

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2/75

12x

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

الدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

THESE DE FIN D'ETUDES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE

CENTRAL TELEPHONIQUE
DE
GRANDE CAPACITE

Proposée par :

M. I. UNGUREANU

Docteur - Ingénieur

Etudiée par :

M. ABDELHAMID

PROMOTION 70-75

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
— المكتبة —
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

*Puisse cet ouvrage exprimer mon sentiment de profonde
reconnaissance à mes parents et à tous mes professeurs.*

TABLE DES MATIERES

Introduction

- 1) Description générale du bâtiment
- 2) Caractéristiques mécaniques des matériaux

I) Étude des Planchers

- 1) Calcul du plancher "Automatique" (corps creux)
- 2) Calcul du plancher "Répartiteur et Entrepôt" (dalle pleine)

II) Prédimensionnement de la structure

III) Étude de l'action du vent sur la structure

IV) Rigidités

- 1) Exposé sur la théorie de rigidités relatives
- 2) Calcul des rigidités des éléments de résistance

V) Étude de l'action du séisme sur la structure

- 1) Calcul des charges susceptibles de provoquer des forces d'inertie
- 2) Calcul des forces sismiques transversales totales
- 3) Calcul des forces sismiques longitudinales totales
- 4) Calcul des forces sismiques verticales
- 5) Déplacements transversaux, réel et admissible - Diagramme
- 6) Déplacements longitudinaux, réel et admissible - Diagramme

VI) Étude des poteaux

- 1) Calcul des efforts des poteaux
- 2) Ferrailage des poteaux.

VII) Plans

- 1) Plan de coffrage du plancher "Automatique"
- 2) Plan de Ferrailage des poteaux
- 3) Plan de Coffrage du plancher "Répartiteur"
- 4) Plan de Ferrailage du plancher "Répartiteur"
- 5) Plan de Coffrage du poteau
- 6) Plan de Ferrailage du poteau.

INTRODUCTION

Description générale

Le projet comprend l'étude d'un central téléphonique de grande capacité, de surface $(24 \times 30) m^2$ et de 30 m de hauteur environ.

La structure projetée est composée d'un sous-sol, d'un rez de chaussée, et de 4 niveaux :

- Le sous-sol est composé d'une credence, d'une cuisine et d'un infra-repartiteur et énergie.

- Le rez de chaussée comprend un restaurant, un repartiteur, et une grande salle d'archives et des syndicats.

- Aux trois premiers étages viennent des Automatiques.

- Une garderie d'enfants compose enfin le dernier étage.

Les surcharges sur les différents planchers sont les suivantes :

Terrasse accessible	240 kg/m ²
Garderie d'enfants	340 kg/m ²
Automatique I, II, III	600 kg/m ²
Repartiteur	800 kg/m ²
Infra repartiteur	360 kg/m ²
Énergie	1000 kg/m ²

L'ossature est constituée par une série de portiques transversaux et longitudinaux en béton armé ; - Ces portiques transversaux à l'écart de 12 m chacune sont espacés de 5 m.

Le contreventement du bâtiment est assuré par ces portiques mêmes : Les escaliers sont à l'extérieur du bâtiment et ont une structure à part.

Enfin la construction est fondée sur une couche de marne grise de 6,5 m d'épaisseur dont le taux de travail est estimé à 2,5 t.

Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissiblesI Béton

Béton dose à 350 kg/m^3 de ciment CPA de classe 32,5, béton non contrôlé.
 Diamètre du plus gros granulat $c_g = 25 \text{ mm}$.

Contrainte nominale de compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ b}$
 Contrainte nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2 \text{ b}$

La contrainte admissible de compression a pour expression

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$$

BA 68 art. 9-4 p 33

α fonction de la classe du ciment $\alpha = 1$
 β fonction du contrôle $\beta = 5/6$
 γ fonction du rapport cm/c_g $\gamma = 1$
 δ fonction de la sollicitation

1 ^{er} genre	- compression simple	$\delta = 0,3$
	- flexion simple	$\delta = 0,6$
	- effort normal de traction	$\delta = 0,6$
	- flexion composée	effort normal de compression $\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \leq 0,6$
2 ^{em} genre	Les valeurs ci dessus sont toutes multipliées par 1,5	

e_0 : excentrement de la résultante par rapport au centre de gravité de la section du béton seul
 e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul

ε fonction de la forme et du pourcentage d'armature

ε | $\varepsilon = 1$ compression simple
 | $0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas

En résumé

contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times \sigma'_{28} = \frac{5}{6} \times 0,3 \times 270 = 67,5 \text{ b}$$

Contrainte admissible du béton comprimé

$$\bar{\sigma}_b' = 2 \epsilon \bar{\sigma}_{b0}$$

$\epsilon = 1$ en flexion simple, flexion traction et flexion compression, sans armatures de compression et pour $e_0 \geq \frac{h_t}{2}$

$\epsilon = 0,5 + \frac{e_0}{h_t}$ en flexion compression et sans armatures de compression si $e_0 \leq \frac{h_t}{2}$

Il est à noter que $\epsilon = \frac{1}{2} \frac{B'y}{S_b}$ pour une section rectangulaire avec armatures de compression

B' : section comprimée tendue homogène

S_b' : moment statique de la section B' par rapport à l'axe neutre.

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

La contrainte de traction de référence a pour expression

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \theta \bar{\sigma}_{28}'$$

BA 68 art. 9-5 p 35

θ facteur lié à la résistance nominale du béton

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}_{28}'} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,86$$

Remarquons que pour une sollicitation totale pondérée du 2^{ème} genre, cette valeur est à multiplier par 1,5

II Acier

* Acier doux de nuance $f_{tE} E 24$

La contrainte limite d'élasticité nominale $\bar{\sigma}_{en} = 24006$
La contrainte admissible pour l'acier est:

$$\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

BA 68 art 10-4 p 44

$f_a =$
2/3 sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 16006$
1 sollicitation totale pondérée du 2^{ème} genre $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 24006$

* Acier à haute adhérence de nuance $f_{tE} E 40$

$$\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_a = \begin{cases} 2/3 & \text{solicitation pondérée du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ 1 & \text{solicitation pondérée du 2}^{\text{em}} \text{ genre} \end{cases}$$

III Bases supérieures et inférieures des contraintes admissibles

* résistance minimale du béton

$$\bar{\sigma}_{bo} > 20(1 + 1,25 \psi d)$$

ψd : coefficient de scellement

ψd : 1,5 acier, haute adhérence

BA 68 art. 18 p. 49

BA 68 art. 29 p. 81

$$\bar{\sigma}_{bo} > 20(1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 b$$

- inégalité vérifiée dans notre cas

* La valeur maximale $\bar{\sigma}_a$ de la contrainte de traction des armatures est telle que

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

BA 68 art. 49.2.2 p. 155

- avec

$$\sigma_1 = k \frac{b}{\phi} \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{b}{\phi} \sigma_b}$$

chapitre I

Etude des planchers

1 Plancher haut des Automatiques I et II

25+4

1.1 Descente des charges

* Charges

Plancher (25+4)	0,353 t/m ²
Revêtements	0,120 t/m ²
Plâtre	0,017 t/m ²

* Surcharges

$$0,600 \times 1,2 = 0,720 \text{ t/m}^2$$

$$1,21 \text{ t/m}^2$$

Comme la fissuration n'est pas préjudiciable, et en vertu de l'article 55-1 (BA68 page 175) le plancher considéré est à surcharge modérée.

$$q = 0,64 \times 1,21 = 0,775 \text{ t/m}$$

Pour les planchers des Automatiques, il existe deux poutrelles différentes: l'une de rive et l'autre intermédiaire (voir Plan de Coffrage).

1.2 Section de calcul des poutrelles

En raison de la solidarité de la poutrelle et de la dalle de compression, il est d'usage d'associer une partie de cette dalle de 4 cm d'épaisseur à la poutrelle de façon à avoir une section en T.

Les règles CC BA 68 fixent la largeur de la table de compression à la valeur donnée par la plus restrictive des conditions ci-après.

BA68 Art 23.3 p 63

- La moitié de la distance entre nervures consécutives

$$\frac{b}{2} = \frac{0,64}{2} = 0,32 \text{ m}$$

- Le 1/10 de la portée entre nus des appuis

$$\frac{b}{2} = \frac{4,6}{10} = 0,46 \text{ m}$$

- Les 2/3 de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin

$$m_f = 0,93/m_0 = 0,93 \frac{q l^2}{8}$$

$$M_f = 0,93 \times \frac{0,775 \times 4,6^2}{8} = 1,90 \text{ t.m}$$

$$M_t = \frac{q x^2}{8}$$

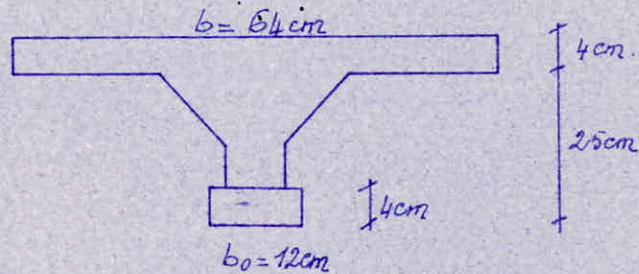
$$\frac{q x^2}{8} = 0,93 \frac{q l^2}{8}$$

$$x = l \sqrt{0,93}$$

$$x = 4,44 \text{ m.}$$

d'où $\frac{2}{3} \frac{x}{2} = 1,48 \text{ m.}$

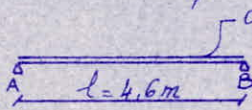
La section de calcul à retenir est donc :



1-3 type de poutrelle n°6 : poutrelle de rive (plus de trois travées).

Ses moments pris en compte sont conformes aux règles du CCB 68

BA 68 art 55-3 p 177



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,775 \times 4,6^2}{8} = 2,05 \text{ t.m}$$

Le moment en travée M_t considéré est

$$M_t = 0,93 M_0 = 1,91 \text{ t.m.}$$

La section d'acier tendu est alors la suivante

$$A = 0,156 \times 64 \times 0,27 = 2,7 \text{ cm}^2.$$

Soit 3 T 12

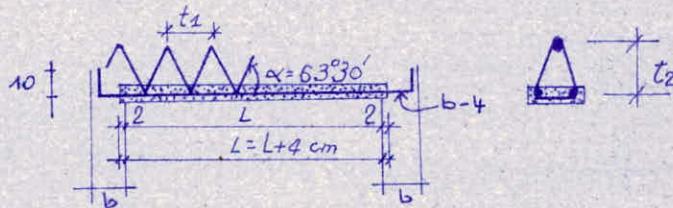
L'armature transversale pour ce genre de poutrelle est constituée par une spirale dont les caractéristiques seront données plus loin.
Calculons tout d'abord les effets tranchants

$$T_q = \frac{q l}{2} - \frac{0,5 M_0}{l}$$

$$T_A = \frac{ql}{2} - \frac{0,5ql^2}{8l} = \frac{7ql}{16}$$

$$T_B = \frac{ql}{2} + \frac{0,5ql^2}{8l} = \frac{9ql}{16}$$

$$T_A = 1,56t \quad T_B = 2t$$



$$t_1 = h_t - 2$$

$$t_2 = h_t - 4$$

La section de l'armature transversale s'exprime ainsi :

$$A_t = \frac{T \cdot t_2}{(\sin \alpha + \cos \alpha) \Sigma \cdot b \cdot \alpha t}$$

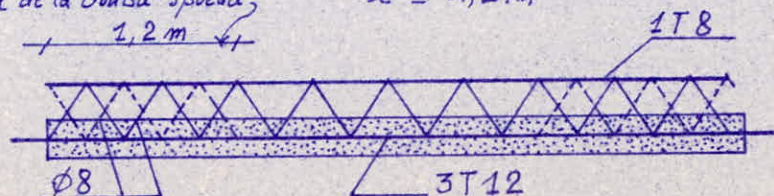
Il apparaît alors qu'à chaque valeur de l'effort tranchant T correspond une section d'armature transversale. En pratique et pour des raisons de commodité de ferrailage, la section correspondant au plus grand effort tranchant sera adoptée pour toute la poutre.

$$A_t = \frac{2 \times 25 \times 8 \cdot 10^3}{(0,895 + 0,446) \times 7 \times 27 \times 1600} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Il y aura donc une spirale constituée par une tige $\phi 8$ sur toute la longueur de la poutre doublée aux extrémités par une autre spirale $\phi 8$ sur une longueur x définie comme suite

$$\frac{2 \times 0,96}{4,6} = \frac{0,5}{x}$$

Longueur de la double spirale $x \approx 1,2 \text{ m}$



1-4 Calcul des armatures supérieures (Chapeaux).

Pour un moment fléchissant en travée égal à $0,93 m_0$, le moment fléchissant sur appui à prendre en compte est de

$$m_a = 0,50 m_0$$

$$M_a = 0,50 \times 2,05 = 1,025 \text{ t.m}$$

La section d'acier tendu sur appui est alors

$$A = 0,083 \times 0,64 \times 27 = 1,43 \text{ cm}^2$$

Soit 2T10

Bien que l'encastrement en rive ait été négligé, il a été prévu des armatures supérieures prenant un moment fléchissant égal à $0,15 m_0$ conformément aux règles CC BA 68 BA68 art 59-4 p 189.

Les règles forfaitaires admettent que les chapeaux ont une longueur d'action comprise entre le $1/5$ et le $1/4$ de la portée la plus grande de part et d'autre de l'appui BA68 art 55 p 106

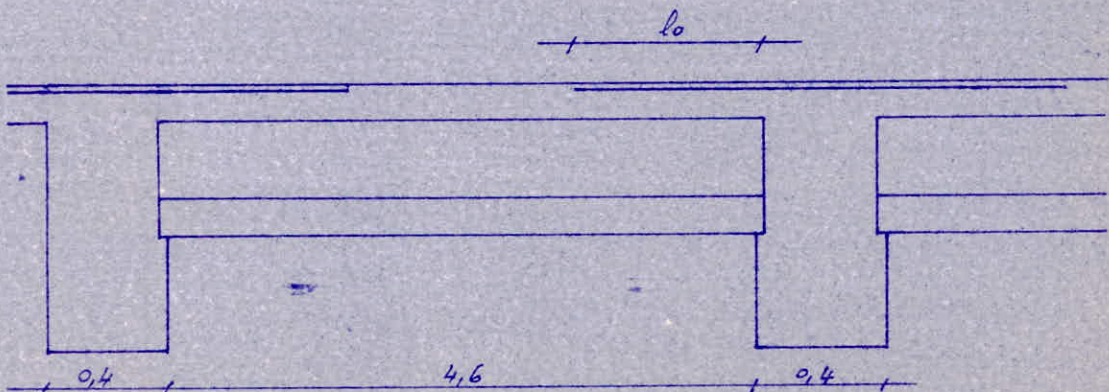
Cette longueur des chapeaux est toutefois supérieure à la longueur de scellement droit donnée par la formule

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_b}$$

BA68 art 30.5 p 91

avec $\bar{\sigma}_b = 2 \sqrt{\sigma_b}$

BA68 art 30-2.2 p 87



$$l_0 = \max \begin{cases} l_d = 26,8 \text{ cm} \\ l/4 = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

1-5 Type de poutrelle n°7 : poutrelle intermédiaire



Le moment fléchissant M_f en travée pour cette poutrelle intermédiaire est égal à

$$M_f = 0,65/mo = 0,65 \frac{q l^2}{8}$$

$$M_f = 0,65 \times 2,05 = 1,33 \text{ t.m.}$$

L'armature inférieure tendue a pour section :

$$A = 0,108 \times 0,64 \times 27 = 1,87 \text{ cm}^2$$

soit 2 T 12

Les efforts tranchants T_B et T_C sont dans ce cas égaux à $\frac{q l}{2}$ car les moments fléchissants sur appuis sont égaux

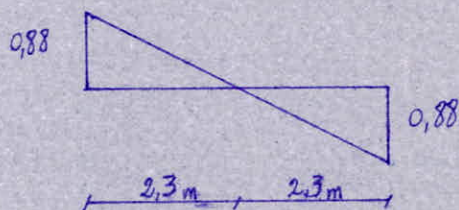
$$T_B = T_C = \frac{q l}{2}$$

$$T_B = T_C = 1,78 \text{ t}$$

La section des armatures transversales est dans ce cas :

$$A_t = \frac{1780 \times 25 \times 8}{(0,895 + 0,446) \times 7 \times 27 \times 1600} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Soit une spirale $\phi 8$ renforcée aux extrémités et aux une longueur égale à l



$$\frac{l}{0,5} = \frac{2,3}{0,88}$$

d'où $l = 1,30 \text{ m.}$

1.6 Calcul du treillis soudé

Bien que l'utilité des armatures dans les poutres aux corps creux soit quelques fois contestée, il est cependant recommandé de mettre cette armature qui, étant constituée d'un quadrillage de barres dont les dimensions sont fixées par les règles B468, limite les risques de fissuration par retrait, résiste aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites et réalise un effet de repartition, entre nervures voisines, des charges localisées.

B468 art 58-2 p 187

Les armatures perpendiculaires aux nervures ont un espacement de 20cm
Les armatures parallèles aux nervures ont un espacement de 20cm

L'écartement entre axes des poutrelles (e = 64cm) étant compris entre 50cm et 80cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures sera

$$A = \frac{43 \cdot e}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 64}{2400} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit 6 $\phi 5$ par mètre

La section des armatures parallèles aux nervures est réduite de moitié, et ce de deux façons : soit en divisant la section d'acier trouvée dans le cas des armatures perpendiculaires aux nervures par deux, soit au contraire en multipliant par deux l'écartement de ces dernières.

Comme l'écartement a été fixé, arbitrairement d'ailleurs, à 20cm, il convient alors de mettre

6 $\phi 4$ par mètre

2 Vérification de la condition de déformabilité.

Les déformations des poutrelles doivent être suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages, qui peuvent éventuellement exister, ne soient pas endommagés de façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports.

B468 art 58-4 page 189

Il est cependant inutile de donner une justification de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{kt}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$
$$\frac{kt}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{kt}{M_0}$$
$$\frac{A}{l \sigma_{en}} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$$

verification de la poutrelle N°6.

$$\frac{h_t}{l} = \frac{29}{460} = 0,063$$

$$\frac{1}{22,5} = 0,044$$

$0,063 > 0,044$ vérifiée

$$\frac{h_t}{l} = 0,063$$

$$\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot 0,93 = 0,062$$

$0,063 > 0,062$ vérifiée

$$\frac{A}{60R} = \frac{3,39}{20 \times 27} = 0,0063$$

$$\frac{36}{8en} = \frac{36}{4200} = 0,00857$$

$0,0063 < 0,00857$ vérifiée

verification de la poutrelle N°7

$$\frac{h_t}{l} = 0,063$$

$$\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot 0,65 = 0,0433$$

$0,063 > 0,0433$ vérifiée

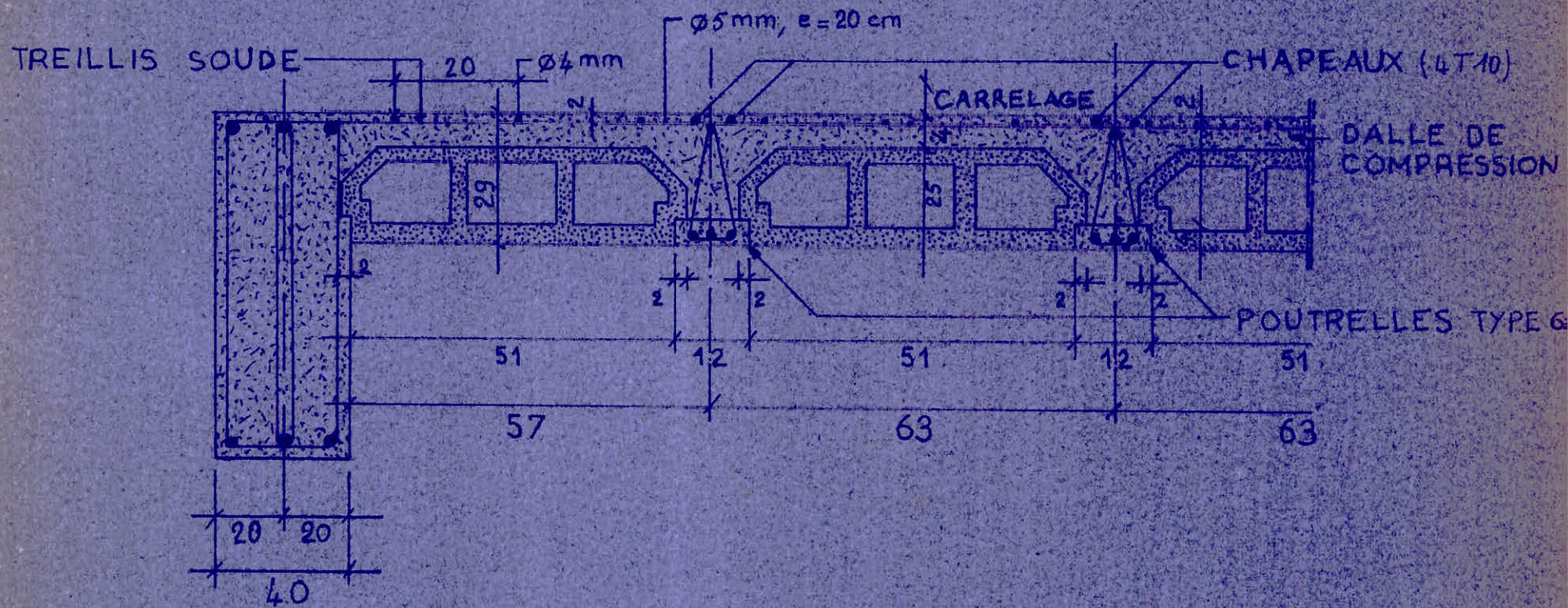
$$\frac{A}{60R} = \frac{2,26}{20 \times 27} = 0,00419$$

$$\frac{36}{8en} = 0,00857$$

$0,00419 < 0,00857$ vérifiée.

En conclusion, les trois conditions étant vérifiées pour les deux types de poutrelle il est inutile de donner une justification de la flèche.

-7-
COUPE - TYPE



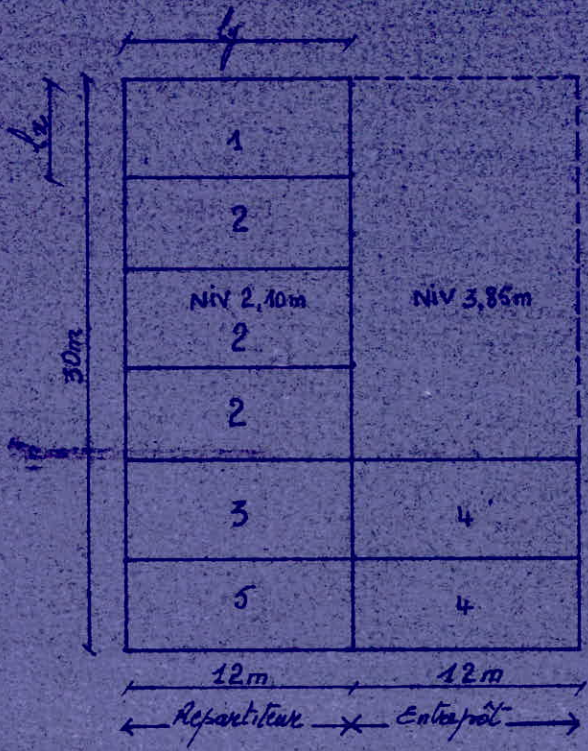
PLANCHER PREFABRIQUE 25 + 4

/ VARIABLE /



2) Plancher du répartiteur et de l'entrepôt niveau 2,1m

La figure ci-dessous ne représente nullement un plan de coffrage de ce plancher, mais est uniquement à la détermination des différents panneaux devant être calculés.



Il apparaît immédiatement que le nombre de panneaux différents est de cinq. Les panneaux 1, 2, 3, 5 diffèrent de par la continuité même, alors que les panneaux 4 supportent une charge différente de celle du répartiteur.

2-1 Etude des panneaux

L'étude des panneaux a été faite conformément à l'annexe A21 et 22 du CCR 68 (page 21,3). Pour les réductions des moments en travée et sur appuis se référer au CCR 68 Art 57-2, p 185

$l_x = 5m$ $l_y = 12m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{12} = 0,416$

donc $0,4 < \rho < 1$

a) Descente de charge pour les panneaux 1, 2, 3, 5

* Charges

Dalle pleine de 20cm
Revêtement
Plâtre

0,500 t/m²
0,120 t/m²
0,017 t/m²

* Surcharges

0,800 x 1,2

0,960 t/m²

1,597 t/m²

$$q \approx 1,0 \times 1,6 = 1,6 \text{ t/m}$$

b) Descente de charge pour les panneaux 4

* Charges

Dalle pleine de 20cm
Revêtement
Plâtre

0,500 t/m²
0,120 t/m²
0,017 t/m²

* Surcharges

0,600 x 1,2

0,720 t/m²

1,357 t/m²

$$q' \approx 1,0 \times 1,36 = 1,36 \text{ t/m}$$

Les moments à prendre en compte pour les panneaux 1, 2, 3, 5 sont, en vertu de l'article 57-2

$$M_x = 0,75 l_x q l_x^2$$

$$M_y = 0,85 l_y M_x$$

L'échelle fractionnelle de la page 245 du CCBA 68 donne les valeurs de l_x et l_y en fonction de l

$$M_x = 0,75 \times 0,109 \times 1,6 \times 5^2 = 3,25 \text{ t.m.}$$

$$M_y = 0,85 \times 0,256 \times 3,25 = 0,71 \text{ t.m.}$$

d'où les sections d'acier nécessaires

$$A_x = 0,4 \times 18 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0,082 \times 18 = 1,48 \text{ cm}^2$$

Pour les Panneaux 4, Les moments fléchissants à prendre en compte sont :

$$M_x = 0,75 \times 0,109 \times 1,36 \times 5^2 = 2,8 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,85 \times 0,256 \times 2,8 = 0,61 \text{ t.m}$$

d'où les sections d'aciers nécessaires :

$$A_x = 0,34 \times 18 = 6,12 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0,078 \times 18 = 1,4 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des aciers à utiliser est conforme à l'article 29-1-4 page 83

$$\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

d'où le tableau suivant

Panneaux	A_x/m	A_y/m
1,2,3,5	7T12	6 ϕ 6
4	6T14	6 ϕ 6

Les moments fléchissants repris par les chapeaux sont

BA 68 art 57-2 p.185

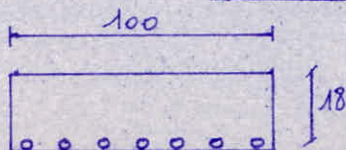
$$m'_x = 0,5 m_x$$

$$m'_y = 0,3 m_y$$

Le déroulement des calculs pour les chapeaux est absolument le même que celui du plancher automatique.

2-2 Vérifications diverses.

a) Contraintes.



Seule la section la plus sollicitée sera vérifiée

$$M = 3,25 \text{ t.m}$$

$$A = 7,91 \text{ cm}^2 \text{ (soit 7T12)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{z \cdot A}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3,25 \cdot 10^5}{0,875 \times 18 \times 7,91} = 2609 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{36,8} = \frac{2609}{36,8} = 70,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 70,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{voir introduction})$$

La même conclusion aurait été faite, si en premier lieu, le moment existant M_c de cette section avait été calculé

$$M_c = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \bar{\sigma}'_b$$

- avec $\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 135}{15 \times 135 + 2800} = 0,4197$

Il s'ensuit alors $M_c = 3,95 \text{ t.m.}$

b) flèche

La justification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites

BA 68 art 61.2.2 p 202

$$- \frac{h_0}{l_a} > \frac{1}{20} \frac{M_{nt}}{M_{ax}}$$

$$- \frac{A}{b_0 h} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\frac{h_0}{l_a} = \frac{20}{500} = 0,04 > \frac{1}{20} \frac{M_{nt}}{M_{ax}} = \frac{1}{20} \frac{0,75}{20} = 0,0375 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{7,91}{100 \times 18} = 0,00439 < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,00476 \quad \text{vérifiée}$$

c) Condition de non fragilité

Les armatures longitudinales, susceptibles d'être tendues des plaques rectangulaires doivent satisfaire les prescriptions suivantes :

BA 68 art 52, p 165
BA 68 art 19.2 p 53

dans le sens porteur

$$A_x \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{2-\rho}{2}$$

et dans le sens de répartition

$$A_y \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1+\rho}{4}$$

Il vient alors $(\rho = \frac{A_x}{A_y} \quad \bar{\sigma}_b = 5,86 \quad \sigma_{en} = 41206)$

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,8}{4120} \times \frac{2-0,416}{2} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,8}{4120} \times \frac{1+0,416}{4} = 0,619 \text{ cm}^2$$

Ces deux inégalités étant vérifiées, les sections d'acier trouvées restent sans changement : soit $A_x = 7,91 \text{ cm}^2$ et $A_y = 1,48 \text{ cm}^2$

d) Écartement des armatures

Dans les panneaux ne supportant que des charges uniformément réparties, l'écartement des armatures ne doit pas dépasser :

Art 68 Art 57.3.3 page 175

dans le sens de la petite portée $e \leq \min$

$$33 \text{ cm}$$

$$3h_x = 60 \text{ cm}$$

suivant la grande portée $e \leq \min$

$$45 \text{ cm}$$

$$4h_x = 80 \text{ cm}$$

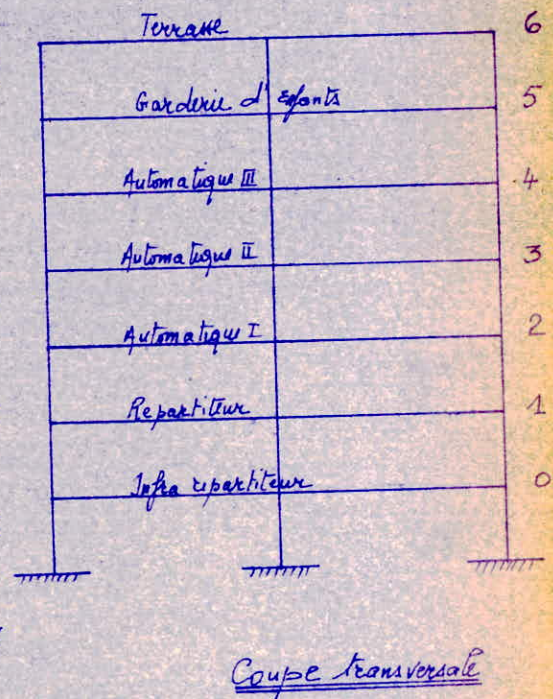
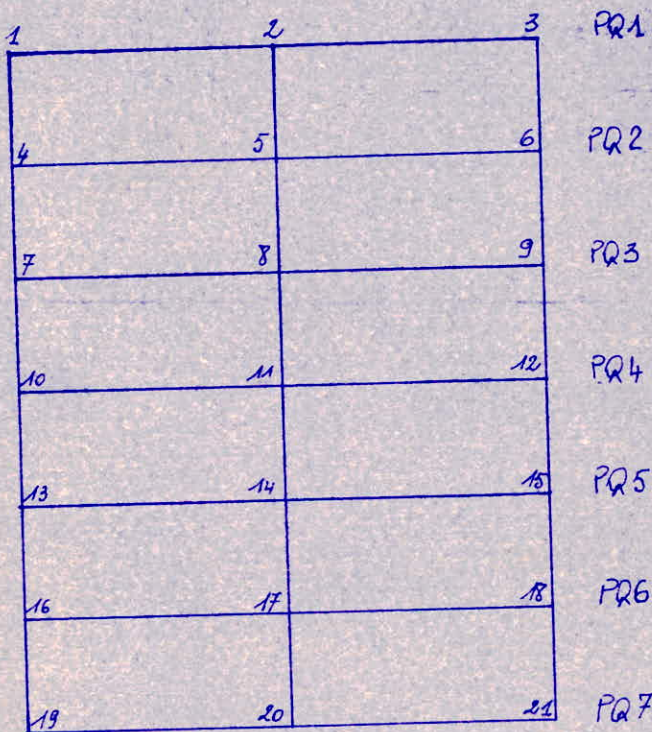
Ce qui est largement vérifié pour les panneaux de ce plancher

Chapitre 2

Pre dimensionnement

Le calcul des charges agissant sur les poteaux ne peut être fait qu'après avoir effectué le calcul des poutres. Mais pratiquement l'opération descendante de charge précède toujours ce calcul de poutres, il est ainsi difficile sinon impossible de tenir compte de la continuité des poutres; Les calculs pratiques sont faits par conséquent en admettant que les poutres reposent simplement sur les poteaux. Il est à noter que cette façon de procéder sous-estime légèrement la charge des poteaux centraux, et au contraire surcharge les poteaux de rive. Pour remédier à cet état de fait, il suffirait de majorer la charge sur les poteaux centraux de 10 à 15% et de minorer celle des poteaux de rive de 5 à 10%

Ci dessous une vue en plan et une coupe de la construction pour le repérage des poteaux



Vue en plan

Il apparaît immédiatement que les poteaux différents géométriquement sont 1, 2, 4, 5, mais il existe un impératif architectural (différence de niveau, planchers différents etc) qui ajoute à cette liste les poteaux 3, 6, 14, 15, 17, 18, 20 et 21.

Poteau 1

Niveau 5	Plancher terrasse	1359 x 15	20385 kg
Niveau 4	Plancher garderie d'enfants charge venant du niveau 5	1240 x 15	18600 kg <u>20385 kg</u> 38985 kg
Niveau 3	Plancher Automatique 3 charge venant des niveaux 4 et 5	1552 x 15	23280 kg <u>38985 kg</u> 62265 kg
Niveau 2	Plancher Automatique 2 charge venant des niveaux 3, 4 et 5	1552 x 15	23280 kg <u>62265 kg</u> 85545 kg
Niveau 1 (+2,15m)	Plancher Automatique 1 charge venant des niveaux 2, 3, 4 et 5	1552 x 15	23280 kg <u>85545 kg</u> 108825 kg
Niveau 0	Plancher Repartiteur charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5	1939 x 15	29085 kg <u>108825 kg</u> 137910 kg

Poteau 2

Niveau 5	Plancher terrasse	1359 x 30	40770 kg
Niveau 4	Plancher garderie d'enfants charge venant du niveau 5	1240 x 30	37200 kg <u>40770 kg</u> 77970 kg
Niveau 3	Plancher Automatique 3 charge venant du niveau 4 et 5	1552 x 30	46560 kg <u>77970 kg</u> 124530 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3, 4 et 5
 1552 x 30
 46560 kg
 124530 kg
 171090 kg

Niveau 1 (+3,85m)
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2, 3, 4 et 5
 1552 x 30
 46560 kg
 171090 kg
 217650 kg

Niveau 1 (+2,15m)
 Plancher
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1558 x 15
 23370 kg
 217650 kg
 241020 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1939 x 30
 56685 kg
 241020 kg
 297705 kg

Poteau 3

Niveau 5
 Plancher terrasse
 1359 x 15
 20385 kg

Niveau 4
 Plancher garderie L'enfants
 charge venant du niveau 5
 1240 x 15
 18600 kg
 20385 kg
 38985 kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552 x 15
 23280 kg
 38985 kg
 62265 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3, 4 et 5
 1552 x 15
 23280 kg
 62265 kg
 85545 kg

Niveau 1 (+3,85m)
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2,3,4 et 5
 1552x15
 23280 Kg
 85545 Kg
 108825 Kg

Niveau 1 (+2,15m)
 Plancher
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5
 1558x15
 23370 Kg
 108825 Kg
 132195 Kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5
 1939x15
 27600 Kg
 132195 Kg
 159795 Kg

Poteau 4

Niveau 5
 Plancher terrasse
 1359x30
 40770 Kg

Niveau 4
 Plancher garderie d'Enfants
 charge venant du Niveau 5
 1240x30
 37200 Kg
 40770 Kg
 77970 Kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552x30
 46560 Kg
 77970 Kg
 124530 Kg

Niveau 2
 Plancher automatique 2
 charge venant des niveaux 3,4 et 5
 1552x30
 46560 Kg
 124530 Kg
 171090 Kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2,3,4 et 5
 1552x30
 46560 Kg
 171090 Kg
 217650 Kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1939 x 30
 58170 kg
 217650 kg
 275820 kg

Poteau 5

Niveau 5
 Plancher terrasse
 1359 x 60
 81540 kg

Niveau 4
 Plancher garderie d'enfants
 charge venant du niveau 5
 1240 x 60
 74400 kg
 81540 kg
 155940 kg

Niveau 3
 Plancher automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552 x 60
 93120 kg
 155940 kg
 249060 kg

Niveau 2
 Plancher automatique 2
 charge venant des niveaux 3, 4 et 5
 1552 x 60
 93120 kg
 249060 kg
 342180 kg

Niveau 1
 Plancher automatique 1
 charge venant des niveaux 2, 3, 4 et 5
 1552 x 60
 93120 kg
 342180 kg
 435300 kg

Niveau 1
 Plancher
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1558 x 30
 46740 kg
 435300 kg
 482040 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1939 x 60
 113370 kg
 482040 kg
 595410 kg

Poteau 6

Niveau 5
 Plancher terrasse
 1359 x 30
 40770 kg

Niveau 4	Plancher gardevie d'enfants charge venant du niveau 5	1240 x 30	37200 kg <hr/> 40770 kg 77970 kg.
----------	--	-----------	---

Niveau 3	Plancher automatique 3 charge venant des niveaux 4 et 5	1552 x 30	46560 kg <hr/> 77970 kg 124530 kg
----------	--	-----------	---

Niveau 2	Plancher automatique 2 charge venant des niveaux 3, 4 et 5	1552 x 30	46560 kg <hr/> 124530 kg 171090 kg
----------	---	-----------	--

Niveau 1	Plancher automatique 1 charge venant des niveaux 2, 3, 4 et 5	1552 x 30	46560 kg <hr/> 171090 kg 217650 kg
----------	--	-----------	--

Niveau 1	Plancher charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5	1558 x 30	46740 kg <hr/> 217650 kg 264390 kg
----------	---	-----------	--

Niveau 0	Plancher répartiteur charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5	1939 x 30	55200 kg <hr/> 264390 kg 319590 kg
----------	---	-----------	--

Poteau 14

Niveau 5	Plancher terrasse	1359 x 60	81540 kg
----------	-------------------	-----------	----------

Niveau 4	Plancher gardevie d'enfants charge venant du niveau 5	1240 x 60	74400 kg <hr/> 81540 kg 155940 kg
----------	--	-----------	---

Niveau 3	Plancher automatique 3 charge venant des niveaux 4 et 5	1552 x 60	93120 kg <hr/> 155940 kg 249060 kg
----------	--	-----------	--

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3,4 et 5
 1552 x 60
 93120 kg
 249060 kg
342180 kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2,3,4 et 5
 1552 x 60
 93120 kg
 342180 kg
435300 kg

Niveau 1
 Plancher
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5
 1558 x 15
 23370 kg
 435300 kg
458670 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux
 1939 x 60
 112755 kg
 458670 kg
571425 kg

Poteau 15

Niveau 5
 Plancher Terrasse
 1359 x 30
 40770 kg

Niveau 4
 Plancher garde-corps d'enfants
 charge venant du niveau 5
 1240 x 30
 37200 kg
 40770 kg
77970 kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552 x 30
 46560 kg
 77970 kg
124530 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3,4 et 5
 1552 x 30
 46560 kg
 124530 kg
171090 kg

Niveau 1 (+3,85m)
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2,3,4 et 5
 1552 x 30
 46560 kg
 171090 kg
217650 kg

Niveau 1 (+2,15m)
 Plancher
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5

1558 x 15	23370 kg
	<u>217650 kg</u>
	241020 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5

1939 x 30	54585 kg
	<u>241020 kg</u>
	295605 kg

Poteau 17

Niveau 5
 Plancher Terrasse

1359 x 60	81540 kg
-----------	----------

Niveau 4
 Plancher garderie d'enfants
 charge venant du niveau 5

1240 x 60	74400 kg
	<u>81540 kg</u>
	155940 kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5

1552 x 60	93120 kg
	<u>155960 kg</u>
	249080 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3,4 et 5

1552 x 60	93120 kg
	<u>249060 kg</u>
	342180 kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2,3,4 et 5

1552 x 60	93120 kg
	<u>342180 kg</u>
	435300 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1,2,3,4 et 5

	112140 kg
	<u>435300 kg</u>
	547440 kg

Poteau 18

Niveau 5
 Plancher Terrasse

1859 x 30	40770 kg
-----------	----------

Niveau 4
 Plancher garderie d'enfants
 charge venant du niveau 5
 1240x30
 37200 kg
 40770 kg

 77970 kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552x30
 46560 kg
 77970 kg

 124530 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3, 4 et 5
 1552x30
 46560 kg
 124530 kg

 171090 kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1
 charge venant des niveaux 2, 3, 4 et 5
 1552x30
 46560 kg
 171090 kg

 217650 kg

Niveau 0
 Plancher répartiteur
 charge venant des niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
 1939x30
 53970 kg
 217650 kg

 271620 kg

Poteau 20

Niveau 5
 Plancher terrasse
 1359x30
 40770 kg

Niveau 4
 Plancher garderie d'enfants
 charge venant du niveau 5
 1240x30
 37200 kg
 40770 kg

 77970 kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3
 charge venant des niveaux 4 et 5
 1552x30
 46560 kg
 77970 kg

 124530 kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2
 charge venant des niveaux 3, 4 et 5
 1552x30
 46560 kg
 124530 kg

 171090 kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1 1552x30 46560 Kg
 charge venant du Niveau 2, 3, 4 et 5 171090 Kg

 217650 Kg

Niveau 0
 Plancher repartiteur 1939x30 56070 Kg
 charge venant du Niveau 1, 2, 3, 4 et 5 217650 Kg

 273720 Kg

Poteau 21

Niveau 5
 Plancher terrasse 1359x15 20385 Kg

Niveau 4
 Plancher gaxolite d'extenta 1240x15 18600 Kg
 charge venant du Niveau 5 20385 Kg

 38985 Kg

Niveau 3
 Plancher Automatique 3 1552x15 23280 Kg
 charge venant du Niveau 4 et 5 38985 Kg

 62265 Kg

Niveau 2
 Plancher Automatique 2 1552x15 23280 Kg
 charge venant du Niveau 3, 4 et 5 62265 Kg

 85545 Kg

Niveau 1
 Plancher Automatique 1 1552x15 23280 Kg
 charge venant du Niveau 2, 3, 4 et 5 85545 Kg

 108825 Kg

Niveau 0
 Plancher repartiteur 1939x15 29085 Kg
 charge venant des Niveaux 1, 2, 3, 4 et 5 108825 Kg

 137910 Kg

15* m^2 15* m^2 30* m^2 30* m^2 15* m^2 15* m^2

Pobezek miceur	15 m^2	30 m^2	15 m^2	30 m^2	60 m^2	30 m^2	60 m^2	30 m^2	60 m^2	30 m^2	30 m^2	15 m^2
	1	2	3	4	5	6	14	15	17	18	20	21
1859 GE	20385	40770	20385	40770	81540	40770	81540	40770	81540	40770	40770	20385
1240 A 3	18600	37200	18600	37200	74400	37200	74400	37200	74400	37200	37200	18600
	38965	77970	38965	77970	155940	77970	155940	77970	155940	77970	77970	38985
	780 cm^2	1559	780	1559	2599	1559	2599	1559	2599	1559	1559	780
1552 A 2	23280	46560	23280	46560	93120	46560	93120	46560	93120	46560	46560	23280
	62265	124530	62265	124530	249060	124530	249060	124530	249060	124530	124530	62265
1552 A 1	23280	46560	23280	46560	93120	46560	93120	46560	93120	46560	46560	23280
	85545	171090	85545	171090	342180	171090	342180	171090	342180	171090	171090	85545
	1710	3422	1710	3422	5703	3422	5703	3422	5703	3422	3422	1710
1552 (+3,85m)		46560	23280		93120	46560	93120	46560				
		217650	108825		435300	217650	435300	217650				
1552 1558* (+2,15m)	23280	23370*	23370*	46560	46740*	46740*	23370*	23370*	93120	46560	46560	23280
	108825	241020	132195	217650	482040	264390	458670	241020	435300	217650	217650	108825
1939 ±0,00	29085	56685	27600	58170	113370	55200	112755	54585	112140	53970	56070	29085
	137910	297705	159795	275820	595410	319590	571425	295505	547440	271620	273720	137910
	2758	5954	3195	5516	9923	6392	9524	5910	9124	5432	5474	2716

chapitre 3

ETUDE DU VENT

Étude du vent

Ce chapitre a pour objet de fixer, conformément aux règles NV 65, la valeur des surcharges climatiques de neige et de vent, et de donner les méthodes permettant d'évaluer les efforts.

La direction du vent est supposée horizontale et perpendiculaire à la grande façade sud-ouest.

En vue de simplifier, les mêmes résultats seront adoptés pour la petite façade nord-ouest.

Il est à noter que les façades nord-est et sud-est sont cachées par d'autres constructions.

Caractéristiques géométriques du bâtiment

H est la hauteur de la construction $H = 25,55 \text{ m}$
 H est comptée à partir du sol.

b est la largeur de la construction $b = 24,80 \text{ m}$

a est la longueur de la construction $a = 30,80 \text{ m}$

La façade sud-ouest a une perméabilité $\mu = \frac{40}{825} = 0,0485$

c'est donc une construction fermée.

Effet de la hauteur

q_{10} représente la pression dynamique de base à 10 m de hauteur
 q_H représente la pression dynamique agissant à la hauteur H

Pour une hauteur H telle que $0 < H < 500 \text{ m}$, le rapport NV 65 p 55 de ces 2 pressions dynamiques obéit à la loi :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \left(\frac{H + 18}{H + 60} \right)$$

q_{10} est fixé par les règles NV 65, et pour la région d'effet (zone 1 exposée)

$$q_{10} = 69 \text{ kg/m}^2$$

La pression dynamique normale est donc

$$q_{Hn} = 69 \times 2,5 \left(\frac{25,55 + 18}{25,55 + 60} \right) = 87,8 \text{ Kg/m}^2$$

La pression dynamique extrême est

NV 65 p 47

$$q_{He} = q_{Hn} \times 1,75$$

$$q_{He} = 153,65 \text{ Kg/m}^2$$

Remarque: Pour simplifier les calculs, ces 2 pressions seront gardées même pour les éléments de la construction dont la cote est inférieure à 25,55m. Ceci va dans le sens de la sécurité.

Effet de site

Il tient compte de la nature du site et de l'implantation de la construction.

Région 1 site exposé $k_s = 1,35$

NV 65 p 59

Effet de dimension

NV 65 p 61

Les pressions dynamiques sont affectées d'un coefficient de réduction ξ fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent et de la cote du point le plus haut de cette surface. Une simple lecture sur l'abaque donne: (NV 65 p 63)

$$\xi(d = 25,55, H < 30) = 0,78$$

Les pressions dynamiques à considérer sont donc les suivantes

$$P_n = q_{Hn} \times k_s \times \xi$$

$$P_n = 87,8 \times 1,35 \times 0,78 = 92,45 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_e = q_{He} \times k_s \times \xi$$

$$P_e = 153,65 \times 1,35 \times 0,78 = 161,8 \text{ Kg/m}^2$$

Coefficient δ_0

Ce coefficient intervient dans la détermination du coefficient de pression C_{pe} et est fonction du rapport des dimensions

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{25,55}{30,80} = 0,83$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{25,55}{24,80} = 1,03$$

Une échelle fonctionnelle donne les valeurs de γ_0 en fonction de λ

$$\lambda_a = 0,83$$

$$\gamma_0 = 1$$

NV65 p 89

$$\lambda_b = 1,03$$

$$\gamma_0 = 1$$

Coefficient de pression : Le vent est considéré souffler sur la façade sud-ouest

- action extérieure

$$\begin{array}{l} \text{face au vent} \quad C_e = +0,8 \quad (\text{quelque soit } \gamma_0) \\ \text{face sous le vent} \quad C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5 \end{array}$$

NV65 p 91

- vent parallèles aux génératrices

La structure a une toiture unique, et la flèche $f=0$, la valeur de C_e sur le diagramme R III 6 pour $\alpha=0$ est

$$C_e = -0,5$$

NV65 p 93

- action intérieure

sur les faces intérieures sera appliquées soit

NV65 p 103

- une surpression $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,5$

- une dépression $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$

Les actions intérieures et extérieures seront combinées de façon à produire les effets les plus défavorables

Le coefficient de pression $C = (C_e - C_i)$ à prendre en compte pour chaque paroi sera le maximum de tous les coefficients, correspondants à cette paroi, indiqués sur les figures ci-après.

Finalement les pressions dynamiques à prendre en compte sont :

$$\text{face au vent} \quad \left| \begin{array}{l} P_n = 92,45 \times 1,1 = 102 \text{ kg/m}^2 \\ P_e = 161,8 \times 1,1 = 178 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

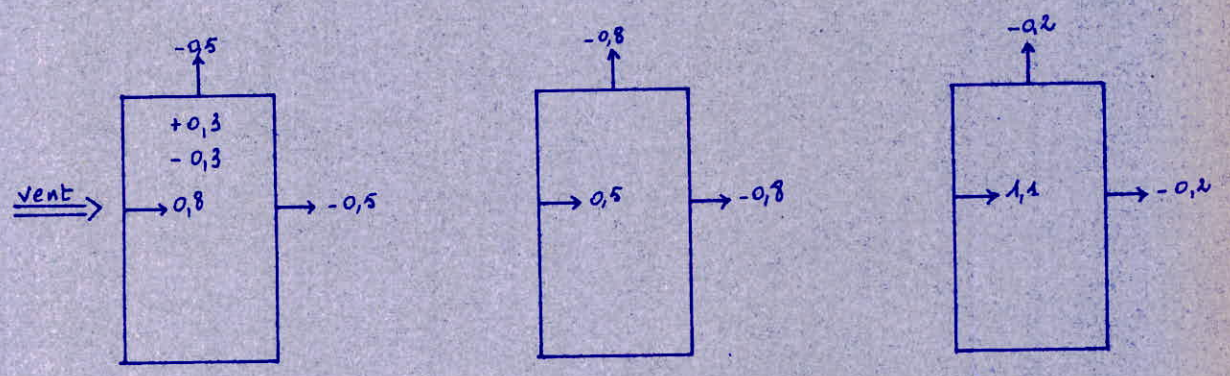
$$\text{face sous le vent} \quad \left| \begin{array}{l} P_n = 92,45 \times 0,8 = 74 \text{ kg/m}^2 \\ P_e = 161,8 \times 0,8 = 129,5 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{terrasse} \quad \left| \begin{array}{l} P_n = 92,45 \times 0,8 = 74 \text{ kg/m}^2 \\ P_e = 161,8 \times 0,8 = 129,5 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

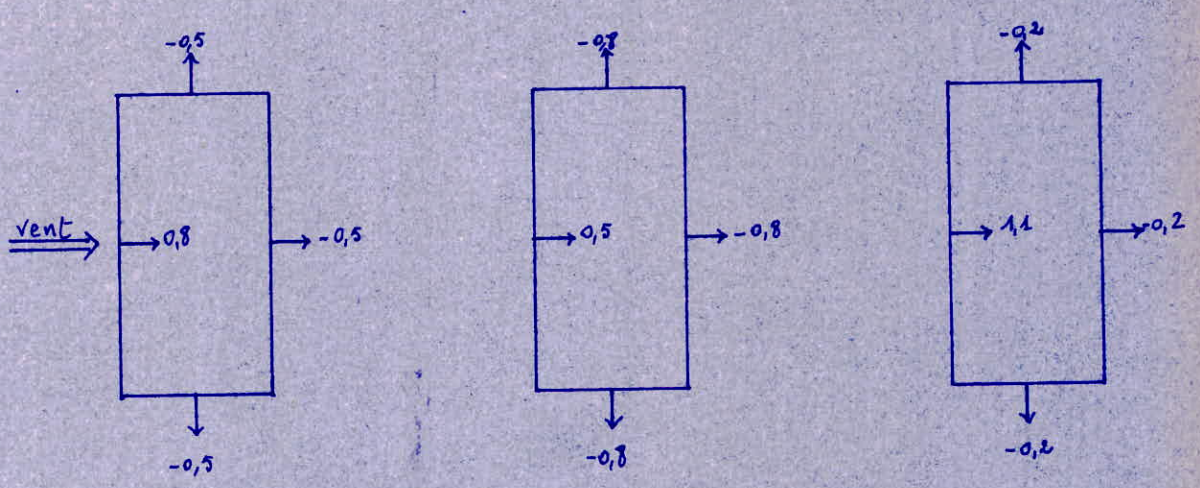
Vent sur façade Sud-Ouest

Détermination du Coefficient de pression

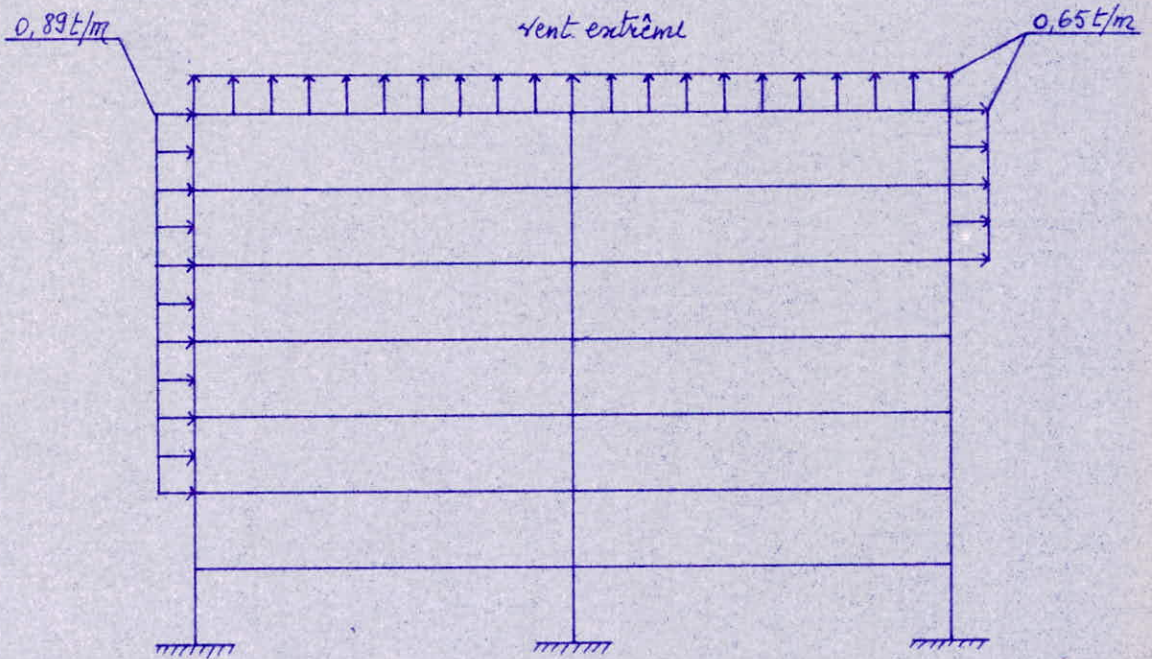
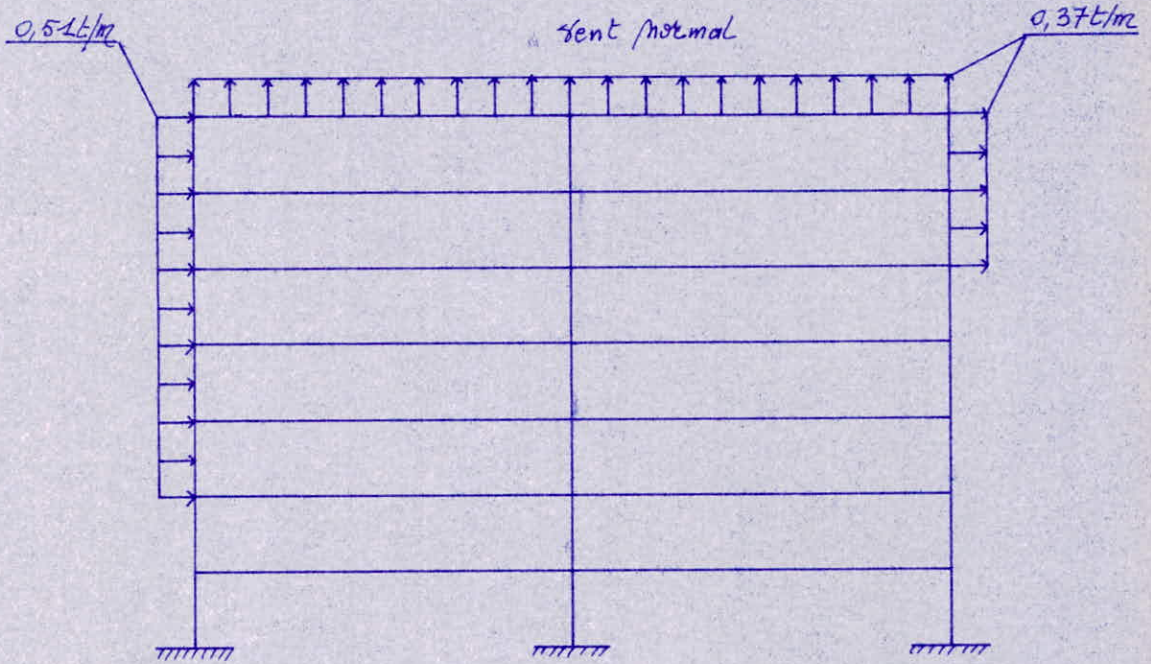
Vue en élévation



Vue en plan



Portiques Intermediaires
charge repartie due au vent



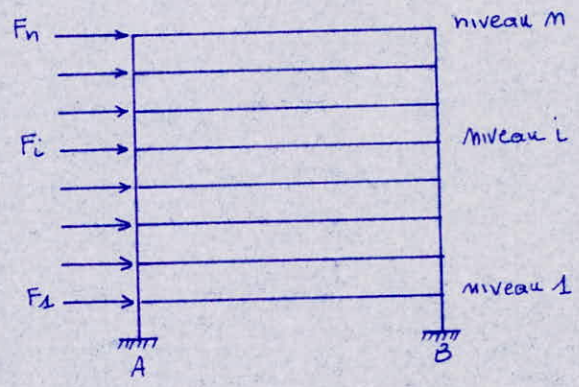
Chapitre 4

RIGIDITES

- théorie
- calcul

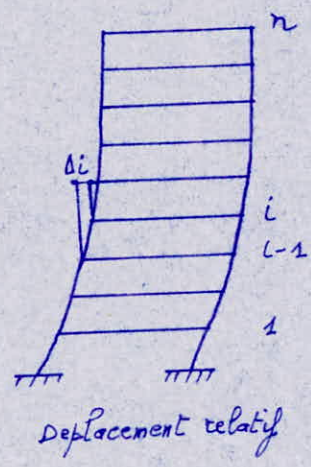
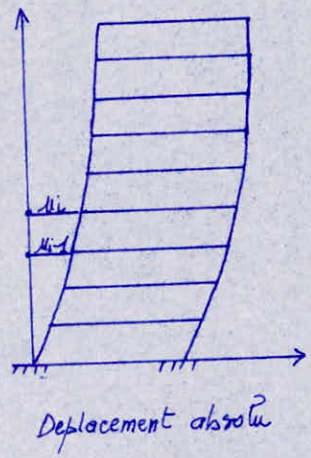
Le calcul exact des portiques sous l'effet des charges verticales - considérées comme concentrées au niveau de chaque plancher - est très difficile car le système est hyperstatique

Dans tout ce qui suit et dans le seul but de simplifier, l'exposé se rapportera à un portique constitué par une seule travée; ce qui ne modifie en rien le raisonnement



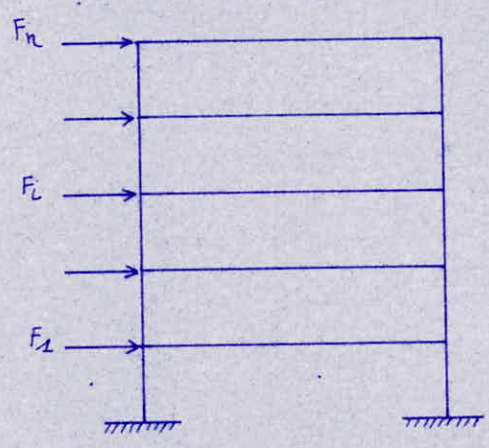
La déformation du portique est due à

- la déformation des poteaux (un poteau s'allonge l'autre se raccourcit)
- la distorsion (anti-symétrique) de la poutre.
- le déplacement relatif des extrémités du poteau.

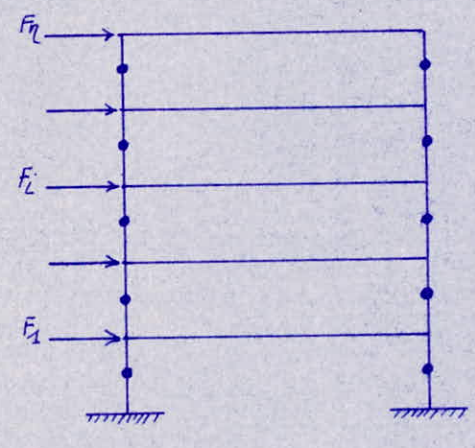


Les analyses du comportement des portiques donnent plusieurs renseignements précieux. Par exemple pour les portiques courants (la hauteur des étages est constante et sans variation brusque de l'inertie) la déformée présente des points d'inflexion situés à mi-hauteur pour les étages courants et pour le rez de chaussée la position de ce point d'inflexion varie selon le degré d'encastrement dans les fondations.

Du point de vue statique, puisque le moment fléchissant dans ces points est nul, les barres peuvent être considérées comme articulées en ces sections.



Schema reel du portique



Schema de Calcul

Mecanisme de transport des forces horizontales

L'effort tranchant de niveau, défini par la somme des forces horizontales appliquées aux étages supérieurs, représente l'élément actif de la sollicitation globale du portique. Il produit le déplacement relatif de niveau (déplacement entre extrémités des poteaux). Les poutres sont l'élément résistant

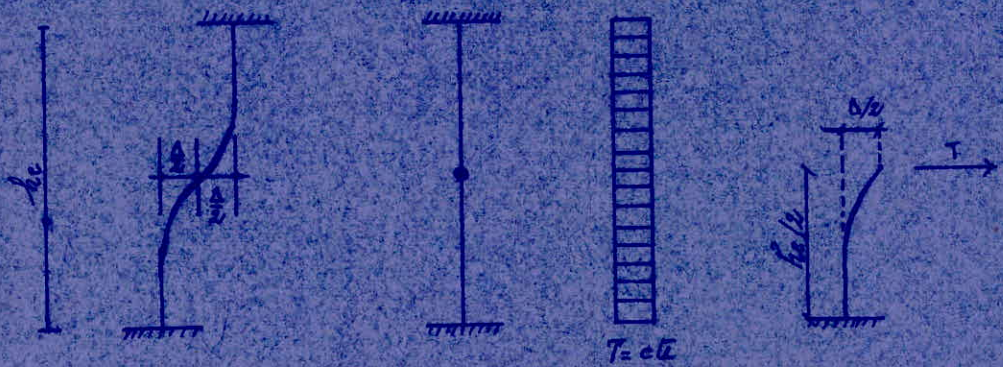
sous l'action des charges verticales le mécanisme est inversé :

- les poutres sont l'élément actif
- les poteaux sont l'élément résistant.

Le problème revient donc à déterminer les moments fléchissants dans les poteaux qui sont équilibrés dans les nœuds par les moments fléchissants des poutres

Pour ce faire, il est nécessaire de connaître la modalité de répartition de l'effort tranchant de niveau entre les différents poteaux du même niveau. La loi de répartition est déterminée par le fait que tous les poteaux d'un étage doivent avoir le même déplacement relatif des extrémités. Il est donc nécessaire d'établir la relation entre le déplacement relatif des extrémités d'un poteau et l'effort tranchant auquel il est soumis.

Dans l'hypothèse où les poteaux ont une inertie infinie (ce qui est un cas limite pour les portiques réels).



Soit

- h_e la hauteur de l'étage
- I le moment d'inertie du poteau dans le plan de déplacement
- E le module d'élasticité du matériau
- Δ le déplacement relatif des planchers
- T l'effort tranchant dans le poteau (constant)

La relation entre T et Δ est connue :

$$\frac{\Delta}{2l} = \frac{T \left(\frac{h_e}{2l}\right)^3}{3EI}$$

$$\Delta = \frac{T h_e^3}{12EI}$$

Si T_i est l'effort tranchant et I_i^A et I_i^B sont les moments d'inertie des poteaux A et B au niveau i , la condition d'égalité des déplacements relatifs des extrémités détermine la distribution de T_i entre les poteaux

$$\Delta_i = T_i^A \frac{h_e^3}{12EI_i^A} = T_i^B \frac{h_e^3}{12EI_i^B}$$

or $T_i = T_i^A + T_i^B$

$$T_i = T_i^A + T_i^A \frac{I_i^B}{I_i^A}$$

$$T_i = T_i^A \left(1 + \frac{I_i^B}{I_i^A} \right)$$

et finalement

$T_i^A = \frac{I_i^A}{I_i^A + I_i^B} T_i$
$T_i^B = \frac{I_i^B}{I_i^A + I_i^B} T_i$

Il vient de même

En conclusion l'effort tranchant de niveau se répartit entre les poteaux proportionnellement aux inerties de ceux-ci.

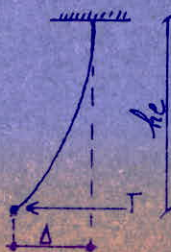
La relation entre le déplacement Δ et l'effort tranchant T permet de définir une notion fondamentale pour le calcul des portiques : la rigidité relative de niveau qui est l'effort tranchant qui produit un déplacement unitaire entre les extrémités des poteaux.

$$1 = R_{i\infty}^{(1)} \frac{h_e^3}{12EI}$$

$$R_{i\infty}^{(1)} = \frac{12EI}{h_e^3} = \frac{12E}{\frac{h_e^3}{I}} P_{pot}$$

avec $P_{pot} = \frac{I}{h_e} =$ rigidité linéaire du poteau

La rigidité relative de niveau, dans le cas où le poteau est encasté à une extrémité et articulé à l'autre, est définie d'une manière analogue par



$$\Delta = T \frac{h_c^3}{3EI}$$

$$R_{i\infty}^{(2)} = \frac{3EI}{h_c^3} = \frac{3E}{h_c^2} P_{pot}$$

$$R_{i\infty}^{(2)} = \frac{R_{i\infty}^{(1)}}{4}$$

Enfinement la distribution de l'effort tranchant se fait proportionnellement aux rigidités relatives de niveau

Mais dans le cas réel, la rotation des nœuds entraîne une diminution des moments fléchissants dans les poteaux, ce qui permet de dire que la rigidité de la structure réelle est inférieure à la rigidité de la structure dont les poteaux ont une rigidité infinie.

$$R_i = \lambda R_{i\infty} \quad (\lambda \leq 1)$$

λ étant un coefficient de réduction qui tient compte de :

- Les rigidités géométrique et mécanique des poteaux et des poteaux et la variation de celles-ci avec la hauteur du bâtiment
- La variation de l'effort tranchant sur la hauteur du bâtiment

La méthode de K Muto (world conference on earthquake engineering, Berkeley, 1956)

$$K = \frac{P_{poteau}}{\sum P_{poteaux}}$$



$$\lambda = \frac{1}{2(2+K)}$$

poteau articulé en fondation



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

poteau encasté dans les poteaux



$$\lambda = \frac{2+K}{2(1+2K)}$$

poteau semi encasté en fondation

-6-

En définitive, la rigidité relative de niveau d'un poteau est donnée par la relation

$$R_i = \lambda R_{i\infty} = \frac{12E}{h_e^2} \cdot \lambda \cdot l_{pot}$$

Le coefficient $\frac{12E}{h_e^2}$ est constant sur chaque niveau. Il faut souligner que R_i diminue rapidement lorsque la hauteur du niveau augmente. Le changement de qualité du béton modifie R_i car

$$E = 21000 \sqrt{f_{c28}}$$

Après avoir déterminé la rigidité relative de niveau R_i^* pour chaque poteau, la rigidité relative de niveau du portique pour l'étage est définie comme suite :

$$R_i^p = \sum R_i^*$$

En utilisant les notions de rigidité relative de niveau et d'effort tranchant de niveau, le déplacement relatif de niveau se calcule par

$$\Delta_i = \frac{T_i}{R_i}$$

Par définition

$$\Delta_i = u_i - u_{i-1}$$

La flèche au niveau i sera alors

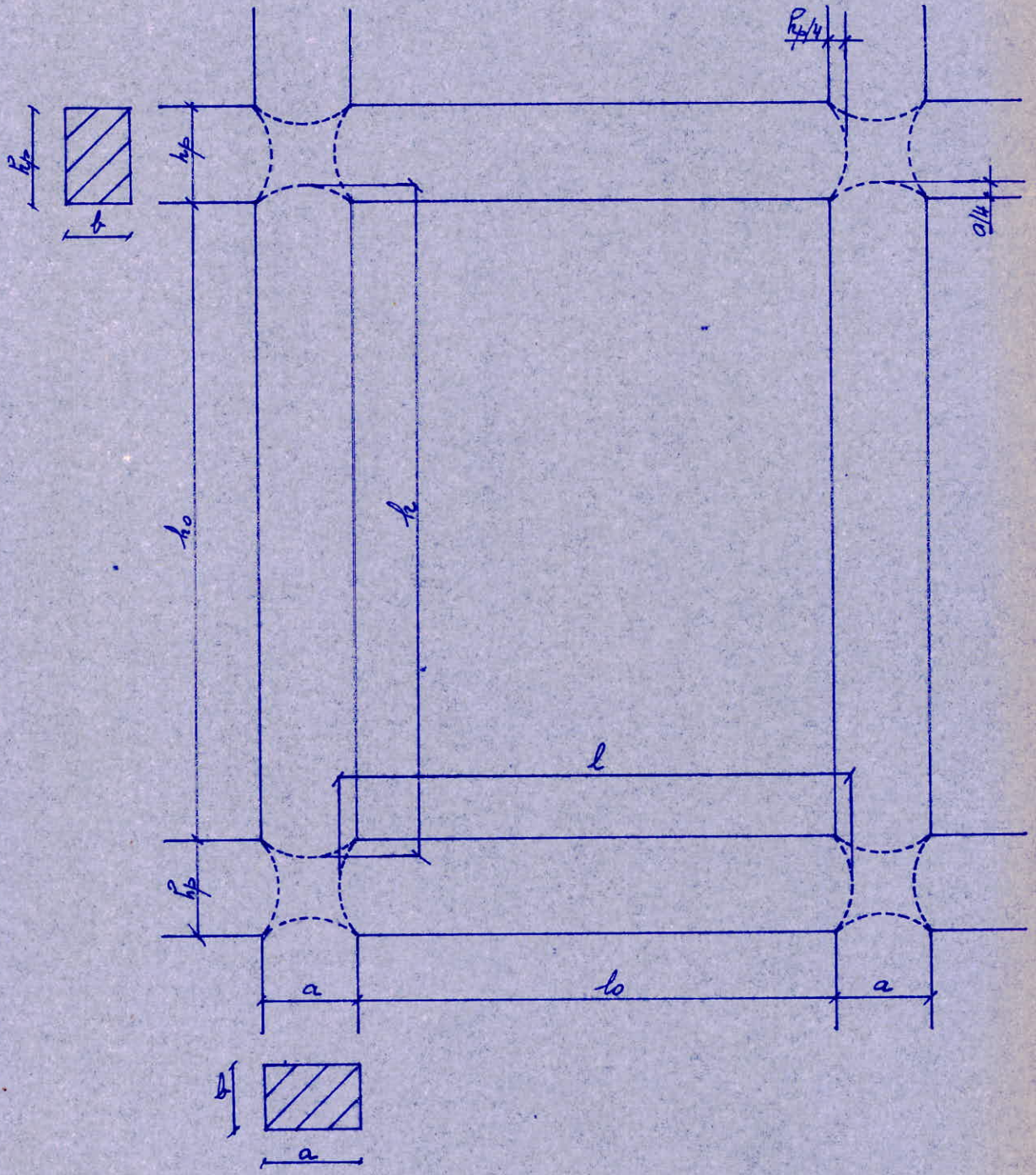
$$f_i = \sum_{\pm} \Delta_i$$

Les valeurs du déplacement relatif de niveau et de la flèche au sommet doivent être comparées avec les valeurs admissibles données par les normes.

Calcul des rigidités

(methode de K. Mutō)

1) notations



Les longueurs des barres intervenant dans le calcul des rigidités sont données par les expressions suivantes :

pour les poutres $l = l_0 + 2 \frac{h_p}{4}$

$$l = l_0 + \frac{h_p}{4}$$

cette longueur l doit toutefois rester inférieure à la distance entre axe des poteaux sur lesquels repose cette poutre.

$$l \leq l_0 + a$$

pour les poteaux $h = h_0 + 2 \frac{a}{4}$

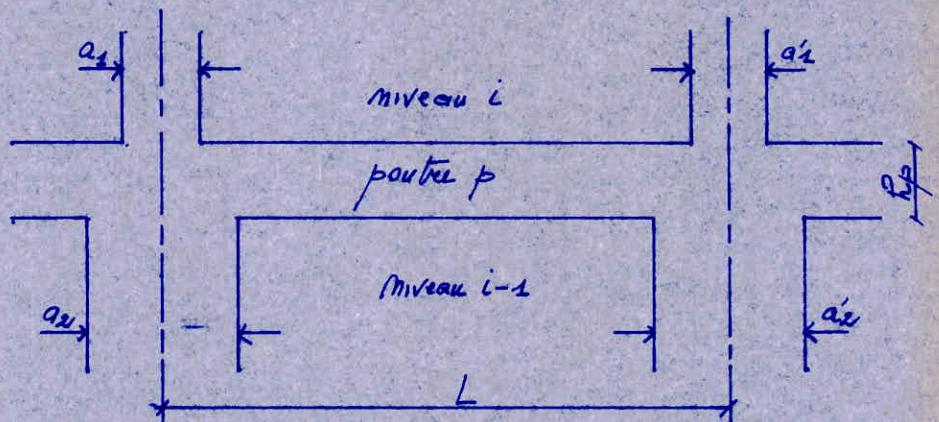
$$h = h_0 + \frac{a}{2}$$

de façon analogue, la hauteur h ne doit pas dépasser l'entre-axe des poteaux contigus.

$$h \leq h_0 + h_p$$

Remarque:

Dans le cas où le poteau change brusquement de section au niveau d'une planchee donnée, l'attention est attirée sur le fait que les poutres touchées par cette variation d'inertie possèdent deux longueurs de calcul différentes.



pour le Niveau i la poutre p a pour longueur

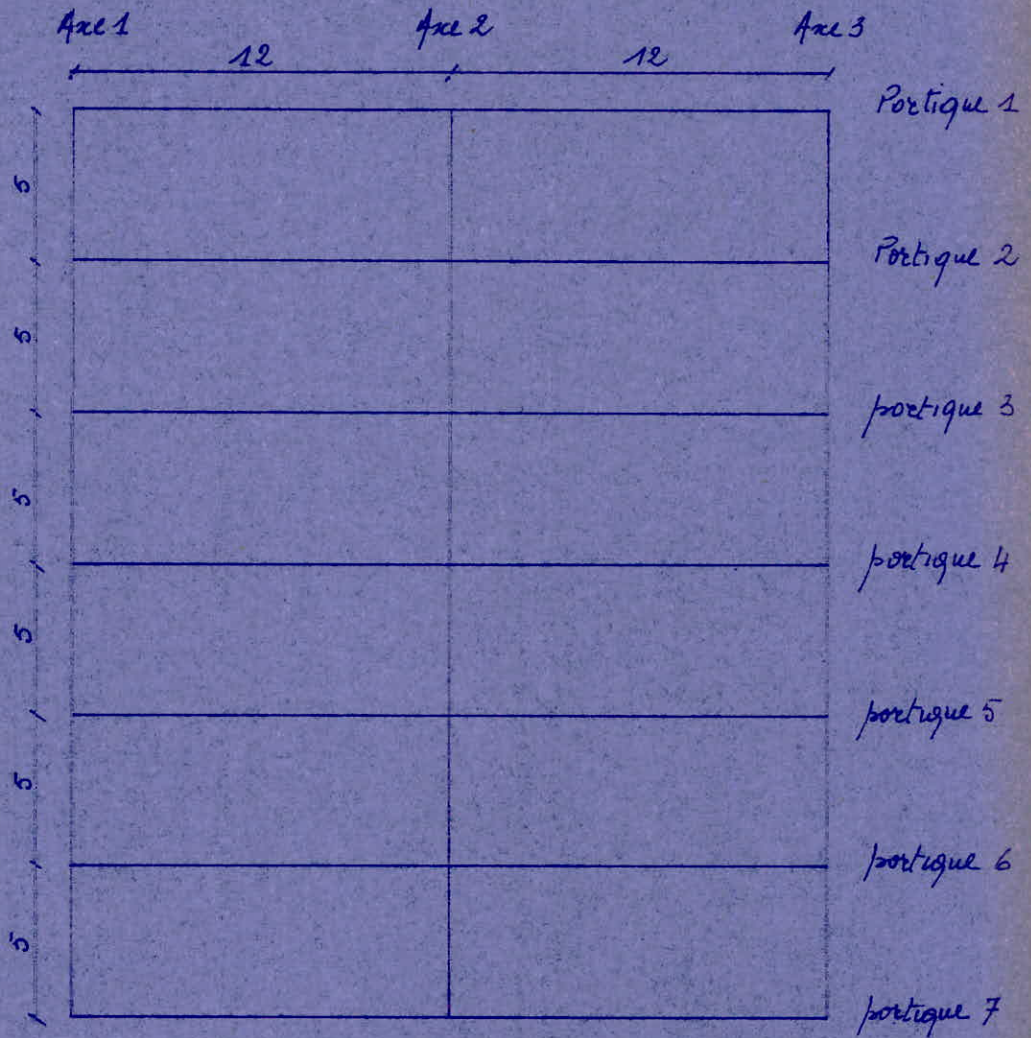
$$l = L - \frac{a_1 + a_1}{2} + \frac{h_i}{2}$$

pour le Niveau $(i-1)$ la poutre p a pour longueur :

$$l = L - \frac{a_2 + a_2}{2} + \frac{h_{i-1}}{2}$$

Afin de mieux comprendre l'exposé précédent, le lecteur trouvera ci-dessous un exemple de calcul de rigidité d'un poteau. Mais avant il serait utile de définir les portiques dont le calcul des rigidités des poteaux est nécessaire et servir de base pour la suite.

Ci-dessous une rue en plan de la construction



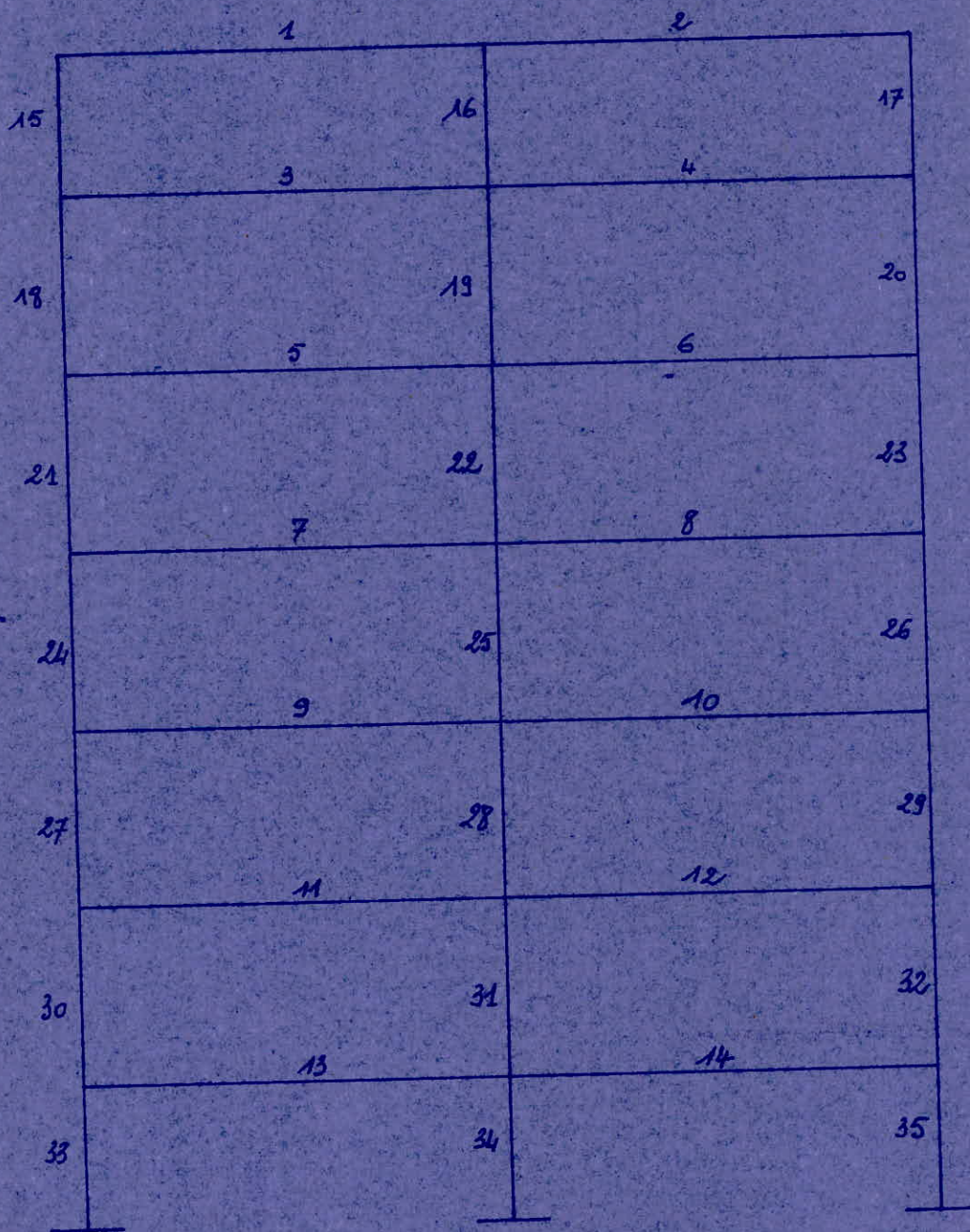
Pour le calcul des rigidités, les portiques différents sont:
dans le sens transversal 1, 2, 6 et 7

dans le sens longitudinal 1, et 2

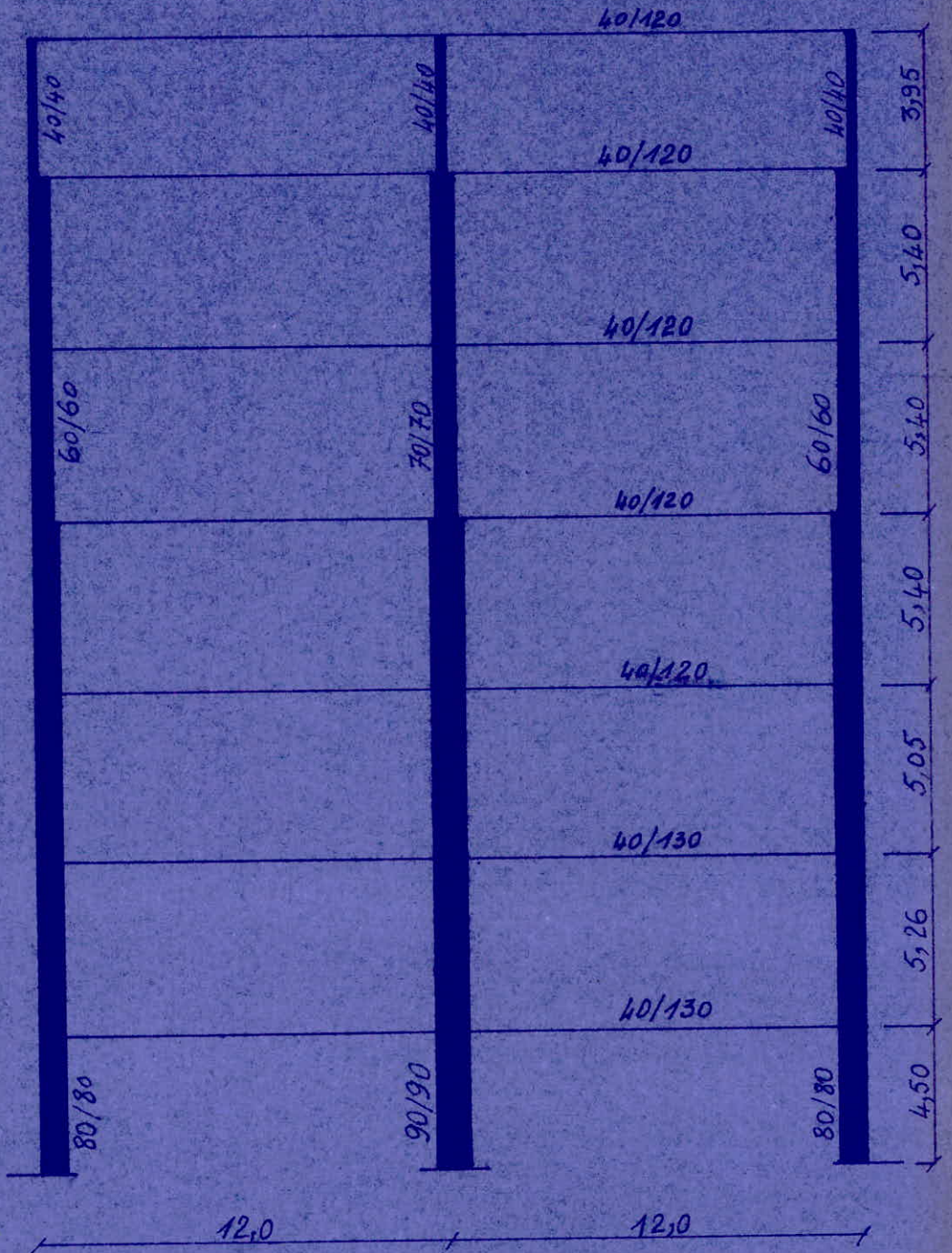
dans le sens transversal, la différence entre les portiques 1 et 7 d'une part et les portiques 2, et 6 d'autre part, n'est pas due à des différences de dimension de poutres ou de poteaux (ce qui est le cas des portiques longitudinaux), mais à des hauteurs entre étages différentes

Notations des barres:

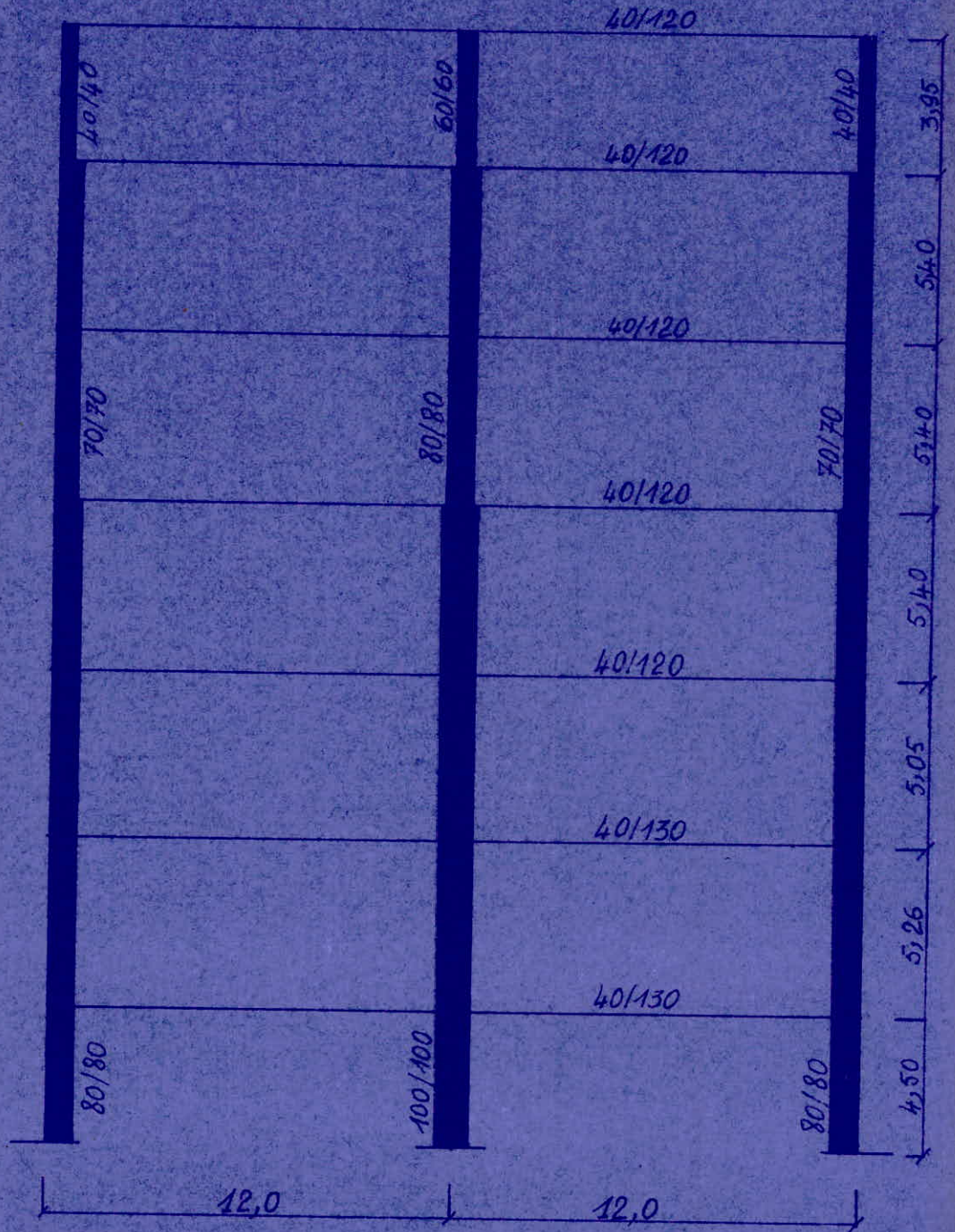
Afin d'identifier respectivement les poutres et les poteaux il est utile de les numérotés arbitrairement



Portiques Transversava 1 et 7



Portiques transversaux 2, 3, 4, 5 et 6



Exemple de Calcul

Considérons pour illustrer cet exemple le poteau 25 du portique 1

Les longueurs des poutres touchant ce poteau sont :

$$\text{Barres 7 et 8} \quad l = 12 - \frac{0,9 + 0,8}{2} + 2 \times \frac{1,2}{4} = 11,75 \text{ m.}$$

$$\text{Barres 9 et 10} \quad l = 12 - \frac{0,9 + 0,8}{2} + 2 \times \frac{1,2}{4} = 11,75 \text{ m}$$

$$\text{Barre 25} \quad h = 5,4 - \frac{1,2 + 1,2}{2} + 2 \times \frac{0,9}{4} = 4,65 \text{ m.}$$

Les rigidités linéaires de ces barres sont :

$$p_7 = p_8 = p_9 = p_{10} = \frac{I_7}{l_7} = \frac{b h^3}{l_7} = \frac{0,4 \times (1,2)^3}{11,75} = 4,902 \text{ dm}^3$$

$$p_{25} = \frac{I_{25}}{h_{25}} = \frac{(0,9)^4}{12 \times 4,65} = 11,758 \text{ dm}^3$$

le coefficient d'encastrement de ce poteau est :

$$k = \frac{p_{25}}{4 \times p_7} = \frac{11,758}{4 \times 4,902} \approx 0,6$$

le coefficient de réduction λ est donc :

$$\lambda = \frac{1}{1 + 4k} = \frac{1}{1 + 4 \times 0,6} = 0,294$$

finalment la rigidité du poteau 25 est

$$R_{25} = \frac{12 E \cdot \lambda \cdot p_{25}}{h_{25}^2}$$

$$R_{25} = \frac{12 \times 345000 \times 0,294 \times 11758}{(465)^2} = 66187 \text{ kg/cm}$$

$$R_{25} = 661,87 \text{ T/dm}$$

Boîte 1
Longueur des bords

1 - 2	$l = 11,6 + \frac{1,2}{2} = 11,2$ perche 12m
3 - 4 - 5 - 6	$l = 11,35 + \frac{1,2}{2} = 11,95$ m
7 - 8 - 9 - 10	$l = 11,15 + \frac{1,2}{2} = 11,75$ m
11 - 12	$l = 11,15 + \frac{1,3}{2} = 11,80$ m
13 - 14	$l = 11,15 + \frac{1,3}{2} = 11,80$ m
15 - 16 - 17	$h = 2,95 + \frac{0,4}{2} = 3,15$
18 - 20 - 21 - 23	$h = 4,20 + \frac{0,6}{2} = 4,50$ m
19 - 22	$h = 4,20 + \frac{0,7}{2} = 4,55$ m
24 - 26	$h = 4,20 + 0,4 = 4,60$ m
27	$h = 4,20 + \frac{0,8}{2} = 4,60$ m
29	$h = 3,40 + \frac{0,8}{2} = 3,80$ m
28	$h = 3,80 + \frac{0,9}{2} = 4,25$ m
25	$h = 4,20 + \frac{0,9}{2} = 4,65$ m
30	$h = 3,61 + \frac{0,8}{2} = 4,01$ m
31	$h = \frac{3,61 + 4,41}{2} + \frac{0,9}{2} = 4,46$ m
32	$h = 4,41 + \frac{0,8}{2} = 4,81$ m

Partique 4

Régularité linéaire P.

boites	Régularité linéaire
1 et 2	$l = \frac{576}{120} = 4,8 \text{ dm}^3$
3, 4, 5 et 6	$l = \frac{576}{119,5} = 4,82 \text{ dm}^3$
7, 8, 9 et 10	$l = \frac{576}{117,5} = 4,902 \text{ dm}^3$
11 et 12	$l = \frac{732,33}{118} = 6,206 \text{ dm}^3$
13 et 14	$l = \frac{732,33}{118} = 6,206 \text{ dm}^3$
15, 16 et 17	$l = \frac{21,33}{31,5} = 0,677 \text{ dm}^3$
18, 20, 21 et 23	$l = \frac{108}{45} = 2,4 \text{ dm}^3$
19 et 22	$l = \frac{200,08}{45,5} = 4,397 \text{ dm}^3$
24 et 26	$l = \frac{341,33}{46} = 7,42 \text{ dm}^3$
27	$l = \frac{341,33}{46} = 7,42 \text{ dm}^3$
29	$l = \frac{341,33}{38} = 8,983 \text{ dm}^3$
28	$l = \frac{546,75}{42,5} = 12,865 \text{ dm}^3$
25	$l = \frac{546,75}{46,5} = 11,758 \text{ dm}^3$
30	$l = \frac{341,33}{40,1} = 8,512 \text{ dm}^3$
31	$l = \frac{546,75}{44,6} = 12,259 \text{ dm}^3$
32	$l = \frac{341,33}{48,1} = 7,096 \text{ dm}^3$

Partique 4

Coefficients d'Encartement K

15-17	$k = \frac{0,677}{4,8+4,82} = 0,07$
16	$k = \frac{0,677}{2(4,8)+4,82} = 0,035$
18-20	$k = \frac{2,4}{4,82+4,82} = 0,249$
19	$k = \frac{4,397}{2(4,82+4,82)} = 0,228$
21-23	$k = \frac{2,4}{4,82+4,902} = 0,247$
22	$k = \frac{4,397}{2(4,82+4,902)} = 0,226$
24, 26	$k = \frac{7,42}{4,902 \times 2} = 0,757$
25	$k = \frac{11,758}{2(4,902+4,902)} = 0,6$
27	$k = \frac{7,42}{4,902+6,206} = 0,668$
29	$k = \frac{8,923}{4,902+6,206} = 0,803$
28	$k = \frac{12,865}{2(4,902+6,206)} = 0,579$
30	$k = \frac{8,512}{6,206+6,206} = 0,686$
32	$k = \frac{7,096}{6,206 \times 2} = 0,572$
31	$k = \frac{12,259}{4 \times 6,206} = 0,494$

- 17 -

Poutique 1

Rigidités des poteaux

Poteaux	h (dm)	$\rho = \frac{I}{h}$	$k = \frac{P_{pot}}{\Sigma P_{pout}}$	$\lambda = \frac{1}{1+4k}$	R (T/dm)
15	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
17	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
16	29,5	0,723	0,038	0,868	298,548
18	45	2,4	0,249	0,501	245,820
20	45	2,4	0,249	0,501	245,820
19	45,5	4,397	0,228	0,523	459,870
21	45	2,4	0,247	0,503	246,810
23	45	2,4	0,247	0,503	246,810
22	45,5	4,397	0,226	0,525	461,620
24	46	7,42	0,757	0,248	360,030
26	46	7,42	0,757	0,248	360,030
25	46,5	11,758	0,6	0,294	661,860
27	46	7,42	0,668	0,272	394,870
29	38	8,923	0,803	0,237	606,300
28	42,5	12,865	0,579	0,302	890,510
30	40,1	8,512	0,686	0,267	585,170
32	48,1	7,096	0,572	0,304	386,010
31	44,6	12,259	0,494	0,336	857,280

Exercice 2

Longueur des barres

1 - 2	$l = 11,50 + 2 \times \frac{1,2}{4} = 12,1$ prendre 12m
3 - 4 5 - 6	$l = 11,25 + \frac{1,2}{2} = 11,85$ m
7 - 8	$l = 11,10 + \frac{1,2}{2} = 11,70$ m
9 - 10	$l = 11,10 + \frac{1,2}{2} = 11,70$ m
11 - 12 13 - 14	$l = 11,10 + \frac{1,30}{2} = 11,75$ m
15 - 17	$h = 2,75 + \frac{0,4}{2} = 2,95$ m
18 - 20 21 - 23	$h = 4,20 + \frac{0,7}{2} = 4,55$ m
16	$h = 2,75 + \frac{0,6}{2} = 3,05$ m
27 - 24 - 22 19 - 26	$h = 4,20 + \frac{0,8}{2} = 4,60$ m
25	$h = 4,20 + \frac{1,00}{2} = 4,70$ m
29	$h = 3,40 + \frac{0,8}{2} = 3,80$ m
28	$h = 3,80 + \frac{1,0}{2} = 4,30$ m
30	$h = 3,61 + \frac{0,8}{2} = 4,01$ m
31	$h = 4,01 + \frac{1,0}{2} = 4,51$ m
32	$h = 4,41 + \frac{0,8}{2} = 4,81$ m

Portique 2

Rigidité linéaire P

1 - 2	$P = \frac{576}{120} = 4,8 \text{ dm}^3$
3 - 4 5 - 6	$P = \frac{576}{118,5} = 4,86 \text{ dm}^3$
7 - 8 9 - 10	$P = \frac{576}{117} = 4,92 \text{ dm}^3$
11 - 12 13 - 14	$P = \frac{732,33}{117,5} = 6,23 \text{ dm}^3$
15 - 17	$P = \frac{2133}{29,5} = 0,723 \text{ dm}^3$
18 - 21 20 - 23	$P = \frac{200,08}{45,5} = 4,397 \text{ dm}^3$
16	$P = \frac{108}{30,5} = 3,541 \text{ dm}^3$
27 - 24 - 26 22 - 19	$P = \frac{341,33}{46} = 7,42 \text{ dm}^3$
25	$P = \frac{833,33}{47} = 17,73 \text{ dm}^3$
29	$P = \frac{341,33}{38} = 8,982 \text{ dm}^3$
28	$P = \frac{833,33}{43} = 19,38 \text{ dm}^3$
30	$P = \frac{341,33}{40,1} = 8,512 \text{ dm}^3$
31	$P = \frac{833,33}{45,1} = 18,477 \text{ dm}^3$
32	$P = \frac{341,333}{48,1} = 7,096 \text{ dm}^3$

-20-

Poétique 2

Coefficients d'Encastrement K.

15-17	$K = \frac{0,723}{4,8 + 4,86} = 0,075$
16	$K = \frac{3,541}{2(4,8 + 4,86)} = 0,183$
18-20	$K = \frac{4,397}{4,86 + 4,86} = 0,452$
21-23	$K = \frac{4,397}{4,86 + 4,92} = 0,450$
19	$K = \frac{7,42}{2(4,86 + 4,86)} = 0,382$
22	$K = \frac{7,42}{2(4,86 + 4,92)} = 0,379$
24-26	$K = \frac{7,42}{2 \times 4,92} = 0,754$
25	$K = \frac{17,73}{2(4,92 + 4,92)} = 0,901$
27-	$K = \frac{7,42}{4,92 + 6,23} = 0,665$
28	$K = \frac{19,38}{2(4,92 + 6,23)} = 0,869$
29	$K = \frac{8,982}{4,92 + 6,23} = 0,806$
30	$K = \frac{8,512}{6,23 + 6,23} = 0,683$
31	$K = \frac{18,477}{2(6,23 + 6,23)} = 0,741$
32	$K = \frac{7,096}{2 \times 6,23} = 0,570$

Portique 2.

Rigidités des poteaux

Poteaux	h (dm)	$\rho = \frac{I}{h}$	$k = \frac{P_{pot}}{\Sigma P_{out}}$	$\lambda = \frac{1}{1 + kK}$	R (T/dm)
15	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
17	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
16	30,5	3,541	0,183	0,577	909,289
18	45,5	4,397	0,452	0,356	313,029
20	45,5	4,397	0,452	0,356	313,029
21	45,5	4,397	0,450	0,357	313,908
23	45,5	4,397	0,450	0,357	313,908
19	46	7,42	0,382	0,396	574,889
22	46	7,42	0,379	0,397	576,333
24	46	7,42	0,754	0,249	361,467
26	46	7,42	0,754	0,249	361,467
25	47	17,73	0,901	0,217	721,061
27	46	7,42	0,665	0,273	396,333
28	43	19,38	0,869	0,223	967,649
29	48	8,982	0,806	0,237	610,306
30	40,1	8,512	0,683	0,268	587,320
31	45,1	18,477	0,741	0,252	947,712
32	48,1	7,096	0,570	0,305	387,282

- 22 -

Portique 6

Longueur des barres:

1 - 2	$l = 11,5 + 0,6 = 12,1$ prendra 12m
3 - 4 5 - 6	$l = 11,25 + 0,6 = 11,85$ m
7 - 8 9 - 10	$l = 11,2 + 0,6 = 11,80$ m
11 - 12 13 - 14	$l = 11,1 + 0,65 = 11,75$ m
15 - 17	$h = 2,75 + 0,2 = 2,95$ m
18 - 21 20 - 23	$h = 4,20 + 0,35 = 4,55$ m
16	$h = 2,75 + 0,3 = 3,05$ m
19 - 22	$h = 4,2 + 0,4 = 4,6$ m
24 - 26 27 - 29	$h = 4,2 + 0,4 = 4,6$ m
30 - 32	$h = 3,61 + 0,4 = 4,01$ m
31	$h = 3,61 + 0,5 = 4,11$ m
25 - 28	$h = 4,2 + 0,5 = 4,70$ m

Portique 6
Rigidités Lineaires Pi

1-2	$P = \frac{576}{120} = 4,80 \text{ dm}^3$
3-4 5-6	$P = \frac{576}{118,5} = 4,86 \text{ dm}^3$
7-8 9-10	$P = \frac{576}{118} = 4,881 \text{ dm}^3$
11-12 13-14	$P = \frac{732,33}{117,5} = 6,233 \text{ dm}^3$
15-17	$P = \frac{21,33}{29,5} = 0,723 \text{ dm}^3$
18-21 20-23	$P = \frac{200,08}{45,5} = 4,397 \text{ dm}^3$
16	$P = \frac{108}{30,5} = 3,541 \text{ dm}^3$
19-22	$P = \frac{341,33}{46} = 7,42 \text{ dm}^3$
24-26 27-29	$P = \frac{341,33}{46} = 7,42 \text{ dm}^3$
30-22	$P = \frac{341,33}{40,1} = 8,512 \text{ dm}^3$
31	$P = \frac{833,33}{41,1} = 20,276 \text{ dm}^3$
15-28	$P = \frac{833,33}{47} = 17,731 \text{ dm}^3$

-24-

Poétique 6

Coefficients d'encastrement K.

15-17	$k = \frac{0,723}{4,8 + 4,86} = 0,075$
16	$k = \frac{3,541}{2(4,8 + 4,86)} = 0,183$
18-20	$k = \frac{4,397}{4,86 + 4,86} = 0,452$
19	$k = \frac{7,42}{4 \times 4,86} = 0,382$
21-23	$k = \frac{4,397}{4,86 + 4,884} = 0,451$
22	$k = \frac{7,42}{2(4,86 + 4,884)} = 0,381$
24-26	$k = \frac{7,42}{4,884 + 4,884} = 0,760$
27-29	$k = \frac{7,42}{4,884 + 4,884} = 0,760$
25	$k = \frac{17,731}{4 \times 4,884} = 0,908$
30-32	$k = \frac{8,512}{2 \times 6,233} = 0,683$
28	$k = \frac{17,731}{2(6,233 + 4,884)} = 0,798$
31	$k = \frac{20,276}{2(6,233 + 6,233)} = 0,813$

Portique 6

Rigidité des poteaux.

Poteaux	h (dm)	$\rho = \frac{I}{R}$	$k = \frac{C_{pot}}{\sum C_{pout}}$	$\lambda = \frac{1}{1+4k}$	R T/dm
15	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
17	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
16	30,5	3,541	0,183	0,577	909,29
18	45,5	4,397	0,452	0,356	313,029
20	45,5	4,397	0,452	0,356	313,029
19	46	7,42	0,382	0,396	574,885
21	45,5	4,397	0,451	0,357	313,902
23	45,5	4,397	0,451	0,357	313,902
22	46	7,42	0,381	0,396	574,885
27	46	7,42	0,668	0,273	396,325
24	46	7,42	0,668	0,273	396,325
29	46	7,42	0,668	0,273	396,325
26	46	7,42	0,668	0,273	396,325
25	47	17,731	0,908	0,216	717,781
30	40,1	8,512	0,683	0,268	587,324
32	40,1	8,512	0,683	0,268	587,324
28	47	17,731	0,798	0,239	794,211
31	41,1	20,276	0,813	0,235	1167,805

Portique 7

Longueur des barres.

1 - 2	$l = 11,6 + 0,6 = 12,2$ prendre 12m
3 - 4 5 - 6	$l = 11,35 + 0,6 = 11,95$ m
7 - 8 9 - 10	$l = 11,15 + 0,6 = 11,75$ m
11 - 12 13 - 14	$l = 11,15 + 0,65 = 11,80$ m
15 - 17	$h = 2,75 + 0,40 = 2,95$ m
16	$h = 2,75 + 0,20 = 2,95$ m
18 - 20 21 - 23	$h = 4,2 + 0,30 = 4,5$ m
24 - 26 27 - 29	$h = 4,2 + 0,4 = 4,6$ m
30 - 32	$h = 3,61 + 0,4 = 4,01$ m
19 - 22	$h = 4,2 + 0,35 = 4,55$ m
25 - 28	$h = 4,2 + 0,45 = 4,65$ m
31	$h = 3,61 + 0,45 = 4,06$ m

Portugal 7

Rigidities Smeasures P_i

1-2	$P = \frac{576}{120} = 4,8$
3-4 5-6	$P = \frac{576}{119,5} = 4,82$
7-8 9-10	$P = \frac{576}{117,5} = 4,902$
11-12 13-14	$P = \frac{732,33}{118} = 6,206$
15-17	$P = \frac{21,33}{29,5} = 0,723$
16	$P = \frac{21,33}{29,5} = 0,723$
18-20 21-23	$P = \frac{108}{45} = 2,4$
24-26 27-29	$P = \frac{341,33}{46} = 7,42$
30-32	$P = \frac{341,33}{40,1} = 8,512$
19-22	$P = \frac{200,08}{45,5} = 4,397$
25-28	$P = \frac{546,75}{46,5} = 11,758$
31	$P = \frac{546,75}{40,6} = 13,468$

Portique 7

Coefficients d'encastrement K

15-17	$K = \frac{0,723}{4,8 + 4,82} = 0,075$
16	$K = \frac{0,723}{2(4,8 + 4,82)} = 0,038$
18-20	$K = \frac{2,4}{4,82 + 4,82} = 0,249$
19	$K = \frac{4,397}{4 \times 4,82} = 0,228$
21-23	$K = \frac{2,4}{4,82 + 4,902} = 0,247$
22	$K = \frac{4,397}{2(4,82 + 4,902)} = 0,226$
24-26	$K = \frac{7,42}{4,902 \times 2} = 0,757$
25	$K = \frac{11,758}{4 \times 4,902} = 0,6$
27-29	$K = \frac{7,42}{4,902 + 6,206} = 0,668$
28	$K = \frac{11,758}{2(4,902 + 6,206)} = 0,529$
30-32	$K = \frac{8,512}{2 \times 6,206} = 0,686$
31	$K = \frac{13,468}{4 \times 6,206} = 0,543$

Poutique F

Rigidités des poteaux.

Poteaux	h (dm)	$P = \frac{I}{R}$	$k = \frac{P_{pot.}}{\sum P_{pout}}$	$\lambda = \frac{1}{1+4k}$	R T/dm
15	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
17	29,5	0,723	0,075	0,769	264,497
20	29,5	0,723	0,038	0,868	298,548
18	45	2,4	0,249	0,501	245,224
20	45	2,4	0,249	0,501	245,224
19	45,5	4,397	0,228	0,523	403,870
21	45	2,4	0,247	0,503	246,805
23	45	2,4	0,247	0,503	246,805
22	45,5	4,397	0,226	0,525	462,630
24	46	7,42	0,757	0,248	360,030
26	46	7,42	0,757	0,248	360,030
25	46,5	11,758	0,60	0,294	661,87
27	46	7,42	0,668	0,272	394,87
29	46	7,42	0,668	0,272	394,87
28	46,5	11,758	0,529	0,321	722,658
30	40,1	8,512	0,686	0,267	585,130
32	40,1	8,512	0,686	0,267	585,130
31	40,6	13,468	0,545	0,315	1065,520

Ce qui permet de calculer les rigidités relatives pour les différents étages.

Niveau 6

Portique 1	$R = 2 \times 264,497 + 298,548 = 827,54 \text{ t/dm}$
Portique 2	$R = 2 \times 264,497 + 909,289 = 1438,283 \text{ t/dm}$
Portique 3	$R = 2 \times 264,497 + 909,289 = 1438,283 \text{ t/dm}$
Portique 4	$R = 2 \times 264,497 + 909,289 = 1438,283 \text{ t/dm}$
Portique 5	$R = 2 \times 264,497 + 909,289 = 1438,283 \text{ t/dm}$
Portique 6	$R = 2 \times 264,497 + 909,29 = 1438,284 \text{ t/dm}$
Portique 7	$R = 2 \times 264,497 + 298,548 = 827,542 \text{ t/dm}$

Niveau 5

Portique 1	$R = 2 \times 245,82 + 459,87 = 951,51 \text{ t/dm}$
Portique 2	$R = 2 \times 313,029 + 574,889 = 1200,947 \text{ t/dm}$
Portique 3	$R = 2 \times 313,029 + 574,889 = 1200,947 \text{ t/dm}$
Portique 4	$R = 2 \times 313,029 + 574,889 = 1200,947 \text{ t/dm}$
Portique 5	$R = 2 \times 313,029 + 574,889 = 1200,947 \text{ t/dm}$
Portique 6	$R = 2 \times 313,029 + 574,885 = 1200,943 \text{ t/dm}$
Portique 7	$R = 2 \times 245,824 + 459,870 = 951,540 \text{ t/dm}$

Niveau 4

Portique 1	$R = 2 \times 246,81 + 461,62 = 955,24 \text{ t/dm}$
Portique 2	$R = 2 \times 313,908 + 576,333 = 1204,149 \text{ t/dm}$
Portique 3	$R = 2 \times 313,908 + 576,333 = 1204,149 \text{ t/dm}$
Portique 4	$R = 2 \times 313,908 + 576,333 = 1204,149 \text{ t/dm}$

Portique 5 $R = 2 \times 313,908 + 576,533 = 1204,149 \text{ t/dm}$

Portique 6 $R = 2 \times 313,902 + 574,885 = 1202,703 \text{ t/dm}$

Portique 7 $R = 2 \times 246,805 + 461,63 = 955,240 \text{ t/dm}$

Niveau 3

Portique 1 $R = 2 \times 360,03 + 661,86 = 1381,920 \text{ t/dm}$

Portique 2 $R = 2 \times 361,467 + 721,061 = 1443,995 \text{ t/dm}$

Portique 3 $R = 2 \times 361,467 + 721,061 = 1443,995 \text{ t/dm}$

Portique 4 $R = 2 \times 361,467 + 721,061 = 1443,995 \text{ t/dm}$

Portique 5 $R = 2 \times 361,467 + 721,061 = 1443,995 \text{ t/dm}$

Portique 6 $R = 2 \times 396,325 + 717,781 = 1510,431 \text{ t/dm}$

Portique 7 $R = 2 \times 360,03 + 661,870 = 1381,930 \text{ t/dm}$

Niveau 2

Portique 1 $R = 2 \times 394,87 + 890,51 = 1680,250 \text{ t/dm}$

Portique 2 $R = 2 \times 396,333 + 967,649 = 1760,315 \text{ t/dm}$

Portique 6 $R = 2 \times 396,325 + 794,211 = 1586,861 \text{ t/dm}$

Portique 7 $R = 2 \times 394,87 + 722,658 = 1512,398 \text{ t/dm}$

Niveau 1

Portique 1 $R = 2 \times 595,13 + 857,28 = 2027,540 \text{ t/dm}$

Portique 2 $R = 2 \times 587,32 + 947,712 = 2122,352 \text{ t/dm}$

Portique 6 $R = 2 \times 587,324 + 1167,805 = 2342,453 \text{ t/dm}$

Portique 7 $R = 2 \times 585,13 + 1065,52 = 2235,780 \text{ t/dm}$

TABLEAU RECAPITULATIF

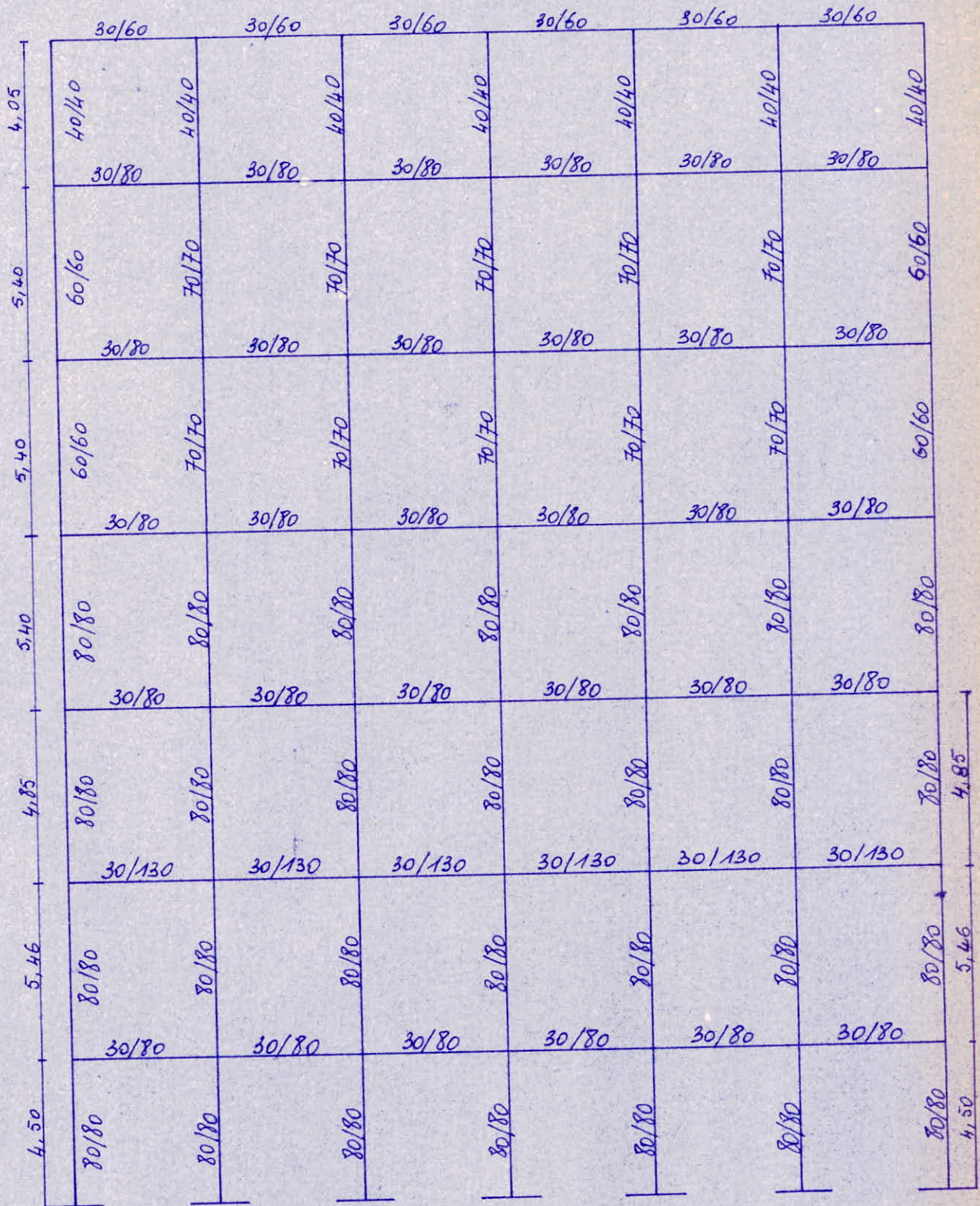
NIVEAU	RIGIDITES des Portiques				Rigidité relative par étage T/dm
	PQ1	4 PQ 2	PQ 6	PQ 7	
6	827,54	5753,132	1438,284	827,542	8846,498
5	951,51	4803,788	1200,943	951,540	7907,791
4	955,24	4816,596	1202,703	955,240	7929,779
3	1381,920	5775,980	1510,431	1381,930	10050,261
2	1680,250	7041,260	1586,861	1512,398	11820,769
1	2027,540	8489,408	2342,453	2235,780	15095,181

- 55 -

Notation des barres des Pontiques Longitudinaux

1	2	3	4	5	6
43	44	45	46	47	48 49
7	8	9	10	11	12
50	51	52	53	54	55 56
13	14	15	16	17	18
57	58	59	60	61	62 63
19	20	21	22	23	24
64	65	66	67	68	69 70
25	26	27	28	29	30
71	72	73	74	75	76 77
31	32	33	34	35	36
78	79	80	81	82	83 84
37	38	39	40	41	42
85	86	87	88	89	90 91
<u>PQ7</u>	<u>PQ6</u>	<u>PQ5</u>	<u>PQ4</u>	<u>PQ3</u>	<u>PQ2</u> <u>PQ1</u>

Portique Longitudinal AXE 1



Rigidités des poteaux du portique longitudinal 2

Niveau	Poteaux	Rigidités t/cm	Niveau	Poteaux	Rigidités t/cm
NIVEAU 6	43	13,317	NIVEAU 3	64	27,594
	44	42,270		65	49,894
	45	42,505		66	49,894
	46	42,505		67	49,894
	47	42,505		68	49,894
	48	42,270		69	49,894
	49	13,317		70	27,594
NIVEAU 5	50	21,325	NIVEAU 2	71	87,671
	51	39,667		72	145,870
	52	39,806		73	145,870
	53	39,806		74	145,870
	54	39,806		75	145,870
	55	39,667		76	145,870
	56	21,325		77	87,671
NIVEAU 4	57	21,325	NIVEAU 1	78	65,367
	58	39,667		79	106,785
	59	39,806		80	106,785
	60	39,806		81	106,785
	61	39,806		82	106,785
	62	39,667		83	106,785
	63	21,325		84	65,367

Rigidités des poteaux du portique longitudinal 1

NIVEAU	PÔTEAUX	RIGIDITES	NIVEAU	PÔTEAUX	RIGIDITES
NIVEAU 6	43	11,918	NIVEAU 3	64	19,139
	44	14,863		65	32,736
	45	14,863		66	32,736
	46	14,863		67	32,736
	47	14,863		68	32,736
	48	14,863		69	32,736
	49	11,918		70	19,139
NIVEAU 5	50	14,418	NIVEAU 2	71	57,722
	51	27,405		72	88,624
	52	27,405		73	88,624
	53	27,405		74	88,624
	54	27,405		75	88,624
	55	27,405		76	88,624
	56	14,418		77	57,722
NIVEAU 4	57	14,418	NIVEAU 1	78	42,157
	58	27,405		79	63,299
	59	27,405		80	63,299
	60	27,405		81	63,299
	61	27,405		82	63,299
	62	27,405		83	63,299
	63	14,418		84	42,157

TABLEAU RECAPITULATIF

NIVEAU	Rigidites des Portiques			Rigidites Relatives par NIVEAU (t/cm)
	AXE 1	AXE 2	AXE 3	
6	98,151	238,689	98,151	434,991
5	165,861	241,402	165,861	573,124
4	165,861	241,402	165,861	573,124
3	201,958	304,658	201,958	708,574
2	558,564	904,692	558,564	2021,820
1	400,809	664,659	400,809	1466,277

Chapitre 5

ETUDE DU SEISME

I) Charges sur les planchers pour le calcul sismique

Plancher terrasse (Niv 6)

surface	$24,80 \times 30,60 = 759 \text{ m}^2$	
- charges permanentes	(770 kg/m^2)	585 t
- bac a table	(30 kg/m^2)	21 t
- Acrotère	$(61,2 + 49,6) \times 0,28$	31 t
- Poutres	$(0,4 \times 1,00 \times 2,5 = 1 \text{ t/m})$ $7 \times 1,0 \times 24,80$	175 t
- surcharges d'exploitation	(240 kg/m^2) $\frac{1,2 \times 240}{5} = 57,5 \text{ kg/m}^2$	44 t
		<hr/>
		856 t

Plancher garderie d'enfants (Niv 5)

- charges permanentes	(490 kg/m^2)	371,85 t
- Poutres	$7 \times 1 \times 24,80$	173,6 t
- surcharges d'exploitation	(340 kg/m^2) $\frac{1,2 \times 340}{5} = 81,6 \text{ kg/m}^2$	61,92 t
- Mur	800 kg/m $2(24 + 30) \times 0,8$	86,4 t
		<hr/>
		694 t

Planchers automatiques I, II, III (Niv 4, 3, 2)

- charges permanentes	(490 kg/m^2)	371,85 t
-----------------------	------------------------	----------

- Poutres $7 \times 1 \times 24,80$	173,60 t
- Surcharge d'exploitation 600 kg/m^2	455,33 t
- cloison $(0,8 \text{ t/m})$	86,4 t
	<hr/>
	1087 t

Plancher R.D.C (Niv + 3,85m)

Surface $12,40 \times 20,30 = 251,72 \text{ m}^2$

- Charges permanentes $(0,49 \text{ t/m}^2)$	123,34 t
- Poutres $5 \times 1 \times 12,40$	62 t
- Surcharge d'exploitation (600 kg/m^2) $\frac{1,2 \times 0,6}{5} = 0,144 \text{ kg/m}^2$	36,25 t
- cloison $(0,8 \text{ t/m})$ $(20 + 12) \times 0,8$	25,6 t

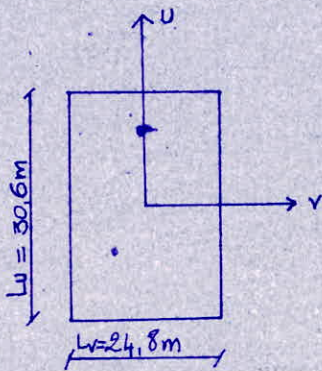
247 t

Plancher RDC (Niv + 2,10m)

- charges permanentes $(0,37 \text{ kg/m}^2)$ $0,637 \times 503,44$	320,69 t
- Poutres $\left\{ \begin{array}{l} 4 \times 1 \times 12,4 = 49,6 \\ 3 \times 1 \times 24,80 = 74,4 \end{array} \right.$	124,0 t
- cloison $(30 + 12 + 24 + 10) \times 0,8$	60,8 t
- Surcharge d'exploitation $\left. \begin{array}{l} \text{Repartiteur} \\ \text{entrepôt} \end{array} \right\}$	377,95 t

883 t

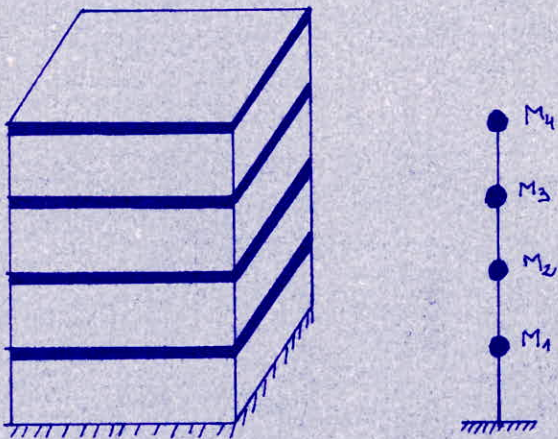
II) Forces sismiques transversales



Vue En plan de la construction

Les masses calculées précédemment, considérées par hypothèse concentrées au niveau de chaque planchee, sont susceptibles de produire des forces d'inertie lors d'une secousse.

Pour la détermination exacte de ces dernières, le schéma de calcul dynamique de la structure est très complexe ; afin de simplifier, on accepte comme schéma dynamique un système où la totalité de la masse de l'étage est concentrée au niveau du planchee.



Schema de calcul

Ainsi, les forces sismiques réelles qui sont dynamiques peuvent être représentées par des sollicitations statiques équivalentes ayant pour expression

$$(H_v)_i = G_i (\delta_v)_i$$

où $(\delta_v)_i$ est un coefficient transversal pour l'étage i

et G_i représente la masse de l'étage i

Le coefficient transversal $(b_v)_i$ s'exprime ainsi

$$(b_v)_i = \alpha \beta_v (\gamma_i) \delta$$

- δ représente un coefficient qui dépend de la nature du sol de fondation

$$\delta = 1,15$$

- α représente l'intensité sismique de calcul et dépend de la sismicité de la région, et de l'importance du bâtiment considéré

α est lié à l'intensité nominale i_n par la relation:

$$\alpha = 2 \frac{(i_n - 8)}{8}$$

Bien que la région, où sera réalisé cette construction, ait une intensité sismique moyenne ($i_n = 8$), les calculs seront faits avec une intensité forte ($i_n = 8,6$). C'est dire l'importance qu'on attribue à la sauvegarde du bâtiment

$$\alpha = 2 \frac{(8,6 - 8)}{8}$$

$$\alpha = 1,5$$

- β représente le coefficient de réponse et est fonction de la période propre et de l'amortissement de la structure.

Pour un amortissement moyen, les règles PS 69 (art 3, 112-113) donne l'expression de β

$$\beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

Du la période T est donnée, pour un contreventement par ossature de béton armé, par les règles PS 69 (art 3, 113-2c)

$$T_v = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_v}}$$

donc d'après les règles PS 69 il vient:

$$T_v = 0,09 \frac{30,41}{\sqrt{24,8}} = 0,5496 \text{ s}$$

$$\beta_V = \frac{0,085}{\sqrt{0,5496}} = 0,1038$$

$$\beta_V = 0,1038$$

Un calcul plus exact du coefficient de sponse peut être fait plus tard par la méthode de Rayleigh

- δ_i représente un coefficient de distribution donné par les règles FS 69 (art 3-112-142)

$$\delta_i(h) = v_i(h) \frac{\sum_{l=1}^n G_l(h) \cdot v_l(h)}{\sum_{l=1}^n G_l(h) \cdot [v_l(h)]^2}$$

$G_i(h)$ représente la masse de l'étage i

$v_i(h)$ le déplacement absolu de l'étage i calculé par la méthode Rayleigh

Niv	G_i (t)	v (cm)	$G_i \cdot v$	$\sum G_i v_i$	$G_i (v)^2$	$\sum G_i (v_i)^2$	γ
6	856	11,128	12093,57	12093,57	170857,96	170857,96	1,3323
5	694	13,160	9133,04	21226,61	120190,84	291048,80	1,2140
4	1087	11,260	12239,62	33466,23	117218,12	427866,99	1,0618
3	1087	8,271	8990,58	42456,81	74361,09	503228,08	0,7800
2	1087	5,278	5737,19	48194	30280,89	533508,97	0,4977
1	1131	3,389	2701,96	50895,96	6454,98	53963,95	0,2253

Calcul de β_v par la méthode des approximations successives.

1^{ère} approximation

Niv	G_i (t)	T_i (t)	R t/dm	Δ_i (cm)	V_i (cm)	ξ_i
6	856	856	8846,498	0,968	17,964	1,000
5	694	1550	7907,791	1,960	16,996	0,9461
4	1087	2637	7929,779	3,325	15,026	0,8370
3	1087	3724	10050,261	3,705	11,711	0,6519
2	1087	4811	11820,769	4,070	8,006	0,4457
1	1131	5942	15095,181	3,936	3,986	0,2991

Dans ce tableau, G_i est le poids du plancher.

$T = \sum G_i$ représente l'effort tranchant appliqué à chaque niveau.

R représente la rigidité relative de niveau calculée dans le chapitre précédent.

$\Delta = \frac{T}{R}$ représente le déplacement relatif de chaque niveau.

$V = \sum \Delta$ représente le déplacement absolu.

ξ_i est un coefficient de réduction $\xi_i = \frac{V_i}{V_{total}}$

Ce calcul sera répété jusqu'à ce que

$$V_n^{total} \approx V_{n-1}^{total}$$

2^{me} approximation

Niv	$G_2 = \sum_1 G_1$	T_2	R	Δ_2	V_2	ξ_2
6	856	856	8846,498	0,968	14,669	1,000
5	656,59	1512,59	7907,791	1,943	13,701	0,934
4	909,82	2422,41	7929,779	3,055	11,788	0,806
3	708,62	3131,03	10050,261	3,115	8,733	0,5953
2	144,48	3615,51	11820,769	3,059	5,618	0,383
1	247,80	3863,31	15095,181	2,559	2,559	0,1744

3^{me} approximation

Niv	$G_3 = \sum_2 G_2$	T_3	R	d_3	V_3	ξ_3
6	856	856	8846,498	0,968	14,199	1,000
5	648,2	1604,2	7907,791	1,902	13,231	0,9313
4	873,51	2377,71	7929,779	2,998	11,329	0,7979
3	647,09	3024,80	10050,261	3,01	8,331	0,5767
2	416,32	3441,12	11820,769	2,941	5,24	0,3747
1	197,25	3638,37	15095,181	2,44	2,44	0,1637

4^{ème} approximation

Niv	$G_4 = \sum_3 G_i$	T_4	R	Δ_4	V_4	ξ_4
6	856	856	8846,488	0,968	14,128	1,000
5	646,67	1502,67	7907,791	1,900	13,16	0,9315
4	867,82	2369,99	7929,779	2,989	11,28	0,797
3	637,74	3007,73	10050,261	2,993	8,271	0,5854
2	407,89	1115,02	11820,769	2,889	5,278	0,3735
1	191,93	3606,95	15095,181	2,389	2,389	0,1691

On remarque que $(V_4^{total} = 14,128) \approx (V_3^{total} = 14,199)$

Rayleigh donne alors l'expression de la période pour le mode fondamental

$$t_1 \approx 0,17 \sqrt{V_4^{total}} = 0,639 \text{ s}$$

$$\text{d'où } \beta_V = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,639}} = 0,0987$$

$$\beta_V = 0,0987$$

Un calcul dynamique simplifié donne :

$$T = 0,2 \sqrt{V_{total}} = 0,7517 \text{ s}$$

$$\beta_V = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,7517}} = 0,0935$$

$$\beta_V = 0,0935$$

Nous remarquons que le calcul de β_V selon les règles B69 est plus sécuritaire.

La détermination du coefficient transversal (δ_v)_i et des forces sismiques transversales totales est à présent facile :

NIV	G_i (t)	α	β_v	δ	δ	δ_v	$H_v = \delta_v G_i$ (t)
6	856	1,5	0,0935	1,3323	1,15	0,2149	183,95
5	694	1,5	0,0935	1,241	1,15	0,2002	138,94
4	1087	1,5	0,0935	1,0618	1,15	0,1713	186,2
3	1087	1,5	0,0935	0,7800	1,15	0,1258	136,74
2	1087	1,5	0,0935	0,4977	1,15	0,0803	87,216
1	1131	1,5	0,0935	0,2253	1,15	0,0363	35,4

Distribution des forces sismiques transversales totales aux portiques transversaux

• L'objectif visé, une fois les forces sismiques totales au niveau de chaque plancher déterminées, est de faire une distribution équitable des forces aux portiques transversaux.

Dans le but d'obtenir un déplacement d'ensemble, ou tous les portiques ont le même déplacement, cette distribution se fera proportionnellement aux rigidités.

Donc la force F_i^m appliquée au niveau i du portique m est égale à

$$F_i^m = (H_v)_i \frac{R_i^m}{\sum R_i}$$

R_i^m représente la rigidité relative du niveau i du portique m

$\sum R_i$ représente la rigidité relative de tout l'étage.

Forces sismiques transversales pour le portique 2

NIV	$4R_i^{(2)}$ t/dm	ΣR_i t/dm	$\frac{4R_i^{(2)}}{\Sigma R_i}$	$(Hv)_i$ (t)	$4F_i^{(2)}$	$F_i^{(2)}$ (t)
6	5753,132	8846,498	0,6503	183,95	119,62	29,91
5	1823,788	7907,791	0,6075	138,94	84,41	21,10
4	4816,596	7929,779	0,6074	186,20	113,08	28,27
3	5775,98	10050,261	0,5747	136,74	78,58	19,65
2	7041,26	11820,769	0,5957	87,216	51,95	12,99
1	8489,408	15095,181	0,5624	35,40	19,91	4,98

III) Forces sismiques Longitudinales

D'une manière analogue, Ses forces sismiques totales longitudinales ont pour expression :

$$(H_u)_i = G_i (b_u)_i$$

avec $(b_u)_i = \alpha \beta_u (\delta_i) \delta_i$.

D'après les règles PS 69 β_u est égal à

$$T_u = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_u}} = 0,09 \frac{30,41}{\sqrt{30,6}} = 0,49476$$

$$\beta_u = \frac{0,085}{\sqrt{0,4947}} = 0,1075$$

Le calcul de β_u par approximations successives donne :

$$T_u = 0,2 \sqrt{15,74} = 0,793476$$

$$\beta_u = \frac{0,085}{\sqrt{0,79348}} = 0,0918$$

$$\beta_u = 0,0918$$

Le même calcul que précédemment a été fait pour le coefficient γ , et les forces longitudinales totales ont les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous.

Niv	G	α	β_u	β_{γ}	γ	δ	$H_u = \beta_u G$
6	856	1,5	0,0918	0,2214	1,15	1,3977	189,52
5	694	1,5	0,0918	0,1937	1,15	1,2230	134,43
4	1087	1,5	0,0918	0,1578	1,15	0,9964	171,53
3	1087	1,5	0,0918	0,1029	1,15	0,6496	111,85
2	1087	1,5	0,0918	0,0511	1,15	0,3229	55,55
1	1131	1,5	0,0918	0,0303	1,15	0,1911	34,27

Les forces sismiques longitudinales des portiques longitudinaux 1 et 2 (le portique longitudinal 3 est le même que le portique longitudinal 1) sont données dans les tableaux ci-joints.

Forces surmiques Longitudinales pour le portique 1 (Axe 1).

NIV	$R_i^{(1)}$	ΣR_i	$\frac{R_i^{(1)}}{\Sigma R_i}$	$(Hu)_i$	$F_i^{(1)} (t)$
6	98,152	434,994	0,2286	189,52	42,76
5	166,124	573,651	0,2896	134,43	38,93
4	166,124	573,651	0,2896	171,53	49,68
3	221,099	746,858	0,2960	111,85	33,11
2	558,57	2021,834	0,2763	55,55	15,35
1	400,814	1466,285	0,2734	34,27	9,37

Forces surmiques Longitudinales pour le portique 2 (Axe 2)

NIV	$R_i^{(2)}$	ΣR_i	$\frac{R_i^{(2)}}{\Sigma R_i}$	$(Hu)_i$	$F_i^{(2)} (t)$
6	238,69	434,994	0,5487	189,52	103,99
5	241,40	573,651	0,4208	134,43	56,57
4	241,40	573,651	0,4208	171,53	72,78
3	304,66	746,858	0,4079	111,85	45,62
2	904,69	2021,834	0,4475	55,55	24,86
1	664,66	1466,285	0,4533	34,27	15,54

IV) Forces sismiques verticales

La force sismique verticale (N_{sv}) d'un poteau est obtenue en multipliant l'effort qui s'exerce à ce poteau par le maximum des coefficients β_u et β_v

$$N_{sv} = \Delta N \times \max \left\{ \beta_u, \beta_v \right\}$$

$$\text{avec } \Delta N = \Delta N_0^L + \Delta N_{g3}^L + PP$$

Il faut remarquer que pour le calcul des poteaux le cumul de ces forces est nécessaire :

N°	ΔN_0^L	N_{g3}^L	ΔN_{g3}^L	ΔN	$\max \left\{ \beta_u, \beta_v \right\}$	$N_{sv}(t)$
15	4,7	27,5	27,5	33,8	0,1808	6,1
16	3,7	83,4	83,4	92	0,1808	16,6
17	4,7	27,5	27,5	33,8	0,1808	6,1
18	10,2	48,6	21,1	37,9	0,1635	6,2
19	3,7	130	46,6	58,9	0,1635	9,6
20	10,2	48,6	21,1	37,9	0,1635	6,2
21	13	84,8	36,2	55,8	0,1399	7,8
22	3,6	210,4	80,4	92,6	0,1399	13
23	13	84,8	36,2	55,8	0,1399	7,8
24	12,6	121,4	36,6	57,8	0,1027	5,9
25	3,5	289,7	79,3	96,3	0,1027	9,9
26	12,6	121,4	36,6	57,8	0,1027	5,9
27	12,7	158,2	36,8	57,6	0,0656	3,8
28	3,4	368,7	79	95	0,0656	6,2
29	12,7	158,2	36,8	57,6	0,0656	3,8
30	12,1	177,6	19,4	39,9	0,0296	1,2
31	12	443,5	44,8	70	0,0296	2,1
32	12,1	182,3	24,1	44,6	0,0296	1,3

II) Calcul des déplacements reel et admissible dans le sens transversal

Le déplacement relatif reel du niveau i est egal à

$$\Delta_i = \frac{T_i}{R_i} \quad (\text{voir chapitre rigidités})$$

T_i represente l'effort tranchant à l'étage i qui est egal à la somme des forces sismiques totales, dans le sens transversal, des etages supérieurs

R_i represente la rigidité relative du niveau i

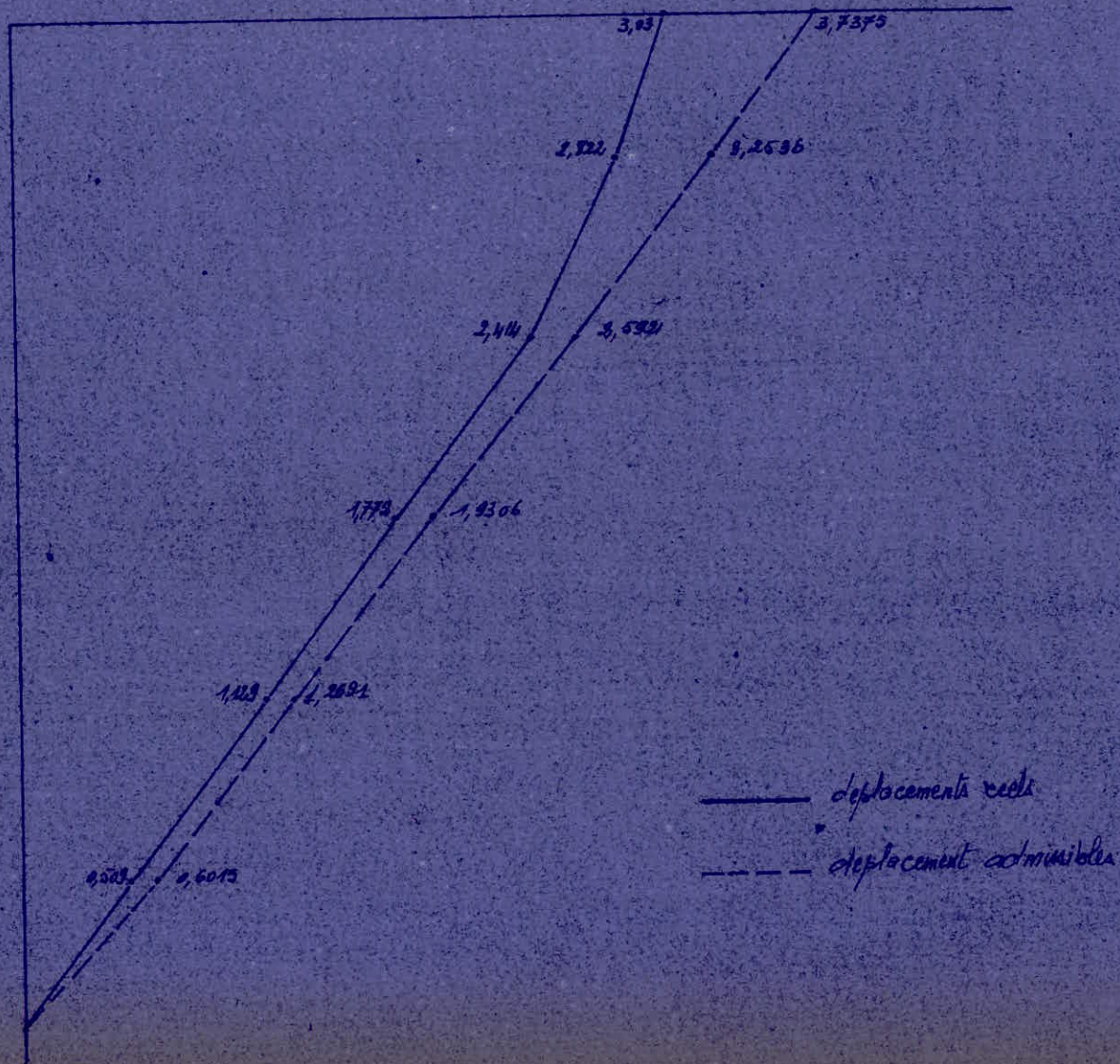
Ce déplacement doit toutefois être inférieur au déplacement admissible fixé par les règles PS 69 à

$$\Delta_i(adm) = \sqrt{\alpha} \frac{h_i}{1000}$$

NIV	$T_i = Q_i$ (t)	R_i (t/dm)	Δ_i (cm)	$\Sigma \Delta_i$ (cm)
6	183,95	8846,498	0,208	3,03
5	322,89	7907,791	0,408	2,822
4	509,09	7929,779	0,642	2,414
3	645,83	10050,261	0,643	1,772
2	733,05	11820,769	0,620	1,129
1	768,17	15095,181	0,509	0,509

NIV	R_{niv} (m)	$\frac{h_i}{1000}$ (cm)	$\sqrt{\alpha} \frac{h_i}{1000}$ (cm)	$\Sigma \Delta_i(adm)$ (cm)
6	3,95	0,395	0,4839	3,7375
5	5,4	0,540	0,6615	3,2536
4	5,4	0,540	0,6615	2,5921
3	5,4	0,540	0,6615	1,9306
2	5,45	0,545	0,6676	1,2691
1	4,91	0,491	0,6015	0,6015

Deplacements Transversaux - Diagramme

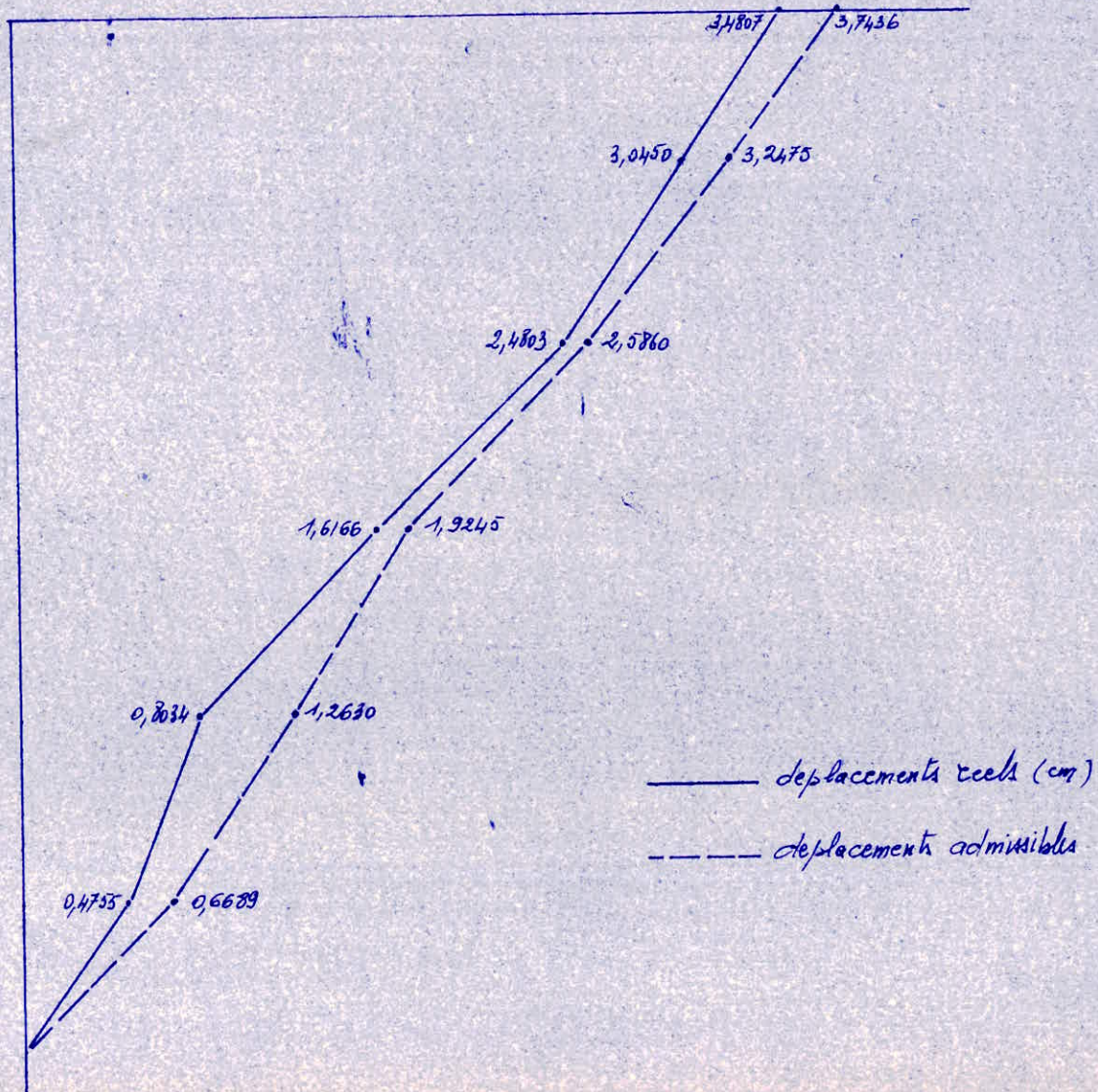


II) Calcul des déplacements réel et adimensionale dans le sens Longitudinal

NIV	T (t)	R t/m	Δ cm	$\Sigma \Delta$
6	189,52	434,994	0,4357	3,4807
5	323,95	573,651	0,5647	3,0450
4	495,48	573,651	0,8637	2,1803
3	607,33	746,858	0,8132	1,6166
2	662,88	2021,834	0,3279	0,8034
1	697,15	1466,285	0,4755	0,4755

NIV	E_{niv} cm	$\frac{h}{1000}$ (cm)	$\sqrt{x} \frac{h}{1000}$	$\Sigma \Delta$ (adm) (cm)
6	405	0,405	0,4961	3,7436
5	540	0,540	0,6615	3,2475
4	540	0,540	0,6615	2,5860
3	540	0,540	0,6615	1,9245
2	485	0,485	0,5941	1,2680
1	546	0,546	0,6689	0,6689

Deplacements Longitudinaux - Diagramme -



Chapitre 6

Ferraillage du Portique 2

Calcul des Poutres:

L'analyse du structure a été faite avec ordinateur, grâce au programme STRESS (STRUCTURAL Engineering System Solver).

Les résultats, moments fléchissants, efforts tranchants et normaux sont schématisés sur les poutres mêmes.

Les poutres ont été calculées sous les sollicitations suivantes:

$(G) + 1,2(P)$: charges permanentes + surcharges majorées

$(G) + (P)$: charges permanentes + surcharges

(S) : Seisme

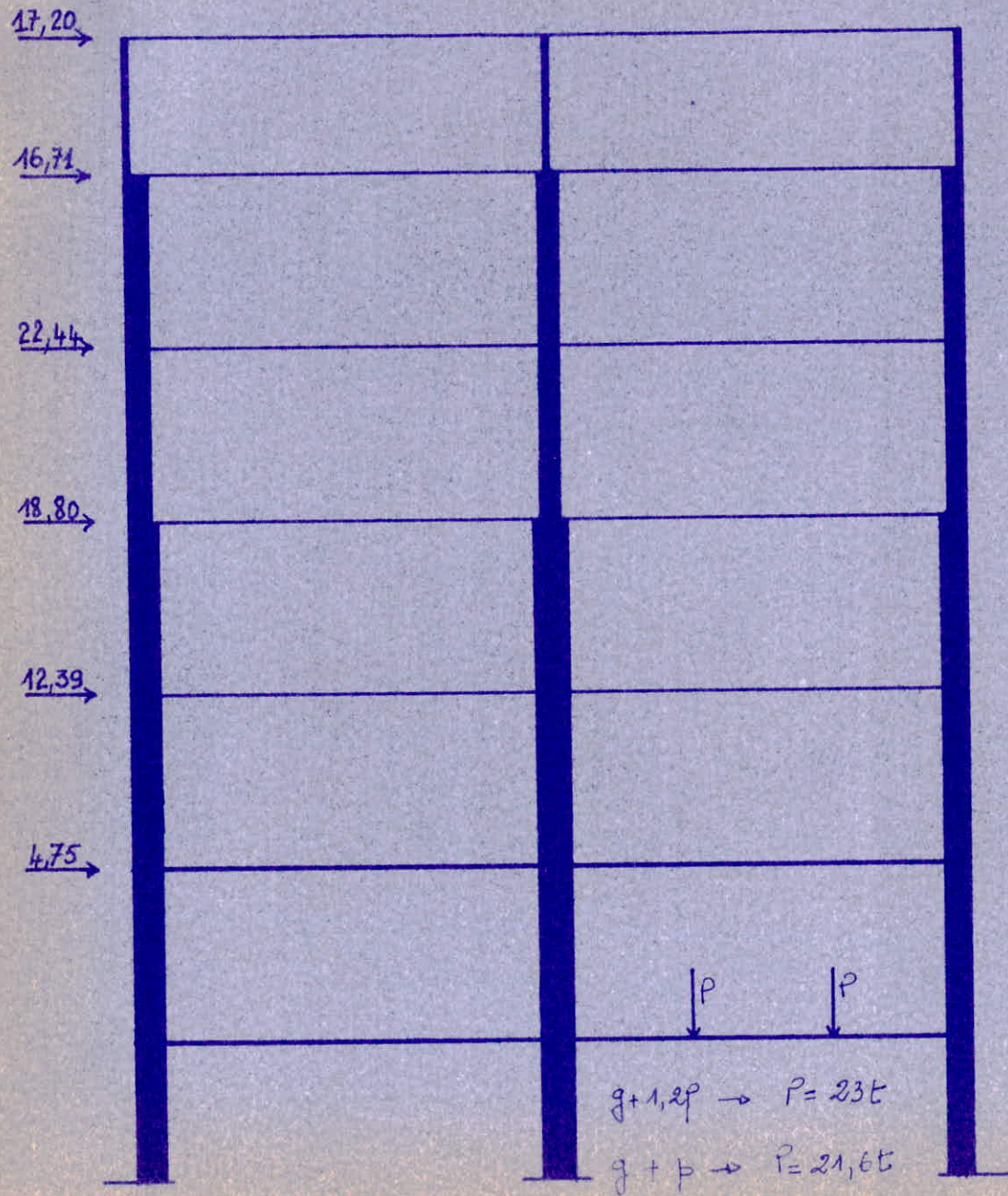
Le vent n'a pas été pris en considération, car les faibles charges qu'il amène (faibles relativement aux charges du seisme).

Quant au ferrailage des poutres et poteaux, les sollicitations prises en compte sont conformes à l'article 7 (BA 65 p 27).

Sollicitation du 1^{er} genre $(G) + 1,2(P)$

Sollicitation du 2^{ème} genre $(G) + (P) + (S)$

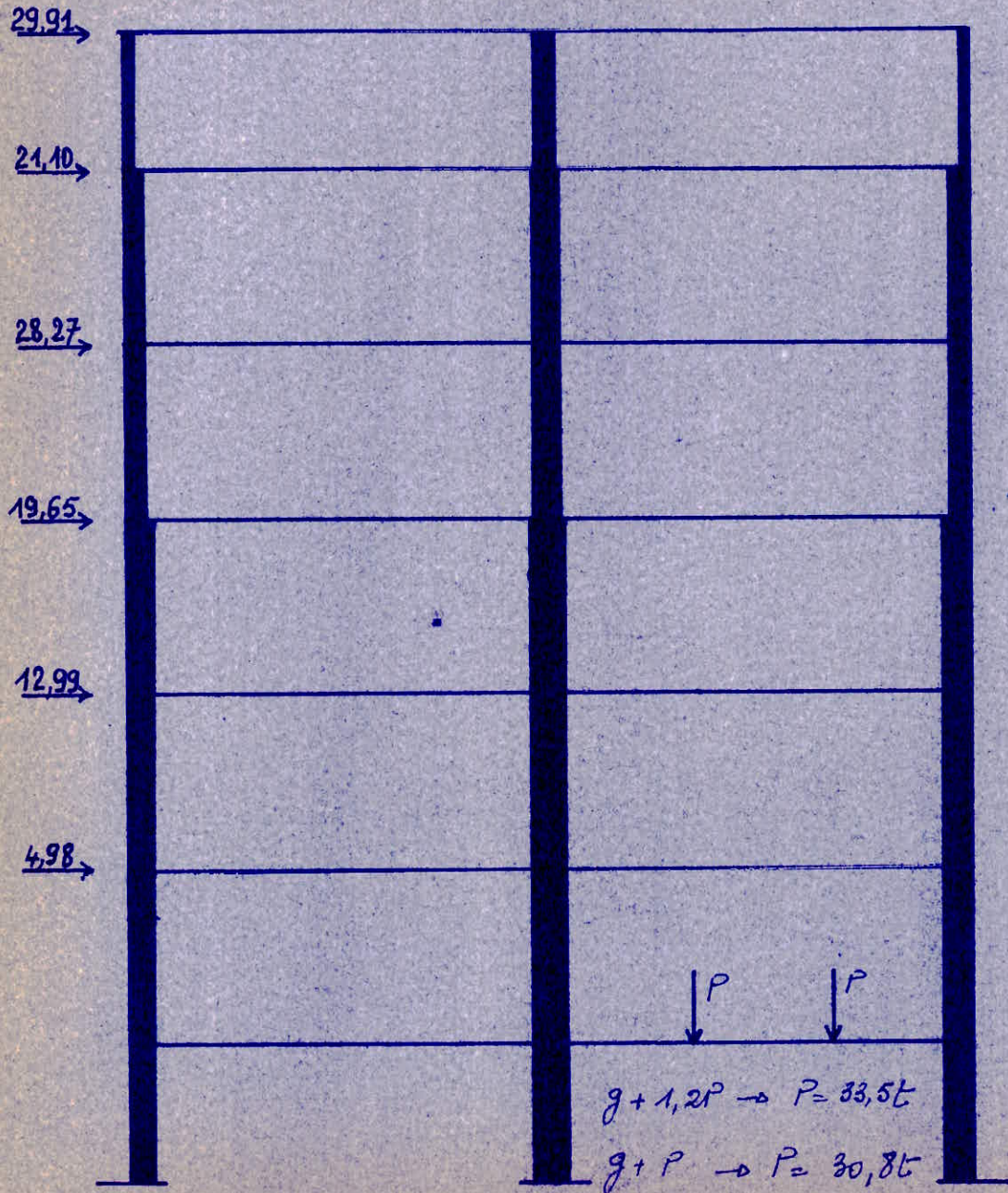
Remarque: Comme sollicitation du 1^{er} genre, il aurait fallu considérer également celle définie par $(G) + (P) + (V)$; mais le manque de temps me l'a malheureusement pas permis.



Portique Transversal 1

charges verticales

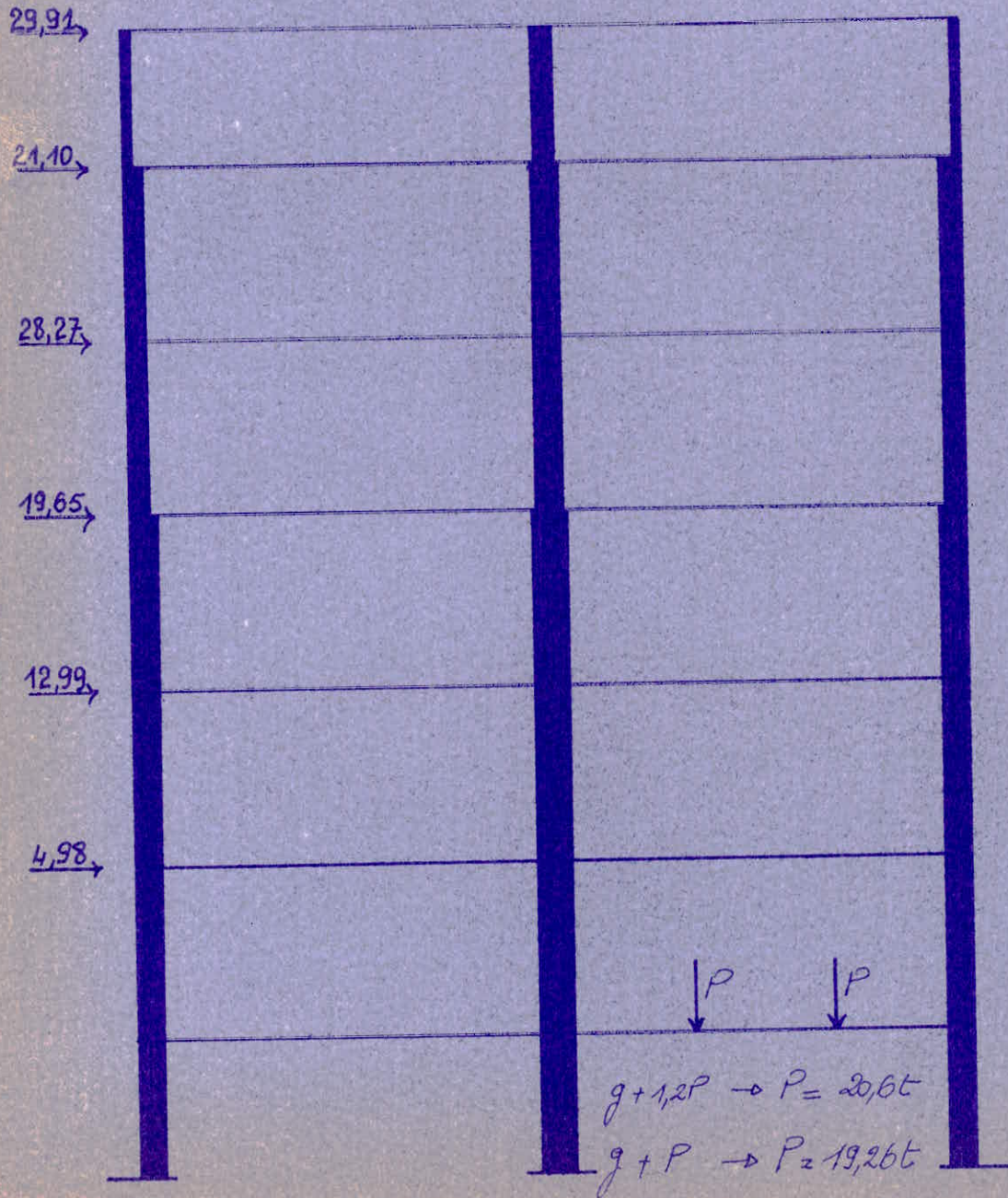
Niv	(t/m)	
	$g + 1,2p$	$g + p$
6	4,01	3,89
5	4,21	4,03
4	5,97	5,67
3	5,97	5,67
2	5,97	5,67
1	7,09 / 5,71	6,69 / 5,41
0	3,15 / 1,30	3,10 / 1,30



Portique Transversal 2

charges verticales

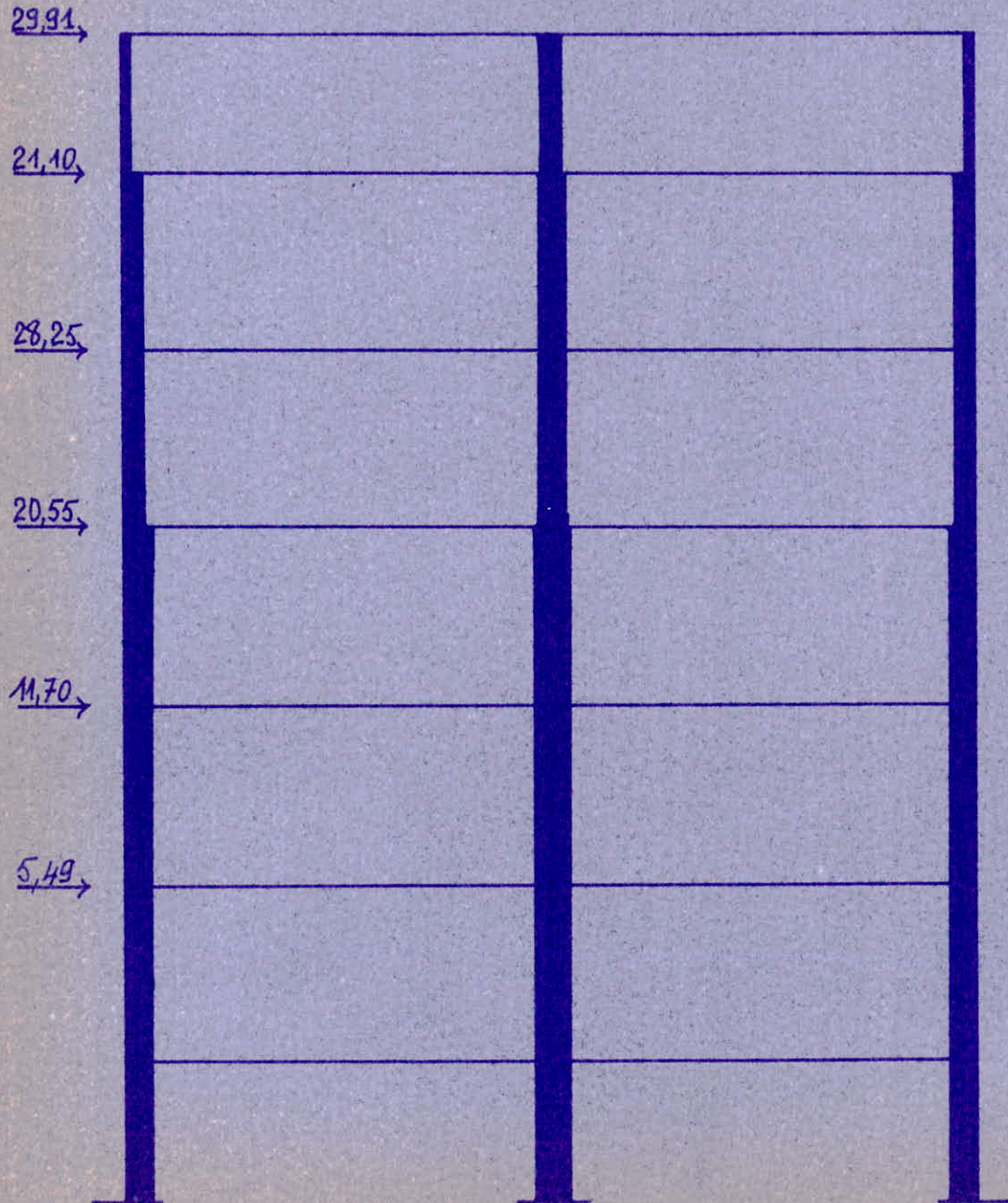
NIV	(t/m)	
	$g + 1,2P$	$g + P$
6	6,97	6,73
5	5,41	5,06
4	6,96	6,36
3	6,96	6,36
2	6,96	6,36
1	9,09 7,06	8,29 6,46
0	1,80 1,30	1,70 1,30



Portique Transversal 5

charges verticales

NIV	(t/m)	
	$g + 1,2P$	$g + P$
6	6,97	6,01
5	5,41	5,06
4	6,96	6,36
3	6,96	6,36
2	6,96	6,36
1	9,09 8,40	8,29 7,79
0	1,70 1,62	1,70 1,62



Portique Transversal 5

charges verticales

NIV	(t/m)	(t/m)
	$g+1,2p$	$g+p$
6	6,97	6,73
5	5,41	5,06
4	6,96	6,36
3	6,96	6,36
2	6,96	6,36
1	9,09	8,29
0	1,80	1,70

17,20 →

16,71 →

22,44 →

18,80 →

11,15 →

5,24 →

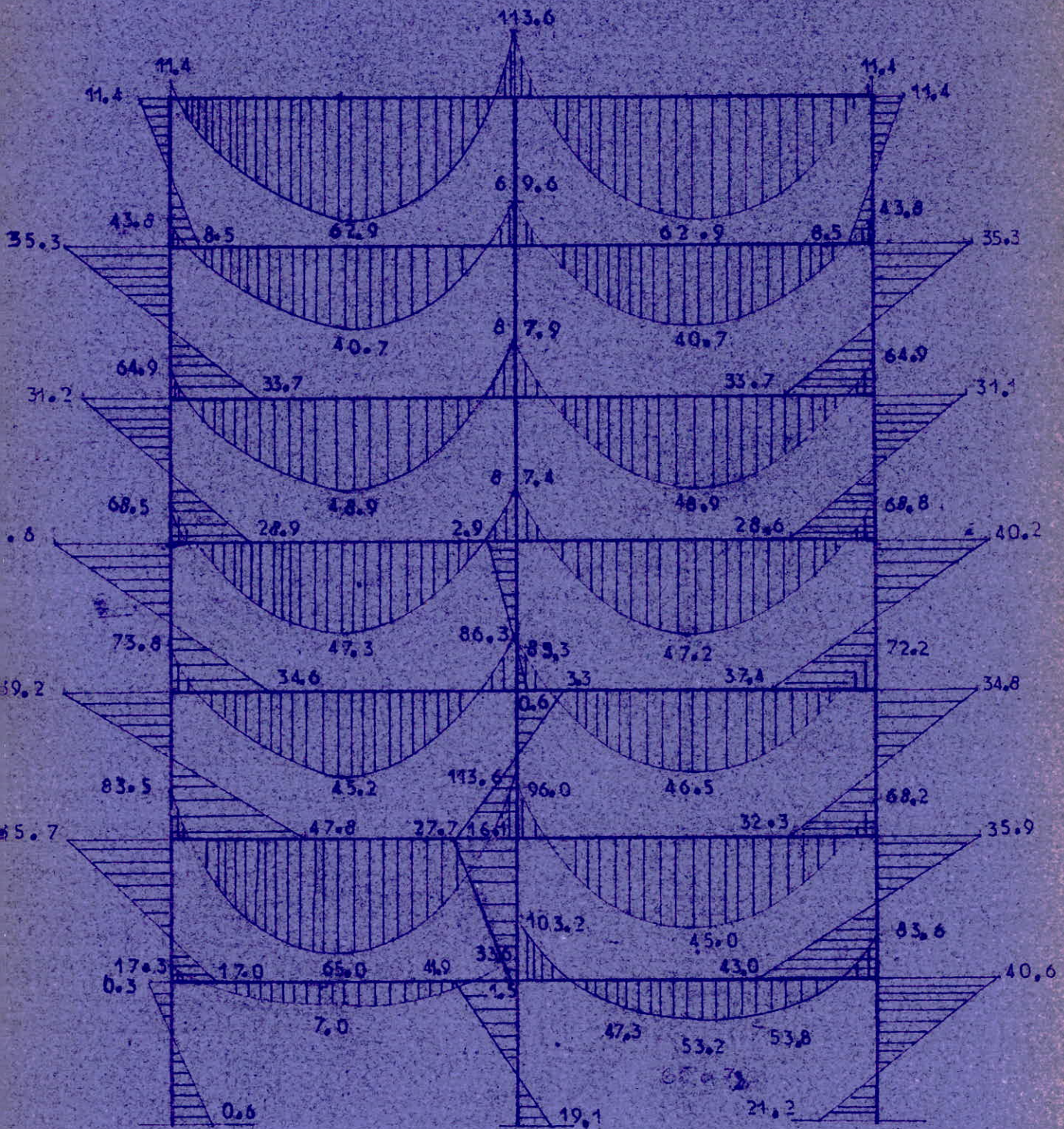
Portique Transversal 7

charges verticales

NIV	(t/m)	
	g+1,2P	g+P
6	4,37	4,25
5	4,21	4,03
4	5,97	5,67
3	5,97	5,67
2	5,97	5,67
1	7,09	6,69
0	3,15	3,10

MOMENTS

PORTIQUE 2

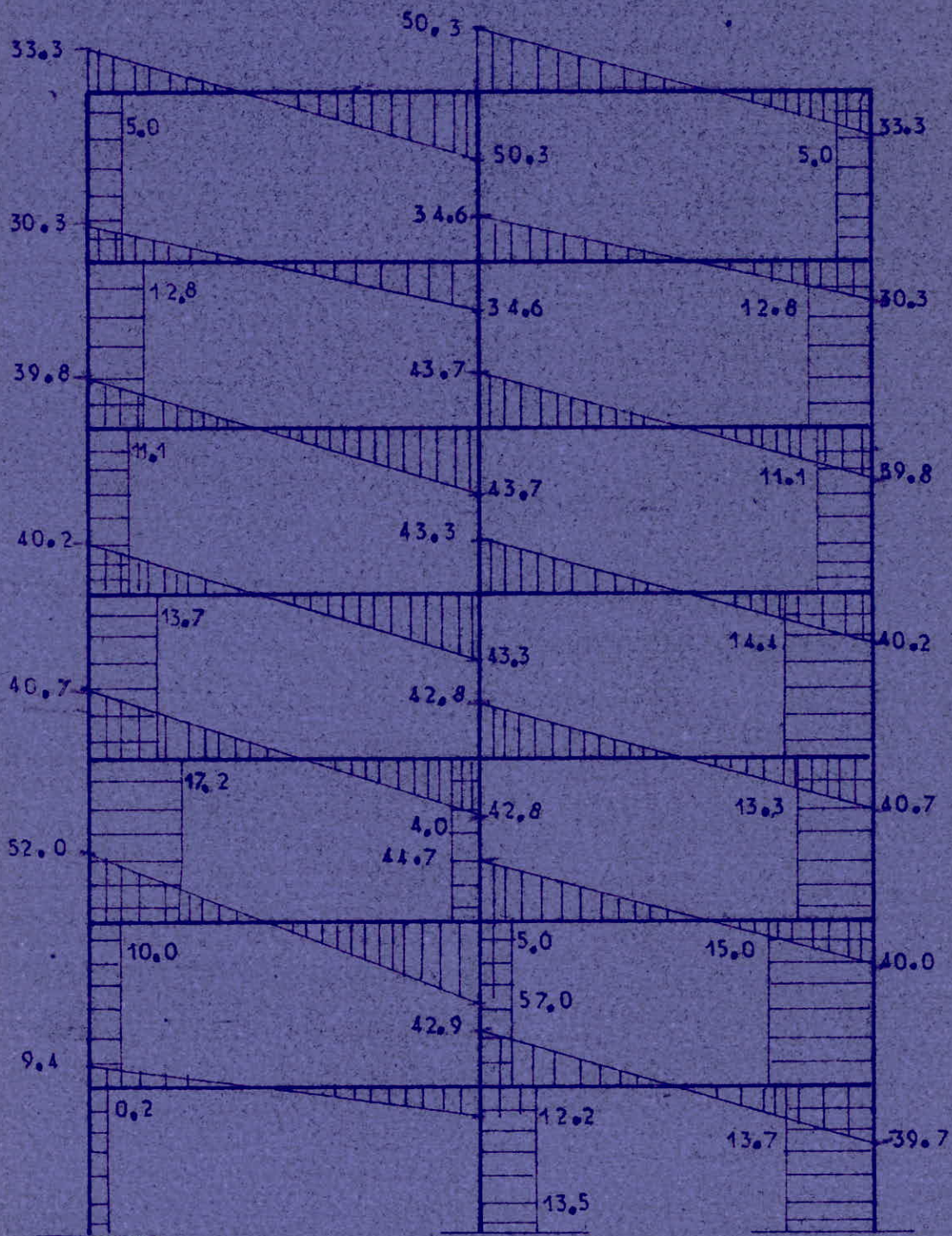


CHARGE VERTICALE $g+1,2p$

BLOC 1

EFFORTS TRANCHANTS

POR TIQUE 2

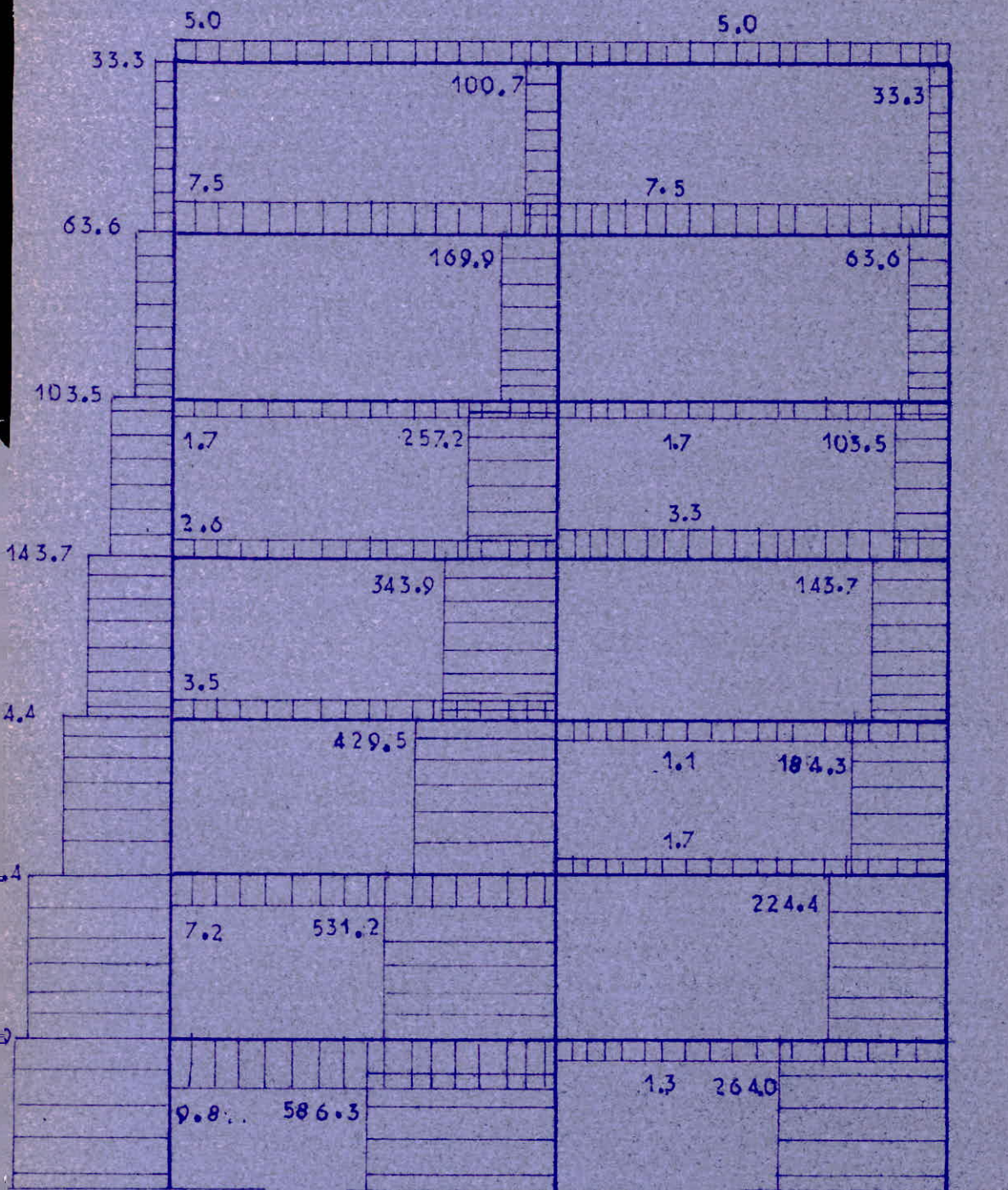


EFFORTS NORMAUX

BLOC 1

CHARGES VERTICALES

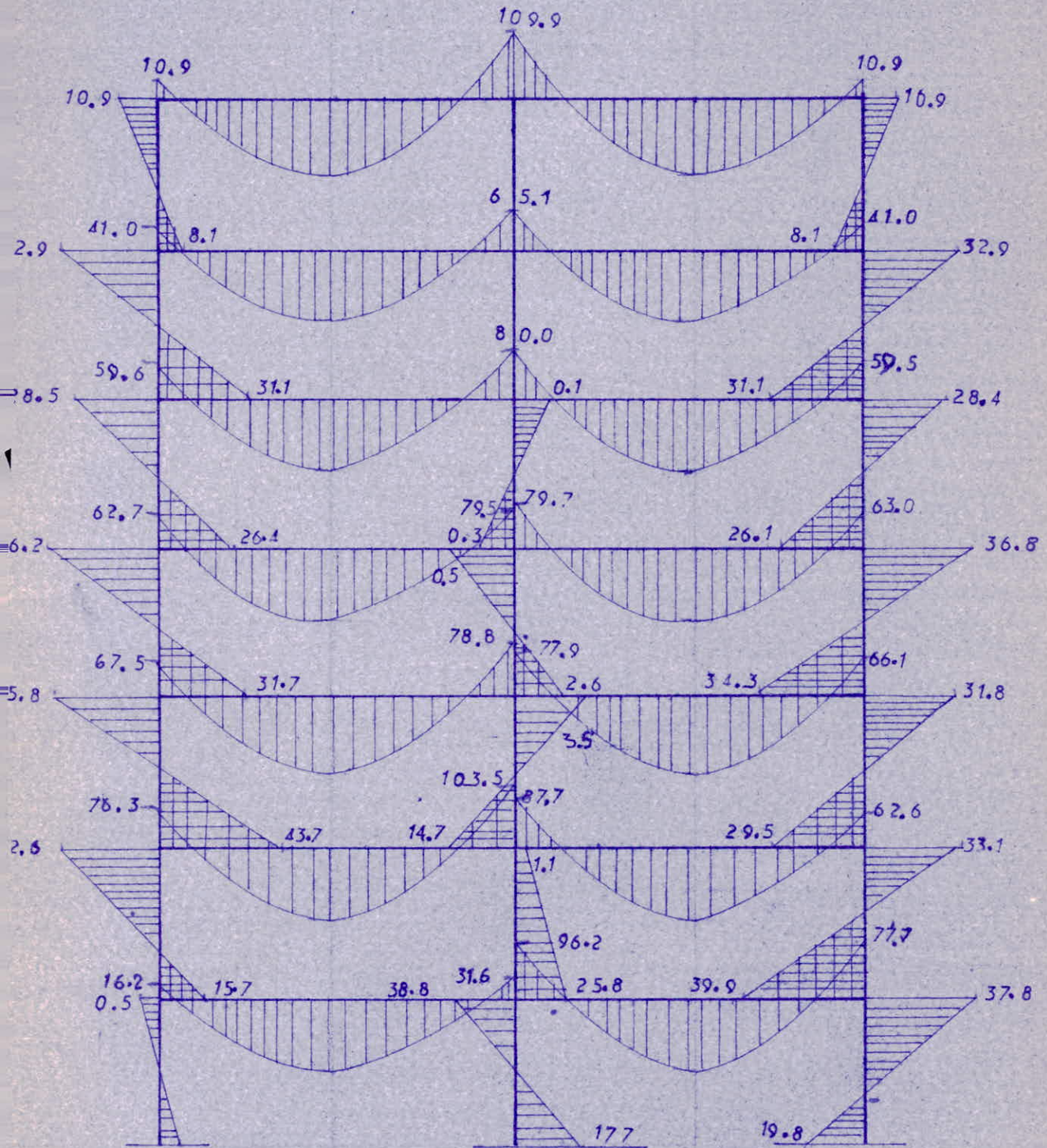
PORTIQUE 2



CHARGES VERTICALES q4

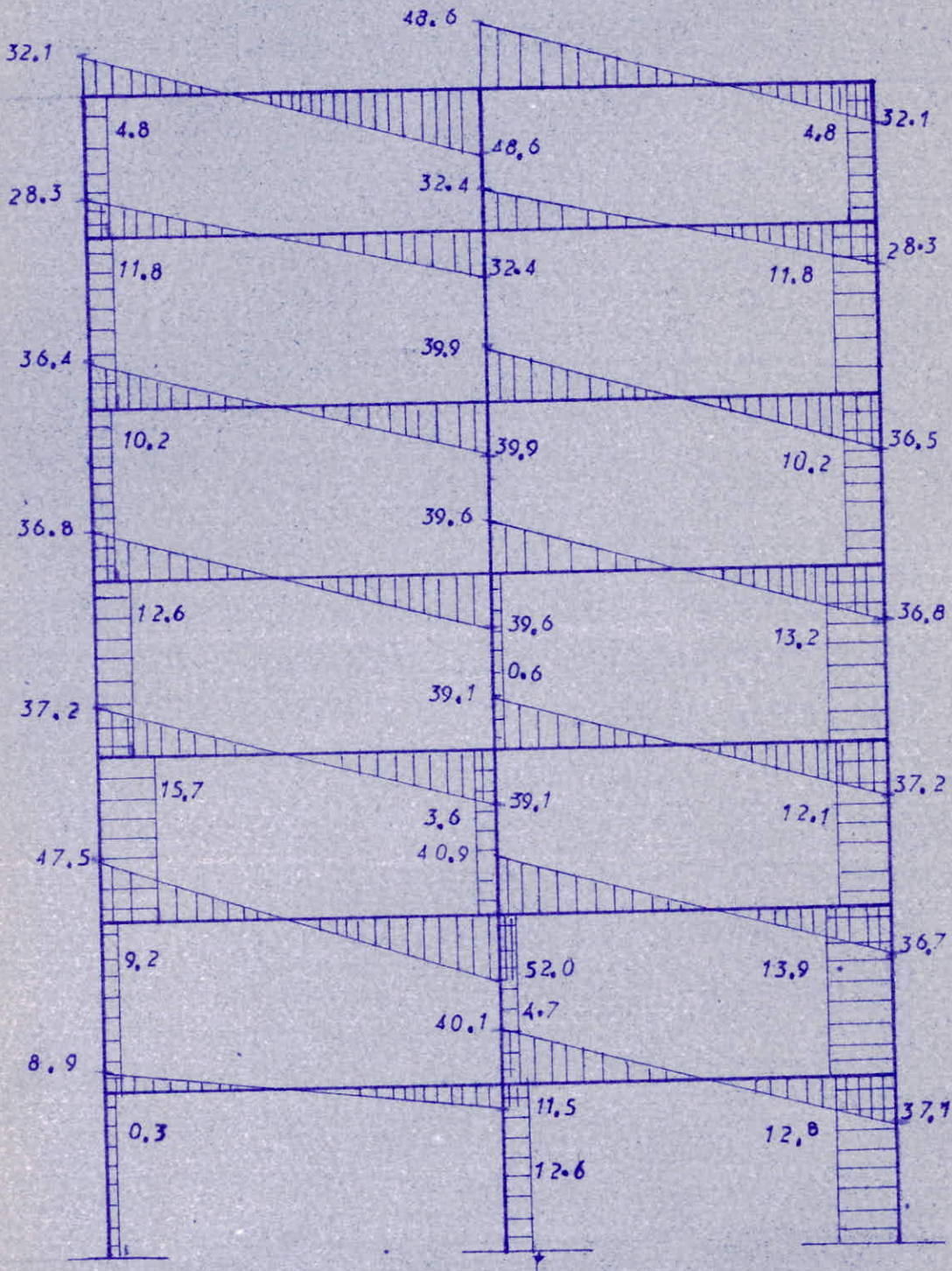
MOMENTS

PORTIQUE 2

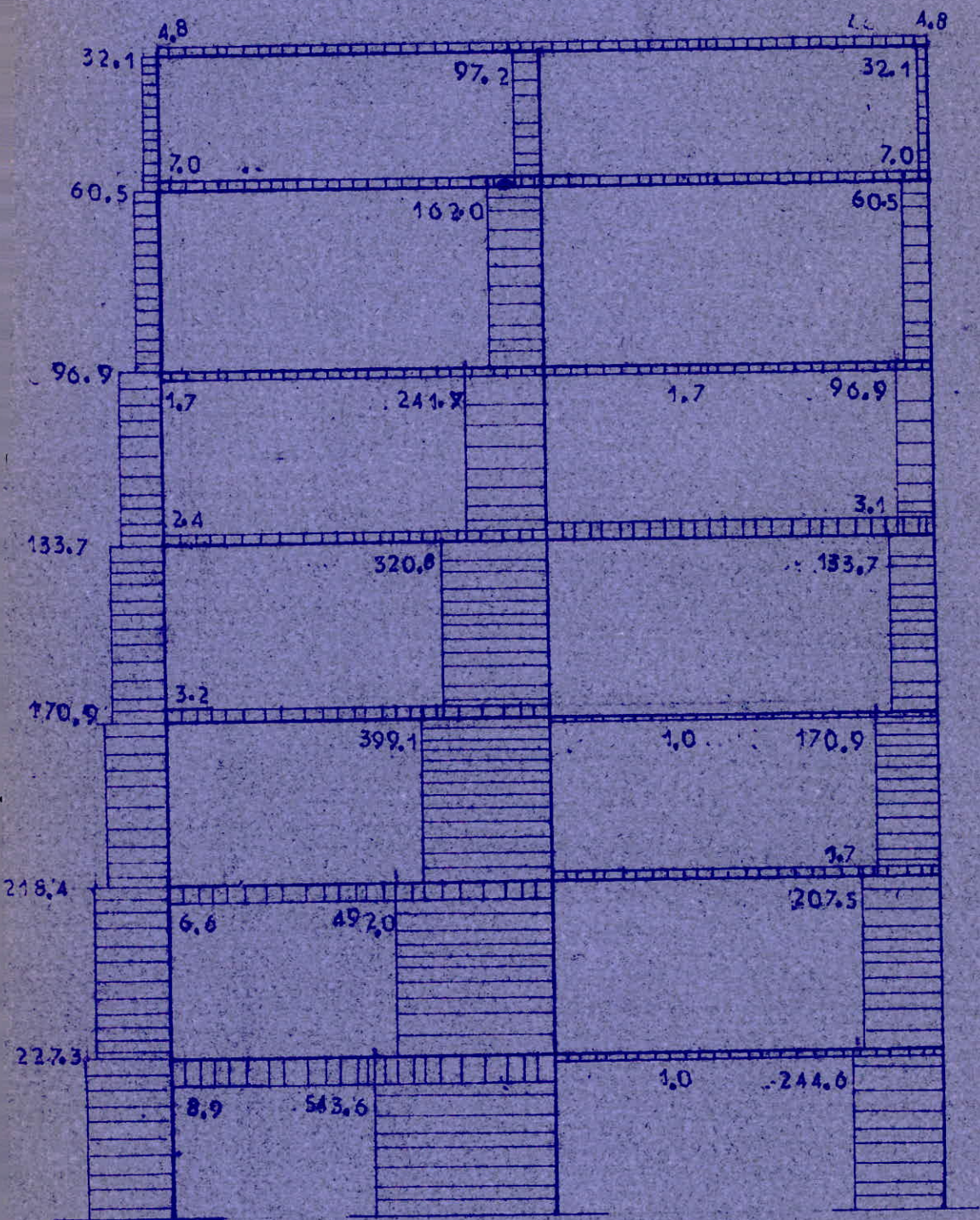


CHARGE VERTICALE q^4 EFFORTS TRANCHANTS

BLOC 1
PORTIQUE 2

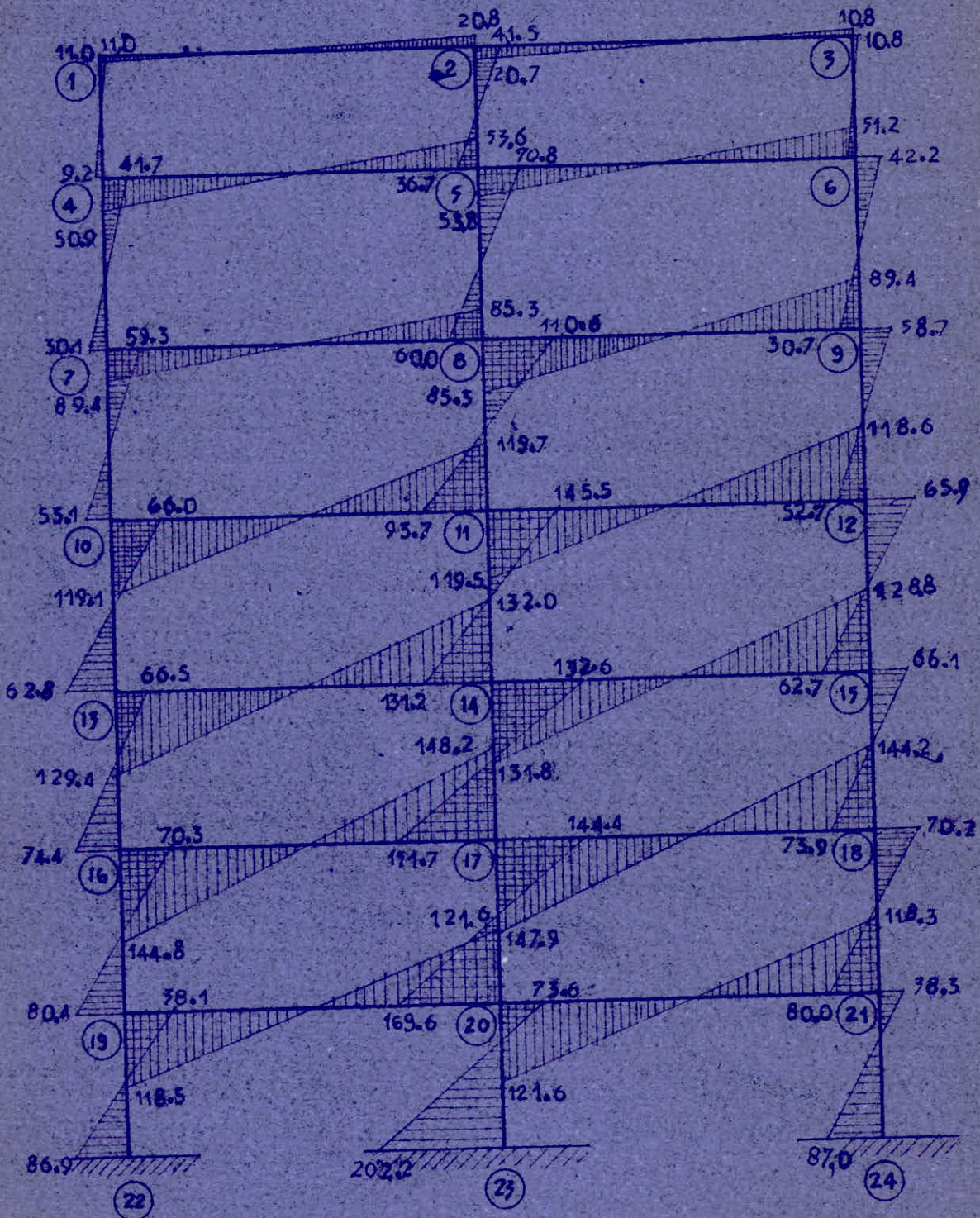


CHARGE VERTICALE q₄ EFFORTS NORMAUX

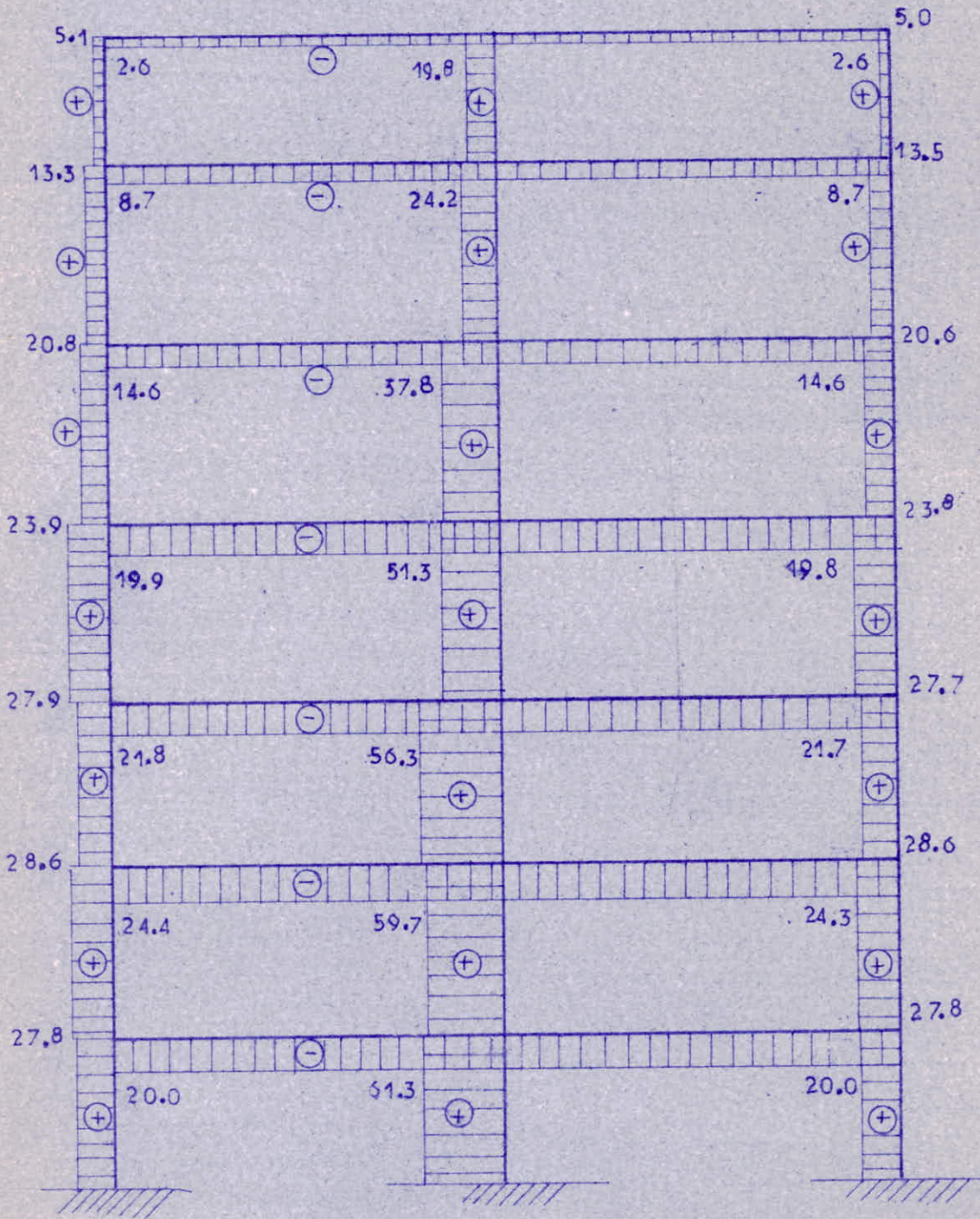


Séisme.
MOMENTS (T.m.).

BLOC .1.
PORTIQUES: 2 et 5.



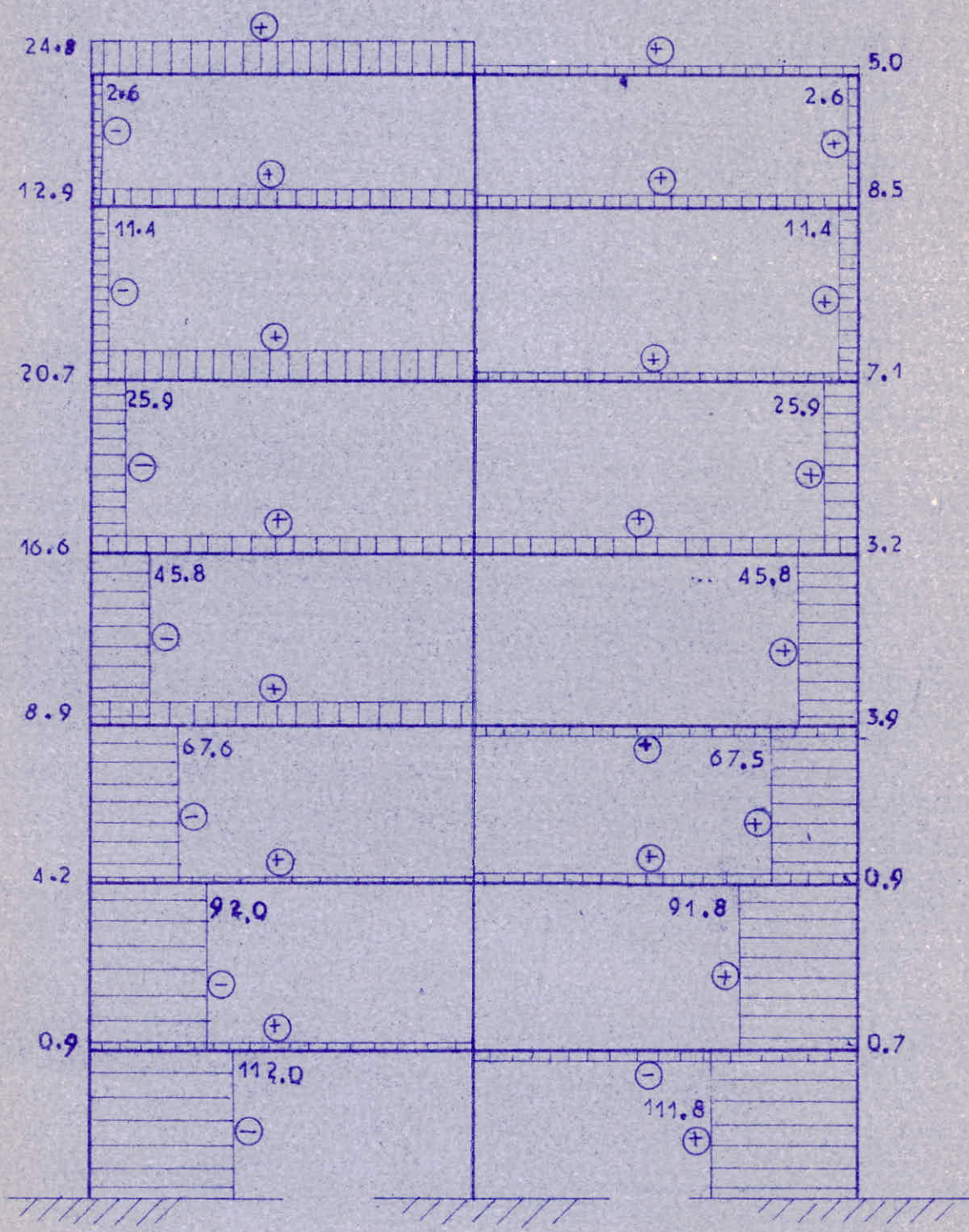
SEISME
EFFORTS TRANCHANTS (T)



SEISME

EFFORTS NORMAUX (τ)

- BLOC 1 -
PORTIQUES: 2 et 5



efforts poteaux (charge verticale)

cas (A)

N°	Cumul $\Sigma(DN=l_{90})$	N_{92}^l	$N_0^l = N_{92}^l - \Sigma DN$	PP	N_{92}^t	N_{92}	ME	ML
15	5	9,7	4,7	1,6	33,3	39,6	11,4	0,2
16	7,5	11,2	3,7	4,9	100,7	109,3	0	0,3
17	5	9,7	4,7	1,6	33,3	39,6	11,4	0,2
18	10	24,9	14,9	8,2	63,6	86,7	35,3	1,1
19	15	22,4	7,4	13,5	169,9	190,8	0	0,7
20	10	24,9	14,9	8,2	63,6	86,7	35,3	1,1
21	15	42,9	27,9	14,8	103,5	146,2	31,2	1,1
22	22,5	33,5	11	22,1	257,2	290,3	0	0,6
23	15	42,9	27,9	14,8	103,5	146,2	31,2	1,1
24	20	60,5	40,5	23,4	143,7	207,6	39,6	1,2
25	30	44,5	14,5	35,6	343,9	394	2,9	0,9
26	20	60,5	40,5	23,4	143,7	207,6	39,6	1,2
27	25	78,2	53,2	31,5	184,4	269,1	47,8	1,5
28	37,5	55,4	17,9	48,2	429,5	495,6	16,1	0,5
29	25	78,2	53,2	31,5	184,3	269	34,8	1,2
30	35	100,3	65,3	39,9	236,4	341,6	35,7	1,1
31	57,5	87,4	29,9	61,4	531,2	622,5	27,7	0,4
32	35	100,3	65,3	39,9	224,4	329,6	43	1,1
33	35	113	78	47,1	245,9	371	0,6	0,4
34	57,5	97,4	39,7	72,7	586,3	698,7	41,9	0,5
35	35	113	78	47,1	264	389,1	40,6	0,4

Spot Potcaux (Saison transversal) cas (B)

N°	N_{94}^L	N_{94}^P	PP	N_{sv}	$(N_{ind})_t$	N_1	M_{94+st}^L	M_{94}^L
15	32,1	4,7	1,6	6,1	2,6	47,1	21,8	0,2
16	97,2	3,7	4,9	16,6	0	122,4	120,9	41,5
17	32,1	4,7	1,6	6,1	2,6	47,1	21,8	0,2
18	60,5	14,9	8,2	12,3	11,4	107,3	74,6	1,1
19	162	7,4	13,5	26,2	0	209,1	70,8	0,7
20	60,5	14,9	8,2	12,3	11,4	107,3	74,6	1,1
21	96,9	27,9	14,8	18,7	25,9	184,2	87,8	1,1
22	241,7	11	22,1	39,2	0	314	110,7	0,6
23	96,9	27,9	14,8	18,7	25,9	184,2	87,8	1,1
24	133,7	40,5	23,4	24,6	45,8	268	102,2	1,2
25	320,8	14,5	35,6	49,1	0	420	146	0,9
26	133,7	40,5	23,4	24,6	45,8	268	102,2	1,2
27	170,9	53,2	31,5	28,4	67,6	351,6	117,8	1,5
28	399,1	17,9	48,2	55,3	0	520,5	166,4	0,5
29	170,9	53,2	31,5	28,4	67,5	351,5	103,4	1,2
30	218,4	65,3	39,9	29,6	92	445,2	102,9	1,1
31	492	29,9	61,4	57,4	0	640,7	195,4	0,4
32	207,5	65,3	39,9	29,7	91,8	424,2	119,9	1,1
33	227,3	78	47,1	29,6	112	494	87,5	0,4
34	543,6	39,7	72,7	57,4	0	713,4	219,9	0,5
35	244,6	78	47,1	29,7	111,8	511,2	106,8	0,4

Epoche Poteaux (Acisme transversal) cas ©

N ^o	N _E ⁹³	N ₀ ^e	PP	N _{SV}	(N _{ind}) _E	N ₂	M _E ⁹³⁺³⁵	M ₀ ⁹²
15	27,5	4,7	1,6	6,1	2,6	25,1	20,0	0,2
16	83,5	3,7	4,9	16,6	0	75,4	41,5	0,3
17	27,5	4,7	1,6	6,1	2,6	25,1	20,0	0,2
18	48,6	14,9	8,2	12,3	11,4	48	67,9	1,1
19	130	7,4	13,5	26,2	0	124,7	70,8	0,7
20	48,6	14,9	8,2	12,3	11,4	48	67,9	1,1
21	84,8	27,9	14,8	18,7	25,9	82,9	88,2	1,1
22	210,4	11	22,1	39,2	0	204,3	110,6	0,6
23	84,8	27,9	14,8	18,7	25,9	82,9	88,2	1,1
24	121,4	40,5	23,4	24,6	45,8	114,9	101,4	1,2
25	289,7	14,5	35,6	49,1	0	290,7	145,5	0,9
26	121,4	40,5	23,4	24,6	45,8	114,9	101,4	1,2
27	158,2	53,2	31,5	28,4	67,5	146,9	96,6	1,5
28	368,7	17,9	48,2	55,3	0	379,5	153,5	0,5
29	158,2	53,2	31,5	28,4	67,5	147	95,1	1,2
30	177,6	65,3	39,9	31	92	159,8	89,0	1,1
31	413,5	29,9	61,4	57,4	0	447,4	199,0	0,4
32	182,3	65,3	39,9	31	91,8	166	117,1	1,1
33	186,1	78	47,1	29,6	112	169,6	88,6	0,4
34	465,9	39,7	72,7	57,4	0	520,9	218,7	0,5
35	219	78	47,1	29,7	111,8	202,6	106,8	0,4

Effekt Potcaux (Série Longitudinal) cas ①

N°	N ₉₄ ^L	N ₀ ^L	PP	(Nind) ₂	N _{SV}	N ₃	M _L ⁹⁴	M _L ⁹⁴⁺⁹⁸
15	32,4	4,7	1,6	0,3	6,1	44,8	10,9	13,5
16	97,2	3,7	4,9	3,9	16,6	126,3	0	34,6
17	32,1	4,7	1,6	0,3	6,1	44,8	10,9	13,5
18	60,5	14,9	8,2	1,4	12,3	97,3	32,9	42,5
19	162	7,4	13,5	9	26,2	218,1	0	79,3
20	60,5	14,9	8,2	1,4	12,3	97,3	32,9	42,5
21	96,9	27,9	14,8	4,4	20,1	164,1	28,5	62,5
22	244,7	11	22,1	12,6	39,2	326,6	0,3	108,2
23	96,9	27,9	14,8	4,4	20,1	164,1	28,5	62,5
24	133,7	40,5	23,4	5,4	26	229	36,2	71,4
25	320,8	14,5	35,6	16,1	49,1	436,1	2,6	128
26	133,7	40,5	23,4	5,4	26	229	36,2	71,4
27	170,9	53,2	31,5	6,3	29,8	291,7	43,7	91,8
28	399,1	17,9	48,2	19,8	55,3	549,3	14,7	170,6
29	170,9	53,2	31,5	6,3	29,8	291,7	31,8	91,6
30	218,4	65,3	39,9	2,7	34	357,3	32,1	96,5
31	492	29,9	61,4	24,4	57,4	665,1	25,8	168,9
32	207,5	65,3	39,9	2,7	34,1	346,5	39,9	92,4
33	227,3	78	47,1	1,9	34	385,3	0,6	92,3
34	543,6	39,7	72,7	25,5	57,4	738,4	38,8	188,5
35	244,6	78	47,1	1,9	34,1	402,7	37,8	92,4

Efectul Poteaux (Seisme longitudinal) cas (E)

N ^o	N ₉₃ ^t	N ₀ ^p	PP	(N _{ind}) ₂	N _{sv}	N ₄	M _E ⁹³	M _E ⁹¹⁺²⁰
15	27,5	4,7	1,6	0,3	6,1	27,4	9,1	13,5
16	83,4	3,7	4,9	3,9	16,6	71,5	0	34,6
17	27,5	4,7	1,6	0,3	6,1	27,4	9,1	13,5
18	48,6	14,9	8,2	1,4	12,3	58	28,5	42,5
19	130	7,4	13,5	9	26,2	115,7	0	79,3
20	48,6	14,9	8,2	1,4	12,3	58	28,5	42,5
21	84,8	27,9	14,8	4,4	20,1	103	28,9	62,5
22	210,4	11	22,1	12,6	39,2	194,7	0	108,2
23	84,8	27,9	14,8	4,4	20,1	103	28,9	62,5
24	121,4	40,5	23,4	5,4	26	153,9	35,4	71,4
25	289,7	14,5	35,6	16,1	49,1	274,6	0,2	128
26	121,4	40,5	23,4	5,4	26	153,9	35,4	71,4
27	158,2	53,2	31,5	6,3	29,8	206,8	29,3	91,8
28	368,7	17,9	48,2	19,8	55,3	359,7	1,8	170,6
29	158,2	53,2	31,5	6,3	29,8	206,8	29	91,6
30	177,6	65,3	39,9	2,7	31	249,1	11,9	96,5
31	413,5	29,9	61,4	24,4	57,4	423	29,4	168,9
32	182,3	65,3	39,9	2,7	31,1	253,7	37,1	92,4
33	186,1	78	47,1	1,9	31	278,3	4	92,3
34	465,9	39,7	72,7	25,5	57,4	495,4	36,2	187,5
35	273	78	47,1	1,9	31,1	341,1	38,6	92,4

Calcul des efforts des poteaux

Charges permanentes cas A

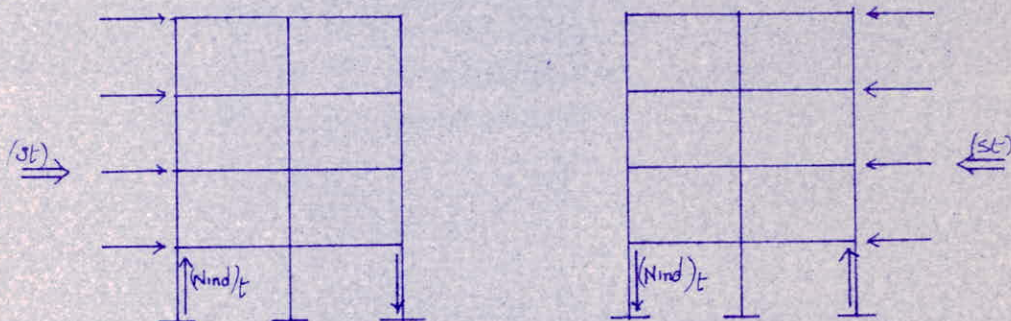
Chaque poteau est soumis à un effort normal et deux moments l'un dans le sens transversal, l'autre dans le sens longitudinal.

Si la combinaison $g + 1,2p$ est désignée par q_1 , l'effort normal s'écrit alors

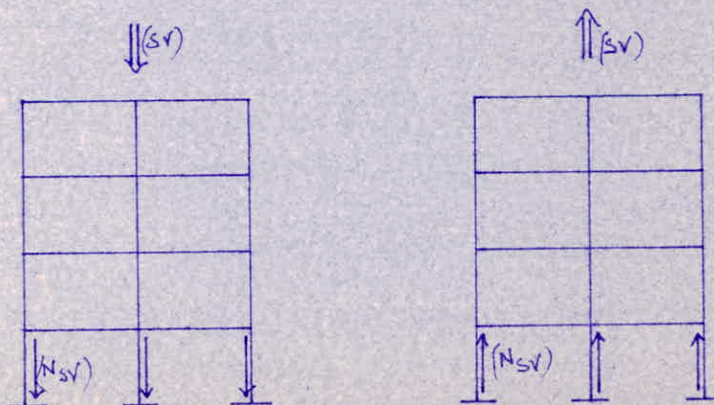
$$N_{q_1} = N_{q_1}^t + (N_{q_1}^l - l_{q_0}) + PP$$

Les moments sont $M_E^{q_1}$ et $M_L^{q_1}$ c'est à dire respectivement les moments dus à la charge $q_1 = g + 1,2p$ dans le sens transversal et longitudinal

Sens transversal (st)



Ce schéma de calcul est à combiner avec celui du sens vertical :



Afin de déterminer les efforts normaux max et min deux cas sont alors à distinguer :

Cas B

si $q_4 = g + p$, l'effort normal maximum sera alors

$$N_2 = N_{q_4}^t + (N_{q_1}^e - l_{q_0}) + PP + (N_{ind})_t + N_{sv}$$

Les moments correspondants sont :

$M_t^{(q_4+st)}$ qui représente la somme arithmétique dans le sens transversal des moments dus à q_4 et st

$M_t^{q_1}$ le moment dans le sens longitudinal du à q_1

Cas C

si $q_3 = g + \begin{cases} p \\ ou \\ p/5 \end{cases}$ l'effort normal minimum sera alors :

$$N_2 = N_{q_3}^t + (N_{q_1}^e - l_{q_0}) + PP - (N_{ind})_t - N_{sv}$$

les moments correspondants sont $M_t^{q_3}$ et $M_t^{q_3+st}$

Calcul du Fermeillage des Poteaux.

Le calcul exact des sections soumise à la flexion déviée est toujours assez complexe. Aussi utilise-t-on très fréquemment des méthodes approchées : Calculer la section en flexion simple dans les deux sens principale et vérifier que le cumul des contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible.

Le problème se complexifie encore plus en flexion déviée composée, car comment l'effort normal N doit-il être reparti entre les moments M_t et M_p ?

Nombreux sont les artifices de calcul utilisés dans ce cas :

- On calcule la section avec N et M_t d'une part puis avec N et M_p d'autre part. Mais cette façon de procéder compte deux fois N c'est pourquoi on déduit du cumul des contraintes, la contrainte due à N tout seul (compression simple).

- On calcule la section avec N et M_t d'une part puis M_p d'autre part et on vérifie que le cumul des contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible

Il existe d'autres procédés, qui consistent à décomposer l'effort normal N en deux parties N_t et N_p - cette décomposition peut être faite de plusieurs façons : Certains admettent que N_t et N_p sont respectivement proportionnels à M_t et M_p

d'autres admettent que N_t et N_e sont proportionnels à $\sqrt{M_t}$ et $\sqrt{M_e}$

$$\frac{N_t}{M_t} = \frac{N_e}{M_e}$$

ou

$$\frac{N_t}{\sqrt{M_t}} = \frac{N_e}{\sqrt{M_e}}$$

C'est dire combien est grande la part d'arbitraire existant dans la décomposition de l'effort normal N .

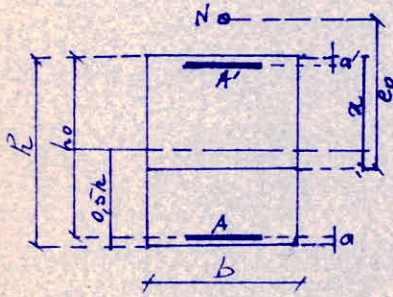
Dans notre cas, pour une section donnée, le moment fléchissant est tantôt positif tantôt négatif, car le même axe le sent peut arriver d'un côté comme de l'autre. Il est alors préférable d'utiliser la première méthode qui nous donne la possibilité d'utiliser un ferrailage symétrique.

Notons que les sections des poteaux de rive ont été calculées à l'aide de l'abaque de Caquot (ferrailure symétrique) car cet abaque, permet de vérifier très rapidement si le cumul des contraintes est inférieur à l'admissible.

Notons également que cet abaque sous-estime légèrement les aciers: un dimensionnement de section fait par cet abaque et vérifié par la méthode exacte exposée ci-dessous le prouve:

Pour les poteaux centraux, qui ne sont soumis qu'à la flexion composée, nous avons utilisé la méthode exacte:

Soit une section $b \times h$ soumise à un moment M et à un effort normal N :



- L'équilibre des efforts donne:

$$\int_B \sigma_y dB + m \int_{A'} \sigma_y dA' - m \int_A \sigma_y dA = N$$

$$\text{ou } \sigma_y = \sigma'_b \frac{y}{x}$$

$$\text{donc } \frac{\sigma'_b}{x} \int_B y dB + m \frac{\sigma'_b}{x} \int_{A'} y dA' - m \frac{\sigma'_b}{x} \int_A y dA = N$$

si l'on remarque que $\int_B y dB = S_B =$ moment statique du béton comprimé

A vient alors:

$$\frac{\sigma'_b}{x} (S_B + m S_{A'} - m S_A) = N$$

ou finalement

$$\sigma'_b = \frac{N x}{0,5 b x^2 + m A' (x - d) - m A (h_0 - x)}$$

L'équilibre des moments par rapport à l'axe neutre donne:

$$\int_B \sigma_y \cdot y \cdot dS + \int_A m dA' \cdot \sigma_y' \cdot y + \int_A m dA'' \cdot \sigma_y'' \cdot y = N(x + e_0 - 0,5h)$$

ou tout calcul fait

$$\frac{\sigma_b'}{\alpha} (I_b + I_{A'} + I_A) = N(x + e_0 - 0,5h)$$

$$I_b + I_{A'} + I_A = (\sigma_b' + m \sigma_{A'} - m \sigma_A) (x + e_0 - 0,5h)$$

ou tout calcul fait :

$$x^3 + 3(e_0 - 0,5h)x^2 + \frac{6\sigma_b'}{b} (A(e_0 + 0,5h - a) + A'(e_0 - 0,5h + a')) - \frac{6\sigma_b'}{b} [h_0 A(e_0 + 0,5h - a) + a' A'(e_0 - 0,5h + a)] = 0$$

si le ferrailage est symétrique donc si $A = A'$ et $a = a'$ il vient

$$\sigma_b' = \frac{N x}{0,5 b x^2 - m A (h - 2x)} \quad (1)$$

$$x^3 + 3(e_0 - 0,5h)x^2 + \frac{12\sigma_b' A e_0}{b} x - \frac{6 m A C}{b} = 0 \quad (2)$$

avec $C = [h_0(e_0 + 0,5h - a) + a(e_0 - 0,5h + a)]$

si de l'équation (1) on tire l'expression de A et que l'on remplace dans (2) il vient

$$A = \frac{b x^2}{2m(h - 2x)} - \frac{N x}{m \sigma_b' (h - 2x)}$$

$$x^3 - 2h x^2 - \left[\frac{3}{2}(e_0 - 0,5h)h - \frac{3}{2}C - \frac{6e_0 N}{b \sigma_b'} \right] x - \frac{3N C}{b \sigma_b'} = 0 \quad (3)$$

si maintenant on associe aux équations (2) et (1) la relation suivante:

$$\sigma_a = m \sigma_b' \frac{h_0 - x}{x}$$

et que l'on fasse la même opération:

$$A = \frac{b x^2}{2n(h - 2x)} - \frac{N(h_0 - x)}{\sigma_a (h - 2x)}$$

$$x^4 - 2h x^3 + \left[\frac{3}{2}C - \frac{3}{2}(e_0 - 0,5h)h - \frac{6n N e_0}{b \sigma_a} \right] x^2 + \frac{3n N (2e_0 h_0 + C)}{b \sigma_a} - \frac{3n N h_0 C}{b \sigma_a} = 0$$

Exemples de Calcul.

Poteau N° 16 cas C.

$$\begin{cases} M = 41,5 \text{ t.m} \\ N = 75,4 \text{ t} \end{cases}$$

Le moment fléchissant dans le sens longitudinal ($M_L = 0,3 \text{ t.m}$) est négligeable.
Si nous fixons la valeur de la contrainte σ_a à 4000 b ; l'équation donnant la profondeur de l'axe neutre s'écrit alors:

$$x^4 - 120x^3 + (6978 - 2250 - 1555)x^2 + 152854,7x - 3682988 = 0$$

$$x^4 - 120x^3 + 3173x^2 + 152854,7x - 3682988 = 0$$

$$x \approx 20,95 \text{ cm.}$$

d'où nous tirons la section d'acier nécessaire:

$$A = \frac{60 \times 20,95^2}{2 \times 15(60 - 41,9)} - \frac{75,4(56 - 20,95)}{4(60 - 41,9)}$$

$$A = 12 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T20.$$

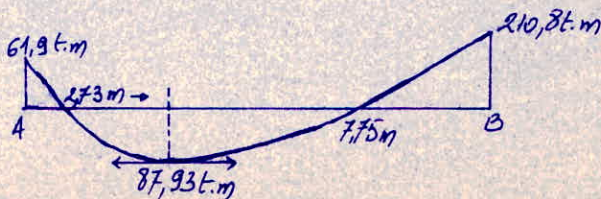
vérifions les contraintes:

$$\sigma_b = \frac{75400 \times 20,95}{20 \times 20,95^2 - 15 \times 12 \times 18,1} = 159,4 \text{ b}$$

$$\sigma_a = \frac{15 \times 159,4 \times 35,05}{20,95} = 4000 \text{ b}$$

Poutre N° 9

Pour cette poutre, la combinaison des moments dus à la charge $q_H = q + p$ et au séisme dans le sens transversal (orientation de la force sismique de gauche à droite) nous donne:



A titre d'exemple, dimensionnons la section B.

M = 210,8 t.m

La section a des dimensions suivantes, b = 40cm H = 20cm

Le moment résistant s'écrit :

M_{cb} = 1/2 b h^2 α (1 - z/3) σ_c

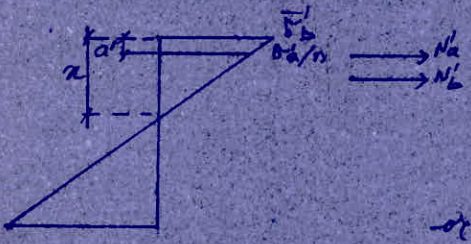
z = (m σ_c) / (m σ_c + σ_s) = (15 x 202) / (15 x 202 + 4000) = 0,431

M_{cb} = 1/2 x 40 x 20^2 x 0,431 x 0,856 x 202 = 193,7 t.m

Le moment résistant étant inférieur au moment appliqué, il faudra alors mettre des armatures comprimées : pour cela nous déterminons le moment M de la façon suivante :

M = (M - m_{cb}) + m_{cb}

et nous verrons que m_{cb} sera repris par le béton comprimé tandis que (M - m_{cb}) sera repris par les aciers comprimés.



d'où A = (M - m_{cb}) / ((h - d) σ_a)

N'a = m(x - a') σ_c

et x = z h = 49,13 cm => σ_a' = 2783 b

d'où A' = ((210,8 - 193,7) 10^5) / (110 x 2783) = 5,59 cm^2

La section d'acier tendue s'obtient en écrivant l'équilibre des forces

Na = N'b + Na
Na = A σ_a, N'b = m σ_c, N'a = A' σ_a

A = (m σ_c) / σ_a + A' σ_a / σ_a

A = (193,7 x 10^5) / (7/8 x 114 x 4000) + 5,59 x (2783) / 4000

A = 52,44 cm^2

Le calcul ci-dessus a été fait en considérant le coefficient $\epsilon = 1$ ($\bar{\sigma}_b = \alpha \rho \sigma_s \epsilon \bar{\sigma}_s$)
alors que $\epsilon < 1$ (section rectangulaire avec $A' \neq 0$).

C'est pourquoi, la section d'acier comprimée connue, il faut calculer
la valeur exacte de ϵ .

$$\epsilon = \frac{0,5 B \cdot x}{S}$$

$$B = b x + m A' = 2049$$

$$S = \frac{1}{2} b x^2 + m A' (x - d') = 52059,3$$

$$\text{d'où } \epsilon = 0,967.$$

la contrainte admissible sera donc :

$$\bar{\sigma}_b = 2 \epsilon \bar{\sigma}_{b0} \times 1,5 = 195,86$$

Théoriquement, il faudrait refaire le calcul précédent avec $\bar{\sigma}_b = 195,86$
et non 2026

Remarque :

Pour le calcul des pontons, nous n'avons pas fait état de l'effet
normal conformément aux règles du BA 68

BA 68 Annexe A15 p 243