,020	$\pm 0,020$
35,2	5	1	0,2625	-0,108	1,15	-0,033	$\pm 0,033$
25,2	4	1	0,2625	0,051	1,15	0,015	$\pm 0,015$
19,8	3	1	0,2625	0,062	1,15	0,019	$\pm 0,019$
8,6	2	1	0,2625	0,010	1,15	0,003	$\pm 0,003$
5	1	1	0,2625	0,008	1,15	0,002	$\pm 0,002$



1<sup>er</sup> cas : 4<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_H$	$\sigma_V$
55	7	1	0,3399	-0,025	1,15	-0,010	$\pm$ 0,010
44,8	6	1	0,3399	0,048	1,15	0,019	$\pm$ 0,019
35,2	5	1	0,3399	-0,043	1,15	-0,017	$\pm$ 0,017
25,2	4	1	0,3399	0,006	1,15	0,002	$\pm$ 0,002
19,8	3	1	0,3399	0,011	1,15	0,004	$\pm$ 0,004
8,6	2	1	0,3399	0,003	1,15	0,001	$\pm$ 0,001
5	1	1	0,3399	0,002	1,15	0,001	$\pm$ 0,001



2<sup>ème</sup> cas : 1<sup>er</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,0800	1,267	1,15	0,117	$\pm 0,117$
44,8	6	1	0,0800	1,168	1,15	0,107	$\pm 0,107$
35,2	5	1	0,0800	0,988	1,15	0,091	$\pm 0,091$
25,2	4	1	0,0800	0,696	1,15	0,064	$\pm 0,064$
19,8	3	1	0,0800	0,636	1,15	0,059	$\pm 0,059$
8,6	2	1	0,0800	0,077	1,15	0,007	$\pm 0,007$
5	1	1	0,0800	0,054	1,15	0,005	$\pm 0,005$

2<sup>ème</sup> cas : 2<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,1725	-0,351	1,15	-0,070	$\pm 0,070$
44,8	6	1	0,1725	-0,136	1,15	-0,027	$\pm 0,027$
35,2	5	1	0,1725	0,128	1,15	0,025	$\pm 0,025$
25,2	4	1	0,1725	0,337	1,15	0,067	$\pm 0,067$
19,8	3	1	0,1725	0,333	1,15	0,066	$\pm 0,066$
8,6	2	1	0,1725	0,044	1,15	0,009	$\pm 0,009$
5	1	1	0,1725	0,031	1,15	0,006	$\pm 0,006$



2<sup>ème</sup> cas : 3<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,2472	0,104	1,15	0,030	$\pm$ 0,030
44,8	6	1	0,2472	-0,066	1,15	-0,019	$\pm$ 0,019
35,2	5	1	0,2472	-0,097	1,15	-0,028	$\pm$ 0,028
25,2	4	1	0,2472	0,052	1,15	0,015	$\pm$ 0,015
19,8	3	1	0,2472	0,060	1,15	0,017	$\pm$ 0,017
8,6	2	1	0,2472	0,010	1,15	0,003	$\pm$ 0,003
5	1	1	0,2472	0,007	1,15	0,002	$\pm$ 0,002

2<sup>ème</sup> cas : 4<sup>ème</sup> mode de vibration

Cote	Niveau	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
55	7	1	0,3257	-0,022	1,15	-0,008	$\pm$ 0,008
44,8	6	1	0,3257	0,045	1,15	0,017	$\pm$ 0,017
35,2	5	1	0,3257	-0,041	1,15	-0,015	$\pm$ 0,015
25,2	4	1	0,3257	0,007	1,15	0,003	$\pm$ 0,003
19,8	3	1	0,3257	0,011	1,15	0,004	$\pm$ 0,004
8,6	2	1	0,3257	0,003	1,15	0,001	$\pm$ 0,001
5	1	1	0,3257	0,002	1,15	0,001	$\pm$ 0,001



## 6- Détermination des forces sismiques.

Comme on a écrit précédemment, ces forces sont obtenues à partir de la relation.

$$S_h = \sigma_h W$$

$$S_v = \sigma_v W$$

Avec  $W$ : Le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément, considérées comme soumises à l'action sismique. Il sera égal aux charges permanentes et à la totalité des surcharges d'exploitations (P.S. 69 art. 3,101) et cela pour les deux cas de charges du bâtiment (usine à l'arrêt et usine en marche).

Remarque/ Pour les forces sismiques verticales, on considéra le coefficient  $\sigma_v$  seulement pour le mode fondamental, et cela dans les deux cas. Par contre pour les forces sismiques horizontales, on tiendra compte des quatre modes de vibration et l'effort final sera égal à :

$$S_h = \sqrt{S_{h1}^2 + S_{h2}^2 + S_{h3}^2 + S_{h4}^2}$$

Avec  $S_{hi}$  : effort sismique dû au  $i^{\text{ème}}$  mode.



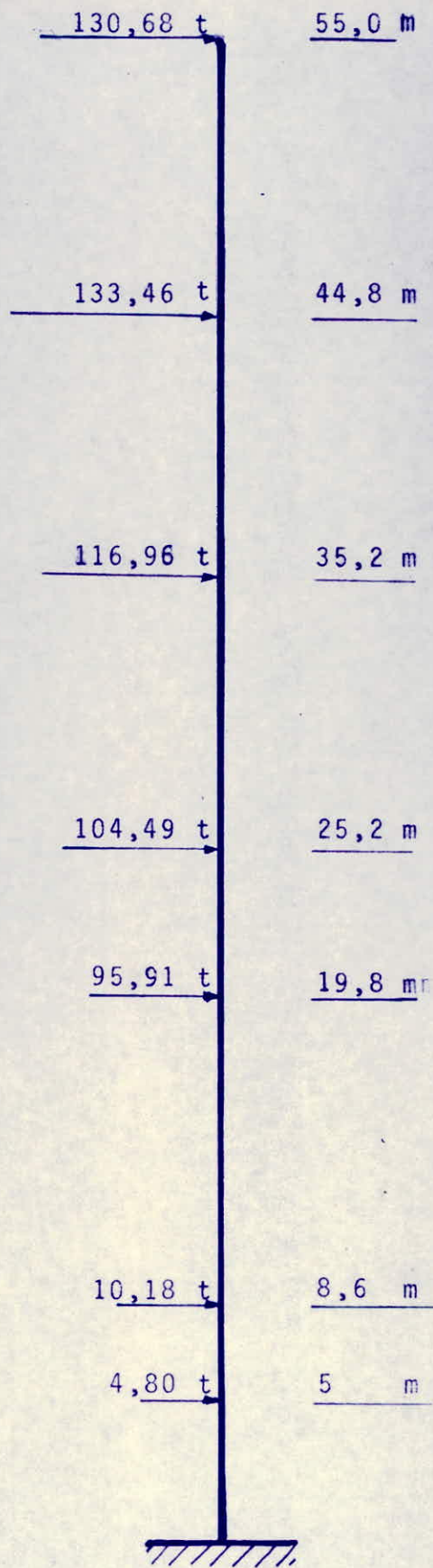
1<sup>er</sup> cas : Bâtiment non chargé.

Cote	Niveau	$S_{H_1}$	$S_{H_2}$	$S_{H_3}$	$S_{H_4}$	$S_H$	$S_V$
55	7	104,22	-70,75	33,46	9,56	130,68	+104,22
44,8	6	123,45	-37,89	-24,44	23,22	133,46	+123,45
35,2	5	104,02	29,03	-39,91	-20,56	116,96	+104,02
25,2	4	72,81	72,76	17,90	2,39	104,49	+ 72,81
19,8	3	59,04	72,76	20,04	4,22	95,91	+ 59,04
8,6	2	6,04	7,76	2,59	0,54	10,18	+ 6,04
5	1	2,70	3,78	1,08	0,54	4,80	+ 2,70

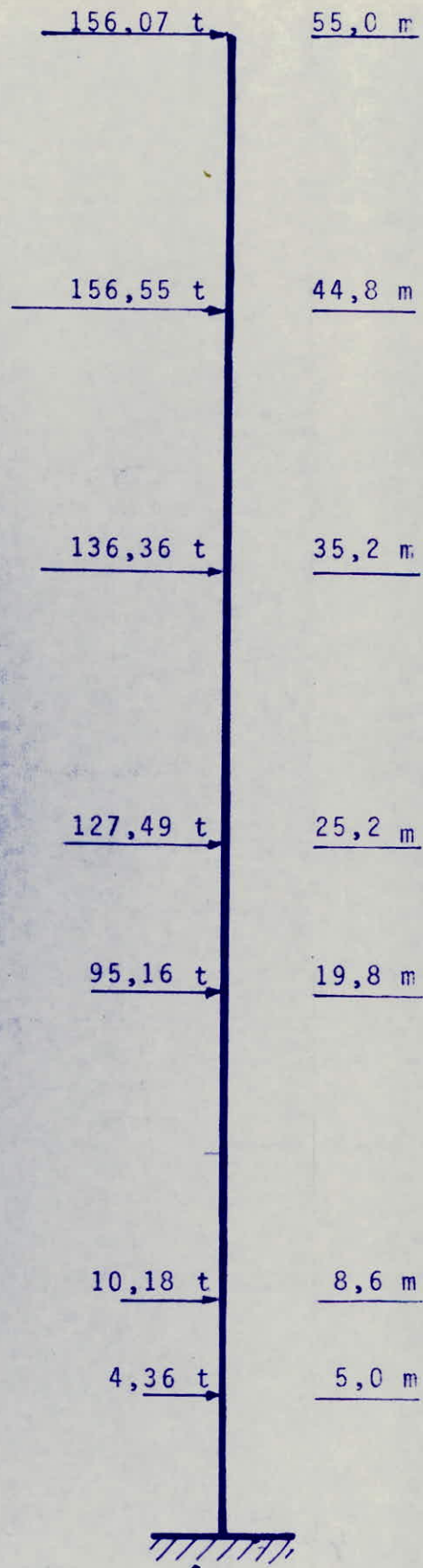
2<sup>ème</sup> cas : Bâtiment chargé.

Cote	Niveau	$S_{H_1}$	$S_{H_2}$	$S_{H_3}$	$S_{H_4}$	$S_H$	$S_V$
55	7	130,59	-78,13	33,48	-8,93	156,07	+130,59
44,8	6	147,90	-37,32	-26,26	23,50	156,55	+147,90
35,2	5	124,62	34,24	-38,35	-20,54	136,36	+124,62
25,2	4	86,89	90,96	20,36	4,07	127,49	+ 86,89
19,8	3	62,22	69,60	17,93	4,22	95,16	+ 62,22
8,6	2	6,04	7,76	2,59	0,54	10,18	+ 6,04
5	1	2,70	3,24	1,08	0,54	4,36	+ 2,70





Efforts horizontaux sur la structure (Batiment non chargé)



Efforts horizontaux sur la structure (Batiment chargé)



**EVALUATION  
DES  
EFFORTS'**

- 1 - Domaine d'application de la méthode de CAQUOT.
- 2 - Etudes des efforts dûs aux sollicitations verticales.
  - 2-1 - Portique transversale intermédiaire.
    - 2-1-1 - Exposé de la méthode.
    - 2-1-2 - Traverses fictifs des poteaux.
    - 2-1-3 - Travées fictives.
    - 2-1-4 - Moments aux nœuds .
    - 2-1-5 - Moment en travée.
    - 2-1-6 - Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux.
  - 2-2 - Portique longitudinal intermédiaire.
- 3 - Calculs et résultats.
  - 3-1 - Détermination des surfaces de charges qui reviennent à chaque portique.



#### 1. Domaine d'application de la méthode de CAQUOT.

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associés à des hourdis. Elle ne s'applique pas, en principe, à des poutres isolées comme les poutres supportant les chemins de roulements des ports roulants. Elle convient notamment aux éléments de planchers à surcharge relativement élevée (surcharge répartie supérieure à une fois et demi la somme des charges permanentes aux quels ne s'appliquent pas les prescriptions de l'article 55.

La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Le cas où cette solidarité est négligée, n'est qu'un cas particulier de cette méthode générale.

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants, il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs aux planchers.



-2- Etudes des efforts dus aux sollicitations verticales.

-2-1- Portique transversal intermédiaire :

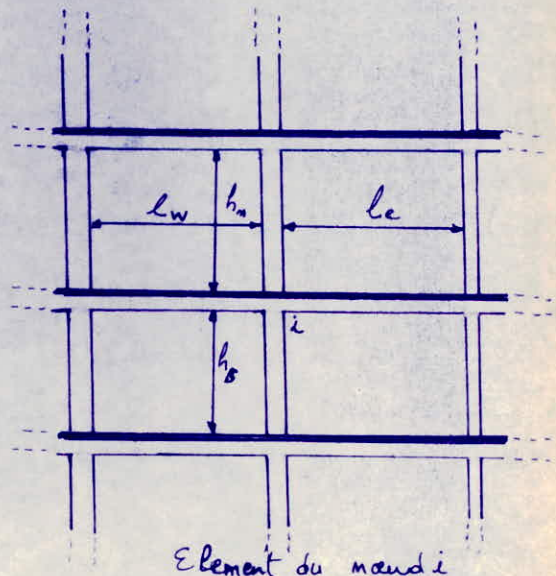
L'étude se fera par la méthode de M. Caquot, exposé à l'annexe A du du C.C.B.A. 68.

2.1.1) exposé de la méthode

On détermine d'abord les éléments suivants :

2.1.2)- Tronçons fictifs des poteaux :

- $H'_n = 0,9 h_n$  pour nœud avant, dernier plancher.
- $H'_n = 0,8 h_n$  pour les autres cas.
- $H'_n = 0,8 h_s$
- $K_n = \frac{I_n}{H'_n}$  ,  $K_s = \frac{I_s}{H'_s}$



2.1.3) Travées fictives :

Travées intermédiaires:

- $L'_e = 0,8 l_e$
- $L'_w = 0,8 L_w$
- $K_w = \frac{I_w}{L'_w}$  ,  $K_a = \frac{I_a}{L'_a}$

Travées de rives.

- Nœud de rive :
- $L'_w = 0,8 L_w$  (nœud de droite)
  - $L'_e = 0,8 L_e$  (nœud de gauche)

Nœud voisin de rive de gauche:

$$L'_w = \chi L_w$$

Avec :  $\chi = 0,8$  si  $K_s + K_n \geq 1,5 K_e$  pour le nœud de rive gauche.

$$\chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{715 K_e} \text{ si } K_s + K_n < 1,5 K_e \text{ pour le nœud de rive gauche.}$$



Nœud voisin de rive de droite :  $L'_e = \chi L_e$

Avec  $\chi = 0,8$  si  $K_s + K_n \geq 1,5 K_w$  pour le nœud de rive de droite.

$$\chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_w} \text{ si } K_s + K_n < 1,5 \text{ pour le nœud de rive de droite.}$$

On pose alors pour chaque nœud :

$$D = K_w + K_e + K_n = K_s$$

On calcule les moments fictifs :  $M'_w = Q_w \frac{L_w^2}{8,5} + L'_w \cdot K_w \cdot Q_w$  (1)

$$M'_e = Q_e \frac{L_e^2}{8,5} + L'_e \cdot K_e \cdot Q_e$$
 (2)

Les moments réels, aux nœuds des éléments sont alors donnés par les relations suivantes :

a/ Nœuds intermédiaires:

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

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

$$\text{Poteau inférieur : } M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

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

b/ Nœud de rive :

Rive gauche

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

$$\text{- } M_s = M'_e \cdot \frac{K_s}{D}$$

$$\text{- } M_n = M'_e \cdot \frac{K_n}{D}$$

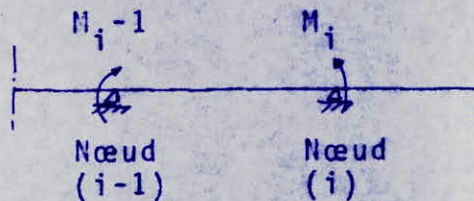
Rive droite

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

$$\text{- } M_s = M'_w \cdot \frac{K_s}{D}$$

$$\text{- } M_n = M'_w \cdot \frac{K_n}{D}$$

#### 2.4.5 Moments en travée



Le moment en travée se calcule par la relation suivante :

$$M_t = M_0 - \frac{M_{i-1,e} + M_{i,w}}{2}$$

Avec -  $M_{i-1,e}$  et  $M_{i,w}$  = moments aux appuis conformément aux schéma ci-dessus.

-  $M_0$  : moment isostatique de la travée indépendante avec son cas de charge.

Moment dans les poteaux : Mr Caquot admet que les points de moment nul se trouvent à  $H'_n$  au dessus du plancher et à  $H'_s$  au-dessous du mu inférieur.

Efforts tranchants dans les poutres: l'annexe A13 du CCBA 68 stipule que, dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appuis sont déterminés en faisant états des moments de continuité.

Ainsi pour une travée (i-1,i). Ces efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$T_{i-1,e} = \frac{ql}{2} + \frac{Q_b}{L} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{L}$$

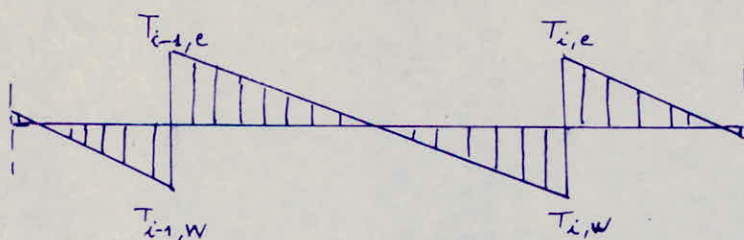
$$T_{i,w} = -\frac{ql}{2} - \frac{Q_b}{L} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{L}$$

( où  $M_{i-1,e}$  et  $M_{i,w}$  sont en valeurs absolues ).

#### 2-1-6 Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux.

Ces efforts sont déterminés à partir des efforts tranchants définis précédemment.

Ainsi pour des charges verticales uniformément réparties, provoquant des efforts tranchants schématisés dans le diagramme suivant :





Les réactions développées dans les appuis (i-1) et (i) donnent des efforts de compression dans les poteaux, valant :

$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

où :  $T_{i-1,e}$ ,  $T_{i-1,w}$ ,  $T_{i,e}$ ,  $T_{i,w}$  sont en valeurs algébriques.

## 2-2- Portique longitudinal intermédiaire.

Les calculs seront traités de la même manière.

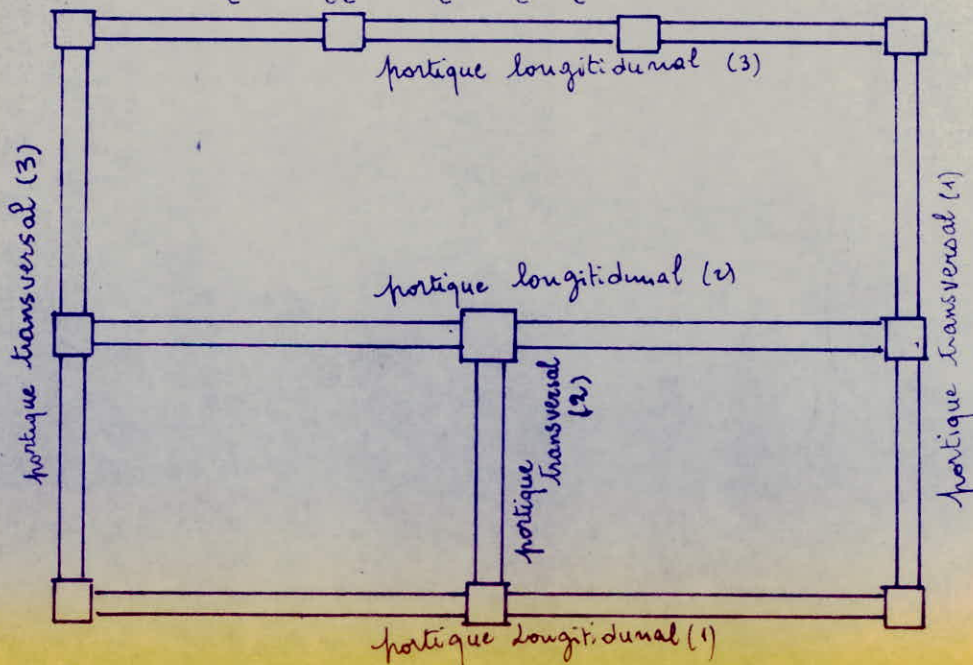
## 3- Calculs et résultats.

Pour nos calculs on étudiera seulement le portique transversal (1) et le portique longitudinal (2) qui sont les portiques les plus sollicités de la structure; pour le ferrailage, des autres portiques, il sera déterminé à partir des deux portiques étudiés.

Pour que l'application de la méthode de Caquot soit valable, il faut que les charges qui reviennent aux travées Est et Ouest soit réparties uniformément, en tenant compte aussi des charges concentrées, et comme on a parfois des charges triangulaires et trapézoïdales, on calculera le  $M_0$  de chacune de ces charges, plus les charges concentrées, ce qui deviendra de la formule (1) et (2).

$$M'_w = M_{cw} + L'_w \sum K_w \cdot Q_w$$

$$M'_e = M_{ce} + L'_e \sum K_e \cdot Q_e$$





Niveau	Noeuds	Lw(m)	Le(m)	Hn(m)	Hs(m)	<sup>-4</sup> Lw(10)	<sup>-4</sup> Le(10)	<sup>-4</sup> In(10)	<sup>-4</sup> Is(10)	L'w(m)	L'e(m)	H'n(m)	H's(m)	<sup>-4</sup> Kw(10)	<sup>-4</sup> Ke(10)	<sup>-4</sup> Kn(10)	<sup>-4</sup> Ks(10)	<sup>-4</sup> D(10)
VII	1	/	10,00	/	8,20	/	864	/	833	/	8,00	/	6,55	/	108,00	/	127,17	235,17
	2	10,00	10,00	/	8,20	864	864	/	833	8,43	8,43	/	6,55	102,49	102,49	/	127,17	332,15
	3	10,00	/	/	8,20	864	/	/	833	8,00	/	/	6,55	108,00	/	/	127,17	235,17
VI	4	/	10,00	8,20	8,60	/	2916	833	833	/	8,00	7,38	6,88	/	364,50	112,87	121,07	598,44
	5	10,00	10,00	8,20	8,60	2916	2916	833	833	10,91	10,91	7,38	6,88	267,27	267,27	112,87	121,07	768,48
	6	10,00	/	8,20	8,60	2916	/	833	833	8,00	/	7,38	6,88	364,50	/	112,87	121,07	598,44
V	7	/	10,00	8,60	8,00	/	1372	833	833	/	8,00	6,88	6,40	/	171,50	121,07	130,16	422,73
	8	10,00	10,00	8,60	8,00	1372	1372	833	833	8,05	8,05	6,88	6,40	170,43	170,43	121,07	130,16	592,09
	9	10,00	/	8,60	8,00	1372	/	833	833	8,00	/	6,88	6,40	171,50	/	121,07	130,16	422,73
IV	10	/	10,00	8,00	3,30	/	2916	833	833	/	8,00	6,40	2,64	/	364,50	130,16	315,53	810,19
	11	10,00	10,00	8,00	3,30	2916	2916	833	833	8,34	8,34	6,40	2,64	349,64	349,64	130,16	315,53	1144,97
	12	10,00	/	8,00	3,30	2916	/	833	833	8,00	/	6,40	2,64	364,50	/	130,16	315,53	810,19
III	13	/	10,00	3,30	9,30	/	864	833	833	/	8,00	2,64	7,44	/	108,00	315,53	111,96	535,49
	14	10,00	10,00	3,30	9,30	864	864	833	833	8,00	8,00	2,64	7,44	108,00	108,00	315,53	111,96	643,49
	15	10,00	/	3,30	9,30	864	/	833	833	8,00	/	2,64	7,44	108,00	/	315,53	111,96	535,49
II	16	/	10,00	9,30	2,70	/	864	833	833	/	8,00	7,44	2,16	/	108,00	111,96	385,65	605,61
	17	10,00	10,00	9,30	2,70	864	864	833	833	8,00	8,00	7,44	2,16	108,00	108,00	111,96	385,65	713,21
	18	10,00	/	9,30	2,70	864	/	833	833	8,00	/	7,44	2,16	108,00	/	111,96	385,65	605,61
I	19	/	10,00	2,70	3,60	/	864	833	833	/	8,00	2,16	2,88	/	108,00	385,65	289,24	782,89
	20	10,00	10,00	2,70	3,60	864	864	833	833	8,00	8,00	2,16	2,88	108,00	108,00	385,65	289,24	890,89
	21	10,00	/	2,70	3,60	864	/	833	833	8,00	/	2,16	2,88	108,00	/	385,65	289,24	782,89



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE LONGITUDINAL (2)

Niveau	Noeuds	Lw(m)	Le(m)	Hn(m)	Hs(m)	<sup>-4</sup> Lw(10)	<sup>-4</sup> Le(10)	<sup>-4</sup> In(10)	<sup>-4</sup> Is(10)	L'w(m)	L'e(m)	H'n(m)	H's(m)	<sup>-4</sup> Kw(10)	<sup>-4</sup> Ke(10)	<sup>-4</sup> Kn(10)	<sup>-4</sup> Ks(10)	<sup>-4</sup> D(10)
VII	1	/	9,80	/	8,25	/	4001	/	833	/	7,84	/	6,60	/	510,33	/	126,21	636,54
	2	9,80	9,80	/	8,25	4001	4001	/	3201	9,48	9,48	/	6,60	422,05	422,05	/	484,99	1328,99
	3	9,80	/	/	8,25	4001	/	/	833	7,84	/	/	6,60	510,33	/	/	126,21	636,54
VI	4	/	9,80	8,25	7,60	/	4666,66	833	833	/	7,84	7,43	6,08	/	595,23	112,11	137,00	844,34
	5	9,80	9,80	8,25	7,60	4666,66	4666,66	3201	3201	9,25	9,25	7,43	6,08	504,50	504,50	430,82	526,49	1966,30
	6	9,80	/	8,25	7,60	4666,66	/	833	833	7,84	/	7,43	6,08	595,23	/	112,11	137,00	844,34
V	7	/	9,80	7,60	8,00	/	4666,66	833	833	/	7,84	6,08	6,40	/	595,23	137,01	130,16	862,40
	8	9,80	9,80	7,60	8,00	4666,66	4666,66	3201	3201	9,21	9,21	6,08	6,40	506,69	506,69	526,48	500,16	2038,02
	9	9,80	/	7,60	8,00	4666,66	/	833	833	7,84	/	6,08	6,40	595,23	/	137,01	130,16	862,40
IV	10	/	9,80	8,00	3,45	/	4666,66	833	833	/	7,84	6,40	2,76	/	595,23	130,16	301,81	856,20
	11	9,80	9,80	8,00	3,45	4666,66	4666,66	3201	3201	8,69	8,69	6,40	2,76	537,01	537,01	500,16	2159,78	2733,96
	12	9,80	/	8,00	3,45	4666,66	/	833	833	7,84	/	6,40	2,76	595,23	/	130,16	301,81	856,20
III	13	/	9,80	3,45	9,30	/	4001	833	833	/	7,84	2,76	7,44	/	510,33	301,81	111,96	924,10
	14	9,80	9,80	3,45	9,30	4001	4001	3201	3201	8,74	8,74	2,76	7,44	457,78	457,78	4159,78	301,81	2377,15
	15	9,80	/	3,45	9,30	4001	/	833	833	7,84	/	2,76	7,44	510,33	/	301,81	111,96	924,10
II	16	/	9,80	9,30	2,70	/	4001	833	833	/	7,84	7,44	2,16	/	510,33	111,96	385,65	1007,94
	17	9,80	9,80	9,30	2,70	4001	4001	3201	3201	8,25	8,25	7,44	2,16	484,99	484,99	430,24	1481,94	2882,12
	18	9,80	/	9,30	2,70	4001	/	833	833	7,84	/	7,44	2,16	510,33	/	111,96	385,65	1007,94
I	19	/	9,80	2,70	3,60	/	4001	833	833	/	7,84	2,16	2,88	/	510,33	385,65	289,24	1185,22
	20	9,80	9,80	2,70	3,60	4001	4001	3201	3201	8,07	8,07	2,16	2,88	495,78	495,78	1481,90	1111,46	3584,82
	21	9,80	/	2,70	3,60	4001	/	833	833	7,84	/	2,16	2,88	510,33	/	385,65	289,24	1185,22



Niveau	Noeuds	Lw(m)	Le(m)	Hn(m)	Hs(m)	Lw(10)	Le(10)	In(10)	Is(10)	L'w(m)	l'e(m)	H'n(m)	H's(m)	Kw(10)	Ke(10)	Kn(10)	Ks(10)	D(10)
VII	1	/	6,20	/	8,80	/	1372	/	833	/	6,01	/	7,04	/	228,28	/	118,32	346,60
	2	6,20	6,60	/	8,40	1372	2916	/	833	6,01	5,28	/	6,72	228,28	552,24	/	123,96	904,47
	3	6,60	6,20	/	8,40	2916	1372	/	833	5,28	6,01	/	6,72	552,24	228,28	/	123,96	904,47
	4	6,20	/	/	8,80	1372	/	/	833	6,01	/	/	7,04	228,28	/	/	118,32	346,60
VI	5	/	6,20	8,80	8,40	/	864	833	833	/	5,51	7,92	6,72	/	156,80	105,17	123,96	315,93
	6	6,20	6,60	8,40	8,40	864	864	833	833	5,51	5,28	7,56	6,72	156,80	163,64	110,18	123,96	554,98
	7	6,60	6,20	8,40	8,40	864	864	833	833	5,28	5,51	7,56	6,72	163,64	156,80	110,18	123,96	347,74
	8	6,20	/	8,80	8,40	864	/	833	833	5,51	/	7,92	6,72	156,80	/	105,17	123,96	385,93
V	9	/	6,20	8,40	8,60	/	1372	833	833	/	5,42	6,72	6,88	/	253,13	123,96	121,07	498,16
	10	6,20	6,60	8,40	8,60	1372	1372	833	833	5,42	5,28	6,72	6,88	253,13	259,85	123,96	121,07	758,01
	11	6,60	6,20	8,40	8,60	1372	1372	833	833	5,28	5,42	6,72	6,88	259,85	253,13	123,96	121,07	758,01
	12	6,20	/	8,40	8,60	1372	/	833	833	5,42	/	6,72	6,88	253,13	/	123,96	121,07	498,16
IV	13	/	6,20	8,60	4,20	/	864	833	833	/	5,08	6,88	3,36	/	179,01	121,07	247,92	539,00
	14	6,20	6,60	8,60	4,20	864	864	833	833	5,08	5,28	6,88	3,36	179,01	163,64	121,07	247,92	702,64
	15	6,60	6,20	8,60	4,20	864	864	833	833	5,28	5,08	6,88	3,36	163,64	179,01	121,07	247,92	702,64
	16	6,20	/	8,60	4,20	864	/	833	833	5,08	/	6,88	3,36	179,01	/	121,07	247,92	539,00
III	17	/	6,20	4,20	10,00	/	864	833	833	/	5,13	3,36	8,00	/	168,42	247,92	104,12	520,46
	18	6,20	6,60	4,20	10,00	864	864	833	833	5,13	5,28	3,36	8,00	168,42	163,64	247,92	104,12	684,10
	19	6,60	6,20	4,20	10,00	864	864	833	833	5,28	5,13	3,36	8,00	163,64	168,42	247,92	104,12	684,10
	20	6,20	/	4,20	10,00	864	/	833	833	5,13	/	3,36	8,00	168,42	/	247,92	104,12	520,46
II	21	/	6,20	10,00	2,40	/	864	833	833	/	4,57	8,00	1,92	/	189,06	104,12	433,85	727,03
	22	6,20	6,60	10,00	2,40	864	864	833	833	4,57	5,28	8,00	1,92	189,06	163,64	104,12	433,85	890,67
	23	6,60	6,20	10,00	2,40	864	864	833	833	5,28	4,57	8,00	1,92	163,64	189,06	104,12	433,85	890,67
	24	6,20	/	10,00	2,40	864	/	833	833	4,57	/	8,00	1,92	189,06	/	104,12	433,85	727,03
I	25	/	6,20	2,40	3,60	/	864	833	833	/	4,16	1,92	2,88	/	207,69	433,85	289,24	930,78
	26	6,20	6,60	2,40	3,60	864	864	833	833	4,16	5,28	1,92	2,88	207,69	163,64	433,85	289,24	1094,42
	27	6,60	6,20	2,40	3,60	864	864	833	833	5,28	4,16	1,92	2,88	163,64	207,69	433,85	289,24	1094,42
	28	6,20	/	2,40	3,60	864	/	833	833	4,16	/	1,92	2,88	207,69	/	433,85	289,24	930,78



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3)

Niveau	Noeuds	Lw(m)	Le(m)	Hn(m)	Ha(m)	Lw(10)	Le(10)	Ln(10)	La(10)	L'w(m)	L'e(m)	H'n(m)	H's(m)	Kw(10)	Ke(10)	Kn(10)	Ks(10)	D(10)
VII	1	/	6,00	/	8,80	/	2048	/	833	/	4,80	/	7,04	/	1426,66	/	118,32	544,98
	2	6,00	7,00	/	8,80	2048	2048	/	833	5,78	6,74	/	7,04	354,32	303,85	/	118,32	476,49
	3	7,00	/	/	8,80	2048	/	/	833	5,60	/	/	7,04	365,71	/	/	118,32	484,03
VI	4	/	6,00	8,80	8,20	/	864	833	833	/	4,80	7,92	6,56	/	180,00	105,17	126,98	412,15
	5	6,00	7,00	8,80	8,20	864	1372	833	833	4,96	5,80	7,92	6,56	174,19	236,55	105,17	126,98	642,89
	6	7,00	/	8,80	8,20	1372	/	833	833	5,60	/	7,92	6,56	245,00	/	105,17	126,98	477,15
V	7	/	6,00	8,20	8,80	/	864	833	833	/	4,80	6,56	7,04	/	180,00	126,98	118,32	425,30
	8	6,00	7,00	8,20	8,80	864	864	833	833	4,91	5,73	6,56	7,04	175,97	150,78	126,98	118,32	572,05
	9	7,00	/	8,20	8,80	864	/	833	833	5,60	/	6,56	7,04	154,28	/	126,98	118,32	399,58
IV	10	/	6,00	8,80	4,20	/	864	833	833	/	4,80	7,04	3,36	/	180,00	118,32	247,92	546,24
	11	6,00	7,00	8,80	4,20	864	1372	833	833	4,37	5,10	7,04	3,36	197,71	269,02	118,32	247,92	832,97
	12	7,00	/	8,80	4,20	1372	/	833	833	5,60	/	7,04	3,80	245,00	/	118,32	260,31	623,63
III	13	/	6,00	4,20	9,80	/	1372	833	833	/	4,80	3,36	7,84	/	285,83	247,92	106,25	640,00
	14	6,00	7,00	4,20	9,80	1372	2048	833	833	5,01	5,84	3,36	7,84	273,85	350,63	247,92	106,25	978,70
	15	7,00	/	4,20	9,80	2048	/	833	833	5,60	/	3,20	7,86	365,71	/	260,31	108,46	734,48
II	16	/	6,00	9,80	3,25	/	1372	833	833	/	4,80	7,84	2,60	/	285,83	106,25	320,38	712,46
	17	6,00	7,00	9,80	3,25	1372	2048	833	833	4,80	5,60	7,84	2,60	285,83	365,06	106,25	320,38	1077,52
	18	7,00	/	9,80	3,25	2048	/	833	833	5,60	/	7,86	2,60	365,71	/	108,46	320,38	794,55
I	19	/	6,00	3,25	4,00	/	1372	833	833	/	4,80	2,60	3,20	/	285,83	320,38	260,31	866,25
	20	6,00	7,00	3,25	4,00	1372	2048	833	833	4,80	5,60	2,60	3,20	285,83	365,71	320,38	260,31	1232,23
	21	7,00	/	3,25	4,00	2048	/	833	833	5,60	/	2,60	3,20	365,71	/	320,38	260,31	946,40



Niveau	Noeuds	Lw(m)	Le(m)	Hn(m)	Hs(m)	Lw(10)	Le(10)	In(10)	Is(10)	L'w(m)	L'e(m)	H'n(m)	H's(m)	Kw(10)	Ke(10)	Kn(10)	Ks(10)	D(10)
VII	1	/	5,80	/	8,80	/	1600,66	/	833	/	4,64	/	7,04	/	344,97	/	118,32	463,29
	2	5,80	/	/	8,80	1600,66	/	/	3201	4,64	/	/	7,04	344,97	/	/	454,68	799,65
VI	3	/	5,80	8,80	8,20	/	3402	833	833	/	4,64	7,92	6,56	/	733,19	105,17	126,98	965,34
	4	5,80	/	8,80	8,20	3402	/	3201	3201	4,64	/	7,92	6,56	733,19	/	404,16	487,95	1625,30
V	5	/	5,80	8,20	8,80	/	4666,66	833	833	/	4,64	6,56	7,04	/	1005,74	126,98	118,32	1251,04
	6	5,80	/	8,20	8,80	4666,66	/	3201	3201	4,64	/	6,56	7,04	1005,74	/	487,95	454,68	1948,37
IV	7	/	5,80	8,80	4,20	/	4666,66	833	833	/	4,64	7,04	3,36	/	1005,74	118,32	247,92	1371,98
	8	5,80	/	8,80	4,20	4666,66	/	3201	3201	4,64	/	7,04	3,36	1005,74	/	454,68	952,68	2431,17
III	9	/	5,80	4,20	9,80	/	4666,66	833	833	/	4,64	3,36	7,84	/	1005,74	247,92	106,25	1359,91
	10	5,80	/	4,20	9,80	4666,66	/	3201	3201	4,64	/	3,36	7,84	1005,74	/	952,68	408,29	2366,71
II	11	/	5,80	9,80	3,25	/	4666,66	833	833	/	4,64	7,84	2,60	/	1005,74	106,25	320,38	1432,37
	12	5,80	/	9,80	3,25	4666,66	/	3201	3201	4,64	/	7,84	2,60	1005,74	/	408,29	123,15	2645,18
I	13	/	5,80	3,25	4,00	/	4666,66	833	833	/	4,64	2,60	3,20	/	1005,74	320,38	260,31	1586,43
	14	5,80	/	3,25	4,00	4666,66	/	3201	3201	4,64	/	2,60	3,20	1005,74	/	123,15	1000,31	2231,46



Au ferrailage, on tiendra compte de la section la plus sollicitée dans toute la travée.

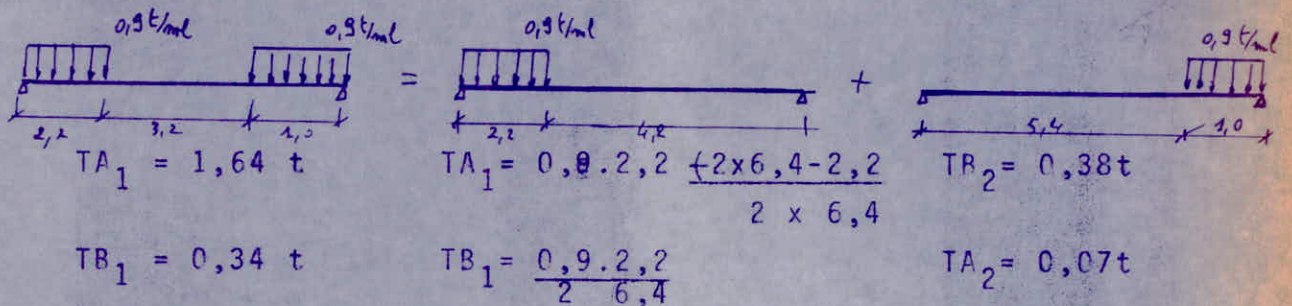
### 3-1 Détermination des surfaces de charges qui reviennent à chaque portique.

a) En appliquant la charge unitaire :

On fera le détail de calcul pour un seul niveau :

#### Répartition des charges au niveau 7.

(1) charge revenant à la poutrelle p1.

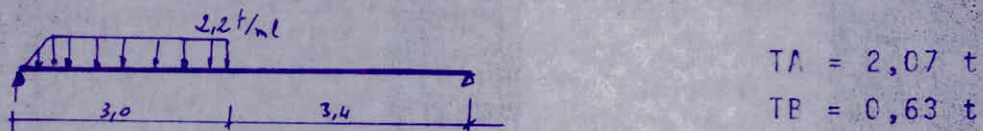


$$TA = 1,71 \text{ t}$$

$$TB = 0,34 \text{ t}$$

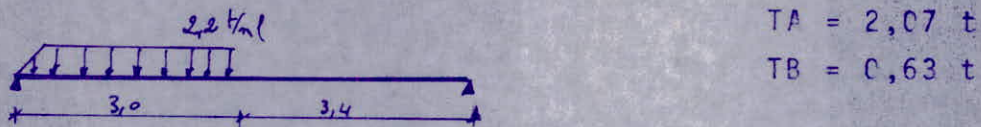
( formule P. Charen P.57 )

La 2° charge qui revient à la poutrelle p1.



Charge revenant à la poutrelle p2.

1° charge qui lui revient :



La 2° charge qui lui revient :



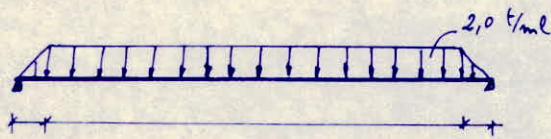
La charge totale qui revient à la poutrelle P2 est :

$$- TA = 1,83 \text{ t}$$

$$- TB = 1,60 \text{ t}$$



La charge qui revient à la poutre P2.



$$TA = 5,28 \text{ t}$$

$$TB = 4,32 \text{ t}$$

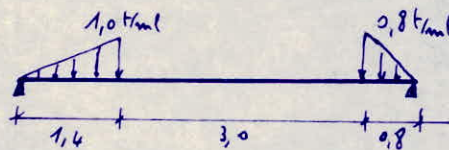
Les charges qui reviennent à la poutre (2) sont  $2TA$  et  $2TB$  (symétrie de la structure).

La charge qui revient à la poutre P1.

- $TA = 1,71 \text{ t}$  ( déjà calculés )
- $TB = 0,72 \text{ t}$

La charge qui revient à la poutrelle p5.

a)



$$TA = 1,15 \text{ t}$$

$$TB = 0,21 \text{ t}$$

b)  $TA' = 2,21$  |  $TB' = 2,21$

Charge totale qui lui revient :

- $TA = 3,36 \text{ t}$
- $TB = 2,42 \text{ t}$

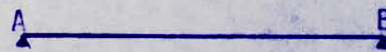
La charge qui revient à la poutrelle p6.



$$TA = 1,82 + 1,15 = 2,97 \text{ t}$$

$$TB = 1,82 + 0,21 = 2,03 \text{ t}$$

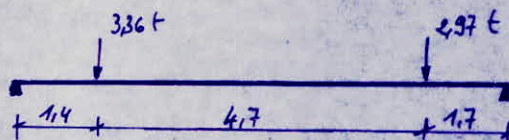
La charge qui revient à la poutrelle p7.



$$TA = 2,43 + 0,48 = 2,91 \text{ t}$$

$$TB = 2,43 + 0,48 = 2,91 \text{ t}$$

Les charges qui reviennent à la poutre P'1.

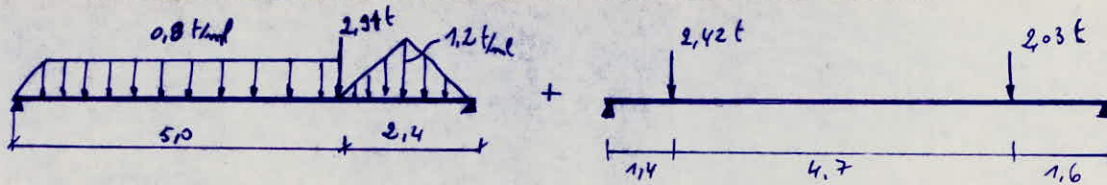


$$TA = 1,01 \text{ t}$$

$$TB = 2,92 \text{ t}$$



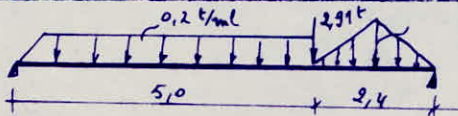
Les charges qui reviennent à la poutrelle p3.



La charge totale est :

- TA = 6,3 t
- TB = 6,74 t

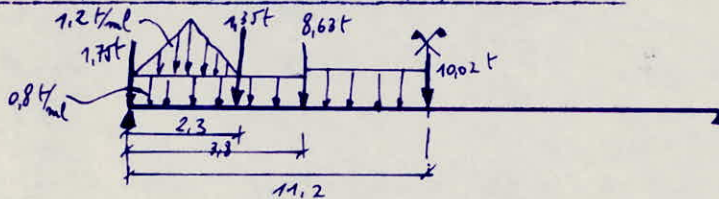
La charge qui revient à la poutrelle p4.



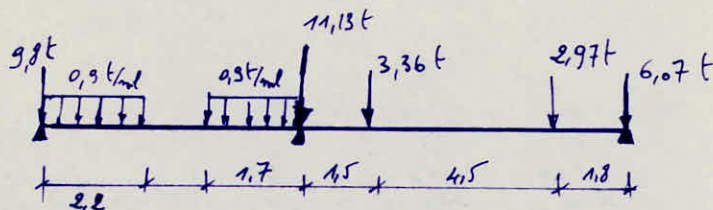
$$TA = 3,3 \text{ t}$$

$$TB = 7,31 \text{ t}$$

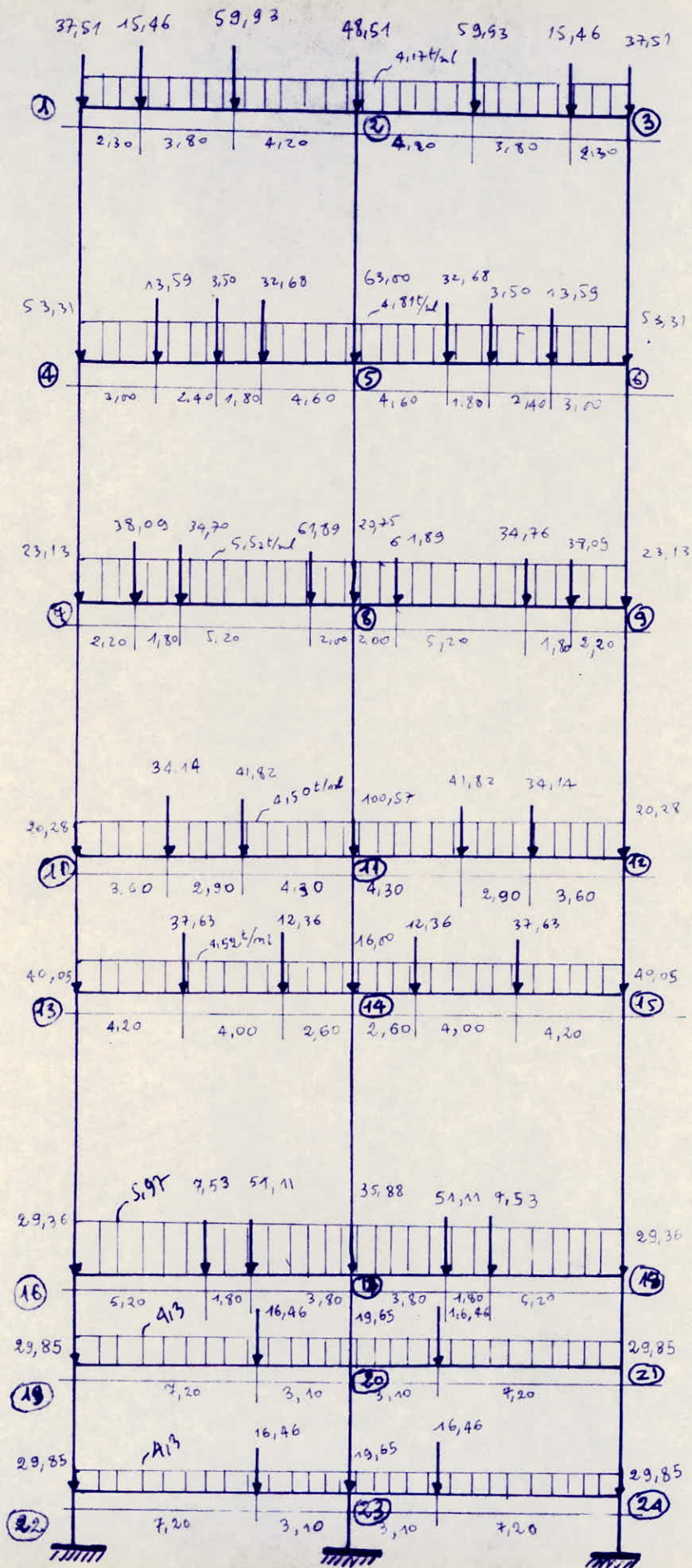
Portique longitudinal (2) niveau 7.



Portique transversal (1) niveau 7.



( PORTIQUE LONGITUDINAL (2) sous les charges permanentes G )





Moments aux Noeuds ( PORTIQUES LONGITUDINAL 2 sous G )

Niveaux	Noeuds	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>u</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
VII	1	/	97,02	/	19,24	/	19,24
	2	152,50	152,50	152,50	152,50	0	0
	3	97,02	/	19,24	/	/	19,24
VI	4	/	73,12	/	21,57	9,71	11,86
	5	120,23	120,23	120,23	120,23	0	0
	6	73,12	/	21,57	/	9,71	11,86
V	7	/	141,67	/	43,89	22,51	21,38
	8	180,06	180,06	180,06	180,06	0	0
	9	141,67	/	43,89	/	22,51	21,38
IV	10	/	106,95	/	68,90	16,26	37,70
	11	135,42	135,42	135,42	135,42	0	0
	12	106,95	/	68,90	/	16,26	37,70
III	13	/	83,57	/	37,42	27,29	10,12
	14	99,60	99,60	99,60	99,60	0	0
	15	83,57	/	37,42	/	27,29	10,12
II	16	/	71,47	/	35,28	7,94	27,34
	17	144,48	144,48	144,48	144,48	0	0
	18	71,47	/	35,28	/	7,94	27,34
I	19	/	36,26	/	20,65	11,80	8,85
	20	56,92	56,92	56,92	56,92	0	0
	21	36,26	/	20,65	/	11,80	8,85
0	22	/	36,26	/	20,65	11,80	8,85
	23	56,92	56,92	56,92	56,92	0	0
	24	36,26	/	20,65	/	11,80	8,85



## Moments en travée et Efforts tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	209,52	19,24	152,50	123,65	57,96	45,62	-70,30
	2-3	209,52	152,50	19,24	123,65	57,96	70,30	-45,62
VI	4-5	142,45	21,57	120,23	71,55	53,28	44,14	-62,41
	5-6	142,45	120,23	21,57	71,55	53,28	62,41	-44,14
V	7-8	237,10	43,89	108,06	161,12	103,16	97,22	-109,10
	8-9	237,10	108,06	43,89	161,12	103,16	109,10	-97,22
IV	10-11	201,20	32,60	135,42	117,19	60,85	51,33	-70,37
	11-12	201,20	135,42	32,60	117,19	60,85	70,37	-51,33
III	13-14	162,08	37,42	99,60	93,57	48,43	42,67	-54,19
	14-15	162,08	99,60	37,42	93,57	48,43	54,19	-42,67
II	16-17	196,12	35,28	144,48	106,24	68,99	58,88	-79,10
	17-18	196,12	144,48	35,28	106,24	68,99	79,10	-58,88
I	19-20	83,66	20,65	56,92	44,87	34,19	30,83	-37,55
	20-21	83,66	56,92	20,65	44,87	34,19	37,55	-30,83
0	22-23	83,66	20,65	56,92	44,87	34,19	30,83	-37,55
	23-24	83,66	56,92	20,65	44,87	34,19	37,55	-30,83

## Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au sol supérieur	N (t)
VII	1-4	/	45,62	37,51	83,13
	2-5	-70,30	70,30	48,51	189,11
	3-6	-45,62	/	37,51	83,13
VI	4-7	/	44,14	136,44	180,58
	5-8	-62,41	62,41	252,11	376,93
	6-9	-44,14	/	136,44	180,58
V	7-10	/	97,22	203,71	300,93
	8-11	-109,10	109,10	397,69	615,88
	9-12	-97,22	/	203,71	300,93
IV	10-13	/	51,33	321,21	372,54
	11-14	-51,33	-70,37	716,45	857,19
	12-15	70,37	/	321,21	372,54
III	13-16	/	42,67	412,59	455,26
	14-17	-54,19	54,19	873,19	981,57
	15-18	-42,67	/	412,59	455,26
II	16-19	/	58,88	484,62	543,35
	17-20	-79,10	79,10	1017,45	1175,65
	18-21	-58,88	/	484,62	543,35
I	19-22	/	30,83	573,35	604,18
	20-23	-37,55	37,55	1195,30	1270,40
	21-24	-30,83	/	573,35	604,18
0	22-25	/	30,83	634,03	664,86
	23-26	-37,55	37,55	1290,60	1365,15
	24-27	-30,83	/	634,03	664,86



Moments aux Nœuds ( PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous G à moitié chargée )

Niveaux	Nœuds	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
VII	1	/	97,02	/	19,24	/	19,24
	2	152,50	/	104,07	48,43	/	-55,65
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	73,12	/	21,57	9,71	11,86
	5	120,23	/	89,38	30,85	-26,34	-32,19
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	141,67	/	43,89	22,51	21,38
	8	180,06	/	135,29	44,77	-46,51	-44,19
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	106,95	/	32,60	16,26	37,70
	11	135,42	/	108,97	26,45	-24,77	-57,45
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	83,57	/	37,42	27,29	10,12
	14	99,60	/	80,42	19,19	-48,59	-12,64
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	71,47	/	35,28	7,94	27,34
	17	144,48	/	120,17	24,31	-21,57	-74,29
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	36,26	/	20,65	11,80	8,85
	20	56,92	/	49,05	7,87	-23,53	-17,65
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	36,26	/	20,65	11,80	8,85
	23	56,92	/	49,05	7,87	-23,53	-17,65
	24	/	/	/	/	/	/



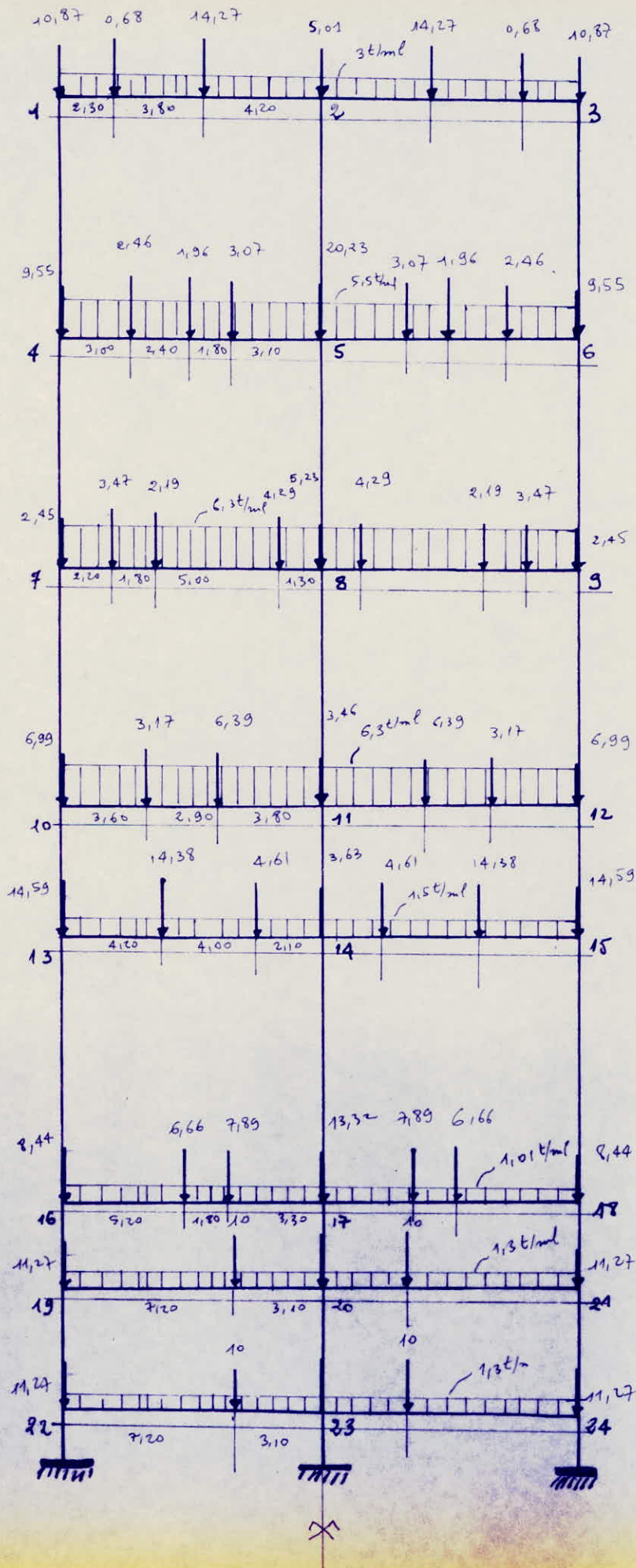
## Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre n-1 - n	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>1-1,e</sub> (t)	M <sub>1-1,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>1-1,e</sub> (t)	T <sub>1-1,w</sub> (t)
VII	1-2	209,52	19,24	104,07	147,86	57,96	50,10	-65,81
	2-3	/	48,43	/	-24,21	/	4,70	4,70
VI	4-5	142,45	21,57	89,38	86,97	53,28	47,00	-59,56
	5-6	/	30,35	/	-15,42	/	2,99	2,99
V	7-8	237,10	43,89	135,29	147,51	103,16	94,70	-111,62
	8-9	/	44,77	/	-22,38	/	4,14	4,14
IV	10-11	201,20	32,60	108,97	130,41	60,85	53,78	-67,92
	11-12	/	26,45	/	-13,22	/	2,45	2,45
III	13-14	162,08	37,42	80,42	103,16	48,43	44,45	-52,41
	14-15	/	19,18	/	-9,59	/	1,77	1,77
II	16-17	196,12	35,28	120,17	118,39	68,99	61,13	-76,85
	17-18	/	24,31	/	-12,15	/	2,25	2,25
I	19-20	83,66	20,65	49,05	48,81	34,19	31,56	-36,82
	20-21	/	7,87	/	-3,93	/	0,73	0,73
0	22-23	83,66	20,65	49,05	48,81	34,19	31,56	-36,82
	23-24	/	7,87	/	-3,93	/	0,73	0,73

Niveau	Poutre	T <sub>1-1,w</sub> (t)	T <sub>1-1,e</sub> (t)	N dû au pat supérieur	N (t)
VII	1-4	/	50,10	37,51	87,61
	2-5	-65,81	4,70	48,51	119,02
	3-6	4,70	/	37,51	42,21
VI	4-7	/	47,00	149,92	187,92
	5-8	-59,56	2,99	180,02	244,57
	6-9	2,99	/	95,52	98,51
V	7-10	/	94,70	211,05	306,75
	8-11	-111,62	4,14	265,32	381,08
	9-12	4,14	/	121,64	125,78
IV	10-13	/	53,78	327,03	380,81
	11-14	-67,92	2,45	481,65	552,02
	12-15	2,45	/	146,06	148,51
III	13-16	/	44,45	420,86	465,31
	14-17	-52,41	1,77	568,02	622,20
	15-18	1,77	/	188,56	190,33
II	16-19	/	61,13	494,67	555,80
	17-20	-76,85	2,25	658,08	737,18
	18-21	2,25	/	219,69	221,94
I	19-22	/	31,56	585,65	617,21
	20-23	-36,82	0,73	756,83	794,38
	21-24	0,73	/	251,79	252,52
0	22-25	/	31,56	647,06	678,62
	23-26	-36,82	0,73	814,03	851,58
	24-27	0,73	/	282,24	283,10



(PORTIQUE LONGITUDINAL (2) sous les surcharges d'exploitation P)



Moments aux Noeuds (PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous P)

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Mc (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	33,76	/	6,69	/	6,69
	2	56,60	56,60	56,60	56,60	0	0
	3	33,76	/	6,69	/	/	6,69
VI	4	/	41,74	/	12,31	5,54	6,77
	5	65,62	65,62	65,62	65,62	0	0
	6	41,74	/	12,31	/	5,54	6,77
V	7	/	53,01	/	16,42	8,42	8,00
	8	71,70	71,70	71,70	71,70	0	0
	9	53,01	/	16,42	/	8,42	8,00
IV	10	/	54,04	/	16,47	8,21	19,05
	11	68,75	68,75	68,75	68,75	0	0
	12	54,04	/	16,47	/	8,21	19,05
III	13	/	30,31	/	13,57	9,90	3,67
	14	35,86	35,86	35,86	35,86	0	0
	15	30,31	/	13,57	/	9,90	3,67
II	16	/	18,01	/	8,89	2,00	6,89
	17	28,08	28,08	28,08	28,08	0	0
	18	18,01	/	8,89	/	2,00	6,89
I	19	/	12,53	/	7,13	4,08	3,06
	20	24,51	24,51	24,51	24,51	0	0
	21	12,53	/	7,13	/	4,08	3,06
0	22	/	12,53	/	7,13	4,08	3,06
	23	24,51	24,51	24,51	24,51	0	0
	24	12,53	/	7,13	/	4,08	3,06



## Moments en travée et Efforts tranchants

Niveau	Poutre n <sup>o</sup> - n <sup>o</sup>	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>u-1,e</sub> (t)	M <sub>u,w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	θ (t)	T <sub>u-1,e</sub> (t)	T <sub>u,w</sub> (t)
VII	1-2	74,55	6,69	56,60	42,90	21,79	16,94	-26,63
	2-3	74,55	56,60	6,69	42,90	21,79	26,63	-16,94
VI	4-5	76,09	12,31	65,62	37,10	31,92	26,74	-37,09
	5-6	76,09	65,62	12,31	37,10	31,92	37,09	-26,74
V	7-8	91,58	16,42	71,70	47,52	37,05	31,68	-42,42
	8-9	91,58	71,70	16,42	47,52	37,05	42,42	-31,68
IV	10-11	97,33	16,47	68,75	54,72	36,86	31,78	-41,93
	11-12	97,33	68,75	16,47	54,72	36,86	41,93	-31,78
III	13-14	58,94	13,57	35,96	34,22	17,18	15,01	-19,34
	14-15	58,94	35,96	13,57	34,22	17,18	19,34	-15,01
II	16-17	43,68	8,89	28,08	25,19	11,02	9,16	-12,88
	17-18	43,68	28,08	8,89	25,19	11,02	12,88	-9,16
I	19-20	36,18	7,13	24,51	20,36	10,00	8,31	-11,69
	20-21	36,18	24,51	7,13	20,36	10,00	11,69	-8,31
0	22-23	36,18	7,13	24,51	20,36	10,00	8,31	-11,69
	23-24	36,18	24,51	7,13	20,36	10,00	11,69	-8,31

## Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>u,w</sub> (t)	T <sub>u-1,e</sub> (t)	N dû au pat supérieur	N (t)
VII	1-4	/	16,94	10,87	27,81
	2-5	-26,63	26,63	5,01	58,27
	3-6	-16,94	/	10,87	27,81
VI	4-7	/	26,74	37,36	64,10
	5-8	-37,09	37,09	78,50	152,68
	6-9	-26,74	/	37,36	64,10
V	7-10	/	31,68	66,55	98,23
	8-11	-42,42	42,42	157,91	242,75
	9-12	-31,68	/	66,55	98,23
IV	10-13	/	31,78	105,22	137,00
	11-14	-41,93	41,93	246,21	320,07
	12-15	-31,78	/	105,22	137,00
III	13-16	/	15,01	151,59	166,60
	14-17	-19,34	19,34	333,70	372,38
	15-18	-15,01	/	151,59	166,60
II	16-19	/	9,16	174,79	183,90
	17-20	-12,88	12,88	385,70	411,46
	18-21	-9,16	/	174,79	183,90
I	19-22	/	8,31	195,17	203,48
	20-23	-11,69	11,69	411,46	434,84
	21-24	-8,31	/	195,17	203,48
0	22-25	/	8,31	214,75	223,06
	23-26	-11,69	11,69	434,84	458,22
	24-27	-8,31	/	214,75	223,06



Moments aux Noeuds ( PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous P à moitié chargée )

Niveaux	Noeuds	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
VII	1	✓	33,76	/	6,69	/	6,69
	2	56,60	/	38,62	17,97	/	-20,65
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	41,74	/	12,31	5,54	6,77
	5	65,62	/	48,78	16,84	-14,38	-17,57
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	53,01	/	16,42	8,42	8,00
	8	71,70	/	53,87	17,82	-18,52	-17,60
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	54,04	/	16,47	8,21	19,05
	11	68,75	/	55,24	13,50	-12,58	-29,16
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	30,31	/	13,57	9,90	3,67
	14	35,86	/	36,67	6,90	-17,49	-4,55
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	18,01	/	8,89	2,00	6,89
	17	28,08	/	27,68	4,72	-4,19	-14,44
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	12,53	/	7,13	4,08	3,06
	20	24,51	/	21,12	3,39	-10,13	-7,60
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	12,53	/	7,13	4,08	3,06
	23	24,51	/	21,12	3,39	-10,13	-7,60
	24	/	/	/	/	/	/

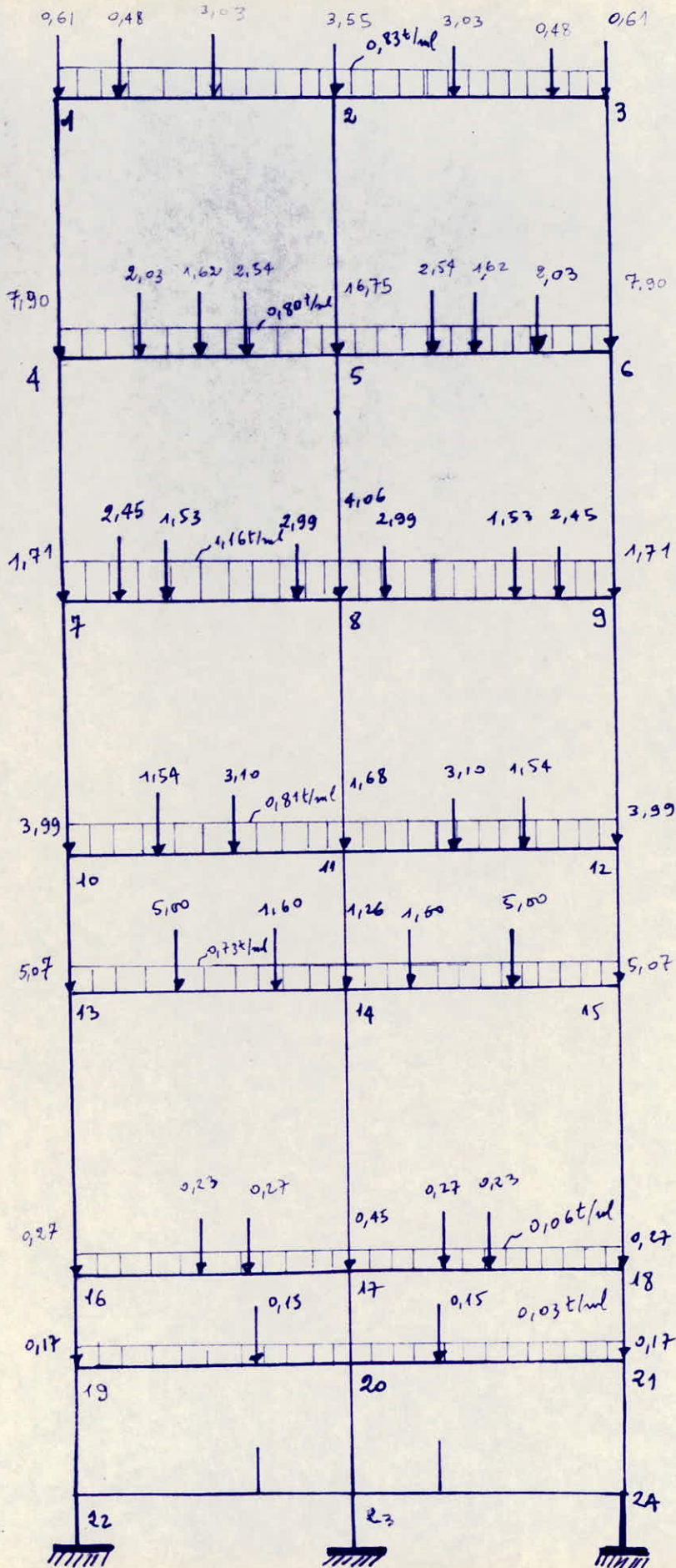


Niveau	Poutre u-v	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>u-1,e</sub> (t)	M <sub>u,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>u-1,e</sub> (t)	T <sub>u,w</sub> (t)
VII	1-2	74,55	6,69	38,62	51,89	21,79	18,69	-24,89
	2-3	/	17,97	/	-8,98	/	1,74	1,74
VI	4-5	76,09	12,31	48,78	45,54	31,92	28,38	-35,46
	5-6	/	16,84	/	-8,42	/	1,63	1,63
V	7-8	91,58	16,42	53,87	56,44	37,05	33,41	-40,68
	8-9	/	17,82	/	-8,91	/	1,73	1,73
IV	10-11	97,33	16,47	55,24	61,47	36,86	33,09	-40,62
	11-12	/	13,50	/	-6,75	/	1,31	1,31
III	13-14	58,94	13,57	36,67	33,82	17,18	14,94	-19,42
	14-15	/	6,90	/	-3,45	/	0,67	0,67
II	16-17	43,68	8,89	27,28	25,59	11,02	9,23	-12,80
	17-18	/	4,72	/	-2,36	/	0,46	0,46
I	19-20	36,18	7,13	21,12	22,05	10,00	8,64	-11,36
	20-21	/	3,39	/	-1,69	/	0,33	0,33
0	22-23	36,18	7,13	21,12	22,05	10,00	8,64	-11,36
	23-24	/	3,39	/	-1,69	/	0,33	0,33

Niveau	Poutre	T <sub>u,w</sub> (t)	T <sub>u-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	18,69	10,87	29,56
	2-5	-24,89	1,74	5,01	31,64
	3-6	1,74	/	10,87	12,61
VI	4-7	/	28,38	39,11	67,49
	5-8	-35,46	1,63	51,87	38,96
	6-9	1,63	/	22,16	23,79
V	7-10	/	33,41	69,94	103,35
	8-11	-40,68	1,73	94,19	136,60
	9-12	1,73	/	26,24	27,97
IV	10-13	/	33,09	110,04	143,13
	11-14	-40,62	1,31	140,06	181,99
	12-15	1,31	/	34,96	36,27
III	13-16	/	14,94	157,72	172,66
	14-17	-19,42	0,67	185,62	205,71
	15-18	0,67	/	50,86	51,33
II	16-19	/	9,23	180,80	190,03
	17-20	-12,80	0,46	219,03	232,29
	18-21	0,46	/	59,67	60,13
I	19-22	/	8,64	201,33	209,87
	20-23	-11,36	0,33	232,29	243,98
	21-24	0,33	/	71,40	71,73
0	22-25	/	8,64	221,14	230,00
	23-26	-11,36	0,33	243,98	255,67
	24-27	0,33	/	83,00	83,33



( PORTIQUE LONGITUDINAL (2) sous les charges sismiques verticales Sv 2 )





Moments aux Noeuds ( PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous Sv 2 )

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	9,12	/	1,91	/	1,81
	2	14,30	14,30	14,30	14,30	0	0
	3	9,12	/	1,91	/	/	1,81
VI	4	/	11,72	/	34,46	1,56	1,90
	5	16,55	16,55	16,55	16,55	0	0
	6	11,72	/	3,46	/	1,56	1,90
V	7	/	13,83	/	4,28	2,12	2,02
	8	17,75	17,75	17,75	17,75	0	0
	9	13,83	/	4,28	/	2,12	2,02
IV	10	/	9,97	/	3,04	1,51	3,50
	11	13,41	13,41	13,41	13,41	0	0
	12	9,97	/	3,04	/	1,51	3,50
III	13	/	12,04	/	5,39	3,93	1,46
	14	14,34	14,34	14,34	14,34	0	0
	15	12,04	/	5,39	/	3,93	1,46
II	16	/	0,79	/	0,39	0,09	0,30
	17	1,18	1,18	1,18	1,18	0	0
	18	0,79	/	0,39	/	0,09	0,30
I	19	/	0,26	/	0,15	0,08	0,06
	20	0,45	0,45	0,45	0,45	0	0
	21	0,26	/	0,15	/	0,08	0,06
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	/	/	/	/	/
	24	/	/	/	/	/	/



## Moments en travée et Efforts tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>0,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	18,62	1,81	14,30	10,56	6,18	4,97	-7,39
	2-3	18,62	14,30	1,81	10,56	6,18	7,39	-4,97
VI	4-5	18,86	3,46	16,55	7,12	7,17	9,02	-5,32
	5-6	18,86	16,55	3,46	7,12	7,17	5,32	-9,02
V	7-8	22,85	4,28	17,75	11,83	9,70	8,39	-11,00
	8-9	22,85	17,75	4,28	11,83	9,70	11,00	-8,39
IV	10-11	19,48	3,04	13,41	11,25	6,67	5,66	-7,68
	11-12	19,48	13,41	3,04	11,25	6,67	7,68	-5,66
III	13-14	22,90	5,39	14,34	13,03	7,07	6,20	-7,94
	14-15	22,90	14,34	5,39	13,03	7,07	7,94	-6,20
II	16-17	1,83	0,39	1,18	1,04	0,61	0,53	-0,69
	17-18	1,83	1,18	0,39	1,04	0,61	0,69	-0,53
I	19-20	0,65	0,15	0,45	0,35	0,26	0,23	-0,29
	20-21	0,65	0,45	0,15	0,35	0,26	0,29	-0,23
0	22-23	/	/	/	/	/	/	/
	23-24	/	/	/	/	/	/	/

## Effort Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pal supérieur	N (t)
VII	1-4	/	4,97	0,61	5,58
	2-5	-7,39	7,39	3,55	13,33
	3-6	-4,97	/	0,61	5,93
VI	4-7	/	9,02	13,48	22,50
	5-8	-5,32	5,32	35,08	45,72
	6-9	-9,02	/	13,48	22,50
V	7-10	/	8,39	24,21	32,60
	8-11	-11,00	11,00	49,78	71,78
	9-12	-8,39	/	24,21	32,60
IV	10-13	/	5,66	35,99	41,65
	11-14	-7,68	7,68	73,46	88,82
	12-15	-5,66	/	35,99	41,65
III	13-16	/	6,20	46,72	52,92
	14-17	-7,94	7,94	90,08	105,96
	15-18	-6,20	/	46,72	52,92
II	16-19	/	0,53	53,19	53,72
	17-20	-0,69	0,69	106,41	107,79
	18-21	-0,53	/	53,19	53,72
I	19-22	/	0,23	53,89	54,12
	20-23	-0,29	0,29	107,79	108,37
	21-24	-0,23	/	53,89	54,12
0	22-25	/	/	54,89	54,12
	23-26	/	/	108,77	108,37
	24-27	/	/	54,12	54,12



Moments aux Noeuds (PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous Sv 2) à moitié chargée)

Niveaux	Noeuds	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>u</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
VII	1	/	9,12	/	1,81	/	1,81
	2	14,30	/	9,76	4,54	/	-5,22
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	11,72	/	3,46	1,56	1,90
	5	16,55	/	12,30	4,25	-3,63	-4,43
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	13,83	/	4,28	2,12	2,02
	8	17,75	/	13,34	4,41	-4,58	-4,37
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	9,97	/	3,04	1,51	3,50
	11	13,41	/	10,77	2,63	-2,45	-5,69
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	12,04	/	5,39	3,93	1,46
	14	14,34	/	11,58	2,76	-7,00	-1,82
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	0,79	/	0,39	0,09	0,30
	17	1,18	/	0,98	0,20	-0,18	-0,61
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	0,26	/	0,15	0,08	0,06
	20	0,45	/	0,39	0,06	-0,19	-0,14
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	/	/	/	/	/
	24	/	/	/	/	/	/



(PORTIQUE LONGITUDINAL 2 sous Sv 2) à moitié chargée)  
Moments en travée et Efforts tranchants

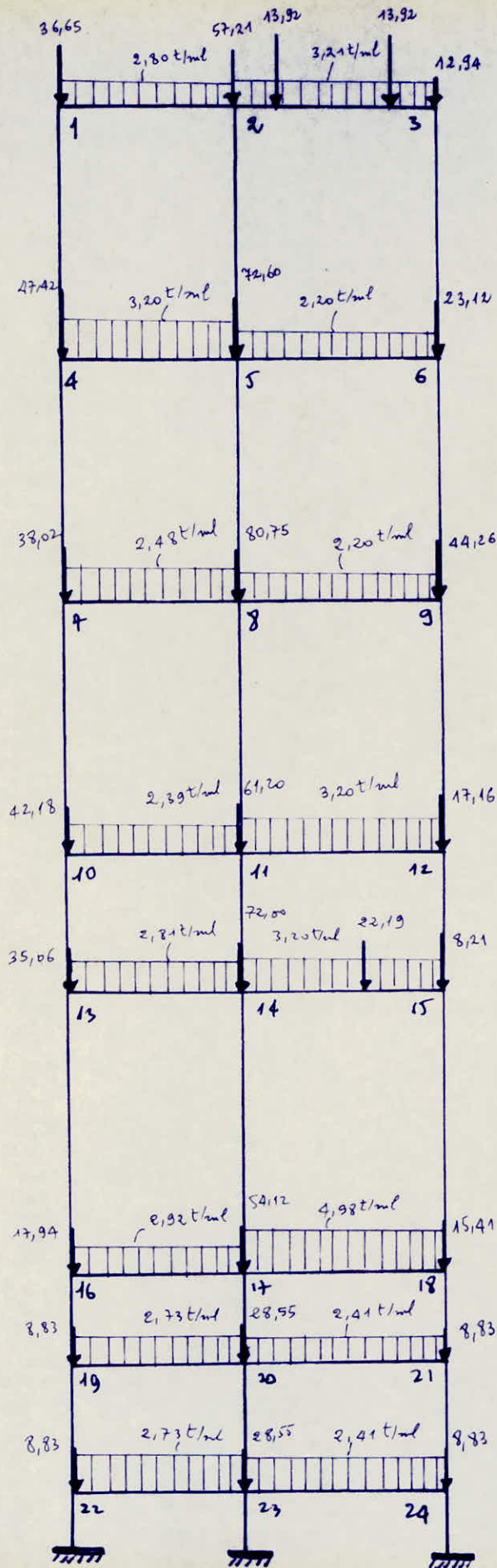
Efforts Normaux

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	18,62	1,81	9,76	12,83	6,18	5,41	-6,95
	2-3	/	4,54	/	-2,27	/	0,44	0,44
VI	4-5	18,86	3,46	12,30	10,98	7,17	6,31	-8,03
	5-6	/	4,25	/	-2,12	/	0,41	0,41
V	7-8	22,85	4,28	13,54	14,03	9,70	8,82	-10,58
	8-9	/	4,41	/	-2,20	/	0,43	0,43
IV	10-11	19,48	3,04	10,77	12,57	6,67	5,32	-6,82
	11-12	/	2,63	/	-1,51	/	0,25	0,25
III	13-14	22,90	5,39	11,58	14,41	7,07	6,47	-7,67
	14-15	/	2,76	/	-1,38	/	0,27	0,27
II	16-17	1,83	0,39	0,98	1,14	0,61	0,55	-0,67
	17-18	/	0,20	/	-0,10	/	0,02	0,02
I	19-20	0,65	0,15	0,39	0,38	0,26	0,24	-0,28
	20-21	/	0,06	/	0,03	/	0,006	0,006
0	22-23	/	/	/	/	/	/	/
	23-24	/	/	/	/	/	/	/

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	5,41	0,61	6,02
	2-5	-6,95	0,44	3,55	10,94
	3-6	0,44	/	0,61	0,17
VI	4-7	/	6,31	13,92	20,23
	5-8	-8,03	0,41	27,69	36,13
	6-9	0,41	/	8,07	7,66
V	7-10	/	8,82	21,94	30,76
	8-11	-10,58	0,43	40,19	51,20
	9-12	0,43	/	9,37	8,94
IV	10-13	/	+5,32	34,15	39,47
	11-14	-6,82	0,25	52,88	59,95
	12-15	0,25	/	12,33	12,08
III	13-16	/	6,47	44,54	51,01
	14-17	-7,67	0,27	61,21	69,15
	15-18	0,27	/	17,15	16,88
II	16-19	/	0,55	51,28	51,83
	17-20	-0,67	0,02	69,60	70,29
	18-21	0,02	/	17,15	17,13
I	19-22	/	0,24	52,00	52,24
	20-23	-0,28	0,006	70,29	70,57
	21-24	0,006	/	17,30	17,30
0	22-25	/	/	/	/
	23-26	/	/	/	/
	24-27	/	/	/	/



( PORTIQUE TRANSVERSAL (1)&(3) sous les charges permanentes G )



Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous G)

Niveaux	Noeuds	$M'w$ (t.m)	$M'_z$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_z$ (t.m)	$M_u$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
VII	1	/	7,59	/	1,65	/	1,65
	2	11,00	34,98	21,94	25,60	/	3,65
	3	25,29	/	6,18	/	/	6,18
VI	4	/	8,67	/	4,88	2,20	2,67
	5	9,26	8,71	9,11	8,91	-0,09	-0,11
	6	8,12	/	3,95	/	2,16	2,01
V	7	/	6,72	/	3,87	2,01	1,87
	8	7,03	8,50	7,48	8,11	0,33	0,30
	9	8,12	/	4,98	/	2,56	2,40
IV	10	/	6,48	/	4,34	2,40	2,94
	11	5,37	9,79	6,42	8,36	0,63	1,31
	12	11,81	/	7,17	/	2,24	4,93
III	13	/	7,62	/	4,21	2,95	1,26
	14	8,30	23,38	12,52	17,98	3,82	1,64
	15	33,24	/	16,69	/	14,78	4,91
II	16	/	7,91	/	4,74	1,78	3,55
	17	7,91	18,37	10,68	14,83	1,03	3,11
	18	18,37	/	9,91	/	2,51	7,41
I	19	/	7,40	/	4,96	2,74	2,22
	20	7,40	8,89	7,74	8,45	0,39	0,31
	21	8,89	/	5,45	/	3,01	2,44
0	22	/	7,40	/	4,96	2,74	2,22
	23	7,40	8,89	7,74	8,45	0,39	0,31
	24	8,89	/	5,45	/	3,01	2,44



Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>i</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	12,60	1,65	21,94	0,80	9,52	6,14	-12,90
	2-3	40,54	25,60	6,18	24,65	25,90	28,40	-23,44
VI	4-5	14,4	4,88	9,11	7,40	10,88	10,26	-11,50
	5-6	13,47	8,91	3,95	7,04	8,58	9,21	-7,94
V	7-8	11,16	3,87	7,48	5,48	8,43	7,90	-8,96
	8-9	13,47	8,11	4,98	6,92	8,58	8,99	-8,17
IV	10-11	10,75	4,34	6,42	5,37	8,13	7,82	-8,43
	11-12	19,60	8,36	7,17	11,35	12,48	12,63	-12,33
III	13-14	12,64	4,21	12,52	4,27	9,55	8,33	-10,77
	14-15	57,24	17,98	16,69	39,91	26,13	26,29	-25,96
II	16-17	13,14	4,74	10,68	5,43	9,93	9,06	-10,80
	17-18	30,50	14,83	9,91	18,13	19,42	20,05	-18,79
I	19-20	12,28	4,96	7,74	5,93	9,25	8,84	-9,66
	20-21	14,76	8,45	5,45	7,81	9,40	9,78	-9,01
0	22-23	12,28	4,96	7,74	5,93	9,25	8,84	-9,66
	23-24	14,76	8,45	5,45	7,81	9,40	9,78	-9,01

Niveau	Poteau	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	6,14	36,65	42,79
	2-5	-12,90	28,40	57,21	98,51
	3-6	-23,44	/	12,94	36,38
VI	4-7	/	10,26	90,21	100,47
	5-8	-11,50	9,21	179,11	191,82
	6-9	-7,94	/	59,5	67,44
V	7-10	/	7,90	138,49	146,39
	8-11	-8,96	8,99	272,57	290,52
	9-12	-8,17	/	111,70	119,87
IV	10-13	/	7,82	288,57	196,39
	11-14	-8,43	12,63	351,72	372,78
	12-15	-12,33	/	137,03	149,36
III	13-16	/	8,33	231,45	239,78
	14-17	-10,77	26,29	444,78	481,84
	15-18	-25,96	/	157,57	183,53
II	16-19	/	9,06	257,72	266,78
	17-20	-10,80	20,05	535,96	566,81
	18-21	-18,79	/	198,94	217,73
I	19-22	/	8,84	281,79	290,63
	20-23	-9,66	9,78	595,36	614,80
	21-24	-9,01	/	226,56	235,57
0	22-25	/	8,84	305,64	314,48
	23-26	-9,66	9,78	643,35	662,79
	24-27	-9,01	/	244,40	253,41



(Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous C (1<sup>o</sup> Moitié chargée))

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	7,59	/	1,65	/	1,65
	2	11,00	/	5,98	4,30	/	-1,68
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	8,67	/	4,88	2,20	2,67
	5	9,26	/	6,75	3,41	-1,51	-1,83
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	6,72	/	3,87	2,01	1,87
	8	7,03	/	4,89	1,85	-1,56	-1,45
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	6,48	/	4,34	1,40	2,94
	11	5,37	/	4,09	1,73	-0,76	-1,60
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	7,62	/	4,21	2,95	1,26
	14	8,30	/	5,98	2,97	-2,10	-0,90
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	7,91	/	4,74	1,18	3,55
	17	7,91	/	5,81	2,68	-0,78	-2,35
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	7,40	/	4,96	2,74	2,22
	20	7,40	/	5,68	2,20	-1,92	-1,56
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	7,40	/	4,96	2,74	2,22
	23	7,40	/	5,68	2,20	-1,92	-1,56
	24	/	/	/	/	/	/



Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	12,60	1,65	5,98	8,78	9,52	8,88	-10,16
	2-3	/	4,30	/	-2,15	/	0,55	0,55
VI	4-5	14,40	4,88	6,75	8,58	10,88	10,64	-11,12
	5-6	/	3,41	/	-1,70	/	0,44	0,44
V	7-8	11,16	3,87	4,89	6,78	8,43	8,30	-8,56
	8-9	/	1,85	/	-9,02	/	0,24	0,24
IV	10-11	10,75	4,34	4,09	6,53	8,13	8,16	-8,10
	11-12	/	1,73	/	-9,86	/	0,22	0,22
III	13-14	12,64	4,21	5,98	7,54	9,55	9,32	-9,78
	14-15	/	2,97	/	-1,48	/	0,38	0,38
II	16-17	13,14	4,74	5,81	7,86	9,93	9,78	-10,07
	17-18	/	2,68	/	-1,34	/	0,34	0,34
I	19-20	12,28	4,96	5,68	6,96	9,25	9,16	-9,34
	20-21	/	2,20	/	-1,10	/	0,28	0,28
0	22-23	12,28	4,96	5,68	6,96	9,25	9,16	-9,34
	23-24	/	2,20	/	-1,10	/	0,28	0,28

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pal supérieur	N (t)
VII	1-4	/	8,88	36,65	45,53
	2-5	-10,16	0,55	57,21	67,92
	3-6	0,55	/	12,94	13,49
VI	4-7	/	10,64	92,95	103,59
	5-8	-11,12	0,44	140,52	152,08
	6-9	0,44	/	36,61	37,05
V	7-10	/	8,30	141,61	149,91
	8-11	-8,56	0,24	232,83	241,63
	9-12	0,24	/	81,31	81,55
IV	10-13	/	8,16	192,09	200,25
	11-14	-8,10	0,22	302,83	311,15
	12-15	0,22	/	98,71	98,93
III	13-16	/	9,32	235,31	244,63
	14-17	-9,78	0,38	383,15	393,31
	15-18	0,38	/	10,14	107,52
II	16-19	/	9,78	265,57	272,35
	17-20	-10,07	0,34	447,42	457,83
	18-21	0,34	/	722,93	723,24
I	19-22	/	9,16	287,36	296,52
	20-23	-9,34	0,28	486,38	496,00
	21-24	0,28	/	132,10	132,38
0	22-25	/	9,16	311,53	320,69
	23-26	-9,34	0,28	524,55	534,17
	24-27	0,28	/	141,21	141,49

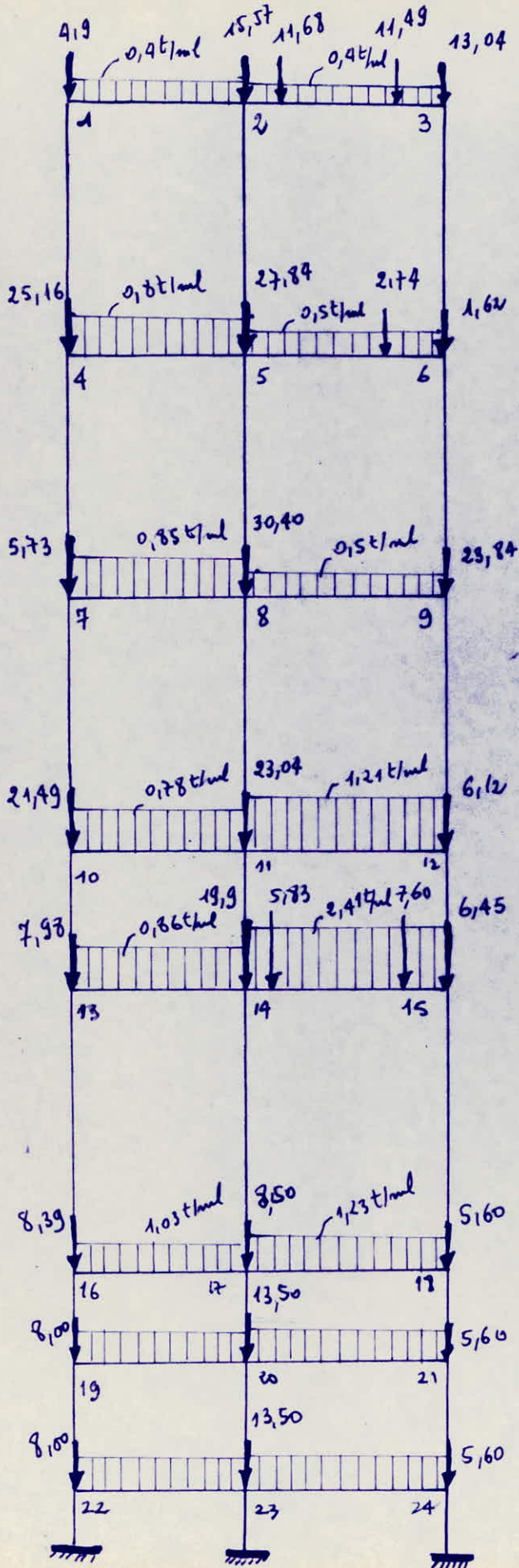


(Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1)&(3) sous G(2° Moitié chargée)

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mn (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	/	/	/	/	/
	2	/	34,98	15,96	21,29	/	5,33
	3	25,29	/	6,18	/	/	6,18
VI	4	/	/	/	/	/	/
	5	/	8,71	2,36	5,50	1,42	1,72
	6	8,12	/	3,95	/	2,16	2,01
V	7	/	/	/	/	/	/
	8	/	8,50	2,61	6,26	1,89	1,76
	9	8,12	/	4,98	/	2,56	2,40
IV	10	/	/	/	/	/	/
	11	/	9,79	2,32	6,63	1,39	2,91
	12	11,81	/	7,17	/	2,24	4,93
III	13	/	/	/	/	/	/
	14	/	23,38	6,54	15,00	5,92	2,54
	15	33,24	/	16,69	/	11,78	4,91
II	16	/	/	/	/	/	/
	17	/	18,37	4,87	12,15	1,81	5,46
	18	18,37	/	9,91	/	2,51	7,41
I	19	/	/	/	/	/	/
	20	/	8,89	2,06	6,25	2,31	1,89
	21	8,89	/	5,45	/	3,01	2,44
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	8,89	2,06	6,25	2,31	1,89
	24	8,89	/	5,45	/	3,01	2,44



(PORTIQUE TRANSVERSAL (1)&(3) sous les surcharges d'exploitation P)





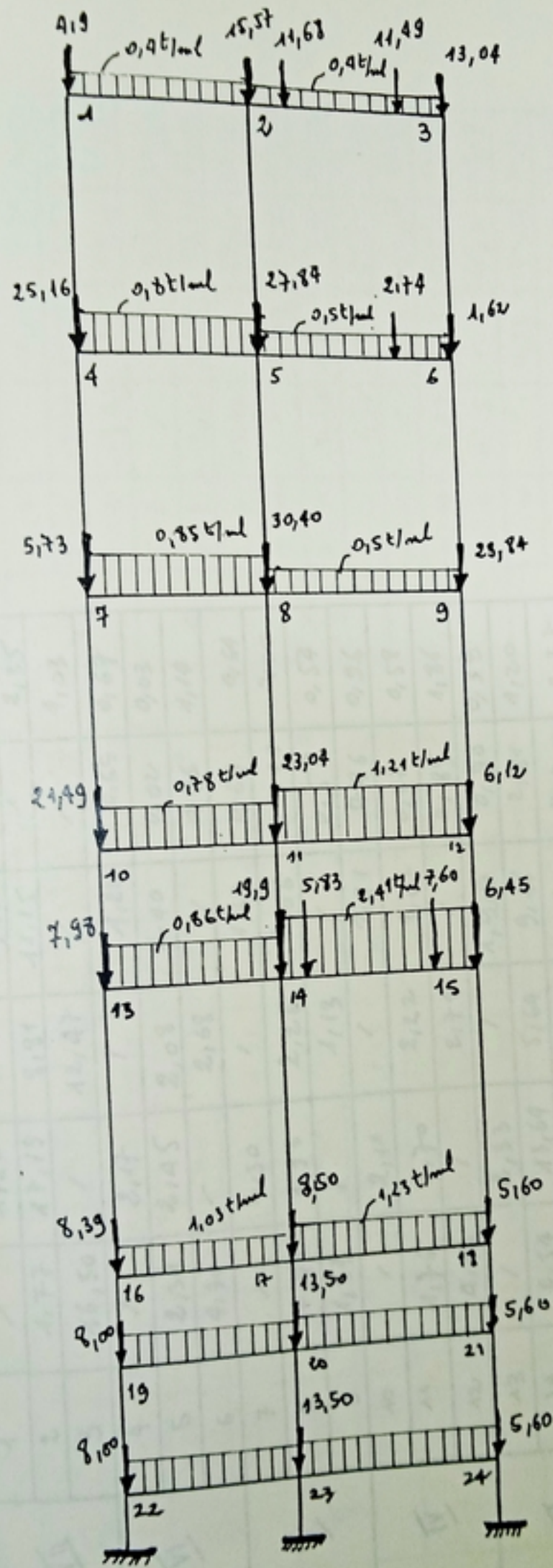
Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre u-v	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>u-v</sub> (t)	M <sub>v-w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>u-v</sub> (t)	T <sub>v-w</sub> (t)
VII	1-2	/	/	15,96	-7,98	/	-2,35	-2,35
	2-3	49,54	21,29	6,18	26,80	25,90	27,84	-23,96
VI	4-5	/	/	2,36	-1,18	/	-0,35	-0,35
	5-6	13,47	5,50	3,95	8,74	8,58	8,78	-8,38
V	7-8	/	/	2,61	-1,30	/	-0,38	-0,38
	8-9	13,47	6,26	4,99	7,85	8,58	8,74	-8,41
IV	10-11	/	/	2,32	-1,16	/	-0,34	-0,34
	11-12	19,60	6,63	7,17	10,04	12,48	12,41	-12,55
III	13-14	/	/	6,54	-3,27	/	-0,96	-0,96
	14-15	57,24	15,00	16,69	41,39	9,55	9,33	-9,77
II	16-17	/	/	4,87	-2,43	/	-0,72	-0,72
	17-18	30,50	12,15	9,91	19,47	9,93	10,22	-9,64
I	19-20	/	/	2,06	-1,03	/	-0,30	-0,30
	20-21	14,76	6,25	5,45	8,91	9,25	9,35	-9,15
0	22-23	/	/	2,06	-1,03	/	-0,30	-0,30
	23-24	14,76	6,25		8,91	9,25	9,35	-9,15

Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>u-v</sub> (t)	T <sub>v-w</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	-2,35	36,65	34,00
	2-5	-2,35	27,87	57,24	86,91
	3-6	-23,96	/	12,94	36,90
VI	4-7	/	-0,35	81,42	81,07
	5-8	-0,35	8,78	159,51	168,69
	6-9	-8,38	/	60,02	68,40
V	7-10	/	-0,38	119,09	118,71
	8-11	-0,38	8,74	249,39	258,51
	9-12	-8,41	/	112,66	121,07
IV	10-13	/	-0,34	160,89	160,55
	11-14	-0,34	12,41	319,71	332,46
	12-15	-12,55	/	138,23	150,78
III	13-16	/	-0,96	195,61	194,65
	14-17	-0,96	9,33	404,46	414,75
	15-18	-9,77	/	158,99	168,76
II	16-19	/	-0,72	212,59	211,87
	17-20	-0,72	10,22	468,87	479,81
	18-21	-9,64	/	184,17	193,81
I	19-22	/	-0,30	226,92	226,62
	20-23	-0,30	9,35	508,36	518,01
	21-24	-9,15	/	202,64	211,79
0	22-25	/	-0,30	241,63	241,33
	23-26	-0,30	9,35	546,56	556,21
	24-27	-9,15	/	229,62	230,00







( Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous P )

Niveaux	NOeuds	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$M_u$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
VII	1	/	1,22	/	0,26	/	0,26
	2	1,77	17,19	8,81	11,15	/	2,35
	3	16,50	/	12,47	/	/	4,03
VI	4	/	2,17	/	1,22	0,55	0,67
	5	2,31	2,45	2,08	2,40	0,02	0,03
	6	4,30	/	2,68	/	0,95	1,14
V	7	/	2,30	/	1,33	0,69	0,64
	8	2,41	1,93	2,26	2,06	-0,11	-0,10
	9	1,84	/	1,13	/	0,58	0,54
IV	10	/	2,11	/	1,41	0,46	0,96
	11	1,76	3,70	2,22	3,07	0,27	0,58
	12	4,46	/	2,71	/	0,85	1,86
III	13	/	2,33	/	1,929	0,90	0,39
	14	2,54	13,64	5,64	9,66	2,81	1,20
	15	16,08	/	8,07	/	5,70	2,37
II	16	/	2,79	/	1,67	0,42	1,25
	17	2,79	4,54	3,25	3,95	0,17	0,52
	18	4,54	/	2,45	/	0,62	1,83
I	19	/	3,28	/	2,20	1,21	0,98
	20	3,28	4,80	3,63	4,35	0,39	0,32
	21	4,80	/	2,94	/	1,62	1,52
0	22	/	3,28	/	2,20	1,21	0,98
	23	3,28	4,80	3,63	4,35	0,39	0,32
	24	4,80	/	2,94	/	1,62	1,32



(PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous P)  
 Moments en travée et Efforts tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	1,90	0,26	8,81	-2,63	1,35	-9,07	-2,77
	2-3	28,95	11,15	12,47	17,14	13,75	13,56	-13,94
VI	4-5	3,59	1,22	2,08	1,73	2,40	2,25	-2,54
	5-6	5,20	2,40	2,68	2,66	3,90	3,87	-3,93
V	7-8	3,60	1,33	2,26	1,80	2,55	2,39	-2,70
	8-9	2,88	2,06	1,13	1,28	1,75	1,88	-1,62
IV	10-11	3,30	1,41	2,22	1,48	2,34	2,20	-2,47
	11-12	6,97	3,07	2,71	4,08	4,23	4,28	-4,18
III	13-14	3,64	1,29	5,64	0,17	2,58	1,85	-3,30
	14-15	37,30	9,66	8,07	28,43	16,00	16,23	-15,77
II	16-17	4,36	1,67	3,25	1,90	3,09	2,83	-3,35
	17-18	7,09	3,95	2,45	3,89	4,30	4,51	-4,08
I	19-20	5,12	2,20	3,63	2,20	3,63	3,39	-3,87
	20-21	7,49	4,35	2,94	3,84	4,55	4,75	-4,35
0	22-23	5,12	2,20	3,63	2,20	3,63	3,39	-3,87
	23-24	7,49	4,35	2,94	3,84	4,55	4,75	-4,35

Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	-0,07	4,90	4,83
	2-5	-2,77	13,56	15,57	31,90
	3-6	-13,94	/	13,04	26,98
VI	4-7	/	2,25	29,99	32,24
	5-8	-2,54	3,87	59,74	66,15
	6-9	-3,93	/	28,60	32,53
V	7-10	/	2,39	37,97	40,90
	8-11	-2,70	1,88	96,55	101,13
	9-12	-1,62	/	56,37	57,99
IV	10-13	/	2,20	62,39	64,59
	11-14	-2,47	4,28	124,17	139,92
	12-15	4,18	/	64,11	68,29
III	13-16	/	1,85	72,57	74,42
	14-17	-3,30	16,23	159,82	179,35
	15-18	-15,77	/	74,74	90,51
II	16-19	/	2,83	82,81	85,64
	17-20	-3,35	4,51	178,85	186,71
	18-21	-4,08	/	96,11	100,19
I	19-22	/	3,39	93,64	97,03
	20-23	-3,87	4,75	200,21	208,83
	21-24	-4,35	/	105,03	110,14
0	22-25	/	3,39	105,03	108,42
	23-26	-3,87	4,75	222,33	230,95
	24-27	-4,35	/	115,74	120,09



Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous P (1<sup>o</sup> Moitié chargée )

Niveaux	Noeuds	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>u</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
VII	1	/	1,22	/	0,26	/	0,26
	2	1,77	/	0,96	0,69	/	-0,27
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	2,17	/	1,22	0,55	0,67
	5	2,31	/	1,68	0,85	-0,38	0,46
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	2,3	/	1,33	0,69	0,64
	8	2,41	/	1,69	0,63	-0,53	-0,50
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	2,11	/	1,41	0,46	0,96
	11	1,76	/	1,34	0,57	-0,25	-0,52
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	2,33	/	1,29	0,90	0,39
	14	2,54	/	1,07	1,88	-1,33	-0,57
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	2,79	/	1,67	0,42	1,25
	17	2,79	/	2,05	0,94	-0,24	-0,83
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	3,28	/	2,20	1,21	0,98
	20	3,28	/	2,52	0,97	-0,85	-0,69
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	3,28	/	2,20	1,21	0,98
	23	3,28	/	2,52	0,97	-0,85	-0,69
	24	/	/	/	/	/	/



## Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	1,90	0,26	0,96	1,29	1,35	1,23	-1,47
	2-3	/	0,69	/	-0,34	/	0,10	0,10
VI	4-5	3,39	1,22	1,68	1,94	2,40	2,32	-2,48
	5-6	/	0,85	/	-0,42	/	0,12	0,12
V	7-8	3,60	1,33	1,69	2,09	2,55	2,49	-2,61
	8-9	/	0,63	/	-0,31	/	0,09	0,09
IV	10-11	3,30	1,41	1,34	1,92	2,34	2,35	-2,33
	11-12	/	0,57	/	-0,28	/	0,08	0,08
III	13-14	3,64	1,29	1,07	2,46	2,58	2,62	-2,54
	14-15	/	1,88	/	-0,94	/	0,27	0,27
II	16-17	4,36	1,67	2,05	2,50	3,09	3,03	-3,15
	17-18	/	0,94	/	-0,47	/	0,13	0,13
I	19-20	5,12	2,20	2,52	2,76	3,63	3,58	-3,68
	20-21	/	0,973	/	-0,49	/	0,14	0,14
0	22-23	5,12	2,20	2,52	2,76	3,63	3,58	-3,68
	23-24	/	0,97	/	-0,49	/	0,14	0,14

## Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pat supérieur	N (t)
VII	1-4	/	1,23	4,90	6,13
	2-5	-1,47	0,10	15,57	17,14
	3-6	0,10	/	13,04	13,14
VI	4-7	/	2,32	31,29	33,61
	5-8	-2,48	0,12	44,98	47,58
	6-9	0,12	/	14,76	14,88
V	7-10	/	2,49	39,34	41,83
	8-11	-2,61	0,09	77,98	80,68
	9-12	0,09	/	35,72	35,81
IV	10-13	/	2,35	63,32	65,67
	11-14	-2,33	0,08	103,72	106,13
	12-15	0,08	/	41,93	42,01
III	13-16	/	2,62	73,65	76,27
	14-17	-2,54	0,27	126,03	128,84
	15-18	0,27	/	48,46	48,73
II	16-19	/	3,03	84,66	87,69
	17-20	-3,15	0,13	137,34	140,62
	18-21	0,13	/	54,33	54,46
I	19-22	/	3,58	95,69	99,27
	20-23	-3,68	0,14	141,97	145,79
	21-24	0,14	/	60,06	60,20
0	22-25	/	3,58	107,27	110,85
	23-26	-3,68	0,14	147,14	150,96
	24-27	0,14	/	65,80	65,94



Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous P(2° Moitié chargée)

Niveaux	NOeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Mc (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	/	/	/	/	/
	2	/	17,19	7,34	10,46	/	2,62
	3	16,50	/	12,47	/	/	4,03
VI	4	/	/	/	/	/	/
	5	/	2,45	0,95	1,83	0,27	0,33
	6	4,30	/	2,68	/	0,95	1,14
V	7	/	/	/	/	/	/
	8	/	1,93	0,59	1,42	0,43	0,40
	9	1,84	/	1,13	/	0,58	0,54
IV	10	/	/	/	/	/	/
	11	/	3,70	0,88	2,50	0,52	1,10
	12	4,46	/	2,71	/	0,85	1,86
III	13	/	/	/	/	/	/
	14	/	13,64	3,82	8,77	3,45	1,48
	15	16,08	/	8,07	/	5,70	2,37
II	16	/	/	/	/	/	/
	17	/	4,54	1,27	3,00	0,45	1,35
	18	4,54	/	2,45	/	0,62	1,83
I	19	/	/	/	/	/	/
	20	/	4,80	1,11	3,37	1,25	1,01
	21	4,80	/	2,94	/	1,62	1,32
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	4,80	1,11	3,37	1,25	1,01
	24	4,80	/	2,94	/	1,62	1,32



(PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous P (2<sup>o</sup> Moitié chargée)

Moments en travée et Efforts Tranchants

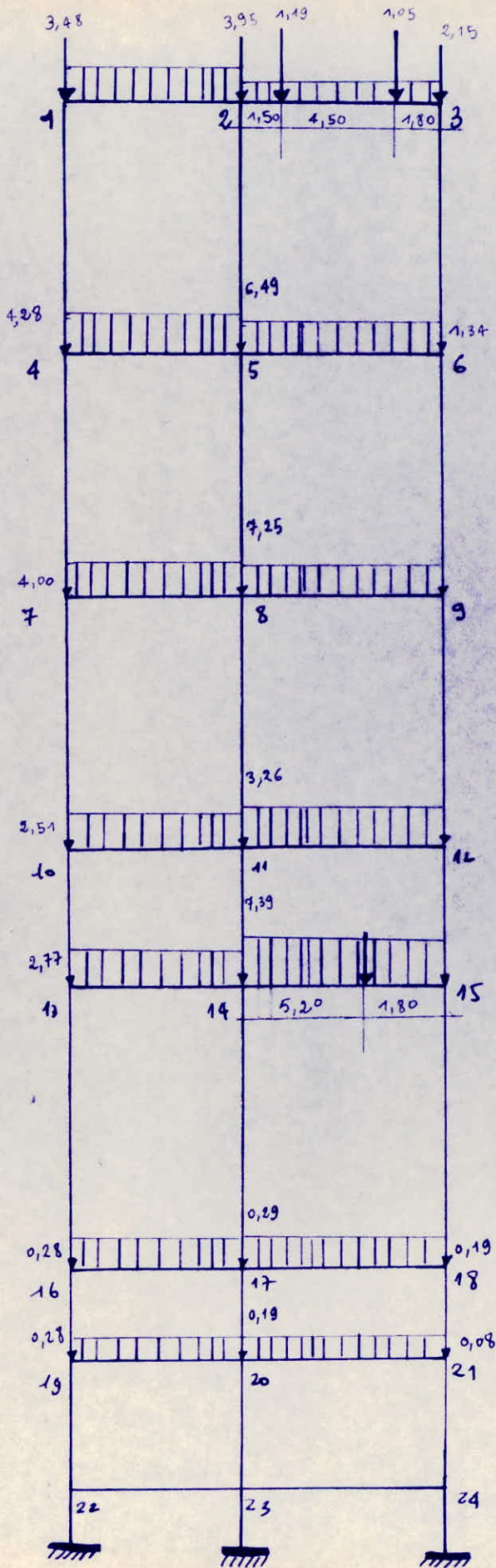
Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>0-1,e</sub> (t)	M <sub>0,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	/	/	7,84	-3,92	/	-1,31	-1,31
	2-3	28,95	10,46	12,47	17,48	13,75	13,46	-14,04
VI	4-5	/	/	0,45	-0,22	/	-0,07	-0,07
	5-6	5,20	1,83	2,68	2,94	3,90	3,78	-3,06
V	7-8	/	/	0,59	-0,29	/	-0,10	-0,10
	8-9	2,88	1,42	1,13	1,60	1,75	1,79	-1,71
IV	10-11	/	/	0,88	-0,44	/	-0,15	-0,15
	11-12	6,97	2,50	2,71	4,36	4,23	4,20	-4,26
III	13-14	/	/	3,82	-1,91	/	-0,64	-0,64
	14-15	37,30	8,77	8,07	28,98	16,00	16,10	-15,90
II	16-17	/	/	1,27	-0,63	/	-0,21	-0,21
	17-18	7,09	3,00	2,45	4,36	4,30	4,40	-4,20
I	19-20	/	/	1,11	-0,55	/	-0,18	-0,18
	20-21	7,49	3,37	2,94	4,33	4,55	4,61	-4,49
0	22-23	/	/	1,11	-0,55	/	-0,18	-0,18
	23-24	7,49	3,37	2,94	4,33	4,55	4,61	-4,49

Efforts Normaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	-1,31	4,90	3,59
	2-5	-1,31	13,46	15,57	30,34
	3-6	-14,04	/	13,04	27,08
VI	4-7	/	-0,07	28,75	28,68
	5-8	-0,07	3,78	58,18	62,03
	6-9	-3,06	/	28,70	31,76
V	7-10	/	-0,10	34,41	34,31
	8-11	-0,10	1,79	92,07	93,96
	9-12	-1,71	/	55,60	57,31
IV	10-13	/	-0,15	55,80	55,65
	11-14	-0,15	4,20	117,00	121,30
	12-15	-4,26	/	63,43	67,63
III	13-16	/	-0,64	63,63	62,99
	14-17	-0,64	16,10	141,25	157,99
	15-18	-15,90	/	74,08	89,92
II	16-19	/	-0,21	71,38	71,17
	17-20	-0,21	4,40	166,49	171,10
	18-21	-4,20	/	95,58	99,78
I	19-22	/	-0,18	79,17	78,99
	20-23	-0,18	4,61	184,60	189,39
	21-24	-4,49	/	105,38	109,87
0	22-25	/	-0,18	86,99	86,81
	23-26	-0,18	4,61	202,89	207,68
	24-27	-4,49	/	115,47	119,96



( PORTIQUE TRANSVERSAL (1)&(3) sous les charges sismiques verticales Sv2 )





(Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous Sv 2)

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mn (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	1,63	/	0,35	/	0,35
	2	2,36	2,97	2,64	2,73	/	0,09
	3	3,16	/	0,77	/	/	0,48
VI	4	/	2,38	/	1,34	0,25	0,31
	5	2,55	3,93	2,92	3,42	0,22	0,27
	6	4,80	/	2,34	/	1,05	1,28
V	7	/	2,03	/	1,17	0,30	0,28
	8	2,13	1,97	2,08	2,01	-0,03	-0,03
	9	1,88	/	1,15	/	0,60	0,56
IV	10	/	1,33	/	0,29	0,29	0,60
	11	1,10	2,20	1,36	1,74	0,16	0,33
	12	2,66	/	1,61	/	0,50	1,11
III	13	/	1,14	/	0,63	0,44	0,19
	14	1,24	7,06	2,87	5,00	1,47	0,63
	15	6,18	/	3,10	/	2,19	0,91
II	16	/	0,14	/	0,08	0,02	0,06
	17	0,14	0,22	0,16	0,19	0,08	0,023
	18	0,22	/	0,12	/	0,03	0,09
I	19	/	0,05	/	0,03	0,02	0,015
	20	0,05	0,07	0,05	0,06	0,005	0,004
	21	0,07	/	0,04	/	0,02	0,02
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	/	/	/	/	/
	24	/	/	/	/	/	/



(PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous Sv 2)  
 Moments en travée et Efforts Tranchants

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	2,54	0,35	2,64	1,05	1,80	1,42	-2,18
	2-3	3,02	2,73	0,77	1,27	2,15	2,41	-1,85
VI	4-5	3,73	1,34	2,92	1,60	2,64	2,38	-2,90
	5-6	5,71	3,42	2,34	2,83	3,82	3,97	-3,66
V	7-8	3,18	1,17	2,08	1,56	2,25	2,10	-2,40
	8-9	2,94	2,01	1,15	1,36	1,78	1,90	-1,66
IV	10-11	2,08	0,89	1,36	0,96	1,47	1,39	-1,55
	11-12	4,15	1,84	1,61	2,43	2,52	2,55	-2,49
III	13-14	1,78	0,63	2,87	0,03	1,26	0,89	-1,63
	14-15	7,74	5,00	3,10	3,69	5,69	5,96	-5,42
II	16-17	0,21	0,08	0,16	0,09	0,15	0,14	-0,16
	17-18	0,34	0,19	0,18	0,18	0,21	0,22	-0,20
I	19-20	0,07	0,03	0,05	0,03	0,05	0,05	-0,05
	20-21	0,10	0,06	0,04	0,05	0,06	0,06	-0,06
0	22-23	/	/	/	/	/	/	/
	23-24	/	/	/	/	/	/	/

Efforts Noemaux

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	1,42	3,48	4,90
	2-5	-2,18	2,41	3,95	4,54
	3-6	-1,85	/	2,15	4,00
VI	4-7	/	2,38	9,18	11,56
	5-8	-2,90	3,97	15,03	21,90
	6-9	-3,66	/	5,34	9,00
V	7-10	/	2,10	15,56	17,66
	8-11	-2,40	1,90	29,45	33,45
	9-12	-1,66	/	11,68	13,34
IV	10-13	/	1,39	20,17	21,56
	11-14	-1,55	2,55	36,71	40,81
	12-15	-2,49	/	16,31	19,80
III	13-16	/	0,89	24,33	25,22
	14-17	-1,63	5,96	46,17	53,76
	15-18	-5,42	/	19,48	24,90
II	16-19	/	0,14	25,50	25,64
	17-20	-0,16	0,22	54,05	54,43
	18-21	-0,20	/	25,83	26,03
I	19-22	/	0,05	25,75	25,80
	20-23	-0,05	0,06	54,62	54,73
	21-24	-0,06	/	26,11	26,17
0	22-25	/	/	/	/
	23-26	/	/	/	/
	24-27	/	/	/	/



(Moments aux Nœuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous Sv 2 (1<sup>o</sup> moitié chargée))

Niveaux	Nœuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	1,63	/	0,35	/	0,35
	2	2,36	/	1,28	0,92	/	-0,36
	3	/	/	/	/	/	/
VI	4	/	2,38	/	1,34	0,25	0,31
	5	2,55	/	1,86	0,94	-0,42	-0,50
	6	/	/	/	/	/	/
V	7	/	2,03	/	1,17	0,30	0,28
	8	2,13	/	1,47	0,56	-0,47	-0,44
	9	/	/	/	/	/	/
IV	10	/	1,33	/	0,89	0,29	0,60
	11	1,10	/	0,84	0,35	-0,16	-0,33
	12	/	/	/	/	/	/
III	13	/	1,14	/	0,63	0,44	0,19
	14	1,24	/	0,89	0,44	-0,39	-0,13
	15	/	/	/	/	/	/
II	16	/	0,14	/	0,08	0,02	0,06
	17	0,14	/	0,10	0,05	-0,01	-0,04
	18	/	/	/	/	/	/
I	19	/	0,05	/	0,03	0,02	0,015
	20	0,05	/	0,04	0,01	-0,01	-0,01
	21	/	/	/	/	/	/
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	/	/	/	/	/
	24	/	/	/	/	/	/



Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	2,54	0,35	1,28	1,72	1,80	1,64	-1,95
	2-3	/	0,92	/	-0,46	/	0,13	0,13
VI	4-5	3,73	1,54	1,86	2,13	2,64	3,17	-2,11
	5-6	/	0,94	/	-0,47	/	0,13	0,13
V	7-8	3,18	1,17	1,47	1,86	2,25	2,20	-2,30
	8-9	/	0,56	/	-0,28	/	0,08	0,08
IV	10-11	2,08	0,89	0,84	1,21	1,47	1,48	-1,46
	11-12	/	0,35	/	-0,17	/	0,05	0,05
III	13-14	1,78	0,63	0,89	1,02	1,26	1,22	-1,30
	14-15	/	0,44	/	-0,22	/	0,006	0,006
II	16-17	0,21	0,08	0,10	0,12	0,15	0,15	-0,15
	17-18	/	0,05	/	-0,02	/	0,007	0,007
I	19-20	0,07	0,03	0,04	0,03	0,05	0,05	-0,05
	20-21	/	0,01	/	-0,005	/	0,001	0,001
0	22-23	/	/	/	/	/	/	/
	23-24	/	/	/	/	/	/	/

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au sol supérieur	N (t)
VII	1-4	/	1,64	3,48	5,12
	2-5	-1,95	0,13	3,95	6,03
	3-6	0,13	/	2,15	2,28
VI	4-7	/	3,17	9,40	12,57
	5-8	-2,11	0,13	12,52	14,76
	6-9	0,13	/	3,62	3,75
V	7-10	/	2,20	16,57	18,77
	8-11	-2,30	0,08	22,01	24,39
	9-12	0,08	/	6,43	6,51
IV	10-13	/	1,48	21,28	22,76
	11-14	1,46	0,05	27,65	29,16
	12-15	0,05	/	9,48	9,53
III	13-16	/	1,22	25,53	26,75
	14-17	-1,30	0,006	34,52	35,83
	15-18	0,006	/	10,21	10,22
II	16-19	/	0,15	27,03	27,18
	17-20	-0,15	0,007	36,12	36,24
	18-21	0,007	/	10,41	10,41
I	19-22	/	0,05	27,29	27,34
	20-23	-0,05	0,001	36,46	36,51
	21-24	0,001	/	10,42	10,42
0	22-25	/	/	/	/
	23-26	/	/	/	/
	24-27	/	/	/	/



(Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous Sv 2 (2° moitié chargée))

Niveaux	Noeuds	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
VII	1	/	/	/	/	/	/
	2	/	2,97	1,35	1,91	/	0,45
	3	3,16	/	0,77	/	/	0,48
VI	4	/	/	/	/	/	/
	5	/	3,39	1,06	2,48	0,64	0,78
	6	4,80	/	2,34	/	1,05	1,28
V	7	/	/	/	/	/	/
	8	/	1,97	0,60	1,45	0,44	0,41
	9	1,18	/	1,15	/	0,60	0,56
IV	10	/	/	/	/	/	/
	11	/	1,33	0,31	0,90	0,19	0,39
	12	2,66	/	1,61	/	0,50	1,11
III	13	/	/	/	/	/	/
	14	/	1,14	0,32	0,73	0,29	0,12
	15	6,18	/	3,10	/	0,19	0,91
II	16	/	/	/	/	/	/
	17	/	0,14	0,04	0,09	0,01	0,04
	18	0,22	/	0,12	/	0,03	0,09
I	19	/	/	/	/	/	/
	20	/	0,05	0,01	0,03	0,01	0,01
	21	0,07	/	0,04	/	0,02	0,02
0	22	/	/	/	/	/	/
	23	/	/	/	/	/	/
	24	/	/	/	/	/	/



(PORTIQUE TRANSVERSAL (1) & (3) sous Sv 2 (2<sup>e</sup> Moitié Chargée))  
 Moments en travée et Efforts Tranchants

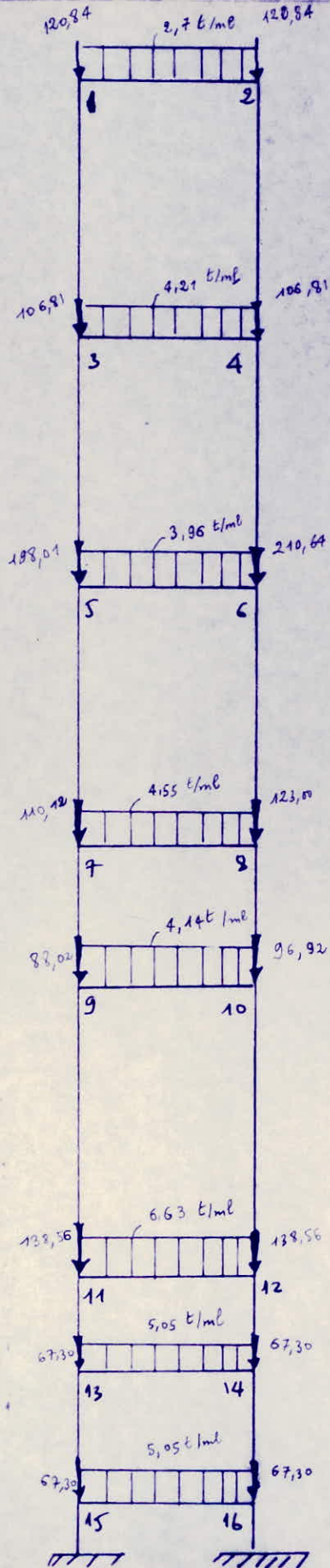
Efforts Normaux

Niveau	Poutre i-j	M <sub>0</sub> (t)	M <sub>i-1,e</sub> (t)	M <sub>i,w</sub> (t)	M <sub>t</sub> (t)	θ (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	T <sub>i,w</sub> (t)
VII	1-2	/	/	1,35	-0,67	/	-0,22	-0,22
	2-3	3,02	1,81	-0,77	1,73	2,13	1,98	-1,96
VI	4-5	/	/	1,06	-0,53	/	-0,18	-0,18
	5-6	5,71	2,48	2,34	3,30	3,82	3,84	-3,80
V	7-8	/	/	0,60	-0,30	/	-0,10	-0,10
	8-9	2,94	1,45	1,15	1,64	1,78	1,82	-1,74
IV	10-11	/	/	0,31	0,15	/	-0,05	-0,05
	11-12	4,15	0,90	1,61	2,90	2,52	2,42	-2,62
III	13-14	/	/	0,32	-0,16	/	-0,05	-0,05
	14-15	7,74	0,73	3,10	5,82	5,69	5,35	-6,03
II	16-17	/	/	0,04	-0,02	/	-0,007	-0,007
	17-18	0,34	0,09	0,12	0,23	0,21	0,20	-0,21
I	19-20	/	/	0,01	-0,005	/	-0,002	-0,002
	20-21	0,110	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06	-0,06
0	22-23	/	/	/	/	/	/	/
	23-24	/	/	/	/	/	/	/

Niveau	Poutre	T <sub>i,w</sub> (t)	T <sub>i-1,e</sub> (t)	N dû au pot supérieur	N (t)
VII	1-4	/	-0,22	3,48	3,26
	2-5	-0,22	1,98	3,95	6,15
	3-6	-1,96	/	2,15	4,11
VI	4-7	/	-0,18	7,54	7,36
	5-8	-0,18	3,84	12,64	16,66
	6-9	-3,80	/	5,45	9,25
V	7-10	/	-0,10	11,36	11,26
	8-11	-0,10	1,82	23,91	25,83
	9-12	-1,74	/	11,93	13,67
IV	10-13	/	-0,05	13,77	13,72
	11-14	-0,05	2,42	29,09	31,56
	12-15	-2,62	/	16,64	19,26
III	13-16	/	-0,05	14,49	16,44
	14-17	-0,05	5,35	36,92	42,32
	15-18	-6,03	/	19,94	25,97
II	16-19	/	-0,007	16,72	16,71
	17-20	-0,007	0,20	44,61	42,82
	18-21	-0,21	/	26,16	26,37
I	19-22	/	-0,002	16,99	16,99
	20-23	-0,002	0,06	43,01	43,07
	21-24	-0,06	/	26,45	26,51
0	22-25	/	/	/	/
	23-26	/	/	/	/
	24-27	/	/	/	/



Pontique transversal 2 sous G





( Moments aux Nœuds portique Transversal (2) sous G )

Niveaux	Nœuds	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
VII	1	/	6,84	/	1,75	/	1,75
	2	6,84	/	3,89	/	/	3,89
VI	3	/	10,66	/	2,63	1,16	4,40
	4	10,66	/	5,85	/	2,65	3,20
V	5	/	10,03	/	2,97	1,02	0,95
	6	10,03	/	4,85	/	2,51	2,34
IV	7	/	11,52	/	3,07	0,99	2,08
	8	11,52	/	6,72	/	2,17	4,55
III	9	/	10,49	/	2,73	1,91	0,82
	10	10,49	/	5,03	/	4,22	1,81
II	11	/	16,79	/	5,00	1,24	3,75
	12	16,79	/	10,41	/	2,59	7,81
I	13	/	12,79	/	4,68	2,58	2,10
	14	12,79	/	7,02	/	7,05	5,73
0	15	/	12,79	/	4,68	2,58	2,10
	16	12,79	/	7,02	/	7,05	5,73



Portique Transversal (2) Sous G  
Moments en travée et Efforts Tranchants

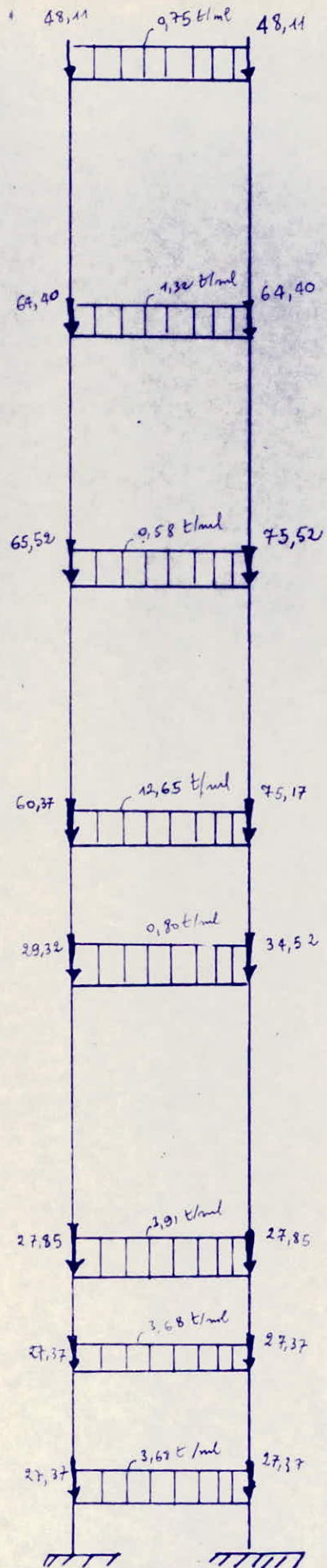
Niveau	Poutre $i-1, i$	$M_0$ (t)	$M_{i-1}$ (t)	$M_{i,w}$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$Q$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	$T_{i,w}$ (t)
VII	1-2	15,61	0,34	0,72	15,08	9,18	9,12	-9,23
VI	3-4	24,33	0,66	1,51	23,24	14,31	14,48	-14,43
V	5-6	22,89	0,20	0,49	22,54	13,46	13,42	-13,50
IV	7-8	26,30	0,19	0,42	25,99	15,47	15,44	-15,50
III	9-10	23,93	0,18	0,30	23,69	14,10	14,08	-14,12
II	11-12	38,32	0,10	0,20	38,17	22,54	22,52	-22,55
I	13-14	29,19	0,05	0,07	29,13	17,17	17,17	-17,17
0	15-16	29,19	0,05	0,07	29,13	17,17	17,17	-17,17

Efforts Normaux

Niveau	Poutre	$T_{i,w}$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	N du au poutre sup	$N$ poutre
VII	1-3	-	9,12	120,84	129,96
	2-4	-9,23	-	120,84	129,96
VI	3-5	-	14,18	236,77	250,95
	4-6	-14,43	-	236,77	250,95
V	5-7	-	13,42	448,96	462,38
	6-8	-13,65	-	461,59	475,24
IV	7-9	-	15,44	572,50	587,94
	8-10	-15,50	-	588,24	613,74
III	9-11	-	14,08	675,96	690,04
	10-12	-14,12	-	710,66	724,78
II	11-13	-	22,52	828,60	851,12
	12-14	-22,55	-	863,34	885,89
I	13-15	-	17,17	918,42	935,59
	14-16	-17,17	-	953,19	970,36
0	15-17	-	17,17	1002,89	1020,06
	16-18	-17,17	-	1037,66	1054,91



# Portique Transversal (2) sous I





Moments aux Nœuds Portique Transversal (2) sous P

Niveaux	Nœuds	$M'_{iw}$ (t.m)	$M'_{ie}$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
VII	1	/	1,90	/	0,48	/	0,48
	2	1,90	/	1,08	/	/	1,08
VI	3	/	3,34	/	0,80	0,36	0,43
	4	3,34	/	1,83	/	0,83	1,00
V	5	/	1,47	/	0,29	0,15	0,14
	6	1,47	/	0,71	/	0,37	0,34
IV	7	/	32,04	/	8,55	2,76	5,79
	8	32,04	/	18,69	/	6,04	12,65
III	9	/	2,03	/	0,53	0,37	0,16
	10	2,03	/	1,17	/	0,82	0,35
II	11	/	9,90	/	2,95	0,73	2,21
	12	9,90	/	6,13	/	1,53	4,61
I	13	/	9,32	/	3,41	1,88	1,53
	14	9,32	/	5,12	/	5,14	4,18
0	15	/	9,32	/	3,41	1,88	1,53
	16	9,32	/	5,12	/	5,14	4,18



(Portique Transversal (2) sous sous P)  
 Moments en travée et Efforts tranchants

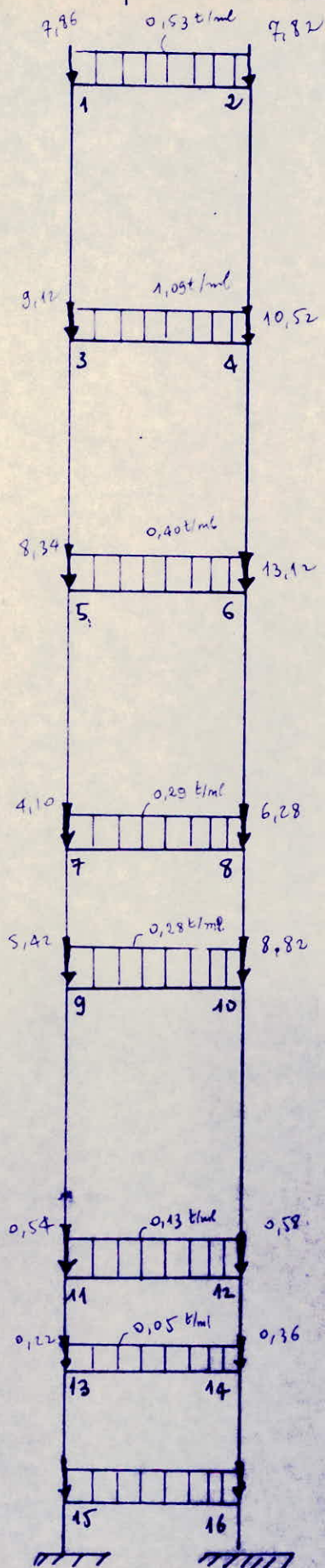
Niveau	Poutre $i-1, i$	$M_0$ (t)	$M_{i,0}$ (t)	$M_{i,w}$ (t.m)	$M_E$ (t.m)	$Q$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	$T_{i,w}$ (t)
VII	1-2	4,33	0,34	0,72	3,80	2,55	2,49	-2,60
VI	3-4	7,63	0,66	1,51	6,54	4,50	4,37	-4,62
V	5-6	3,35	0,20	0,49	3,00	1,97	1,93	-2,01
IV	7-8	73,12	0,19	0,42	72,81	43,01	42,97	-43,04
III	9-10	4,62	0,18	0,30	4,38	2,72	2,70	-2,79
II	11-12	22,60	0,10	0,20	22,45	13,29	13,26	-13,32
I	13-14	21,24	0,05	0,07	21,21	12,51	12,51	-12,51
0	15-16	21,24	0,05	0,07	21,21	12,51	12,51	-12,51

Efforts Normaux

Niveau	Poutre	$T_{i,w}$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	N du au poutre sup	$N$ poutre
VII	1-3	/	2,49	48,11	50,60
	2-4	-2,60	/	48,11	50,71
VI	3-5	/	4,37	115,00	119,37
	4-6	-4,62	/	115,11	119,73
V	5-7	/	1,93	194,89	186,82
	6-8	-2,01	/	195,05	197,26
IV	7-9	/	42,97	247,19	290,16
	8-10	-43,04	/	272,43	315,47
III	9-11	/	2,70	319,48	322,18
	10-12	-2,74	/	349,99	352,73
II	11-13	/	13,26	350,03	363,29
	12-14	-13,32	/	380,58	393,90
I	13-15	/	12,51	390,66	403,17
	14-16	-12,51	/	421,27	433,78
0	15-17	/	12,51	430,54	443,05
	16-18	-12,51	/	461,15	473,66



# Portique Transversal (2) Sous $Sr_2$ .





Moments aux Noeuds (PORTIQUE TRANSVERSAL (2)) sous  $SV_2$

Niveaux	Noeuds	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	$Mw$ (t.m)	$Me$ (t.m)	$Mn$ (t.m)	$Ms$ (t.m)
VII	1	/	1,34	/	0,34	/	0,34
	2	1,34	/	0,72	/	/	0,76
VI	3	/	2,76	/	0,66	0,30	0,36
	4	2,76	/	1,51	/	0,69	0,83
V	5	/	1,01	/	0,20	0,10	0,09
	6	1,01	/	0,49	/	0,25	0,23
IV	7	/	0,73	/	0,19	0,06	0,13
	8	0,73	/	0,42	/	0,14	0,29
III	9	/	0,71	/	0,18	0,13	0,05
	10	0,71	/	0,30	/	0,28	0,12
II	11	/	0,33	/	0,10	0,02	0,07
	12	0,33	/	0,20	/	0,05	0,15
I	13	/	0,13	/	0,05	0,03	0,02
	14	0,13	/	0,07	/	0,07	0,06
0	15	/	/	/	/	/	/
	16	/	/	/	/	/	/



PORTIQUE TRANSVERSAL (2) sous  $S_V_2$   
Moments entrées et Efforts tranchants

Niveau	Poutre $i-1, i$	$M_0$ (t)	$M_{i-1,e}$ (t)	$M_{i,w}$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$\theta$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	$T_{i,w}$ (t)
VII	1-2	3,06	0,34	0,72	2,56	1,80	1,74	-1,85
VI	3-4	6,30	0,66	1,51	5,21	3,71	3,58	-3,83
V	5-6	2,31	0,20	0,49	1,96	1,36	1,32	-1,40
IV	7-8	1,68	0,19	0,42	1,37	0,99	0,96	-1,02
III	9-10	1,62	0,18	0,30	1,38	0,95	0,93	-0,97
II	11-12	0,75	0,10	0,20	0,60	0,44	0,42	-0,45
I	13-14	0,23	0,05	0,07	0,17	0,17	0,17	-0,17
0	15-16	/	/	/	/	/	/	/

Efforts Normaux

Niveau	Poteau	$T_{i,w}$ (t)	$T_{i-1,e}$ (t)	N du au poteau sup	$\sum$ poteau
VII	1-3	/	1,74	7,86	9,60
	2-4	-1,85	/	7,92	9,67
VI	3-5	/	3,58	18,72	22,30
	4-6	-3,83	/	20,19	24,02
V	5-7	/	1,32	30,64	31,96
	6-8	-1,40	/	37,14	38,54
IV	7-9	/	0,96	36,06	37,02
	8-10	-1,02	/	44,82	45,84
III	9-11	/	0,93	42,49	43,37
	10-12	-0,97	/	54,66	55,63
II	11-13	/	0,42	43,91	44,33
	12-14	-0,45	/	56,21	56,66
I	13-15	/	0,17	44,55	44,72
	14-16	-0,17	/	57,02	57,19
0	15-17	/	/	44,55	44,72
	16-18	/	/	57,02	57,19



- 1 Evaluation des efforts horizontaux.
  - 1-1 Introduction
  - 1-2 Efforts tranchant d'étage (j).  $\mathcal{E}_j$
  - 1-3 Efforts tranchant de niveau j
  - 1-4 Déplacement relatif de niveau
  - 1-5 Rigidité de niveau j d'un portiaue  $R_j$
  - 1-6 Calcul de la rigidité de niveau  $R_j$ .
  - 1-7 Rigidité relative d'étage (j)  $R_j$ .
  - 1-8 Détermination du centre de torsion  $C_j$  a l'étage (j)-
  - 1-9 Détermination de l'effort tranchant de niveau  $T_j$  revenant a chaque portiaue transversal ou longitudinal.  $j$
- 2- Principe de la méthode.
  - 21- Tableaux des différents coefficients utiles pour la méthode.
- 3- Etape de calcul.
  - 3-1 Détermination des rigidités linéaires des poteaux et poutres.
  - 3-2 Calcul des coefficients  $\bar{K}$  dans les sens x et y.
  - 3-3 Tableau des rigidités d'étage.
  - 3-4 Détermination du centre de torsion.
    - 3-4-1 Calcul de la rigidité de torsion.
  - 3-5 Efforts tranchant de niveau  $T_{jy}$  dans les portiques.
  - 3-6 Calcul des déplacements relatifs de niveau.
- 4- Tableaux et diagrammes des moments fléchissants.



## 1-Evaluation des efforts horizontaux sur les portiques.

Pour cela on appliquera une méthode dite "méthode de Muto", réglementaire en usage au Japon pour le calcul des ossatures poteaux, poutres sous l'action des forces latérales (séismes, vent). Elle est basée sur la notion de rigidité de niveau c'est-à-dire l'effort tranchant de niveau que divise le déplacement relatif de niveau.

### 1-1- Introduction.

C'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (seisme, vent), basée sur les rigidités de niveau d'étage, dont Muto propose des formules approchées.

Elle nous permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques et en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et poutres.

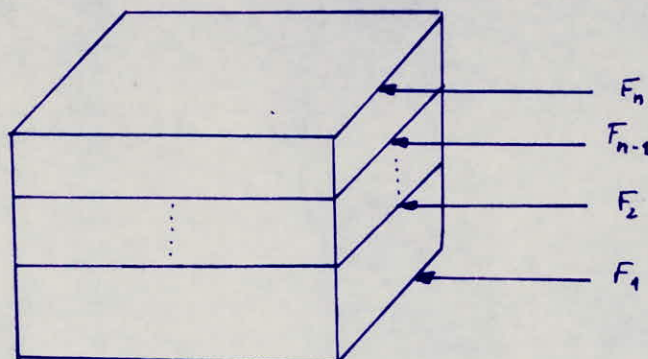
### 1-2- Effort tranchant d'étage (j) $\Sigma_j$ .

C'est la somme des forces agissant au-dessus de l'étage (j) considéré soit :

$$\Sigma_j = \sum_{i=j}^{i=h} F_i \quad (1)$$

Pour un bâtiment comportant étages.

$F_i$  = force appliquée à l'étage (i) du bâtiment.



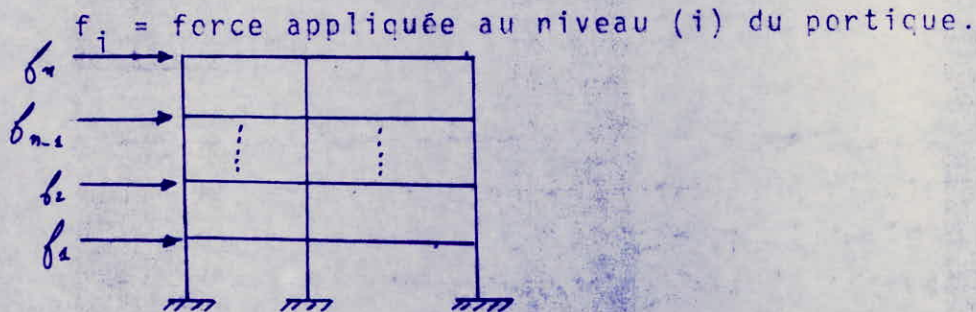


### 1-3 - Effort tranchant de niveau $j$ : $T_j$ .

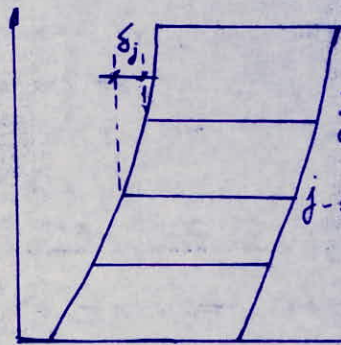
C'est la somme des forces agissant au-dessus du niveau ( $j$ ) considéré soit :

$$T_j = \sum_{i=j}^{i=n} f_i \quad (2)$$

Pour un portique comportant  $n$  niveaux.



### 1-4 - Déplacement relatif de niveau.



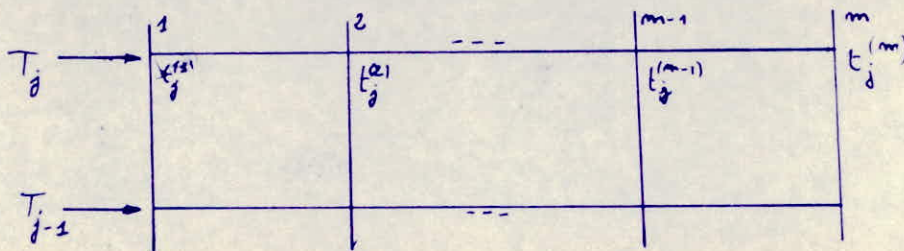
Nous appelons déplacement relatif de niveau  $j$  le déplacement d'un plancher ( $j$ ) par rapport au plancher immédiatement inférieur ( $j-1$ ).

### 1-5 - Rigidité relative du niveau ( $j$ ) d'un portique $R_j$ .

a) Définition: La rigidité relative de niveau  $R_j$  représente l'effort tranchant de niveau qui produit un déplacement relatif de niveau égal à l'unité.

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j} \quad (3)$$

b) Rigidité d'un poteau appartenant à un niveau ( $j$ ).





Soit  $t_j^{(i)}$  part de l'effort tranchant de niveau  $T_j$  revenant au poteau (i) du niveau j considéré.

par définition la rigidité du poteau (i) est donnée par :

$$r_j^{(i)} = \frac{t_j^{(i)}}{s_j} \quad (4)$$

c) Expression de la rigidité relative de niveau (j) en fonction de celles des poteaux du niveau considéré :

$$\text{on a } R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{\sum_{i=1}^m t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{t_j^{(i)}}{s_j}$$

Soit :

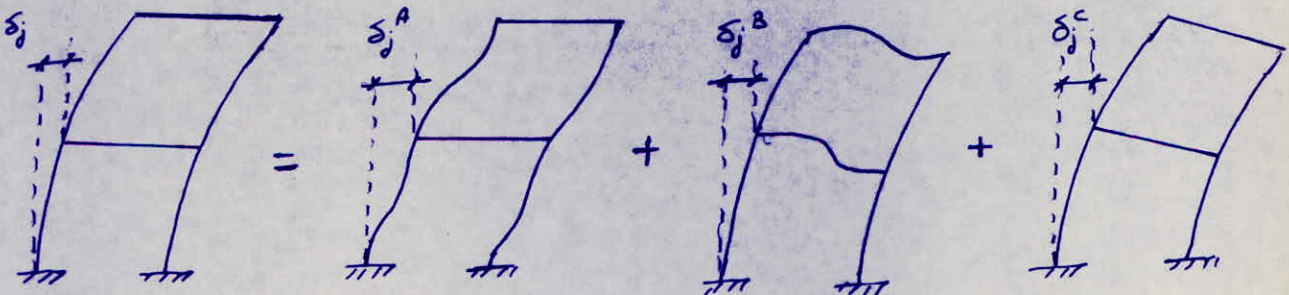
$$R_j = \sum_{i=1}^{i=n} r_j^{(i)} \quad (5)$$

On suppose que tous les poteaux d'un même niveau ont le même déplacement  $s_j$ .

### 1-6 - Calcul de la rigidité de niveau $R_j$ .

La déformée d'un portique à plusieurs niveaux sous l'action des forces horizontales peut-être décomposée en trois composantes :

- Un déplacement de translation dû à la déformation de flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides ( $s_j^A$ ).
- Un déplacement dû à la rotation des nœuds en fonction de la rigidité réelle des poutres ( $s_j^B$ ).
- Un déplacement de console dû aux relatives de poteaux tendus respectivement comprimés ( $s_j^C$ ).





$$\text{on a } \delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$$

$\delta_j^C$  est négligeable pour un portique qui ne dépasse pas 15 niveaux.

$$\delta_j \approx \delta_j^A + \delta_j^B = \left(1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}\right) \delta_j^A$$

$$\text{Soit : } \delta_j = \rho_j \cdot \delta_j^A \quad \rho_j = 1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}$$

dû à la rigidité relative de niveau, en tenant compte de la flexibilité des poutres :

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{T_j}{\delta_j^A} \quad \therefore \frac{1}{\rho_j} = a_j = \frac{T_j}{\delta_j^A}$$

$$\text{Soit } R_j = a_j \frac{T_j}{\delta_j^A}$$

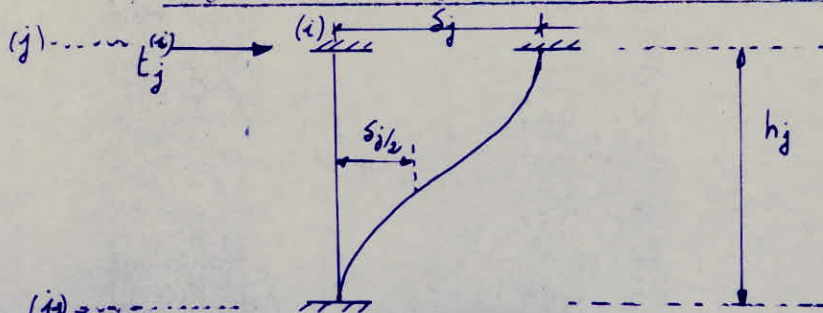
ou  $\frac{T_j}{\delta_j^A} = R_j^\infty$  rigidité relative de niveau avec poutre infiniment rigides.

C'est-à-dire

$$R_j = a_j \cdot R_j^\infty \quad (6) \quad \left( \text{avec } a_j = \frac{1}{\rho_j} = \frac{1}{1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}} \right)$$

$a_j$  est un coefficient de correction  $\leq 1$ .

a) Rigidité corrigée d'un poteau (i) du niveau j.



$r_j^{(i)\infty}$  = rigidité du poteau (i) du niveau (j) supposé encastéré à ses deux extrémités (avec poutres infiniment rigides).



$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \frac{12 \cdot E \cdot I_j^{(i)}}{h_j^3} = 12 \cdot \frac{E}{h_j^2} \cdot \frac{I_j^{(i)}}{h_j}$$

posons :  $K_j^{(i)} = \frac{I_j^{(i)}}{h_j}$  rigidité linéaire du poteau (i)  
avec  $h_j$  : hauteur d'étage (j)

$I_j^{(i)}$  : moment d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le centre de gravité de la section du poteau et perpendiculaire à  $t_j^{(i)}$ .

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^2} K_j^{(i)}$$

La rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j) en tenant compte de la flexibilité des poutres sera donnée par :

$$r_j^{(i)} = a_j^{(i)} \cdot r_j^{(i)\infty} = a_j^{(i)} \frac{12 \cdot E}{h_j^2} K_j^{(i)}$$

Soit :

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^2} a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)} \quad (7)$$

b) Rigidité de niveau corrigée d'un portique.

$$R_j = \sum_{i=1}^{i=m} r_j^{(i)} = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{12 \cdot E}{h_j^2} \cdot a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)}$$

en général, tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur d'où :

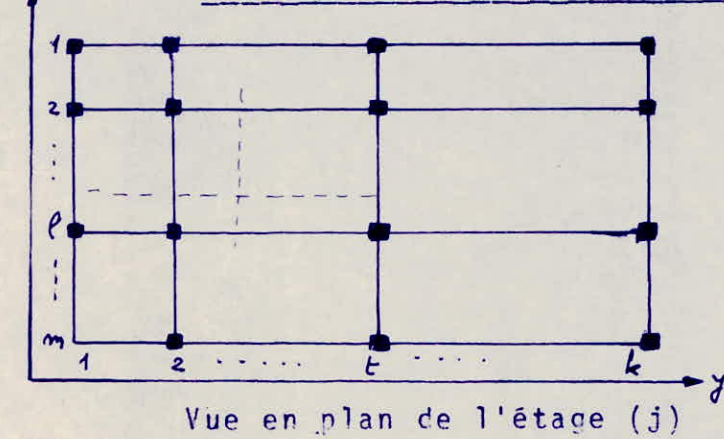
$$R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)} \quad (8)$$

Nota: Les poteaux du premier niveau (j=1) peuvent être articulés, alors dans ce cas, la rigidité relative corrigée du niveau 1 sera donnée par :

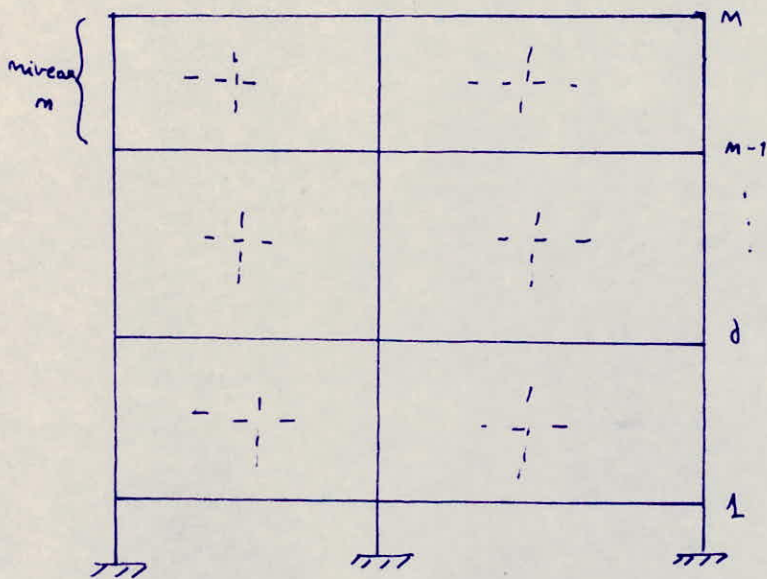


$$R_1 = \frac{3}{h_1^2} E \sum_{i=1}^{i=m} a_1^{(i)} K_1^{(i)} \quad (9)$$

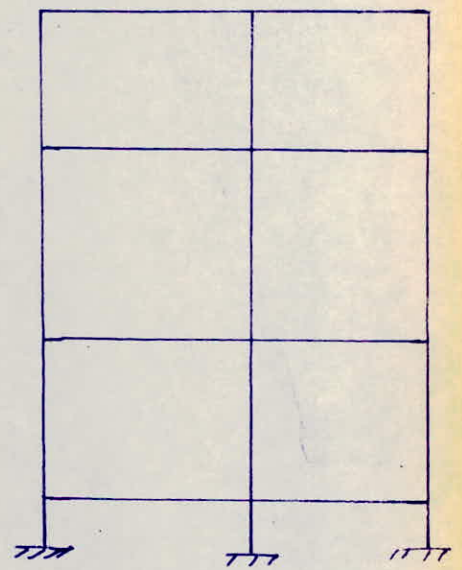
**1-7**-Rigidité relative d'étage (j).  $R_j$ .



Soit un bâtiment constitué de (K) portiques transversaux et (m) portiques longitudinaux et soit un repère oxy, ox et oy étant parallèles aux directions principales de ce bâtiment.



Portiques longitudinal (1)  
sens ox



Portique transversal (t)  
sens oy



Par définition la rigidité relative de l'étage (j) sera donnée par :

Dans le sens  $ox$  
$$\mathcal{R}_{jx} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} \quad (10)$$

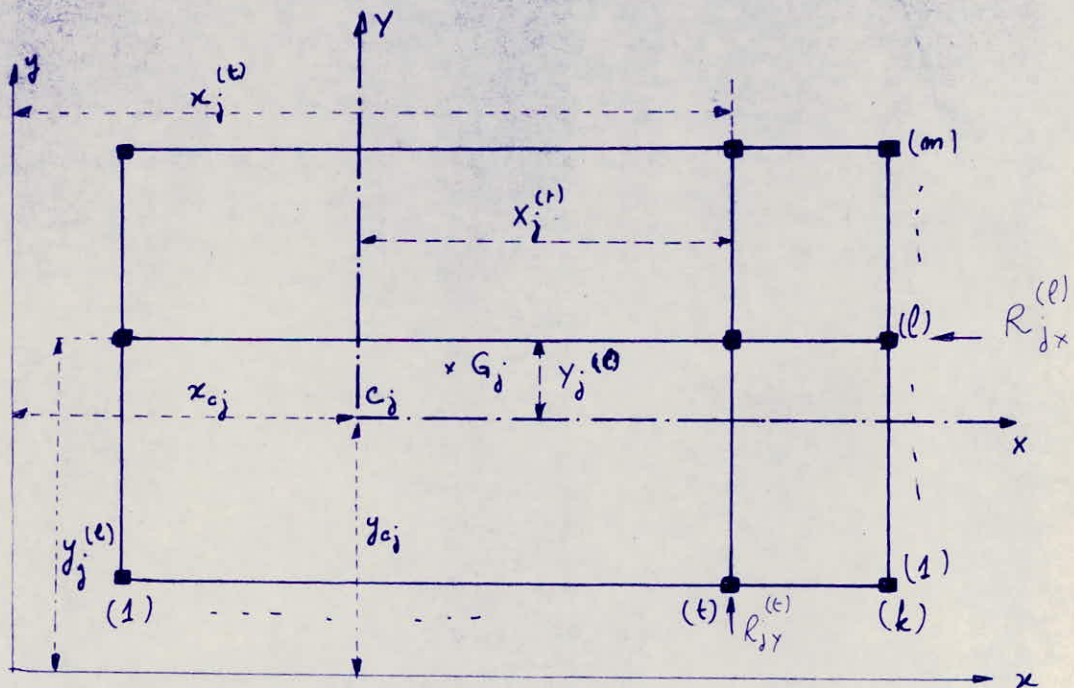
Dans le sens  $oy$  
$$\mathcal{R}_{jy} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} \quad (11)$$

Avec :

$R_{jx}^{(l)}$  : Rigidité de niveau (j) du portique longitudinal courant (l) (donnée par les formules 8 ou 9).

$R_{jy}^{(t)}$  : Rigidité relative de niveau (j) du portique transversal courant (t) (donnée par les formules 8 ou 9).

1-B - Détermination du centre de torsion  $C_j$  à l'étage (j).



vue en plan de l'étage



Soit  $oxy$  un repère avec  $ox$  et  $oy$  parallèles aux directions principales du bâtiment et  $o$  un point quelconque.

Les coordonnées  $(x_{cj}, y_{cj})$  du centre de torsion  $C_j$  de l'étage  $(j)$  par rapport à  $oxy$  sont données par :

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)}} ; \quad y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)}} \quad (12)$$

( formule du barycentre )

### 1-9 - Détermination de l'effort tranchant de niveau $T_j$ revenant à chaque portique transversal ou longitudinal.

Considérons dans tout ce qui suit le nouveau repère  $(C_j, x, y)$  voir figure 9.

Soit  $x_j^{(t)}$  distance entre le portique  $(t)$  et le point  $C_j$ .

$x_j^{(l)}$  distance entre le portique  $(l)$  et le point  $C_j$ .

#### a) Rigidité à la torsion de l'étage $(j)$ .

Par définition la rigidité à la torsion de l'étage  $(j)$  est dominée par :

$$R_{j0} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)2} + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)2} \quad (13)$$

#### b) Détermination de $T_j$ dans les différents portiques transversaux ou longitudinaux.

La force résultante  $F_j$  due au seisme ou au vent appliquée au plancher  $(j)$  passé par le point  $C_j$ :

- Centre de gravité du plancher  $(j)$  pour le cas du seisme.
- Centre de poussée pour le cas du vent souvent confondu avec le centre de gravité du plancher  $j$ .



Soient :  $\mathcal{E}_{jx}$  effort tranchant de l'étage  $j$  dans le sens  $X$   
 $\mathcal{E}_{jy}$  effort tranchant de l'étage  $j$  dans le sens  $Y$

Dans le cas courant (bonne conception du bâtiment), les rigidités de niveau des portiques  $R_{jx}^{(1)}$  (respectivement  $R_{jy}^{(t)}$ ) ne varient pas ou varient progressivement de la même façon suivant la hauteur. On prend donc, dans ce cas considéré que les points  $C_j$  et  $G_j$  varient peu en plan lorsque  $j$  varie.

Ainsi dans tout ce qui suit, on supposera que les points  $C_j$  (respectivement  $G_j$ ) sont situés sur une même verticale.

posons :  $X_{Gj} = X_G$  et  $Y_{Gj} = Y_G \quad \forall j \quad 1 \leq j \leq h$

l'effort tranchant de l'étage ( $j$ )  $\mathcal{E}_{jx}$  dans la direction  $X$  passant par  $G_j$  est équivalente à  $\mathcal{E}_{jx}$  passant par  $C_j$  plus un couple de torsion :

$$M_{Gjx}^{\text{torsion}} = \mathcal{E}_{jx} \cdot Y_G$$

d'où sous l'action de  $\mathcal{E}_{jx}$ , il en résulte :

a) un effort tranchant  $T_{jx}^{(1)}$  de niveau ( $j$ ) dans un portique longitudinal (1) quelconque donné par :

$$T_{jx}^{(1)} = \mathcal{E}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(1)}}{R_{je}} + \mathcal{E}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(1)} \cdot Y_j^{(1)}}{R_{je}} \cdot Y_G \quad (14)$$

b) un effort tranchant  $T_{jy}^{(t)}$  de niveau ( $j$ ) dans un portique transversal (t) quelconque donné par :

$$T_{jy}^{(t)} = \frac{\mathcal{E}_{jx} \cdot Y_G}{R_{je}} \cdot R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)} \quad (15)$$

Sous l'action de  $\mathcal{E}_{jy}$ , on obtient des expressions analogues soient :

$$T_{jy}^{(t)} = \mathcal{E}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{je}} + \mathcal{E}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}}{R_{je}} \cdot X_G \quad (16)$$



$$T_{jx}^{(1)} = \sum_{jy} \frac{R_{jx}^{(1)} Y_j^{(1)}}{R_{je}} X_G \quad (17)$$

Dans le cas particulier important où on n'a pas de torsion

$$X_G = X_{cj}$$

$$Y_G = Y_j$$

Les opérations (14) et (16) deviennent :

$$T_{jy}^{(t)} = \sum_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} \quad (18)$$

$$T_{jx}^{(1)} = \sum_{jx} \frac{R_{jy}^{(1)}}{R_{jx}} \quad (19)$$

## 2 - Principe de la méthode de MUTO.

a) Cas des poteaux articulés ou encastrés à leurs bases

Les idées de base de cette méthode sont les suivantes:

1) L'effort tranchant  $T_j$  de niveau (j) revenant à un portique quelconque (donné par les formules (14 ou 16 selon les cas) (18 ou 19).

aux poteaux proportionnellement aux rigidités de niveaux corrigés.

En effet, sous l'action de l'effort tranchant  $T_j$  de niveau j, le déplacement relatif de niveau j peut-être calculé avec la formule  $\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$  et comme tous les poteaux d'un même niveau doivent aussi le même déplacement  $\delta_j$ .

$$s_j^{(1)} = s_j^{(2)} = \dots = s_j^{(i)} = \dots = s_j^{(m)} = s_j$$

$$\frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(m)}}{r_j^{(m)}} = \frac{T_j}{R_j}$$



Avec  $T_j^{(i)}$ : part de l'effort tranchant de niveau  $T_j$  revenant au poteau (i) du niveau j.

$r_j^{(i)}$ : rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j).

$$d'où \quad t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^n r_j^{(i)}} \cdot T_j$$

$$or \quad r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^2} a_j^{(i)} k_j^{(i)}$$

dans le cas où les poteaux d'un même niveau, ont tous la même hauteur, on tire.

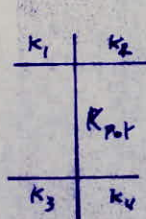
$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} k_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^n a_j^{(i)} k_j^{(i)}} T_j \quad (20) \quad \left( k_j^{(i)} = \frac{I_j^{(i)}}{h_j} \right)$$

Mute propose comme valeurs des coefficients de correction  $a_j$  les valeurs suivantes :

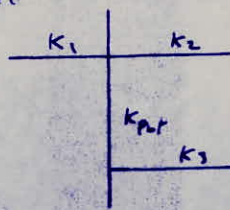
1° cas : étage courant

$$a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (21)$$

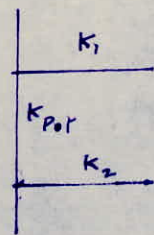
Avec  $\bar{K} = \frac{K \text{ poutre}}{2K \text{ poteau}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2K_{pot}}$$

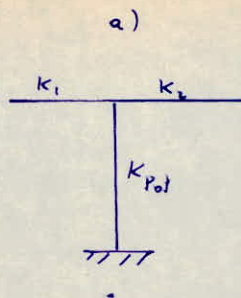


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2K_{pot}}$$

$K_1, K_2, K_3, K_4, K_{pot}$  étant les rigidités linéaires (I/L).

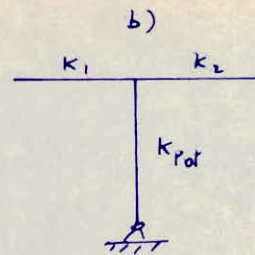
2ème cas : premier niveau (rez-chaussée)





$$a_j = \frac{0,5 + K}{2 + K} \quad (22)$$

$$\text{Avec } K = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

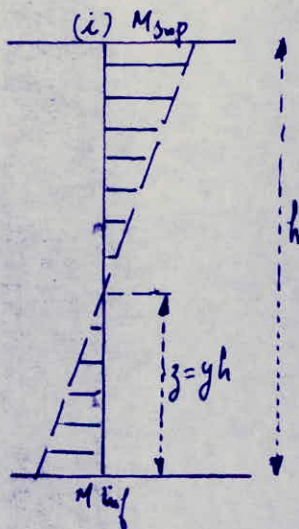


$$a_j = \frac{0,5 K}{1 + 2 K} \quad (23)$$

$$\text{Avec } K = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

Nota : Les coefficients  $a_j$  sont donnés en fonctions de  $K$  dans le tableau n°1 pour les 2 cas.

La position du point d'une flexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique.



$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

La position du point de moment nul est donné par :

$$z = yh = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3) h$$

Avec :

$y_0$  = coefficient donné par les tableaux en fonction de  $\bar{K}$ , du nombre total de niveau que comporte le portique, et du numéro du niveau.

( voir tableau n° 8 pour la charge uniforme  
n° 2 pour la charge triangulaire avec poteaux encastés à la base).

Nota: Dans le cas des poteaux articulés à leur base, le tableau 2 et 3 donnant  $y_0$  pour les poteaux encastés à leur base peuvent être utilisés :

Les valeurs du 1° niveau seront remplacés par zéro et les valeurs des autres niveaux seront maintenues.



$Y_1$  : Terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire ( $I/L$ ) des poutres supérieures et inférieures est donné par le tableau n° 4 en fonction de  $\alpha_1$  et de  $\bar{K}$

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} \quad \begin{array}{l} \text{poutres supérieures} \\ \text{" inférieures} \end{array}$$

$Y_2$  : Terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage, de l'étage supérieur adjacent, est donné par le tableau N° 5 en fonction de  $\alpha_2$  et  $\bar{K}$ .

( pour le dernier niveau  $Y_2=0$  ;  $\alpha_2 = \frac{H_s}{h}$  niveau considéré

$Y_3$  : Terme de correction dû à la variation de la hauteur de l'étage inférieur adjacent, est donné par le tableau n°5 en fonction de  $\alpha_3$  et  $\bar{K}$ .

( pour le 1° niveau  $Y_3 = 0$  )  $\alpha_3 = \frac{H_i}{H}$  niveau considéré



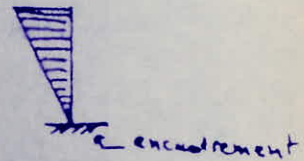
2-1- TABLEAU N° 1

$\bar{k}$	etage courant	1 <sup>er</sup> niveau poteaux encastres	1 <sup>er</sup> niveau poteaux articulés
	$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{0,5 \bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$
0,1	0,05	0,29	0,042
0,2	0,09	0,32	0,071
0,3	0,13	0,35	0,094
0,4	0,17	0,38	0,11
0,5	0,20	0,40	0,13
0,6	0,23	0,42	0,14
0,7	0,26	0,44	0,15
0,8	0,29	0,46	0,15
0,9	0,31	0,48	0,16
1,0	0,33	0,50	0,17
1,2	0,37	0,53	0,18
1,4	0,41	0,56	0,18
1,6	0,44	0,58	0,19
1,8	0,47	0,61	0,20
2,0	0,50	0,63	0,20
3,0	0,60	0,70	0,21
4,0	0,67	0,75	0,22
5,0	0,71	0,79	0,23
10,0	0,83	0,88	0,24
20,0	0,91	0,93	0,24
30,0	0,94	0,95	0,25
40,0	0,95	0,96	0,25
$\infty$	1,00	1,00	0,25



TABLEAU N° 2

charge triangulaire  
(section)

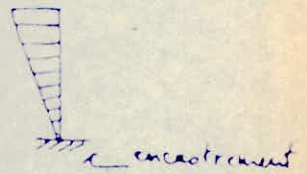


nombre de niveau	rang du niveau	$\frac{L}{K}$													
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	.50	.45	.40	.40	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50
	1	1.00	.85	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.60	.55	.55	.55	.55
3	3	.25	.25	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.50
	2	.60	.50	.50	.50	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	1	1.15	.90	.80	.75	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
4	4	.10	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.40	.45	.45	.45	.45
	3	.35	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
	2	.70	.60	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.20	.95	.85	.80	.70	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
5	5	-.05	.10	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.35	.40	.45	.45	.45
	4	.20	.25	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	.50
	3	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	2	.75	.60	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.30	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
6	6	-.15	.05	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.40	.45	.45	.45
	5	.10	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.50	.50	.50
	4	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	3	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.80	.65	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.30	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
7	7	-.20	.05	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.45	.45	.45	.45
	6	.05	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45
	5	.20	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	4	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	3	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.80	.65	.60	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.30	1.00	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
8	8	-.20	.05	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.45	.45	.45	.45
	7	.00	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	.50
	6	.15	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	5	.30	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	4	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	3	.60	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.30	1.00	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55
9	9	-.25	.00	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	.45
	8	.00	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	.50
	7	.15	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	6	.25	.25	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
	5	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	4	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	3	.60	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	1	1.30	1.00	.80	.75	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55



TABLEAU N° 2 (suite)

Charge triangulaire  
(Xisme)

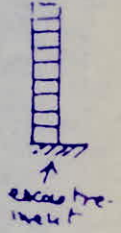


nombre de niveaux	niveau du niveau	So												
		K												
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0
10	10	-.25	.00	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45
	9	-.05	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	.50
	8	.10	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	7	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	6	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	5	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	4	.50	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	3	.60	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55
	1	1.35	1.00	.90	.80	.75	.75	.70	.70	.65	.65	.60	.55	.55
11	11	-.25	.00	.15	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.45	.45	.45
	10	-.05	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50
	9	.10	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
	8	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
	7	.25	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
	6	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	5	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	4	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	3	.65	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55
1	1.35	1.05	.90	.80	.75	.75	.70	.70	.65	.65	.60	.55	.55	
>12	n	-.30	.00	.15	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45
	n-1	-.10	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50
	n-2	.05	.25	.30	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50
	n-3	.15	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50
	n-4	.25	.35	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
	n-5	.30	.40	.50	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	n-6	.35	.40	.55	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	n-7	.40	.45	.55	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	n-8	.45	.45	.55	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
	n-9	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.65	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
3	.85	.70	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	
2	.85	.70	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.55	
1	1.35	1.05	.90	.80	.75	.70	.70	.70	.65	.65	.60	.55	.55	



TABLEAU N° 3

charge uniformément répartie  
(vent)



nombre de niveaux	rang du niveau	h <sub>0</sub>														
		K														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
1	1	0.00	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
2	2	.45	.40	.35	.35	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	
	1	.95	.80	.75	.70	.65	.65	.65	.60	.60	.60	.55	.55	.55	.50	
3	3	.75	.20	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	2	.55	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	1	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55	.55	
4	4	.05	.05	.15	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	3	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.50	.50	.50	
	2	.60	.55	.50	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	1	1.10	.90	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55	.55	
5	5	-.20	.00	.15	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	4	.10	.20	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	3	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	2	.65	.65	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.20	.95	.80	.75	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.55	.55	.55	
6	6	-.30	.05	.10	.20	.25	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	5	.00	.20	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.50	.50	
	4	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	3	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	2	.70	.60	.60	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.20	.95	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.55	.55	.55	
7	7	-.35	-.05	.10	.20	.20	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	6	-.10	.15	.25	.30	.35	.35	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	5	.10	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	4	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	3	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	2	.75	.60	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.20	.95	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.55	.55	.55	
8	8	-.35	-.15	.10	.15	.25	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	7	-.10	.15	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.50	.50	.50	
	6	.05	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	5	.20	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	4	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	3	.50	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	
	2	.75	.60	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.20	1.00	.85	.85	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.55	.55	.55	
9	9	-.40	-.05	.20	.20	.25	.25	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	8	-.15	.15	.25	.30	.35	.35	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	7	.05	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	6	.15	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	5	.25	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	4	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	3	.55	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	
	2	.80	.65	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.20	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.65	.55	.55	.55	



TABLEAU 3 (suite)

charge uniformement repartie (vent)



nombre de niveau	niveau du niveau	$\frac{y_0}{K}$														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
10	10	-40	-05	.10	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	9	-15	.15	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	8	.00	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	7	.10	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	6	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	5	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	4	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	3	.55	.50	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	2	.80	.65	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	1	1.30	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55	
11	11	-40	.05	.10	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	10	-15	.15	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	9	.00	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	8	.10	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	7	.20	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	6	.25	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	5	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	4	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	
	3	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
	2	.80	.65	.60	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	
1	1.30	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55		
12	n	-40	-05	.10	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	
	n-1	-15	.15	.25	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	
	n-2	.00	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-3	.10	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-4	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-5	.25	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-6	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-7	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-8	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
	n-9	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	
1	1.30	1.00	.85	.80	.75	.70	.70	.65	.65	.65	.60	.55	.55	.55		



TABLEAU N° 4

$\alpha_1$	$y_1$														
	$\bar{k}$														
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05	
0.5	.45	.30	.20	.20	.15	.15	.15	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	
0.6	.30	.20	.15	.15	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	
0.7	.20	.15	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	
0.8	.15	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	.00	.00	
0.9	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	

$K_1$	$K_2$	$K_3 = K_1 + K_2$	$\alpha_1 = \frac{K_3}{K_i}$	au premier - niveau $y_1 = 0$
$K_3$	$K_4$	$K_L = K_3 + K_4$	si $K_3 > K_L$ prend $\alpha_1 = \frac{K_i}{K_3}$	et affecter d'un signe (-) la valeur de $y_1$ lue

TABLEAU N° 5

$\alpha_2$	$\alpha_3$	$y_2$ ou $y_3$														
		$\bar{k}$														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	
1.8		.20	.15	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	
1.6	0.4	.15	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	.00	
1.4	0.6	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
1.2	0.8	.05	.05	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
1.0	1.0	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
0.8	1.2	-.05	-.05	-.05	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
0.6	1.4	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
0.4	1.6	-.05	-.10	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	.00	.00	.00	.00	.00	
	1.8	-.20	-.15	-.10	-.10	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	.00	.00	.00	.00	
	2.0	-.25	-.15	-.15	-.10	-.10	-.10	-.10	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	.00	.00	

$h_3 = \alpha_2 h$	$y_2 : \alpha_2 = \frac{h_3}{h}$	note : $y_2$ et $y_3$ suffisent de correction de la fonction de période non est nul pour le niveau d'altitude R.
$h_2 = \alpha_3 h$	$y_3 : \alpha_3 = \frac{h_2}{h}$	
au dernier étage $y_2 = 0$ ; au premier niveau $y_3 = 0$		

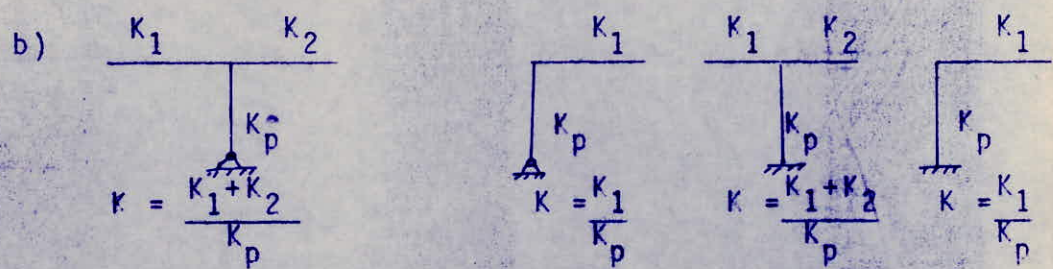
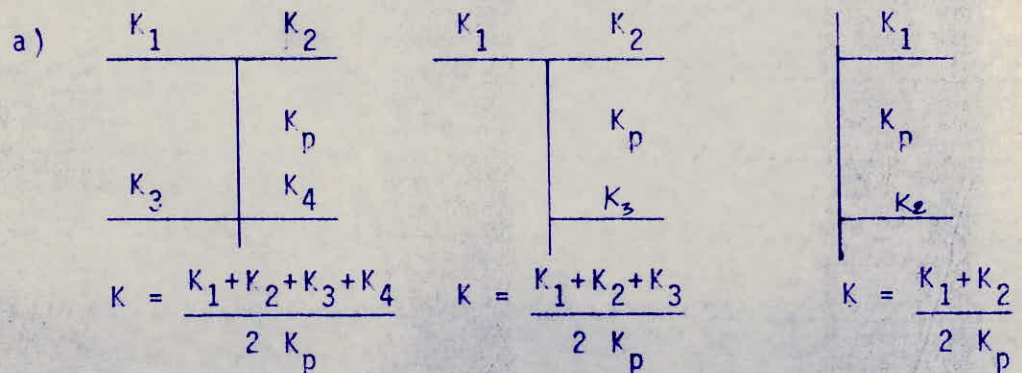


### 3 - Etape de calcul.

1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres/

$K_{\text{poteau}} = \left(\frac{I}{h}\right)_{\text{poteau}}$        $K_{\text{poutre}} = \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{poutre}}$   
dans les 2 sens x et y.

2. Calcul des coefficients K dans les 2 sens x et y.



3. Calcul des coefficients de correction  $\alpha_j$  des rigidités des poteaux dans les deux sens x et y.

- en utilisant les formules 21, 22, 23.
- en utilisant le tableau n° 1.



4. Calcul des raideurs des poteaux corrigés  $a_j \cdot K_j$  dans les deux sens  $x$  et  $y$ .

5. Calcul de la quantité  $D_j$  :

$$D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)}$$

sur le niveau  $j$ .

Pour chaque niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux.

Nota:  $D_j = \frac{R_j}{\frac{12 E}{h_j^2}}$   $R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot D_j$

6. Calcul de la quantité  $\mathcal{D}_j = D_j$  dans les deux sens, ou bien calcul des rigidités dans les deux sens  $x$  et  $y$ .

$$\mathcal{R}_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12 E}{h_j^2} \sum D_{jx} = \frac{12 E}{h_j^2} \mathcal{D}_{jx}$$

$$\mathcal{R}_{jy} = \frac{12 E}{h_j^2} \mathcal{D}_{jy}$$

7. Détermination du centre de torsion en utilisant la formule n° (12).

$$X_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^K R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^K R_{jy}^{(t)}} ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^K R_{jx}^{(1)} \cdot Y_j^{(1)}}{\sum_{t=1}^K R_{jx}^{(1)}}$$

8. Calcul de la rigidité de torsion  $j_0$  en chaque niveau  $j$  par la formule n° (13).

$$\mathcal{R}_{j0} = \sum_{t=1}^{t=K} R_{jy}^{(t)} [X_j^{(t)}]^2 + \sum_{t=1}^{t=m} R_{jx}^{(1)} [Y_j^{(1)}]^2$$

9. Calcul des efforts tranchants de niveau ( $j$ ) revenant à chaque portique, transversal et longitudinal, par les formules n° 14, 16 (ou 18 et 19).



10. Calcul des déplacements relatifs de niveau  $j$  pour chaque portique dans les deux sens.

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} = \frac{T_j}{\frac{12E}{h_j^2} \cdot D_j}$$

11. Calcul des efforts tranchants de niveau  $j$  revenant à chaque poteau des portiques transversaux et longitudinaux.

$$t_j = \frac{a_j \cdot K_j}{\sum a_j \cdot K_j} \cdot T_j = \frac{a_j \cdot K_j}{D_j} \cdot T_j$$

12. Détermination de la position du point de moment nul

$$z = y \cdot h$$

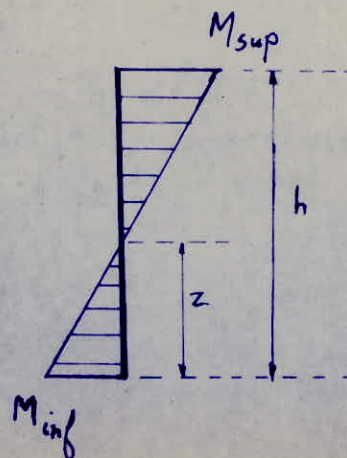
$$\text{Avec : } Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

$Y_0$ ,  $Y_1$ ,  $Y_2$ ,  $Y_3$  sont donnés par les tableaux n° 2, 3, 4 et 5.

13. Calcul des moments aux têtes des poteaux.

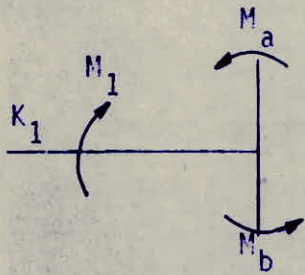
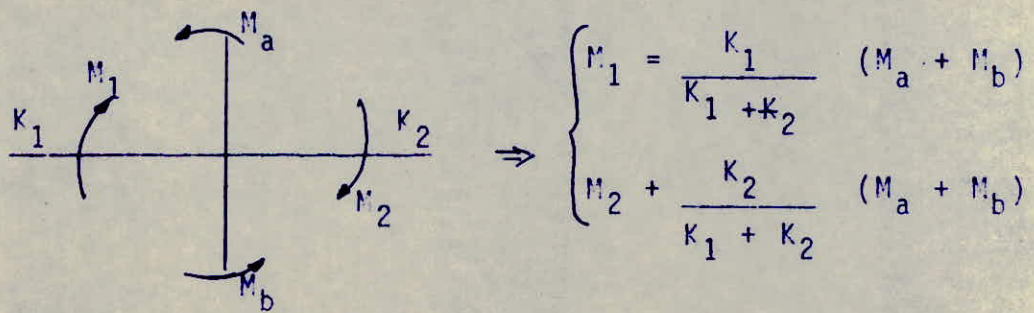
$$M \text{ supérieur} = t (h-z)$$

$$M \text{ inférieur} = t \cdot z$$



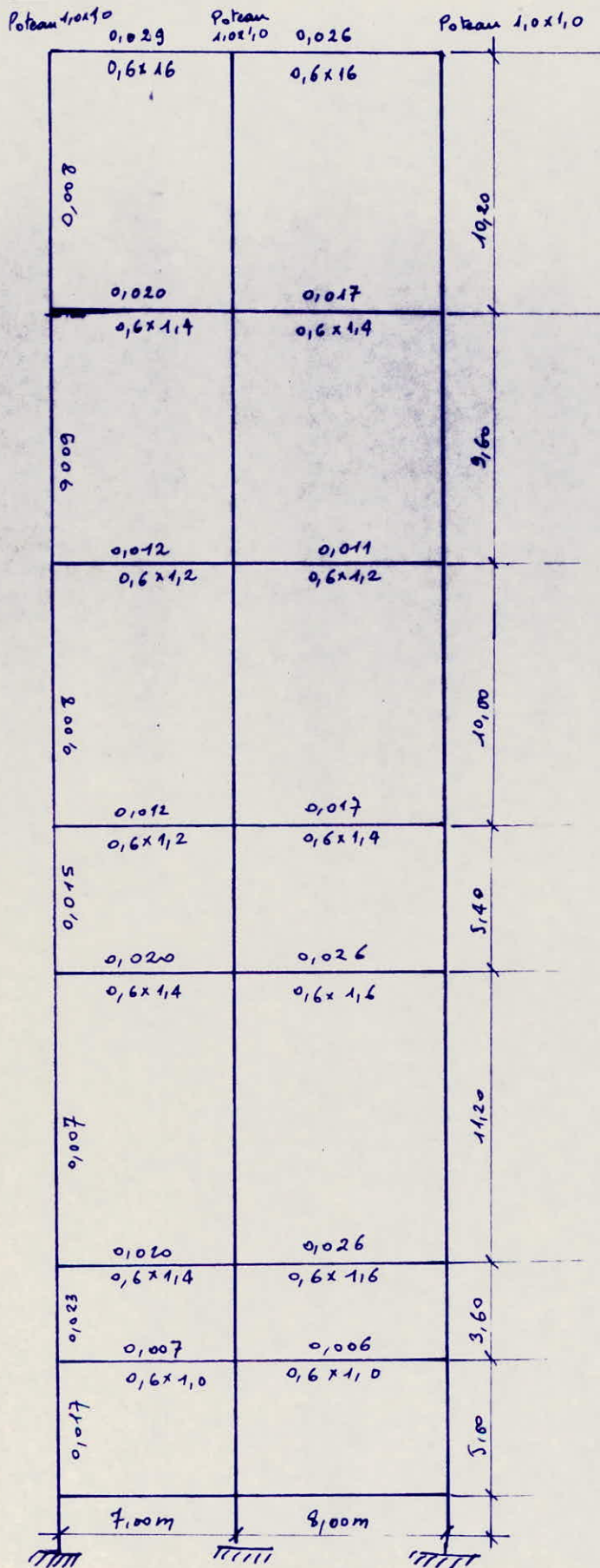


14. Calcul des moments dans les poutres.



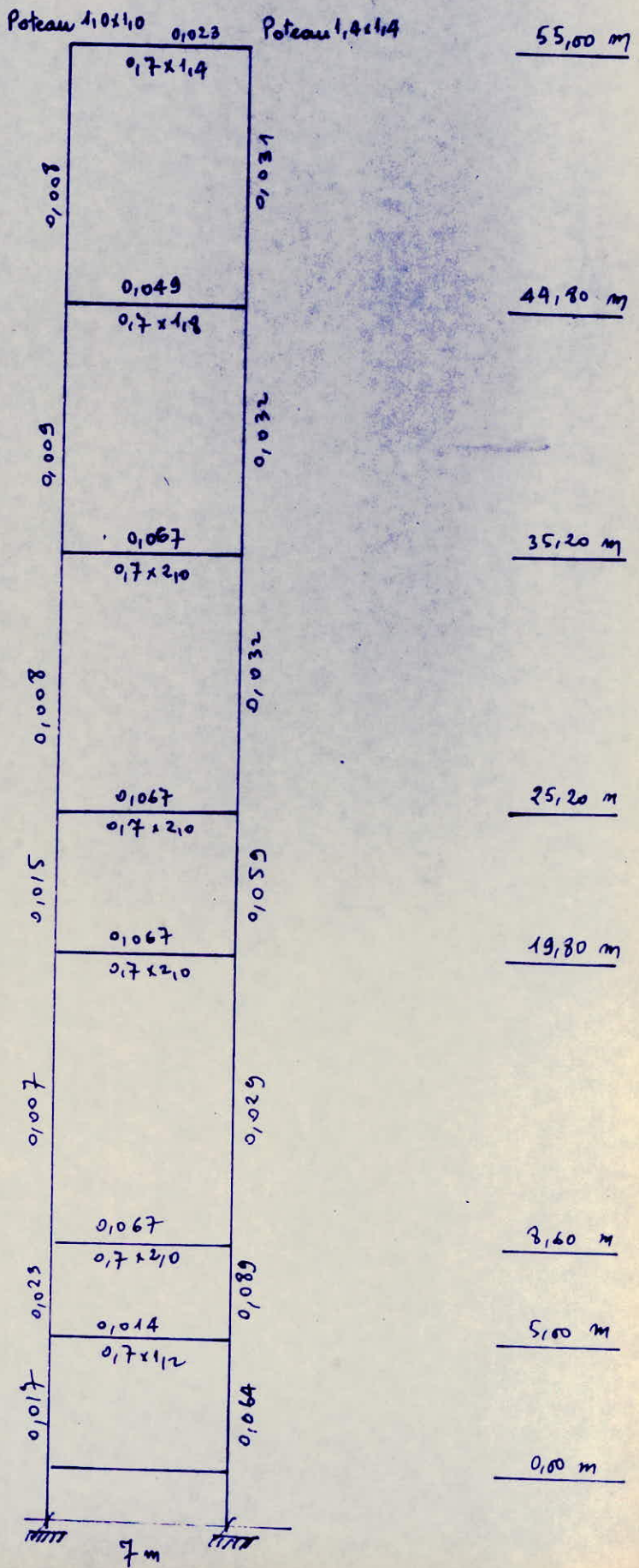
$$M_1 = M_a + M_b$$



3-1 - Détermination des rigidités linéaires des poteaux et des poutres,Portique transversal (1):

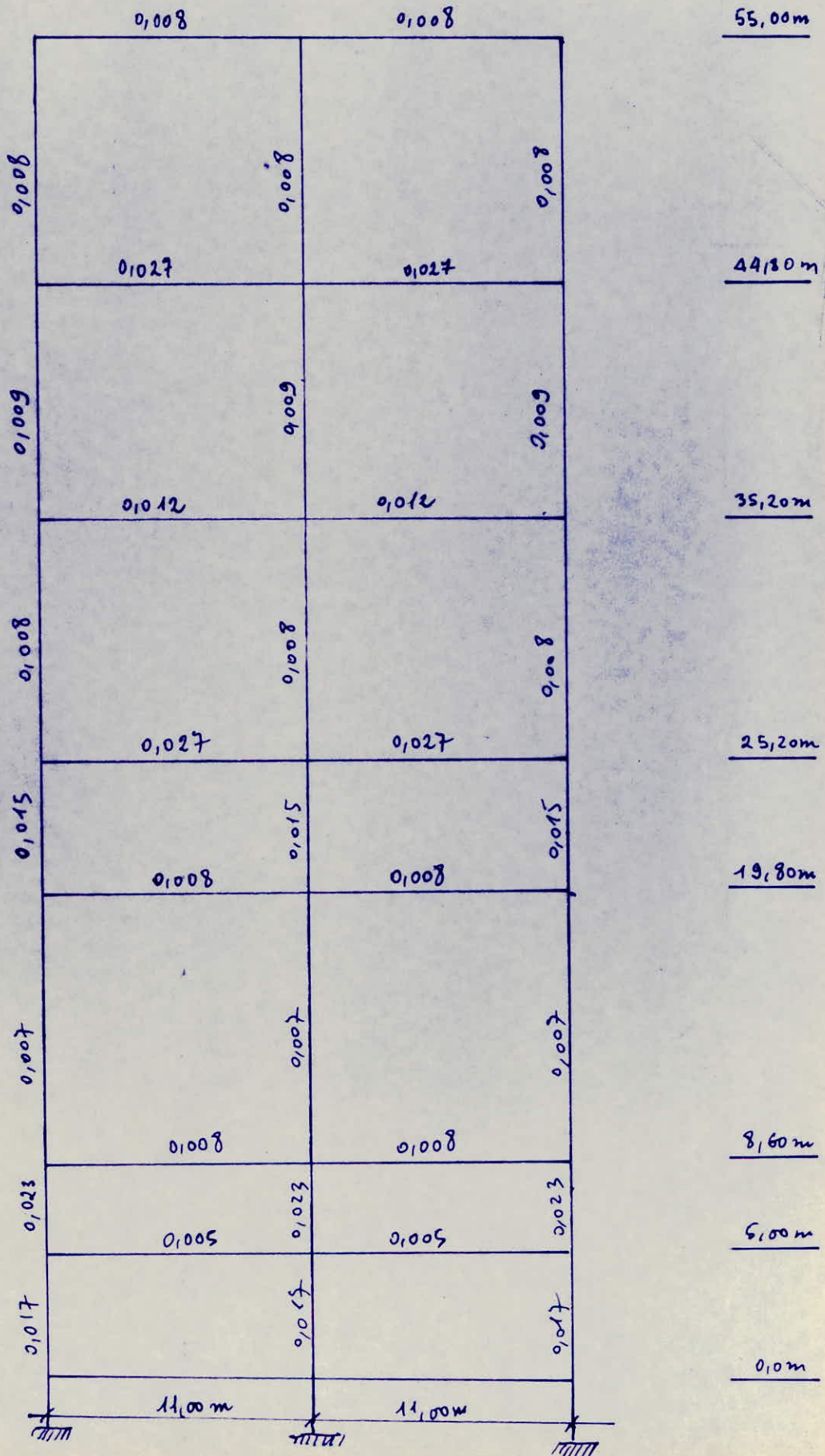


Portique transversal (2):



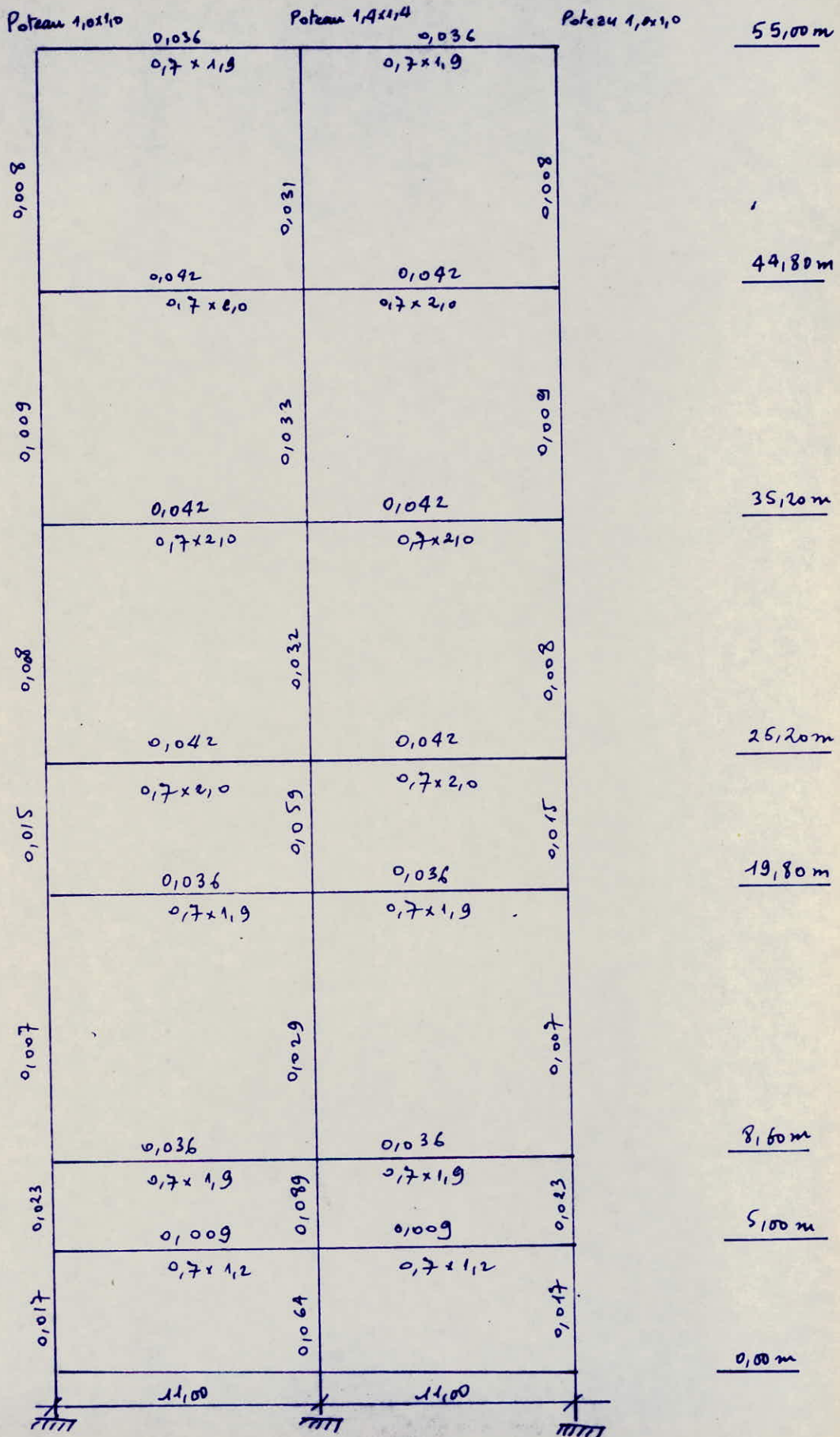


Portique longitudinal (1):





Portique longitudinal (2) :



Portique longitudinal (3) :

	0,019	0,038	0,019	<u>55,00m</u>
0,008	0,012	0,011	0,012	<u>44,80m</u>
0,009	0,019	0,018	0,019	<u>35,20m</u>
0,008	0,019	0,011	0,012	<u>26,20m</u>
0,015	0,019	0,018	0,019	<u>19,80m</u>
0,007	0,012	0,011	0,012	<u>8,60m</u>
0,023	0,007	0,010	0,007	<u>5,00m</u>
0,017	0,017	0,010	0,017	<u>0,00m</u>
	7,20m	7,60m	7,20m	

Portique longitudinal



3-2- Calcul des coefficients  $\bar{K}$  dans les sens X et Y,a) Sens X:

Niveau	PotEAU	$\bar{K}$	a	$K_p(m^3)$	$a K_p(m^3)$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	$R_j = \frac{12 E D_j}{L^3 j}$
7	1	3,63	0,64	0,008	0,005	0,016	0,313	$5,91 \cdot 10^3$
	2	6,68	0,74	0,008	0,006		0,375	
	3	3,25	0,62	0,008	0,005		0,313	
6	1	1,78	0,47	0,009	0,004	0,014	0,286	$5,82 \cdot 10^3$
	2	3,33	0,62	0,009	0,006		0,423	
	3	1,56	0,43	0,009	0,004		0,286	
5	1	1,50	0,43	0,008	0,003	0,012	0,250	$4,61 \cdot 10^3$
	2	3,25	0,62	0,008	0,005		0,417	
	3	1,75	0,47	0,008	0,004		0,333	
4	1	1,07	0,33	0,015	0,005	0,019	0,263	$25,02 \cdot 10^3$
	2	2,50	0,55	0,015	0,008		0,421	
	3	1,43	0,41	0,015	0,006		0,316	
3	1	2,86	0,58	0,007	0,004	0,014	0,286	$4,29 \cdot 10^3$
	2	6,57	0,73	0,007	0,005		0,357	
	3	3,71	0,65	0,007	0,005		0,357	
2	1	0,59	0,23	0,023	0,005	0,020	0,250	$59,2 \cdot 10^3$
	2	1,28	0,38	0,023	0,009		0,450	
	3	0,70	0,26	0,023	0,006		0,300	
1	1	0,41	0,38	0,017	0,006	0,020	0,323	$39,7 \cdot 10^3$
	2	0,76	0,45	0,017	0,008		0,375	
	3	0,35	0,36	0,017	0,006		0,323	
0	1	/	/	/	/	/	/	/
	2	/	/	/	/		/	
	3	/	/	/	/		/	



Portique transversal (2)

Niveau	poteau	$\bar{K}$	$a$	$K_p$	$a K_p$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	$R_j = \frac{12 E D_j}{R_j^2}$
7	5	4,50	0,69	0,008	0,006	0,017	0,353	$6,27 \cdot 10^3$
	6	1,16	0,35	0,031	0,011		0,647	
6	5	6,44	0,72	0,009	0,006	0,021	0,286	$8,75 \cdot 10^3$
	6	1,76	0,46	0,033	0,015		0,714	
5	5	8,38	0,91	0,008	0,006	0,022	0,273	$8,45 \cdot 10^3$
	6	2,09	0,50	0,032	0,016		0,727	
4	5	4,47	0,68	0,015	0,010	0,031	0,323	$4,08 \cdot 10^3$
	6	1,14	0,35	0,059	0,021		0,677	
3	5	9,57	0,83	0,007	0,006	0,021	0,286	$6,43 \cdot 10^3$
	6	2,31	0,53	0,029	0,015		0,714	
2	5	1,76	0,46	0,023	0,011	0,027	0,407	$89,00 \cdot 10^3$
	6	0,46	0,18	0,089	0,016		0,593	
1	5	0,82	0,47	0,017	0,008	0,029	0,276	$44,50 \cdot 10^2$
	6	0,22	0,33	0,064	0,021		0,724	
0	5	/	/	/	/	/	/	/
	6	/	/	/	/		/	



b) Sens Y:Portique longitudinal (1)

Niveau	Poteaux	$\bar{K}$	$a$	$K_P(m^2)$	$aK_P(m^3)$	$D_j = \sum aK_P$	$aK_P/D_j$	$R_j = \frac{12ED_j}{h^3 j}$
7	8	2,19	0,52	0,008	0,004	0,013	0,308	$4,80 \cdot 10^3$
	5	4,38	0,68	0,008	0,005		0,385	
	1	2,19	0,52	0,008	0,004		0,308	
6	8	2,17	0,52	0,009	0,005	0,016	0,312	$6,67 \cdot 10^3$
	5	4,33	0,68	0,009	0,006		0,375	
	1	2,17	0,52	0,009	0,005		0,312	
5	8	2,44	0,54	0,008	0,004	0,013	0,308	$4,99 \cdot 10^3$
	5	3,38	0,62	0,008	0,005		0,385	
	1	2,44	0,54	0,008	0,004		0,308	
4	8	1,17	0,45	0,015	0,007	0,022	0,318	$28,97 \cdot 10^3$
	5	2,23	0,53	0,015	0,008		0,364	
	1	1,17	0,45	0,015	0,007		0,318	
3	8	1,14	0,35	0,007	0,002	0,008	0,250	$2,45 \cdot 10^3$
	5	2,29	0,53	0,007	0,004		0,500	
	1	1,14	0,35	0,007	0,002		0,250	
2	8	0,28	0,12	0,023	0,003	0,007	0,429	$20,74 \cdot 10^3$
	5	0,56	0,22	0,023	0,001		0,143	
	1	0,28	0,12	0,023	0,003		0,429	
1	8	0,29	0,35	0,017	0,006	0,019	0,316	$29,18 \cdot 10^3$
	5	0,59	0,42	0,017	0,007		0,368	
	1	0,29	0,35	0,017	0,006		0,316	
0	8	/	/	/	/	/	/	/
	5	/	/	/	/		/	
	1	/	/	/	/		/	



Portique longitudinal (2) :

Niveau	Poteau	$\bar{K}$	$a$	$K_p(m^3)$	$aK_p(m^3)$	$D_j = \sum aK_p$	$aK_p/D_j$	$R_j = \frac{KE D_j}{h^3_j}$
7	9	4,88	0,70	0,008	0,006	0,029	0,207	$10,70 \cdot 10^3$
	6	2,52	0,55	0,031	0,017		0,586	
	2	4,88	0,70	0,008	0,006		0,207	
6	9	4,67	0,69	0,009	0,006	0,030	0,200	$12,50 \cdot 10^3$
	6	2,55	0,55	0,033	0,018		0,600	
	2	4,67	0,69	0,009	0,006		0,200	
5	9	5,25	0,72	0,008	0,006	0,030	0,200	$11,52 \cdot 10^3$
	6	2,63	0,56	0,032	0,018		0,600	
	2	5,25	0,72	0,008	0,006		0,200	
4	9	2,60	0,56	0,015	0,008	0,038	0,211	$50,04 \cdot 10^3$
	6	1,32	0,38	0,059	0,022		0,579	
	2	2,60	0,56	0,015	0,008		0,211	
3	9	5,14	0,71	0,007	0,005	0,026	0,192	$7,96 \cdot 10^3$
	6	2,48	0,56	0,029	0,016		0,615	
	2	5,14	0,71	0,007	0,005		0,192	
2	9	0,98	0,35	0,023	0,008	0,034	0,235	$100,70 \cdot 10^3$
	6	0,51	0,20	0,089	0,018		0,529	
	2	0,98	0,33	0,023	0,008		0,235	
1	9	0,53	0,40	0,017	0,007	0,036	0,194	$55,30 \cdot 10^3$
	6	0,28	0,34	0,064	0,022		0,611	
	2	0,53	0,40	0,017	0,007		0,194	
0	9	/	/	/	/	/	/	/
	6	/	/	/	/		/	
	2	/	/	/	/		/	



Portique longitudinal (3) :

Miner	Bois	K	a	Kp	a Kp	Σ a Kp	$\frac{a Kp}{\sum}$	$\frac{Kp}{\sum}$
7	10	1,84	0,48	800,0	400,0	0,50	0,500	0,500
	7	2,00	0,11	800,0	200,0		0,300	
	4	2,00	0,11	800,0	200,0		0,300	
	3	1,84	0,48	800,0	400,0		0,500	
2	10	1,15	0,12	800,0	400,0	0,50	0,500	0,500
	7	3,33	0,23	800,0	200,0		0,300	
	4	3,33	0,23	800,0	200,0		0,300	
	3	1,15	0,12	800,0	400,0		0,500	
2	10	1,18	0,40	800,0	400,0	0,50	0,500	0,500
	7	2,12	0,20	800,0	200,0		0,300	
	4	2,12	0,20	800,0	200,0		0,300	
	3	1,18	0,40	800,0	400,0		0,500	
4	10	1,00	0,33	200,0	200,0	0,50	0,500	0,500
	7	5,00	0,20	200,0	80,0		0,300	
	4	5,00	0,20	200,0	80,0		0,300	
	3	1,00	0,33	200,0	200,0		0,500	
3	10	1,55	0,20	400,0	200,0	0,50	0,500	0,500
	7	4,55	0,20	400,0	200,0		0,300	
	4	4,55	0,20	400,0	200,0		0,300	
	3	1,55	0,20	400,0	200,0		0,300	
5	10	1,10	0,10	450,0	200,0	0,50	0,500	0,500
	7	0,80	0,25	450,0	100,0		0,300	
	4	0,80	0,25	450,0	100,0		0,300	
	3	1,10	0,10	450,0	200,0		0,300	
1	10	1,10	0,28	100,0	200,0	0,50	0,500	0,500
	7	5,80	0,10	100,0	800,0		0,300	
	4	5,80	0,10	100,0	800,0		0,300	
	3	1,10	0,28	100,0	200,0		0,300	
0	10	/	/	/	/	/	/	/
	7	/	/	/	/		/	
	4	/	/	/	/		/	
	3	/	/	/	/		/	

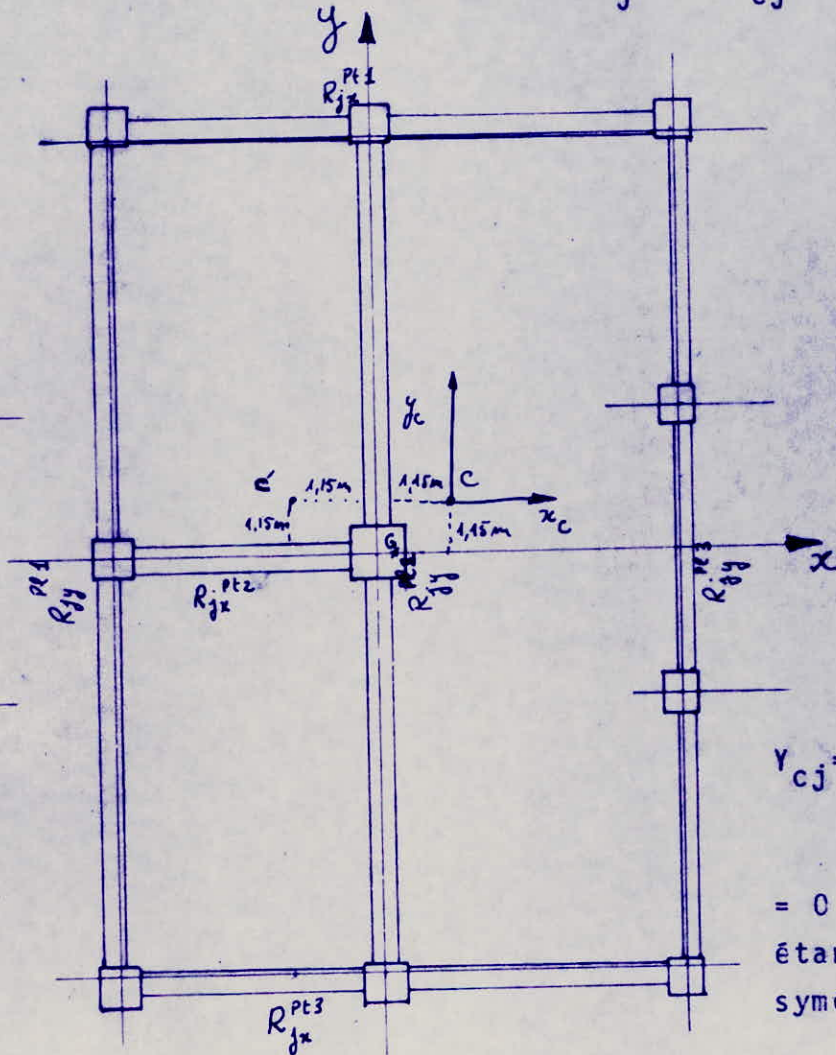
3-3- Tableau des rigidités d'étage (T/m) :

Niveau j	$R_{jx}^{Pt_1} \cdot 10^3$	$R_{jx}^{Pt_2} \cdot 10^3$	$R_{jx}^{Pt_3} \cdot 10^3$	$R_{jx} \cdot 10^3$	$R_{jy}^{Pl_1} \cdot 10^3$	$R_{jy}^{Pl_2} \cdot 10^3$	$R_{jy}^{Pl_3} \cdot 10^3$	$R_{jy} \cdot 10^3$
7	5,91	6,27	5,91	18,09	4,80	10,70	7,38	22,88
6	5,83	8,75	5,83	20,41	6,67	12,50	8,33	27,50
5	4,61	8,45	4,61	17,67	4,99	11,52	6,91	23,42
4	25,00	40,80	25,00	90,80	28,77	50,24	34,24	113,25
3	4,29	6,43	4,29	15,01	2,45	7,96	5,51	15,92
2	59,30	80,00	59,30	198,60	20,74	100,70	65,19	186,63
1	30,70	44,50	30,70	105,90	29,18	55,30	43,01	127,49



### 3-4-Détermination du centre de torsion : $C_j$ .

Soient les coordonnées de  $C_j$  :  $(X_{cj}, Y_{cj})$ .



$$Y_{cj} = \frac{R_{jx}^{pt1} \cdot 11 + R_{jx}^{pt3} \cdot (-11)}{R_{jx}}$$

$R_{jx}$

= 0 c'est juste.

étant donné qu'il y a une symétrie par rapport à X.

$$X_{cj} = \frac{R_{jy}^{pt1} (7,5) + R_{jy}^{pt2} (-0,5) + R_{jy}^{pt3} (7,5)}{R_{jy}}$$

$$j = 7 : X_{c7} = \frac{4,80 (-7,5) + 10,70 (-0,5) + 7,38 (7,5)}{22,88} = 0,612m$$

De même :

$$j = 6 \Rightarrow X_{c6} = 0,225 m$$

$$j = 5 \Rightarrow X_{c5} = 0,369 m$$

$$j = 4 \Rightarrow X_{c4} = 0,128 m$$

$$j = 3 \Rightarrow X_{c3} = 1,192 m$$

$$j = 2 \Rightarrow X_{c2} = 1,517 m$$

$$j = 1 \Rightarrow X_{c1} = 0,597 m$$

D'après le nouveau para-sismique Algérien.

$$e = 5\% L = 5\% \cdot 23 = 1,15 \text{ m} \quad \text{SOIT} \quad X_c = 1,15 \text{ m}$$

$$Y_c = 1,15 \text{ m}$$

On supposera par ailleurs, les coordonnées du centre de torsion C :  $X_{cj}$  et  $Y_{cj}$  sur la même verticale, (ainsi que les coordonnées  $X'_{cj}$  et  $Y'_{cj}$  pour le centre de torsion C').

Dans tout ce qui va suivre, on considérera le centre de torsion situé au point C. (voir figure précédente).

Considérons le nouveau repère  $(C, X_c, Y_c)$ . (à l'exception du niveau 2 où  $X_c = 1,50 \text{ m}$   $Y_c = 1,15 \text{ m}$ ).

$$Y_{pt1} = 9,85 \text{ m} \quad Y_{pt2} = -1,15 \text{ m} \quad Y_{pt3} = -12,15 \text{ m}$$

$$X_{p11} = -8,15 \text{ m} \quad X_{p12} = -1,15 \text{ m} \quad X_{p13} = 6,85 \text{ m}$$

3-4-1-Calcul de la rigidité à la torsion  $R_{j\theta}$ .

$$\text{Formule 13 : } R_{j\theta} = \sum_{j=1}^{l=3} R_{jy}^{pl} X_j^{pl}{}^2 + \sum_{t=1}^{t=3} R_{jx}^{pt} Y_t^{pt}{}^2$$

$$R_{j\theta} = R_{jy}^{p11} (8,15)^2 + R_{jy}^{p12} (1,15)^2 + R_{jy}^{p13} (6,85)^2$$

$$+ R_{jx}^{pt1} (9,85)^2 + R_{jx}^{pt2} (1,15)^2 + R_{jx}^{pt3} (12,15)^2$$

D'où :

$$R_{7\theta} = 2.133,411 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

$$R_{6\theta} = 2.288,286 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

$$R_{5\theta} = 1.809,907 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

$$R_{4\theta} = 9.767,147 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

$$R_{3\theta} = 1.489,836 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

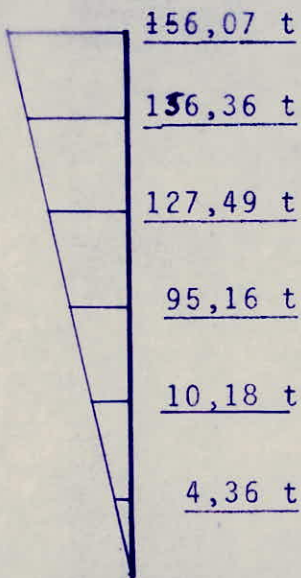
$$R_{2\theta} = 19.092,566 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

$$R_{1\theta} = 11.598,932 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$



### 3-5-Efforts tranchants de niveau $T_{jy}$ dans les portiques transversaux et longitudinaux.

Sachant que les forces sismiques dans les sens X et Y sont les suivantes: (se sont les forces obtenues pour le cas où notre ouvrage est chargé de matières: cas le plus défavorable).



$$\begin{aligned} \sum 7x &= \sum 7y = 156,07 \text{ t} = t. \\ \sum 6x &= \sum 6y = 312,62 \text{ t}. \\ \sum 5x &= \sum 6y = 448,98 \text{ t}. \\ \sum 4x &= \sum 4y = 576,47 \text{ t}. \\ \sum 3x &= \sum 3y = 671,63 \text{ t}. \\ \sum 2x &= \sum 2y = 681,81 \text{ t}. \\ \sum 1x &= \sum 1y = 686,17 \text{ t}. \end{aligned}$$

Effort tranchant d'étage:  $\sum_{jy} = \sum_{jx}$ .

Afin de déterminer les efforts dans les poteaux 6 et 2 (ou 9), dans tout ce qui va suivre, on étudiera seulement les portiques transversaux 1 (ou 3) et 2 (dans le sens X), et le portique longitudinal 2 (sens Y).

Soit dans le sens X : portique transversal 3 et portique transversal 2 :

$$T_{jx}^{pt3} = \sum_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{pt3}}{R_{jx}} + \sum_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{pt3} \cdot Y_j^{pt3}}{R_{j0}} \cdot Y_g.$$

$$\text{on a } Y_g = 11\text{m} \text{ et } Y_j^{pt3} = 12,15 \text{ m} \quad \forall j \leq 7.$$

Et le portique transversal 2.

$$T_{jx}^{pt2} = \sum_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{pt2}}{R_{jx}} + \sum_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{pt2}}{R_{j0}} \cdot Y_j^{pt2} \cdot Y_g.$$

$$\text{avec } Y_g = 0 \text{ et } Y_j^{pt2} = 1,15 \text{ m}$$

D'où les efforts tranchants dans les portiques :

Niveau	$T_{jx}$	Portique transversal 3	Portique transversal 2
7	$T_{7x}$	57,783 t	54,094 t
6	$T_{6x}$	195,748 t	134,024 t
5	$T_{5x}$	269,978 t	214,707 t
4	$T_{4x}$	355,925 t	259,031 t
3	$T_{3x}$	441,647 t	274,647 t
2	$T_{2x}$	456,433 t	287,714 t
1	$T_{1x}$	486,605 t	288,334 t

Dans le sens Y,

Pour le portique longitudinal 2, on aura ;

$$T_{jy} = \sum_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{p12}}{R_{jy}} + \sum_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{p12}}{R_{je}} \cdot x_j^{p12} \cdot x_G$$

Avec :  $x_j^{p12} = 1,15 \text{ m}$  j

$x_G = 0,20 \text{ m}$ .

Niveau	$T_{jy}$	Portique longitudinal 2
7	$T_{7y}$	73,167 t
6	$T_{6y}$	142,493 t
5	$T_{5y}$	221,505 t
4	$T_{4y}$	255,395 t
3	$T_{3y}$	336,640 t
2	$T_{2y}$	368,708 t
1	$T_{1y}$	378,385 t



3-6-Calcul des déplacements relatifs de niveau j pour chaque portique ( dans les deux sens ).

Avec la formule  $\zeta_j = \frac{T_j}{R_j}$

On aura le tableau suivant :

Niveau	$\delta_j$		
	Portique longitudinal 2.	Portique transversal 3	Portique transversal 2
7	0,007 m	0,010 m	0,009 m
6	0,011 m	0,034 m	0,015 m
5	0,019 m	0,059 m	0,025 m
4	0,005 m	0,014 m	0,006 m
3	0,042 m	0,103 m	0,043 m
2	0,004 m	0,008 m	0,004 m
1	0,007 m	0,016 m	0,006 m



4- Tableaux et diagrammes des moments fléchissants,

De ce qui a précédé, on en déduit les tableaux suivants :

Portique longitudinal (2) :

$n^{\circ}$	$h$	$\frac{akp}{Dj}$	$T_{jx_t}$	$t_{jx_t}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z = yh$	Minf	$h-z$	M <sub>sup</sub>
7	9	0,207	73,167	15,146	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,590	69,520	5,610	84,969
	6	0,586		42,876	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,590	196,801	5,610	240,534
	2	0,207		15,146	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,590	69,520	5,610	84,969
6	9	0,200	142,493	28,499	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,320	123,116	5,280	150,475
	6	0,600		85,496	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,320	369,343	5,280	451,419
	2	0,200		28,499	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,320	123,116	5,280	150,475
5	9	0,200	221,505	44,301	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,000	221,505	5,000	221,505
	6	0,600		132,903	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,000	664,515	5,000	664,515
	2	0,200		44,301	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,000	221,505	5,000	221,505
4	9	0,211	255,395	53,888	0,500	0,000	0,050	-0,050	0,500	2,700	145,498	2,700	145,498
	6	0,579		174,874	0,470	0,000	0,050	-0,030	0,470	2,540	444,180	2,860	500,140
	2	0,211		53,888	0,500	0,000	0,050	-0,050	0,500	2,700	145,498	2,700	145,498
3	9	0,192	336,640	64,635	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	361,956	5,600	361,956
	6	0,615		207,034	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	1159,390	5,600	1159,390
	2	0,192		64,635	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	361,956	5,600	361,956
2	9	0,235	368,708	86,646	0,500	0,150	0,050	-0,050	0,650	2,340	202,752	1,260	106,174
	6	0,529		195,047	0,550	0,200	0,100	-0,050	0,800	2,880	561,735	0,720	140,434
	2	0,235		86,646	0,500	0,150	0,050	-0,050	0,650	2,340	202,752	1,260	106,174
1	9	0,194	378,361	73,407	0,740	0,000	0,000	0,000	0,740	3,700	271,606	1,300	95,429
	6	0,611		231,193	0,900	0,000	-0,050	0,000	0,900	4,500	1040,369	0,500	115,597
	2	0,194		73,407	0,740	0,000	0,000	0,000	0,740	3,700	271,606	1,300	95,429



Portique transversal (3) :

Niv	okor	$\frac{a_{kp}}{D_j}$	$T_{jx_t}$	$t_{jx_t}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z=yh$	Minf	$h-z$	Msup
7	1	0,313	57,783	180,086	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,600	83,191	5,600	101,222
	2	0,375		21,669	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,600	99,677	5,600	121,346
	3	0,313		180,086	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,600	83,196	5,600	101,228
6	1	0,286	195,748	55,984	0,450	0,050	0,000	0,000	0,500	4,800	268,723	4,800	268,723
	2	0,429		83,976	0,450	0,050	0,000	0,000	0,500	4,800	405,085	4,800	403,085
	3	0,286		55,984	0,450	0,050	0,000	0,000	0,500	4,800	268,723	4,800	268,723
5	1	0,250	269,978	67,495	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,100	344,225	4,900	330,726
	2	0,417		112,581	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,100	574,163	4,900	551,647
	3	0,333		89,903	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,100	458,505	4,900	440,525
4	1	0,263	355,925	93,608	0,450	0,050	0,050	-0,050	0,500	2,700	252,742	2,700	252,742
	2	0,421		149,844	0,500	0,050	0,050	-0,050	0,500	3,000	449,532	2,400	359,626
	3	0,316		112,472	0,500	0,050	0,050	-0,050	0,500	3,000	337,416	2,400	269,932
3	1	0,286	441,647	126,311	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	707,342	5,600	707,342
	2	0,357		157,668	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	882,941	5,600	882,941
	3	0,357		157,668	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	882,941	5,600	882,941
2	1	0,250	456,433	114,108	0,550	0,200	0,100	-0,050	0,800	2,900	330,913	0,700	79,876
	2	0,450		205,395	0,500	0,150	0,050	0,000	0,700	2,500	513,482	1,100	225,955
	3	0,300		136,930	0,500	0,200	0,100	-0,050	0,750	2,700	369,711	0,900	123,237
1	1	0,323	486,605	157,173	0,800	0,000	0,000	0,000	0,800	4,000	628,69	1,000	157,173
	2	0,383		186,370	0,700	0,000	0,000	0,000	0,700	3,500	652,295	1,500	279,555
	3	0,323		157,173	0,750	0,000	0,000	0,000	0,750	3,800	597,257	1,200	188,608



Portique transversal (2) :

Niv	po	$\frac{\alpha K P}{S_j}$	$T_{jz}$	$t_{jz}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z = yh$	$M_{inj}$	$h - z$	$M_{sup}$
7	5	0,353	54,094	19,095	0,450	0,050	0,000	0,000	0,500	5,100	97,385	5,100	97,385
	6	0,647		34,999	0,350	0,100	0,000	0,000	0,400	4,100	143,496	6,100	213,494
6	5	0,286	134,029	38,331	0,450	0,000	0,000	0,000	0,450	4,300	164,823	5,300	203,154
	6	0,714		95,693	0,450	0,050	0,000	0,000	0,400	3,800	363,633	5,800	555,019
5	5	0,273	214,707	58,615	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,000	293,075	5,000	293,075
	6	0,727		156,092	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,000	780,460	5,000	780,460
4	5	0,323	259,031	83,667	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	2,700	227,901	2,700	225,901
	6	0,677		175,364	0,500	0,000	0,050	-0,050	0,500	2,700	473,483	2,700	473,483
3	5	0,286	274,647	78,548	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	439,869	5,600	439,869
	6	0,714		196,098	0,500	0,000	0,000	0,000	0,500	5,600	1098,149	5,600	1098,149
2	5	0,407	287,714	117,100	0,500	0,050	0,050	0,000	0,600	2,200	257,620	1,400	163,940
	6	0,593		170,614	0,550	0,200	0,100	-0,050	0,800	2,900	494,781	0,700	119,430
1	5	0,276	287,334	79,580	0,700	0,000	0,000	0,000	0,700	3,500	278,530	1,500	119,370
	6	0,724		208,754	1,000	0,000	-0,050	0,000	0,950	4,800	1002,019	0,200	41,751



Moments fléchissants dans les poutres et efforts normaux dans les poteaux. Portique transversal (3).

Niveau	Nœud	$M_w$	$M_e$	$T_{iw}$	$T_{ie}$	$N$ du poteau	$N$ poteau
7	1	/	101,282	/	5,329	/	5,329
	2	-63,980	57,360	5,329	-5,484	/	-0,155
	3	-101,228	/	-5,484	/	/	-5,484
6	4	/	351,919	/	11,451	5,329	16,780
	5	-271,763	230,990	11,451	-15,116	-0,155	-3,820
	6	-351,919	/	-15,116	/	-5,484	-20,600
5	7	/	599,450	/	14,326	16,780	31,106
	8	-499,165	457,560	14,326	-31,461	-3,820	-20,955
	9	-702,250	/	-31,461	/	-20,600	-52,061
4	10	/	576,947	/	27,225	31,106	58,331
	11	-386,395	579,340	27,225	-18,638	-20,955	-12,348
	12	-728,440	/	-18,638	/	-52,061	-70,699
3	13	/	960,100	/	54,394	58,331	112,725
	14	-579,340	753,140	54,394	-58,401	-12,368	-16,375
	15	-1279,350	/	-58,401	/	-70,699	-129,100
2	16	/	787,218	/	43,585	112,725	156,310
	17	-482,120	513,450	43,585	-61,591	-16,375	-34,383
	18	-1006,176	/	-61,591	/	-129,100	-190,691
1	19	/	488,086	/	8,726	156,310	165,036
	20	-427,002	366,010	8,726	-24,039	-34,383	-49,696
	21	-558,319	/	-24,039	/	-19,696	-214,730
0	22	/	/	/	/	/	-165,036
	23	/	/	/	/	/	-49,696
	24	/	/	/	/	/	-214,730

Bortique transversal (2)

Niveau	Nœud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>i,w</sub>	T <sub>i,e</sub>	N <sub>pot sup</sub>	N <sub>potecan</sub>
7	1	/	97,385	/	-16,576	/	-16,576
	2	-213,414	/	-16,576	/	/	-16,576
6	1	/	300,539	/	-46,854	-16,576	-63,430
	2	-628,515	/	-46,854	/	+16,576	63,430
5	1	/	457,898	/	-98,028	-63,430	-161,458
	2	-1144,093	/	-98,028	/	63,430	161,458
4	1	/	518,976	/	-104,995	-161,458	-266,453
	2	-1253,994	/	-104,995	/	161,458	266,453
3	1	/	667,770	/	-129,123	-266,453	-395,576
	2	-1571,632	/	-129,123	/	266,453	395,576
2	1	/	603,609	/	-87,681	-395,576	-483,257
	2	-1217,579	/	-87,681	/	395,576	483,257
1	1	/	376,990	/	-22,792	-483,257	-506,049
	2	-534,532	/	-22,792	/	483,257	506,049
0	1	/	/	/	/	-506,049	-506,049
	2	/	/	/	/	506,049	506,049



## Portique longitudinal (2)

Niveau	Nœud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>ijw</sub>	T <sub>i,e</sub>	N <sup>d</sup> ou N <sup>e</sup> sup.	N <sup>f</sup> poteau
7	1	/	84,965	/	-3,209	/	-3,209
	2	-120,267	120,267	-3,209	+3,209	/	0
	3	-84,965	/	-3,210	/	/	-3,209
6	1	/	219,995	/	-9,465	-3,209	-12,674
	2	-324,110	324,110	-9,465	9,465	0	0
	3	-219,995	/	9,465	/	3,209	12,674
5	1	/	344,621	/	-15,664	-12,674	-28,338
	2	-516,929	516,929	-15,664	15,664	0	0
	3	-344,621	/	15,664	/	12,674	28,338
4	1	/	221,505	/	-32,802	-28,338	-61,140
	2	-582,328	582,328	-32,802	32,802	0	0
	3	-221,505	/	32,802	/	28,338	61,140
3	1	/	507,454	/	-26,757	-61,140	-87,874
	2	-801,785	801,785	-26,757	26,757	0	0
	3	-507,454	/	26,757	/	61,140	87,874
2	1	/	468,130	/	-16,524	-87,874	-104,398
	2	-649,892	649,892	-16,524	16,524	0	0
	3	-468,130	/	16,524	/	87,874	104,398
1	1	/	298,181	/	-3,680	-104,39	-108,078
	2	-338,666	338,666	-3,680	3,680	0	0
	3	-298,181	/	3,680	/	104,398	108,078
0	1	/	/	/	/	-108,078	108,078
	2	/	/	/	/	0	0
	3	/	/	/	/	-108,078	108,078

Diagramme des moments fléchissants dans le portique transversal (1) :

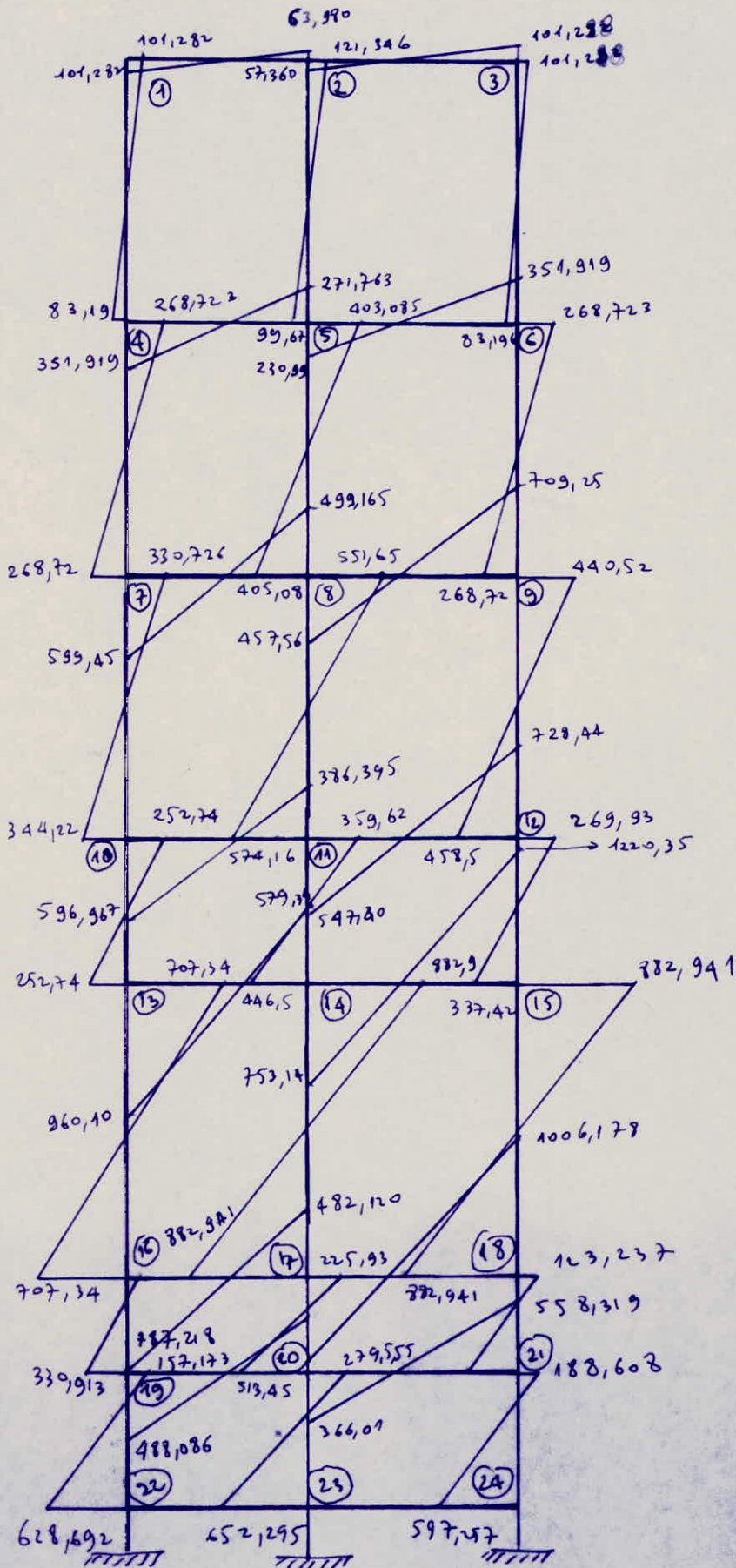




Diagramme des moments fléchissants dans le portique transversal (2) :

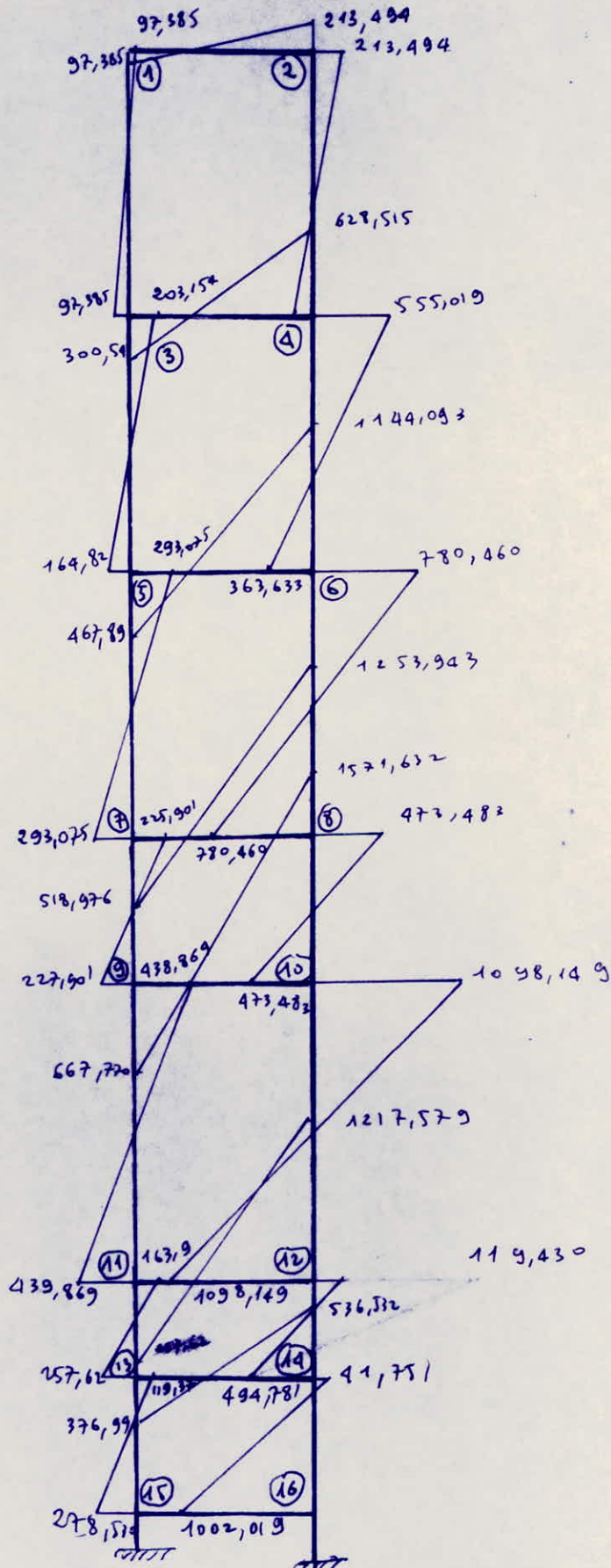
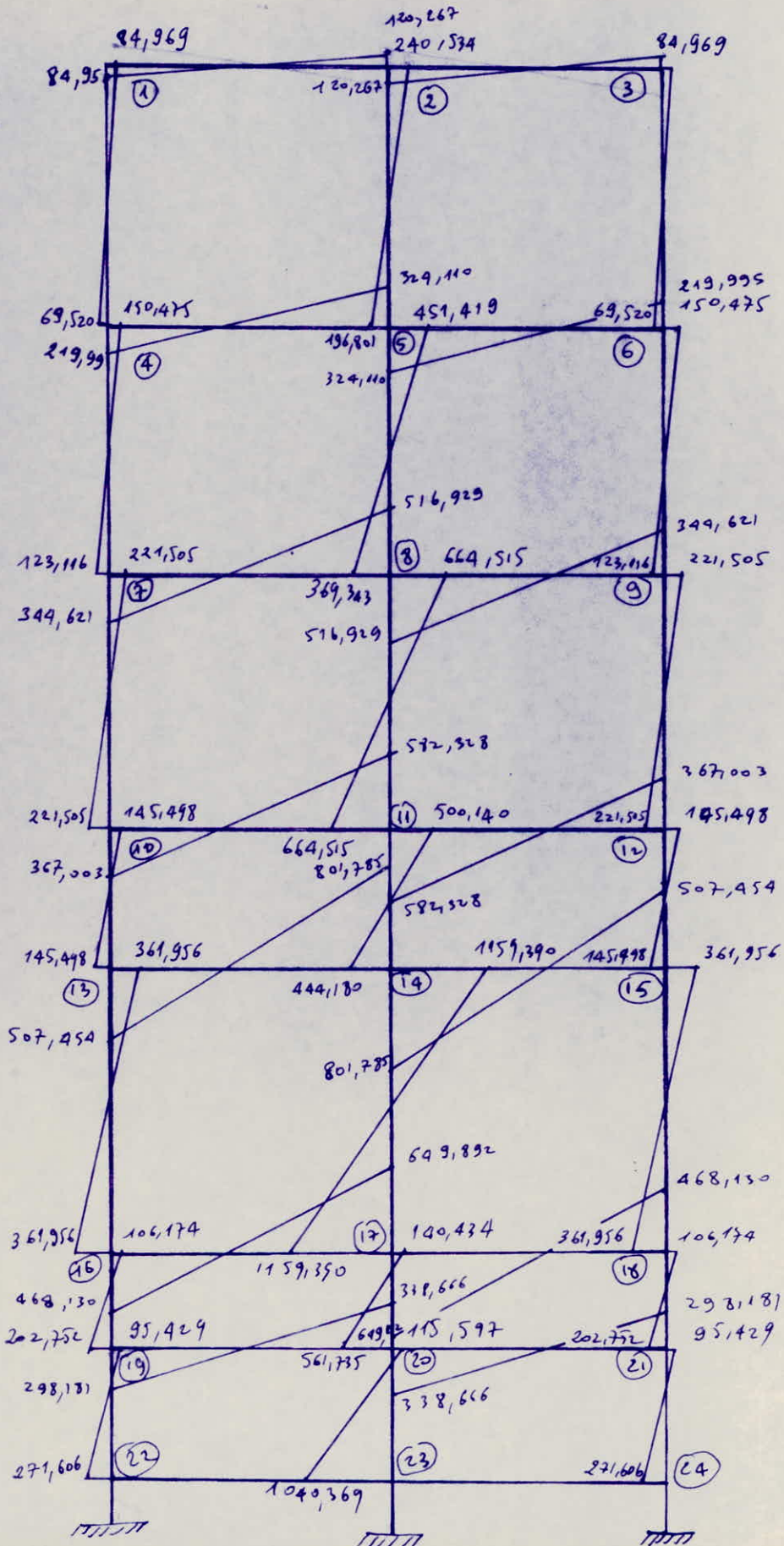


Diagramme des moments fléchissants dans le portique longitudinal (2) :





- PORTIQUE LONGITUDINAL (2) SOUS  $G + 1, 2P$
- PORTIQUE LONGITUDINAL (2) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \downarrow Siv$
- PORTIQUE LONGITUDINAL (2) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \uparrow Siv$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (1) ou (3) SOUS  $G + 1, 2P$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (1) ou (3) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \downarrow Siv$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (1) ou (3) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \uparrow Siv$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (2) SOUS  $G + 1, 2P$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (2) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \downarrow Siv$
- PORTIQUE TRANSVERSAL (2) SOUS  $G + P + \overrightarrow{Sih} + \uparrow Siv$

## Portique Longitudinal (2) sous G + T, 2 P

Niveau	Hand	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i,1,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>d</sub> au niveau sup	N <sub>T</sub> poteau
7	1	/	27,270	/	27,270	147,960	65,950	-102,260	50,550	116,50
	2	220,420	220,420	0	0					
	3	27,270	/	/	27,270	147,960	102,260	-65,950	50,550	116,50
6	4	/	36,340	1436	19,980	86,970	76,230	-106,920	181,270	257,500
	5	198,970	198,970	0	0					
	6	36,340	/	1436	19,980	86,970	106,920	-76,230	181,270	257,500
5	7	/	63,590	32,610	30,980	147,510	135,240	-160,000	283,570	418,810
	8	266,100	266,100	0	0					
	9	63,590	/	32,610	30,980	147,510	160,000	-135,240	283,570	418,810
4	10	/	86,671	26,110	60,560	130,410	89,470	-120,690	447,470	536,940
	11	217,920	217,920	0	0					
	12	86,671	/	26,110	60,560	130,410	120,690	89,470	447,470	536,940
3	13	/	53,700	39,170	14,520	103,160	60,670	-77,400	594,500	655,180
	14	142,630	142,630	0	0					
	15	53,700	/	39,170	14,520	103,160	77,400	-60,670	594,500	655,180
2	16	/	45,950	10,340	35,610	118,390	69,870	-94,560	694,310	764,070
	17	178,180	178,180	0	0					
	18	45,950	/	10,340	35,610	118,390	94,560	-69,870	694,310	764,070
1	19	/	29,210	16,700	12,520	48,810	40,800	-51,580	807,550	880,760
	20	86,330	86,330	0	0					
	21	29,210	/	16,700	12,520	48,810	51,580	-40,800	807,550	880,760
0	22	/	29,210	16,700	12,520	48,810	40,800	-51,580	851,730	932,530
	23	86,330	86,330	0	0					
	24	29,210	/	16,700	12,520	48,810	51,580	-40,800	851,730	932,530



Portique longitudinal (2) sous G + P +  $\overrightarrow{V}_h + \overrightarrow{V}_T$ 

Niveau	Nord	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i,1e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>du au poutre sup</sub>	N <sub>poutre</sub>
7	1	/	112,708	/	112,709	212,580	64,321	-107,529	48,990	113,311
	2	-103,13	343,667	/	240,534				57,070	265,710
	3	-57,289	/	/	112,909	212,580	107,529	-64,321	480,990	119,729
6	4	/	288,335	+52,710	171,005	143,400	70,435	-114,285	134,071	254,506
	5	-127,710	526,510	-196,801	451,419				365,690	572,330
	6	-151,655	/	+52,710	171,005	143,400	114,285	-70,435	190,489	279,854
5	7	/	409,211	+90,066	252,905	217,980	121,626	-178,184	281,796	403,422
	8	-247,419	786,483	369,345	664,515				605,370	930,410
	9	-280,031	/	+90,066	252,905	217,980	178,184	-121,626	307,144	460,098
4	10	/	273,615	+199,525	205,748	204,450	129,718	-152,782	434,082	490,050
	11	-364,748	799,908	-664,515	500,140				1036,120	1276,080
	12	-169,395	/	+199,525	205,747	204,450	152,782	-129,718	490,758	612,330
3	13	/	563,834	+44,128	377,206	136,980	37,123	-88,887	549,784	536,906
	14	-651,985	951,585	444,180	1159,390				1296,920	1459,910
	15	-451,074	/	+44,128	377,206	136,980	88,887	-37,123	672,016	712,654
2	16	/	512,690	+357,926	140,704	148,120	520,046	-109,194	624,626	676,572
	17	-605,252	694,412	-1159,39	140,434				1509,560	1694,900
	18	-423,570	/	+357,926	140,704	148,120	109,194	-520,046	800,424	885,368
1	19	/	326,111	+186,792	107,399	71,240	35,730	-102,740	728,012	753,702
	20	-256,786	420,596	561,735	115,591				1714,550	1813,610
	21	-270,25	/	+186,792	107,399	71,240	102,740	-35,730	926,808	969,858
0	22	/	27,780	15,582	11,91	70,860	39,140	-49,240	795,592	833,962
	23	81,430	81,430	164,369	/				1633,210	1931,740
	24	27,78	/	15,582	11,91	70,860	49,240	-39,140	1011,748	1050,118



Portique longitudinal (2) sous G + P +  $\overrightarrow{V_h}$  +  $\overrightarrow{V_v}$ 

Niveau	Nœud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	H <sub>w</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>d</sub> au Niveau supérieur	N <sub>s</sub> Niveau		
7	1	/	109,085	/	109,089	186,920	54,381	-92,749	47,770	102,151		
	2	-74,533	315,667	/	240,534						49,970	229,050
	3	-60,849	/	/	60,849						47,770	108,066
6	4	/	219,415	49,59	167,205	121,440	52,395	-103,645	157,111	209,506		
	5	-160,820	493,400	-196,801	451,419						295,530	480,890
	6	-220,575	/	49,59	167,205						163,520	234,859
5	7	/	400,651	85,826	248,865	189,920	104,846	-156,184	233,776	338,702		
	8	-282,919	750,939	-369,345	664,515						505,810	786,850
	9	-289,591	/	85,826	248,865						258,724	394,898
4	10	/	267,535	196,405	198,748	179,310	118,398	-137,422	362,102	406,750		
	11	970,828	793,828	-664,515	500,140						889,200	1098,440
	12	-175,475	/	196,405	198,748						418,778	529,030
3	13	/	553,050	136,268	374,186	108,160	24,723	-73,007	456,344	431,066		
	14	-690,665	922,905	-444,180	1159,390						1116,810	1247,990
	15	-461,854	/	136,268	374,186						578,576	606,814
2	16	/	511,910	351,746	140,434	145,840	518,986	-107,814	518,296	569,132		
	17	-607,652	692,052	-1159,39	140,434						1256,740	1479,32
	18	-424,350	/	351,746	140,434						694,044	777,928
1	19	/	325,811	186,792	107,399	70,480	35,270	-102,160	610,232	645,062		
	20	-257,686	419,646	561,735	115,591						1498,970	1596,870
	21	-270,557	/	186,792	107,399						819,028	861,614
0	22	/	27,780	15,582	11,91	70,860	39,140	-49,240	685,812	725,722		
	23	81,470	81,470	164,669	/						1616,070	1714,200
	24	27,780	/	15,582	11,91						901,968	941,878



Portique transversal (T) ou (3) sous G + T. 2 P

Niveau	Hand	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i-1,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sup>d</sup> au poteau sup	N <sup>p</sup> poteau
7	1	/	1,962	/	1,962	19,328	6,056	-16,224	42,530	48,586
	2	32,512	14,606	/	6,470				75,894	136,790
	3	21,144	/	/	11,016	47,776	44,672	-40,168	28,588	68,756
6	4	/	6,344	2,860	3,474	10,908	12,960	-14,548	126,198	139,158
	5	11,606	11,790	-0,066	-0,074				242,798	271,200
	6	7,166	/	3,300	3,378	12,268	13,854	-12,008	93,820	106,476
5	7	/	5,466	2,838	2,638	9,288	10,768	-12,200	184,014	195,470
	8	10,192	10,582	0,198	0,168				388,430	411,876
	9	6,336	/	3,256	3,048	9,770	11,246	-10,114	179,344	189,458
4	10	/	6,032	1,952	4,092	8,834	10,460	-11,394	263,438	273,886
	11	9,084	12,049	0,959	2,006				500,724	529,884
	12	10,422	/	3,260	7,162	15,272	17,766	-17,346	213,962	231,308
3	13	/	5,758	4,030	1,728	10,492	10,550	-14,730	318,534	329,084
	14	19,288	29,572	7,192	3,080				625,764	686,260
	15	26,374	/	18,620	7,754	76,046	45,766	-44,884	247,258	292,142
2	16	/	6,744	1,684	5,050	10,860	12,456	-14,820	357,092	369,548
	17	14,580	19,570	1,234	3,734				750,580	790,962
	18	12,850	/	3,254	9,006	24,702	25,462	-23,686	302,272	337,958
1	19	/	7,600	4,192	3,396	10,272	12,908	-14,304	394,158	407,066
	20	12,096	13,670	0,858	0,694				835,612	865,396
	21	8,978	/	4,954	4,024	14,106	15,480	-14,230	352,596	367,738
0	22	/	8,758	4,192	3,396	10,272	12,908	-14,304	431,676	444,584
	23	12,096	13,670	0,858	0,694				910,146	939,930
	24	8,978	/	4,954	4,024	14,106	15,480	-14,230	383,288	397,518



Portion transversal (T) en (3) sous  $Q + P + XSI_{1,2} + \dots$ 

Niveau	Nœud	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$	$M_T$	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$	$N$ dans porteur sup	$N$ porteur
7	1	/	103,542	/	103,542	11,790	12,819	-12,521	45,030	57,849
	2	-30,790	96,840	/	66,050				76,730	138,795
	3	-81,808	/	/	81,808	46,010	44,560	-44,714	28,130	61,876
6	4	/	359,359	+100,006	261,732	12,650	26,341	-5,489	134,709	161,050
	5	-257,653	245,720	-99,667	403,088				245,725	275,440
	6	-342,95	/	+66,386	280,253	14,980	1,934	-30,646	87,956	88,370
5	7	/	605,820	+235,673	362,126	10,730	26,716	0,266	208,80	236,056
	8	-487,345	469,740	-405,085	551,647				394,450	404,145
	9	-701,990	/	235,673	471,525	11,090	-18,691	-42,911	159,150	139,139
4	10	/	583,607	367,171	230,992	10,090	38,635	14,775	302,236	340,821
	11	-376,335	592,610	-574,163	359,626				491,645	532,142
	12	-716,950	/	484,485	269,833	17,300	0,822	-37,638	165,389	165,751
3	13	/	966,230	293,862	712,592	11,020	65,464	38,691	366,681	452,145
	14	-558,310	785,780	449,532	882,748				629,402	689,575
	15	-1192,49	/	337,416	882,941	76,090	-9,921	-105,551	191,091	169,840
2	16	/	793,708	707,342	79,876	10,480	55,615	29,275	478,755	534,370
	17	-468,030	582,420	-888,941	225,935				750,485	773,567
	18	-993,696	/	888,941	123,237	24,060	-36,811	-84,661	191,780	153,259
1	19	/	495,276	339,913	157,173	9,750	21,006	-4,854	557,490	578,496
	20	-415,58	378,870	-513,488	279,555				815,807	828,664
	21	-549,58	/	369,711	139,609	13,300	-9,449	-32,459	167,009	157,150
0	22	/	7,160	7,160	/	9,720	12,64	-13,53	575,706	588,096
	23	11,370	12,800	24,310	/				815,984	844,044
	24	8,390	/	8,390	/	13,240	14,153	-13,36	145,410	158,720



Portique transversal (T) ou (3) sous  $G + P + 1,5T_h + 1,5T_v$

Niveau	Nœud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i-1, e</sub>	T <sub>i, w</sub>	N° du poteau supérieur	N° poteau
7	1	/	102,842	/	101,732	8,350	9,979	-8,161	389,070	480,49
	2	-36,730	91,380	/	66,050				68,830	121,715
	3	-83,348	/	/	83,618	42,550	39,740	-41,014	23,830	53,876
6	4	/	356,679	96,986	27,932	8,390	21,581	0,311	116,349	137,930
	5	-263,492	238,880	-99,667	403,088				215,665	231,640
	6	-347,629	/	63,266	276,453	8,380	-6,006	-23,326	77,276	70,370
5	7	/	603,480	231,473	358,026	7,010	22,516	5,066	177,680	200,736
	8	-491,506	465,720	-405,085	551,647				335,550	337,245
	9	-704,290	/	232,433	467,485	7,810	22,491	-39,591	135,790	112,459
4	10	/	581,827	364,155	223,992	7,670	35,855	17,875	261,896	297,751
	11	-379,115	589,930	-574,163	359,626				418,234	450,522
	12	-720,170	/	491,465	262,833	11,500	-4,278	-32,658	198,371	128,151
3	13	/	964,970	286,002	709,672	8,980	63,884	41,951	318,021	401,705
	14	-549,050	375,780	-449,532	882,748				537,062	582,055
	15	-1198,69	/	329,556	880,021	64,450	-21,841	-94,691	142,131	120,040
2	16	/	787,508	727,164	79,276	10,240	55,335	29,595	427,755	483,090
	17	-468,350	532,040	-889,941	225,935				642,385	664,707
	18	-993,936	/	888,761	122,637	23,600	-372,510	-84,261	140,120	101,199
1	19	/	495,216	330,753	157,053	9,690	20,906	-4,754	505,990	526,896
	20	-415,862	378,770	-513,488	279,555				706,567	719,204
	21	-549,969	/	369,551	189,488	13,180	-9,569	-37,339	114,789	104,810
0	22	/	7,160	7,160	/	9,720	12,640	-13,530	575,706	588,096
	23	11,370	12,900	24,310	/				815,984	844,044
	24	8,390	/	8,590	/	13,240	14,530	-13,360	145,416	158,770



## Portique transversal (2) sous G + I, 2 P

Niveau	Nœud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N du au poteau supérieur	N poteau
7		/	2,33	/	2,33	19,64	12,11	-12,35	179,57	190,69
		9,09	/	/	9,19				178,57	190,81
6		/	3,59	1,59	1,92	31,09	19,42	-19,97	374,77	394,19
		8,05	/	3,65	4,40				374,90	394,63
5		/	2,32	1,20	1,12	26,14	15,74	-15,91	670,83	692,56
		5,70	/	2,95	2,75				695,89	711,95
4		/	13,33	4,30	9,03	113,36	67,00	-67,15	869,13	936,13
		29,15	/	9,42	19,73				925,16	992,30
3		/	3,37	2,35	1,01	29,95	17,32	-17,41	1059,34	1076,66
		7,43	/	5,20	2,23				1130,65	1148,06
2		/	8,54	2,12	6,40	65,11	38,43	-38,53	1248,64	1287,07
		17,77	/	4,43	13,34				1320,04	1358,17
1		/	8,77	4,84	3,94	54,58	32,18	-32,18	1387,21	1419,39
		13,16	/	12,22	0,75				1458,71	1490,90
0		/	8,77	4,84	3,94	54,58	32,18	-32,18	1519,54	1551,72
		13,16	/	12,22	0,75				1591,04	1623,20



Portique transversal (2) sous G + P + ST<sub>h</sub> + ST<sub>v</sub>

Niveau	Noted	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>T</sub>	T <sub>i,c</sub>	T <sub>i,w</sub>	N du au poteau supérieur	N poteau
7	/	93,95	/	99,95		21,44	-3,23	-30,44	176,81	173,58
	-207,72	/	/	207,75					176,77	173,76
6	/	304,45	99,205	204,37		34,99	-24,72	-69,73	353,92	329,19
	-619,32	/	147,66	459,98					388,65	458,15
5	/	460,36	164,82	296,75		27,50	-81,36	-114,94	601,06	519,70
	-108,04	/	263,63	780,46					757,41	872,50
4	/	530,79	293,07	225,90		100,17	-45,62	-164,365	694,29	678,67
	-1226,11	/	780,46	473,48					1076,95	1241,50
3	/	671,21	227,90	439,87		25,37	-111,41	-146,83	774,43	660,04
	-1564,1	/	473,48	1098,15					1381,76	1528,72
2	/	611,66	439,87	169,84		61,22	-51,48	-123,88	826,96	775,48
	-1200,94	/	1088,15	113,43					1709,48	1819,71
1	/	395,13	237,620	149,37		50,51	+7,06	-55,64	870,37	877,43
	-524,33	/	494,78	41,75					1914,74	1967,38
0	/	8,09	8,09	0,0		50,34	-29,85	-29,85	971,93	1001,78
	12,14	/	12,14	0,0					2061,98	2091,73



Portique transversal (2) sous  $G + P + S_{1,2} + \uparrow ST$ 

Niveau	Nœud	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$	$M_T$	$T_{i,c}$	$T_{i,w}$	$N$ du au poteau supérieur	$N$ poteau
7		/	99,27	/	99,27	16,42	-6,71	-24,74	161,09	154,38
		-209,16	/	/	209,16				161,13	154,42
6		/	303,13	98,905	209,01	24,57	-31,88	-62,07	316,48	284,59
		-622,34	/	148,66	460,81				348,27	410,09
5		/	459,96	164,72	269,66	23,58	-84,00	-112,14	539,78	455,78
		-109,02	/	263,30	780,69				683,13	795,42
4		/	530,41	293,01	225,77	97,43	-47,54	-162,32	622,17	574,63
		-1226,95	/	780,60	473,77				997,31	1149,82
3		/	670,85	228,03	439,92	22,61	-113,27	-144,89	686,55	573,30
		-1564,70	/	473,76	1098,27				1272,44	1417,46
2		/	611,46	439,85	169,77	60,02	-82,32	-122,98	739,14	686,82
		-1200,44	/	1088,20	113,58				1597,06	1706,39
1		/	385,03	237,59	140,35	49,81	-7,4	-55,30	781,24	787,99
		-529,47	/	494,85	41,81				1800,70	1853,00
0		/	8,09	8,09	0,00	50,34	-29,85	-29,85	882,83	912,34
		12,14	/	12,19	0,00				1947,84	1977,35



**FEIRRAILLAGE  
DES  
POLITIRES'**

- 1- GENERALITES
- 2- EXPOSE DE LA METHODE
- 3- CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES AUX APPUIS ET EN TRAVERSES
- 4- VERIFICATION
  - 4-1 CONDITION DE NON FRAGILITE
  - 4-2 CONDITION DE LA FLECHE
  - 4-3 CONDITION DE NON ENTRAINEMENT
  - 4-4 CONDITION AUX APPUIS
  - 4-5 VERIFICATION A LA FISSURATION
- 5- CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES
  - 5-1 ARMATURES TRANSVERSALES
  - 5-2 ESPACEMENTS DES CADRES ET ETRIERS
- 6- APPLICATIONS
  - 6-1 PORTIQUE LONGITUDINAL (2)
  - 6-2 PORTIQUE TRANSVERSAL (1) ou (3)



Ferraillage des poutres principales.Généralités:

Les poutres seront ferraillées en flexion simple conformément à l'article A15 du C.B.A.68.

Les efforts (en vue du ferraillage) seront déterminés d'après les combinaisons suivantes :

- Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

G + 1,2 P avec :

$$\begin{aligned} \text{Jusqu'au niveau 3} \quad \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 184 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{à partir du niveau 3} \quad \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 164,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre :

G + P +  $\downarrow$ SI<sub>V</sub>    SI<sub>H</sub>  
et  
G + P +  $\uparrow$ SI<sub>V</sub>    SI<sub>H</sub>    avec

$$\begin{aligned} \text{Jusqu'au niveau 3} : \quad \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 276 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{à partir du niveau 3} \quad \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 246,6 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Le calcul des armatures se mènera, en adoptant la méthode de Mr. P. CHARON, exposée dans son ouvrage "Calcul et vérification des ouvrages en béton armé".

On choisira quelques poutres type de chaque portique (portique transversal 1 et 2, portique longitudinal 2) qu'on ferraillera, le calcul et la méthode ne différant pas, il est inutile de refaire les mêmes opérations pour tous les portiques.

Exposé de la méthode.Calcul des armatures longitudinales aux appuis et en travées.

Pour déterminer les armatures longitudinales, on compare les deux sollicitations suivantes : 1,5 (SP1) et (SP2) deux cas peuvent se présenter :

- Si 1,5 (SP1) > (SP2) la détermination se fait avec (SP1)
- Si 1,5 (SP1) < (SP2) la détermination se fait avec (SP2)

Le calcul sera mené, quelle que soit la section, sous l'effet d'un moment M.

On calculera 
$$\mu = \frac{1,5 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2}$$

Grâce aux tableaux de CHARON, on ressortira :  $\sigma_a, K$ .

On vérifiera si  $\sigma_b' (\sigma_b' = \frac{a}{b} \cdot \sigma_a') < \bar{\sigma}_b'$  pour voir si les armatures comprimées sont nécessaires.

Et on calculera A avec la formule :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

Vérification.Condition de non fragilité:

Il faut que la section d'armatures tendues soit supérieures à une valeur limitée.

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h$$

Condition de la flèche (art.61 du C.C.B.A.68).

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



Condition de non entrainement (art.29 du C.C.B.A.68).

Elle est vérifiée par les aciers tendus dans les endroits critiques. On la vérifie généralement dans les sections où l'effort tranchant est maximum.

On prend la plus défavorable des sollicitations.

- Si  $1,5 T_{(SP1)} > T_{(SP2)}$  on prend  $T_{(SP1)}$

- Si  $1,5 T_{(SP1)} < T_{(SP2)}$  on prend  $T_{(SP2)}$

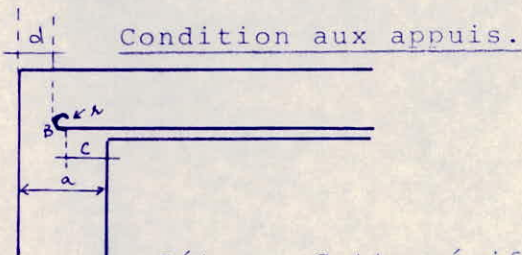
$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad \psi_d = 1,5 \quad (\text{acier haute adhérence})$$

$$\bar{\tau}_d = 22,80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{jusqu'au niveau 3.}$$

$$\bar{\tau}_d = 21,30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{à partir du niveau 3.}$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{m.p.z.} \quad \text{avec} \quad z = 7/8.h.$$

$$p = \pi \emptyset$$



- Béton : Cette vérification se fait pour les appuis de rive, on doit avoir :

$$c \geq c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$c$  = Distance du de l'appui au point B, où commence l'encrage de l'armature inférieure.

$$c = a - (d - r) \quad r = 5 \emptyset$$

- Acier : On examine l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures.

Au niveau des appuis, l'effort tranchant et le moment fléchissant provoquant un effort de traction sur les armatures inférieures.

$$\text{La relation à vérifier est : } A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

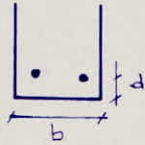
$M$  : Moment dans la section d'appui pris avec son signe'

Remarque : Pour faciliter l'exécution, on prolonge quelques barres de la travée et on vérifie si ces armatures suffisent.

Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\emptyset} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \eta = 1,6 \text{ (acier HA)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\emptyset} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \text{ avec } B_f = 2 \cdot b \cdot d.$$



A : Section d'armatures tendues.

La valeur de  $\sigma_a$  est calculée dans la page précédente la vérification se fait où on a le maximum d'acier.

Calcul des armatures transversales:Armatures transversales:

Pour utiliser des étriers et des cadres perpendiculairement à la ligne moyenne' Il faut que la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  tel que  $\tau_b = T / b \cdot z$ , soit inférieure aux valeurs.

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

Avec  $\sigma'_b$  : contrainte maximum de compression du béton dans la section pour laquelle, on considère  $\tau_b$ .

Espacement des cadres et étriers.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{on utilise du } F_e \text{ E40 } (\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$z = 7/7 \cdot h.$$

$$\sigma_{at} = f \sigma_{en} \quad \text{avec } f = 2/3$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Cet espacement doit-être inférieur à la valeur limite  $t$  tel que :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) \\ t_2 = 0,2 \cdot h. \end{array} \right.$$



Remarque : Les armatures transversales ne peuvent pas être espacées d'une distance supérieure à  $h$ .

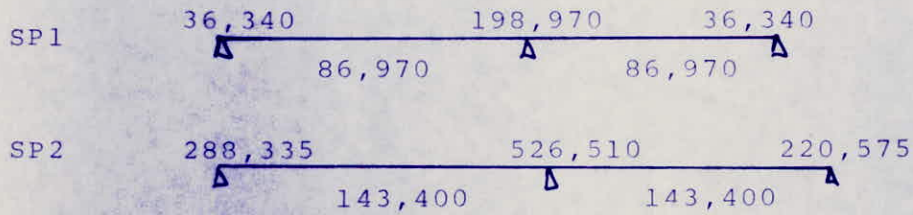
En effet, si l'effort tranchant est nul, on a

$$\tau_b = 0 \quad \text{donc} \quad \bar{e} = h$$

Pour la disposition des armatures transversales, on utilise la suite de caquot.





Niveau 6.Section en travée.

$$1,5 \cdot 86,970 < 143,400$$

$$M = 143,400 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,018$$

$$\xi = 0,9405$$

$$K = 69,00$$

$$\sigma'_b = 60,87 \text{ (armatures comprimés non nécessaires)}$$

$$A = 18,15 \text{ cm}^2 \quad A = 6.T.32 = (48,25)$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 36,340 < 288,335$$

$$M = 288,335 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0367$$

$$\xi = 0,9180$$

$$K = 46,00$$

$$\sigma'_b = 91,306 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires)}$$

$$A = 37,39 \text{ cm}^2 \quad A = 12.T.20 = (37,69 \text{ cm}^2)$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \cdot 198,970 < 526,510$$

$$M = 526,510 \text{ t.m}$$

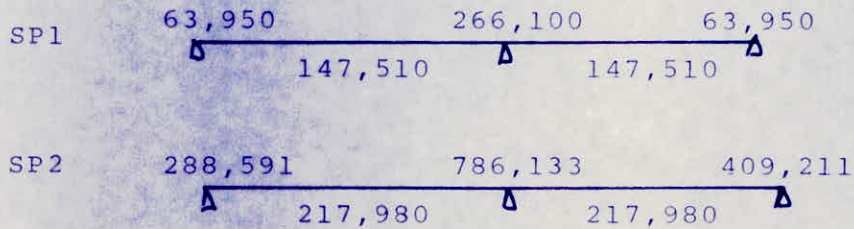
$$\eta = 0,067$$

$$\xi = 0,8934$$

$$K = 31,9$$

$$\sigma'_b = 131,66 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires)}$$

$$A = 70,17 \text{ cm}^2 \quad A = 16.T.25 = 78,56 \text{ cm}^2$$

Niveau 5.Section en travée.

$$l,5. 147,510 > 217,980$$

$$M = 147,510 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,028$$

$$\xi = 0,9275$$

$$K = 54,00$$

$$\sigma'_b = 51,85 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 28,4 \text{ cm}^2 \quad A = 7.T.25 = 34,36 \text{ cm}^2$$

Section sur appui de rive.

$$l,5. 63,59 < 409,211 \text{ t.m}$$

$$M = 409,211 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,052$$

$$K = 37,12$$

$$\xi = 0,9042$$

$$\sigma'_b = 112,90 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 53,87 \text{ cm}^2 \quad A = 7.T.32 = 56,29 \text{ cm}^2$$

Section sur appui intermédiaire.

$$l,5. 266,100 < 786,133$$

$$M = 786,144 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,100$$

$$K = 24,7$$

$$\xi = 0,8741$$

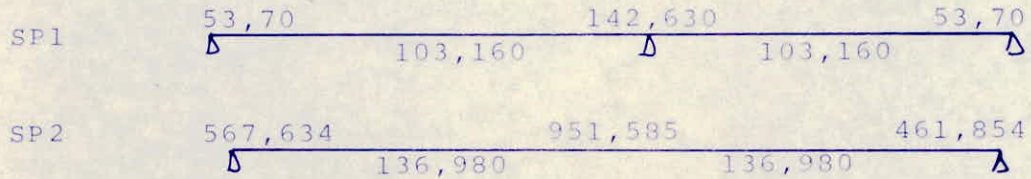
$$\sigma'_b = 170 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 107,067 \quad A = 14.T.32 = 112,5 \text{ cm}^2$$





Niveau 3.



Section en travée.

$$l,5. 103,160 > 136,980$$

$$M = 103,160 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,022$$

$$K = 62,00$$

$$\varepsilon = 0,9351$$

$$\sigma'_b = 45,16 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires) '}$$

$$A = 20,736 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2$$

Section sur appui de rive.

$$l,5. 53,70 < 563,631$$

$$M = 563,634 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0796$$

$$K = 28,6$$

$$\varepsilon = 0,8853$$

$$\sigma'_b = 146,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 79,78 \text{ cm}^2. \quad A = 11.T.32 = 88,46 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$l,5. 142,630 < 951,585$$

$$M = 951,585 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,134$$

$$K = 20,3$$

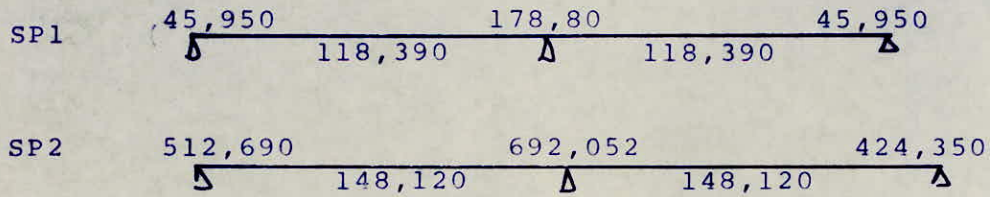
$$\varepsilon = 0,8584$$

$$\sigma'_b = 206,896 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 119,92 \text{ cm}^2$$

$$A = 15.T.32 = 120,63 \text{ cm}^2.$$



Niveau 2.Section en travée.

$$1,5 \cdot 118,390 > 148,120$$

$$M = 118,390 \text{ t.m}$$

$$\eta_b = 0,025$$

$$K = 57,15$$

$$\varepsilon = 0,9310$$

$$\sigma'_b = 48,69 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 23,90 \text{ cm}^2 \qquad A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 45,95 < 512,690$$

$$M = 512,690 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,072$$

$$K = 30,4$$

$$\varepsilon = 0,8899$$

$$\sigma'_b = 138,15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 72,19 \text{ cm}^2 \qquad A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 178,180 < 692,052$$

$$M = 692,052 \text{ t.m}$$

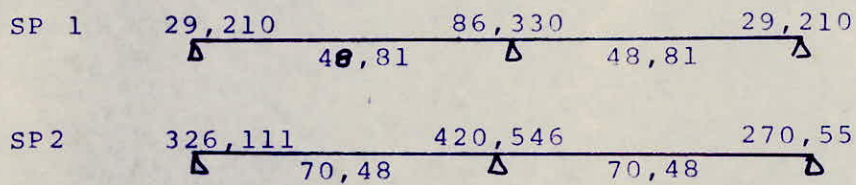
$$\eta = 0,0978$$

$$\varepsilon = 0,8753$$

$$K = 25,1$$

$$\sigma'_b = 167,33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 98,078 \text{ cm}^2 \qquad A = 11.T.32 = 98,18 \text{ cm}^2$$

Niveau 1.Section en travée.

$$1,5 \times 48,81 > 70,48$$

$$M = 48,81 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,026$$

$$\xi = 0,9301$$

$$K = 56,5$$

$$\sigma'_b = 49,56 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 15,62 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 29,210 < 326,111$$

$$M = 326,111 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,115$$

$$\xi = 0,8667$$

$$K = 22,5$$

$$\sigma'_b = 186,66 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 71,66 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 86,330 < 420,546$$

$$M = 420,546 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,149$$

$$K = 18,9$$

$$\xi = 0,8525$$

$$\sigma'_b = 222,22 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 97,88 \text{ cm}^2 \quad A = 11.T.32 = 98,18 \text{ cm}^2$$



Niveau 0.

$$SP1 \quad 29,21 \begin{array}{c} \triangle \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 48,810 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 86,33 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 48,81 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} \triangle \\ \hline \end{array} 29,21$$

$$SP2 \quad 27,78 \begin{array}{c} \triangle \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 70,86 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 81,43 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} 70,86 \\ \hline \end{array} \begin{array}{c} \triangle \\ \hline \end{array} 27,78$$

Section en travée.

$$1,5 \cdot 48,810 > 70,86$$

$$M = 48,810 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,026$$

$$K = 56,5$$

$$\varepsilon = 0,9301$$

$$\sigma'_b = 49,56 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 15,62 \text{ cm}^2 \quad A = 5 \text{ } \emptyset \text{ 20} = 15,70 \text{ cm}^2$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 29,21 > 27,78$$

$$M = 29,21 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0155$$

$$K = 75,5$$

$$\varepsilon = 0,9498$$

$$\sigma'_b = 37,086 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires)}$$

$$A = 9,20 \text{ cm}^2 \quad A = 5 \cdot T \cdot 20 = 15,70 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \cdot 86,33 > 81,43$$

$$M = 86,33 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,046$$

$$K = 40,2$$

$$\varepsilon = 0,9094$$

$$\sigma'_b = 69,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (armatures comprimés non nécessaires).}$$

$$A = 28,25 \text{ cm}^2 \quad A = 10 \cdot T \cdot 20 = 31,41 \text{ cm}^2.$$



## VERIFICATION DES CONTRAINTES DU PORTIQUE LONGITUDINAL (2)

vue	sect	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	$\varepsilon$	K	$\sigma_a$	$\sigma_b'$
	1	118,705	15,70	0,1157	0,9435	73,500	4085,16	55,58
	2	343,667	49,09	0,3628	0,9067	38,600	4134,50	109,11
	T	147,960	31,41	0,2362	0,9224	49,400	2687,84	54,41
	4	288,335	37,69	0,2693	0,9178	45,800	4166,56	90,97
	5	526,510	78,56	0,5170	0,8920	31,300	4077,49	130,27
	T	143,400	49,25	0,1345	0,9394	67,500	4051,24	60,02
	7	409,211	56,29	0,4021	0,9023	36,200	4028,42	111,28
	8	786,133	112,50	0,7665	0,8741	24,700	4190,49	169,65
	T	147,510	34,360	0,2103	0,9259	52,500	2704,84	51,52
	10	273,615	64,34	0,2693	0,9178	45,800	3953,85	86,33
	11	970,828	128,68	0,9136	0,8652	22,100	4082,36	184,72
	T	204,450	64,34	0,1878	0,9296	56,000	4181,24	74,66
	13	563,634	88,46	0,6046	0,8851	28,500	4167,61	146,23
	14	951,585	120,63	1,0488	0,8586	20,300	4181,47	205,98
	T	103,160	72,38	0,1653	0,9336	60,300	2644,67	43,85
	16	512,690	98,18	1,4889	0,8392	16,100	1623,69	100,85
	17	692,052	72,38	0,7558	0,8747	24,900	4142,19	166,35
	T	118,390	72,38	0,1813	0,9310	57,500	2777,12	48,30
	19	326,111	72,38	0,8975	0,8663	22,400	4161,04	185,76
	20	420,1546	98,18	1,1687	0,8525	18,900	4187,11	221,54
	T	48,810	72,38	0,1869	0,9299	56,300	2745,54	48,77
	22	20,21	15,70	0,1109	0,9445	75,000	2792,20	37,23
	23	86,33	31,41	0,3365	0,9096	40,3	2794,72	69,42
	T	48,810	15,70	0,1869	0,9289	56,300	2789,07	49,54

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot z \cdot k}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k}$$



Condition de non entrainement

Niveau	$T_{max}(t)$	$\%d (kg/cm)$
7	102,260	10,197
6	106,920	6,750
5	106,000	4,960
4	120,690	4,730
3	77,400	2,820
2	520,046	14,470
1	102,740	6,230
0	51,58	8,687

Condition aux appuisa) Beton

Niveau	7		6		5		4		3		2		1		0	
Section	(1)	(3)	(4)	(6)	(7)	(9)	(10)	(12)	(13)	(15)	(16)	(18)	(19)	(21)	(22)	(24)
T (t)	65,950	65,950	76,230	76,230	135,240	135,24	89,470	89,470	60,680	60,680	520,046	520,046	49,800	49,800	40,800	49,800
c (cm)	89	89	76	76	80	80	76	76	80	80	76	76	80	80	89	89
$C_0$ (cm)	22,84	22,84	26,40	26,40	46,84	46,84	30,98	30,98	21,0	21,01	46,50	46,50	12,67	12,67	12,67	12,67

$$c > C_0$$



Verification à la fissuration

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	R <sub>f</sub>	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$	$\sigma_a$	Sollicit. - absc.
7	31,41	700	0,0449	4718,43	2215,29	4200	2687,84	SP2 (2)
6	48,25	700	0,0689	4895,25	2215,29	4200	1581,87	SP2 (5)
5	34,36	700	0,0490	4157,05	827,99	4200	1238,07	(SP2) (8)
4	64,36	700	0,0919	4591,71	1751,34	4200	1519,30	(SP2) (11)
3	72,38	700	0,1034	4300,29	2291,29	4200	803,48	(SP2) (14)
2	72,38	700	0,1034	4300,29	2291,29	4200	924,68	(SP2) (17)
1	72,38	700	0,1034	4300,29	2291,29	4200	659,19	(SP2) (20)
0	15,70	700	0,0224	2796,07	2291,29	2800	2689,07	SP2 (23)

\* Les armatures inférieures ne travaillent que au Traction pour que T<sub>inf</sub> < 0 (H pris avec son signe)

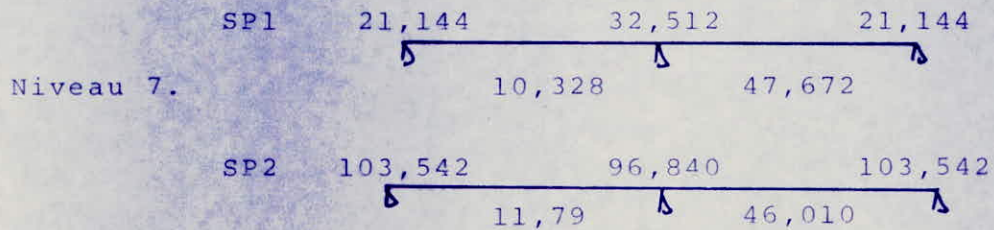
Calcul des armatures transversales

Niveau	T (t) max	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cd}$	$(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{cd}}) \cdot \sigma_{cd}$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	F (cm)
7	107,529	107,110	9,240	22,732	6,28	30	116
6	114,285	60,020	9,329	26,780	11,00	50	121
5	178,184	169,650	14,545	17,350	9,42	30	77
4	152,782	184,720	12,472	16,053	11,00	40	95
3	88,987	205,990	7,638	14,223	12,57	70	129
2	520,046	143,850	20,697	28,176	12,57	30	35
1	102,790	221,540	13,978	12,884	12,57	40	54
0	49,240	69,420	6,700	25,975	6,28	40	88

T + $\frac{M}{30a}$	A (cm <sup>2</sup> )	T (t)	V (t.m)	Situation	Niveau
< 0	31,41	65,970	-109,085	(1)	7
< 0	31,41	65,970	-57,229	(2)	7
< 0	48,25	76,230	-219,415	(3)	6
< 0	48,25	76,230	-151,655	(4)	6
< 0	34,36	135,240	-159,007	(5)	5
< 0	34,36	135,240	-220,42	(6)	5
< 0	64,36	89,470	-267,535	(7)	4
< 0	64,36	89,470	-169,395	(8)	4
< 0	64,36	60,680	-53,050	(9)	3
< 0	72,38	60,680	-47,910	(10)	3
< 0	72,38	69,870	-51,90	(11)	2
< 0	72,38	69,870	-423,570	(12)	2
< 0	72,38	40,800	-325,811	(13)	1
< 0	72,38	40,800	-423,570	(14)	1
< 0	15,70	40,800	-27,780	(15)	0
< 0	15,70	40,800	-27,780	(16)	0

b) Aciers



Portique transversal (3) et (1)Armatures longitudinales.Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 32,512 < 96,840.$$

$$M = 96,840 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,014$$

$$\varepsilon = 0,9828$$

$$K = 275$$

$$\sigma'_b = 15,72 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 12,347 \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \cdot T.20 = 18,84 \text{ cm}^2.$$

Section en travée.

$$1,5 \times 47,776 > 46,010.$$

$$M = 47,776 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,010$$

$$\varepsilon = 0,9851$$

$$K = 320$$

$$\sigma'_b = 8,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 9,128 \text{ cm}^2.$$

$$A = 6 \cdot T.20 = 18,84 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui de rive.

$$21,144 \times 1,5 < 103,542$$

$$M = 103,542 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0146$$

$$\varepsilon = 0,9821$$

$$K = 265$$

$$\sigma'_b = 15,85 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 35,86 \text{ cm}^2.$$

$$A = 8 \cdot T.25 = 39,27 \text{ cm}^2.$$



<u>Niveau 6.</u>	SP1	6,344	10,91	11,79	12,268	7,166
	SP2	359,359		257,63	342,95	
			12,650		14,980	

Section en travée.

$$1,5 \times 10,91 > 12,65.$$

$$M = 10,91 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0021$$

$$K = 580$$

$$\varepsilon = 0,9916$$

$$\sigma'_b = 4,83 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1,96 \text{ cm}^2 \quad A = 6.T.20 = 18,84$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 7,166 < 359,359$$

$$M = 359,359 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,063$$

$$K = 111$$

$$\varepsilon = 0,9603$$

$$\sigma'_b = 37,84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 44,55 \text{ cm}^2 \quad A = 6.T.32 = 48,25 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$11,79 \times 1,5 < 257,63$$

$$M = 257,63 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,037$$

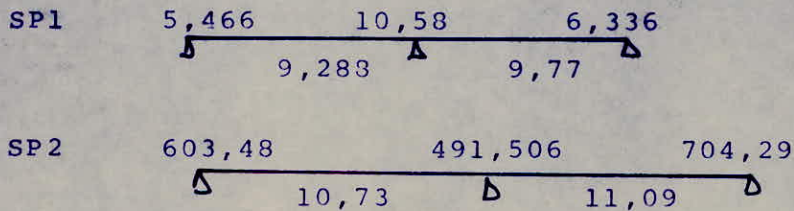
$$K = 45,6$$

$$\varepsilon = 0,9175$$

$$\sigma'_b = 92,10 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 33,43 \text{ cm}^2. \quad A = 6.T.32 = 48,25 \text{ cm}^2.$$



Niveau 5.Section en travée.

$$1,5 \times 9,288 > 10,73$$

$$M = 10,73 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0024$$

$$K = 205$$

$$\varepsilon = 0,9773$$

$$\sigma'_b = 13,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1,96 \text{ cm}^2. \quad A = 6.T.20 = 18,84$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 6,336 < 704,24$$

$$M = 704,29 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,10$$

$$K = 24,0$$

$$\varepsilon = 0,8718$$

$$\sigma'_b = 175 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 96,18 \text{ cm}^2. \quad A = 12.T.32 = 96,50$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 10,58 < 491,506$$

$$M = 491,506 \text{ t.m}$$

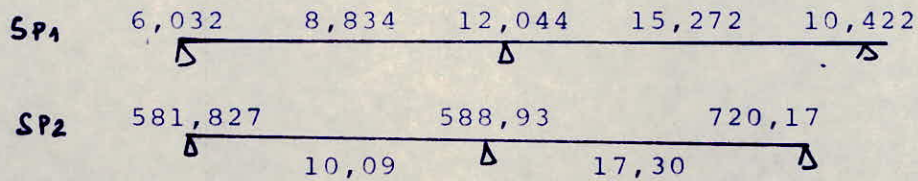
$$\eta = 0,062$$

$$K = 33,3$$

$$\varepsilon = 0,8965$$

$$\sigma'_b = 126,126 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 64,27 \text{ cm}^2. \quad A = 8.T.32 = 64,34 \text{ cm}^2.$$

Niveau 4.Section en travée.

$$1,5 \times 15,272 > 17,30$$

$$M = 15,272 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0034$$

$$K = 172$$

$$\varepsilon = 0,97,33$$

$$\sigma'_b = 162,28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 2,8 \text{ cm}^2. \quad A = 4.T.20 = 12,56 \text{ cm}^2.$$

Section appui de rive.

$$1,5 \times 10,422 < 720,17$$

$$M = 720,17 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,107$$

$$K = 24,0$$

$$\varepsilon = 0,8718$$

$$\sigma'_b = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 98,34 \quad A = 14.T.32 = 142,58 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 12,044 < 588,93$$

$$M = 588,93 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0876$$

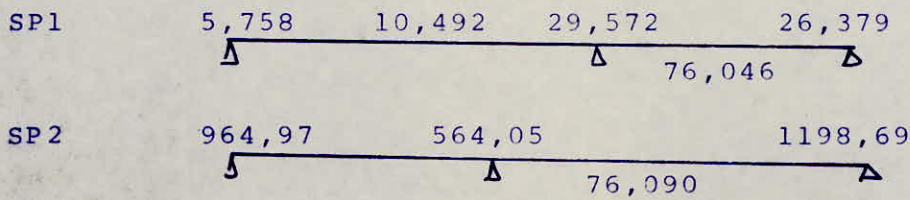
$$K = 27,0$$

$$\varepsilon = 0,8810$$

$$\sigma'_b = 155,55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 79,58 \text{ cm}^2 \quad A = 10.T.32 = 80,42 \text{ cm}^2.$$



Niveau 3.Section en travée.

$$1,5 \times 76,046 > 76,090$$

$$M = 76,046 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,019$$

$$K = 67,5$$

$$\epsilon = 0,9394$$

$$\sigma'_b = 41,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 15,22 \text{ cm}^2 \quad A = 5.T.20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 26,374 < 1198,69$$

$$M = 1198,69 \text{ y.m}$$

$$\eta = 0,197$$

$$K = 15,6$$

$$\epsilon = 0,8366$$

$$\sigma'_b = 229,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 119,92 \text{ cm}^2 \quad A = 15.T.32 = 120,63 \text{ cm}^2$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 29,572 < 564,04$$

$$M = 564,05 \text{ t.m}$$

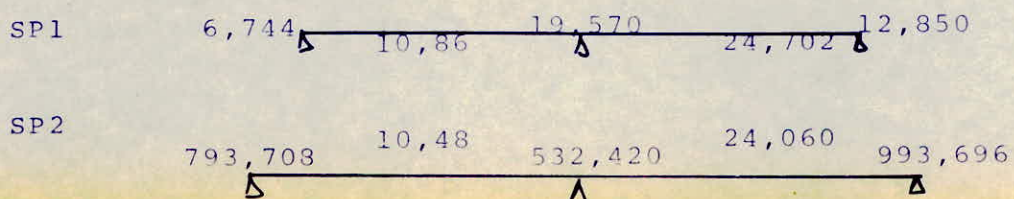
$$\eta = 0,093$$

$$K = 25,9$$

$$\epsilon = 0,8777$$

$$\sigma'_b = 162,16$$

$$A = 80,33 \text{ cm}^2 \quad A = 10.T.32 = 80,42 \text{ cm}^2$$

Niveau 2.

Section en travée.

$$1,5 \times 24,702 \approx 24,060$$

$$M = 24,702 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,006$$

$$K = 128$$

$$\xi = 0,9650$$

$$\sigma'_b = 21,875 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 4,68 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 12,850 < 993,696$$

$$M = 993,696$$

$$\eta = 0,16$$

$$K = 17,8$$

$$\xi = 0,8475$$

$$\sigma'_b = 235,95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 148,93 \text{ cm}^2 \quad A = 15.T.32 = 120,63 \text{ cm}^2.$$

Moment sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 19,570 < 532,420$$

$$M = 532,420 \text{ t.m}$$

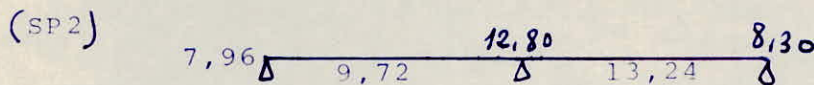
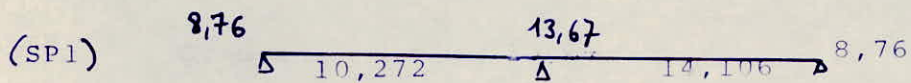
$$\eta = 0,0878$$

$$K = 27$$

$$\xi = 0,8810$$

$$\sigma'_b = 155,55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 71,37 \text{ cm}^2. \quad A = 9.T.32 = 72,38 \text{ cm}^2$$

Niveau 1.



Section en travée.

$$1,5 \times 14,11 > 13,300$$

$$M = 14,11 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,0087$$

$$K = 104$$

$$\xi = 0,9580$$

$$\sigma'_b = 26,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 4,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.T.20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui de rive.

$$1,5 \times 8,98 < 549,58$$

$$M = 549,58 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,015$$

$$K = 77$$

$$\xi = 0,9457$$

$$\sigma'_b = 54,54 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 115,30 \text{ cm}^2$$

$$A = 16.T.32 = 128,68 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 13,67 < 415,58$$

$$M = 415,58 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,17$$

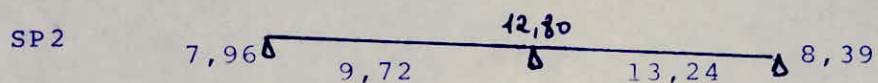
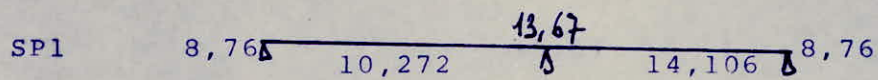
$$K = 17,3$$

$$\xi = 0,8452$$

$$\sigma'_b = 242,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 97,56 \text{ cm}^2.$$

$$A = 16.T.32 = 128,68 \text{ cm}^2.$$

Niveau 0.

Section en travée.

$$1,5 \times 14,106 > 13,74$$

$$M = 14,106 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,00058$$

$$K = 420$$

$$\xi = 0,9885$$

$$\sigma'_b = 6,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 4,25 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui de rive

$$1,5 \times 8,76 > 8,39$$

$$M = 8,76 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,00036$$

$$K = 540$$

$$\xi = 0,9910$$

$$\sigma'_b = 5,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2,63 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

Section sur appui intermédiaire.

$$1,5 \times 13,67 > 12,8$$

$$M = 13,67 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,00037$$

$$K = 540$$

$$\xi = 0,9910$$

$$\sigma'_b = 5,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 4,10 \text{ cm}^2 \quad A = 9.T.20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

Condition de non entrainement.

Niveau	$T_{max} (t)$	$\zeta_d (kg/cm^2)$
7	44,672	14,255
6	30,646	2,903
5	42,911	2,439
4	38,635	2,196
3	105,551	39,236
2	84,661	3,166
1	37,459	21,04
0	15,48	6,517



## VERIFICATION DES CONTRAINTES DU PORTIQUE TRANSVERSAL (1)&amp;(1)

Niveau	elt	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	$\varepsilon$	K	$\sigma_a$	$\sigma'_s$
7	1	103,542	18,84	0,331	0,9101	40,600	1588,30	39,121
	2	96,840	39,27	0,110	0,9448	75,500	4109,09	54,425
	T	47,776	18,84	0,082	0,9517	88,500	2804,82	31,693
6	4	359,359	48,25	0,402	0,9027	36,400	4125,32	113,333
	5	257,630	48,25	0,286	0,9155	44,200	4095,01	92,647
	T	10,910	18,84	0,016	0,9778	210,000	2846,35	13,554
5	7	704,290	96,50	0,838	0,8695	23,300	4028,62	172,902
	8	491,506	64,34	0,603	0,8851	28,500	3836,08	134,600
	T	10,730	18,84	0,016	0,9778	210,000	2799,39	13,330
4	10	720,170	192,58	0,838	0,8695	23,300	4119,45	176,800
	11	588,930	80,42	0,670	0,8804	26,800	4159,01	155,187
	T	15,272	12,56	0,025	0,9724	166,000	2608,88	15,716
3	13	1198,690	120,63	1,596	0,8355	15,400	4150,29	269,500
	14	564,050	80,42	0,705	0,8780	26,000	4200,01	161,542
	T	76,046	28,27	0,138	0,9387	66,500	2715,79	40,839
2	16	993,696	120,63	1,305	0,8466	17,600	4152,19	235,920
	17	532,420	72,38	0,661	0,8810	27,000	4129,05	152,928
	T	24,060	28,27	0,041	0,9650	128,000	2786,08	21,766
1	19	549,580	128,68	1,745	0,8311	14,600	4186,69	266,759
	20	415,580	128,68	1,396	0,8428	16,800	4087,45	243,300
	T	14,110	28,27	0,064	0,9569	101,000	2659,73	266,334
0	22	8,760	28,27	0,039	0,9655	130,000	2681,15	20,624
	23	13,670	28,27	0,063	0,9573	102,000	2632,69	25,811
	T	14,1106	28,27	0,063	0,9573	102,000	2716,66	26,634



Conditions aux appuis : a) Béton

$$C \geq C_0 = \frac{2T}{b \sigma_{b0}}$$

Niveau	7		6		5		4		3		2		1		0	
Section	①	③	④	⑥	⑦	⑨	⑩	⑫	⑬	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉔
T (t)	44,71	44,71	30,646	30,646	42,911	42,911	38,635	38,635	105,551	105,551	84,660	84,660	37,459	37,459	15,480	15,480
C (cm)	85,00	85,00	92,50	92,50	92,50	92,50	91,00	91,00	85,00	85,00	90,00	90,00	88,00	88,00	91,00	91,00
C <sub>0</sub> (cm)	18,06	18,06	12,38	12,38	17,33	17,33	15,60	15,60	42,636	42,636	34,20	34,20	15,13	15,13	6,25	6,25

C > C<sub>0</sub>

b) Aciers

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

Niveau	7		6		5		4		3		2		1		0	
Section	①	③	④	⑥	⑦	⑨	⑩	⑫	⑬	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉔
M (t.m)	-102,84	-81,808	-359,359	-242,950	-603,08	-701,94	-587,827	-716,950	-966,23	-1192,49	-787,508	-993,696	-485,216	-549,58	-716	-81,39
T (t)	12,82	-44,716	26,341	-30,646	26,715	-42,911	38,635	-37,638	65,465	-105,550	55,615	-84,661	21,006	-37,460	12,64	-13,53
A (cm <sup>2</sup> )	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84	12,56	12,56	28,27	28,27	28,27	28,27	28,27	28,27	28,27	28,27
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\gamma \sigma_a}$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0

les armatures inférieurs ne travaillent pas en traction puisque  $T + \frac{M}{\gamma} < 0$  (M: moment pris avec son signe)



Verification à la fissuration

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	B <sub>f</sub>	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$	$\sigma_a$	Sollicit section
7	18,84	600	0,0314	2867,58	2215,29	2800	1402,41	SP <sub>1</sub> (2)
6	18,84	600	0,0314	2867,58	2215,29	2800	296,117	SP <sub>1</sub> (5)
5	18,84	600	0,0314	2867,58	2215,29	2800	291,23	SP <sub>1</sub> (8)
4	12,56	600	0,0209	2874,44	2215,29	2800	625,22	SP <sub>1</sub> (11)
3	28,27	600	0,0471	3842,28	2215,29	2800	1508,24	SP <sub>1</sub> (14)
2	28,27	600	0,0471	3842,28	2215,29	2800	464,76	SP <sub>1</sub> (17)
1	28,27	600	0,0471	3842,28	2215,29	2800	434,66	SP <sub>1</sub> (20)
0	28,27	600	0,0471	3842,28	2215,29	2800	434,36	SP <sub>1</sub> (23)

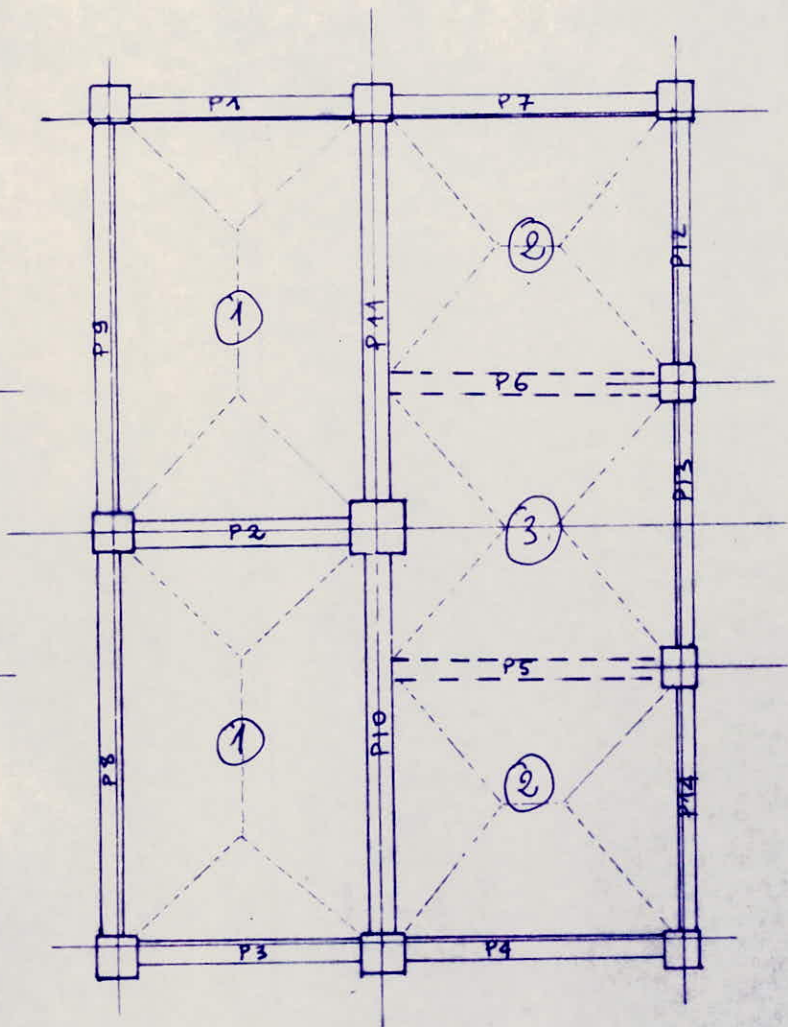
Calcul des armatures transversales

Niveau	T(t) max	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(\frac{\sigma'_b - \sigma_b}{\sigma_{b0}}) \sqrt{\frac{A_s}{S_{b0}}}$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{t}$ (cm)
7	44,676	54,425	4,480	27,226	7,85	80	125
6	30,646	113,333	2,920	22,196	7,85	100	123
5	42,911	172,902	4,087	17,070	7,85	80	99
4	38,635	176,800	3,680	16,734	4,71	60	118
3	105,551	15,716	10,580	30,597	8,64	40	88
2	24,661	235,92	8,490	14,711	12,56	70	106
1	37,459	266,75	5,946	12,164	12,56	80	102
0	15,48	25,811	2,457	32,068	12,56	80	108

# **CALCUL DES ELEMENTS**

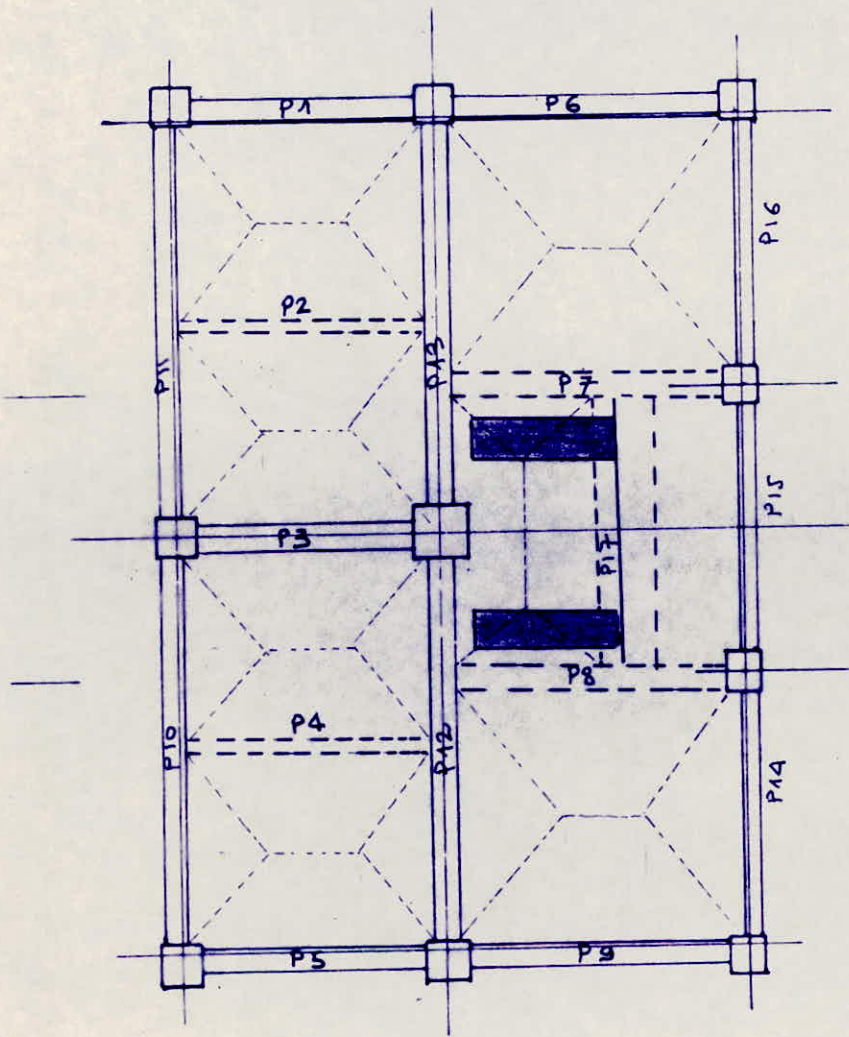


- CALCUL DE DALLE - GENERALITES
- METHODE DE CALCUL POUR LA DETERMINATION DES EFFORTS
- REMARQUES CONCERNANT LES DALLES SOUS CHARGES LOCALISEES
- DALLES SOUS CHARGES LOCALISEES SYMETRIQUES PAR RAPPORT A UN AXE
- DALLES SOUS CHARGES LOCALISEES OCCUPANT UNE POSITION QUELCONQUE
- VERIFICATION AU POINÇONNEMENT
- CALCUL DES ARMATURES DES DALLES
- VERIFICATION A LA CONDITION DE NON FRAGILITE
- VERIFICATION A LA FISSURATION
- VERIFICATION A L'ADHERENCE
- ECARTEMENT DES ARMATURES
- VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT
- APPLICATION
- NIVEAU R.D.C. & NIVEAU 1
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (1)
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (2)
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (3)
- NIVEAU 4
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (1)
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (2)
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (3)
- FERRAILLAGE DE LA DALLE (4)

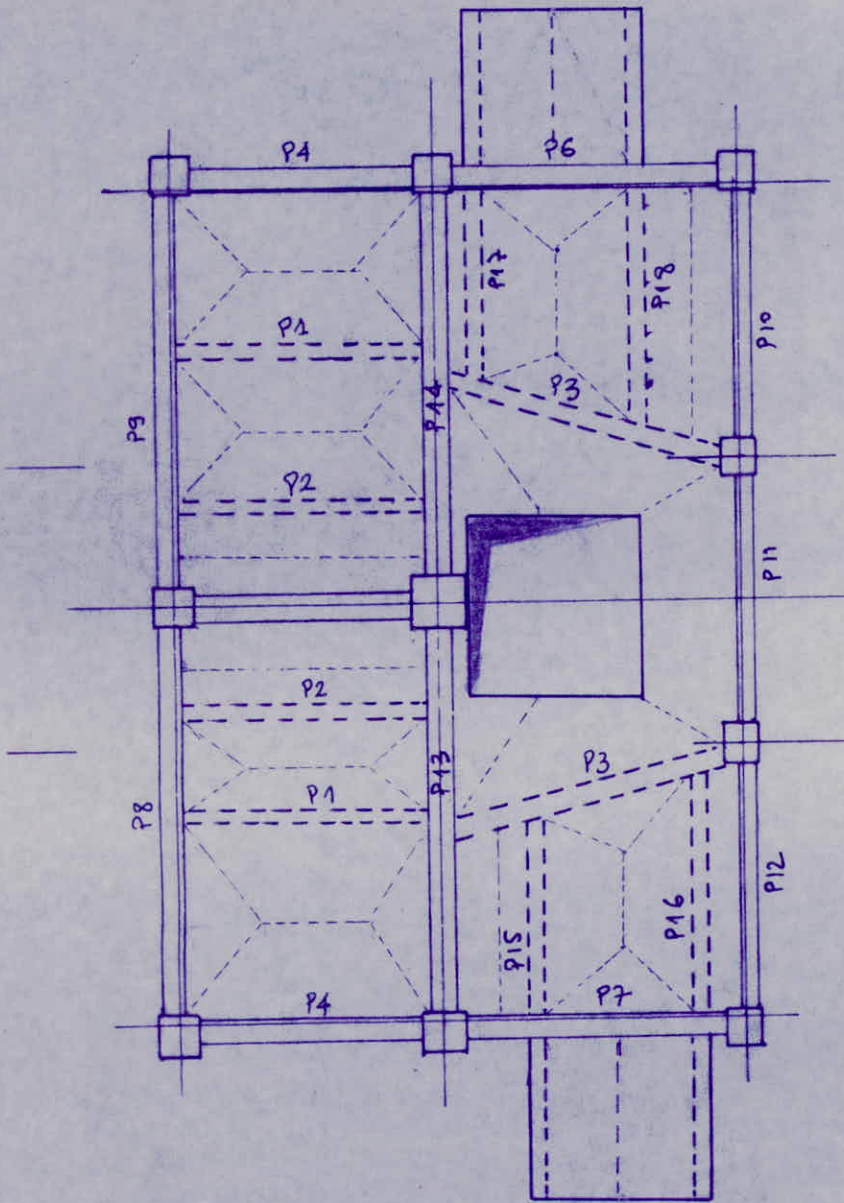


Niveau 01



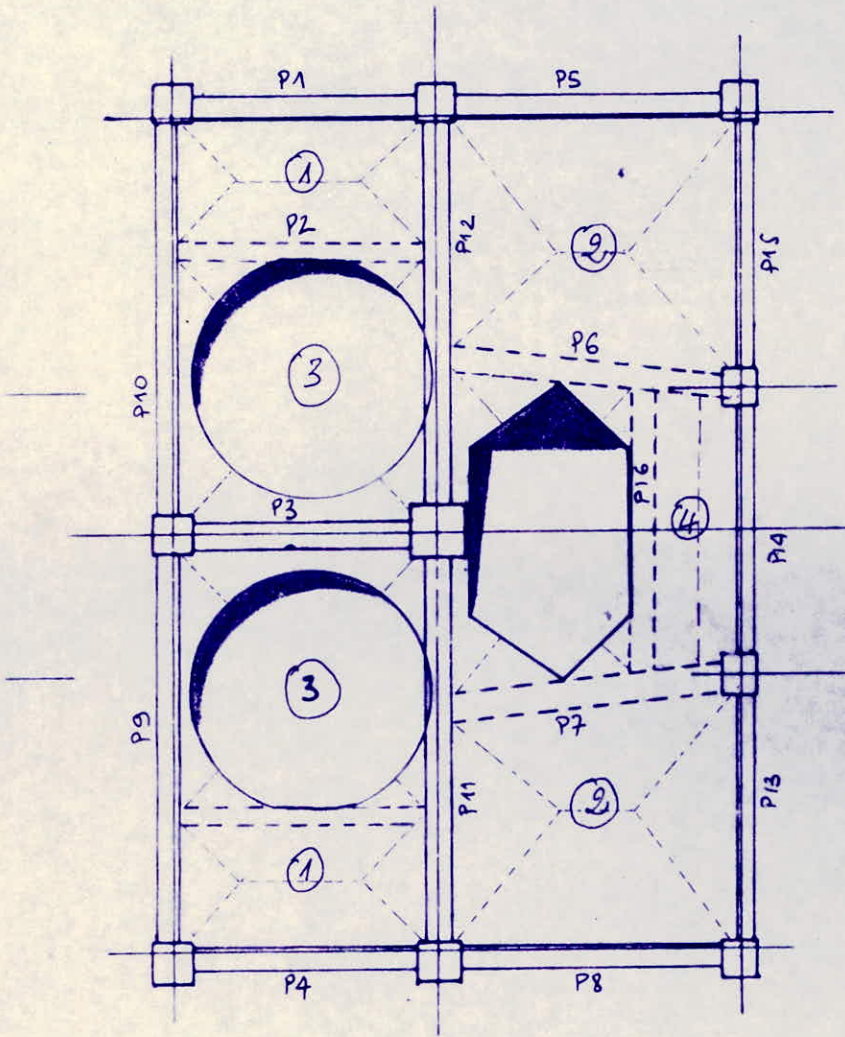


Niveau 02

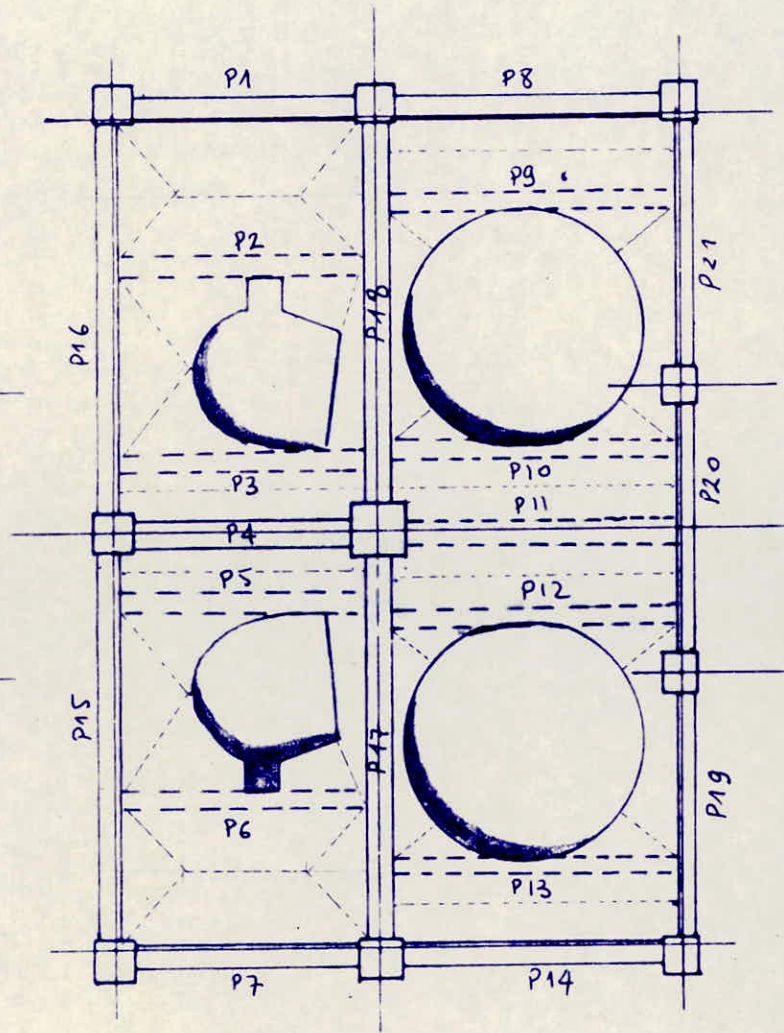


Niveau 03



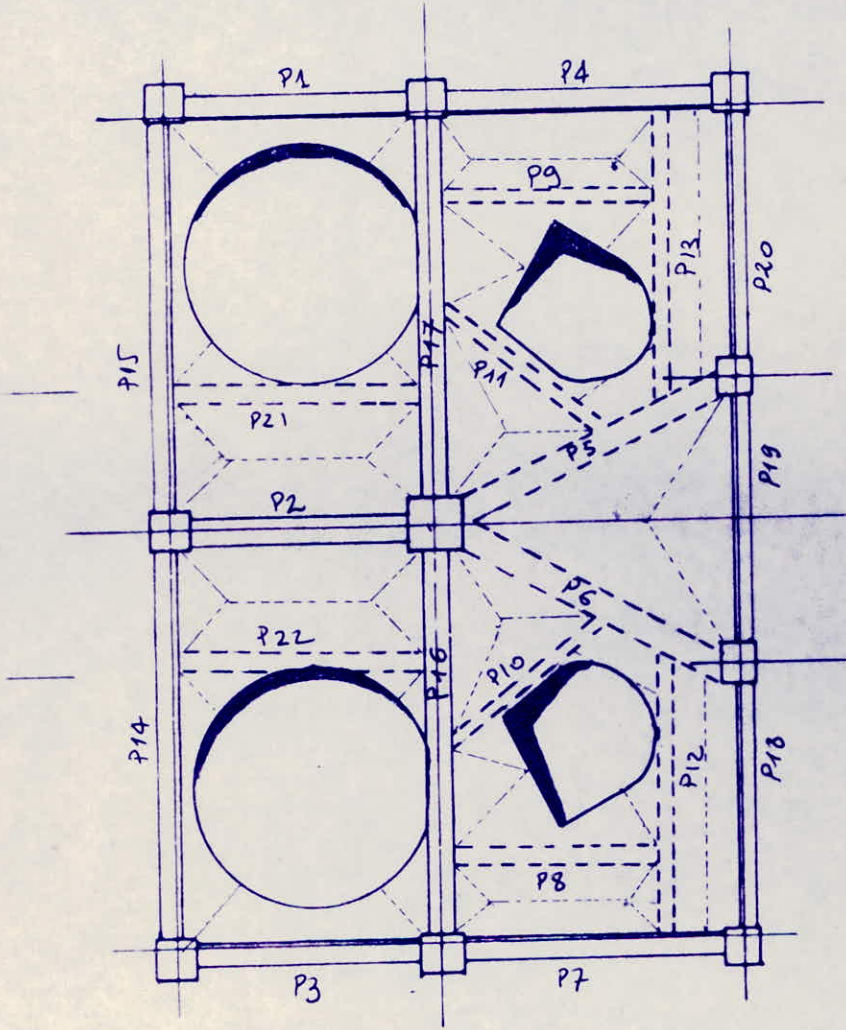


Niveau 04

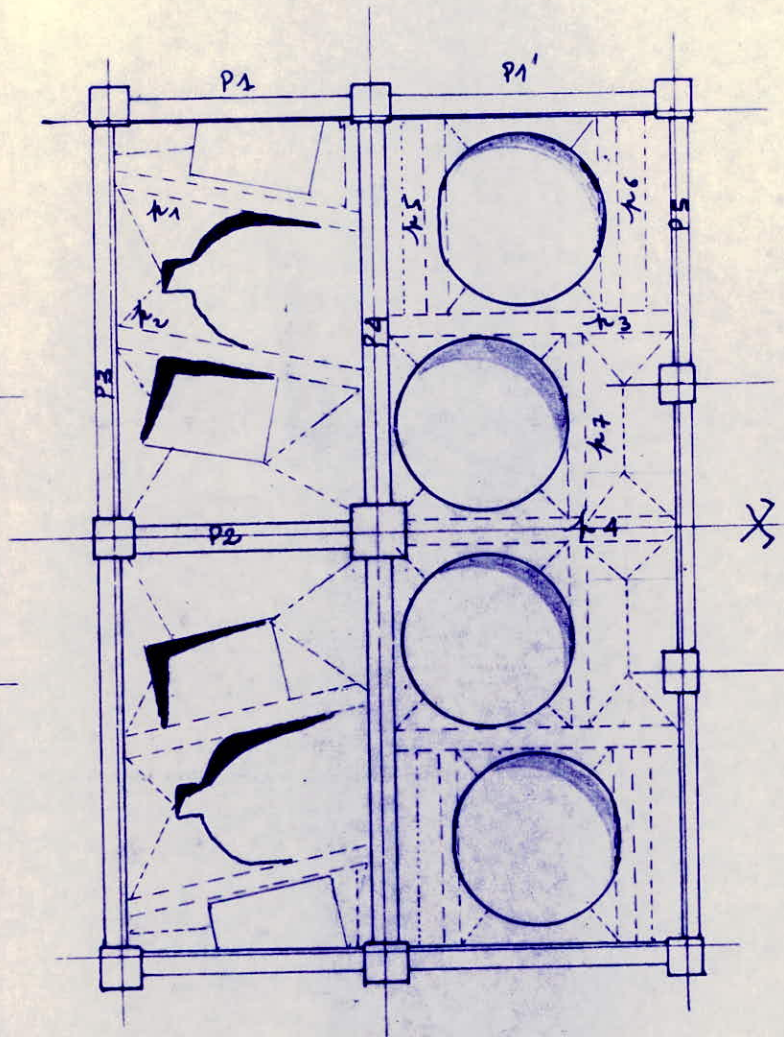


Niveau 05





Niveau 06



Niveau 07



Calcul des dalles.

Notre bâtiment est formé de dalles pleines ayant des épaisseurs variables suivants les charges qui leur reviennent.

On aura plusieurs sortes de dalles.

- Dalles pleines de rive ayant deux côtés libres (ayant une continuité avec les autres dalles sur deux côtés).
- Dalles pleines de rive ayant un seul côté de libre (ayant une continuité sur un seul côté).
- Dalles ayant une grande réservation circulaire chargées sur le pourtour de cette dernière.
- Dalles ayant une grande réservation de forme quelconque chargées sur quelques côtés de cette dernière.

Dans notre étude, on fera le calcul pour la détermination des efforts de toutes ces dalles.

Mais pour le calcul du ferrailage, on prendra des dalles types, afin d'avoir une idée sur la disposition des aciers. (qui d'ailleurs seront disposés en deux nappes).

Méthode de calcul pour la détermination des efforts sur les dalles et leur ferrailage.

Soit :  $l_x$  : le petit côté de la dalle.  
 $l_y$  : le grand côté de la dalle.

on distingue deux cas :

$$- \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$$

$$- \frac{l_x}{l_y} > 0,4 \text{ et inférieur à } 1.$$

1er cas :  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$  ( dalle uniformément chargée ).

Nous évaluerons les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant le petit côté, nous dirons que la dalle ne porte que dans un seul sens.



Nous ne calculons donc que les armatures parallèles à  $l_x$ .  
 Suivant  $l_y$ , nous nous bornerons à placer des armatures de répartitions.

Nous calculerons donc la dalle comme une poutre rectangulaire de portée  $l_x$ , de largeur  $lm$  et d'épaisseur  $h_0$ .

Si la dalle est liée à des appuis de rives qui ne sont pas susceptibles de lui fournir un encastrement partiel, on détermine alors le moment en travée par :

$$M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

On prévoit alors, dans ce cas, aux appuis, des armatures placées à la partie supérieure de la dalle et capables d'équilibrer un moment égal à :  $- 0,15 M_0$ .

2ème cas :  $0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

Nous calculerons les moments suivant les deux sens d'après la méthode dite de PIGEAUD ou alors en utilisant les règles C.C.B.A. 68, ce qui nous conduit aux mêmes résultats.

La méthode de PIGEAUD nous donne les moments :

$$\left. \begin{aligned} M_{x_0} &= (M_1 + \nu M_2) \cdot P \\ M_{y_0} &= (M_2 + \nu M_1) \cdot P \end{aligned} \right\} \text{ dans le cas où la dalle est simplement appuyée sur son pourtour.}$$

De même pour la méthode C.C.B.A. 68 (A<sub>2</sub>) qui nous donne :

$$\begin{aligned} M_{x_0} &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y_0} &= \mu_y \cdot M_{x_0} \end{aligned}$$

Dans le cas d'une dalle de dimension  $l_x$  et  $l_y$  reposant librement sur son pourtour et supportant une charge "q", uniformément répartie, les moments au centre de la plaque par bande de largeur unité seront donc  $M_{x_0}$  et  $M_{y_0}$ .  
 Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés dans le tableau (P.CHARON ,P.132), en fonction du rapport  $= \frac{l_x}{l_y}$



Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou si elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées pour le calcul des moments en travée et on calcule un moment d'encastrement.

On adopte en général les valeurs suivantes :

- Si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis.

Moments en travée :  $0,9 M_{x_0}$  ou  $0,9 M_{y_0}$ .

Moments sur appuis :  $0,7 M_{x_0}$  ou  $0,7 M_{y_0}$ .

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :  $0,9 M_{x_0}$  ou  $0,9 M_{y_0}$ .

Moment sur appuis :

- de rive :  $0,3 M_{x_0}$  ou  $0,3 M_{y_0}$  (dans notre cas, on prend  $0,15 M_{x_0}$  ou  $0,15 M_{y_0}$ ).

- intermédiaire :  $0,50 M_{x_0}$  ou  $0,50 M_{y_0}$ .

Pour les efforts tranchants :

au milieu de  $l_x$  :  $T_y = \frac{1}{3} \cdot q \cdot L_x$ .

au milieu de  $l_y$  :  $T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x}$

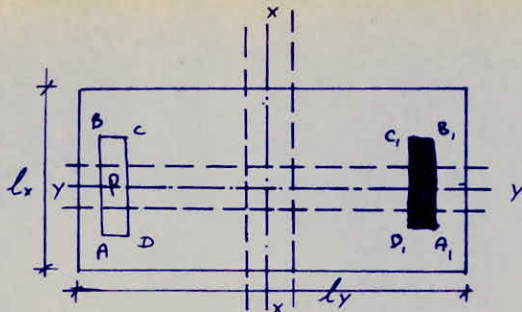
Remarque concernant les dalles sous chargés localisées.

Art. C.C.B.A.68. 39,52.

Dalle sous chargés localisées symétrique par rapport à un axe.

(exemple : par rapport à un axe xx).

Le calcul se fera en utilisant la méthode des charges localisées et centrées mais fictives (règles de RESAL).



- Soit A B C D le rectangle de répartition délimitant P et de surface  $\Omega$  sur le plan moyen.

$$q = \frac{P}{\Omega}$$

- Soit yy, l'axe de symétrie commun à A B C D à la plaque  $L_x, l_y$ .
- Soit A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>D<sub>1</sub> le rectangle symétrique de ABCD par rapport à xx sachant que la surface A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>D<sub>1</sub> supporte la même charge unitaire (car on suppose que la surface ABCD supporte une charge unitaire P=1 tonne), considérons deux bandes de charges unitaire (1m x l<sub>x</sub>) et (1m x l<sub>y</sub>) d'axe de symétrie xx et yy.

Les moments au centre de chaque bande seront :

$M_{1x}$  et  $M_{1y}$  pour la surface AA<sub>1</sub> B<sub>1</sub> B et sous une charge q.

$M_{2x}$  et  $M_{2y}$  pour la surface CC<sub>1</sub> D<sub>1</sub> D et sous une charge q.

$$M_{1x} = (M_{1,1} + M_{2,1}) P_1 \text{ avec } P_1 = AA_1 B_1 B \bullet q$$

$$M_{2x} = (M_{2,1} + M_{2,2}) P_2 \text{ avec } P_2 = CC_1 D_1 D \bullet q$$

De même pour  $M_{1y}$  et  $M_{2y}$

Finalement :

$$M_x = \frac{M_{1x} - M_{2x}}{2}$$

$$M_y = \frac{M_{1y} - M_{2y}}{2}$$

Pour les efforts tranchants, on aura si :

$$U > V \quad \text{au milieu de U : } T_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$\text{au milieu de V : } T_v = \frac{P}{3U}$$



$U < V$

Au milieu de U :  $T_u = \frac{P}{3V}$

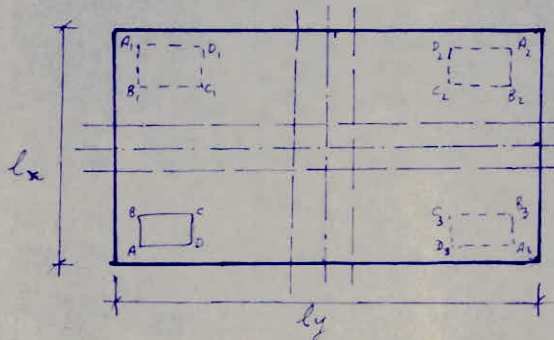
Au milieu de V :  $T_v = \frac{P}{2V + U}$

Enfin au milieu de  $l_x$  et  $l_y$

$$T_x = 1.25 T_u$$

$$T_y = 1.25 T_v$$

Dalle sous charges localisées occupant une position quelconque sur cette dernière.



- Soit  $ABCD$  le rectangle de répartition de  $P$  et  $SL$  sa surface sur le plan moyen :  $q = \frac{P}{\Omega}$

Les moments au centre de chaque bande seront :

$$M_{1x} \text{ et } M_{1y} \text{ sous une charge : } q \cdot AA_1A_2A_3$$

$$M_{2x} \text{ et } M_{2y} \text{ sous une charge : } q \cdot BB_1B_2B_3$$

$$M_{3x} \text{ et } M_{3y} \text{ sous une charge : } q \cdot DD_1D_2D_3$$

$$M_{4x} \text{ et } M_{4y} \text{ sous une charge : } q \cdot CC_1C_2C_3$$

Les moments  $M_x$  et  $M_y$  au centre des deux bandes sous la charge  $P$  seront d'après le principe de superposition des efforts :

$$M_x = \frac{M_{1x} - M_{2x} - M_{3x} - M_{4x}}{4}$$

$$M_y = \frac{M_{1y} - M_{2y} - M_{3y} - M_{4y}}{4}$$

Pour les efforts tranchants, ce sera la même chose que pour le cas de dalles sous charges localisées symétriques par rapport à un axe.

### Vérification au poinçonnement.

La contrainte de cisaillement due au poinçonnement est :

$$\tau_p = 1,5 \frac{P}{f_c \cdot h_0}$$

La condition de sécurité vis-à-vis du poinçonnement est assurée si :

$$\tau_p = 1,5 \frac{P}{f_c \cdot h_0} \leq 1,2 \overline{\sigma}_b$$

Où P: Valeur de la charge localisée

$f_c$ : périmètre de contour de diffusion de la charge P sur le plan moyen de la dalle ( $f_c = 2(U'+V')$ ).

$h_0$ : épaisseur de la dalle.

$\overline{\sigma}_b$ : contrainte de traction de référence du béton.



Calcul des armatures de dalles.

Ayant les moments, nous pouvons déterminer les armatures en travées avec  $M_{tx}$  et  $M_{ty}$ .

Aux appuis avec  $M_{arx}$ ,  $M_{aix}$  et  $M_{ary}$ ,  $M_{aiy}$ .

Avec :

$M_{ar}$  : moment aux appuis pour une dalle de rive.

$M_{ai}$  : moment aux appuis pour une dalle intermédiaire.

$M_t$  : moment en travée de la dalle.

On calcule :

$$\mu = \frac{15.M}{\overline{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

Ce qui donne d'après le tableau dans l'ouvrage de Mr. P. CHARON intitulé: "Exercices de béton armé",

les coefficients :  $\xi$  et  $K$

$M$  : moment qui nous intéresse ( $M$  pour chaque direction)

$\overline{\sigma}_a$  : Contrainte admissible de l'acier.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$b$  : Bande de largeur 1m de la dalle.

On vérifie si  $\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} \leq \overline{\sigma}'_b$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Sinon on met des armatures comprimées.

Et on détermine la section d'acier  $A$  pour un 1m de bande pour chaque direction avec :

$$A = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h}$$

Vérification des contraintes (aux appuis, et en travée):

$$\tilde{\omega} = \frac{1000 A}{b \cdot h}$$

d'après P. CHARON  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi \\ K \end{array} \right.$

ON vérifie que  $\sigma_a =$

$$\frac{M}{A \cdot \xi \cdot h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} \leq \overline{\sigma}'_b$$



Vérification à la condition de non-fragilité:  
( aux appuis et en travée ).

- On calculera la section d'armature  $A_1$  susceptible de résister aux sollicitations précédentes majorées de 20%  
En général  $A_1 = 1,2.A_0$ .

( $A_0$  : section d'armature qu'on a calculée).

- On calculera la section d'armature  $A_2$  définie par les relations suivantes :

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés :

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h$$

Dans le cas d'une dalle portant sur quatre côtés, avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  :

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{2-\rho}{2} \quad \text{pour les armatures disposées suivant } l_x.$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{1+\rho}{4} \quad \text{pour les armatures disposées suivant } l_y.$$

La section réelle  $A$  des armatures longitudinales tendues devra être telle que :

$$A \geq A_0, \quad A \geq \text{la plus petite des valeurs } A_1 \text{ ou } A_2$$

Vérification à la fissuration (généralement aux appuis).

Soit  $\tilde{\omega}_f = \frac{A_{\text{appuis}}}{B_f}$  (pourcentage de fissuration)

$$\sigma_1 = K \cdot \eta \cdot \frac{1}{\emptyset} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \cdot \frac{K \cdot \overline{\sigma}_b}{\emptyset}}$$

Avec:  $K$ : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration;

dans notre cas  $K = 1,5 \cdot 10^6$ : fissuration peu préjudiciable.



$\eta$  : coefficient de fissuration :

Dans notre cas = 1,6 : barrés à haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton, en bars.

$\emptyset$  : diamètre nominal, en millimètre, de la plus grosse barre tendues.

A : section totale des armatures tendues.

Si  $G_a$  est le centre de gravité des armatures tendues, B est la surface ayant pour centre de gravité  $G_a$  et limitée par le contour de la poutre et à une parallèle à l'axe neutre (voir fig.); Dans ce cas de figure

$$B_f = 2db_o.$$

$$\sigma_a = \text{minimum} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2/3 \text{ en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2). \end{cases}$$

Vérification à l'adhérence (suivant les 2 sens  $l_x$  et  $l_y$ ).

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n.p.z}$$

$T_{\max}$  : effort tranchant maximum

n : nombre de barres.

p : périmètre de contour de la plus grosse barre.

z :  $7/8$  h.

avec :  $\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ .

où  $\psi_d = 1,5$  Acier haute adhérence.

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,6 = 28,50 \text{ Kg/cm}^2.$$

jusqu'au niveau 3.

et à partir du niveau 3/ :  $\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,1 = 26,63 \text{ Kg/cm}^2$ .



Ecartement des armatures.

L'écartement sera d'après C.C.B.A.68 art. 57,33.

- Charges uniformément réparties.

$$\text{suivant } l_x : t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3 h_0 \end{cases}$$

$$\text{suivant } l_y : t \leq \min \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 4 h_0 \end{cases}$$

- charges concentrées.

$$\text{suivant } l_x : t \leq \min \begin{cases} 22 \text{ cm} \\ 2 h_0 \end{cases}$$

$$\text{suivant } l_y : t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3 h_0 \end{cases}$$

Vérification à l'effort tranchant : (C.C.B.A.68 art. 27).

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,74 \text{ Kg/cm}^2.$$



Application.

Niveau R.D.C. et niveau 1 :

Dans tout ce qui va suivre, les résultats pour le calcul des moments fléchissants et les efforts tranchants seront donnés par un programme sur HP 41.CV. basé sur les méthodes exposées précédemment.

Pour tout le niveau

$$Q = 0,16 \cdot 2500 + 1,2 \cdot (500) = 1000 \\ = 1 \text{ t/m}^2.$$

Calcul des moments dans les dalles en supposant ces dernières appuyées simplement.

Dalle ①

$$L_x = 6,55 \\ l_y = 10,55 \\ M_{01x} = 3,627 \text{ t.} \\ M_{01y} = 1,699 \text{ t.} \\ T_{1x} = 2,499 \text{ t.} \\ T_{1y} = 2,183 \text{ t.}$$

Dalle ②

$$l_x = 7,55 \\ l_y = 6,80 \\ M_{02x} = 1,933 \text{ t.} \\ M_{02y} = 2,348 \text{ t.} \\ T_{2x} = 2,267 \text{ t.} \\ T_{2y} = 2,344 \text{ t.}$$

Dalle ③

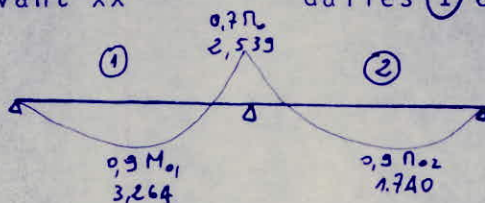
$$l_x = 7,55 \\ l_y = 7,00 \\ M_{03x} = 2,046 \text{ t.} \\ M_{03y} = 2,361 \text{ t.} \\ T_{3x} = 2,333 \text{ t.} \\ T_{3y} = 2,391 \text{ t.}$$

Détermination des moments en vue de ferraillage.

Suivant xx

dalles ① et ②

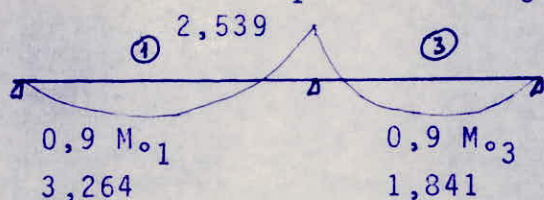
Les résultats sont donnés en tonne





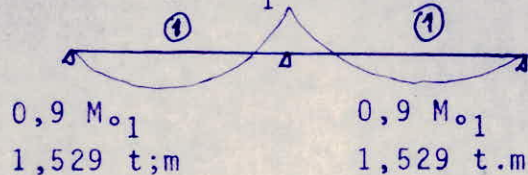
Suivant xx Dalles ① et ③

$$0,7 M_{o1} = 1,241 M_{o3}$$

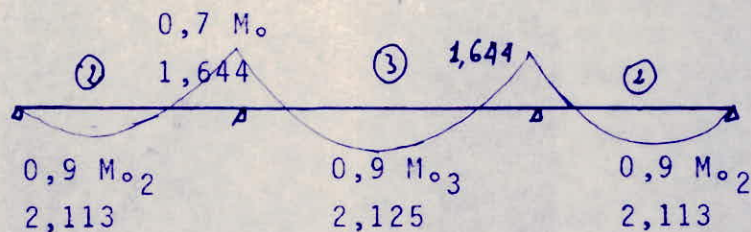


Suivant yy Dalles ① et ①

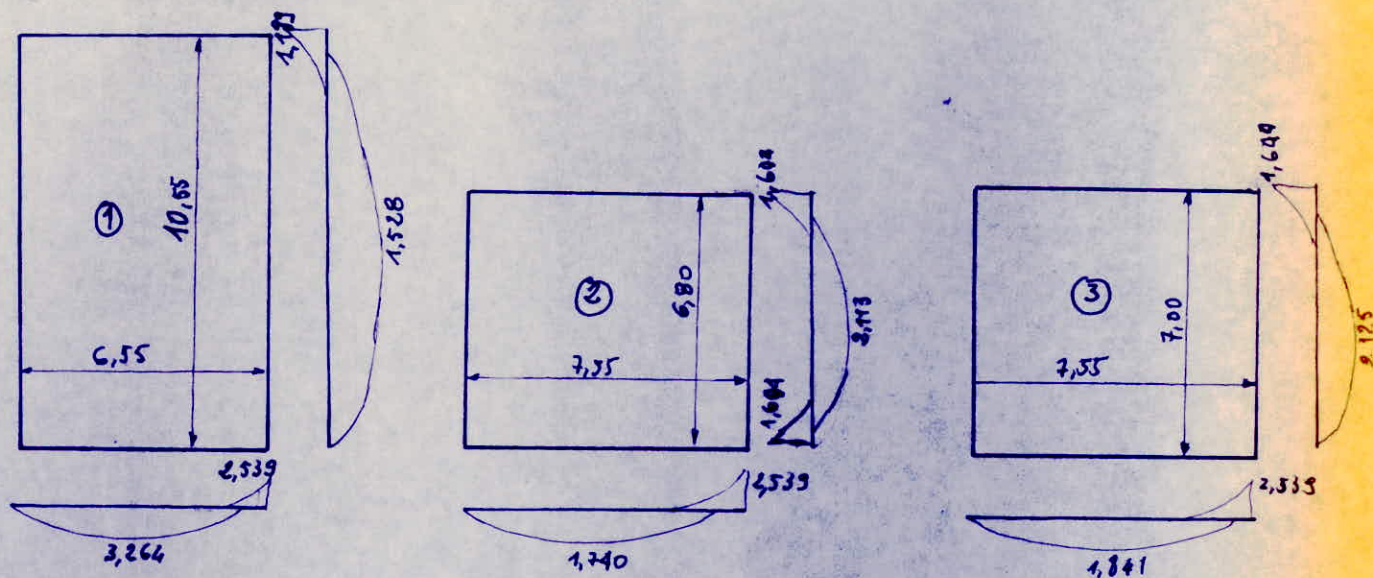
$$0,7 M_{o1} = 1,189$$



Suivant yy Dalles ②,③ et ②



En récapitulatif:



Remarque : Au niveau des appuis de rive quoique le moment en appui soit nul, on mettra quant même des aciers en chapeau de façon à équilibrer un effort égal en moyenne à  $-0,15 M_o$  (moment maximum de la dalle supposée sur appuis simple).



Férrailage de la dalle ①.Suivant  $l_x$ :

- en travée =  $M_t = 3,264 \text{ t.m}$

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 12 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = 0,1214 \quad \xi = 0,8641$$

$$k = 21,8$$

- En appui :  $M_a = 2,539 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0945 \quad \xi = 0,8771$$

$$K = 25,7$$

Suivant  $l_y$ .

- En travée :  $M_t = 1,529 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0569 \quad \xi = 0,9008$$

$$K = 35,4$$

- En appui :  $M_a = 1,189 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0442 \quad \xi = 0,9111$$

$$K = 41,2$$

Suivant  $l_x$ .

- En travée :

$$\sigma_b' \frac{2800}{21,8} = 128,44 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (car béton type 4 jusqu'au niveau 3)}$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

- En appui :

$$\sigma_b' = 108,95 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.





- En appui :  $\bar{\omega} = 0,7542$   $\Sigma = 0,8747$   
 $K = 24,9$

$\sigma_a = 2672,84 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$   
 $\sigma'_b = 107,34 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$

Suivant  $l_y$ .

- en travée :  $\bar{\omega} = 0,4708$   $\Sigma = 0,8960$   
 $K = 31,1$

$\sigma_a = 2516,92 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$   
 $\sigma'_b = 80,93 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$

- En appui :  $\bar{\omega} = 0,3767$   $\Sigma = 0,9053$   
 $K = 37,8$

$\sigma_a = 2421,41 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$   
 $\sigma'_B = 64,05 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .  $OK$

Condition de non-fragilité ;

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{6,55}{10,55} = 0,62$$

$A_2 = 1,03 \text{ cm}^2$  pour les armatures disposées suivant  $l_x$ .

$A_2 = 0,60 \text{ cm}^2$  pour les armatures disposées suivant  $l_y$ .

On remarque que dans tous les cas :  $A > A_2$ .

Vérification à la fissuration.

Suivant  $l_x$ :

$$\tilde{\omega}_i = \frac{9,05}{460} = 0,0197$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 3291,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2958,91 \text{ Kg/cm}^2$$

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



Suivant  $l_y$ .

$$\tilde{\omega}_f = \frac{4,52}{460} = 0,0098$$

$$\sigma_1 = 1785,06 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2958,91 \text{ Kg/cm}^2. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification à l'adhérence.

Suivant  $l_x$  :

$$\tau_d = \frac{2,499 \cdot 10^3 \cdot 8}{10 \cdot 3,769 \cdot 7 \cdot 12} = 6,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 28,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Suivant  $l_y$  :

$$\tau_d = 11,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 28,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Ecartement des armatures.

Suivant  $l_x$ .

- En travée : 5 T 12  $t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  OK

- En appui : 8 T 12  $t = 11 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  OK

Suivant  $l_y$ .

- En travée : 5 T 12  $t = 17 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  OK

- En appui : 4 T 12  $t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  OK

Vérification aux efforts tranchants.

Suivant  $l_x$ .

$$\tau_b = \frac{2,499 \cdot 10^3 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 12} = 2,38 < 8,74 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Suivant  $l_y$ .

$$\tau_d = 2,07 < 8,74 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{OK}$$



Remarque /

Sur les bords libre de la dalle, on mettra comme on a dit précédemment des aciers de façon à équilibrer un moment égal à  $0,15 M_0$ .

Soit suivant  $l_x$  :  $\mu = 0,0202$   $\Sigma = 0,9375$   
 $K = 65,0$

$A = 1,72 \text{ cm}^2$   $3 \text{ } \emptyset 10/\text{ml} = 2,35 \text{ cm}^2$ .

on prendra :  $3 \text{ } \emptyset 10/\text{ml}$  aussi suivant  $l_y$ .

Férrailage de la dalle (2).Suivant  $l_x$ .

- En travée :  $M_t = 1,740 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0647$   $\Sigma = 0,8952$   
 $K = 32,7$

- En appui :  $M_a = 2,539 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0945$   $\Sigma = 0,8771$   
 $K = 25,7$

Suivant  $l_y$ .

- En travée :  $M_t = 2,113 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0786$   $\Sigma = 0,8861$   
 $K = 28,9$

- En appui :  $M_a = 1,644 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0612$   $\Sigma = 0,8975$   
 $K = 33,8$

Suivant  $l_x$ .

- En travée :  $\sigma_b' = 85,62 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .

Aciers comprimés pas nécessaire.

- En appui :  $\sigma_b' = 108,95 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .

Aciers comprimés pas nécessaire.



Suivant  $l_y$  :

- En travée :  $\sigma_b = 96,88 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .

Aciers comprimés pas nécessaire.

- En appui :  $\sigma_b' = 82,84 < 184 \text{ Kg/cm}^2$ .

Aciers comprimés ne sont pas nécessaire.

Suivant  $l_x$  :

- En travée :  $A = 5,78 \text{ cm}^2$       6 T 12 = 6,78  $\text{cm}^2$ .

- En appui :  $A = 8,61 \text{ cm}^2$       8 T 12 = 9,05  $\text{cm}^2$ .

Suivant  $l_y$  :

- En travée :  $A = 7,09 \text{ cm}^2$       7 T 12 = 7,92  $\text{cm}^2$ .

- En appui :  $A = 5,45 \text{ cm}^2$       5 T 12 = 5,65  $\text{cm}^2$ .

Vérification des contraintes:

Suivant  $l_x$  :

- En travée :

$$\bar{\omega} = 0,5650 \quad \Sigma = 0,8881$$

$$K = 29,7$$

$$\sigma_a = 2408,11 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\sigma_b' = 81,08 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

- En appui :

$$\bar{\omega} = 0,7542 \quad \Sigma = 0,8747$$

$$K = 29,4$$

$$\sigma_a = 2672,84 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\sigma_b' = 90,91 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Suivant  $l_y$  :

- En travée :

$$\bar{\omega} = 0,6600 \quad \Sigma = 0,8810$$

$$K : 27,0$$

$$\sigma_a = 2523,58 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\sigma_b' = 93,46 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

- En appui :

$$\bar{\omega} = 0,4708 \quad \Sigma = 0,8963$$

$$K = 33,2$$



- En appui :

$$\bar{\omega} = 0,4708 \quad \xi = 0,8963 \\ K = 33,2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2705,32 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 81,48 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Condition de non fragilité.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,90$$

$$A_2 = 0,71 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } I_x.$$

$$A_2 = 0,82 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } I_y.$$

$$A_{\text{reel}} > A_2 \quad \text{OK.}$$

Vérification à la fissuration.

Suivant  $I_x$ :

$$\rho = \frac{9,05}{460} = 0,0197$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6.$$

$$= 1,6$$

$$\bar{\sigma}_1 = 3291,56 \text{ Kg.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2958,91 \text{ Kg} \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification à l'adhérence.

$$\text{Suivant } I_x: \quad \Sigma_d = 7,15 < 28,50 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\text{Suivant } I_y: \quad \Sigma_d = 11,84 < 28,50 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Ecartement des armatures.

Suivant  $I_x$ :

$$\text{- En travée : } 6 \text{ T } 12 \quad t = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm. OK.}$$

$$\text{- En appui : } 8 \text{ T } 12 \quad t = 11 \text{ cm} < 33 \text{ cm. OK.}$$

Suivant  $l_y$ :

- En travée : 7 T 12  $t = 12,5 \text{ cm} < 45 \text{ cm. OK.}$
- En appui = 5 T 12  $t = 16 \text{ cm} < 45 \text{ cm. OK.}$

Vérification à l'effort tranchant.

Suivant  $l_x$ :  $\tau_d = 2,19 < 8,74 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$

Suivant  $l_y$ :  $\tau_d = 2,23 < 8,74 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$

Férrailage dalle ③

Suivant  $l_x$ :

- En travée :  $M_t = 1,841 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0685 \quad \begin{array}{l} \xi = 0,8925 \\ K = 31,5 \end{array}$$

- En appui :  $M_a = 2,539$

$$\mu = 0,0945 \quad \begin{array}{l} \xi = 0,8771 \\ K = 25,7 \end{array}$$

Suivant  $l_y$ :

- En travée :  $M_t = 2,125 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0791 \quad \begin{array}{l} \xi = 0,8858 \\ K = 28,8 \end{array}$$

- En Appui :  $M_a = 1,644 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0612 \quad \begin{array}{l} \xi = 0,8975 \\ K = 33,8 \end{array}$$

Suivant  $l_x$ :

- En travée :  $\sigma'_b = 88,88 < 184 \text{ Kg/cm}^2.$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

- En appui :  $\sigma'_b = 108,95 < 184 \text{ Kg/cm}^2.$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.





- En appui :

$$\bar{\omega} = 0,4708 \quad \Sigma = 0,8960$$

$$K = 33,1$$

$$\bar{\sigma}_a = 2706,22 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 81,75 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Condition de non fragilité.

$$\rho = 0,92$$

$$A_2 = 0,71 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } l_x.$$

$$A_2 = 0,80 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } l_y.$$

$$A_{\text{réel}} > A_2$$

Vérification à la fissuration.

Suivant  $l_x$ :  $\tilde{\omega}_f = \frac{9,05}{460} = 0,0197$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$= 1,6$$

$$\sigma_1 = 3291,56 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2958,91 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

Suivant  $l_y$ :  $\tilde{\omega}_f = \frac{5,65}{460} = 0,0123$

$$\sigma_1 = 2190,56 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2958,91 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

Vérification à l'adhérence.

Suivant  $l_x$ :

$$\tau_d = 7,36 < 28,50 \text{ Kg/cm}^2.$$



Suivant  $l_y$ :

$$\tau_d = 14,50 \text{ Kg} < 28,50 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ecartement des armatures.

Suivant  $l_x$ :

- En travée : 6 T 12       $t = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$       OK
- En appui : 8 T 12       $t = 11 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$       OK

Suivant  $l_y$ :

- En travée : 7 T 12       $t = 12,5 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$       OK
- En appui : 5 T 12       $t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$       OK

Vérification à l'efforts tranchants.

Suivant  $l_x$ :

$$\tau_d = 2,22 \text{ cm} < 8,74 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Suivant  $l_y$ :

$$\tau_d = 2,27 \text{ cm} < 8,74 \text{ Kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

## NIVEAU 4

Calcul des moments dans les dalles.

Dalle 1:

$$e = 0,16 \text{ cm}$$

$$q = 0,16 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 0,5 = 1 \text{ t/m}^2$$

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

$$l_y = 3,20 \text{ m}$$

$$M_{04x} = 0,345 \text{ t.m}$$

$$M_{01y} = 1,038 \text{ t.m}$$

$$T_{lx} = 1,067 \text{ t.}$$

$$T_{ly} = 1,286 \text{ t.}$$

Dalle 2:

Le calcul de la dalle 2 se fera en deux étapes.

1<sup>er</sup> étape : Dalle sous charge uniformément répartie :

$$Q = 0,18 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 0,5 = 1,05 \text{ t/m}^2$$

2<sup>ème</sup> étape : Dalle sous charge localisée excentrée.

$$P = 7 \text{ T.}$$



Les moments fléchissants et les efforts tranchants seront déterminés en superposant les deux cas :

D'où :

1<sup>er</sup> étape :

$$Q = 1,05 \text{ t/m}^2$$

$$e = 0,18 \text{ cm}$$

$$l_x = 7,55 \text{ m}$$

$$l_y = 6,65 \text{ m}$$

$$M_{2x} = 1,943 \text{ t.m}$$

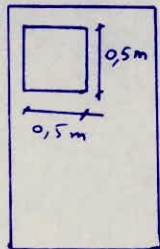
$$M_{2y} = 2,453 \text{ t.m}$$

$$T_{2x} = 2,328 \text{ t.}$$

$$T_{2y} = 2,424 \text{ t.}$$

2<sup>ème</sup> étape :  $P = 7 \text{ t.}$

Le calcul se fera comme pour une dalle sous charge localisée occupant une position quelconque sur la dalle.



D'où :

$$M_x = 0,496 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,559 \text{ t.m}$$

$$T_x = 0$$

$$T_y = 0,211 \text{ t.}$$

Finalement pour la dalle 2.

$$M_{o2x} = 2,439 \text{ t.m}$$

$$M_{o2y} = 1,894 \text{ t.m}$$

$$T_{2x} = 2,328 \text{ t.}$$

$$T_{2y} = 2,635 \text{ t.}$$

Dalle 4 (dalle portant sur un seul sens)

$$e = 0,18$$

$$q = 1,05 \text{ t/m}^2$$

$$l_x = 2,00 \text{ m}$$

$$l_y = 7,20 \text{ m}$$

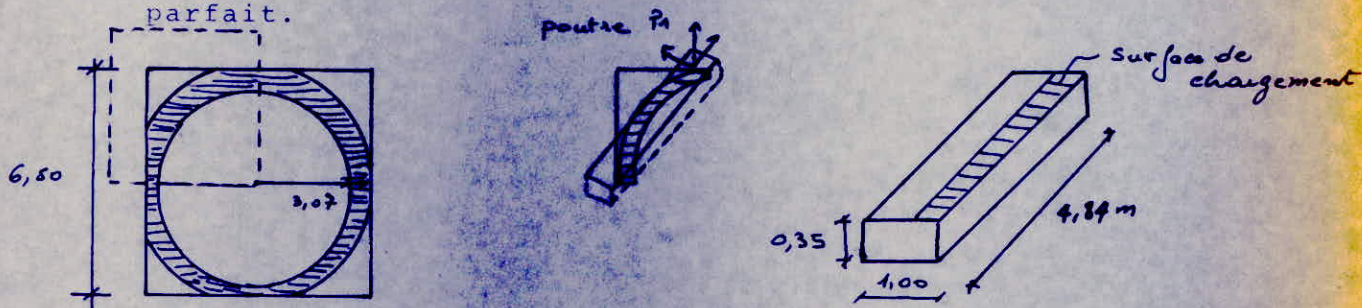
$$M_{o4x} = 0,525 \text{ t.m}$$

$$T_{4x} = 1,05$$



Dalle 3 :

L'étude de la dalle 3 sera faite à part, étant donné qu'elle sera étudiée comme un système de 4 poutres, chacune reposant sur deux appuis qui ne peuvent lui donner un encastrement parfait.



Soit la poutre P1, celle-ci sera soumise à son poids propre égal à :  $2,5 \cdot 1,00 \times 0,35 = 0,875$  t/ml à une charge uniformément répartie due au poids du cyclone : soit  $76/4 \cdot 4,84$  égale à  $3,926$  t/ml et à une charge due aux matières forfuites et de courte durée égale  $82/4 \cdot 4,84$  soit  $4,236$  t/ml.

On ne tiendra pas compte de l'excentricité de ces charges sur la poutre, car on suppose que la projection du moment d'encastrement due à la dalle 1, sur la poutre P1 crée un couple qui équilibre le couple créé par l'excentricité des charges citées plus haut.

D'où les sollicitations de  $G = 1,2P + 9,884$  t/ml

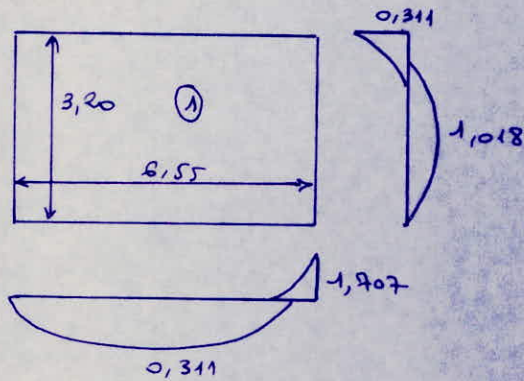
$$M_0 = 28,943 \text{ t.m}$$

$$T = 23,920 \text{ t.}$$

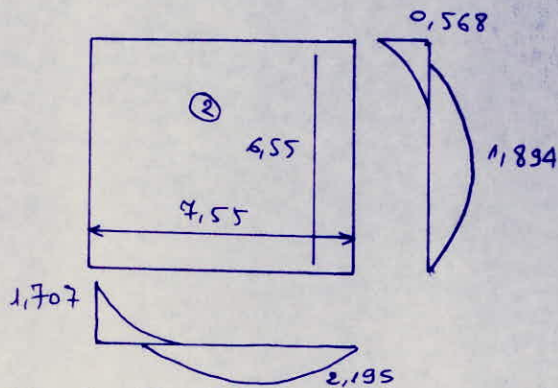


Récapitulatif.

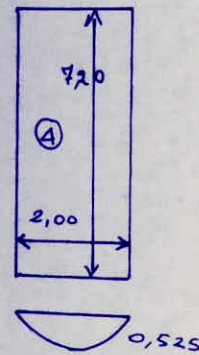
Dalle 1:



Dalle 2:



Dalle 4 :



Dalle 3: Etudiée comme un système de quatre poutres avec pour chaque poutre.

$$M_{trave} = 23,943 \text{ t.m}$$

$$M_{appui} = 0,311 \text{ t.m}$$

$$T = 23,920 \text{ t.}$$

Détermination des armatures des dalles du niveau 4.

Ferraillage de la dalle 1.

Suivant  $l_x$ .

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

$$h = 12 \text{ cm}$$

- en travée :  $M_t = 0,311 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0116 \quad \varepsilon = 0,9519$$

$$K = 89,0$$

- En appui :  $M_a = 1,707$

$$\mu = 0,0635 \quad \varepsilon = 0,8958$$

$$K = 33,0$$

Suivant  $l_x$

- En travée :  $M_t = 1,018 \text{ t.m}$

$$\eta = 0,0379 \quad \epsilon = 0,9169$$

$$K = 45,2$$

- En appui :  $M_a = 0,311 \text{ t.m} \quad M = 0,116; \epsilon = 0,9519; K = 89,0$

$$\sigma'_3 = 31,46 < 164,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ aciers comprimés non nécessaires.}$$

Suivant  $l_y$ .

- En travée :  $\sigma'_b = 61,94 < 164,4 \text{ Kg/cm}^2$ .

aciers comprimés non nécessaires.

- En appui :  $\sigma'_b = 31,46 < 164,4 \text{ kg/cm}^2$

aciers comprimés non nécessaires.

Calcul acier.

Suivant  $l_x$ .

- En travée :  $A = 0,97 \text{ cm}^2 \quad 4.T.12/ml = 4,52 \text{ cm}^2$ .

- En appui :  $A = 5,67 \text{ cm}^2 \quad 8.T.12/ml = 9,05 \text{ cm}^2$ .

Suivant  $l_y$ .

- En travée :  $A = 3,30 \text{ cm}^2 \quad 4.T.12/ml = 4,52 \text{ cm}^2$ .

- En appui :  $A = 0,97 \text{ cm}^2 \quad 4.T.12/ml = 4,52 \text{ cm}^2$ .

Vérification des contraintes.

Suivant  $l_x$ .

- En travée :

$$\tilde{\omega} = 0,3767 \quad \epsilon = 0,9053$$

$$K = 37,8$$

$$\sigma_a = 633,35 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

$$\sigma'_b = 16,75 < 164,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

- En appui :

$$\tilde{\omega} = 0,7542 \quad \epsilon = 0,8747$$

$$K = 24,9$$

$$\sigma_a = 1796,98 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

$$\sigma'_b = 72,16 < 164,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$



- En appui :

$$\tilde{\omega} = 0,7542 \quad \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8747 \\ \kappa = 24,9 \end{array}$$

$$\sigma_a = 1796,98 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

$$\sigma'_b = 72,16 < 164,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Suivant  $l_v$ .

- En travée :

$$\tilde{\omega} = 0,3767 \quad \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9053 \\ \kappa = 37,8 \end{array}$$

$$\sigma_a = 2073,17 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

$$\sigma'_b = 54,84 < 164,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

- En appui :

$$\tilde{\omega} = 0,3767 \quad \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9053 \\ \kappa = 37,8 \end{array}$$

$$\sigma_a = 633,35 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma'_b = 16,75 < 164,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Condition de non fragilité

$$\rho = 0,49$$

$$A_1 = 1,06 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } L_x$$

$$A_2 = 0,52 \text{ cm}^2 \text{ pour les armatures disposées suivant } L_y$$

Dans tous les cas  $A > A_2$

Vérification à la fissuration

Suivant  $L_x$  :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{4,52}{920} = 0,0049$$

$$\sigma_1 = 934,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2859,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Suivant  $L_y$  :

$$\tilde{\omega}_f = 0,0049$$

$$\sigma_1 = 934,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2859,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'adhérence:

Suivant  $L_x$  :

$$\zeta_d = 6,73 < 26,63 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Suivant  $L_y$  :

$$\zeta_d = 8,12 < 26,63 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Ecartement des armatures

Suivant  $L_x$  :

$$\text{- en travée : } 4T12 \quad t = 20 < 33 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

$$\text{- en appui : } 8T12 \quad t = 12 < 33 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Suivant  $L_y$  :

$$\text{- en travée : } 4T12 \quad t = 20 < 45 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

$$\text{- en appui : } 4T12 \quad t = 20 < 45 \text{ cm} \text{ vérifié}$$



suivant Lx :

$$\tau_d = 1,01 < 8,16 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

suivant Ly :

$$\tau_d = 1,22 < 8,16 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Ferraillage de la Dalle (2)

suivant Lx :

- en travée  $M_t = 2,195 \text{ T.m}$

$$M = 0,0459 \quad E = 0,9098$$

$$K = 40,4$$

- en appui  $M_a = 1,707 \text{ T.m}$

$$M = 0,0357 \quad E = 0,9191$$

$$K = 46,8$$

suivant Ly :

- en travée  $M_t = 1,894 \text{ T.m}$

$$M = 0,0396 \quad E = 0,9153$$

$$K = 44,0$$

- en appui  $M_a = 0,568 \text{ T.m}$

$$M = 0,0119 \quad E = 0,9512$$

$$K = 87,5$$

suivant Lx :

- en travée

$$\sigma_b' = 69,30 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

aciers comprimés non nécessaires.

- en appui

$$\sigma_b' = 59,82 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

aciers comprimés non nécessaires.

suivant Ly :

en travée

$$\sigma_b' = 63,63 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

aciers comprimés non nécessaires.

en appui

$$\sigma_b' = 32,00 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

aciers comprimés non nécessaires.

Suivant Lx :

- En travée

$A = 6,15 \text{ Cm}^2$

6 T 12 = 6,78 Cm<sup>2</sup>

- En appui

$A = 4,73 \text{ Cm}^2$

5 T 12 = 5,65 Cm<sup>2</sup>

Suivant Ly :

- En travée

$A = 5,27 \text{ Cm}^2$

5 T 12 = 5,65 Cm<sup>2</sup>

- En appui

$A = 1,52 \text{ Cm}^2$

4 T 12 = 4,52 Cm<sup>2</sup>

Vérification des contraintes.

Suivant Lx :

- En travée

$\epsilon = 0,8950$

$\tilde{\omega} = 0,4843$

$K = 32,6$

$\sigma_a = 2562,12 < 2800 \text{ Kg/Cm}^2$  Vérifié

$\sigma_b' = 78,59 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2 = 0,4843$  Vérifié

- En appui

$\tilde{\omega} = 0,4036$

$\epsilon = 0,9023$

$K = 36,2$

$\sigma_a = 2391,69 < 2800 \text{ Kg/Cm}^2$

$\sigma_b' = 66,06 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$

Suivant Ly :

- En travée

$\tilde{\omega} = 0,404$

$\epsilon = 0,9023$

$K = 36,2$

$\sigma_a = 2653,70 < 2800 \text{ Kg/Cm}^2$  Vérifié

$\sigma_b' = 73,30 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$  Vérifié

- En appui

$\tilde{\omega} = 0,323$

$\epsilon = 0,9111$

$K = 41,2$

$\sigma_a = 985,18 < 2800 \text{ Kg/Cm}^2$  Vérifié

$\sigma_b' = 23,91 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$  Vérifié

Condition de non fragilité :

$\rho = 0,881$

$A_{s1} = 0,78 \text{ Cm}^2$  pour les armateurs disposées suivant Lx.

$A_{s2} = 0,65 \text{ Cm}^2$  " " " " Ly.

Dans tous les cas  $A > A_2$



Vérification à la fissuration :

273

Suivant Lx :

$$\tilde{\omega}_f = 0,007$$

$$\sigma_1 = 1372,74 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2859,93 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ Kg/Cm}^2$$

Suivant Ly :

$$\tilde{\omega}_f = 0,005$$

$$\sigma_1 = 1102,23 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2859,93 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérification à l'adhérence.

Suivant Lx. :

$$\tau_d = 11,76 < 26,63 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérifié

Suivant Ly :

$$\tau_d = 15,30 < 26,63 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérifié

Ecartement des Armatures.

Suivant Lx :

- En travée 6 T 12

$$t = 14 \text{ Cm} < 33 \text{ Cm}$$

Vérifié

- En appui 5 T 12

$$t = 17 \text{ Cm} < 33 \text{ Cm}$$

"

Suivant Ly :

- En travée 5 T 12

$$t = 17 \text{ Cm} < 45 \text{ Cm}$$

"

- En appui 4 T 12

$$t = 20 \text{ Cm} < 45 \text{ Cm}$$

"

Vérification à l'effort tranchant.

Suivant Lx :

$$\tau_d = 2,218 < 8,16 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérifié

$$\tau_d = 2,309 < 8,16 \text{ Kg/Cm}^2$$

"

Ferraillage de la dalle (4)

(Dalle portant sur un seul sens : Sens Lx).

- Travée

$$\mu = 0,0143$$

$$\epsilon = 0,9468$$

$$K = 79$$

$$\sigma'_s = 35,44 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

Aciers comprimés non nécessaire.

Calcul des aciers.

- En travée A = 1,41

$$4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ Cm}^2$$

- En appui : on disposera de 4 T 12 = 4,52 Cm<sup>2</sup>

Vérification des contraintes.

$$\tilde{\omega} = 0,3229 \quad \varepsilon = 0,9690$$

$$K = 146$$

$$\sigma_a = 856,18 < 2800 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$\sigma'_s = 5,86 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{"}$$

Condition de non fragilité.

$$\lambda = 0,227$$

$$A_v = 1,40 \text{ pour les aciers suivant } Lx.$$

$$A_v = 0,52 \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad Ly.$$

Dans le sens  $Ly$ , on disposera de 4 T 12/ ml

Donc dans les deux sens.

$$A > A$$

Vérification à la fissuration.

$$\tilde{\omega}_f = 0,007$$

$$\sigma_1 = 1372,74 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2859,93 \text{ Kg/Cm}^2 \\ = 2800 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérification à l'adhérence.

$$\zeta_d = 5,68 < 26,63 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Ecartement des Armatures.

$$4 \text{ T } 12 \quad t = 20 \text{ Cm} < 33 \text{ Cm}$$

Vérifié



Ferraillage de la dalle (3)

( Étudiée comme un ensemble de 4 poutres )

$$N_0 = 28,943 \text{ t. m}$$

$$T = 23,920 \text{ t}$$

Calcul des armatures longitudinales

$$M = 0,1613 \quad \varepsilon = 0,8485$$

$$K = 18,0$$

$$\sigma'_b = 155,55 < 164,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

Aciers comprimés non nécessaire.

$$A = 39,29 \text{ Cm}^2 \quad \text{OU adoptera } 9 \text{ T } 25 = 44,18 \text{ Cm}^2$$

Remarque: En Apui, On mettra des acier capable d'équilibre 0,3 M.

$$\text{soit } M = 0,0484 \quad \varepsilon = 0,9074$$

$$K = 39,0$$

$$A = 11,02 \text{ Cm}^2 \quad \text{Ou adoptera } 5 \text{ T } 20 = 15,70 \text{ Cm}^2$$

VérificationCondition de non fragilité:

$$\text{Dans tous les cas } A > 3,61 \text{ Cm}^2$$

Condition à la Flèche:

$$\text{Dans tous les cas } A < 31,73 \text{ Cm}^2$$

Condition de non intrainement:

$$\zeta_d = 20,19 < \bar{\zeta}_d = 21,30 \text{ Kg/Cm}^2$$

Vérification à la Fissuration:

$$\bar{\omega}_f = 0,0425$$

$$\sigma_1 = 2862,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1981,41 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ Kg/Cm}^2$$

Calcul des Armatures Transversales

$$t = 15 \text{ Cm}$$

$$t = 19 \text{ Cm}$$

$$\zeta_d = 8,81 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour les surface triangulaires qui restent entre notre système de poutre et les bords de la dalle , on adoptera un ferraillage de 4 T 12/ml





- 1 - Ferrailage des poutres secondaires
- 1 - 1 - Exposé de la méthode
- 1 - 2 - Calcul des armatures longitudinales
- 2 - Vérification
- 2 - 1 - Condition de non fragilité
- 2 - 2 - Condition à la flèche
- 2 - 3 - Condition de non entrainement
- 2 - 4 - Vérification à la fissuration
- 3 - Calcul des armatures transversales
- 4 - Application
- 4 - 1 - Poutre P 5 du niveau 1
- 4 - 2 - Poutre P 17 du Niveau 2
- 4 - 3 - Poutre P 16 du niveau 3
- 4 - 4 - Poutre P 16 du niveau 4



### 1-Ferailage des poutres secondaires.

Comme on a dit précédemment les poutres secondaires ne servent qu'à rigidifier les dalles en limitant leur flèche. Elles sont simplement appuyées sur les poutres principales et elles sont ferraillées en flexion simple conformément à l'article A 15 du C.C.B.A.68.

Les efforts seront déterminées d'après les combinaisons suivantes :

- sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

G + 1,2 P avec :

$$\begin{array}{l} \text{jusqu'au niveau 3} \\ \text{\AA partir du niveau 3} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2. \\ \overline{\sigma}_b = 184 \text{ Kg/cm}^2. \\ \overline{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \overline{\sigma}_b = 164,4 \text{ Kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre.

G + P + + avec  
et G + P + +

$$\text{jusqu'au niveau 3} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ \overline{\sigma}_b = 246,6 \text{ Kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

Le calcul des armatures se mènera, en adoptant la méthode de Mr. P.CHARON, exposée dans son ouvrage "Calcul et vérification des ouvrages en béton armé".

Nous choisirons des poutres types, suivant le mode de charges, que nous ferraillerons.

Le calcul et la méthode ne différant pas, il est inutile de refaire les mêmes opérations pour toutes les poutres secondaires.

#### 1-1-Exposé de la méthode .

#### 1-2-Calcul des armatures longitudinales.



On compare les deux sollicitations 1,5 (SP<sub>1</sub>) et (SP<sub>2</sub>), deux cas peuvent se présenter :

- a) si 1,5 (SP<sub>1</sub>) > (SP<sub>2</sub>), on détermine les armatures sous (SP<sub>1</sub>)
- b) si 1,5 (SP<sub>1</sub>) < (SP<sub>2</sub>), on détermine les armatures sous (SP<sub>2</sub>)

Le calcul sera mené sous l'effet d'un moment fléchissant M et d'un effort tranchant T.

On calcule  $\mu = \frac{1,5 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$

On ressort d'après tableau de P.CHARON :  $\epsilon$ , K.

On vérifie si  $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K < \bar{\sigma}_b$  afin de mettre des aciers comprimés.

Et on calcule A avec la formule :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

## 2-Vérification.

### 2-1-Condition de non-fragilité.

La section d'armatures tendues doit être supérieure à la valeur limite A.

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b;h.$$

### 2-2-Condition de la flèche : (art. 61. du C.C.B.A.68.).

La section A doit être :

$$A < b.h. \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

### 2-3-Condition de non entrainement : (art. 29 du C.C.B.A.68.).

Elle est vérifiée pour les aciers tendues où l'effort tranchant est maximum.

On prend la plus défavorable des sollicitations.

- si 1,5 T (SP<sub>1</sub>) > T (SP<sub>2</sub>) on prend T (SP<sub>1</sub>)
- si 1,5 T (SP<sub>1</sub>) < T (SP<sub>2</sub>) on prend T (SP<sub>2</sub>)



$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \Psi \cdot \bar{\sigma}_b \quad \Psi = 1,5 \text{ (acier H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 22,80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ jusqu'au niveau 3.}$$

$$\bar{\sigma}_d = 21,30 \text{ Kg/cm}^2 \text{ à partir du niveau 3.}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T \max}{n \cdot p \cdot z}$$

$$z = 7/8 \cdot h.$$

$n$  : nombre de barre.

$p$  : périmètre de la plus grosse barre.

### 2-4. Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

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

### 3- Calcul des armatures transversales:

#### Armatures transversales :

Pour les cadres et étriers :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{b \cdot z} \begin{cases} < 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \leq (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \bar{\sigma}_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

Espacement  $t$  :

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

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{en} = 2/3 \sigma_{en}$$

$$t < \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}) \\ t_2 = 0,2 h. \end{cases}$$



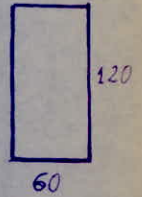
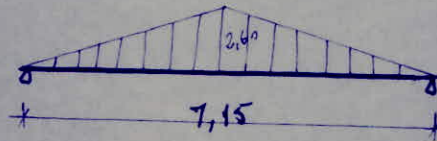
#### 4 - Application.

Toutes les poutres <sup>seront</sup> calculées sous SP1, car  $1,5 (SP1) > (SP2)$   
4-1- Poutre P5 du niveau 1.

$$G = 12,87 \text{ t}$$

$$P = 18,60 \text{ t}$$

$$\text{et } G + 1,2 P = 35,190.$$



#### Calcul des armatures longitudinales.

$$M_{o_{\max}} = \frac{Pl}{6} = 41,935 \text{ t.m (entravée)}$$

$$T_{\max} = 17,595 \text{ t. (en appui).}$$

$$\mu = 0,0260 \quad \xi = 0,9301$$

$$K = 56,5$$

$$\sigma'_b = 49,56 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = 13,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6 \text{ T } 20 = 18,84 \text{ cm}^2.$$

#### Vérification.

##### Condition de non fragilité.

$$A > 8,69 \text{ cm}^2. \quad \text{vérifié}$$

##### Condition à la flèche.

$$A < 72 \text{ cm}^2. \quad \text{vérifié}$$

##### Condition de non entrainement.

$$\sigma_d = 4,92 < \bar{\sigma}_d = 22,80 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{vérifié}$$



Remarque : En appui, on mettra une section d'acier égal à au moins  $0,3 M_0$  (égal 12,580 t.m).

d'où  $\mu = 0,0083$  ce qui donne donc:  $\xi = 0,9590$   
 $K = 107$

$A = 4,03 \text{ cm}^2$ . On adopte 6 T 12 = 6,78  $\text{cm}^2$ .

Vérification à la fissuration. = 0,031

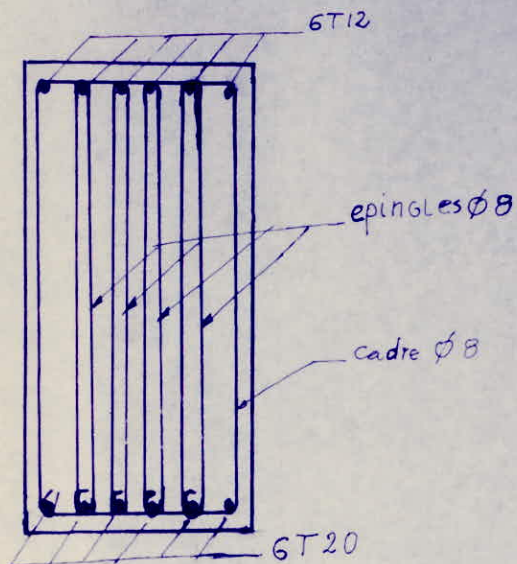
$$\sigma_1 = 2839,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2291,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

vérifié.

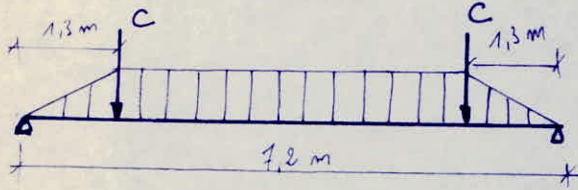
Calcul des armatures transversales:  $\sum_d = \frac{T}{b \cdot z} = 2,99 \text{ Kg/cm}.$



1 cadre  $\varnothing 8$  + 4 épingles  $\varnothing 8 = 3,01 \text{ cm}^2$   
 on adopte un espacement  $t = 40 \text{ cm}$ .  
 $t < \bar{t} = 99 \text{ cm}$  . vérifié.

## 4-2- Poutre P17

du niveau 2.



Charge dû au cyclone :

$$C = \frac{39,5}{2} = 19,75 \text{ t.}$$

(la charge du cyclone revient comme charge permanente).

Efforts dûs à la charge du cyclone:

$$C = 19,75 \text{ t.}$$

$$M_o = 25,68 \text{ t.m}$$

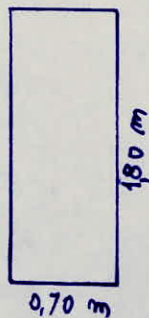
$$T = 19,75 \text{ t.}$$

Efforts dûs aux charges dûs à la dalle:

(35cm d'épaisseur)

$$M_o = 10,91 \text{ t.m}$$

$$T = 5,17 \text{ t}$$



Efforts dûs aux surcharges d'exploitation:

$$M_o = 6,09 \text{ t.m}$$

$$T = 2,80 \text{ t.}$$

Efforts dûs au poids propre de la poutre:

$$M_o = 10,41$$

$$T = 11,34$$

D'où avec la combinaison de  $G + 1,2 P$ .

$$M_o = 64,31 \text{ t.m}$$

$$T = 39,62 \text{ t.}$$

Calcul des armatures longitudinales.

$$\mu = 0,0159 \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} \Sigma = 0,9442 \\ K = 74,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 37,60 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = 13,82 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ T } 20 = 18,84 \text{ cm}^2.$$



Vérification.Condition de non fragilité:

$$18,84 \text{ cm}^2 > 15,38 \text{ cm}^2. \text{ vérifié.}$$

Condition de la flèche.

$$18,84 \text{ cm}^2 < 126,13 \text{ cm}^2. \text{ vérifié.}$$

Condition de non-entrainement.

$$\sigma_d = 6,82 \text{ Kg/cm}^2 < 22,80 \text{ Kg/cm}^2. \text{ vérifié.}$$

Remarque: En appui, on mettra une section d'acier pour équilibrer 0,3 M<sub>o</sub> soit 6 T 12.

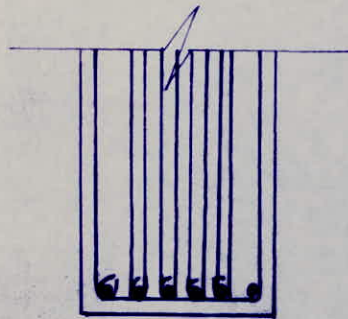
Vérification à la fissuration.

$$\tilde{\omega}_f = 0,026$$

$$\sigma_1 = 2815 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2562,45 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\overline{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2; \text{ vérifié.}$$

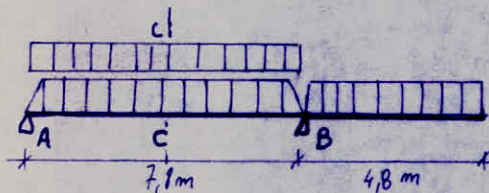
Calcul des armatures transversales.

$$\sigma_d = 3,67 \text{ Kg/cm.}$$

1 cadre  $\emptyset 8$  + 4 épingles  $\emptyset 8 = 3,51 \text{ cm}^2$ .  
on adopte un espacement  $t = 40 \text{ cm}$ .

$$t = 30 \text{ cm} < \bar{t} = 150,5 \text{ cm.}$$

4-3- Poutre P16 du niveau 3.



avec les sollicitations suivantes:



G + 1, 2P

Moment max (C) = 21,67 + 1,2 x 9,126 = 32,62 t.m

Moment max (B) = 28,8 + 1,2 x 11,52 = 42,62 t.m

Calcul des armatures longitudinales.

$$M_c = 32,62 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,097$$

$$K = 25,2$$

$$A = 22,17 \text{ cm}^2 = 5.T.25 = 24,54 \text{ cm}^2.$$

$$\xi = 0,8756$$

$$\sigma'_b = 111,11 \text{ kg/cm}^2$$

( armatures comprimés non nécessaires )

$$M_B = 42,62 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0,127$$

$$K = 21,1$$

$$A = 29,447 = 6.T.25 = 29,45 \text{ cm}^2.$$

$$\xi = 0,8615$$

$$\sigma'_b = 132,7 \quad 184,7 \text{ kg/cm}^2$$

(armatures comprimés non nécessaires).

Vérification de non fragilité.

a)  $A = 24,54 > 3,74 \text{ cm}^2$  vérifié

b)  $A = 29,45 > 3,74 \text{ cm}^2$  vérifié

Vérification à la flèche.

a)  $A = 24,54 \text{ cm}^2 < 30,71 \text{ cm}^2$  vérifié

b)  $A = 29,45 \text{ cm}^2 < 30,71 \text{ cm}^2$  vérifié

Condition de non entrainement.

---


$$T (l = 7,8) = 16,73 \text{ t.}$$

$$T (l = 4,8) = 17,76 \text{ t.}$$


---



$$\zeta_{d1} = \frac{16,73 \cdot 10^3}{39,27 \times \frac{7}{8} \times 60} = 8,11 < \bar{\zeta}_d \quad \text{vérifié}$$

$$\zeta_{d2} = \frac{17,76 \cdot 10^3}{47,12 \times \frac{7}{8} \times 60} = 7,18 < \bar{\zeta}_d \quad \text{vérifié}$$

Vérification à la fissuration.

$$\omega = 0,0613 \quad \begin{cases} \sigma_1 = 3648,35 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2049,99 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\omega = 0,0736 \quad \begin{cases} \sigma_1 = 4070,46 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2049,99 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales.

Pour les cadres et les étriers :

$$\text{1}^{\text{er}} \text{ cas : } \zeta_d = 6,37 \text{ kg/cm}^3 \quad (\zeta_d < 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2)$$

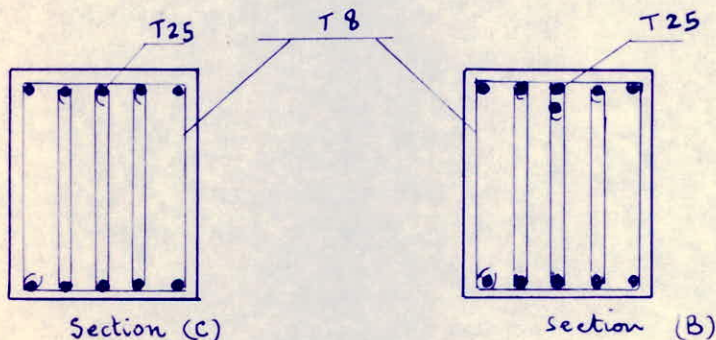
espacement:

$$t = \frac{2,51 \times 7/8 \cdot 60 \times 2800}{16,73} = 34,99 = 35 \text{ cm.}$$

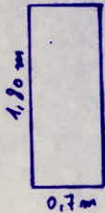
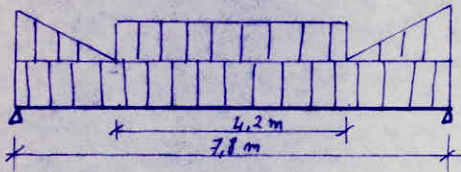
$$t < \bar{t} = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ cas : } \zeta_d = 6,76 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Espacement: } t = 33,18 \text{ 30cm. } \quad t < \bar{t} = 44 \text{ cm.}$$



## 4-4 Poutre P16 du niveau 4.

D'où la combinaison  $G + 1,2$ 

Efforts dûs aux charges G.

$$M_o = 79,08 \text{ t.m}$$

$$T = 27,74 \text{ t.}$$

Efforts dûs aux surcharges.

$$M_o = 10,25 \text{ t.m}$$

$$T = 5,22$$

$$M_o = 91,38 \text{ t.m}$$

$$T = 34,00 \text{ t.}$$

Calcul des armatures longitudinales.

$$\mu = 0,0226 \quad \text{d'où} \quad \varepsilon = 0,9342$$

$$K = 61,0$$

$$\sigma_b = 45,90 \text{ Kg/cm}^2 < 164 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = 19,84 \text{ cm}^2, \text{ on adopte } 7 \text{ T } 20 = 21,99$$

A l'appui, on mettra 7 T 12, pour équilibrer 0,3  $M_o$  et pour servir d'acier de suspente.Vérification.

Condition de non fragilité.  $A > 15,38 \text{ cm}^2$  vérifié.

Condition de la flèche.  $A < 126,13 \text{ cm}^2$

Condition de non-entraînement.

$$\sigma_d = 5,01 \text{ Kg/cm}^2 < 21,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification à la fissuration.  $\tilde{w}_f = 0,031$ 

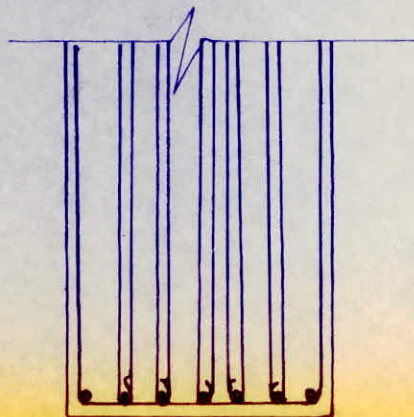
$$\sigma_1 = 2839,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2215,29 \text{ Kg/cm}^2$$

et  $\sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ . vérifié.

Calcul des armatures transversales;

$$\sigma_d = 3,15 \text{ Kg/cm}^2.$$



$$1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 8 \text{ épingles} = 5 \text{ cm}^2.$$

On adopte un espacement  $t = 40 \text{ cm}$ .

$$t = 152,57 \text{ cm}.$$



- 1 - Ferrailage des poteaux
  - 1 - 1 - Introduction
  - 1 - 2 - Exposé de la methode pour le calcul des aciers
    - 1 - 2 - 1 - Section entièrement comprimées
- 2 - Justification au flambement
- 3 - Armatures transversales
  - 3 - 1 Zone de recouvrement
- 4 - Remarque
  - 4 - 1 - Définition de la zone nodale
  - 4 - 2 - Prescriptions relatives aux ferrailages
- 5 - Schematisation des efforts dans le sens longitudinal et transversal
- 6 - Tableau donnant le ferrailage des poteaux.

**FERRELLAGE  
DES  
POTEAUX**



#### 4. Ferraillage des poteaux.

##### 4-2- Introduction ;

Pour le ferraillage des poutres, précédemment effectué, on a envisagé les combinaisons de sollicitations donnant les efforts les plus défavorable pour le 1<sup>er</sup> genre et pour le 2<sup>eme</sup> genre.

Pour les poteaux, on procédera autrement, en appliquant les recommandations des regles P.S.69 concernant les ouvrages calculés au seisme. Ces regles stipulent que ;

- Pour le 1<sup>er</sup> genre, aucune modification n'est a envisager vis a vis du C.C.B.A.68' a savoir G+1,2.P.

Pour le 2<sup>eme</sup> genre, en plus des combinaisons citées par le C.C.B.A.68, soit  $G+P+S_{IV}+S_{IH}$ , il y a lieu vis a vis du seisme et pour un poteau donné, de considérer 2 types de sollicitations, l'une donnant un effort normal "minimum" auquel est soumis le poteau et l'autre donnant un effort normal "maximum".

Nous aurons donc, a envisager ;

$$- G + P + \downarrow S_{IV} + S_{IH}$$

$$- G + P + \uparrow S_{IV} + S_{IH}$$

Avec ;  $\downarrow S_{IV}$  ; Composante verticale descendante du seisme.

$\uparrow S_{IV}$  ; Composante verticale ascendante du seisme.

$S_{IH}$  ; Composante horizontale de renversement du seisme.

Dans notre étude, on ferraillera uniquement deux files de poteaux (étant donné que c'est les plus chargés) définies par ;

- Files de poteaux 2.

Intersection du portique transversal 1 et le portique longitudinal 2

- Files de poteaux 6.

Intersection du portique transversal 2 et le portique longitudinal 2



Notre but étant de développer les méthodes de calcul pour l'étude des poteaux qui seront calculés en flexion composée.

Pour un poteau étudié, le ferrailage sera mené en deux étapes ;

- Flexion composée dans le sens transversal de l'ouvrage.
- Flexion composée dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

#### 1-2- Exposé des méthodes utilisées pour le calcul des aciers;

Les poteaux seront sollicités en flexion composée, on distinguera suivant l'excentricité du centre de pression par rapport au centre de gravité de la section de béton seul, des sections partiellement comprimée et des sections entièrement comprimées.

Dans notre cas, (comme on le verra plus bas), tous les poteaux seront entièrement comprimés où partiellement comprimés.

#### 1-2-1- Sections entièrement comprimées;

Ce cas, se rencontre lorsque la résultante des forces extérieures tombe à l'intérieur du noyau central de la section.

Donc, si l'on appelle  $e = M/N'$ , la distance du centre de pression au centre de gravité du béton seul et  $h_t$  la hauteur totale de la pièce, on doit avoir ;

$$e < \frac{h_t}{6}$$

Pour le calcul des aciers, on appliquera la méthode établie par Mr. P. CHARON, exposée dans son ouvrage "Exercices de béton armé".

- On calcule d'abord la contrainte admissible de compression du béton, en flexion composée :

$$\sigma'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3 e_1}\right) \sigma'_{b_0}$$

$$\text{avec } e = \frac{M}{N'}$$

$$\text{et } e_1 = \frac{h_t}{6}$$



- Armatures symétriques (qui est notre cas), on utilisera les formules suivantes dans lesquelles ;

$$\delta' = \frac{d_1'}{h_t} = \frac{d_2'}{h_t}$$

$$f = \frac{\bar{\sigma}'_{b.b.} \cdot h_t}{N'} \quad \beta = 6 \frac{e}{h_t} \quad C = 0,27 (1-2\delta')^2 f$$

$$D = 0,30 (f - \beta) - 0,90 (1-f) (1-2\delta')^2 \quad E = - (1+\beta-f)$$

Le pourcentage d'armatures est alors donné par la relation

$$\omega' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

Et donc ;

$$A'_1 = A'_2 = \frac{\omega' \cdot b \cdot h_t}{100}$$

La section d'aciers, ainsi obtenues, doit vérifier la section minimale requise, recommandée par le C.C.B.A.68, art.32-2 $\phi$ .

$$A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

Avec ;  $N'$  ; effort normal de compression.

$\theta_1$  ; Coefficient tenant compte de possibilités d'excentricité de la charge. Dans le cas de poteaux supportant une plaque , il prend les valeurs ci-après ;

- Poteau d'angle ;  $\theta_1 = 1,8$ .
- Poteau de rive ;  $\theta_1 = 1,4$
- Autres poteaux : 1.

$\theta_2$  ; Coefficient numérique qui a pour expression :

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

avec  $l_c$  : Longueur de flambement  
 $a$  : La plus petite dimension transversal de la pièce.  
 $c$  : Enrobage.



$\theta_3$  : Coefficient numérique qui a pour expression :

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

Avec  $\sigma_{en}$  : Limite d'élasticité nominale des aciers longitudinaux, exprimée en bars.

Le pourcentage minimal est étudié pour faire passer comme il se doit, les contraintes dans le béton et dans l'acier, sans pour autant dépasser 5% de la section du béton (qui est de l'ordre 980 cm<sup>2</sup> pour le poteau 6, et 500 cm<sup>2</sup> pour le poteau 2).



## 2 - Justification au flambement.

Pour voir si la justification au flambement est nécessaire ou pas, on calculera l'élanement  $\lambda$  qui est le rapport de la longueur de flambement  $l_c$  (égale à  $l_0 / 2$  dans notre cas, car on a un encastrement à la base et en tête du poteau) au rayon de giration de la section droite du béton seul. Si  $\lambda < 50$ , on ne tient pas compte du flambement.

Comme, on a une section de poteau rectangulaire de dimension  $a \times b$  donc, ( $a = b$ ) et  $a$  étant la plus petite dimension.

Donc, pour un poteau dont  $a =$  petit côté, on aura :

$$I = \frac{a^4}{12} \quad B = a^2 \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a^4}{12 \cdot a^2}} = 0,2886a$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} < 50 \Rightarrow \frac{l_c}{0,2886a} < 50$$

$$\text{Donc : } \frac{l_c}{a} < 14,4$$

Dans notre cas, le poteau le plus long dans la structure a une hauteur de 11,2 m.

Ce qui fait que pour :

$$\text{- Poteau 2. } \frac{l_c}{a} = \frac{5,6}{1,00} = 5,60 < 14,4$$

$$\text{- Poteau 6. } \frac{l_c}{a} = \frac{5,6}{1,4} = 4,020 < 14,4$$

Donc pour tous les cas, aucune justifications au flambement n'est nécessaire.

## 3 - Armatures transversales.

Les armatures transversales disposés dans les poteaux ont un rôle :

- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- S'opposer au flambement des armatures.

Zone courante :

$$t = \max \begin{cases} t_1 = (100 \cdot \phi_t - 15 \phi_{l.\max}) \frac{(2 - \sigma'_b)}{\bar{\sigma}'_b} \\ t_2 = 15 \frac{(2 - \sigma'_b)}{\bar{\sigma}'_b} \phi_{l.\min} \end{cases}$$

En pratique, on prend :

$$t \leq 15 \phi_{l.\min} \quad \text{avec } \phi_{l.\min} = \underline{2 \text{ cm}} \quad \text{donc } t \leq \underline{30 \text{ cm}}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{l.\max} \quad \text{avec } \phi_{l.\max} = \underline{3,5 \text{ cm}} \quad \text{donc } \phi_t \geq \underline{1 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit } \phi_t = \underline{10 \text{ mm}}$$

On adopte des aciers transversaux T.10.

### 3-4- Zone de recouvrement:

Soit  $\nu$  le nombre de cours d'armatures à disposer dans la zone.  $\nu \geq 3$

$$\nu \geq \frac{0,4 \phi_1^2 \sigma_{en,1}}{\phi_t^2 \sigma_{en,t}} = \frac{0,4 \phi_1^2 \cdot 4200}{(1,2)^2 \cdot 2400} = 0,4861 \cdot \phi_1^2$$

La longueur de recouvrement est au moins égale à la longueur de scellement droit.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 7,0 = 19,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{à partir du 3}^{\text{eme}} \text{ niveau.}$$

$$\text{donc : } l_d = 35,56 \phi_1.$$

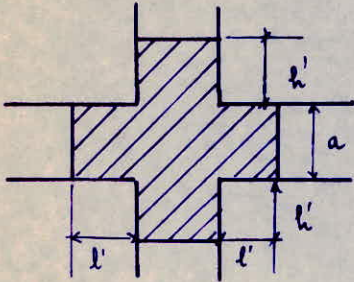
$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 7,5 = 21,09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{jusqu'au 3}^{\text{eme}} \text{ niveau.}$$

$$\text{donc : } l_d = 33,19 \phi_1.$$



4- Remarque: Recommandation du reglement parasismique  
Algérien

4-1- Définition de la zone nodale.



$$\begin{cases} h' = M_{\max} (h/6, b_1, b_2, 60\text{cm}) \\ l' = 2a \end{cases}$$

4-2- Prescriptions relatives au ferrailage.

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera seulement aux armatures transversales et leur espacement.

- Poteaux :  $t \leq \min (10 \varnothing, 15\text{cm})$ .

Dans notre cas, au niveau des zones nodales, soit sur une longueur  $h'$  égale à  $h/6$  des armatures transversales espacées de 10 cm.

- Poutres, (étudiées dans le chapitre concernant les poutres)

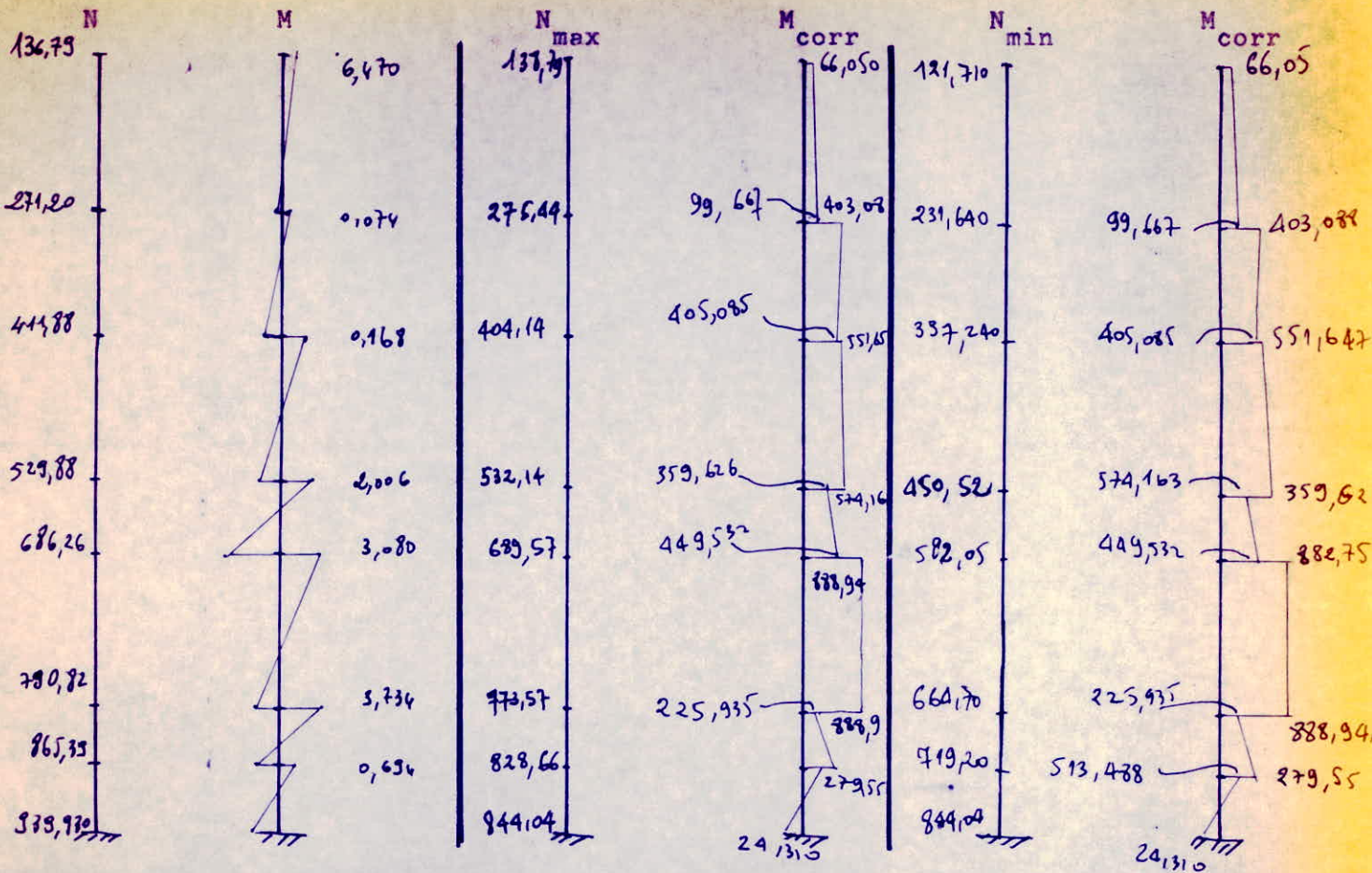
$$t \leq \min (0,3 h., 12\varnothing) \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

Dans notre cas, au niveau des zones nodales soit sur une longueur  $l'$  égale à 3,2 m, des armatures transversales espacées de 40 cm au maximum.



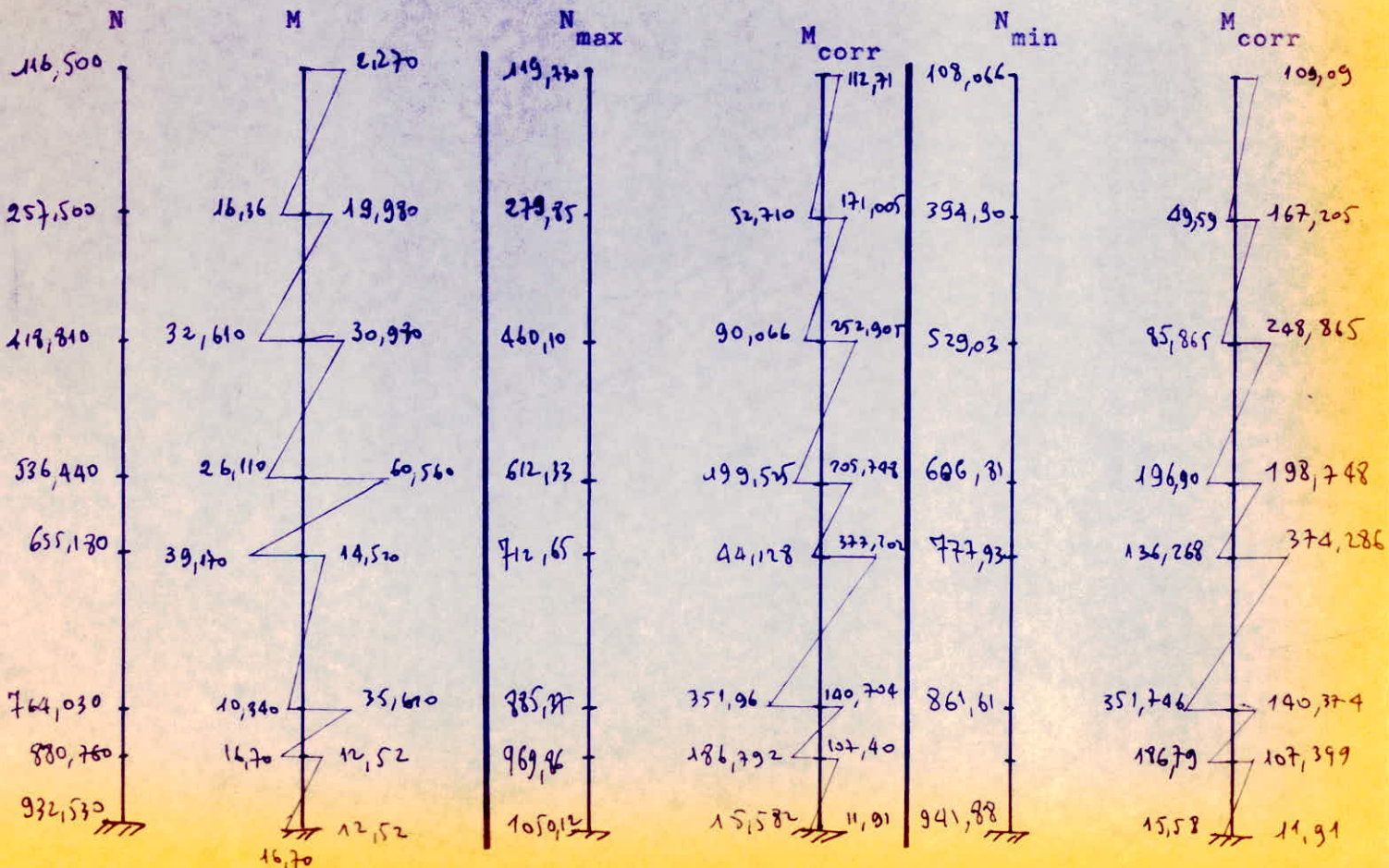
5 - Schématisation des efforts considérés dans le sens transversal :

Poteau file 2 :



Schématisation des efforts considérés dans le sens longitudinal :

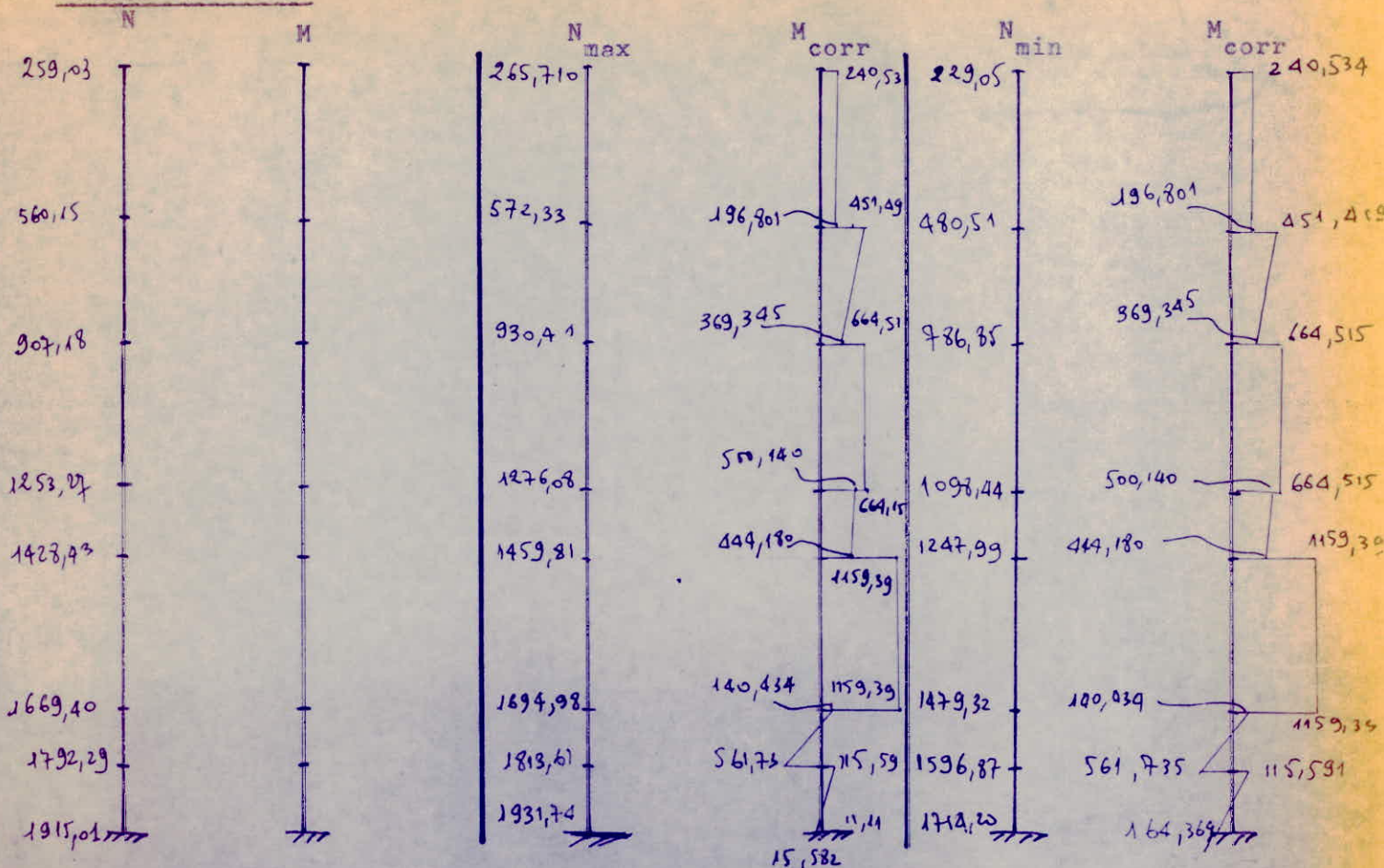
Poteau file 2 :





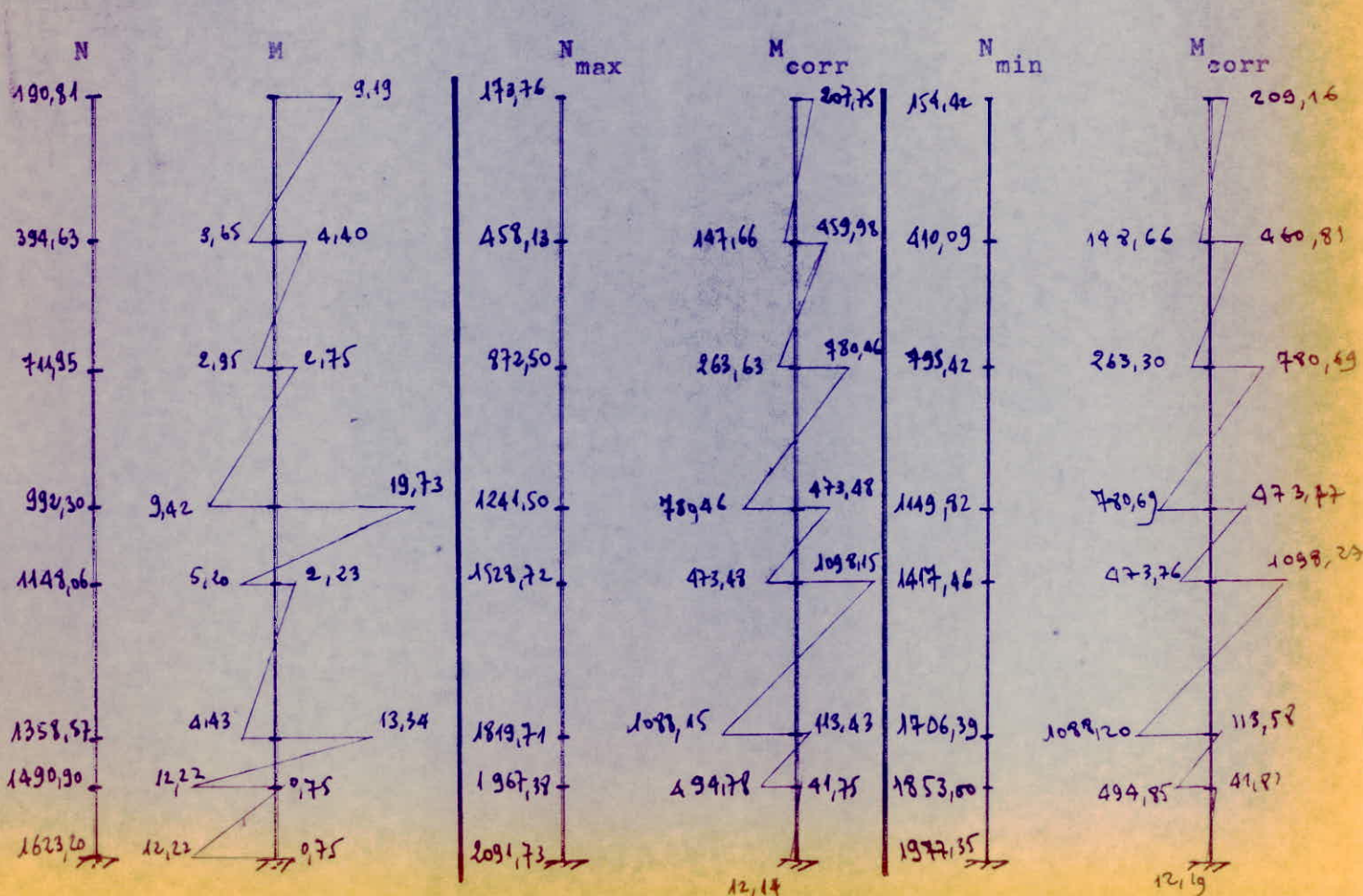
Schématisation des efforts considérés dans le sens longitudinal :

Poteau file 6 :



Schématisation des efforts considérés dans le sens transversal :

Poteau file 6 :



POTEAUX SOUS NIVEAU 1 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	
N (t)	865,39	928,66	719,20	1499,9	1967,38	1853,00	
M (t.m)	0,858	513,49	513,49	12,22	494,78	494,85	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,10	61,99	71,40	0,82	25,15	26,71	
$e_1 = h e / 6$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	184,00	276,00	276,00	184,00	187,58	190,65	
$\sigma'_b$ (t.m)	-	894,67	844,32	-	1793,25	1717,84	
$\mu$	-	0,3467	0,3272	-	0,2473	0,2369	
$\mu'$	-	-	-	-	-	-	
$\epsilon$	-	0,8024	0,8062	-	0,8233	0,8258	
$\kappa$	-	10,3	10,8	-	13,3	13,7	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	-	79,24	88,51	-	<0	<0
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	79,24	88,51	-	<0	<0
	$\sigma'_b$	-	258,14	259,12	-	186,01	185,00
E.C	$\omega'$	<0	-	-	<0	-	-
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	-	-	<0	-	-
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	$\sigma'$	-	-	-	-	-	-
C.S	A <sub>0</sub>	-	-	-	-	-	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	40,82	-	-	55,40	-	-	
A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	8T32 + 6T25 (93,78 cm <sup>2</sup> )			7T32 (56,29 cm <sup>2</sup> )			



POTEAUX SOUS NIVEAU 2 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ Nmax	$S_2$ Nmin	$S_1$	$S_2$ Nmax	$S_2$ Nmin	
N (t)	790,82	773,57	664,70	1358,57	1819,71	1706,39	
M (t.m)	3,73	888,94	888,94	13,34	1088,15	1088,15	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,47	114,91	133,74	0,98	59,80	63,77	
$e_{12} \text{ ht}/6$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	184,0	276,0	276,0	184,0	255,89	263,72	
MC (t.m)	-	1244,78	1194,70	-	2289,16	2214,37	
$\mu$	-	0,4820	0,4630	-	0,3157	0,3054	
$\mu'$	-	-	-	-	-	-	
$\epsilon$	-	0,7826	0,7745	-	0,8084	0,8106	
K	-	8,5	8,2	-	11,1	11,4	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	-	188,05	190,16	-	62,48	71,97
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	188,05	190,16	-	62,48	71,97
	$\bar{\sigma}'_b$	-	266,15	270,10	-	256,0	259,0
E.C	$\omega'$	<0	-	-	<0	-	-
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	-	-	<0	-	-
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	$\bar{\sigma}'_b$	-	-	-	-	-	-
C.S.	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	
A min (cm <sup>2</sup> )		33,24	-	-	51,89	-	
A adapt (cm <sup>2</sup> )		24T32 (192,96)			14T32 (112,56)		

POTEAUX SOUS NIVEAU 3 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ Nmax	$S_2$ Nmin	$S_1$	$S_2$ Nmax	$S_2$ Nmin	
N (t)	686,26	699,57	582,09	1148,06	1528,72	1417,46	
M (t.m)	7,19	882,74	882,74	5,20	1099,15	1079,15	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,17	128,01	151,66	0,45	71,93	77,47	
$e_1 = h/6$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	184,00	276,00	276,00	184,00	276,00	276,00	
$M_b$ (t.m)	-	1199,74	1150,48	-	2107,11	2033,67	
$M$	-	94650	0,4458	-	0,2906	0,2805	
$M'$	-	-	-	-	-	-	
$\epsilon$	-	0,7845	0,7845	-	0,8134	0,8155	
K	-	8,2	8,2	-	11,8	12,1	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	-	176,26	180,14	-	89,54	99,09
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	176,26	180,14	-	89,54	98,09
	$\bar{\sigma}'_b$	-	269,11	270,00	-	201,01	215,32
E.C	$w'$	<0	-	-	<0	-	-
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	-	-	<0	-	-
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	A' (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-
	$\sigma'$	-	-	-	-	-	-
C.S	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	
A min (cm <sup>2</sup> )		48,01	-	-	66,62	-	
A adopt (cm <sup>2</sup> )		23T32 (194,9 cm <sup>2</sup> )			16T32 (128,64 cm <sup>2</sup> )		



POTEAUX SOUS NIVEAU 4 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	
N (t)	529,88	532,14	450,52	992,30	1241,50	1149,82	
M (t.m)	2,006	574,16	574,16	19,73	780,46	780,60	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,38	107,90	127,44	1,99	62,86	67,89	
$e_1 = \frac{h_0}{6}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	164,40	246,6	246,6	164,14	231,03	242,88	
M <sub>0</sub> (t.m)	—	818,94	781,40	—	1599,88	1539,48	
$\mu$	—	0,3174	0,3028	—	0,2207	0,2123	
$\mu'$	—	—	—	—	—	—	
$\epsilon$	—	0,8077	0,8106	—	0,8299	0,8322	
K	—	11,0	11,4	—	14,4	14,8	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	—	124,77	131,81	—	41,90	50,09
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	124,77	131,81	—	41,90	50,09
	$\sigma'_b$	—	381,82	368,42	—	291,67	283,78
E.C	$w'$	<0	—	—	<0	—	—
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	—	—	<0	—	—
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—
	$\sigma'$	—	—	—	—	—	—
CS	A <sub>0</sub>	—	—	—	—	—	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	28,85	—	—	47,64	—	—	
A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	17 T 32 (136,70 cm <sup>2</sup> )			7 T 32 (56,29 cm <sup>2</sup> )			

POTEAUX SOUS NIVEAU 5 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ N <sub>max</sub>	$S_2$ N <sub>min</sub>	$S_1$	$S_2$ N <sub>max</sub>	$S_2$ N <sub>min</sub>	
N(t)	211,88	404,14	327,24	711,95	872,50	795,42	
M (t.m)	0,19	551,65	551,65	2,95	780,46	780,69	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,05	136,50	163,58	0,41	89,45	98,15	
$e_1 = h_0/6$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	164,4	246,6	246,6	164,4	246,6	246,6	
$\sigma'_b$ (t.m)	—	737,55	706,78	—	1356,31	1305,67	
$\mu$	—	0,2858	0,2739	—	0,1871	0,1801	
$\mu'$	—	—	—	—	—	—	
$\epsilon$	—	0,8141	0,8139	—	0,8397	0,8418	
$k$	—	11,9	12,3	—	16,2	16,6	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	—	128,47	135,08	—	75,04	82,16
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	128,47	135,08	—	75,04	82,16
	$\sigma'_b$	—	352,94	304,06	—	259,26	253,01
E.C	w'	<0	—	—	<0	—	—
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	—	—	<0	—	—
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	$\sigma'$	—	—	—	—	—	
CS	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,54	—	—	43,74	—	—	
A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	17T32 (136,7 cm <sup>2</sup> )			8T32 + 6T25 (93,8 cm <sup>2</sup> )			



POTEAUX SOUS NIVEAU 6 : SENS : transversal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N max	S <sub>2</sub> N min	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N max	S <sub>2</sub> N min	
N (t)	241,20	275,44	231,44	394,63	458,13	410,09	
M (t.m)	0,074	403,09	403,09	4,40	459,98	460,81	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	0,03	146,34	174,02	1,11	100,40	112,37	
$e_1 = h/6$ cm	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	164,4	246,6	246,6	164,4	246,6	246,6	
$M_b$ (t.m)	/	529,79	509,64	/	762,35	731,47	
$\mu$	/	0,2053	0,1975	/	0,1051	0,1009	
$\mu'$	/	/	/	/	/	/	
$\epsilon$	/	0,8344	0,8366	/	0,8718	0,8737	
$k$	/	15,2	15,6	/	24,0	24,6	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	/	91,89	95,94	/	44,01	48,93
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	91,89	95,94	/	44,01	48,93
	$\sigma'_b$	/	174,32	175,00	/	175,00	170,13
E.C	$\omega'$	<0	/	/	<0	/	/
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	/	/	<0	/	/
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	$\mu$	/	/	/	/	/	
CS	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
A min (cm <sup>2</sup> )	19,45			23,79			
A adopt (cm <sup>2</sup> )	10T32 + 4T25 = 100,1 cm <sup>2</sup>			5T32 + 2T25 (50,03 cm <sup>2</sup> )			

POTEAUX SOUS NIVEAU 7 : SENS : transversal		File	File 2	File 6
SOLICITATION		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>
N (t)	135,79	139,79	124,71	140,81
M (t.m)	6,47	66,05	66,05	9,19
$e_{0, \frac{N}{M}}$ (cm)	4,73	25,59	54,27	6,53
$e_1 = \frac{b}{h}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	164,4	246,6	246,6	164,4
$\sqrt{\sigma}$ (t.m)	-	129,89	122,04	322,93
$\mu$	-	0,0503	0,0473	0,0445
$\mu'$	-	-	-	-
$\xi$	-	0,9060	0,9034	0,9111
$\kappa$	-	38,8	39,6	41,2
A (cm <sup>2</sup> )	-	2,51	4,52	20,58
A' (cm <sup>2</sup> )	-	-	-	20,58
P.C		$\sigma_b$	109,95	106,06
		$\sigma_b$	-	104,94
		$\sigma_b$	100,00	100,00
E.C		$w'$	< 0	< 0
		$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	< 0	< 0
E.T		$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	-	-
		$A_2$ (cm <sup>2</sup> )	-	-
P.T		A cm <sup>2</sup>	-	-
		A' cm <sup>2</sup>	-	-
C.S		A <sub>0</sub>	-	-
A min (cm <sup>2</sup> )		10,15	-	8,73
A adopté (cm <sup>2</sup> )		6 T 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )	6 T 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )	6 T 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )



POTEAUX SOUS NIVEAU 1 : SENS : Longitudinal									
Pile 6		Pile 2				Pile 6			
S <sub>2</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>2</sub>	
N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		N <sub>min</sub>	
N (t)		880,76	969,86	661,61	1792,29	1813,61	1596,87		
M (t.m)		16,70	186,79	186,79	0	561,73	561,73		
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)		1,90	19,25	281,67	-	30,97	35,17		
$e_1 = \frac{e}{4}$ (cm)		16,67	16,67	16,67	-	23,33	23,33		
$\bar{e}_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )		184,00	191,16	197,13	-	199,06	207,35		
$\bar{e}_0$ (t.m)		-	632,93	583,16	-	1708,71	1615,66		
M		-	0,2453	0,2260	-	0,2426	0,2228		
M'		-	-	-	-	-	-		
e		-	0,8214	0,8288	-	0,8244	0,8294		
K		-	13	14,3	-	13,5	14,3		
P.C		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )	
		-	<0	<0	-	<0	<0		
		-	<0	<0	-	<0	<0		
E.C		A-R (cm <sup>2</sup> )		A-R (cm <sup>2</sup> )		A-R (cm <sup>2</sup> )		A-R (cm <sup>2</sup> )	
		-	<0	<0	-	<0	<0		
		-	<0	<0	-	<0	<0		
E.T		A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	
		-	-	-	-	-	-		
		-	-	-	-	-	-		
P.T		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )	
		-	-	-	-	-	-		
		-	-	-	-	-	-		
C.S		A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	
		-	-	-	-	-	-		
		-	-	-	-	-	-		
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		41,55	-	-	-	55,01	-		
A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )		±T32 (59,29 cm <sup>2</sup> )		±T32 (59,29 cm <sup>2</sup> )		±T32 (59,29 cm <sup>2</sup> )			

POTEAUX SOUS NIVEAU 2 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>max</sub>	S <sub>2</sub> N <sub>min</sub>	
N (t)	761,03	885,37	777,93	1669,4	1694,9	1479,32	
M (t.m)	35,61	351,92	351,74	0	1159,39	1159,39	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	4,66	39,74	45,21	/	68,40	78,37	
$e_1 = h/6$ (cm)	20,00	16,67	16,67	/	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )		247,71	262,79	/	272,85	286,00	
$\sigma'_b$ (t.m)	/	759,19	709,59	/	2278,02	2135,74	
$\mu$	/	0,2942	0,2750	/	0,3142	0,2946	
$\mu'$	/	/	/	/	/	/	
$\epsilon$	/	0,8127	0,8162	/	0,8084	0,8127	
$\kappa$	/	11,7	12,3	/	11,1	11,7	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	/	20,88	40,40	/	89,79	107,86
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	20,88	40,40	/	89,79	107,86
	$\bar{\sigma}_b$	/	241,40	235,75	/	269,41	276,01
E.C	$\mu'$	<0	/	/	/	/	
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	/	/	/	/	
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	$\sigma'$	/	/	/	/	/	
C.S	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	53,77	/	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	32,11			53,77	/	
	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )	7T32 (56,03)			14T32 (112,8)		



POTEAUX SOUS NIVEAU 3 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N max	S <sub>2</sub> N min	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> N max	S <sub>2</sub> N min	
N (t)	655,18	712,65	606,81	1428,23	1459,91	1247,99	
M (t.m)	39,17	377,20	374,28	0	1159,39	1159,39	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	5,97	52,92	61,67	—	79,41	92,30	
$e_1 = \frac{h}{2}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	—	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	184,00	276,00	276,00	—	276,00	276,00	
$M_b$ (t.m)	—	705,02	653,41	—	2124,93	1983,06	
$\mu$	—	0,2732	0,2532	—	0,2928	0,2735	
$\mu'$	—	—	—	—	—	—	
E	—	0,8169	0,8214	—	0,8127	0,8169	
K	—	12,4	13,1	—	11,7	12,3	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	—	44,37	52,81	—	109,72	127,85
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	44,37	52,81	—	109,72	127,85
	$\sigma'_b$	—	238,71	240,61	—	258,97	263,12
E.C	$w'$	<0	—	—	—	—	
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	—	—	—	—	
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	A' (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	
	$\sigma'$	—	—	—	—	—	
C.S	A <sub>0</sub>	—	—	—	<0	—	
A. min	45,83	—	—	82,27	—	—	
A adopt	7T32 = 56,29 cm <sup>2</sup>			16T32 (128,64 cm <sup>2</sup> )			

POTEAUX SOUS NIVEAU 4 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	
N (t)	536,44	612,33	529,03	1253,27	1276,07	1098,44	
M (t.m)	60,56	205,75	198,71	0	664,51	664,51	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	11,28	33,60	37,56	/	52,07	60,49	
$e_1 = \frac{h}{2}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	/	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	/	206,19	215,95	/	215,03	229,86	
$M_b$ (t.m)	/	487,42	442,09	/	1506,72	1389,48	
$\mu$	/	0,1889	0,1713	/	0,2078	0,1916	
$\mu'$	/	/	/	/	/	/	
$\epsilon$	/	0,8392	0,8447	/	0,8333	0,8382	
K	/	16,1	17,2	/	15,0	15,9	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	/	<0	3,85	/	12,72	32,15
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	12,72	32,15
	$\sigma'_b$	/	260,97	244,19	/	250,00	264,15
E.C	$w'$	<0	/	/	/	/	/
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	/	/	/	/	/
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	$\sigma'$	/	/	/	/	/	/
C.S	A <sub>0</sub>	/	/	/	<0	/	/
A <sub>min</sub>	29,21			55,17			
A <sub>adop</sub>	7T25 (34,36 cm <sup>2</sup> )			7T32 (56,29 cm <sup>2</sup> )			



POTEAUX SOUS NIVEAU 5 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	
N (t)	418,81	460,10	394,90	907,18	930,41	786,85	
M (t.m)	32,01	252,90	248,86	0	664,51	664,51	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	7,64	54,97	63,01	/	71,42	84,45	
$e_1 = \frac{ht}{6}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	164,4	246,60	246,60	/	246,60	246,60	
$\sigma'_b$ (t.m)	/	464,55	430,51	/	1278,18	1183,83	
$\mu$	/	0,1800	0,1668	/	0,1763	0,1633	
$\mu'$	/	/	/	/	/	/	
$\epsilon$	/	0,8418	0,8466	/	0,8433	0,8476	
K	/	16,6	17,6	/	16,9	17,8	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	/	27,32	32,10	/	43,91	57,17
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	27,32	32,10	/	43,91	57,17
	$\sigma'_b$	/	253,01	238,64	/	248,52	235,96
E.C	$w'$	<0	/	/	/	/	
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	<0	/	/	/	/	
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	$\sigma'$	/	/	/	/	/	
C.S	A <sub>0</sub>	/	/	<0	/	/	
A min (cm <sup>2</sup> )		30,72			55,74	/	
A adop (cm <sup>2</sup> )		7732 (56,29 cm <sup>2</sup> )			8732 (64,34 cm <sup>2</sup> )		

POTEAUX SOUS NIVEAU 6 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ N <sub>max</sub>	$S_2$ N <sub>min</sub>	$S_1$	$S_2$ N <sub>max</sub>	$S_2$ N <sub>min</sub>	
N (t)	257,50	279,85	234,85	560,15	572,33	480,51	
M (t.m)	19,98	171,00	167,20	0	451,42	451,42	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	7,75	61,10	71,19	/	77,87	93,94	
$e_1 = \frac{M_1}{N}$ (cm)	16,67	16,66	16,66	/	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	164,4	246,60	246,60	82,2	246,60	246,60	
$M_0$ (t.m)	/	299,73	275,23	/	829,15	768,54	
$\mu$	/	0,1162	0,1067	/	0,1144	0,1060	
$\mu'$	/	/	/	/	/	/	
$\varepsilon$	/	0,8663	0,8708	/	0,8674	0,8711	
K	/	22,4	23,7	/	22,7	23,8	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	/	19,18	22,47	/	31,08	49,05
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	19,18	22,47	/	31,08	49,05
	$\bar{\sigma}_b$	/	187,50	177,22	/	185,02	176,47
E.C	w'	< 0	/	/	/	/	
	A = A' (cm <sup>2</sup> )	< 0	/	/	/	/	
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	$\sigma'$	/	/	/	/	/	
C.S	A <sub>0</sub>	/	/	< 0	/	/	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,47	/	/	33,76	/	
A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )		7 T 32 (56,29 cm <sup>2</sup> )			5 T 32 + 2 T 25 (60,03)		



POTEAUX SOUS NIVEAU : 7 : SENS : Longitudinal							
File	File 2			File 6			
Sollicitation	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	$S_1$	$S_2$ N max	$S_2$ N min	
N (t)	116,50	119,73	108,66	259,03	265,71	229,05	
M (t.m)	27,27	112,71	109,84	0	240,53	240,53	
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	23,41	94,14	101,14	0	90,52	105,01	
$e_1 = \frac{h_e}{6}$ (cm)	16,67	16,67	16,67	23,33	23,33	23,33	
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	120,68	246,60	246,60	/	246,60	246,60	
$\chi_b$ (t.m)	80,86	167,78	159,82	/	415,89	391,70	
M	0,0470	0,0650	0,0619	/	0,574	0,540	
M'	/	/	/	/	/	/	
E	0,9184	0,8947	0,8971	/	0,9004	0,9031	
K	43,6	32,5	33,6	/	35,2	36,6	
P.C	A (cm <sup>2</sup> )	< 0	18,00	18,31	/	17,60	21,40
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	18,00	18,31	/	21,40	21,40
	$\sigma'_b$	64,22	129,23	126,00	/	119,32	114,77
E.C	$\omega'$	/	/	/	/	/	
	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
E.T	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
P.T	A (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	A' (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	
	$\sigma'_b$	/	/	/	/	/	
C.S	A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	< 0	/	
A min (cm <sup>2</sup> )		/	/	/	19,22	/	
A adopt (cm <sup>2</sup> )		6 T 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )			6 T 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )		

**VOILE PERIPHERIQUE  
FONDAITION**



- 1 - INTRODUCTION
- 2 - CONTRAINTES DE COMPRESSION ADMISSIBLE POUR LES VOILES ET MURS EN B.A.
- 3 - FERRAILLAGE DU VOILE
  - 3 - 1 FERRAILLAGE AU POURCENTAGE MINIMAL
    - 3 - 1 - 1 ARMATURES VERTICALES DES VOILES
      - 3 - 1 - 2 ARMATURES HORIZONTALES PARALLELES AUX FACES DU VOILE
      - 3 - 1 - 3 ARMATURES TRANSVERSALES PERPENDICULAIRES AUX FACES DU VOILE
- 4 - APPLICATION
  - 4 - 1 ARMATURES VERTICALES
  - 4 - 2 ARMATURES HORIZONTALES
  - 4 - 3 ARMATURES TRANSVERSALES
  - 4 - 4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Ferraillage des voiles.

1°) Introduction : Un voile en béton armé est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées, afin de déterminer le ferraillage nécessaire pour des sections données. Les voiles sans ouvertures ne posent aucun problème particulier et se calculent comme une console.

Les voiles qui seront étendues dans le présente ouvrage sont :  
~~des~~ Voiles périphériques.

2°) Contrainte de compression admissible pour les voiles et murs en béton armé.

Toutes les définitions et les considérations qui suivent dans le present paragraphe, ont été tirées du document technique unifié, concernant les travaux de parois et murs en béton n° 23 Tome 2.

La contrainte de compression admissible  $\bar{\sigma}'_{B_0}$  pour un voile en béton armé sera une fraction de la nominale de rupture à 28 jours d'âge.

$$\bar{\sigma}'_{B_0} = \rho'_b \bar{\sigma}'_{28}$$

La valeur de la fraction  $\rho'_b$  dépend du défaut de centrage des charges verticales de la susceptibilité éventuelle du voile au flambement, de l'efficacité du contrôle de la qualité du béton et de l'exécution, ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées, retrait différentiel.

La fraction  $\rho'_b$  est au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$0,50 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

Avec :

Coefficient  $\alpha$  :  $\alpha = \frac{a - 10 \frac{e}{3}}{a}$       a : épaisseur du voile  
e : sup. (1 cm, 1 / 300)

Coefficient  $\beta$  :  $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{7100} \right)^2}$       avec  $\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a}$

Coefficient  $\gamma$  :  $\gamma = \begin{cases} 1 & \text{pour un contrôle strict} \\ 0,83 & \text{pour un contrôle atténué} \end{cases}$

Nous ferons le calcul pour un contrôle strict  $\gamma = 1$ .



Coefficient  $\delta$ :

$\delta = 1$  lorsque les vérifications de contraintes admissibles seront effectuées pour les combinaisons d'actions courantes.

$\delta = 1,1$  lorsque l'on fait intervenir entre autres les effets climatiques.

Du fait que nous avons fait reprendre tous les efforts, sollicitant notre structure pour nos poutres et poteaux, nous prendrons  $\delta = 1,1$ .

### 3°) Ferraillage du voile.

Etant donné que dans notre étude, nous avons fait reprendre tous les efforts par nos poutres et poteaux, les charges qui pourraient être développées dans nos voiles du fait de leur poids propre étant très petites, on se contentera pour le ferraillage, d'aciers de construction qui vérifieront les prescriptions des documents techniques unifiés concernant les pourcentages minimaux d'acier dans un voile en béton armé.

#### 3-1-Ferraillage au pourcentage minimal (D T U Tome 2, art 3.33)

Dans les voiles en béton armé trois catégories d'armatures se rencontrent :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

#### 3-1-1-Armatures verticales des voiles.

Les arrêts et fonctions des armatures verticales sont effectués conformément aux règles du C.C.B.A.68.

L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du voile sans pouvoir excéder 33 cm.

Le pourcentage minimale d'une bande verticale donne rapportée au volume total de la bande doit-être au moins égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\omega_v = \frac{A_m}{a.d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ 2,1 \\ \overline{6} \text{ en (bars)} \end{array} \right. \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \left( \frac{3\sigma_m}{\sigma_{b_0}} - 1 \right)$$



Définition des différentes notations :

$A_m$  = Section des armatures dans la section horizontale vérifiée

$a$  = Epaisseur du mur.

$d$  = Largeur de la bande considérée.

$\overline{\sigma}_m$  = Contrainte moyenne de compression.

$\overline{\sigma}_{b_0}$  = Contrainte admissible de compression (concernant les voiles).

$\theta_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour un voile intermédiaire.} \\ 1,4 & \text{pour un voile de rive.} \end{cases}$

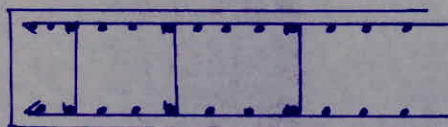
$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20}$  avec  $\lambda = \frac{4,5 \cdot \sqrt{12}}{a}$

La section d'armatures correspondants à  $\overline{\omega}_v$  doit-être répartie par moitié sur chaque face du voile.

3-1-2- Armatures horizontales parallèles aux faces du voile.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du voile, sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

Elles doivent être retournées aux extrémités du voile, et aux bords libres qui limitent les ouvertures et présenter avec les armatures horizontales de la face opposée, un recouvrement suffisant.



La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit-être au moins égale à 1 cm.

L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du voile sans pouvoir excéder 33 cm.

La section minimale des armatures horizontales rapportée au volume total du voile où de l'élément de voile considéré doit-être au moins égale à :

$$\overline{\omega}_h = \frac{2}{3} \overline{\omega}_v$$

Dans cette formule  $\overline{\omega}_v$  représente le "pourcentage" minimale de la bande la plus armée.

3-1-3- Armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile.



**ΚΟΙΛΕ ΠΕΡΙΠΡΗΡΙΚΑΙΕ  
ΦΟΝΙΔΙΤΙΚΟΝ**

Les dispositions et les sections des armatures transversales peuvent être variables d'une bande verticale de mur à l'autre suivant la contrainte effective  $\sigma_b^i$  subie par chacune des bandes.

Dans le cas où la contrainte maximale effective  $\sigma_b^i$  est inférieure au  $3/4$  de la contrainte admissible, les dispositions et les sections des armatures transversales reliant les deux nappes d'armatures principales sont déterminées de façon qu'elles puissent assurer la fixité des armatures principales pendant l'opération de bétonnage.

Nous adopterons en ferrailage, qui vérifie les conditions sus-citées.

#### 4- Application.

##### 4-1- Armatures verticales.

$$a = 40 \text{ cm} \quad L_f = 0,7 \cdot 200 = 140 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{40 - 10 \cdot 1/3}{40} = 0,917$$

$$\lambda = 12,124 \quad \beta = 0,971$$

$$\gamma = 1.$$

$$\delta = 1.1.$$

$$\text{Donc : } \rho_b^i = \min \begin{cases} 0,454 \\ 0,490 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \bar{\sigma}_{b_0}^i = 0,454 \cdot 270. = 122,58 \text{ Kg/cm}^2.$$

Nous sommes amenés à avoir des armatures verticales tel que :

$$\bar{\omega}_v^i = \frac{A_m^i}{a \cdot d} \geq 0,001 \text{ soit :}$$

$$A_m^i \geq 0,001 \cdot 40 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2.$$

Cette section doit-être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande considérée, en respectant l'espacement.

$$t \leq \min \begin{cases} 2a = 80 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm.} \end{cases}$$



On prendra donc, par face 4 T 8, espacé de 20 cm, nous rajouterons aux extrémités du voile, sur chacune des faces, une barre T8, tel que l'espace soit de  $t/2$  et cela en vue de renforcer les extrémités du voile.

#### 4-2- Armatures horizontales.

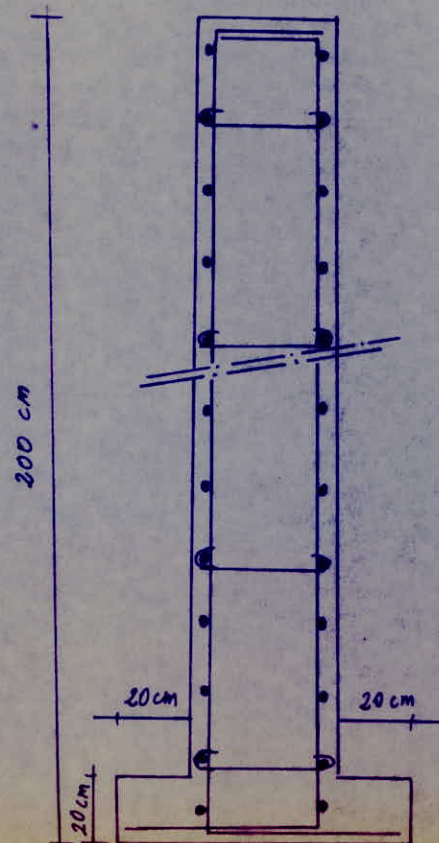
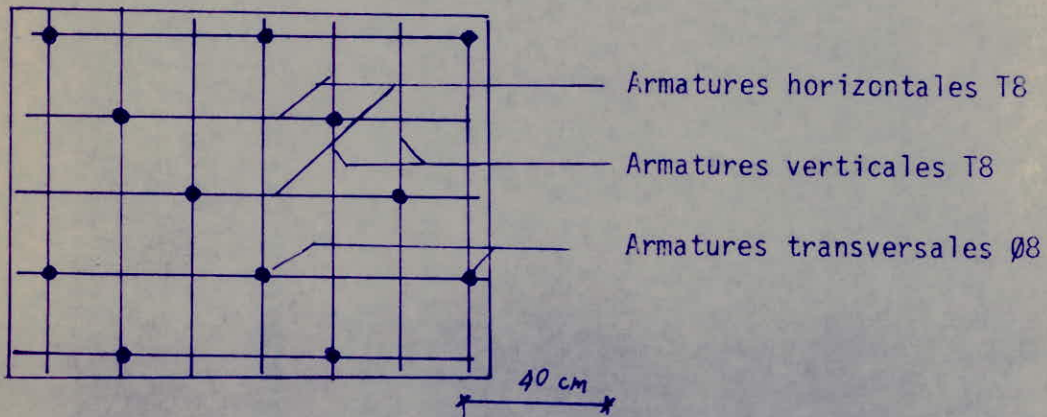
$$\text{On a } \bar{\omega}'_h \geq \frac{2}{3} \bar{\omega}'_v$$

Dans nos calculs, on prendra  $\bar{\omega}'_h = \bar{\omega}'_v = 4 \text{ T } 8/\text{ml}$ .

#### 4-3- Armatures transversales.

On adoptera un  $\emptyset 8$  tous les trois nœuds.

#### 4-4- Disposition constructives.



- 1- Hypothèse de calcul
- 2- Méthode de calcul.
  - 2-1 Dimensionnement des semelles.
  - 2-2 Détermination des armatures.
- 3- Applications.
  - 3-1 Semelles sous poteau 2.
  - 3-2 Semelles sous poteau 6.



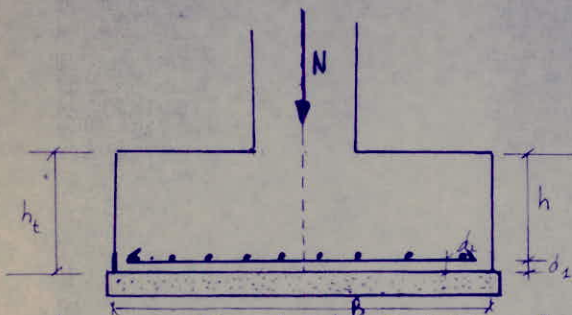
Fondation.1 - Hypothèse de calcul:

La contrainte admissible du sol est de 5 bars à 2,50m de profondeur (terrains rocheux: sol schisteux), il n'y a donc aucun problème de tassement ni de glissement à envisager.

On adoptera des semelles superficielles isolées pour tous les poteaux et on mettra une couche de béton de propreté d'au moins 5 cm d'épaisseur.

Chaque fondation est soumise à un effort normal (N) et à deux moments, longitudinal et transversal, (respectivement  $M_l$  et  $M_t$ ).

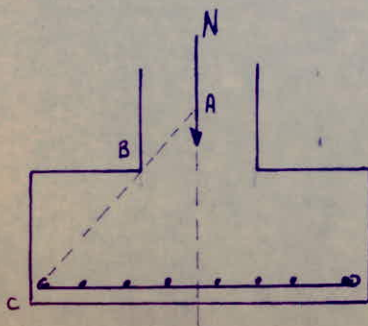
Les semelles seront calculées en compression simple sous l'effort normal (N), les moments  $M_l$  et  $M_t$  seront repris par les longrines et voiles périphérique. Les semelles auront une section carrée comme les poteaux.

2 - Méthode de calcul.2-1 - Dimensionnement des semelles/

N : effort de compression  
 B : côté de la semelle  
 $\sigma_a$  : contrainte admissible du sol  
 b : côté du poteau  
 on doit avoir  $B^2 \geq \frac{N}{\sigma_a}$

La semelle doit vérifier la condition, afin d'éviter de vérifier le cisaillement:

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + d.$$

2-2 - Détermination des armatures.

On fera le calcul par la méthode des bielles qui consiste à admettre que les efforts provenant du poteau sont transmis par l'intermédiaire de bielles de béton ayant leur origine au point A (A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point C, où commence le crochet des barres, au point B, où la semelle rejoint le pavement du poteau.



La méthode des bielles nous donne les résultats suivants :  
effort de traction dans les aciers :

$$\text{sens } x \quad F_x = \frac{N}{8} \cdot \left( \frac{B - b}{h_t - d1} \right)$$

$$\text{sens } y \quad F_y = \frac{N}{8} \cdot \left( \frac{B - b}{h_t - d2} \right)$$

Armatures :

$$\text{Sens } x \quad A_x = \frac{F_x}{a}$$

$$\text{Sens } y \quad A_y = \frac{F_y}{a}$$

Remarque :

La méthode des bielles reste valable pour une semelle soumise à un effort normal et à un moment de flexion si  $\sigma_1 < 1,7 \sigma_2$ , à condition de remplacer dans les formules de charges réelles  $N$  par une charge fictive  $N'$  donné par  $N' = \frac{S(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$  avec  $S$ : surface de la semelle.

### 3 - Application.

#### 3-1-Semelle sous poteau 2.

$$\overline{\sigma}_s = 5 \text{ bars} \quad 5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 939,93 \text{ t.} =$$

$$B = \sqrt{\frac{939,93 \cdot 10^3}{5}} = 433,57 \text{ cm} = 4,34 \text{ m}$$

d'où on prend  $B = 450 \text{ cm}$

$$\text{Soit } h_t = 5 + \frac{450 - 100}{4} =$$

On retient  $h_t = 100 \text{ cm}$



Poids de la semelle .

$$N' = 1,0 \cdot 4,5 \cdot 4,5 \cdot 2,5 = 37,97 \text{ t.}$$

$$\text{DONC } Q_t = 977,90 \text{ t.}$$

$$\text{D'où } \frac{Q_t}{B^2} = 4,82 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_a = 5 \text{ Kg/m}^2.$$

$$F_x = 450,35 \text{ t.} ; F_y = 460,03 \text{ t.}$$

D'où le ferailage :

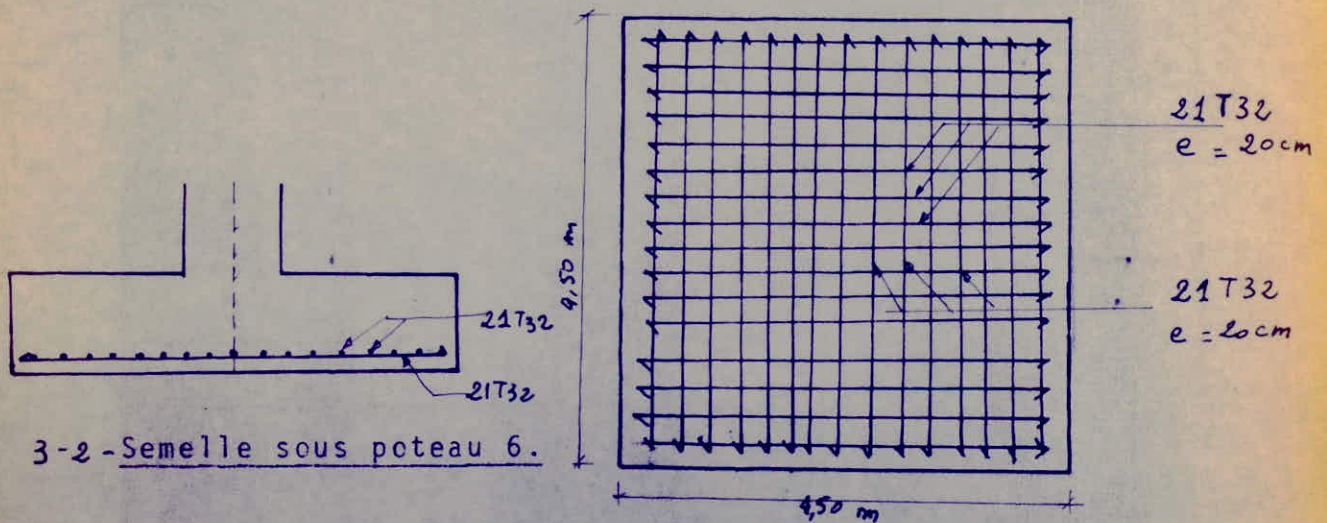
$$A_x = \frac{F_x}{\overline{\sigma}_a} = 160,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = \frac{F_y}{\overline{\sigma}_a} = 164,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend pour : } A_x = 21 \text{ T } 32 = 168,88 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 21 \text{ cm.}$$

$$A_y = 21 \text{ T } 32 = 168,88 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 21 \text{ cm.}$$

$e$ : espacement



$$\overline{\sigma}_a = 5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 1915,01 \text{ t.}$$

$$B = \sqrt{\frac{1915 \cdot 10^3}{5}} = 618,87 \text{ cm.}$$

D'où on prend  $B = 650$

$$\text{Soit } h_t \geq 5 + \frac{650 - 140}{4} = 127,5 \text{ cm}$$

On retient :  $h_t = 140 \text{ cm}$

Poids de la semelle :

$$N' = 1,40 \cdot 6,50 \cdot 6,50 \cdot 2,5 = 100,34 \text{ t.}$$

$$\text{Donc } Q_t = 2015,35 \text{ t.}$$

D'où :

$$\frac{Q_t}{B^2} = 4,77 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_d = 5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_x = 951,69 \text{ t} \quad ; \quad F_y = 955,94 \text{ t.}$$

D'où le ferrailage :

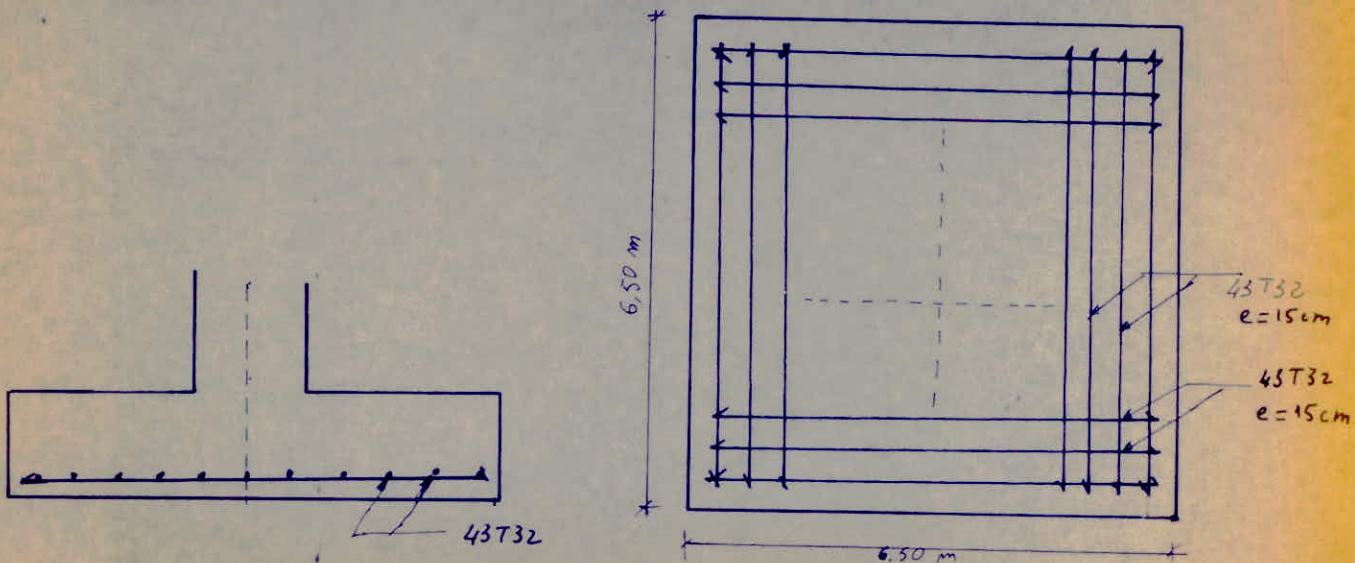
$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_s} = 339,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_s} = 341,40 \text{ cm}^2.$$

On prend pour :

$$A_x = 43 \text{ T } 32 = 345,72 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

$$A_y = 43 \text{ T } 32 = 345,72 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$





# **ANNEXES'**

- 1 - Programme. Ferrailage semelle " SEM "
- 2 - Programme: Determination des efforts dans une dalle " DAL "
- 3 - Programme: Calcul des aciers dans une dalle " CAL DAL "
- 4 - Programme: Determination de la section minimale d'acier "AC MIN "
- 5 - Programme: Ferrailage poteaux " FER POT "



01+LBL "SEM"	59+LBL 04	119 RCL 05
02 FIX 2	60 RCL 04	120 RCL 05
03 "H ?"	61 STO 06	121 RCL 05
04 PROMPT	62 RCL 03	122 *
05 STO 01	63 STO 07	123 /
06 * PX↑ LX"	64 " AX"	124 1 E3
07 PROMPT	65 AS:0 08	125 *
08 -	66+LBL A	126 FIX 2
09 CHS	67 CF 21	127 "SS="
10 LASTX	68 RCL 06	128 ARCL X
11 STO 02	69 X=0?	129 "F K/cm2"
12 RDN	70 XEQ 07	130 AVIEW
13 XEQ 02	71 " PHI ?"	131+LBL B
14 GTO 03	72 PROMPT	132 " PHI MAX ?"
15+LBL 02	73 ARCL 08	133 PROMPT
16 ,25	74 AVIEW	134 ,6
17 X<>Y	75 PSE	135 *
18 +	76 STO 01	136 6
19 3	77 20	137 +
20 ST+ Y	78 /	138 " b="
21 RDN	79 X↑2	139 ARCL X
22 RCL 01	80 PI	140 "F cm"
23 X<>Y	81 *	141 AVIEW
24 GTO 05	82 /	142 .END.
25 LASTX	83 INT	
26 RTN	84 1	
27+LBL 03	85 +	
28 * PY↑ LY"	86 RCL 01	
29 PROMPT	87 FIX 0	
30 -	88 SF 21	
31 CHS	89 "PHI"	
32 LASTX	90 ARCL X	
33 STO 03	91 "F Nb="	
34 RDN	92 ARCL Y	
35 XEQ 02	93 AVIEW	
36 RCL Y	94 RCL Y	
37 RCL 01	95 1	
38 3	96 *	
39 -	97 1/X	
40 1/X	98 RCL 07	
41 " H ?"	99 6	
42 PROMPT	100 -	
43 STO 09	101 *	
44 *	102 " e="	
45 19,2	103 ARCL X	
46 /	104 AVIEW	
47 *	105 GTO 04	
48 STO 04	106+LBL 07	
49 X<>Y	107 RCL 04	
50 LASTX	108 X=0?	
51 *	109 RCL 05	
52 STO 05	110 4	
53 STO 06	111 /	
54 RCL 02	112 RTN	
55 STO 07	113+LBL 05	
56 " 01"	114 TONE 6	
57 ASTD 08	115 " H < "	
58 GTO 0	116 ARCL Y	
	117 AVIEW	
	118+LBL F	

01+LBL *DAL	50 * MY=
02 FIX 3 A	51 XEQ 01
03 * 0 ?	52 GTO 01
04 PROMPT	53+LBL 01
05 STO 03	54 * LY/L
06+LBL E	55 AVIEW
07 * LY ? LXLV	56 PSE
08 PROMPT	57 RCL
09 STO 01	58 X+
10 * LY ?	59 8
11 PROMPT	60
12 /	61 RCL
13 STO 02	62 *
14 .4	63 * MX
15 XYY?	64 XEQ 01
16 GTO 01	65 RCL 01
17 RDN	66 RCL 01
18 1	67 *
19 XCY?	68 2
20 GTO *DAL	69
21 RDN	70 * TX=
22 3	71 XEQ 06
23 Y+Y	72 GTO 02
24 2	73+LBL 01
25 *	74 RCL 01
26 1	75 2
27 +	76
28 8	77 1
29 * 1.5	78
30 1/X	79 1/Y
31 RCL 03	80 2
32 *	81
33 RCL 01	82 RCL 03
34 X+2	83 RCL 01
35 *	84 *
36 * MX=	85 *
37 XEQ 06	86 * TX=
38 1	87 XEQ 06
39 RCL 02	88 LASTX
40 -	89 1
41 X+2	90
42 1.5	91 *TY=
43 *	92 XEQ 06
44 1	93 GTO 02
45 +	94+LBL 06
46 RCL 02	95 RCL 1
47 X+2	96 AVIEW
48 *	97 PSE
49 *	98 PTH
50 *	99+LBL 02
	100 END



62 *NU=	124 RCL B
63 ARCL X	125 RCL 14
64 AVIEW	126 /
65 STOP	127 *SIG PRI b=
66 *E?	128 ARCL X
67 PROMPT	129 AVIEW
68 STO 10	130 STOP
69 *K?	131 *CAL ACIEP*
70 PROMPT	132 PROMPT
71 STO 11	133 *SUIV LY*
72 *APPUI*	134 PROMPT
73 PROMPT	135 *TRAVEE X*
74 *MOM AP Y*	136 PROMPT
75 PROMPT	137 RCL B3
76 STO 12	138 ENTER†
77 RCL 4A	139 RCL B2
78 *	140 /
79 *NU=	141 RCL B1
80 ARCL X	142 /
81 AVIEW	143 RCL B4
82 STOP	144 /
83 *E?	145 *AC TR X =*
84 PROMPT	146 ARCL X
85 STO 13	147 AVIEW
86 *K?	148 *FOM2*
87 PROMPT	149 STOP
88 STO 14	150 *AC TR X?*
89 *CONT ac COMP*	151 PROMPT
90 PROMPT	152 STO 15
91 *SUIV X*	153 *APPUI X*
92 PROMPT	154 PROMPT
93 *TRAVEE X*	155 RCL B6
94 PROMPT	156 ENTER†
95 RCL B2	157 RCL B2
96 RCL B5	158 /
97 /	159 RCL B1
98 *SIG PRI b=*	160 /
99 ARCL X	161 RCL B7
100 AVIEW	162 /
101 STOP	163 *AC AP Y=*
102 *APPUI*	164 ARCL X
103 PROMPT	165 AVIEW
104 RCL B2	166 *FOM2*
105 RCL B8	167 STOP
106 /	168 *AC AP X?*
107 *SIG PRI b=*	169 PROMPT
108 ARCL X	170 STO 16
109 AVIEW	171 *SUIV LY*
110 STOP	172 PROMPT
111 *SUIV LY*	173 *TRAVEE Y*
112 PROMPT	174 PROMPT
113 *TRAVEE Y*	175 RCL B9
114 PROMPT	176 ENTER†
115 RCL B2	177 RCL B2
116 RCL 11	178 /
117 /	179 RCL B1
118 *SIG PRI b=*	180 /
119 ARCL X	181 RCL 10
120 AVIEW	182
121 STOP	183 *AC TR Y=*
122 *APPUI Y*	184 ARCL X
123 PROMPT	
1 *LBL *CALDAL	
2 PROMPT	
3 * /	
4 * /	
5 * /	
6 * /	
7 * /	
8 * /	
9 * /	
10 * /	
11 PROMPT	
12 STO B2	
13 *	
14 1/Y	
15 15	
16 *	
17 STO 4A	
18 *SUIV LY*	
19 PROMPT	
20 *TRAVEE X*	
21 PROMPT	
22 *MOM TX?*	
23 PROMPT	
24 STO B3	
25 *	
26 *NU=	
27 ARCL X	
28 AVIEW	
29 STOP	
30 *E?	
31 PROMPT	
32 STO B4	
33 *K?	
34 PROMPT	
35 STO B5	
36 *APPUI*	
37 PROMPT	
38 *MOM AP X*	
39 PROMPT	
40 STO B6	
41 RCL 4A	
42 *	
43 *NU=	
44 ARCL X	
45 AVIEW	
46 STOP	
47 *E?	
48 PROMPT	
49 STO B7	
50 *K?	
51 PROMPT	
52 STO B8	
53 *SUIV LY*	
54 PROMPT	
55 *TRAVEE*	
56 PROMPT	
57 *MOM TR Y*	
58 PROMPT	
59 STO B9	
60 RCL 4A	
61 *	

185	AVIEW	246	AVIEW	306	RCL 1
186	"fcm2"	247	STOP	307	/
187	STOP	248	"APPUI X"	308	"SIG H"
188	"AC TR Y?"	249	PROMPT	309	ARCL X
189	PROMPT	250	RCL 16	310	AVIEW
190	STO 17	251	ENTER↑	311	STOP
191	"APPUI"	252	RCL 01	312	RCL 1
192	PROMPT	253	/	313	/
193	RCL 12	254	"W="	314	"SIG 0"
194	ENTER↑	255	ARCL X	315	ARCL
195	RCL 02	256	AVIEW	316	AVIEW
196	/	257	STOP	317	STOP
197	RCL 01	258	"E?"	318	"APPUI"
198	/	259	PROMPT	319	PROMPT
199	RCL 13	260	STO 07	320	RCL 18
200	/	261	"K?"	321	ENTER↑
201	"AC AP Y="	262	PROMPT	322	RCL 01
202	ARCL X	263	STO 08	323	/
203	AVIEW	264	RCL 06	324	"W="
204	"fcm2"	265	ENTER↑	325	ARCL X
205	STOP	266	RCL 16	326	AVIEW
206	"AC AP Y?"	267	/	327	STOP
207	PROMPT	268	RCL 07	328	"E?"
208	STO 18	269	/	329	PROMPT
209	STOP	270	RCL 01	330	STO 13
210	"VERI COM"	271	/	331	"K?"
211	PROMPT	272	"SIG AC="	332	PROMPT
212	"SUIV LX"	273	ARCL X	333	STO 14
213	PROMPT	274	AVIEW	334	RCL 12
214	"TRAVEE"	275	STOP	335	ENTER↑
215	PROMPT	276	RCL 08	336	RCL 18
216	RCL 15	277	/	337	/
217	ENTER↑	278	"SIG be="	338	RCL 13
218	RCL 01	279	ARCL X	339	/
219	/	280	AVIEW	340	RCL 01
220	"W="	281	STOP	341	/
221	ARCL X	282	"SUIV LY"	342	"SIG AC="
222	AVIEW	283	PROMPT	343	ARCL X
223	STOP	284	"TRAVEE X"	344	AVIEW
224	"E?"	285	PROMPT	345	STOP
225	PROMPT	286	RCL 17	346	RCL 14
226	STO 04	287	ENTER↑	347	/
227	"K?"	288	RCL 01	348	"SIG PRI b="
228	PROMPT	289	/	349	ARCL X
229	STO 05	290	"W="	350	AVIEW
230	RCL 03	291	ARCL X	351	STOP
231	ENTER↑	292	AVIEW	352	END
232	RCL 15	293	STOP		
233	/	294	"E?"		
234	RCL 04	295	PROMPT		
235	/	296	STO 10		
236	RCL 01	297	"K?"		
237	/	298	PROMPT		
238	"SIG AC="	299	STO 11		
239	ARCL X	300	RCL 09		
240	AVIEW	301	ENTER↑		
241	STOP	302	RCL 17		
242	RCL 05	303	/		
243	/	304	RCL 18		
244	"SIG PRI b="	305	/		



	50 *
	1 RCL 00
	51 *
	5 L 25
	54 *
	55 1000
	56 /
	57 FIX 2
	58 *0 MIN*
	59 ARCL X
	60 RVIEW
	61 STOP
	62 END
01 LBL "AC MIN"	
02 *TETA 1?"	
03 PROMPT	
04 STO 00	
05 "a?"	
06 PROMPT	
07 STO 01	
08 *C?"	
09 PROMPT	
10 STO 02	
11 *L?"	
12 PROMPT	
13 STO 03	
14 *SIG ELAS NOM?"	
15 PROMPT	
16 STO 04	
17 *N?"	
18 PROMPT	
19 STO 05	
20 *SIG bet. CPS?"	
21 PROMPT	
22 STO 06	
23 /	
24 RCL 04	
25 1/X	
26 ENTER↑	
27 2160	
28 *	
29 1	
30 +	
31	
32 STO 07	
33 RCL 03	
34 ENTER↑	
35 2	
36 /	
37 RCL 01	
38 ENTER↑	
39 4	
40 *	
41 RCL 02	
42 ENTER↑	
43 2	
44 *	
45 -	
46 /	
47 1	
48 +	
49 RCL 07	

01*LBL "FERPOT"	59 /	118 ENTER†
02 "H?"	60 1	119 RCL 09
03 PROMPT	61 +	120 /
04 STO 00	62 RCL 06	121 1 E5
05 "SIG be CPS?"	63 *	122 *
06 PROMPT	64 "SIG PR beT="	123 RCL 03
07 STO 05	65 ARCL X	124 /
08 "GENRE?"	66 AVIEW	125 RCL 11
09 PROMPT	67 STOP	126 /
10 *	68*LBL 06	127 RCL 01
11 STO 06	69 RCL 01	128 ENTER†
12 "d?"	70 ENTER†	129 RCL 09
13 PROMPT	71 RCL 00	130 /
14 STO 07	72 ENTER†	131 -
15 "M?"	73 2	132 FIX 2
16 PROMPT	74 /	133 "A="
17 STO 01	75 RCL 07	134 ARCL X
18 "M?"	76 -	135 AVIEW
19 PROMPT	77 *	136 STOP
20 STO 02	78 RCL 02	137 RCL 09
21 X<>Y	79 +	138 ENTER†
22 /	80 1 E5	139 RCL 04
23 FIX 2	81 /	140 /
24 "E0="	82 "M="	141 "SIG PR beT="
25 ARCL X	83 ARCL X	142 ARCL X
26 AVIEW	84 AVIEW	143 AVIEW
27 STO 03	85 STO 00	144 STOP
28 STOP	86 STOP	145*LBL 02
29 RCL 00	87 15	146 "SECT ENT COM"
30 ENTER†	88 *	147 STOP
31 6	89 1 E5	148*LBL 04
32 /	90 *	149 RCL 06
33 "E1="	91 "SIG AC ad?"	150 2
34 ARCL X	92 PROMPT	151 *
35 AVIEW	93 STO 09	152 "SIG PR be ad="
36 STOP	94 /	153 ARCL X
37 STO 04	95 "b?"	154 AVIEW
38 RCL 03	96 PROMPT	155 STOP
39 X>Y?	97 STO 10	156 STO 06
40 XEQ 01	98 /	157 END
41 XEQ 02	99 RCL 00	
42*LBL 01	100 ENTER†	
43 "PART COMP"	101 RCL 07	
44 PROMPT	102 -	
45 "PSE"	103 STO 11	
46 RCL 03	104 X↑2	
47 RCL 00	105 /	
48 2	106 FIX 4	
49 /	107 "NU="	
50 X>Y?	108 ARCL X	
51 XEQ 03	109 AVIEW	
52 XEQ 04	110 STOP	
53*LBL 03	111 "E?"	
54 2	112 PROMPT	
55 ENTER†	113 STO 03	
56 RCL 03	114 "K?"	
57 *	115 PROMPT	
58 RCL 00	116 STO 04	
	117 RCL 08	



BIBLIOGRAPHIE.

- Exercices de Béton armé (P'CHARON).
- Aide mémoire Résistance des matériaux (DUNOD).
- Aide mémoire béton armé (DUNOD)
- Calcul du béton armé sur HP.41 (SOCOTEC).
- Calcul des ouvrages en zone sismique (DAVIDOVITCHI).
- Calcul dynamique des ouvrages en zone sismique (CAPRA).
- Règles PS.69 (D.T.U.).
- Règles C.C.B.68. (D.T.U.).
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé (P'CHARON).
- Calcul des ossatures en béton armé (A. FUENTES).
- Recommandation du règlement parasismique Algérien (C.T.C.).
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. BARES).
- Cours de béton III (Mr. BELAZOUGUI).

