

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BANQUE
(STRUCTURE AUTOSTABLE)
(R + 3 + SOUS-SOL)

Proposé par :
E. R. C. A..

Etudié par :
M. GUEBACHE
M. CHERBALI

Dirigé par :
Mr R. BIOUD

PROMOTION :
Janvier 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BANQUE
(STRUCTURE AUTOSTABLE)
(R + 3 + SOUS-SOL)

Proposé par :

E. R. C. A..

Etudié par :

M. GUEBACHE
M. CHERBALI

Dirigé par :

Mr R. BIOUD

Promotion Janvier 1987

dedicaces

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- A ma mère et à mon père qui n'ont ménagé aucun effort pour m'instruire .
- A tous mes frères et soeurs .
- A tous mes parents bien aimés .
- A toute ma famille .
- A tous ceux qui me sont chers .

je dedie ce modeste travail .

M. CHERBALI

je dedie ce modeste travail :

- A ma mère pour son sacrifice .
- A mon grand frère en lui souhaitant tout le bonheur .
- A mes frères et Soeurs .
- A toute ma famille .
- A tous ceux qui me sont chers .

M. GHEBACHE

remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

que tous les professeurs qui ont contribué à notre formation trouvent en ce modeste ouvrage le témoignage de notre profonde et sincère gratitude.

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^r BLOUD pour son aide et ses conseils fructueux tout au long de la réalisation de cette thèse.

M. GHEBACHE

M. CHERBALI

sommaire

Introduction :

- présentation de l'ouvrage	1
- caractéristiques des matériaux	2
- charges et surcharges	4
- prédimensionnement	5

Calcul des éléments

- Acrotère	6
- balcon	8
- escaliers	9
- poutrelles et table de compression	15
- dalle	19

Charges Verticales

- Exposé de la méthode	21
- calcul des efforts	25

Etude au seisme

- Rigidités	36
- évaluation des forces sismiques	42
- déformation horizontale	51
- Vérification au renversement	52

Superposition des Sollicitations

Ferraillage des portiques

- Ferraillage des poutres	59
- Ferraillage des poteaux	66

Fondations

- Semelles isolées	71
- longrines	73
- radier	74
- Voile périphérique	77

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

le projet qui nous a été proposé par l'E.R.C.A (entreprise de réalisation et de construction d'Alger) ; consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à ossatures (structure autostable). ce bâtiment est une banque qui se compose d'un sous-sol, d'un rez de chaussée et de 3 étages. le lieu d'implantation est "ALGER" zone de moyenne sismicité.

dimensions du bloc étudié :

- longueur : 30,30 m.
- largeur : 24 m
- hauteur totale:
 - $h = 22,40\text{m}$ (à partir du sol)
 - $h = 26,70\text{m}$ (à partir du sous-sol)

• Béton Armé.

le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (C.C.B.A.68), ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE (R.P.A.81)

• Aciers:

on utilisera de l'acier à haute adhérence (H.A) et de l'acier doux (Adx)

• ossature

notre bloc est contreventé par des portiques, (11 portiques dans le sens transversal et 5 portiques dans le sens longitudinal).

• Planchers :

- les planchers d'étages seront constitués par des corps creux (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- le plancher rez-de-chaussée est constitué par une dalle pleine de 15 cm.

• Escaliers

ce bloc sera muni de deux cages d'escalier en béton armé.

• Maçonnerie:

- Murs extérieurs: double cloisons (15+10)
- Murs intérieurs (cloisons de séparation) → brique creuse de 10 cm.
- la toiture recouvrant le hall est réalisée par une charpente en bois.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

béton:

. le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment "CPA 325" et est à contrôle atténué.

. résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$

. résistance nominale à la traction: $\sigma_{28} = 7 + 0,06\sigma'_{28} = 23,5 \text{ kg/cm}^2$

. Dosage d' 1 m^3 de béton:

. 800 l gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$

. 400 l sable $D_s \leq 5 \text{ mm}$

. 350 l ciment CPA 325

. 175 l d'eau

contrainte de compression admissible [CCBA 68 art 9.4]

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

avec: . $\alpha = 1 \rightarrow$ classe du ciment CPA 325

. $\beta = 5/6 \rightarrow$ contrôle atténué

. $\gamma = 1 \rightarrow$ coefficient, fonction de l'épaisseur des pièces et des dimensions de granulats $h_m > 4 C_g$

. δ : dépend de la nature des sollicitations.

$\delta = 0,3$: en compression simple

$\delta = 0,6$: en flexion simple et en flexion composée avec effort normal de traction.

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \delta_1 \quad \text{si } \delta_1 < 0,6 \\ \delta = 0,6 \quad \text{si } \delta_1 \geq 0,6 \end{array} \right\} \text{ en flexion composée avec "N compression"}$$

$$\text{avec: } \delta_1 = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

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

e_1 : distance de la limite du noyau centrale au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\varepsilon = 1$: en compression simple \forall la forme de la section ou en flexion avec section rectangulaire.

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$: pour les autres cas.

* valeurs numériques des contraintes.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

donc pour les sollicitations du second genre $\bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$.

- flexion simple ou composée avec traction

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte de traction de référence : [CCBA 68 art 9.5]

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

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

Sollicitations 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

Sollicitations 2^{ème} genre : $\bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$.

* Aciers:

on distingue deux catégories d'aciers

. Aciers doux ou ronds lisses.

Nuance Fe E 24 ; σ_{em} = limite élastique nominale

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

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1.$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{em} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2$$

. Aciers à haute adhérence

Nuance Fe E 40 $\sigma_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

$\sigma_{em} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi \geq 25 \text{ mm}$

. contraintes admissibles.

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous } SP_2. \end{cases}$$

CHARGES ET SURCHARGES

Plancher terrasse

charges permanentes

. gravillons	90 kg/m ²
. etancheité multicouches	10 kg/m ²
. isolations thermique	15 kg/m ²
. béton de pente	120 kg/m ²
. dalle de compression + hourdis (16+4)	250 kg/m ²
. enduit de plâtre	25 kg/m ²

$$G = 510 \text{ kg/m}^2$$

. surcharge $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Plancher courant

charges permanentes

. carrelage	44 kg/m ²
. mortier de pose	40 kg/m ²
. sable	18 kg/m ²
. dalle de compression + hourdis (16+4)	250 kg/m ²
. enduit de plâtre	25 kg/m ²
. cloisons	75 kg/m ²

$$G = 452 \text{ kg/m}^2$$

. surcharge $P = 250 \text{ kg/m}^2$

Plancher rez-de-chaussée

charges permanentes

. carrelage	40 kg/m ²
. mortier de pose	40 kg/m ²
. sable	51 kg/m ²
. isolation	10 kg/m ²
. dalle pleine (15 cm)	375 kg/m ²
. enduit de plâtre	30 kg/m ²
. cloisons	75 kg/m ²

$$G = 621 \text{ kg/m}^2$$

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

PREDIMENSIONNEMENT

Poutres

Portée max: $L = 6m$.

Portée min: $L = 3m$.

• pour $L = 6m$.

$$\frac{L}{30} < h_t < \frac{L}{10}$$

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

RPA [art 4.2.1.2]

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

zone II

$$h_t \geq 30cm.$$

$$\frac{600}{30} < h_t < \frac{600}{10}$$

$$20 < h_t < 60$$

⇒ pour $L = 6m$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

• pour $L = 3m$

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Poteaux.

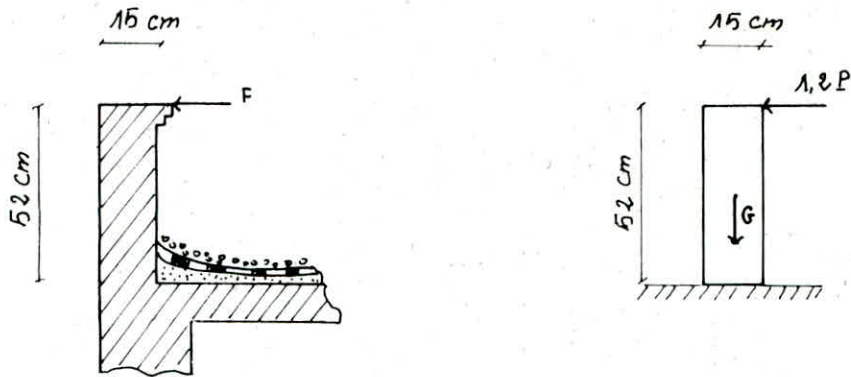
descente de charge : $30 \times 60 \text{ cm}^2$

voiles peripheriques

$$e = 16 \text{ cm.}$$

CALCUL DES ELEMENTS

ACROTÈRE



L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher-terrasse, le calcul se fera par bande de 1m de largeur $h = 52 \text{ cm}$; largeur $b = 100 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$. les efforts sollicitant l'acrotère sont :

- Poids propre : $G = 0,15 \cdot 0,52 \cdot 2500 = 195 \text{ kg/ml}$ (eff. de compression)
- Surcharge : $P = 100 \text{ kg/ml}$ (appliquee horizontalement)

on considère une section rectangulaire $[0,15 \cdot 1 \text{ m}]$ soumise à la flexion composee

$$N = G = 195 \text{ kg} \quad ; \quad M = 1,2P \cdot h = 62,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

la section dangereuse sera au niveau de l'encastrement

$$\left. \begin{aligned} \text{excentricité } e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{62,5}{195} = 0,32 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{e}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} e_0 > e_1 \\ \text{Section partiellement comprimée} \end{array}$$

- Moment fictif : M_f

$$M_f = N \cdot e_a \quad \text{avec } e_a : \text{distance entre le centre de pression "c" et les armatures tendues}$$

$$e_a = e_0 + \frac{h_t}{2} - d \quad \Rightarrow M_f = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right)$$

$$M_f = 195 \left(3e + \frac{15}{2} - e \right) = 7312,5 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 73,125 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

* calcul en flexion simple avec $M = 73,125 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

$$\text{moment résistant du béton : } M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) b h^2$$

$$h = h_t - e = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,4233$$

$$M_{rb} = 0,5 \cdot 137 \cdot 0,4233 \left(1 - \frac{0,4233}{3} \right) 100 \cdot 13^2 = 4,2 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

\Rightarrow les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

* Armatures tendues : [méthodes P. CHARON]

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7312,5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00232 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9779 \\ k = 210 \end{cases}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7312,5}{2800 \cdot 0,9779 \cdot 13} = 0,205 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,205 - \frac{195}{2800} = 0,135 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité [CCBA art 52]

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

on adoptera 5T6/ml $A = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm
on prévoit également des armatures \perp aux armatures principales [constructives]

* Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{210} = 13,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* condition de non fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0035$$

on a $\sigma_1 = 901,8 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 2985 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

* vérification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{62,4 \cdot 100}{11,375} = -428,57 \text{ kg} < 0$$

inutile de faire la vérification

* vérification du séisme local de l'acrotère : "RPA 81" art 3.3.9

l'acrotère sera vérifiée sous l'action de la force horizontale

$$F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot w_p \quad \text{avec } C_p = w_p = 195 \text{ kg}$$

$$z = \frac{A \text{ (groupe d'usage II, zone II)}}{A \text{ (groupe d'usage II, zone III)}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$I = \frac{\text{valeur du coeff } A \text{ pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur de } A \text{ pour le groupe d'usage II}} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$C_p =$ Facteur de force horizontale = 0,8 [tableau RPA.81.4]

$$F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 195 = 93,6 \text{ kg/ml} < 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$$

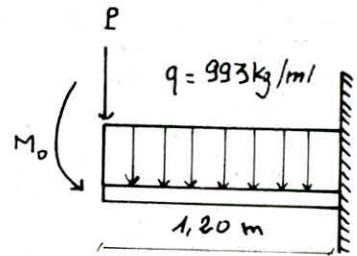
conclusion: l'acrotère est dimensionnée avec un effort supérieur à la force sismique, donc

l'acrotère est vérifiée au séisme local.

BALCON

charges permanentes

- carrelage + mortier + sable . . . 110 kg/m²
 - dalle en béton armé (15 cm) . . . 375 kg/m²
 - enduit de plâtre 28 kg/m²
- $G = 513 \text{ kg/m}^2$



Surcharge $P = 400 \text{ kg/m}^2$

- le garde corps en acier agira comme une force concentrée $P = G = 50 \text{ kg/ml}$
- la main courante est remplacée par un moment $M_0 = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 100 = 144 \text{ kg.m}$

$$M = - \left(\frac{q l^2}{2} + P l + M_0 \right) = 919 \text{ kg.m}$$

* ferraillage

armatures principales: $\mu = 0,029$; $\varepsilon = 0,9259$; $k = 52,5$; $b = 100$; $h = 13 \text{ cm}$

$$A = \frac{919 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 13} = 2,73 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 6T8} \Rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2 ; e = 16,7 \text{ cm}$$

* armatures transversales:

- l'effort tranchant max au niveau de l'appui est:

$$T = q \cdot l + P = 993 \cdot 1,2 + 50 = 1241,6 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1241,6 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 13} = 1,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78$$

\Rightarrow les armatures transversales sont inutiles donc armatures de construction 6d6/ml

* verification des contraintes

$M = 919 \text{ kgm}$; $A = 3,01 \text{ cm}^2$, $b = 100$; $h = 13 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 3,01}{100 \cdot 13} = 0,232 \quad \Rightarrow \quad k = 49,8$$
$$\varepsilon = 0,9228$$

$$\sigma_a = \frac{919 \cdot 100}{3,01 \cdot 0,9228 \cdot 13} = 2545 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ verifiée}$$

$$\sigma'_b = \frac{2545}{49,8} = 56,22 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée}$$

* condition de non fissuration:

$$\sigma_z = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

* verification de l'effort tranchant:

$$T = 1241,6 \text{ kg}$$

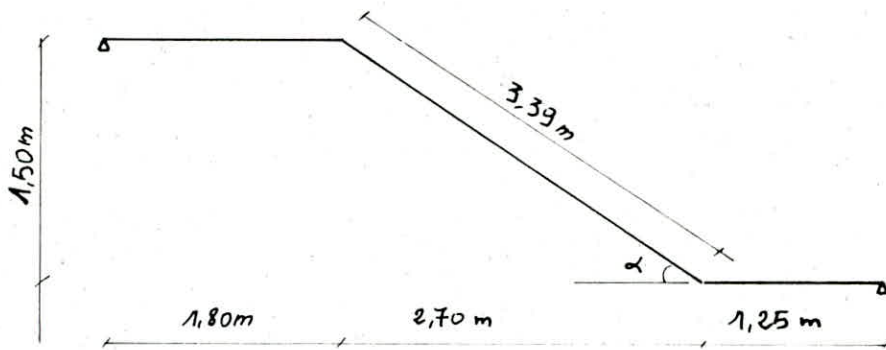
$$A \bar{\sigma}_a = 3,01 \cdot 2800 = 8428 \text{ kg} ; T + \frac{M}{z} = 1241,6 - \frac{919 \cdot 100 \cdot 8}{7 \cdot 13} < 0$$

$$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

donc il n'y aura pas d'effort de traction au niveau de l'appui.

ESCALIERS

Escaliers a.



$$\tan \alpha = \frac{1,50}{2,70} = 0,5556$$

$$\cos \alpha = 0,8742$$

$$\sin \alpha = 0,4856$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,05^\circ$$

* condition de BLONDEL:

- hauteur de la marche $h = 15 \text{ cm.}$

- largeur de la marche $g = 30 \text{ cm.}$

on doit avoir $59 \leq 2h + g \leq 66$

$$2h + g = 2 \cdot 15 + 30 = 60 \quad \text{vérifié}$$

* Prédimensionnement.

on prend la même épaisseur pour la paillasse et pour le palier

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = \frac{l'}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,8742} = 308,85 \text{ cm.}$$

$$\frac{308,85}{30} \leq e \leq \frac{308,85}{20} \Rightarrow 10,295 \leq e \leq 15,443$$

on prendra $e = 15 \text{ cm.}$

* charges et surcharges

$$1) \text{ paillasse : } \frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,15}{0,8742} = 429 \text{ kg/m}^2$$

$$\cdot \text{ poids des marches : } \frac{2200 h}{2} = \frac{2200 \cdot 0,15}{2} = 165 \text{ kg/m}^2$$

$$\cdot \text{ revêtement, carrelage } 2 \text{ cm} \\ \cdot \text{ mortier } 2 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} \cdot \text{ revêtement, carrelage } 2 \text{ cm} \\ \cdot \text{ mortier } 2 \text{ cm} \end{matrix}} \right\} 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\cdot \text{ garde corps : } 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{bande de } 1 \text{ m : charge } g_1 = 728 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge } p_1 = 400 \text{ kg/ml}$$

$$\text{charge totale : } q_1 = 728 + 1,2 \cdot 400 = 1208 \text{ kg/ml.}$$

* Palier

. Poids propre : $2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ kg/m}^2$

. revêtement : $= 84 \text{ kg/m}^2$

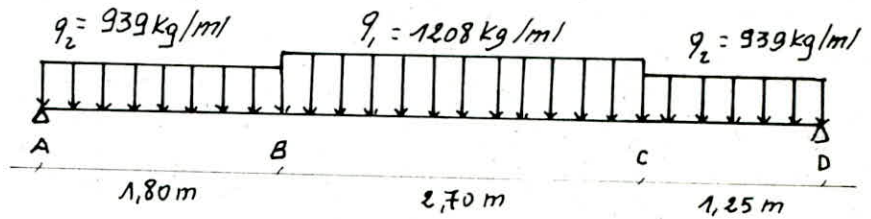
pour une bande de 1m : charge $g_2 = 459 \text{ kg/ml}$

surcharge $P_2 = 400 \text{ kg/ml}$

- charge totale : $q_2 = 459 + 1,2 \cdot 400 = 939 \text{ kg/ml}$.

* sollicitations:

- schéma statique:



* Réactions d'appuis:

- $R_A = 3028,04 \text{ kg}$

- $R_D = 3097,51 \text{ kg}$

* moment isostatique

$M_{0 \max} = 4670 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 4670 = 3969,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Moment aux appuis : $M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 4670 = 2335 \text{ kg} \cdot \text{m}$

* calcul des armatures:

on fait les calculs par la méthode de (P. CHARON)

- en travée : $\mu = \frac{15 \cdot 3969,5 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,1258$; $\epsilon = 0,8623$; $k = 21,3$

$\sigma'_b = \frac{2800}{21,3} = 131,46 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A_t = \frac{3969,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8623 \cdot 13} = 11,21 \text{ cm}^2$ soit 10T12 $A_t = 11,31 \text{ cm}^2$; $e = 10 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$ soit 6T8 ($A_r = 3,01 \text{ cm}^2$) ; $e = 16,66 \text{ cm}$

* condition de non fragilité :

$A \geq bh \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \frac{59}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_t \text{ calculée (vérifiée)}$.

* Armatures d'appui:

$M_a = 2335 \text{ kg.m}$, $\mu = 0,074$; $\epsilon = 0,8889$, $k = 30$

$\sigma_b = \frac{2800}{30} = 93,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$

- Armatures :

$A_a = \frac{2335 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8889 \cdot 13} = 7,21 \text{ cm}^2$ Soit 7T12 ; $A_a = 7,96 \text{ cm}^2$; $e = 14,26 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$A_r = \frac{7,96}{4} = 1,99 \text{ cm}^2$ Soit 4T8 ; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

- condition de non fragilité :

$A > b \cdot h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 < A \text{ calculée}$

* Verification:

- fissuration :

$\bar{w}_f = \frac{A_{min}}{B_f} = \frac{7,96}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0199 \Rightarrow \sigma_s = 3319,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

- flèche :

$\frac{A_{max}}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{cn}} \Rightarrow \frac{11,31}{100 \cdot 13} = 0,0087 < \frac{43}{4200} = 0,0102$ (verifiée)

condition d'appui :

$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ (effort de traction des armatures inférieures des appuis)

Appui	A cm ²	z cm	M kg.m	T kg	T + $\frac{M}{z}$	A $\bar{\sigma}_a$
A	7,96	11,375	/	3028,04	3028,04	22288
D	7,96	11,375	2335	3097,51	-17429,96	22288

N.B. si $T + \frac{M}{z} < 0 \Rightarrow$ aucun effort de traction des armatures inférieures aux appuis.

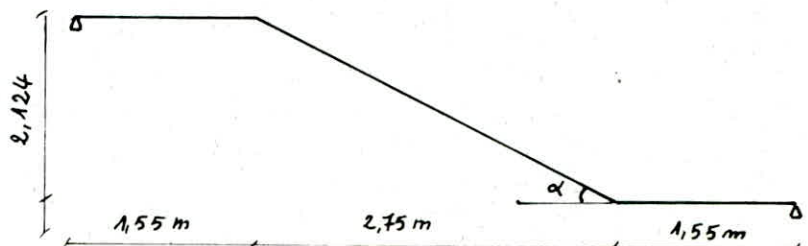
Escaliers - b -

$g = 25 \text{ cm}$

$h = 17,7 \text{ cm}$

$\text{tg} \alpha = \frac{2,124}{2,75} \Rightarrow \alpha = 37,68^\circ$

$\cos \alpha = 0,79$



condition de BLONDEL

$$2 \cdot 17,17 + 25 = 65,4 \Rightarrow 59 < 65,4 < 66 \text{ (verifiée')}.$$

* Prédimensionnement :

on prend la même épaisseur pour la pailleasse et pour le palier :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = \frac{2,75}{0,79} = 3,48$$

$$\Rightarrow 11,6 \leq e \leq 17,4 \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- charges et surcharges.

- pailleasse : (pour une bande de 1m).

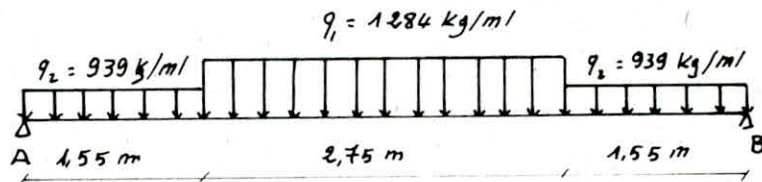
$$g_1 = 804 \text{ kg/ml} \quad , \quad P_1 = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow q_1 = 804 + 480 = 1284 \text{ kg/ml}$$

- palier : $q_2 = 939 \text{ kg/ml}$.

* Sollicitations.

- schéma statique.



* réactions d'appuis

$$R_A = R_B = 3220,95 \text{ kg}$$

moment isostatique.

$$M_{\text{max}} = 5078,28 \text{ kg.m} \Rightarrow M_t = 4316,5 \text{ kg.m} ; M_a = 2539 \text{ kg.m}$$

- calcul des armatures en travée :

$$M_t = 4316,5 \text{ kg.m} ; \Rightarrow \mu = 0,1179 ; \epsilon = 0,8656 ; K = 22,2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,2} = 126 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A = \frac{4316,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8656 \cdot 14} = 12,72 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 12T12 ; A = 13,57 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 8,33 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{13,57}{4} = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T8 ; A = 3,51 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 14,29 \text{ cm}$$

- calcul des armatures aux appuis.

$$\mu = 0,00693 ; \epsilon = 0,8920 ; K = 31,3$$

$$A_a = \frac{2539 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8920 \cdot 14} = 7,26 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7T12 \Rightarrow A = 7,96 \text{ cm}^2 ; e = 14,26 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{7,96}{4} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4T8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm}$$

- les conditions de : non-fragilité ; fissuration ; flèche ; effort tranchant sont toutes vérifiées.

POUTRES PALIERES

notre poutre suit l'allure de la paillasse intermédiaire donc elle prend la forme d'une poutre brisée qui a 2 niveaux sur lesquels viennent reposer les paliers de repos, notre poutre a pour section (30 x 45) est supposée semi-encastree' aux poteaux à mi-hauteur.

$$\cos \alpha = 0,8638$$

* charges à considérer

$$\text{- poids propre : } 0,3 \cdot 0,45 \cdot \frac{2500}{0,8638} = 390,7 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{- réaction du palier : } 3028,04 \text{ kg/ml}$$

- réaction de la paillasse intermédiaire

$$\text{- poids propre : } \frac{2500 \cdot 0,15}{0,8638} = 434 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- revêtement} = 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- garde corps} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- surcharge} = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- poids des marches : } \frac{2500 \cdot 0,15}{2} = 165 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{G = 733 \text{ kg/m}^2}$$

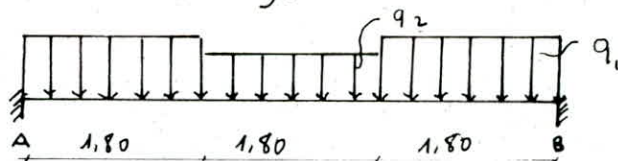
$$\Rightarrow G + 1,2P = 1213 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{* Réaction de la paillasse : } \frac{1213 \cdot 1,80 \cdot 1,80}{2 \cdot 1,80} = 1091,7 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{* poids d'1/2 mur : } \frac{330 \cdot 4,25}{2} = 701,25 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow q_1 = 390,7 + 3028 + 1091,7 + 701,25 = 5211,65 \text{ kg/ml.}$$

$$q_2 = 390,7 + 701,25 = 1091,95 \text{ kg/ml.}$$



* Réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = q_1 \cdot 1,8 + q_2 \cdot 0,9 = 10363,73 \text{ kg}$$

* Moment isostatique.

$$M_{0 \text{ max}} = M_0(2,7) = 10654 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$\Rightarrow M_E = 0,85 M_0 = 9055,9 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$; M_a = 0,3 M_0 = 3196,2 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

* Ferrailage: $b = 30$, $h_t = 45$, $h = 42$ cm.

- en travée: $M_t = 9055,9$ kg.m $\Rightarrow \mu = 0,0917$; $\epsilon = 0,8786$; $K = 26,2$
 $A_t = 8,76$ cm² soit 6T14 = 9,23 cm².

- sur appui:

$M_a = 3196,2$ kg.m $\Rightarrow \mu = 0,0324$; $\epsilon = 0,9226$; $K = 49,6$

$A_a = 2,95$ cm² soit 3T14 = 4,62 cm².

les contraintes; condition de non fragilité; flèche, fissuration sont vérifiées.

$\bar{t}_{ad} = 19,18$ cm; $t = 10$ cm.

* Poutre palier (escalier b) *

la poutre palier de 30x40 est semi encastrée aux poteaux à mi hauteur.

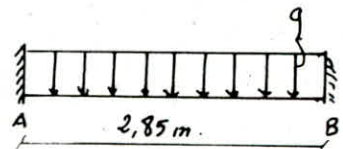
* charges à considérer.

- poids propre: 300 kg/ml.

- réaction du palier: 3220,95 kg/ml.

- Poids d'1/2 mur: 701,25 kg/ml.

$\Rightarrow q = 4222,20$ kg/ml.



- Réactions d'appuis:

$R_A = R_B = 2111,10$ kg.

$M_0^{max} = \frac{q \cdot l^2}{2} = 4286,85$ kg.

$M_t = 0,85 M_0 = 4286,85 \cdot 0,85 = 3643,82$ kg.m.

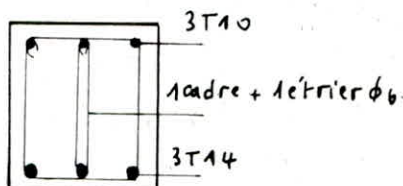
$M_a = 0,3 M_0 = 4286,85 \cdot 0,3 = 1286$ kg.m.

* Ferrailage:

- travée

$M_t = 3643,82$ kg.m $\Rightarrow \mu = 0,0475$; $\epsilon = 0,9084$; $K = 39,6$

$A_t = 3,87$ cm² soit 3T14 = 4,62 cm²

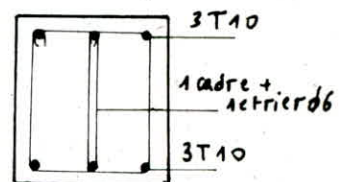


$\bar{t} = 28,8$ cm; $t = 26$ cm.

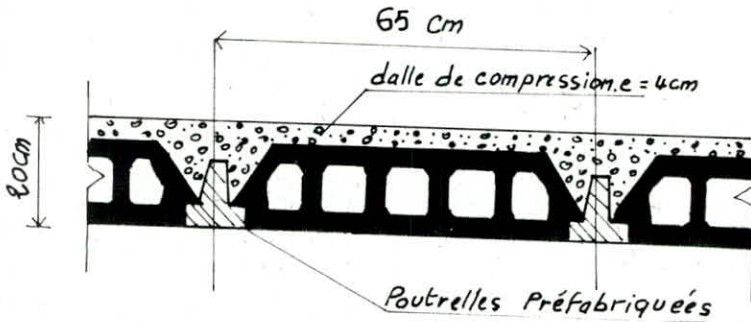
Appuis.

$M_a = 1286$ kg.m; $\mu = 0,0168$; $\epsilon = 0,9429$

$A_a = 1,32$ cm², soit 3T10 = 2,35 cm²



POUTRELLES ET DALLE DE COMPRESSION

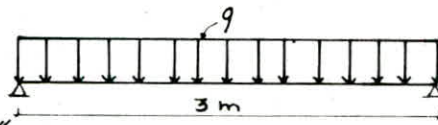


les planchers sont à corps creux ; ils sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16 + 4) , ces poutrelles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton de la table de compression , ils seront disposés suivant le sens longitudinale du bâtiment , les poutrelles seront calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre G+1,2P le calcul se fait en 2 étapes .

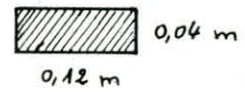
1^{ère} étape :

avant le coulage du béton la poutrelle est considérée comme simplement appuyée ; elle supporte son poids propre , l'hourdis et la surcharge de l'ouvrier qui pose l'hourdis .

- schéma statique



Section.



- charge supportée par la poutrelle

- poids propre : $0,04 \cdot 0,12 \cdot 2,5 = 0,012 \text{ t/ml}$

- surcharge pondérée : $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} = 0,078 \text{ t/ml}$

- corps creux : $0,65 \cdot 9 \cdot 10^{-3} = 0,058 \text{ t/ml}$

$$\Sigma = 0,1485 \text{ t/ml}$$

- Moment en travée

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,1485 \cdot 3^2}{8} = 0,167 \text{ t.m.}$$

- effort tranchant sur appui

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{0,1485 \cdot 3}{2} = 0,223 \text{ t}$$

- calcul des armatures (P. CHARON)

on considère un enrobage $d = 2 \text{ cm}$

$$\mu = 1,657 \quad ; \quad E = 0,7175 \quad ; \quad K = 2,7$$

$\sigma'_b = \frac{2800}{2,7} = 1037 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_b \Rightarrow$ les armatures comprimées sont nécessaires , vu les dimensions de la section du béton ceci est impossible ; on prévoit des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage de la table de compression .

2^{ème} étape

la poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une poutre continue. elle sera calculée comme une section en (T) en travée et comme une section rectangulaire aux appuis.

A) poutrelle de plancher terrasse et plancher courant.

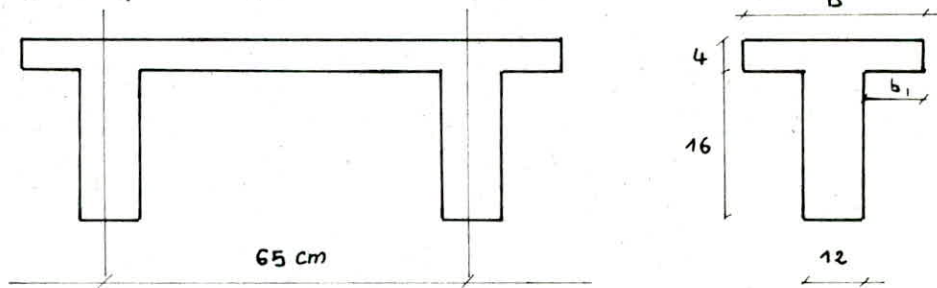
on a 2 types de poutrelles, donc le calcul sera fait seulement avec le moment max en travée, le moment max sur appuis et l'effort tranchant max de toutes les travées et appuis.

A₁) calcul de la largeur de la table de compression : (CCBA 68 - 53)

$$b_1 \leq \frac{\ell}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b \leq \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8 h_0) = (24 \div 32) \text{ cm}$$



ℓ : distance entre 2 faces voisines de 2 nervures consécutives : $65 - 12 = 53 \text{ cm}$

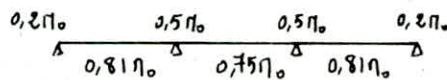
la 1^{ère} condition est la plus restrictive $b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

A₂) Détermination des efforts agissants sur les poutrelles.

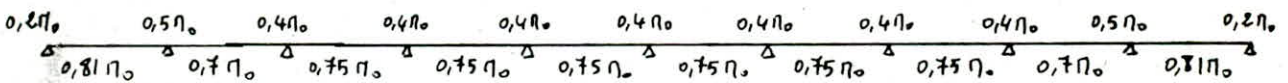
le plancher est à surcharges modérées on peut utiliser la méthode forfaitaire (CCBA 68 art 55)

soit m_0 le moment isostatique en travée on aura

. poutrelle type 1



. poutrelle type 2



A₂₋₁) charges et surcharges

plancher terrasse $q = 0,65 (0,51 + 1,2 \cdot 0,1) = 0,4095 \text{ t/m}$

plancher courant $q = 0,65 (0,452 + 1,2 \cdot 0,25) = 0,4888 \text{ t/m}$

on calculera le ferrailage de toutes les poutrelles avec $q = 0,4888 \text{ t/m}$

$$M_0 = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{0,4888 \cdot 3^2}{8} = 0,5499 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{\max}^t = 0,81 \eta_0 = 0,81 \cdot 0,5499 = 0,445 \text{ t.m}$$

$$M_{\max}^a = 0,5 \eta_0 = 0,5 \cdot 0,5499 = 0,275 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q\ell}{2} + \frac{0,5 \eta_0 - 0,270}{\ell} = 0,788 \text{ t}$$

A3) ferrailage (P. CHARON).

* en travée : $M^t = 0,445 \text{ t.m}$; $\mu = 0,0113$; $\epsilon = 0,9524$; $\alpha = 0,1428$; $k = 90$

$\alpha h = 0,1428 \cdot 18 = 2,57 < h_0 = 4 \text{ cm}$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire de (65×18) .

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{90} = 31,11 < 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,445 \cdot 10^5}{2800 \cdot 18 \cdot 0,9524} = 0,927 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T10 ; A = 1,57 \text{ cm}^2$$

* aux appuis : $M^a = 0,275 \text{ t.m}$; $\mu = 0,0379$; $\epsilon = 0,9169$; $k = 45,2$; $\alpha = 0,2492$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{45,2} = 61,95 < 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,275 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9169 \cdot 18} = 0,595 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

* Vérifications:

A.4.1 : vérification des contraintes

- en travée : $\bar{w} = 0,135$; $\epsilon = 0,9394$; $k = 67,5 \Rightarrow \sigma_a = \frac{0,445 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 1676 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{1676}{86,5} = 19,37 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}.$$

- aux appuis : $\bar{w} = 0,363$; $\epsilon = 0,9067$; $k = 38,6 \Rightarrow \sigma_a = \frac{0,275 \cdot 10^5}{0,78 \cdot 0,9067 \cdot 18} = 2160 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2160}{38,6} = 55,6 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}.$$

A.4.2. condition de non fragilité

- en travée $1,57 > 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,134 \text{ cm}^2$ (vérifiée).

- aux appuis $0,78 > 0,69 \cdot 18 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,209 \text{ cm}^2$ (vérifiée).

A.4.3. condition de la flèche (CCBA 68 art 58).

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{1}{15} \frac{\mu_t}{\mu_0} = 0,053 \text{ (vérifiée)}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,066 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ (vérifiée)}$$

$$A = 1,57 < \frac{36 b_0 h}{\sigma_{cn}} = \frac{36 \cdot 12 \cdot 18}{4200} = 1,85 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

aucune justification à la flèche n'est nécessaire.

A.4.4. vérification de la fissuration

* en travée : $\sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifiée)

* aux appuis $\sigma_2 = 3193 > 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifiée).

A.4.5 vérification de l'adhérence.

on doit vérifier que $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$

$$\sigma_d = \frac{T_{max}}{n p z} = \frac{0,788 \cdot 10^3 \cdot 8}{1 \cdot \pi \cdot 7 \cdot 18} = 15,93 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

A.4.6 condition aux appuis.

$$A \geq T + \frac{\eta}{z} = 788 - \frac{0,875 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 18} < 0 \text{ donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction (vérifié).}$$

A_s : Armatures transversales

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{788 \cdot 8}{7 \cdot 12 \cdot 18} = 4,17 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_b$$

on choisit des $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

- contrainte admissible des armatures transversales.

$$\text{avec reprise du bétonnage } \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max(0,2h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 ; h(1 - 0,3) \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} = 14,18 \text{ cm}) \Rightarrow \bar{t} = 14 \text{ cm.}$$

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 1600 \cdot 15,75}{788} = 17,9 \text{ cm}$$

on prend $t = 14 \text{ cm}$; 1^{er} cadre à $\frac{t}{2} = 7 \text{ cm}$ (appui)

A6) ferrailage de la dalle de compression (CCBA 68 Art 58,2).

afin de limiter les risques de fissuration et pour faire répartir les charges on prévoit un treillis soudé (quadrillage) de maille 20×20 , les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures \perp aux nervures

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures \parallel aux nervures

les sections des armatures doivent vérifier les conditions suivantes

- Armatures \perp aux nervures

$$A \perp N \geq \frac{2160}{\sigma_{en}} \quad \text{pour } l_a \leq 50 \text{ cm}$$

$$A \perp N \geq \frac{43 l_a}{\sigma_{en}} \quad \text{pour } 50 < l_a < 80 \text{ cm} \quad \text{on a } l_a = 65 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = 5300 \text{ kg/cm}^2 ; \phi \leq \phi_6$$

$$A \perp N \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 5\phi 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,527 \text{ cm}^2$$

- Armatures \parallel aux nervures

$$A \parallel N \geq \frac{A \perp N / \text{ml}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$5\phi 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,705 \text{ cm}^2$$

on adopte un treillis $\phi 6$ maille (20×20)

DALLE

$$l_x = 2,70 \text{ m} ; l_y = 5,70 \text{ m} ; h_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,47 > 0,4$$

$$\Rightarrow \mu_x = 0,1012 ; \mu_y = 0,302.$$

$$\text{charge permanente } G = 621 \text{ kg/ml}$$

$$\text{surchage } P = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$\Rightarrow q = G + 1,2 \cdot P = 921 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1012 \cdot 9,21 \cdot 2,7^2 = 680 \text{ kg.m.}$$

$$\text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 680 \cdot 0,302 = 205 \text{ kg.m.}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot 680 = 510 \text{ kg.m.}$$

$$M_y^t = 0,5 \cdot 205 = 102,5 \text{ kg.m.}$$

* ferrailage

$$1^o) \text{ Sens } l_x, M_x^t = 510 \text{ kg.m.} \Rightarrow \mu = 0,0145 ; \epsilon = 0,9465 ; \kappa = 78,5$$

$$\phi < \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ on prend des } \phi_6 ; d = 1 \text{ cm.}$$

$$h_x = h_t - d - \phi/2 = 13,7 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow A_x^t = \frac{510 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9465 \cdot 13,7} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6T6/\text{ml} = 1,69 \text{ cm}^2. \text{ avec } e = 16,67 \text{ cm.}$$

$$\text{verification : } \sigma'_6 = \frac{2800}{78,5} = 36 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiee'}$$

- à l'appui :

$$M_a^x = 340 \text{ kg.m.} \Rightarrow \mu = 0,0097 ; \epsilon = 0,9558 ; \kappa = 98$$

$$A_x^a = \frac{340 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9558 \cdot 13,7} = 0,927 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm.}$$

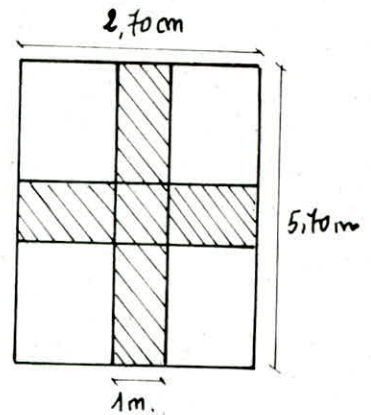
$$2^o) \text{ Sens } l_y : M_y^t = 154 \text{ kg.m.} , h_y = 13,7 - 0,3 = 13,4 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0046 ; \epsilon = 0,969 ; \kappa = 146.$$

$$A_y^t = \frac{154 \cdot 100}{2800 \cdot 0,969 \cdot 13,4} = 0,42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm.}$$

$$- M_y^a = 102,5 \text{ kg.m} \Rightarrow \mu = 0,0031 ; \epsilon = 0,9746 ; \kappa = 182$$

$$A_y^a = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm}^2$$



* conditions de non fragilité :

$$\text{suivant } x \quad A \geq 100 \cdot 13,4 \cdot 0,69 \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,47}{0,47} \right) = 0,99 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée } A = 1,13 > 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{suivant } y \quad A = 1,13 \text{ cm}^2 \geq 100 \cdot 13,7 \cdot 0,69 \frac{(1+0,47)}{4} = 0,488 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

* flèche

$$- \frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{\pi_x} \Rightarrow \frac{15}{270} = 0,055 > \frac{1}{20} \cdot 0,75 = 0,0375$$

$$- \frac{A}{bh} = \frac{1,13}{100 \cdot 13,7} = 0,00082 < \frac{20}{\sigma_{LH}} = \frac{20}{4200} = 0,00476 \quad \text{inutile de vérifier la flèche}$$

* calcul de l'effort tranchant.

$$T_x = \frac{q l_x \cdot l_y^4}{2(l_y^4 + l_x^4)} = 1183,8 \text{ kg}$$

$$T_y = \frac{q l_y \cdot l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = 125,8 \text{ kg.}$$

* vérification au cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1183,8 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 13,7} = 0,988 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

* sur appuis

$$T + \frac{M}{z} = 1183,8 - \frac{34000 \cdot 8}{7 \cdot 13,7} < 0 \quad \text{aucune vérification de la section des armatures inf. et leur ancrage n'est nécessaire.}$$

* fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{1,13}{2 \cdot 1 \cdot 100} = 0,00565$$
$$\Rightarrow \sigma_c = 3656 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

* Arrêt des barres.

les armatures inf. dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié, la longueur du lit arrêté est égale à $0,8 l_x = 0,8 \cdot 2,7 = 2,16 \text{ m}$ (suivant x) et à $l_y - 0,2 l_x = 5,16 \text{ m}$ (suivant le sens secondaire).

CHARGES VERTICALES

CHARGES

VERTICALES

Annexe "A" du CCBA 68 :

Exposé de la méthode.

le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de M^r CAQUOT.

dans cette méthode :

- les poutres sont solidaires des poteaux
- moments d'inertie des poteaux sont constants
- il n'est pas tenu compte des déplacements horiz. relatifs des planchers.

le principe consiste à considérer chaque nœud (croisement, poutre, poteau), et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus,

en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui.

(travée gauche $\rightarrow w$ et travée droite $\rightarrow e$), et de la résistance offerte par les tronçons inf. et sup. des poteaux abouissant au nœud considéré,

(tronçon sup. $\rightarrow n$ et tronçon inf. $\rightarrow s$).

on détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par l' :

$$l'_w = 0,8 l_w \text{ et } l'_e = 0,8 l_e \text{ (travées intermédiaires).}$$

on détache au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux.

$$\left. \begin{array}{l} h'_n = 0,8 h_n \\ h'_s = 0,8 h_s \end{array} \right\} \text{ dans les autres cas} \quad h'_n = 0,9 h_n \text{ (le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher).}$$

Soient :

q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche

q_e : sur celle de droite

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance a_w du nu de l'appui ($Q_e, a_e \rightarrow$ travée de droite)

on pose :

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

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

les valeurs k_w et k_e sont données en fonction de a_w, l'_w et a_e, l'_e par une échelle fonctionnelle (CCBA 68 p.141, 143, 146).

$I_w, I_e, I_s, I_n \rightarrow$ moments d'inerties des éléments formant le noeud.

on pose: $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$; $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$; $k_s = \frac{I_s}{h'_s}$; $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$; $D = k_w + k_e + k_s + k_n$

les moments dans les sections dangereuses sont en valeurs absolues :

• au nu de l'appui dans la travée de gauche : $M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$

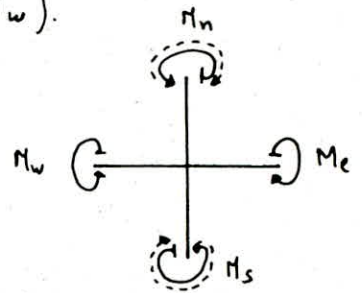
• au nu de l'appui dans la travée de droite : $M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$

• au nu inférieur des poutres (dans poteau inf: $M_s = \frac{k_s}{D} (\pi'_e - \pi'_w)$

• au nu supérieur du plancher (dans poteau sup: $M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - \pi'_w)$

remarque : M_e et π_w sont négatifs (poutres).

- pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e et π'_w ; la face tendue du tronçon inf. et du côté opposé.



Sens de π_n, π_s

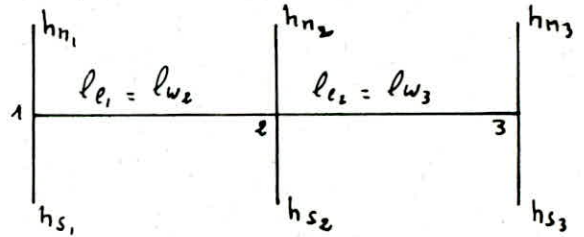
— \curvearrowright si $M_e > \pi_w$
 \curvearrowright si $\pi_w > M_e$

Application : travées dérivées sans console :

Etude du noeud ①

$$\left. \begin{array}{l} M_w = 0 \\ l'_w = 0 \\ k_w = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D_1}\right) \\ M_s = M'_e \frac{k_s}{D_1} ; M_n = M'_e \frac{k_n}{D_1} \end{array}$$

avec $M'_e = \left(\frac{0,8 l'_e}{0,75}\right)_{\text{noeud 1}} + (l'_e \sum k_e \varphi_e)_{\text{noeud 1}}$



$$k_e = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; k_s = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} ; k_n = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}} ; D_1 = k_e + k_s + k_n$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} ; h'_{s1} = 0,8 h_{s1} ; h'_{n1} = 0,9 h_{n1} \text{ (avant dernier plancher)} ; h'_{n1} = 0,8 h_{n1} \text{ autres cas.}$$

* Etude du noeud ②

$$l'_w = x_1 l_w \quad \text{avec} \quad \begin{cases} x_1 = 0,8 \text{ pour } k_s + k_n \geq 1,5 k_e \\ x_1 = 1 - \frac{k_s + k_n}{1,5 k_e} \text{ pour } k_s + k_n < 1,5 k_e \end{cases}$$

$$k_e = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; k_s = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} ; k_n = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}} ; l'_{e1}, h'_{s1}, h'_{n1} \rightarrow \text{m\u00eame que noeud ①}$$

$$l'_{e2} = x_3 l_{e2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} x_3 = 0,8 \text{ si } k_s + k_n \geq 1,5 k_w \\ x_3 = 1 - \frac{k_s + k_n}{1,5 k_w} \text{ si } k_s + k_n < 1,5 k_w \end{cases}$$

$$k_s = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}} ; k_n = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}} ; k_w = \frac{I_{w3}}{l'_{w3}} ; l'_{w3} = 0,8 l_{w3} = 0,8 l_{e2}$$

• moments :

$$M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D} + M'_{w2} \left(1 - \frac{k_{w2}}{D}\right)$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{k_{e2}}{D}\right) + M'_{w2} \frac{k_{e2}}{D}$$

$$M_{s2} = \frac{k_{s2}}{D} (M'_{e2} - M'_{w2})$$

$$M_{n2} = \frac{k_{n2}}{D} (M'_{e2} - M'_{w2})$$

$$\text{avec : } k_{w2} = \frac{I_{w2}}{\rho_{w2}} ; k_{e2} = \frac{I_{e2}}{\rho'_{e2}} ; k_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} ; k_{n2} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}} ; D = k_{w2} + k_{e2} + k_{s2} + k_{n2}$$

$$M'_{e2} = \left(\frac{q_e \rho'_{e2} L^2}{8,5}\right)_{\text{nœud } e} + \left(\rho'_{e2} \sum k_e \rho_e\right)_{\text{nœud } e} ; M'_{w2} = \left(\frac{q_w \rho_w L^2}{8,5}\right)_{\text{nœud } e} + \left(\rho_w \sum k_w \rho_w\right)_{\text{nœud } e}$$

* Étude d'un nœud ③

$$M_{e3} = 0 ; M_{w3} = M'_{w3} \left(1 - \frac{k_{w3}}{D_3}\right)$$

$$\rho'_{e3} = 0 ; k_{e3} = 0 \rightarrow M_{s3} = M'_{w3} \frac{k_{s3}}{D_3} ; M_{n3} = M'_{w3} \frac{k_{n3}}{D_3}$$

$$\text{avec : } M'_{w3} = \left(\frac{q_w \rho_w L^2}{8,5}\right)_{\text{nœud } 3} + \left(\rho_w \sum k_w \rho_w\right)_{\text{nœud } 3}$$

$$D_3 = k_{w3} + k_{s3} + k_{n3} \rightarrow k_{w3} = \frac{I_{w3}}{\rho_{w3}} ; k_{s3} = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}} ; k_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}}$$

$$h'_{n3} = 0,9 h_{n3} \text{ (avant dernier plancher)}$$

$$\rho'_{w3} = 0,8 \rho_{w3} ; h'_{s3} = 0,8 h_{s3} ; h_{n3} = 0,8 h_{n3} \text{ (autre cas)}$$

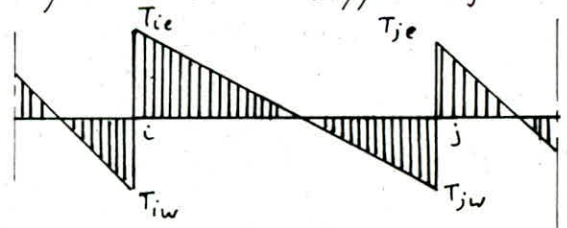
* Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres
par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres (CCBA 68 : art 15)

* Efforts normaux dans les poteaux :

les efforts normaux dans les poteaux sont donnés par les réactions d'appui i et j (efforts tranchants des poutres).

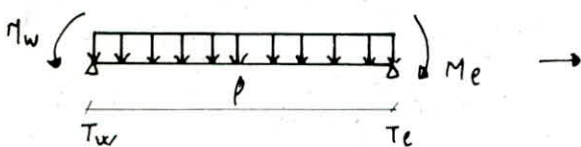
$$N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$$

$$N_j = |T_{je}| + |T_{jw}|$$



* Efforts tranchants dans les poutres

Sont calculés en considérant la travée indépendante (isostatique) et en faisant état des moments de continuité et des charges qui lui sont appliquées.



$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Caractéristiques géométriques

Portique longitudinal : 5.5

Niv	NOEuds	l_w (m)	l_c (m)	R_n (m)	R_s (m)	$I_w \cdot 10^3$ (m ⁴)	$I_c \cdot 10^3$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^3$ (m ⁴)	$I_n \cdot 10^3$ (m ⁴)	l'_w (m)	l'_c (m)	R'_n (m)	R'_s (m)	$k_w \cdot 10^3$	$k_c \cdot 10^3$	$k_n \cdot 10^3$	$k_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^{-3}$
4	P	/	2,70	/	4,25	/	0,675	1,35	/	/	2,16	/	3,4	/	0,3125	/	0,3971	0,7096
	Q	2,70	2,70	/	4,25	0,675	0,675	1,35	/	2,16	2,16	/	3,4	0,3125	0,3125	/	0,3971	1,0221
	R ÷ X	2,70	2,70	/	4,25	0,675	0,675	1,35	/	2,16	2,16	/	3,4	0,3125	0,3125	/	0,3971	1,0221
	Y	2,70	2,70	/	4,25	0,675	0,675	1,35	/	2,16	2,16	/	3,4	0,3125	0,3125	/	0,3971	1,0221
	Z	2,70	/	/	4,25	0,675	/	1,35	/	2,16	/	/	3,4	0,3125	/	/	0,3971	0,7096
3	P	/	2,70	4,25	4,25	/	0,675	1,35	1,35	/	2,16	3,825	3,4	/	0,3125	0,3529	0,3971	1,0625
	Q	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,825	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,375
	R ÷ X	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,825	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,375
	Y	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,825	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,375
	Z	2,70	/	4,25	4,25	0,675	/	1,35	1,35	2,16	/	3,825	3,4	0,3125	/	0,3529	0,3971	1,0625
2	P	/	2,70	4,25	4,25	/	0,675	1,35	1,35	/	2,16	3,4	3,4	/	0,3125	0,3529	0,3971	1,1067
	Q	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	R ÷ X	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	Y	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	Z	2,70	/	4,25	4,25	0,675	/	1,35	1,35	2,16	/	3,4	3,4	0,3125	/	0,3529	0,3971	1,1067
1	P	/	2,70	4,25	4,25	/	0,675	1,35	1,35	/	2,16	3,4	3,4	/	0,3125	0,3529	0,3971	1,1067
	Q	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	R ÷ X	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	Y	2,70	2,70	4,25	4,25	0,675	0,675	1,35	1,35	2,16	2,16	3,4	3,4	0,3125	0,3125	0,3529	0,3971	1,4192
	Z	2,70	/	4,25	4,25	0,675	/	1,35	1,35	2,16	/	3,4	3,4	0,3125	/	0,3529	0,3971	1,1067

EFFORTS DANS
LES PORTIQUES

Portique longitudinal : 5.5

Moments aux noeuds

Sous : G

Sous : P

Niv	Noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
4	P	/	1,800	/	0,988	/	0,5529	/	0,5529
	Q	1,800	1,800	0,988	0,988	0,988	0,988	/	0
	R ÷ x	1,800	1,800	0,988	0,988	0,988	0,988	/	0
	y	1,800	1,800	0,988	0,988	0,988	0,988	/	0
	z	1,800	/	0,988	/	0,5529	/	/	-0,5529
3	P	/	2,8335	/	1,5553	/	1,0979	0,5166	0,5813
	Q	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	R ÷ x	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	y	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	z	2,8335	/	1,5553	/	1,0979	/	-0,5166	-0,5813
2	P	/	2,8335	/	1,5553	/	1,1161	0,5581	0,5581
	Q	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	R ÷ x	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	y	2,8335	2,8335	1,5553	1,5553	1,5553	1,5553	0	0
	z	2,8335	/	1,5553	/	1,1161	/	-0,5581	-0,5581

Niv	Noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	Π_s (t.m)
4	P	/	0,30	/	0,1647	/	0,0922	/	0,0922
	Q	0,30	0,30	0,1647	0,1647	0,1647	0,1647	/	0
	R ÷ x	0,30	0,30	0,1647	0,1647	0,1647	0,1647	/	0
	y	0,30	0,30	0,1647	0,1647	0,1647	0,1647	/	0
	z	0,30	/	0,1647	/	0,0922	/	/	-0,0922
3	P	/	0,75	/	0,4117	/	0,2906	0,1367	0,1539
	Q	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	R ÷ x	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	y	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	z	0,75	/	0,4117	/	0,2906	/	-0,1367	-0,0922
2	P	/	0,75	/	0,4117	/	0,2954	0,1477	0,1477
	Q	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	R ÷ x	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	y	0,75	0,75	0,4117	0,4117	0,4117	0,4117	0	0
	z	0,75	/	0,4117	/	0,2954	/	-0,1477	-0,1477

Sous : G

Moments aux noeuds - Portique longitudinal : 4-4

Sous : P

Niv	noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w^L (t.m)	M_e^L (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
4	P	/	3,0585	/	1,6788	/	0,9395	/	0,9395
	Q R	3,0585	3,0585	1,6788	1,6788	1,6788	1,6788	/	0
	S	3,0585	2,3045	1,6788	1,2649	1,5523	1,3914	/	-0,1608
	T=V	2,3045	2,3045	1,2649	1,2649	1,2649	1,2649	/	0
	W	2,3045	3,0585	1,2649	1,6788	1,3914	1,5523	/	0,1608
	X-Y	3,0585	3,0585	1,6788	1,6788	1,6788	1,6788	/	0
	Z	3,0585	/	1,6788	/	0,9395	/	/	-0,9395
3	P	/	2,7192	/	1,4926	/	1,0536	0,4958	0,5578
	Q R	2,7192	2,7192	1,4926	1,4926	1,4926	1,4926	0	0
	S	2,7192	2,1327	1,4926	1,1706	1,4194	1,2438	-0,0826	-0,0929
	T=V	2,1327	2,1327	1,1706	1,1706	1,1706	1,1706	0	0
	W	2,1327	2,7192	1,1706	1,4926	1,2438	1,4194	0,0826	0,0929
	X-Y	2,7192	2,7192	1,4926	1,4926	1,4926	1,4926	0	0
	Z	2,7192	/	1,4926	/	1,0536	/	-0,4958	-0,5578
2	P	/	2,7192	/	1,4926	/	1,0711	0,5356	0,5356
	Q R	2,7192	2,7192	1,4926	1,4926	1,4926	1,4926	0	0
	S	2,7192	2,1327	1,4926	1,1706	1,4217	1,2415	-0,0901	-0,0901
	T=V	2,1327	2,1327	1,1706	1,1706	1,1706	1,1706	0	0
	W	2,1327	2,7192	1,1706	1,4926	1,2415	1,4217	0,0901	0,0901
	X-Y	2,7192	2,7192	1,4926	1,4926	1,4926	1,4926	0	0
	Z	2,7192	/	1,4926	/	1,0711	/	-0,5336	-0,5356

Niv	noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w^L (t.m)	M_e^L (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
4	P	/	0,585	/	0,3211	/	0,1797	/	0,1797
	Q R	0,585	0,585	0,3211	0,3211	0,3211	0,3211	/	0
	S	0,585	0,285	0,3211	0,1564	0,2707	0,2068	/	-0,0922
	T=V	0,285	0,285	0,1564	0,1564	0,1564	0,1564	/	0
	W	0,285	0,585	0,1564	0,3211	0,2068	0,2707	/	0,0922
	X-Y	0,585	0,585	0,3211	0,3211	0,3211	0,3211	/	0
	Z	0,585	/	0,3211	/	0,1797	/	/	-0,1797
3	P	/	1,4625	/	0,8028	/	0,5667	0,2666	0,300
	Q R	1,4625	1,4625	0,8028	0,8028	0,8028	0,8028	0	0
	S	1,4625	1,3125	0,8028	0,7204	0,7841	0,7391	-0,0211	-0,0238
	T=V	1,3125	1,3125	0,7204	0,7204	0,7204	0,7204	0	0
	W	1,3125	1,4625	0,7204	0,8028	0,7391	0,7841	0,0211	0,0238
	X-Y	1,4625	1,4625	0,8028	0,8028	0,8028	0,8028	0	0
	Z	1,4625	/	0,8028	/	0,5667	/	-0,2666	-0,300
2	P	/	1,4625	/	0,8028	/	0,5761	0,2881	0,2881
	Q R	1,4625	1,4625	0,8028	0,8028	0,8028	0,8028	0	0
	S	1,4625	1,3125	0,8028	0,7204	0,7847	0,7385	-0,0231	-0,0231
	T=V	1,3125	1,3125	0,7204	0,7204	0,7204	0,7204	0	0
	W	1,3125	1,4625	0,7204	0,8028	0,7385	0,7847	0,0231	0,0231
	X-Y	1,4625	1,4625	0,8028	0,8028	0,8028	0,8028	0	0
	Z	1,4625	/	0,8028	/	0,5761	/	-0,2881	-0,2881

Portique transversal : Z.Z

Moments aux noeuds

Sous: G

Niv	noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M'_{wL} (t.m)	M'_{eL} (t.m)	M'_{wR} (t.m)	M'_{eR} (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
4	1	/	1,2615	/	2,4705	/	1,6667	/	1,6668
	2	1,2615	1,2615	2,4705	2,7697	2,545	2,6694	/	0,1544
	3	1,2615	1,2615	2,7697	2,7697	2,7697	2,7697	/	0
	4	1,2615	1,2615	2,7697	2,4705	2,6694	2,545	/	-0,1544
	5	1,2615	/	2,4705	/	1,6667	/	/	-1,6668
3	1	/	2,373	/	4,6473	/	3,7021	1,7422	1,9599
	2	2,373	2,373	4,6473	5,2101	4,7433	5,194	0,177	0,1931
	3	2,373	2,373	5,2101	5,2101	5,2101	5,2101	0	0
	4	2,373	2,373	5,2101	4,6473	5,194	4,7433	-0,177	-0,1931
	5	2,373	/	4,6473	/	3,7021	/	-1,7422	-1,9599
2	1	/	2,373	/	4,6473	/	3,7444	1,8722	1,8722
	2	2,373	2,373	4,6473	5,2101	4,7397	5,1228	0,1916	0,1916
	3	2,373	2,373	5,2101	5,2101	5,2101	5,2101	0	0
	4	2,373	2,373	5,2101	4,6473	5,1228	4,7397	-0,1916	-0,1916
	5	2,373	/	4,6473	/	3,7444	/	-1,8722	-1,8722

Sous: P

Niv	noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M'_{wL} (t.m)	M'_{eL} (t.m)	M'_{wR} (t.m)	M'_{eR} (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
4	1	/	0,165	/	0,3231	/	0,218	/	0,218
	2	0,165	0,165	0,3231	0,3623	0,3329	0,3531	/	0,0202
	3	0,165	0,165	0,3623	0,3623	0,3623	0,3623	/	0
	4	0,165	0,165	0,3623	0,3231	0,3531	0,3329	/	-0,0202
	5	0,165	/	0,3231	/	0,218	/	/	-0,218
3	1	/	0,4125	/	0,8078	/	0,6435	0,3028	0,3407
	2	0,4125	0,4125	0,8078	0,9057	0,8245	0,890	0,0308	0,0363
	3	0,4125	0,4125	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0	0
	4	0,4125	0,4125	0,9057	0,8078	0,890	0,8245	-0,0308	-0,0363
	5	0,4125	/	0,8078	/	0,6435	/	-0,3028	-0,3407
2	1	/	0,4125	/	0,8078	/	0,6509	0,3254	0,3254
	2	0,4125	0,4125	0,8078	0,9057	0,8239	0,8905	0,0333	0,0333
	3	0,4125	0,4125	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0	0
	4	0,4125	0,4125	0,9057	0,8078	0,8905	0,8239	-0,0333	-0,0333
	5	0,4125	/	0,8078	/	0,6509	/	-0,3254	-0,3254

Portique transversal : Y.Y

Moments aux noeuds

Sous: G

Sous: P

Niv	Noeud	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	π_s (t.m)
4	1	/	1,755	/	3,473	/	2,3187	/	2,3188
	2	1,755	1,755	3,437	3,8532	3,5406	3,7554	/	0,2149
	3	1,755	1,755	3,8532	3,8532	3,8532	3,8532	/	0
	4	1,755	1,755	3,8532	3,473	3,7554	3,5406	/	-0,2148
	5	1,755	/	3,437	/	2,3187	/	/	-2,3188
3	1	/	1,581	/	3,0962	/	2,4665	1,1607	1,3058
	2	1,581	1,581	3,0962	3,4712	3,1602	3,4108	0,1179	0,1326
	3	1,581	1,581	3,4712	3,4712	3,4712	3,4712	0	0
	4	1,581	1,581	3,4712	3,0962	3,4108	3,1602	-0,1179	-0,1326
	5	1,581	/	3,0962	/	2,4665	/	-1,1607	-1,3058
2 1	1	/	1,581	/	3,0962	/	2,4947	1,2473	1,2473
	2	1,581	1,581	3,0962	3,4712	3,1578	3,4131	0,1276	0,1276
	3	1,581	1,581	3,4712	3,4712	3,4712	3,4712	0	0
	4	1,581	1,581	3,4712	3,0962	3,4131	3,1578	-0,1276	-0,1276
	5	1,581	/	3,0962	/	2,4947	/	-1,2473	-1,2473

Niv	Noeud	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	π_s (t.m)
4	1	/	0,30	/	0,5875	/	0,3964	/	0,3964
	2	0,30	0,30	0,5875	0,6587	0,6052	0,6419	/	0,0367
	3	0,30	0,30	0,6587	0,6587	0,6587	0,6587	/	0
	4	0,30	0,30	0,6587	0,5875	0,6419	0,6052	/	-0,0367
	5	0,30	/	0,5875	/	0,3964	/	/	-0,3964
3	1	/	0,75	/	1,4688	/	1,170	0,5506	0,6194
	2	0,75	0,75	1,4688	1,6467	1,4992	1,6180	0,0559	0,0629
	3	0,75	0,75	1,6467	1,6467	1,6467	1,6467	0	0
	4	0,75	0,75	1,6467	1,4688	1,6180	1,4992	-0,0559	-0,0629
	5	0,75	/	1,4688	/	1,170	/	-0,5506	-0,6194
2 1	1	/	0,75	/	1,4688	/	1,1834	0,5917	0,5917
	2	0,75	0,75	1,4688	1,6467	1,498	1,6191	0,0605	0,0605
	3	0,75	0,75	1,6467	1,6467	1,6467	1,6467	0	0
	4	0,75	0,75	1,6467	1,4688	1,6191	1,498	-0,0605	-0,0605
	5	0,75	/	1,4688	/	1,1834	/	-0,5917	-0,5917

Moments et efforts tranchants dans les poutres - Portique longitudinal : 4-4

Sous : G

NIV	travée'	l(m)	q(t/m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	T _w (t)	T _e (t)
4	P-Q	2,700	3,0585	0,9395	1,6788	3,9552	4,4028
	Q-R	2,700	3,0585	1,6788	1,6788	4,1289	4,1289
	R-S	2,700	3,0585	1,6788	1,5523	4,1758	4,0821
	S-T	2,700	2,3045	1,3914	1,2649	3,1579	3,0642
	T-U	2,700	2,3045	1,2649	1,2649	3,1111	3,1111
	U-V	2,700	2,3045	1,2649	1,2649	3,111	3,1111
	V-W	2,700	2,3045	1,2649	1,3914	3,0642	3,1579
	W-X	2,700	3,0585	1,5523	1,6788	4,0821	4,1758
	X-Y	2,700	3,0585	1,6788	1,6788	4,1289	4,1289
	Y-Z	2,700	3,0585	1,6788	0,9395	4,4028	3,9552
3	P-Q	2,700	2,7192	1,0536	1,4926	3,5083	3,9335
	Q-R	2,700	2,7192	1,4926	1,4926	3,6709	3,6709
	R-S	2,700	2,7192	1,4926	1,4194	3,6980	3,6438
	S-T	2,700	2,1327	1,2438	1,1706	2,9063	2,8520
	T-U	2,700	2,1327	1,1706	1,1706	2,8791	2,8791
	U-V	2,700	2,1327	1,1706	1,1706	2,8791	2,8791
	V-W	2,700	2,1327	1,1706	1,2438	2,8520	2,9063
	W-X	2,700	2,7192	1,4194	1,4926	3,6438	3,6980
	X-Y	2,700	2,7192	1,4926	1,4926	3,6709	3,6709
	Y-Z	2,700	2,7192	1,4926	1,0536	3,8335	3,5083
2	P-Q	2,700	2,7192	1,0711	1,4926	3,5148	3,8270
	Q-R	2,700	2,7192	1,4926	1,4926	3,6708	3,6709
	R-S	2,700	2,7192	1,4926	1,4217	3,6972	3,6447
	S-T	2,700	2,1327	1,2415	1,1706	2,9054	2,8529
	T-U	2,700	2,1327	1,1706	1,1706	2,8791	2,8791
	U-V	2,700	2,1327	1,1706	1,1706	2,8791	2,8791
	V-W	2,700	2,1327	1,1706	1,2415	2,8529	2,9054
	W-X	2,700	2,7192	1,4217	1,4926	3,6447	3,6972
	X-Y	2,700	2,7192	1,4926	1,4926	3,6709	3,6709
	Y-Z	2,700	2,7192	1,4926	1,0711	3,8270	3,5148

Sous : P

NIV	travée'	l(m)	q(t/m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	T _w (t)	T _e (t)
4	P-Q	2,700	0,585	0,1797	0,3211	0,7374	0,8421
	Q-R	2,700	0,585	0,3211	0,3211	0,7898	0,7898
	R-S	2,700	0,585	0,3211	0,2707	0,8084	0,7711
	S-T	2,700	0,285	0,2068	0,1564	0,4034	0,3611
	T-U	2,700	0,285	0,1564	0,1564	0,3848	0,3848
	U-V	2,700	0,285	0,1564	0,1564	0,3848	0,3848
	V-W	2,700	0,285	0,1564	0,2068	0,3611	0,4034
	W-X	2,700	0,585	0,2707	0,3211	0,7711	0,8084
	X-Y	2,700	0,585	0,3211	0,3211	0,7898	0,7898
	Y-Z	2,700	0,585	0,3211	0,1797	0,8421	0,7374
3	P-Q	2,700	1,4625	0,5667	0,8028	1,8869	2,0618
	Q-R	2,700	1,4625	0,8028	0,8028	1,9744	1,9744
	R-S	2,700	1,4625	0,8028	0,7841	1,9813	1,9674
	S-T	2,700	1,3125	0,7391	0,7204	1,7788	1,7669
	T-U	2,700	1,3125	0,7204	0,7204	1,7719	1,7719
	U-V	2,700	1,3125	0,7204	0,7204	1,7719	1,7719
	V-W	2,700	1,3125	0,7204	0,7391	1,7669	1,7788
	W-X	2,700	1,4625	0,7841	0,8028	1,9674	1,9813
	X-Y	2,700	1,4625	0,8028	0,8028	1,9744	1,9744
	Y-Z	2,700	1,4625	0,8028	0,5667	2,0618	1,8869
2	P-Q	2,700	1,4625	0,5767	0,8028	1,8904	2,0583
	Q-R	2,700	1,4625	0,8028	0,8028	1,9744	1,9744
	R-S	2,700	1,4625	0,8028	0,7841	1,9813	1,9674
	S-T	2,700	1,3125	0,7385	0,7204	1,7786	1,7652
	T-U	2,700	1,3125	0,7204	0,7204	1,7719	1,7719
	U-V	2,700	1,3125	0,7204	0,7204	1,7719	1,7719
	V-W	2,700	1,3125	0,7204	0,7385	1,7652	1,7786
	W-X	2,700	1,4625	0,7847	0,8028	1,9674	1,9813
	X-Y	2,700	1,4625	0,8028	0,8028	1,9744	1,9744
	Y-Z	2,700	1,4625	0,8028	0,5767	2,0583	1,8904

Moments et efforts tranchants dans les poutres - Portique longitudinal : 5.5

Sous : G

NIV	travée	l(m)	q(t/ml)	Mw(t.m)	Me(t.m)	Tw(t)	Te(t)
4	P-Q	2,70	1,80	0,988	0,988	2,2689	-2,5911
	Q-R	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	R-S	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	S-T	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	T-U	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	U-V	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	V-W	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	W-X	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	X-Y	2,70	1,80	0,988	0,988	2,430	-2,430
	Y-Z	2,70	1,80	0,988	0,988	2,5911	-2,2689
3	P-Q	2,70	2,8335	1,0979	1,5553	3,6558	-3,9946
	Q-R	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	R-S	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	S-T	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	T-U	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	U-V	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	V-W	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	W-X	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	X-Y	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	Y-Z	2,70	2,8335	1,5553	1,0979	3,9946	-3,6558
2	P-Q	2,70	2,8335	1,1161	1,5553	3,6625	-3,9879
	Q-R	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	R-S	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	S-T	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	T-U	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	U-V	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	V-W	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	W-X	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	X-Y	2,70	2,8335	1,5553	1,5553	3,8252	-3,8252
	Y-Z	2,70	2,8335	1,5553	1,1161	3,6625	-3,9879

Sous : P

NIV	travée	l(m)	q(t/ml)	Mw(t.m)	Me(t.m)	Tw(t)	Te(t)
4	P-Q	2,70	0,30	0,0922	0,1647	0,3781	-0,4319
	Q-R	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	R-S	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	S-T	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	T-U	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	U-V	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	V-W	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	W-X	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	X-Y	2,70	0,30	0,1647	0,1647	0,405	-0,405
	Y-Z	2,70	0,30	0,1647	0,0922	0,4319	-0,3781
3	P-Q	2,70	0,75	0,2906	0,4117	0,9676	-1,0574
	Q-R	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	R-S	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	S-T	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	T-U	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	U-V	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	V-W	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	W-X	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	X-Y	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	Y-Z	2,70	0,75	0,4117	0,2906	1,0574	-0,9676
2	P-Q	2,70	0,75	0,2954	0,4117	0,9694	-1,0556
	Q-R	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	R-S	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	S-T	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	T-U	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	U-V	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	V-W	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	W-X	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	X-Y	2,70	0,75	0,4117	0,4117	1,0125	-1,0125
	Y-Z	2,70	0,75	0,4117	0,2954	1,0556	-0,9694

Moments et efforts tranchants dans les poutres - Portique transversal : Y-Y

Sous: G

NIV	Travée	ℓ (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
4	1-2	5,10	1,755	2,3187	3,5406	4,2356	-4,7148
	2-3	5,40	1,755	3,7554	3,8532	4,7204	-4,7566
	3-4	5,40	1,755	3,8532	3,7554	4,7566	-4,7204
	4-5	5,10	1,755	3,5406	2,3187	4,7148	-4,2356
3	1-2	5,10	1,581	2,4665	3,1602	3,8955	-4,1676
	2-3	5,40	1,581	3,4108	3,4712	4,2175	-4,2799
	3-4	5,40	1,581	3,4712	3,4108	4,2799	-4,2575
	4-5	5,10	1,581	3,1602	2,4665	4,1676	-3,8955
2	1-2	5,10	1,581	2,4947	3,1548	3,9021	-4,1609
	2-3	5,40	1,581	3,4131	3,4712	4,2579	-4,2794
1	3-4	5,40	1,581	3,4712	3,4131	4,2794	-4,2579
	4-5	5,10	1,581	3,1578	2,4947	4,1609	-3,9021

Sous: P

NIV	Travée	ℓ (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
4	1-2	5,10	0,30	0,3963	0,6052	0,7240	-0,8059
	2-3	5,40	0,30	0,6419	0,6587	0,8068	-0,8131
	3-4	5,40	0,30	0,6587	0,6419	0,8131	-0,8068
	4-5	5,10	0,30	0,6052	0,3963	0,8059	-0,7240
3	1-2	5,10	0,75	1,170	1,4991	1,8479	-1,9770
	2-3	5,40	0,75	1,618	1,6467	2,0196	-2,0303
	3-4	5,40	0,75	1,6467	1,6180	2,0303	-2,0196
	4-5	5,10	0,75	1,4991	1,170	1,8479	-1,8479
2	1-2	5,10	0,75	1,1834	1,498	1,8508	-1,9741
	2-3	5,40	0,75	1,6191	1,6467	2,0199	-2,0301
1	3-4	5,40	0,75	1,6467	1,6191	2,0301	-2,0199
	4-5	5,10	0,75	1,4998	1,1834	1,9741	-1,8508

Moments et efforts tranchants dans les poutres - Portique transversal : Z-Z

Sous: G

NIV	Travée	ℓ (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
4	1-2	5,10	1,2615	1,6667	2,545	3,0446	-3,3890
	2-3	5,40	1,2615	2,6994	2,7697	3,3930	-3,4190
	3-4	5,40	1,2615	2,69	2,6994	3,4190	-3,3930
	4-5	5,10	1,2615	2,545	1,6667	3,3890	-3,0446
3	1-2	5,10	2,3730	3,7021	4,7433	5,8469	-6,2553
	2-3	5,40	2,3730	5,1194	5,2101	6,3903	-6,4238
	3-4	5,40	2,3730	5,2101	5,1194	6,4238	-6,3903
	4-5	5,10	2,3730	4,7433	3,7021	6,2553	-5,8469
2	1-2	5,10	2,3730	3,7444	4,7397	5,8559	-6,2463
	2-3	5,40	2,3730	5,1228	5,2101	6,3909	-6,4232
1	3-4	5,40	2,3730	5,2101	5,1228	6,4232	-6,3909
	4-5	5,10	2,3730	4,7397	3,7444	6,2463	-5,8559

Sous: P

Niv	Travée	ℓ (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
4	1-2	5,10	0,165	0,2180	0,3329	0,3982	-0,4433
	2-3	5,40	0,165	0,3531	0,3623	0,4437	-0,4472
	3-4	5,40	0,165	0,3623	0,3531	0,4472	-0,4437
	4-5	5,10	0,165	0,3329	0,2180	0,4433	-0,3982
3	1-2	5,10	0,4125	0,6435	0,8245	1,0163	-1,0873
	2-3	5,40	0,4125	0,890	0,9057	1,1108	-1,1166
	3-4	5,40	0,4125	0,9057	0,890	1,1166	-1,1108
	4-5	5,10	0,4125	0,8245	0,6435	1,0873	-1,0163
2	1-2	5,10	0,4125	0,6509	0,8239	1,0218	-1,0818
	2-3	5,40	0,4125	0,8905	0,9057	1,1109	-1,1165
1	3-4	5,40	0,4125	0,9057	0,8905	1,1165	-1,1109
	4-5	5,10	0,4125	0,8239	0,6509	1,0818	-1,0218

Efforts normaux dans les poteaux - Portique longitudinal : 5.5

Sous : G

Sous : P

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	N _{cum} (t)
4	P		2,2689	2,2689	2,2689
	Q	-2,5911	2,430	5,0211	5,0211
	R	-2,430	2,430	4,860	4,860
	S	-2,430	2,430	4,860	4,860
	T	-2,430	2,430	4,860	4,860
	U	-2,430	2,430	4,860	4,860
	V	-2,430	2,430	4,860	4,860
	W	-2,430	2,430	4,860	4,860
	X	-2,430	2,430	4,860	4,860
	Y	-2,430	2,5911	5,0211	5,0211
	Z	-2,2689		2,2689	2,2689
	3	P		3,6558	3,6558
Q		-3,9946	3,8252	7,8198	12,8409
R		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
S		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
T		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
U		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
V		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
W		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
X		-3,8252	3,8252	7,6504	12,5104
Y		-3,8252	3,9946	7,8198	12,8409
Z		-3,6558		3,6558	5,9247
2		P		3,6625	3,6625
	Q	-3,9879	3,8252	7,8131	20,654
	R	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	S	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	T	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	U	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	V	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	W	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	X	-3,8252	3,8252	7,6504	20,1608
	Y	-3,8252	3,9879	7,8131	20,654
	Z	-3,6625		3,6625	9,5872
	1	P		3,6625	3,6625
Q		-3,9879	3,8252	7,8131	28,4671
R		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
S		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
T		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
U		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
V		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
W		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
X		-3,8252	3,8252	7,6504	27,8112
Y		-3,8252	3,9879	7,8131	28,4671
Z		-3,6625		3,6625	13,2497

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	N _{cum} (t)
4	P		0,3781	0,3781	0,3781
	Q	-0,4319	0,405	0,8369	0,8369
	R	-0,405	0,405	0,810	0,810
	S	-0,405	0,405	0,810	0,810
	T	-0,405	0,405	0,810	0,810
	U	-0,405	0,405	0,810	0,810
	V	-0,405	0,405	0,810	0,810
	W	-0,405	0,405	0,810	0,810
	X	-0,405	0,405	0,810	0,810
	Y	-0,405	0,4319	0,8369	0,8369
	Z	-0,3781		0,3781	0,3781
	3	P		0,9676	0,9676
Q		-1,0574	1,0125	2,0699	2,9068
R		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
S		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
T		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
U		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
V		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
W		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
X		-1,0125	1,0125	2,025	2,835
Y		-1,0125	1,0574	2,0699	2,9068
Z		-0,9676		0,9676	1,3457
2		P		0,9694	0,9694
	Q	-1,0556	1,0125	2,0681	4,9749
	R	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	S	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	T	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	U	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	V	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	W	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	X	-1,0125	1,0125	2,025	4,860
	Y	-1,0125	1,0556	2,0681	4,9749
	Z	-0,9694		0,9694	2,3151
	1	P		0,9694	0,9694
Q		-1,0556	1,0125	2,0681	7,043
R		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
S		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
T		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
U		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
V		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
W		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
X		-1,0125	1,0125	2,025	6,885
Y		-1,0125	1,0556	2,0681	7,043
Z		-0,9694		0,9694	3,2845

Efforts normaux dans les poteaux - Portique longitudinal : 4-4

Sous: G

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	N _{cum} (t)
4	P		3,8552	3,8552	3,8552
	Q	-4,4028	4,1289	8,5317	8,5317
	R	-4,1289	4,1758	8,3047	8,3047
	S	-4,0821	3,1579	7,240	7,240
	T	-3,0642	3,1111	6,1753	6,1753
	U	-3,1111	3,1111	6,2222	6,2222
	V	-3,1111	3,0642	6,1752	6,1752
	W	-3,1579	4,0821	7,240	7,240
	X	-4,1758	4,1289	8,3047	8,3047
	Y	-4,1289	4,4028	8,5317	8,5317
	Z	-3,8552		3,8552	3,8552
	3	P		3,5083	3,5083
Q		-3,8335	3,6709	7,5044	16,0361
R		-3,6709	3,6980	7,3689	15,6736
S		-3,6438	2,9063	6,5501	13,7901
T		-2,8520	2,8791	5,7311	11,9064
U		-2,8791	2,8791	5,7582	11,9804
V		-2,8791	2,8520	5,7311	11,9063
W		-2,9063	3,6438	6,5501	13,7901
X		-3,6980	3,6709	7,3689	15,6736
Y		-3,6709	3,8335	7,5044	16,0361
Z		-3,5083		3,5083	7,3635
2		P		3,5148	3,5148
	Q	-3,8270	3,6709	7,4979	23,534
	R	-3,6709	3,6972	7,3681	23,0417
	S	-3,6447	2,9054	6,5501	20,3402
	T	-2,8529	2,8791	5,7320	17,6384
	U	-2,8791	2,8791	5,7582	17,7386
	V	-2,8791	2,8529	5,7320	17,6383
	W	-2,9054	3,6447	6,5501	20,3402
	X	-3,6972	3,6709	7,3681	23,0417
	Y	-3,6709	3,8270	7,4979	23,534
	Z	-3,5148		3,5148	10,8783
	1	P		3,5148	3,5148
Q		-3,8270	3,6709	7,4979	31,0319
R		-3,6709	3,6972	7,3681	30,4098
S		-3,6447	2,9054	6,5501	26,8903
T		-2,8529	2,8791	5,732	23,3704
U		-2,8791	2,8791	5,7582	23,4968
V		-2,8791	2,8529	5,7320	23,3703
W		-2,9054	3,6447	6,5501	26,8903
X		-3,6972	3,6709	7,3681	30,4098
Y		-3,6709	3,8270	7,4979	31,0319
Z		-3,5148		3,5148	14,3931

Sous: P

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	N _{cum} (t)
4	P		0,7374	0,7374	0,7374
	Q	-0,8421	0,7898	1,6319	1,6319
	R	-0,7898	0,8084	1,5982	1,5982
	S	-0,7711	0,4034	1,1745	1,1745
	T	-0,3661	0,3848	0,7509	0,7509
	U	-0,3848	0,3848	0,7696	0,7696
	V	-38,48	0,3611	0,7509	0,7509
	W	-0,4034	0,7711	1,1745	1,1745
	X	-0,8084	0,7898	1,5982	1,5982
	Y	-0,7898	0,8421	1,6319	1,6319
	Z	-0,7374		0,7374	0,7374
	3	P		1,8869	1,8869
Q		-2,0618	1,9744	4,0362	5,6681
R		-1,9744	1,9813	3,9557	5,5539
S		-1,9674	1,7788	3,7462	4,9207
T		-1,7649	1,7719	3,5368	4,2877
U		-1,7719	1,7719	3,5438	4,3134
V		-1,7719	1,7649	3,5368	4,2877
W		-1,7788	1,9674	3,7462	4,9207
X		-1,9813	1,9744	3,9557	5,5539
Y		-1,9744	2,0618	4,0362	5,6681
Z		-1,8869		1,8869	2,6243
2		P		1,8904	1,8904
	Q	-2,0583	1,9744	4,0327	9,7008
	R	-1,9744	1,9813	3,9557	9,5096
	S	-1,9674	1,7786	3,7460	8,6667
	T	-1,7652	1,7719	3,5371	7,8248
	U	-1,7719	1,7719	3,5438	7,8573
	V	-1,7719	1,7652	3,5371	7,8248
	W	-1,7786	1,9674	3,7460	8,6667
	X	-1,9813	1,9744	3,9557	9,5096
	Y	-1,9744	2,0583	4,0327	9,7008
	Z	-1,8904		1,8904	4,5147
	1	P		1,8904	1,8904
Q		-2,0583	1,9744	4,0327	13,7335
R		-1,9744	1,9813	3,9557	13,4653
S		-1,9644	1,7786	3,7460	12,4127
T		-1,7652	1,7719	3,5371	11,3619
U		-1,7719	1,7719	3,5438	11,4011
V		-1,7719	1,7652	3,5371	11,3619
W		-1,7786	1,9674	3,7460	12,4127
X		-1,9813	1,9744	3,9557	13,4653
Y		-1,9744	2,0583	4,0327	13,7335
Z		-1,8904		1,8904	6,4051

Efforts normaux dans les poteaux - Portique transversal : Y-Y

Sous: G

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	Ncum (t)
4	1		4,2356	4,2356	4,2356
	2	-4,7148	4,7204	9,4352	9,4352
	3	-4,7566	4,7566	9,5132	9,5132
	4	-4,7204	4,7148	9,4352	9,4352
	5	-4,2356		4,2356	4,2356
3	1		3,8955	3,8955	8,1311
	2	-4,1676	4,2575	8,4251	17,8603
	3	-4,2799	4,2799	8,5598	18,073
	4	-4,2575	4,1676	8,4251	17,8603
	5	-3,8955		3,8955	8,1311
2	1		3,9021	3,9021	12,0332
	2	-4,1609	4,2579	8,4188	26,2791
	3	-4,2794	4,2794	8,5588	26,6318
	4	-4,2579	4,1609	8,4188	26,2791
	5	-3,9021		3,9021	12,0332
1	1		3,9021	3,9021	15,1253
	2	-4,1609	4,2579	8,4188	34,6979
	3	-4,2794	4,2794	8,5588	35,1906
	4	-4,2579	4,1609	8,4188	34,6979
	5	-3,9021		3,9021	15,1253

Sous: P

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	Ncum (t)
4	1		0,7240	0,7240	0,7240
	2	-0,8059	0,8068	1,6127	1,6127
	3	-0,8131	0,8131	1,6262	1,6262
	4	-0,8068	0,8059	1,6127	1,6127
	5	-0,7240		0,7240	0,7240
3	1		1,8479	1,8479	2,5719
	2	-1,977	2,0196	3,9966	5,6093
	3	-2,0303	2,0303	4,0606	5,6868
	4	-2,0196	1,977	3,9966	5,6093
	5	-1,8479		1,8479	2,5719
2	1		1,8508	1,8508	4,4227
	2	-1,9741	2,0199	3,9940	9,6033
	3	-2,0301	2,0301	4,0602	9,747
	4	-2,0199	1,9741	3,9940	9,6033
	5	-1,8508		1,8508	4,4227
1	1		1,8508	1,8508	6,2735
	2	-1,9741	2,0199	3,9940	13,5973
	3	-2,0301	2,0301	4,0602	13,8072
	4	-2,0199	1,9741	3,9940	13,5973
	5	-1,8508		1,8508	6,2735

Efforts normaux dans les poteaux - Portique transversal : Z-Z

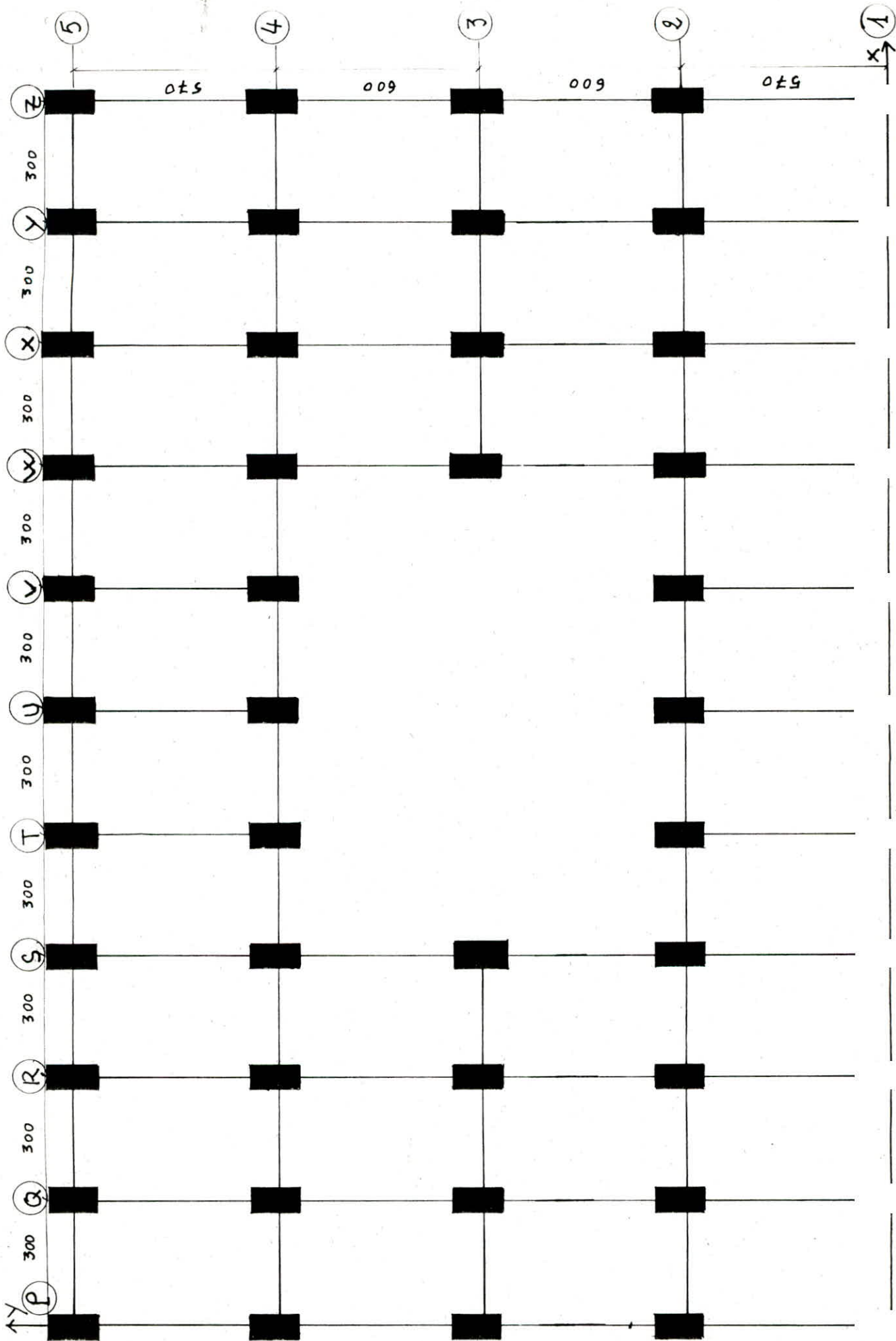
Sous: G

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	Ncum (t)
4	1		3,0446	3,0446	3,0446
	2	-3,3890	3,3930	6,782	6,782
	3	-3,4190	3,4190	3,838	3,838
	4	-3,3930	3,3890	6,782	6,782
	5	-3,0446		3,0446	3,0446
3	1		5,8469	5,8469	8,8915
	2	-6,2553	6,3903	12,6456	19,4276
	3	-6,4238	6,4238	12,8476	16,6856
	4	-6,3903	6,2553	12,6456	19,4276
	5	-5,8489		5,8489	8,8915
2	1		5,8559	5,8559	14,7474
	2	-6,2463	6,3909	12,6372	32,0648
	3	-6,4232	6,4232	12,8464	29,532
	4	-6,3909	6,2463	12,6372	32,0648
	5	-5,8559		5,8559	14,7474
1	1		5,8559	5,8559	20,6033
	2	-6,2463	6,3909	12,6372	44,7020
	3	-6,4232	6,4232	12,8464	42,3784
	4	-6,3909	6,2463	12,6372	44,7020
	5	-5,8559		5,8559	20,6033

Sous: P

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	Ncum (t)
4	1		0,3982	0,3982	0,3982
	2	-0,4433	0,4437	0,8870	0,8870
	3	-0,4472	0,4472	0,8944	0,8944
	4	-0,4437	0,4433	0,8870	0,8870
	5	-0,3982		0,3982	0,3982
3	1		1,0163	1,0163	1,4145
	2	-1,0873	1,1108	2,1981	3,0851
	3	-1,1166	1,1166	2,2332	3,1276
	4	-1,1108	1,0873	2,1981	3,0851
	5	-1,0163		1,0163	1,4145
2	1		1,0218	1,0218	2,4363
	2	-1,0818	1,1109	2,1927	5,2778
	3	-1,1165	1,1165	2,2330	5,3606
	4	-1,1109	1,0818	2,1927	5,2778
	5	-1,0218		1,0218	2,4363
1	1		1,0218	1,0218	3,4581
	2	-1,0818	1,1109	2,1927	7,4705
	3	-1,1165	1,1165	2,233	7,5936
	4	-1,1109	1,0818	2,1927	7,4705
	5	-1,0218		1,0218	3,4581

ETUDE AU SEISME



RIGIDITES

le calcul des rigidités ainsi le calcul des efforts sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO"

* Exposé de la méthode :

c'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (seisme), basé sur les rigidités des niveaux, des étages, dont "MUTO" propose des formules approchées.

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

* conditions d'application.

- cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leurs plan ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- le diagramme de répartition des charges en élévation soit rectangulaire (cas du vent) ou triangulaire (cas du seisme)
- pour obtenir une précision convenable il faut que la raideur (I/l) dans les poutres ne soit pas très faible devant celle des poteaux, on doit avoir $k \geq 0,2$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- les poteaux dont $k < 0,2$ doivent être considérés comme ne faisant pas partie de la structure résistante aux charges horizontales.
- les raideurs (I/l) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre $0,5 \div 0,2$).
- la raideur (I/l) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre $0,5 \div 0,2$)
- on doit pas avoir de variation de rigidités entre deux niveaux adjacents.

* Etapes de calcul.

1. calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.

$$k_{pot} = I/l \quad ; \quad k_{pout} = I/l.$$

2. calcul des coefficients k et du coefficient de correction a_j dans les 2 sens.

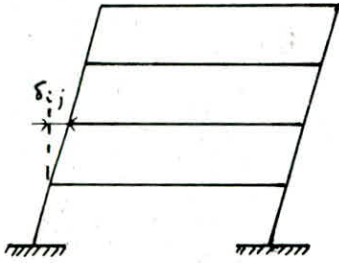
3. calcul des raideurs corrigées des poteaux $a_j k_j$ dans les deux sens

4. calcul de la rigidité de niveau dans les deux sens.

5. détermination du centre de masse et du centre de torsion.

6. calcul de la rigidité à la torsion.

* a). déplacement relatif du niveau "j"



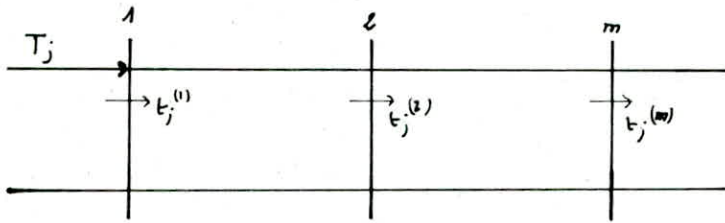
c'est le déplacement du plancher (j)
par rapport au plancher, immédiatement
inférieur (j-1).

b) Rigidité de niveau "j" d'un portique.

la rigidité (R_j) relative de niveau "j" représente l'effort tranchant de niveau qui produit un déplacement relatif de niveau égal à l'unité.

$$R_j = T_j / \delta_j$$

c) Rigidité d'un poteau relatif à un niveau "j"



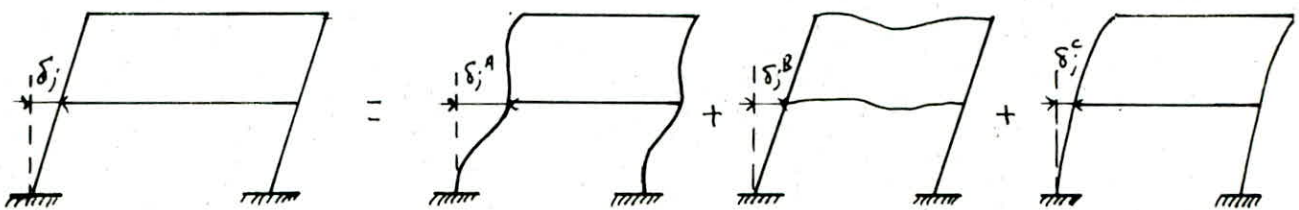
soit $t_j^{(i)}$: part de l'effort tranchant de niveau T_j revenant au poteau (i) du niveau (j) considéré; la rigidité du poteau (i) est donnée par $r_j^{(i)} = t_j^{(i)} / \delta_j$

d). Expression de la rigidité relative de niveau "j" en fonction de celle du poteau

$$R_j = T_j / \delta_j = \sum_{i=1}^{i=m} r_j^{(i)} \quad ; \quad (\text{on suppose que tous les poteaux du même niveau ont le même déplacement}).$$

e) Rigidité de niveau :

un portique à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales a un déplacement qui peut être décomposé en 3 composantes : $\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$



δ_j^A : déplacement de translation dû à la déformation de flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides.

δ_j^C : déplacement de console dû aux déformations axiales relatives des poteaux tendus respectivement comprimés.

δ_j^B : déplacement dû à la rotation des nœuds en fonction de la rigidité réelle des poutres.

si le portique ne dépasse pas 15 niveaux $\delta_j^C = 0 \Rightarrow \delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B$

et la rigidité de niveau deviendra

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j^A + \delta_j^B} = \frac{T_j}{\delta_j^A (1 + \delta_j^B / \delta_j^A)} = \frac{T_j}{\delta_j^A} a_j$$

$$R_j = T_j a_j / \delta_j^A = R_j^\infty a_j \quad \text{avec } a_j = \frac{1}{1 + (\delta_j^B / \delta_j^A)} ; \text{ coefficient de "MUTO"}$$

$R_j^\infty = T_j / \delta_j^A$; rigidité de niveau avec des poteaux infiniment rigides.

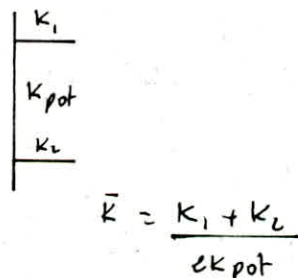
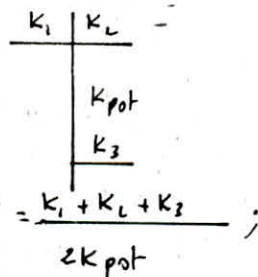
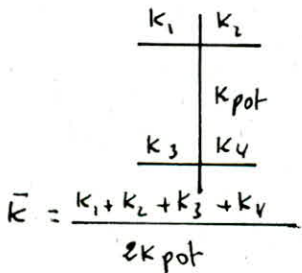
- niveau 1^{er} étage : les poteaux sont supposés encastrés dans les poutres qui eux même sont encastrées dans des voiles très rigides.

- MUTO nous donne les coefficients a_j comme suit.

* Etage courant :

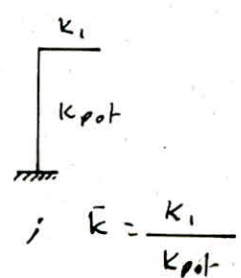
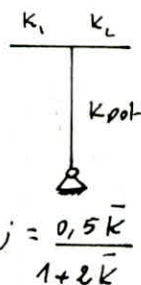
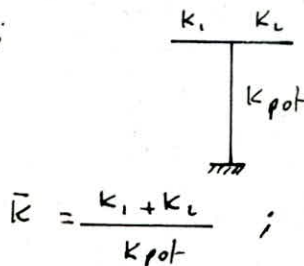
$$a_j = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\bar{k} = \frac{\sum k \text{ poutres}}{2k \text{ poteau}} ;$$



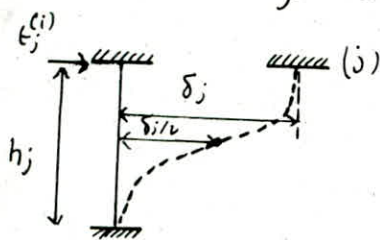
* 1^{er} niveau (R.D.C)

$$a_j = \frac{0,5 \bar{k}}{2 + \bar{k}} ;$$



et $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$

f = calcul de la rigidité corrigée d'un poteau (i) du niveau (j).



soit $(r_j^{(i)})$ la rigidité d'un poteau (i) du niveau (j) supposé encastré à ses extrémités (avec poutres infiniment rigides)

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

avec $k_j^{(i)} = I_j^{(i)} / h_j =$ rigidité linéaire du poteau (i)

$$E = E_j = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{275.12} = 381483 \text{ kg/cm}^2.$$

$I_j^{(i)}$ = moment d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le c.d.g. de la section du poteau et \perp à $F_j^{(i)}$

h_j = hauteur d'étage (j)

la rigidité corrigée du poteau (i) est donnée par.

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

e) rigidité relative de niveau corrigée d'un portique.

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

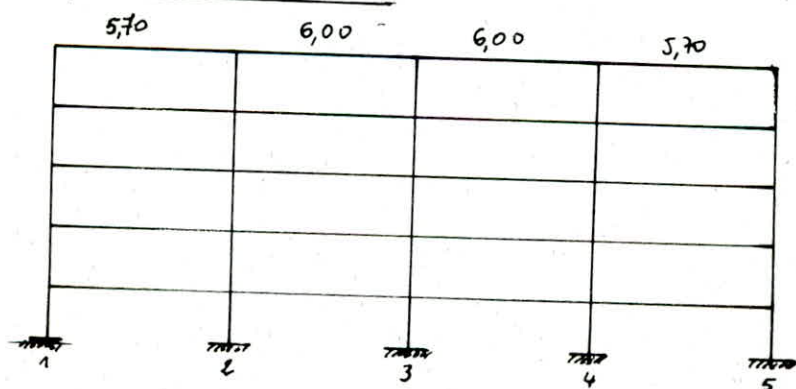
pour le même étage ($h_j = \text{cte}$) $\Rightarrow R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot D_j$

avec $D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}$

$R_j = \sum R_j$ rigidité relative d'un étage.

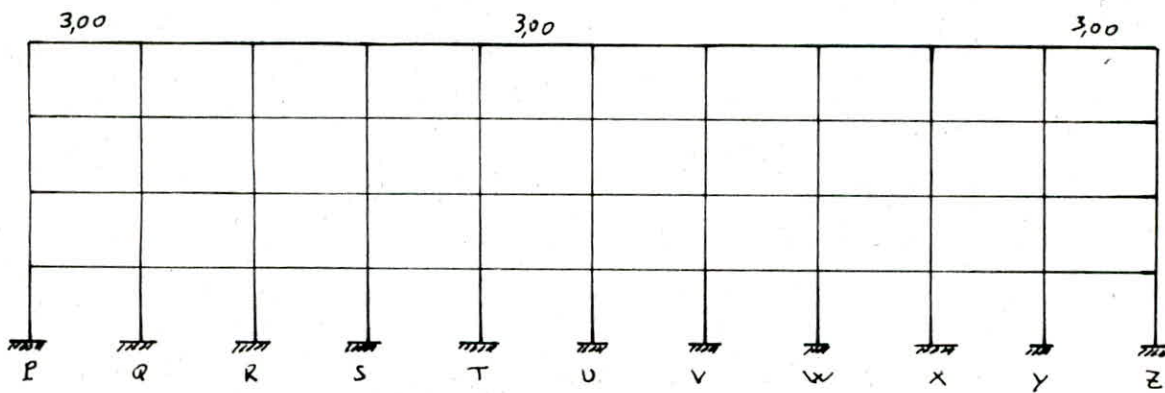
* CALCUL des rigidités relatives de niveau corrigées.

A) portiques transversaux.



Niv	Pot	\bar{E}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
4	1	0,4569	0,1860	1200	223,20	1549,32	35398,86
	2	0,8909	0,3082	1200	369,84		
3	3	0,8681	0,3027	1200	363,24		
	4	0,8909	0,3082	1200	369,84		
2	5	0,4569	0,1860	1200	223,20		
1	1	0,4569	0,3895	1200	467,4	2661,84	60817,72
	2	0,8909	0,4811	1200	577,32		
	3	0,8681	0,4770	1200	572,4		
	4	0,8909	0,4811	1200	577,32		
	5	0,4569	0,3895	1200	467,4		

B) Portiques longitudinaux.



Niv	Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j	
4	P	0,75	0,2727	300	81,81	1320,84	30178,55	
	Q	1,50	0,4286	300	128,58			
	R	1,50	0,4286	300	128,58			
	S	1,50	0,4286	300	128,58			
	T	1,50	0,4286	300	128,58			
	U	1,50	0,4286	300	128,58			
	3	V	1,50	0,4286	300			128,58
		W	1,50	0,4286	300			128,58
	2	X	1,50	0,4286	300			128,58
		Y	1,50	0,4286	300			128,58
	Z	0,75	0,2727	300	81,81			
1	P	0,75	0,4545	300	136,35	1815,48	41480,09	
	Q	1,50	0,5714	300	171,42			
	R	1,50	0,5714	300	171,42			
	S	1,50	0,5714	300	171,42			
	T	1,50	0,5714	300	171,42			
	U	1,50	0,5714	300	171,42			
	V	1,50	0,5714	300	171,42			
	W	1,50	0,5714	300	171,42			
	X	1,50	0,5714	300	171,42			
	Y	1,50	0,5714	300	171,42			
	Z	0,75	0,4545	300	136,35			

* Rigidités par étage

NIV	4	3	2	1
R_{jx}	139942,16	139942,16	139942,16	194048,08
R_{jy}	344386,98	344386,98	344386,98	614691,62

* calcul des coordonnées du centre de torsion: (x_c, y_c) en (m)

on a :

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^{k-1} R_{ji} x_i}{\sum R_{ji}} ; \quad y_c = \frac{\sum_{i=1}^{k-1} R_{ji} \cdot y_i}{\sum R_{ji}}$$

* Calcul des coordonnées du centre de masse :

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^{i_{cum}} S_i x_i}{\sum_{i=1}^{i_{cum}} S_i} ; \quad y_G = \frac{\sum_{i=1}^{i_{cum}} S_i y_i}{\sum_{i=1}^{i_{cum}} S_i}$$

NIV	x_G	x_c	$e_x = x_G - x_c $	y_G	y_c	$e_y = y_G - y_c $
4, 3, 2	14,87	13,667	1,203	11,56	10,896	0,664
1	14,87	13,436	1,434	11,56	10,852	0,708

* Excentricité accidentelle:

(Art 3.3.5) R.P.A. 81.

5% de la plus grande dimension : $L = 30 \text{ m}, 30$.

$$e_x = \frac{5 \times 30,30}{100} = 1,515 \text{ m} \quad , \quad e_y = 1,313 \text{ m}.$$

alors on prend pour tous les niveaux.

$$e_x = e_y = \max(1,515 ; 1,313) = 1,515 \text{ m} = e.$$

* calcul de la rigidité à la torsion ($R_{j\theta}$).

la rigidité à la torsion de l'étage (j) est donnée par la formule suivante.

$$R_{j\theta} = \sum_{t=p}^2 R_{jt}^{(t)} [x_j^{(t)}]^2 + \sum_{p=1,2,\dots}^5 R_{jx}^{(p)} [x_j^{(p)}]^2$$

NIV	4-3-2	1
$R_{j\theta}$ (t.m)	4599835,917	7558868,302

FORCES SISMQUES

pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées. (art. 3.2) R.P.A. 81.

* Méthode statique équivalente.

- intensité de la force horizontale totale (R.P.A., Art 3.3.1).

$$V = ADBQw$$

v: force horizontale

A: Coeff. d'accélération des zones, il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

groupe d'usage "2", Zone II $\rightarrow A = 0,15$ (R.P.A. - Tab 1, p. 30).

D: facteur d'amplification dynamique moyen; il sera déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment (p. 31, RPA 81, Art 3.3.1c)

* Détermination de la période T

bâtiments dans lesquels le système de contreventement est une ossature autostable capable de reprendre à 100% les forces horizontales.

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad ; \quad \text{Sens long. } T = \frac{0,09 \cdot 22,4}{\sqrt{30,30}} = 0,3662 \rightarrow D = 1,82$$

$$\text{Sens trans. } T = \frac{0,09 \cdot 22,4}{\sqrt{24}} = 0,4115 \rightarrow D = 1,68$$

B: facteur de comportement de la structure. dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements.

(Tab 2) , Portique autostable en B.A. $B = 1/4$.

Q: facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec: } P_q : \text{ pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité } q$$

Sens long. $Q = 1,2$; Sens trans. $Q = 1,3$

w: totalité des charges (poids propre de la structure; poids des remplissages et des revêtements; poids des équipements fixe)

$$\text{Niv 4 ; } w = 687,407 \text{ t.}$$

$$\text{Niv 1, 2, 3; } w = 613,736 \text{ t.} \quad \Rightarrow w_t = 2791,89 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow \text{Sens trans. } v = 0,15 \cdot 1,68 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 2791,89 = 288,65 \text{ t.}$$

$$\text{Sens long. } v = 0,15 \cdot 1,82 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 2791,89 = 288,65 \text{ t.}$$

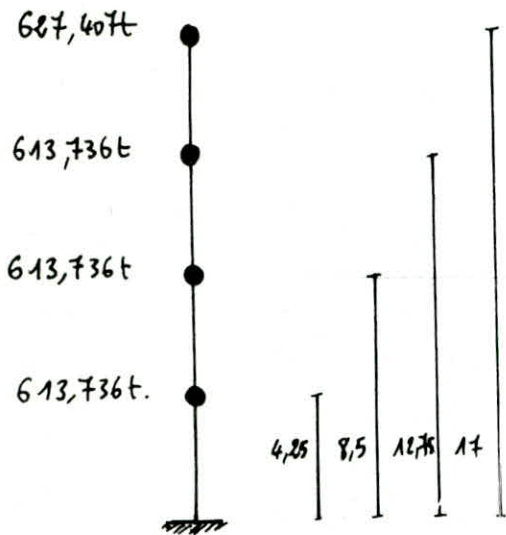
* Distribution des forces latérales (Art. 3.3.3).

la force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Sens long. et trans. (même distribution).

* modélisation sous forme de console.

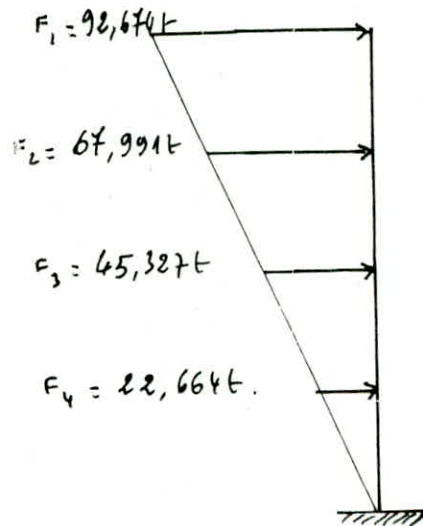


on a :

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k \cdot h_k}{\sum w_i \cdot h_i}$$

$$\Rightarrow w_i h_i = 687,407 \cdot 17 + (4,25 + 8,5 + 12,75) \times 613,736 = 26316,187 \text{ t.m}$$

NiV	4	3	2	1
w_k (t)	627,407	613,736	613,736	613,736
h_k (m)	17	12,75	8,5	4,25
$w_k h_k$ (t.m)	10665,919	7825,134	5216,756	2608,378
F_k (t)	92,674	67,991	45,327	22,664



* Effort tranchant d'étage "j" (E_j)

c'est la somme agissant au dessus du niveau (j); considéré

$$E_j = \sum_{i=1}^n F_i$$

Sens long., et trans.

$$E_{x4} = E_{y4} = 92,674 \text{ t.}$$

$$E_{x3} = E_{y3} = 160,665 \text{ t.}$$

$$E_{x2} = E_{y2} = 205,992 \text{ t.}$$

$$E_{x1} = E_{y1} = 228,656 \text{ t.}$$

* Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques.
l'effort tranchant d'étage (E_j) s'applique au c.o.g de l'étage (j) c'est à dire en G
comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion c.

alors \mathcal{E}_j appliqué en G est équivalent à \mathcal{E}_j appliqué en c plus un couple de torsion $M_j = \mathcal{E}_j \cdot e$

$$T_{jx}^{(l)} = \mathcal{E}_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} + \mathcal{E}_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)} \cdot y_j^{(l)}}{R_{j0}} \cdot e_y$$

$$T_{jy}^{(H)} = \mathcal{E}_{jy} \frac{R_{jy}^{(H)}}{R_{jy}} + \mathcal{E}_{jy} \frac{R_{jy}^{(H)} \cdot x_j^{(H)}}{R_{j0}} \cdot e_x$$

calcul de T_{jx}

Portique longitudinal

Niv	4	3	2	1
$R_{jx} (t.m)$	13994,216	13994,216	13994,216	19404,808
$R_{j0} (t.m)$	4599835,917	4599835,917	4599835,917	7558868,302
$\mathcal{E}_{jx} (H)$	92,674	160,665	205,99	228,656
$e_y (m)$	1,515	1,515	1,515	1,515
1-1	19,985	34,647	44,420	48,877
2-2	19,985	34,647	44,20	48,877
3-3	6,393	11,083	14,210	16,630
4-4	20,619	35,746	45,830	50,190
5-5	21,146	36,659	47,00	51,273

calcul de T_{jy}

Portique transversal

Niv	4	3	2	1
$R_{jy} (t.m)$	34438,698	344338,698	344338,698	61469,162
$R_{j0} (t.m)$	4599835,917	4599835,917	4599835,917	7558868,302
$\mathcal{E}_{jy} (H)$	92,674	160,665	205,99	228,656
$e_x (m)$	1,515	1,515	1,515	1,515
P-P	9,526	16,515	21,174	22,623
Q-Q	9,526	16,515	21,174	22,623
R-R	9,526	16,515	21,174	22,623
S-S	9,526	16,515	21,174	22,623
T-T	2,745	4,759	6,102	7,945
U-U	2,788	4,833	6,196	8,082
V-V	2,882	4,996	6,405	8,376
W-W	10,325	17,90	22,950	24,686
X-X	10,649	18,462	23,670	25,530
Y-Y	10,974	19,025	24,392	26,358
Z-Z	11,298	19,587	25,113	27,194

calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau

$t_j^{(i)}$ = effort tranchant revenant à chaque poteau du niv. (j)

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

$$t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j}{\sum_i r_j^{(i)}} T_j$$

R_j : rigidité relative du niveau (j) d'un portique.

calcul des moments dans les poteaux.

la position d'un pt d'inflexion est calculé en fonction des caractéristiques du portique.

$$z = y \cdot h \quad \text{avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

y_0 : coefficient donné par les tableaux du bulletin

(n° 5 du CTC) en fonction de \bar{k} ,

du nombre total de niveaux du portique et du n° de niveau

y_1 = terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (\pm/l)

des poutres supérieures et inférieures ; il est donné par des tableaux en fonction de α_i, \bar{k}

$$\alpha_i = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4} \rightarrow \text{pout. sup.}$$

$$\alpha_i = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4} \rightarrow \text{pout. inf.}$$

$-y_2$ = terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage supérieur il est donné en fonction de $\alpha_2 = h_2/h$ (pour le dernier niveau $y_2 = 0$) et de \bar{k}

$-y_3$ = terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et \bar{k}

$$\alpha_3 = h_i/h \quad (y_3 = 0 \text{ pour le premier niveau}).$$

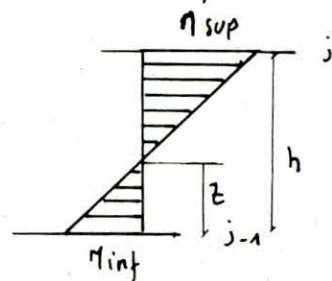
Remarque : dans notre cas h_i est constant pour tous les niveaux.

1) pas de variation de rigidité entre pout. inf. et pout. sup. $\Rightarrow y_1 = 0$

2) pas de variation de hauteur $\Rightarrow y_2 = 0$

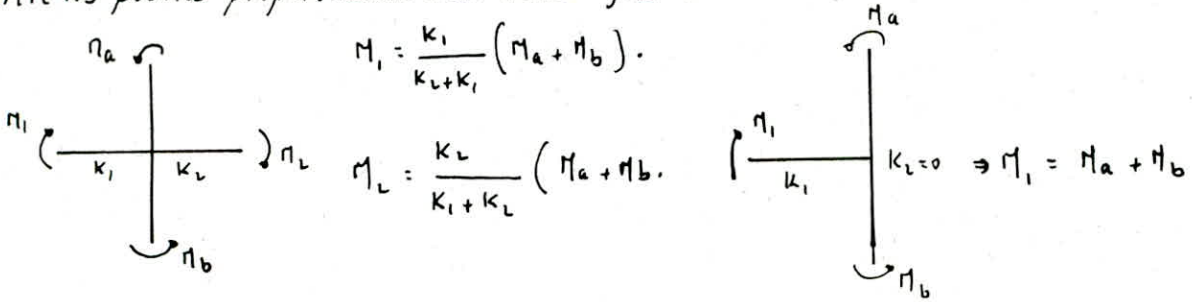
3) $y_3 = 0$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow y = y_0 = \sum y_i \end{array} \right\}$$

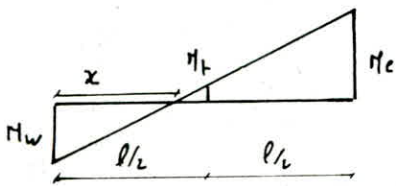


Calcul des moments dans les poutres.

* dans un nœud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



* Moment en travée



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_c} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_c} \cdot l \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l/2 - x}{M_T} \rightarrow M_T = \frac{M_w}{x} (l/2 - x) \quad (2)$$

$$(1) \text{ et } (2) \rightarrow M_T = \frac{M_c - M_w}{2}$$

* Effort tranchant : à partir des moments dans les poutres on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante.

équation du moment : $M = ax + b \Rightarrow T = \frac{dM}{dx} = a$.

$$x=0 \Rightarrow b = M_w \quad ; \quad x=l \Rightarrow -M_c = al + M_w$$

$$\Rightarrow a = -(M_c + M_w) / l \quad \Rightarrow \quad T = - \frac{M_w + M_c}{l}$$

* effort normal

pour un nœud (i) l'effort normal dans les poteaux sera :

$$N_i = -(t_{ie} - t_{iw})$$

Remarque : on a pris comme convention de signe $N > 0$ compression ; $N < 0$ traction.

DIAGRAMME DES MOMENTS

Portique : Y-Y

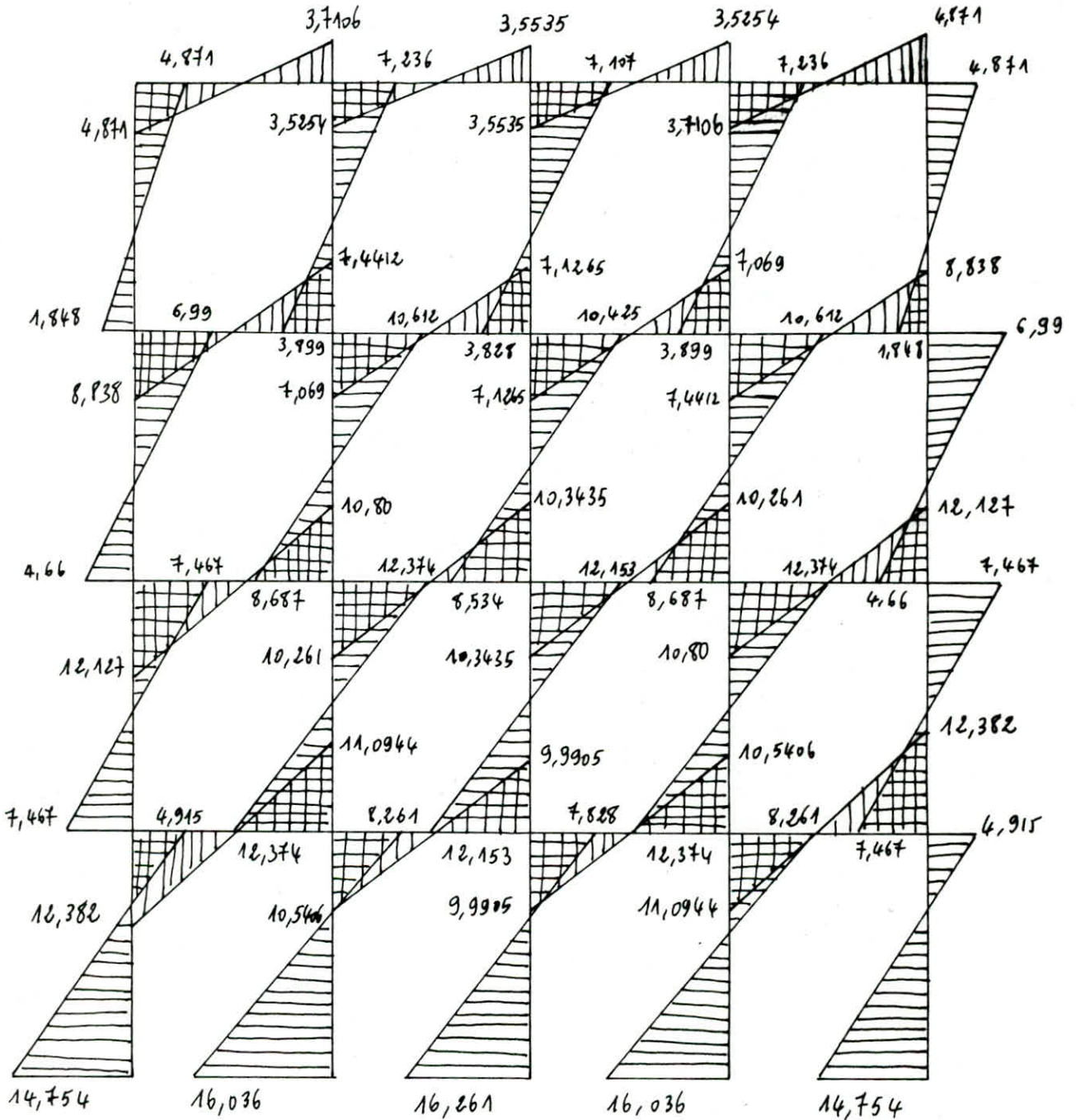


DIAGRAMME DES MOMENTS

Portique : Z.Z

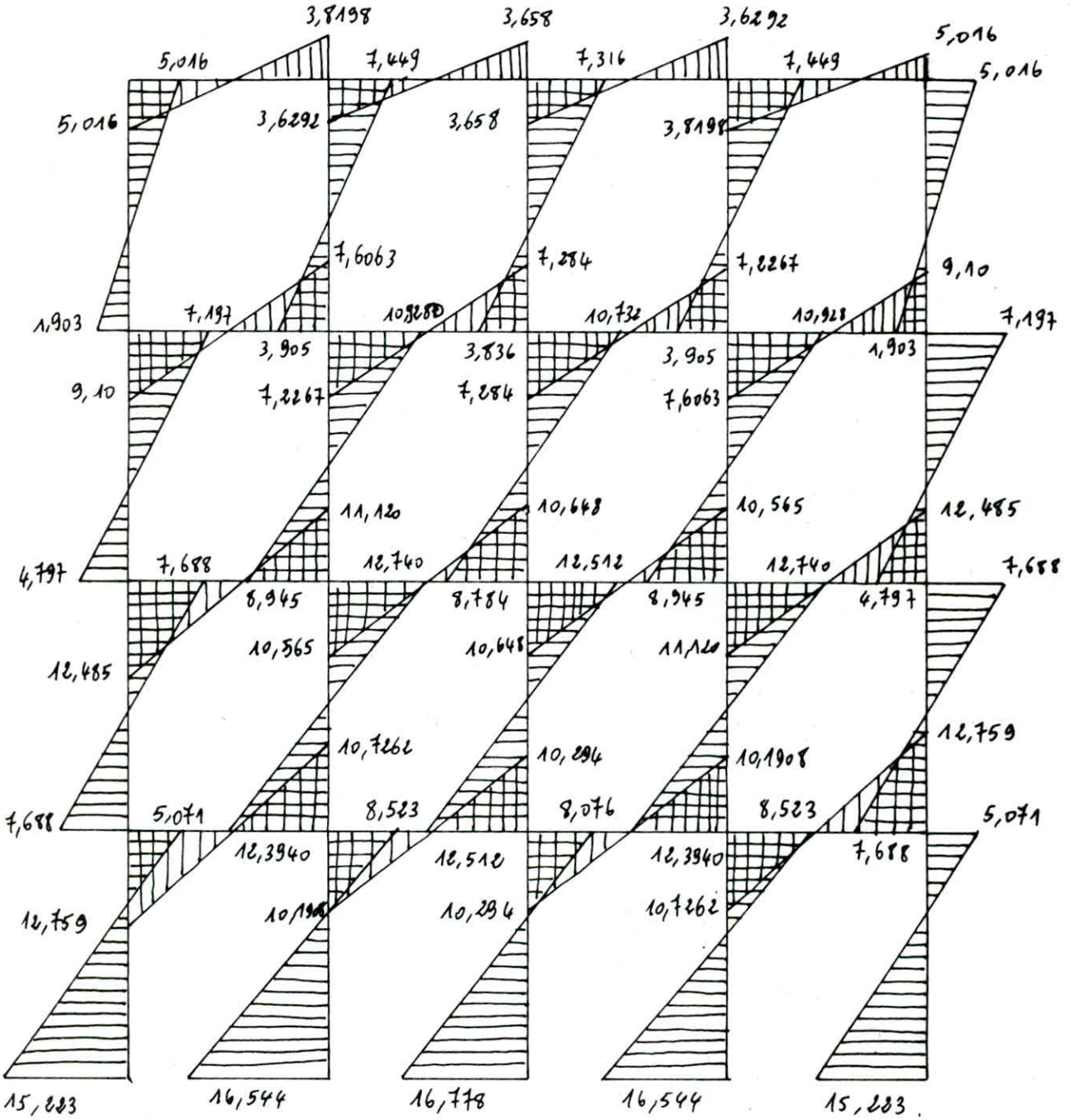


DIAGRAMME DES MOMENTS

Portique : 4-4

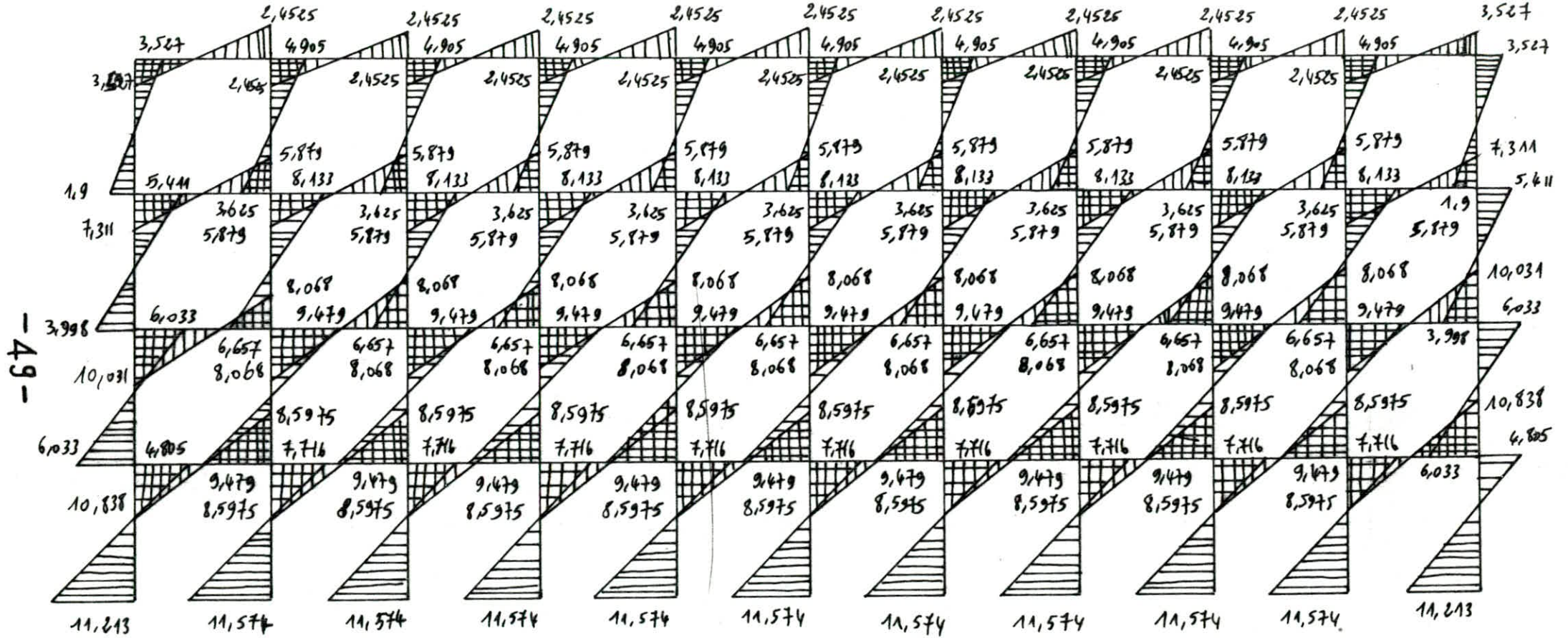
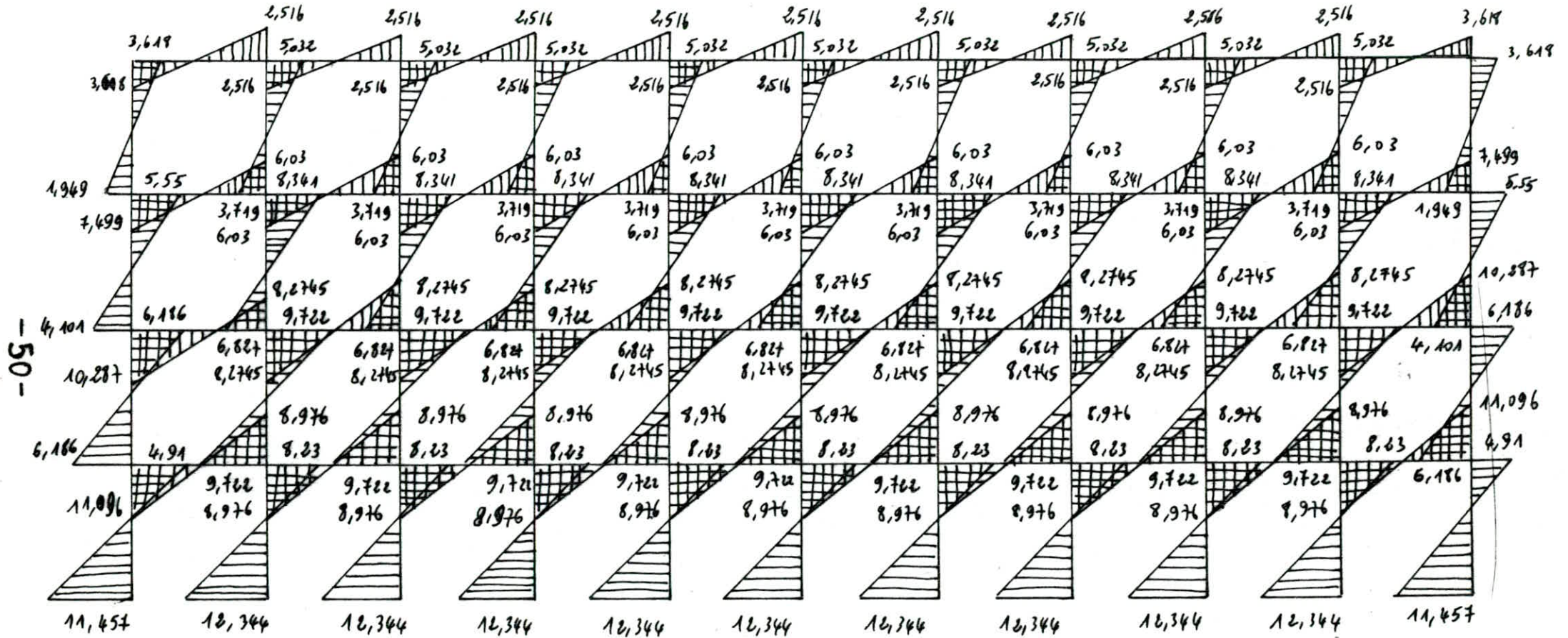


DIAGRAMME DES MOMENTS

Portique: 5.5



DEFORMATIONS HORIZONTALES

pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

• Déplacements relatifs d'étage :

- le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par $(1/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif.

(Art 3.3.7.1 R.P.A 81).

$$\delta_j = \frac{\Sigma_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B}$$

• δ_j : déplacement relatif du niv j / niv $j-1$

• $1/2B \gg 1$ (dans notre cas $1/2B = 2$).

• T_j : effort tranchant du niv. j ($T_j = \Sigma F_i$).

• R_j : rigidité du niveau j .

• B = facteur de comportement de la structure.

($B = 1/4$), (structure autostable).

- les déplacements relatifs latéraux d'étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage ($\bar{\delta}_j = 0,0075 h_j$, R.P.A . Art 3.3.7.1).

$$\bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot 425 = 3,1875 \text{ cm}$$

Sens longitudinal

NIV	$\Sigma_{j,x} (t)$	$R_{j,x} (t.m)$	$\delta_{j,x} (cm)$	$\bar{\delta}_j (cm)$
4	92,674	13994,216	1,324	3,1875
3	160,665	13994,216	2,296	3,1875
2	205,99	13994,216	2,944	3,1875
1	228,656	19404,808	2,357	3,1875

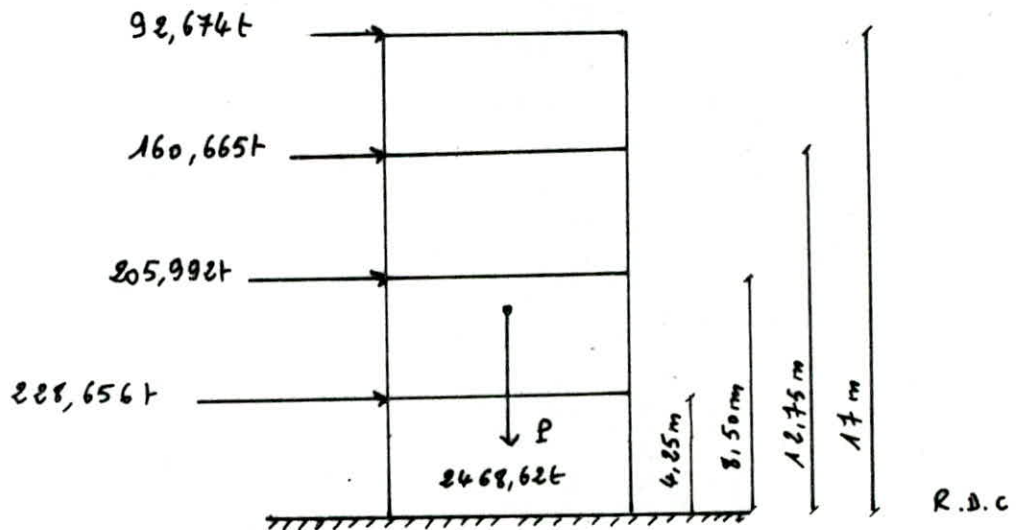
sens transversal

NIV	$\Sigma_{j,y} (t)$	$R_{j,y} (t.m)$	$\delta_{j,y} (cm)$	$\bar{\delta}_j (cm)$
4	92,674	34438,698	0,538	3,1875
3	160,665	34438,698	0,933	3,1875
2	205,99	34438,698	1,196	3,1875
1	228,656	61469,162	0,744	3,1875

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.

Moment de renversement = moment extérieur en console R.D.C + effort tranchant (base)



- Sens longitudinal

$$\text{on a } L = 30,30 \text{ m} \Rightarrow b = 15,15 \text{ m}$$

$$V_r = 2468,62 \text{ t}$$

* moment en console.

$$M = 92,674 \cdot 17 + 160,665 \cdot 12,75 + 205,992 \cdot 8,50 + 228,656 \cdot 4,25 = 6346,657 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{résistant}} = 2468,62 \times 15,15 = 37399,593 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{\text{res.}}}{M_{\text{ren.}}} = \frac{37399,593}{6346,657} = 5,893 > 1,5 \text{ donc le renversement est vérifié.}$$

- Sens transversal

$$M_{\text{console}} = 6346,657 \text{ t.m. ; on a } L = 24 \text{ m} \Rightarrow b = 12 \text{ m.}$$

$$M_{\text{res.}} = 2468,62 \times 12 = 29623,44 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{\text{res.}}}{M_{\text{ren.}}} = \frac{29623,44}{6346,657} = 4,667 > 1,5 \text{ donc le renversement est vérifié.}$$

donc il n'y a pas de risque de renversement dans les deux sens.

SUPERPOSITION

DES

SOLLICITATIONS

Methodes de superposition

les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons des charges verticales et des charges sismiques données ci-dessous, sur la base du règlement parasismique en vigueur (R.P.A. 81)

$$\begin{array}{l} \text{Poutres: } G+P + \overline{SI} \\ \quad \quad \quad 0,8G + \overline{SI} \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} \text{Poteaux: } 0,8G + \overline{SI} \\ \quad \quad \quad G+P + 1,2\overline{SI} \end{array}$$

G : sollicitation due à la charge permanente.

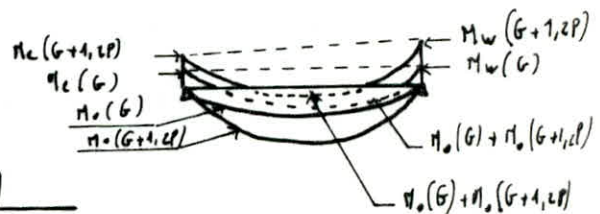
P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation.

SI : sollicitation due au seisme.

Ⓔ Poutres

* moments en travée.

$$\text{Sous } (G+1,2P) : M_t = M_0(G+1,2P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$



$$\text{Sous } (G+P + \overline{SI}) : M_t = M_0(G+P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overline{SI}).$$

$$\text{Sous } (0,8G + \overline{SI}) : M_t = 0,8 \left[M_0(G) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \right] + M_t(\overline{SI}).$$

* Moments aux appuis, " $M_a = M_e$ ou M_w "

$$\text{Sous } (G+1,2P) : M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P).$$

$$\text{Sous } (0,8G + \overline{SI}) : M_a = 0,8 M_a(G) + M_a(\overline{SI}).$$

$$\text{Sous } (G+P + \overline{SI}) : M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overline{SI}).$$

* Efforts tranchants " $T = T_e$ ou T_w "

$$\text{Sous } (G+1,2P) : T = T(G) + 1,2 T(P).$$

$$\text{Sous } (G+P + \overline{SI}) : T = T(G) + T(P) + T(\overline{SI}).$$

$$\text{Sous } (0,8G + \overline{SI}) : T = 0,8 T(G) + T(\overline{SI}).$$

• Remarques.

1) on doit considérer les deux cas possibles des sollicitations dues aux charges horizontales, du fait que le seisme peut agir dans un sens (\overline{SI}) ou dans l'autre (\overline{SI}), donc pour (\overline{SI}) on prendra les mêmes sollicitations que (\overline{SI}) mais avec signe contraire

2) dans les formules de combinaisons exposées ci-dessus, les différents efforts sont en valeur algébrique avec convention "R D N" exposée dans le chapitre précédent.

II) Poteaux.

les poteaux sont dimensionnés pour les combinaisons suivantes

$$G + 1,2P \quad ; \quad G + P + 1,2 \overline{SI}_l \quad ; \quad G + P + 1,2 \overline{SI}_t \quad ; \quad 0,8G + \overline{SI}_l \quad ; \quad 0,8G + \overline{SI}_t$$

G : sollicitation due à la charge permanente

P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation

SI_l : sollicitation due au seisme agissant suivant la direction longitudinale

SI_t : sollicitation due au seisme agissant suivant la direction transversale

* Efforts normaux

$$N_G = N_{Gl} + N_{Gt}$$

$$N_P = N_{Pl} + N_{Pt}$$

N_{Gt} : l'effort normal sous G dans le poteau, provenant du portique longitudinal

N_{Gl} : l'effort normal sous G dans le poteau, provenant du portique transversal

N_{Pl} : l'effort normal sous P dans le poteau, provenant du portique longitudinal

N_{Pt} : l'effort normal sous P dans le poteau, provenant du portique transversal.

$N_{\overline{SI}_l}$, $N_{\overline{SI}_t}$: efforts normaux dans le poteau qui sont dus à l'action sismique

* Remarque:

les valeurs des moments seront portées dans les tableaux sans signe, parce que le ferrailage qu'on adoptera pour les poteaux sera symétrique.

Moments dans les poutres - Portique longitudinal : 5-5

NIV	Travée	G + 1,2 P			G + P + SI			G + P - SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)
4	P-Q	0,6635	1,1978	1,1856	3,5167	0,8202	3,6695	3,8069	1,466	1,3633	2,7194	0,3729	3,3064	3,6041	1,0187	1,7256
	Q-R=XY	1,1856	0,9803	1,1856	1,3633	0,988	3,6695	3,6695	0,988	1,3633	1,7256	0,5218	3,3064	3,3064	0,5218	1,7256
	Y-Z	1,1856	1,1978	0,6635	1,3633	1,466	3,8069	3,6695	0,8202	3,5167	1,7256	1,0187	3,6041	3,3064	0,3729	2,7194
3	P-Q	1,4466	2,0755	2,0493	6,1105	1,2043	7,997	8,8875	2,6733	4,0630	6,6206	0,2698	7,2742	8,3773	1,7468	4,7857
	Q-R=XY	2,0493	1,8468	2,0493	4,0630	1,7101	7,997	7,997	1,7101	4,0630	4,7857	0,8213	7,2742	7,2742	0,8213	4,7857
	Y-Z	2,0493	2,0755	1,4466	4,0630	2,6733	8,8875	7,997	1,2043	6,1105	4,7857	1,7468	8,3773	7,2742	0,2698	6,6206
2	P-Q	1,4705	2,0664	2,0493	8,8755	0,9234	10,2415	11,6985	2,936	6,3075	9,3941	-0,009	9,5187	11,1798	2,0033	7,0302
	Q-R=XY	1,4705	1,8468	2,0493	6,3075	1,7101	10,2415	10,2415	1,7101	6,3075	7,0302	0,8213	9,5187	9,5187	0,8213	7,0302
	Y-Z	2,0493	2,0664	1,4705	6,3075	2,936	11,6985	10,2415	0,9234	8,8755	7,0302	2,0033	11,1798	9,5187	-0,009	9,3941
1	P-Q	1,4705	2,0664	2,0493	9,6845	0,8697	10,945	12,5075	2,9897	7,009	10,2031	-0,0629	10,2202	11,888	2,057	7,7317
	Q-R=XY	1,4705	1,8468	2,0493	7,009	1,7101	10,945	10,945	1,7101	7,009	7,7317	0,8213	10,2202	10,2202	0,8213	7,7317
	Y-Z	2,0493	2,0664	1,4705	7,009	2,9897	12,5075	10,945	0,8697	9,6845	7,7317	2,057	11,888	10,2202	-0,0629	10,2031

Moments dans les poutres - Portique transversal : Z-Z

NIV	Travée	G + 1,2 P			G + P + SI			G + P - SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Mt (t.m)	Me (t.m)
4	1-2	1,9283	2,6393	2,9444	3,1313	1,9334	6,6977	6,9007	3,1301	1,0928	3,6826	1,8186	5,8558	6,3493	3,0447	1,8438
	2-3	3,1231	2,5853	3,2044	0,6163	2,4794	6,790	6,6817	2,4503	0,526	1,4697	2,4249	5,8737	5,7887	2,3961	1,4422
	3-4	3,2044	2,5853	3,1231	0,526	2,4503	6,6817	6,790	2,4794	0,6163	1,4422	2,3961	5,7887	5,8737	2,4249	1,4697
	4-5	2,9444	2,6393	1,9283	1,0928	3,1301	6,9007	6,6977	1,9334	3,1313	1,8438	3,0447	6,3493	5,8558	1,8186	3,6826
3	1-2	4,4743	5,1018	5,7327	4,7544	4,0868	13,1744	13,4456	5,5805	2,0385	6,1383	3,5902	11,40	12,0616	5,839	3,8116
	2-3	6,1874	5,2891	6,2969	1,2173	5,0172	12,4941	13,2361	4,9895	1,1682	3,1312	4,5464	11,452	11,3222	4,4891	3,1159
	3-4	6,2969	5,2891	6,1874	1,1682	4,9895	13,2361	12,4941	5,0172	1,2173	3,1159	4,4891	11,3222	11,452	4,5464	3,1312
	4-5	5,7327	5,1018	4,4743	2,0385	5,5805	13,4456	13,1744	4,0868	4,7544	3,8116	5,839	12,0616	11,40	3,5902	6,1383
2	1-2	4,5254	5,0825	5,7283	8,0897	4,1318	16,6836	16,8803	5,4968	5,5564	9,4894	3,639	14,9117	15,4805	5,004	7,3282
	2-3	6,1914	5,2874	6,2969	4,5517	5,0281	16,7638	16,5783	4,9451	4,5352	6,4667	4,5579	14,8160	14,6632	4,4749	6,4799
	3-4	6,2969	5,2874	6,1914	4,5352	4,9451	16,5783	16,7638	5,0281	4,5517	6,4799	4,4749	14,6632	14,8160	4,5579	6,4667
	4-5	5,7283	5,0825	4,5254	5,5564	5,4968	16,8803	16,6836	4,1318	8,0897	7,3282	5,004	15,4805	14,9117	3,639	9,4894
1	1-2	4,5254	5,0825	5,7283	8,3637	3,7979	16,2898	17,1543	5,8307	5,1626	9,7634	3,3051	14,6779	15,7545	5,3379	6,9344
	2-3	6,1914	5,2874	6,2969	4,1775	5,0382	16,4098	16,2914	4,9351	4,1782	6,025	4,5680	14,4620	14,2890	4,4648	6,8259
	3-4	6,2969	5,2874	6,1914	4,1782	4,9351	16,2914	16,4098	5,0382	4,1775	6,8259	4,4648	14,2890	14,4620	4,5680	6,025
	4-5	5,7283	5,0825	4,5254	5,1626	5,8307	17,1543	16,2898	3,7979	8,3637	6,9344	5,3379	15,7545	14,6779	3,3051	9,7634

Efforts Tranchants dans les poutres - Portique longitudinal: 5.5

NIV	Travée	G + 1,2 P		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)
4	P-Q	2,7226	3,1094	1,3775	4,2925	3,9165	1,7535	0,5456	3,3424	3,0846	0,8034
	Q-R+Y	2,9160	2,9160	1,5953	4,0747	4,0747	1,5953	0,7043	3,1837	3,1837	0,7043
	Y-Z	3,1094	2,7226	1,7535	3,9165	4,2925	1,3775	0,8034	3,0846	3,3424	0,5456
3	P-Q	4,8169	5,2635	1,1216	10,7970	10,3684	0,6930	2,8203	8,9407	8,6696	2,5493
	Q-R+Y	5,0402	5,0402	0,2183	9,8937	9,8937	0,2183	1,9958	8,1161	8,1161	1,9958
	Y-Z	5,2635	4,8169	0,6930	10,3684	10,799	1,1216	2,5493	8,6696	8,9407	2,8203
2	P-Q	4,8258	5,2546	2,7328	12,4082	11,9966	2,3212	4,4347	10,5550	10,2947	4,1744
	Q-R+Y	5,0402	5,0402	1,6436	11,3190	11,3190	1,6436	3,4211	9,5414	9,5414	3,4211
	Y-Z	5,2546	4,8258	2,3212	11,9966	12,4082	2,7328	4,1744	10,2947	10,5550	4,4347
1	P-Q	4,8258	5,2546	4,2528	13,9282	13,5166	3,8412	5,9547	12,0750	11,8147	5,6944
	Q-R+Y	5,0402	5,0402	2,0203	11,6957	11,6957	2,0203	3,7978	9,9181	9,9181	3,7978
	Y-Z	5,2546	4,8258	3,8412	13,5166	13,9282	4,2528	5,6944	11,8147	12,0750	5,9547

Efforts Tranchants dans les poutres - Portique transversal: Z-Z

NIV	Travée	G + 1,2 P		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)	T _w (+)	T _e (+)
4	1-2	3,5224	3,9209	2,7576	4,5175	4,1280	3,1471	1,7504	3,3964	3,1208	2,0260
	2-3	3,9254	3,9556	3,1999	4,5030	4,4735	3,2294	2,0776	3,3720	3,3512	2,0984
	3-4	3,9556	3,9254	3,2294	4,4735	4,5030	3,1999	2,0984	3,3512	3,3720	2,0776
	4-5	3,9209	3,5224	3,1471	4,1280	4,5175	2,7576	2,0260	3,1208	3,3964	1,7504
3	1-2	7,06637	7,5600	2,9713	11,5045	10,7551	3,7207	0,7856	8,8961	8,5694	1,1123
	2-3	7,7232	7,7637	4,2611	10,7804	10,7411	4,3004	1,8722	8,3790	8,3522	1,8990
	3-4	7,7637	7,7232	4,3004	10,7411	10,7804	4,2611	1,8990	8,3522	8,3790	1,8722
	4-5	7,5600	7,06637	3,7207	10,7551	11,5045	2,9713	1,1123	8,5694	8,8961	0,7856
2	1-2	7,0820	7,5444	1,8896	12,3162	11,8658	2,340	0,3033	9,9851	9,6729	0,0089
	2-3	7,7239	7,7630	3,3476	11,6939	11,6560	3,3855	0,9585	9,2927	9,2669	0,9843
	3-4	7,7630	7,7239	3,3855	11,6560	11,6939	3,3476	0,9843	9,2669	9,2927	0,9585
	4-5	7,5444	7,0820	2,340	11,8658	12,3162	1,8896	0,0089	9,6729	9,9851	0,3033
1	1-2	7,0820	7,5444	1,0622	13,1436	12,6932	1,5126	1,1307	10,8126	10,5003	0,8184
	2-3	7,7239	7,7630	3,3952	11,6463	11,6084	3,4331	1,0061	9,2451	9,2193	1,0319
	3-4	7,7630	7,7239	3,4331	11,6084	11,6463	3,3952	1,0319	9,2193	9,2451	1,0061
	4-5	7,5444	7,0820	1,5126	12,6932	13,1436	1,0622	0,8184	10,5003	10,8126	1,1307

Efforts normaux dans les poteaux - Portique longitudinal: 5.5

NIV	Poteau	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum
4	P	2,7226	2,7226	0,5456	0,5456	3,0846	3,0846	1,1236	1,1236	4,1704	4,1704
	Q	6,0253	6,0253	4,0466	4,0466	3,9870	3,9870	5,8937	5,8937	5,8222	5,8222
	R÷X	5,8320	5,8320	3,8880	3,8880	3,8880	3,8880	5,670	5,670	5,670	5,670
	Y	6,0253	6,0253	3,9870	3,9870	4,0466	4,0466	5,8222	5,8222	5,8937	5,8937
	Z	1,7226	2,7226	3,0846	3,0846	0,5456	0,5456	4,1704	4,1704	1,1236	1,1236
3	P	4,8169	7,5395	-4,8203	-4,2747	8,6696	11,7542	-2,2706	-1,147	11,5174	15,6878
	Q	10,3036	16,3289	6,9448	10,9914	5,5668	9,5538	10,7165	16,6104	9,0629	14,8851
	R÷X	10,0804	15,9124	6,1203	10,0083	6,1203	10,0083	9,6754	15,3454	9,6754	15,3454
	Y	10,3036	16,3289	5,5668	9,5538	6,9448	10,9914	9,0629	14,8851	10,7165	16,6104
	Z	4,8169	7,5395	8,6696	11,7542	-4,8203	-4,2747	11,5174	15,6878	-2,2706	-1,147
2	P	4,8257	12,3652	-4,4347	-8,7094	10,2947	22,0489	-4,2124	-5,3594	13,4695	29,1573
	Q	10,2948	26,6237	7,1338	18,1252	5,3670	14,9208	10,9412	27,5516	8,8211	23,7062
	R÷X	10,0804	25,9928	6,1203	16,1286	6,1203	16,1286	9,6754	25,0208	9,6754	25,0208
	Y	10,2948	26,6237	5,3670	14,9208	7,1338	18,1252	8,8211	23,7062	10,9412	27,5516
	Z	4,8257	12,3652	10,2947	22,0489	-4,4347	-8,7094	13,4695	29,1573	-4,2124	-5,3594
1	P	4,8257	17,1909	-5,9547	-14,6641	11,8147	33,8636	-6,0297	-11,3891	15,2935	44,4508
	Q	10,2948	36,9185	8,2771	26,4023	4,2237	19,1445	12,3132	39,8648	7,4491	31,1553
	R÷X	10,0804	36,0732	6,1203	22,2489	6,1203	22,2489	9,6754	34,6962	9,6754	34,6962
	Y	10,2948	36,9185	4,2237	19,1445	8,2771	26,4023	7,4491	31,1553	12,3132	39,8648
	Z	4,8257	17,1909	11,8147	33,8636	-5,9547	-14,6641	15,2935	44,4508	-6,0297	-11,3891

Efforts normaux dans les poteaux - Portique transversal: Z.Z

NIV	Poteau	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum	N (+)	Ncum
4	1	3,5224	3,5224	1,7505	1,7505	3,1209	3,1209	2,6205	2,6205	4,2650	4,2650
	2	7,8464	7,8464	5,474	5,474	5,3772	5,3772	7,7271	7,7271	7,6109	7,6109
	3	4,9113	4,9113	3,0704	3,0704	3,0704	3,0704	4,7324	4,7324	4,7324	4,7324
	4	7,8464	7,8464	5,3772	5,3772	5,4740	5,4740	7,6109	7,6109	7,7271	7,7271
	5	3,5224	3,5224	3,1209	3,1209	1,7505	1,7505	4,2650	4,2650	2,6205	2,6205
3	1	7,0664	10,5889	0,7856	2,5361	8,5694	11,6903	2,1929	4,8134	11,5335	15,7985
	2	15,2833	23,1297	10,7684	16,2424	9,4646	14,8418	15,626	23,3531	14,0614	21,6723
	3	15,5274	20,4387	10,2781	13,3485	10,2781	13,3485	15,0808	19,8132	15,0808	19,8132
	4	15,2833	23,1297	9,4646	14,8418	10,7684	16,2424	14,0614	21,6723	15,626	23,3531
	5	7,0664	10,5888	8,5694	11,6903	0,7856	2,5361	11,5335	15,7985	2,1929	4,8134
2	1	7,0821	17,6709	-0,3034	2,2327	9,6728	21,3631	0,892	5,7054	12,8634	28,6619
	2	15,2684	38,3981	10,9436	27,186	9,2758	24,1176	15,8306	39,1837	13,8292	35,5015
	3	15,526	35,9647	10,2771	23,6256	10,2771	23,6256	15,0794	34,8926	15,0794	34,8926
	4	15,2684	38,3981	9,2758	24,1176	10,9436	27,186	13,8292	35,5015	15,8306	39,1837
	5	7,0821	17,6709	9,6728	21,3631	-0,3034	2,2327	12,8634	28,6619	0,892	5,7054
1	1	7,0821	24,753	-1,1308	1,1019	10,5002	31,8633	-0,1009	5,6045	13,8563	42,5182
	2	15,2684	53,6665	11,8186	39,0046	8,4002	32,5184	16,8806	56,0643	12,7792	48,2807
	3	15,526	51,4907	10,2771	33,9027	10,2771	33,9027	15,0794	49,9569	15,0794	49,9569
	4	15,2684	53,6665	8,4002	32,5184	11,8186	39,0046	12,7792	48,2807	16,8806	56,0643
	5	7,0821	24,753	10,5002	31,8633	-1,1308	1,1019	13,8563	42,5182	-0,1009	5,6045

Moments dans les poteaux - Portique Transversal: Z-Z

NIV	Poteau	G + 1,2 P		0,8 G + SI		0,8 G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		M _{sup} t.m	M _{inf} t.m	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
4	1	1,9284	2,1055	3,6825	0,5092	6,3494	3,2967	4,1344	0,2386	7,904	4,3286
	2	0,1786	0,2139	7,3255	3,7634	7,5725	4,0466	8,7642	4,4782	9,1134	4,9938
	3	0	0	7,316	3,836	7,316	3,836	8,7792	4,6032	8,7792	4,6032
	4	0,1786	0,2139	7,5725	4,0466	7,3255	3,7634	9,1134	4,9938	8,7642	4,4782
	5	1,9284	2,1055	6,3494	3,2967	3,6825	0,5092	7,904	4,3286	4,1344	0,2386
3	1	2,3687	2,2627	5,6281	3,2992	8,7639	6,2947	6,3346	3,5588	10,9358	7,954
	2	0,24065	0,2315	10,7687	8,7917	11,0873	9,0982	12,8798	10,5091	13,3473	10,9589
	3	0	0	10,732	8,784	10,732	8,784	12,8784	10,5408	12,8784	10,5408
	4	0,24065	0,2315	11,0873	9,0982	10,7687	8,7917	13,3473	10,9589	12,8798	10,5091
	5	2,3687	2,2627	8,7639	6,2947	5,6281	3,2992	10,9358	7,954	6,3346	3,5588
2	1	2,2627	2,2627	6,1902	6,1902	9,1857	9,1857	7,028	7,028	11,4232	11,4232
	2	0,2315	0,2315	12,5857	12,5867	12,8923	12,8932	15,0619	15,0631	15,5117	15,5129
	3	0	0	12,512	12,512	12,512	12,512	15,0144	15,0144	15,0144	15,0144
	4	0,2315	0,2315	12,8923	12,8932	12,5857	12,5867	15,5117	15,5129	15,0619	15,0631
	5	2,2627	2,2627	9,1857	9,1857	6,1902	6,1902	11,4232	11,4232	7,028	7,028
1	1	2,2627	1,1313	3,5732	16,720	6,5687	13,7252	3,8876	17,1678	8,2828	3,3824
	2	0,2315	0,1157	8,3697	16,6973	8,6763	16,3907	10,0027	19,7403	10,4525	4,7984
	3	0	0	8,076	16,778	8,076	16,778	9,6912	20,1336	9,6912	20,1336
	4	0,2315	0,1157	8,6763	16,3907	8,3697	16,6973	10,4525	19,3652	10,0027	19,7403
	5	2,2627	1,1313	6,5687	13,7252	3,5732	16,7207	8,2828	19,3664	3,8876	17,1678

Moments dans les poteaux - Portique longitudinal: 5.5

NIV	Poteau	G + 1,2 P		0,8 G + SI		0,8 G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		M _{sup} t.m	M _{inf} t.m	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
4	P	0,6635	0,6806	3,1757	1,5358	4,0603	2,3622	3,6965	1,6855	4,9867	2,9921
	Q=Y	0	0	5,032	3,719	5,032	3,719	6,0384	4,4628	6,0384	4,4628
	Z	0,6635	0,6806	4,0603	2,3622	3,1757	1,5358	4,9867	2,9921	3,6965	1,6855
3	P	0,7659	0,7353	5,085	3,6546	6,015	4,5474	5,9248	4,2154	7,3952	5,627
	Q=Y	0	0	8,341	6,827	8,341	6,827	10,0092	8,1924	10,0092	8,1924
	Z	0,7659	0,7353	6,015	4,5474	5,085	3,6546	7,3952	5,627	5,9248	4,2154
2	P	0,7353	0,7353	5,7396	5,7396	6,6324	6,6324	6,7174	6,7174	8,129	8,129
	Q=Y	0	0	9,722	9,722	9,722	9,722	11,6664	11,6664	11,6664	11,6664
	Z	0,7353	0,7353	6,6324	6,6324	5,7396	5,7396	8,129	8,129	6,7174	6,7174
1	P	0,7353	0,3676	4,4636	11,2337	5,3564	11,6802	5,1862	13,3955	6,5978	14,1013
	Q=Y	0	0	8,230	12,344	8,230	12,344	9,876	14,8128	9,876	14,8128
	Z	0,7353	0,3676	5,3564	11,6802	4,4636	11,2337	6,5978	14,1013	5,1862	13,3955

FERRAILLAGE

* poutres

* poteaux

Ferraillage des poutres

A: Armatures longitudinales.

les poutres seront ferraillées à la flexion simple (on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux : A15 CCBA.68).

la section d'acier sera déterminée par la plus défavorable des sollicitations du premier genre ($\max SP_1$) et du second genre ($\max SP_2$).

. si $1,5 M(SP_1) > M(SP_2) \Rightarrow$ on calcule A sous SP_1

. si $1,5 M(SP_1) < M(SP_2) \Rightarrow$ on calcule A sous SP_2

on adoptera toujours la plus grande des deux quantités d'acier A_1, A_2 avec $A_1 =$ section nécessaire déterminée par le calcul

$A_2 =$ section minimale imposée par "R.P.A 81".

. Méthode de calcul : "PIERRE CHARON"

a) calculer $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ tableau \rightarrow ϵ et K .
Charon

b) calculer $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \rightarrow$. si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ pas d'armatures comprimées
 . si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ il faut prévoir des armatures comprimées

1) section sans armatures comprimées:

la section d'armatures tendues est donnée par $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$

2) section avec armatures comprimées:

$$1^{\text{er}} \text{ cas } \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'} \rightarrow \begin{cases} K = \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}'_b} ; \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$K \rightarrow$ tableau PIERRE CHARON $\Rightarrow \alpha, \mu', \epsilon$, on a $y_1 = \alpha h$, $M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$

les sections d'armatures $\left\{ \begin{array}{l} \text{tendues : } A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta \eta}{\bar{\sigma}_a (h-d')} \text{ avec } \Delta \eta = \eta - \eta_1 \\ \text{comprimées : } A' = \frac{\Delta \eta}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \end{array} \right.$

$$2^{\text{e}} \text{ cas } \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$$

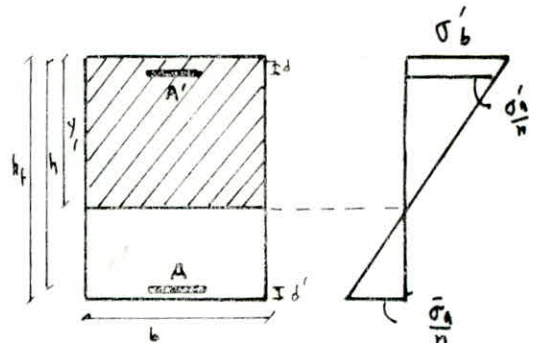
$$\rightarrow \begin{cases} K = \frac{15(h-d')}{h+d'} \\ \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}, \sigma'_a = \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

K Tab ϵ et μ'

$$M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$$

$$\Delta \eta = \eta - \eta_1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta \eta}{\bar{\sigma}_a (h-d')} \\ A' = \frac{\Delta \eta}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \end{cases}$$



Prescriptions "RPA 81" page 62.

B: Armatures transversales:

Art 24.3 du CCBA 68:

les sollicitations du second genre ne sont pas à considérer pour les armatures transversales et pour les contraintes d'adhérence, les armatures transversales des poutres seront donc calculées pour l'effort tranchant sous SP,

- contrainte de cisaillement max: $\tau_b^{\max} = \frac{T_{\max}}{b z}$ avec $z = \frac{7}{8} h$.

- contraintes admissibles de cisaillement:

- pour $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$

- pour $\bar{\sigma}_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}_b \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b$

- si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ Armatures d'âme droites

- si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{\sigma}_b \rightarrow$ Armatures d'âme droites plus barres d'âme inclinées

- si $\tau_b > 5 \bar{\sigma}_b \rightarrow$ redimensionner la section de la poutre

• contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho_a = 2/3 & \text{si on a reprise de bétonnage} \\ \rho_a = \text{Sup}(2/3, 1 - \tau_b / 9 \bar{\sigma}_b) & \text{si pas de reprise de bét.} \end{cases}$$

• espacement des cours successifs d'armatures transversales.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec} \quad A_t: \text{Section d'armatures transversales}$$

$$A_{t \min} = 0,003 t b \quad (\text{R.P.A 81})$$

• espacement admissible \bar{t} :

$$\text{CCBA 68: } \bar{t} = \text{sup} \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ 0,2 h \end{array} \right. ; h = \text{hauteur utile de la poutre}$$

ou bien \bar{t} donné par R.P.A 81 page 62

c) vérifications:

① Contraintes:

* sections sans armatures comprimées:

- position de l'axe neutre: équation des moments statiques

$$\frac{b x^2}{2} - n A (h - x) = 0 \Rightarrow x = \dots$$

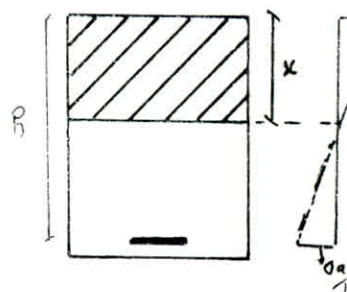
- moment d'inertie / AN: $I = \frac{b x^3}{3} + n A (h - x)^2$

- contraintes $\sigma'_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b$; $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) \leq \bar{\sigma}_a$

* sections avec armatures comprimées:

- position de l'axe neutre: $\frac{b x^2}{2} + n A' (x - d') - n A (h - x) = 0$

$$\text{moment d'inertie: } I = \frac{b x^3}{3} + n A' (x - d')^2 + n A (h - x)^2.$$



- contraintes : $\sigma'_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}'_b$; $\sigma'_a = n \frac{M}{I} (x-d') \leq \bar{\sigma}'_a$; $\bar{\sigma}'_a = n \frac{\eta}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$

② condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

③ fissuration :

on doit avoir $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max \sigma_1, \sigma_2$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \bar{\sigma}_a} \end{array} \right. , \bar{w}_f = \frac{A}{2bd} , \begin{array}{l} k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fiss. peu nuisible)} \\ \eta = 1,6 \text{ (Acier H.A.)} \end{array}$

• pour $\phi = 12 \text{ mm}$ on a : $\sigma_2 = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 2800}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$ et comme on utilisera des barres $\phi \geq 12 \text{ mm}$, on aura $\sigma_2 < 2800 \Rightarrow \sigma_2 < \bar{\sigma}_a$

• il faut donc avoir $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \Rightarrow \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f} > \bar{\sigma}_a \Rightarrow \bar{w}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k\eta - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \bar{w}_f_0$

le plus grand diamètre utilisé est $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow \bar{w}_f_0 = 0,0172$

alors il suffit de vérifier $\bar{w}_f_{min} = \frac{A_{min}}{2bd}$ doit être $\geq \bar{w}_f_0$.

④ flèche

a) $h_t^{min} \geq l_{max} / 16$

b) $h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{\eta_t}{\eta_0}$

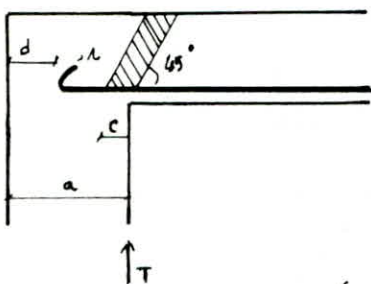
c) $A_p^{max} \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}}$

} si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une justification de flèche.

⑤ condition de non écrasement du béton (CCBA 68 art 30.62).

⑥ conditions aux appuis :

• Béton : l'effort tranchant " T_{max} " crée des efforts de compression dans la bielle de béton inclinée à 45°



contrainte de compression simple dans la bielle de béton.

$$\sigma'_b = \frac{T\sqrt{2}}{b_0 c / \sqrt{2}} = \frac{2T}{b_0 c} \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b} = c_0$$

$T = T_{max}$; $c = a - (d + \eta)$ avec : $r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) D$

a = largeur du poteau ; b_0 = largeur de la poutre

⑦ condition de non entrainement des barres.

C.CBA 68 art 60.11 : on doit vérifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 3\bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1,5 \text{ pour acier H.A})$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{npz} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} T: & \text{effort tranchant max.} \\ p: & \text{perimètre de la barre } (p = \pi \phi) \\ n: & \text{nombre de barre, } z = 7/8 h. \end{aligned}$$

Poutres - Portique transversal (z.z).

• armatures superieures sur appuis.

Coffrage des poutres : $b = 30 \text{ cm}$; $h_f = 50 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$, ($d = d' = 5 \text{ cm}$).

$$SP_2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 206 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{long}}^{\min} = 0,3\% bh = 0,3\% \cdot 30 \cdot 45 = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{long}}^{\max} = 2,5\% bh = 2,5 \cdot 30 \cdot 45 = 33,75 \text{ cm}^2$$

Niv	Appui	Soll	M _{sup} (t-m)	N	E	K	σ'_b (kg/cm ²)	A (calculé)	a (adopté)	ϕ
4	1	SP ₂	6,9007	0,0406	0,9144	43,4	96,77	3,99	6,16	4 T 14
	2	SP ₂	6,6817	0,0393	0,9155	44,2	95,02	3,86	6,16	4 T 14
	3	SP ₂	6,79	0,0399	0,9150	43,8	95,89	3,83	6,16	4 T 14
	4	SP ₂	6,6817	0,0393	0,9155	44,2	95,02	3,86	6,16	4 T 14
	5	SP ₂	6,9007	0,0406	0,9144	43,4	96,77	3,99	6,16	4 T 14
3	1	SP ₂	13,4456	0,0790	0,8858	28,8	145,83	8,03	8,42	4 T 14 + 2 T 12
	2	SP ₂	13,1741	0,0774	0,8869	29,2	143,84	7,86	8,42	4 T 14 + 2 T 12
	3	SP ₂	12,4941	0,0735	0,8891	30,1	139,53	7,24	8,42	4 T 14 + 2 T 12
	4	SP ₂	13,1741	0,0774	0,8869	29,2	143,84	7,86	8,42	4 T 14 + 2 T 12
	5	SP ₂	13,4456	0,0790	0,8858	28,8	145,83	8,03	8,42	4 T 14 + 2 T 12
2	1	SP ₂	16,8803	0,0992	0,8747	24,9	168,67	10,21	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	2	SP ₂	16,6836	0,0981	0,8753	25,1	167,33	10,14	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	3	SP ₂	16,7638	0,0986	0,8750	25,0	168	10,13	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	4	SP ₂	16,6836	0,0981	0,8753	25,1	167,33	10,14	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	5	SP ₂	16,8803	0,0992	0,8747	24,9	168,67	10,21	10,68	4 T 14 + 4 T 12
1	1	SP ₂	17,1543	0,1008	0,8737	24,6	170,73	10,39	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	2	SP ₂	16,2898	0,0958	0,8765	25,5	164,71	9,84	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	3	SP ₂	16,4098	0,0965	0,8759	25,3	166	9,91	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	4	SP ₂	16,2898	0,0958	0,8765	25,5	164,71	9,84	10,68	4 T 14 + 4 T 12
	5	SP ₂	17,1543	0,1008	0,8737	24,6	170,73	10,39	10,68	4 T 14 + 4 T 12

Armatures inférieures sur appuis.

Niv	App.	Soll.	M _{inf}	M	E	K	σ _b	A _{cal.}	A _{adop.}	∅
4	1	SP ₂	3,6826	0,0216	0,9355	62,5	67,2	2,08	6,16	4 T14
	2	SP ₂	1,8438	0,0216	0,9535	92,5	45,41	1,02	6,16	4 T14
	3	SP ₂	1,4697	0,0108	0,9590	104	40,38	0,82	6,16	4 T14
	4	SP ₂	1,8438	0,0086	0,9535	92,5	45,31	1,02	6,16	4 T14
	5	SP ₂	3,6826	0,0108	0,9355	62,5	67,20	2,08	6,16	4 T14
3	1	SP ₂	6,1383	0,0216	0,9188	46,6	90,13	3,53	6,16	4 T14
	2	SP ₂	3,8116	0,0361	0,9346	61,5	68,29	2,16	6,16	4 T14
	3	SP ₂	3,1312	0,0224	0,9405	69	60,87	1,76	6,16	4 T14
	4	SP ₂	3,8116	0,0184	0,9346	61,5	68,29	2,16	6,16	4 T14
	5	SP ₂	6,1383	0,0224	0,9188	46,6	90,13	3,53	6,16	4 T14
2	1	SP ₂	9,4894	0,0361	0,9016	35,8	117,32	5,57	6,16	4 T14
	2	SP ₂	7,3282	0,0558	0,9120	41,8	100,48	4,25	6,16	4 T14
	3	SP ₂	6,4799	0,0431	0,9167	45	93,33	3,74	6,16	4 T14
	4	SP ₂	7,3282	0,0381	0,9120	41,8	100,48	4,25	6,16	4 T14
	5	SP ₂	9,4894	0,0431	0,9016	35,8	117,32	5,57	6,16	4 T14
1	1	SP ₂	9,7634	0,0558	0,9004	35,2	119,32	5,74	6,16	4 T14
	2	SP ₂	6,9344	0,0574	0,9141	43,2	97,22	4,01	6,16	4 T14
	3	SP ₂	6,8259	0,0408	0,9140	43,8	95,89	3,95	6,16	4 T14
	4	SP ₂	6,9344	0,0401	0,9141	43,2	97,22	4,01	6,16	4 T14
	5	SP ₂	9,7634	0,0574	0,9004	35,2	119,32	5,74	6,16	4 T14

Armatures en travée.

Niv	Tr	Soll.	M	M	E	K	σ _b	A _{cal.}	A _{adop.}	∅
4	1-2	SP ₁	2,6393	0,023	0,9338	60,5	46,28	2,24	6,16	4 T14
	2-3	SP ₁	2,9853	0,0227	0,9342	61	49,9	2,19	6,16	4 T14
	3-4	SP ₁	2,5853	0,0227	0,9342	61	49,9	2,19	6,16	4 T14
	4-5	SP ₁	2,6393	0,023	0,9338	60,5	46,28	2,24	6,16	4 T14
3	1-2	SP ₁	5,1018	0,044	0,9104	40,8	68,63	4,44	6,16	4 T14
	2-3	SP ₁	5,2891	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	3-4	SP ₁	5,2891	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	4-5	SP ₁	5,1018	0,044	0,9104	40,8	68,63	4,44	6,16	4 T14
2	1-2	SP ₁	5,0825	0,044	0,9104	40,8	68,63	4,44	6,16	4 T14
	2-3	SP ₁	5,2874	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	3-4	SP ₁	5,2874	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	4-5	SP ₁	5,0825	0,046	0,9104	40,80	68,63	4,44	6,16	4 T14
1	1-2	SP ₁	5,0825	0,044	0,9104	40,8	68,63	4,44	6,16	4 T14
	2-3	SP ₁	5,2874	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	3-4	SP ₁	5,2874	0,046	0,9088	39,8	70,35	4,61	6,16	4 T14
	4-5	SP ₁	5,0825	0,044	0,9104	40,8	68,63	4,44	6,16	4 T14

Verifications diverses.

① contraintes:

Niv	Section	M max	h(cm)	A cm ²	α (cm)	I (cm ⁴)	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$	σ_a	$\bar{\sigma}_a$
4	Appui	6,9007	45	6,16	13,85	116285	82,23	205,5	2774	4200
	Travée	2,6393	45	6,16	8,94	127295	18,54	137	1122	2800
3	Appui	13,4456	45	8,42	15,41	147178	140,78	205,5	4055	4200
	Travée	5,2891	45	6,16	12,23	117518,6	55,035	137	2212	2800
2	Appui	16,8803	45	10,68	16,92	174755	163,64	205,5	4069	4200
	Travée	5,2876	45	6,16	12,23	117518,6	55,00	137	2211	2800
1	Appui	17,1543	45	10,68	17,05	174713,4	167,4	205,5	4117	4200
	Travée	5,2874	45	6,16	12,23	117518,6	55	137	2211	2800

② condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 45 \frac{5,9}{4200} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié.)}$$

③ fissuration:

on doit avoir $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$.

$$\tilde{w}_{f0} = \frac{14 \cdot 2800}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 - 10 \cdot 14 \cdot 2800} = 0,01952$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{6,16}{300} = 0,02053$$

$$\tilde{w}_f > \tilde{w}_{f0} \text{ (vérifié.)}$$

④ flèche

$$a) h_f^{\min} = 50 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm.}$$

$$b) h_f^{\min} = 50 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_{max}}{M_0} = \frac{600}{10} \cdot \frac{5,8891}{12,906} = 24,6 \text{ cm.}$$

$$c) A_{max} = 6,16 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 13,92 \text{ cm.}$$

\Rightarrow inutile de vérifier la flèche.

⑤ condition aux appuis:

a) Béton.

$$c > \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b} = c_0$$

avec $c = a - (d+r)$

$d = 5 \text{ cm}$

$r = 10\phi ; \phi = 14$

$a = \text{largeur du poteau} = 60 \text{ cm}$

$b_0 = \text{largeur de la poutre} = 30 \text{ cm}$

$T_{\max} = 13,1436 \text{ t}$

$c = 60 - (5 + 14) = 41 \text{ cm}$

$c_0 = \frac{2 \cdot 13,1436 \cdot 10^3}{30 \cdot 102,75} = 8,53 \text{ cm (verifié)}$

Niv	4	3	2	1
T(t)	4,5128	11,5045	11,8658	13,1436
c(cm)	17,13	17,13	11	11
c_0(cm)	2,19	5,16	5,77	6,39

b) acier (armatures inf.)

$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{\eta}{\xi}$

$\xi = \frac{7}{8} \cdot 45 = 39,375 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Niv	Appui	T(t)	M(t.m)	$T + M \xi / \bar{\sigma}_a$	A (cm ²)
4	1 - 5	1,7504	3,6826	3,10	6,16
	2 - 4	2,026	1,8438	1,60	6,16
3	1 - 5	0,7856	6,1383	3,90	6,16
	2 - 4	1,1123	3,8116	2,57	6,16
2	1 - 5	-0,3033	9,4894	5,66	6,16
	2 - 4	0,0089	7,3282	4,43	6,16
1	1 - 5	-1,1307	9,7676	5,63	6,16
	2 - 4	-0,8184	6,9344	3,99	6,16

c) condition de non entrainement des barres (appuis de rive)

$\bar{\xi}_d = 3\bar{\xi}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 ; \xi_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot \xi} = 11,20 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \bar{\xi}_d > \xi_d \text{ (verifié)}$

* Armatures transversales:

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (avec reprise du bétonnage)}$

* espacement admissible.

- zone nodale: $\bar{s} \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm})$

$\bar{s} = \min(50/4 ; 12 \cdot 14 ; 30)$

$\Rightarrow \bar{s} = 12,5 \text{ cm}$

- zone courante $\bar{s} \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$

pour les A_t on adoptera

2 cadres $\phi 8 ; FeE24 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Ferraillage des poteaux

les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants, et des moments fléchissants dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.

on fera le calcul sous "SP1" et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre "SP2" et on adoptera la section d'acier la plus grande.

Méthode de calcul :

① armatures longitudinales:

1. cas de flexion composée: "F.C"

on fait le calcul sous les efforts suivants:

(M_{max}, N^{corr}) ; $(N_{max}, M_{corr}) \rightarrow$ calcul du béton comprimé et éventuellement les aciers comprimés.

$(N_{min}, M_{corr}) \rightarrow$ calcul des armatures tendues.

• contrainte admissible de compression dans le béton.

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= \epsilon \bar{\sigma}_{b_0} \Rightarrow e_0 > h_t/2 \\ \bar{\sigma}_b &= (1 + \epsilon_0/3\epsilon_1) \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \text{si } e_0 < h_t/2 \end{aligned} \right\} \text{ avec } e_0 = \frac{M}{N} ; \epsilon_1 = \frac{h_t}{6}$$

1-a) Section partiellement comprimée: $(e_0 > e_1) \rightarrow$ "S.P.C"

le calcul de la section d'acier par la méthode du moment fictif a donné par la plus part des cas une section d'acier négative, ce qui nous a ramené à choisir un pourcentage d'acier et de procéder ensuite à une vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

pour cela, on a utilisé le tableau du "aide-mémoire béton Armé"

- VICTOR DAVIDOVICI "

$$\text{on calcule: } k_e = \frac{N}{M} h_t ; \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h_t} = \frac{100 A'}{b h_t}$$

$A = A' \rightarrow$ ferraillage symétrique

$$\text{du tableau on tire } \left\{ \begin{array}{l} k_b \\ k \end{array} \right. \rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{k_b b h_t^2} ; \sigma_a = k \sigma'_b$$

on vérifie: $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$

1b) section entièrement comprimée: $(e_0 \leq e_1) \rightarrow$ "S.E.C"

on utilise la méthode de P. CHARON.

Remarque :

Il est à noter, qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenus à partir du prédimensionnement, nous avons été amené à modifier le coffrage des poteaux; étant donné que le pourcentage des armatures longitudinales dépassait le pourcentage maximal imposé par le (R.P.A. 81).

Soit 4%, on a donc adopté les sections suivantes (40x60).

* Flambement des poteaux.

pour les poteaux en compression simple, il ne sera pas tenu compte du flambement si $d < 50$, pour la section rectangulaire cette condition peut se mettre sous forme : $\frac{l_c}{a} < 14,4$.

avec a = la plus petite dimension du poteau.

$l_0 = 4,50\text{m}$ $a = 40\text{cm}$, $b = 60\text{cm}$, $l_c = 0,9l_0$ ($I_{poutre} < I_{poteau}$).

$$\frac{l_c}{a} = \frac{0,9 \cdot 450}{40} = 10,125 < 14,4 \Rightarrow \text{on ne tient pas compte du flambement}$$

Art. 33.2 (CBA)

Pièces chargées de façon excentrée dans le plan de flambement pour les poteaux soumis à la flexion composée, l'élanement (λ) doit être < 35 .

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad ; \quad i = \text{rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = l_c \sqrt{\frac{12 \cdot a \cdot b}{b \cdot a^3}} = \frac{l_c}{a} \sqrt{12}$$

on a $l_c = 0,9 \cdot 450$ et $a = 40\text{cm}$.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{450 \cdot 0,9}{40} \sqrt{12} = 35,074 > 35$$

\Rightarrow il faut tenir compte du flambement.

$$35 \leq \lambda \leq 50$$

l'excentricité de calcul / c.o.g du béton seul est.

$$e_0 = e + f_{1c} \quad \text{avec} \quad f_{1c} = 0,16(\lambda - 35)e.$$

$$\Rightarrow f_{1c} = 0,16(35,074 - 35)e = 0,012e.$$

$$\Rightarrow e_0 = 1,012e$$

Ⓙ Armatures transversales:

(R.P.A. 81)

et "C.C.B.A 68"

Poteau 4-y.

Sens longitudinal. ($h_t = 40$, $b = 40$)

Niv	M _{corr}	$\eta_{\text{réel}}^{\text{corr}}$	N ^{max}	e ₀	e ₁	Soll.	$\bar{\sigma}_b$	d=d'	w%	k _e	k _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	5,886	5,956	10,198	58,4	6,67	P.C	205,5	4	0,25	0,68	0,10	35,8	62,04	2221	6
3	9,7596	9,876	22,5447	43,8	6,67	P.C	205,5	4	0,25	0,90	0,10	31,5	102,8	3240,8	6
2	11,3748	11,51	35,1101	32,78	6,67	P.C	205,5	4	0,25	1,22	0,10	25,5	119,9	3057	6
1	13,888	14,06	49,1779	28,57	6,67	P.C	205,5	4	0,5	1,40	0,13	16	112,6	1803	12

Sens transversal ($h_t = 60$, $b = 40$)

Niv	M _{corr}	$\eta_{\text{réel}}^{\text{corr}}$	N ^{max}	e ₀	e ₁	Soll.	$\bar{\sigma}_b$	d=d'	w%	k _e	k _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	8,4317	8,53	11,09	76,9	10	P.C	205,5	6	0,25	0,78	0,10	36	59,23	2132,5	6
3	12,538	12,69	24,27	52,27	10	P.C	205,5	6	0,25	1,15	0,10	28,5	88,13	2512	6
2	14,66	14,83	36,38	40,78	10	P.C	205,5	6	0,25	1,47	0,10	22	102,9	2266	6
1	19,07	19,29	52,06	37,06	10	P.C	205,5	6	0,5	1,6	0,13	14	103	1442	12

sens longitudinal ($h_t = 40$, $b = 60$)

Niv	M ^{max}	$\eta_{\text{réel}}^{\text{max}}$	N ₁ ^{corr}	e ₀	e ₁	Soll.	$\bar{\sigma}_b$	d=d'	w%	k _e	k _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	5,886	5,95	10,13	58,8	6,67	P.C	205,5	4	0,25	0,68	0,10	35,8	61,9	2219	6
3	9,7596	9,87	20,86	47,33	6,67	P.C	205,5	4	0,25	0,85	0,10	32,5	102,8	3341	6
2	11,378	11,51	31,36	36,7	6,67	P.C	205,5	4	0,25	1,08	0,10	28,5	119,9	3417	6
1	13,888	14,06	40,32	34,84	6,67	P.C	205,5	4	0,5	1,14	0,13	19,84	112,66	2235	12

Sens transversal. ($h_t = 60$, $b = 40$)

Niv	M _{max}	M _{max} _{rel}	N _{corr}	e ₀	e ₁	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	d=d'	w%	K _e	K _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	8,9367	9,04	11	82,19	10	P.C	205,5	6	0,25	0,73	0,10	34	62,7	2134	6
3	12,93	15,10	28,66	66,66	10	P.C	205,5	6	0,25	0,90	0,10	31,5	104,86	3303	6
2	15,069	15,25	34,10	44,71	10	P.C	205,5	6	0,25	1,34	0,10	23,5	105,9	2488	6
1	19,06	19,20	44,53	43,34	10	P.C	205,5	6	0,5	1,38	0,13	16	103	1649	12

Sens longitudinal: ($h_t = 40$, $b = 60$)

Niv	M _{corr}	M _{corr} _{rel}	N _{min}	e ₀	e ₁	Soll.	d=d'	$\bar{\sigma}'_b$	w%	K _e	K _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	4,905	4,96	6,79	73,04	6,67	P.C	4	205,5	0,25	0,54	0,10	37,5	51,66	1937,5	6
3	8,133	8,23	12,13	67,85	6,67	P.C	4	205,5	0,25	0,58	0,10	37	85,7	3172	6
2	9,479	9,59	17,26	55,55	6,67	P.C	4	205,5	0,25	0,72	0,10	35	99,89	3496	6
1	11,574	11,71	21,14	55,41	6,67	P.C	4	205,5	0,5	0,72	0,14	25	87,12	2178	12

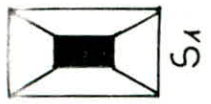
Sens transversal: ($h_t = 60$, $b = 40$).

Niv	M _{corr}	M _{corr} _{rel}	N _{min}	e ₀	e ₁	Soll.	d=d'	$\bar{\sigma}'_b$	w%	K _e	K _b	K	σ'_b	σ_a	A=A'
4	7,408	7,49	7,508	99,83	10	P.C	6	205,5	0,25	0,6	0,10	37	52,52	1929	6
3	10,718	10,85	13,516	79,66	10	P.C	6	205,5	0,25	0,75	0,10	35,8	75	2697	6
2	12,476	12,62	19,539	64,61	10	P.C	6	205,5	0,25	0,93	0,10	32	87,6	2804	6
1	16,113	16,32	24,618	66,3	10	P.C	6	205,5	0,50	0,9	0,135	22,3	83,95	1872	12

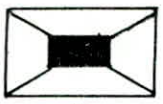
on adoptera $A = A' = 20,10 \text{ cm}^2 = 10 \phi 16$ pour niv. (4, 3, 2)

$A = A' = 26,88 \text{ cm}^2 = 4 \phi 16 + 6 \phi 20$ pour niv. (1 ; et s.sol.)

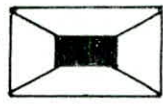
FONDATIONS



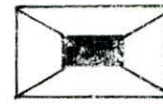
S1



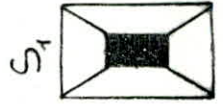
S1



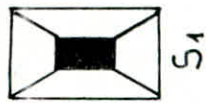
S1



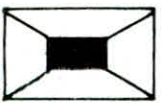
S1



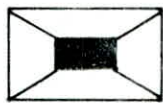
S1



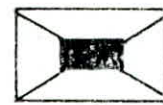
S1



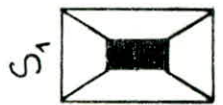
S2



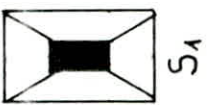
S2



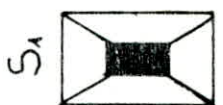
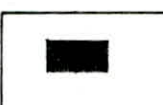
S2



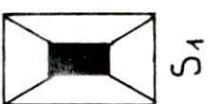
S1



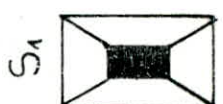
S1



S1



S1



S1



S1



S1



S1



S1



S1



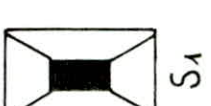
S1



S1



S1



S1



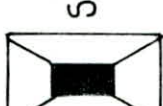
S1



S1



S2



S2



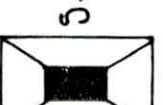
S2



S1



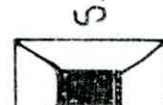
S1



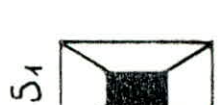
S1



S1



S1



S1

CALCUL DES FONDATIONS

les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

- la contrainte du sol est de 2,5 bars.
- l'ancrage des semelles : 1,5 m.

on a deux types de fondations.

- * Semelles isolées sous poteaux.
- * radier.

Calcul de la semelle : S_e

on a $N = 122,45 \text{ t}$, $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$.

- dimensionnement de la sous face

$$A \times B = \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k = \frac{60}{40} = 1,5$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{k \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{122,45 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 2,5}} = 180 \text{ cm}$$

$$A = kB = 1,5 \cdot 180 = 270 \text{ cm}.$$

on utilise pour le calcul des semelles la méthode des briques.

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} = \frac{180-40}{4} = 35 \text{ cm} \\ \frac{A-a}{4} = \frac{270-60}{4} = 52,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prend $h = 55 \text{ cm}$ et $h_t = 60 \text{ cm}$.

* ferrailage

$$A_x = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{122,45 \cdot 10^3 (180-40)}{8 \cdot 55 \cdot 2800} = 13,9 \text{ cm}^2$$

soit 10 T14 = 15,39 cm² ; e = 18 cm.

$$A_y = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{122,45 \cdot 10^3 (270-60)}{8 \cdot 55 \cdot 2800} = 20,87 \text{ cm}^2$$

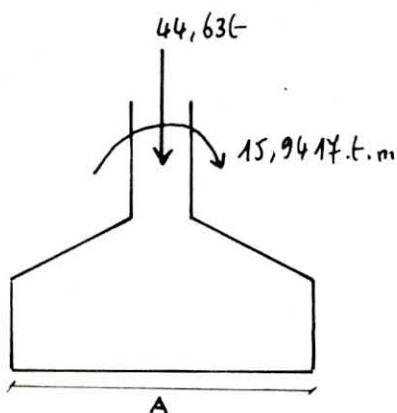
soit 14 T14 = 21,55 cm² ; e = 19 cm.

* verification de la stabilité.

Sens A

$$N_2 = 44,63 \text{ t.}$$

$$M_L = 15,9417 \text{ t.m.}$$



$$e_2 = \frac{M_L}{N_2} = 35,72 \text{ cm.}$$

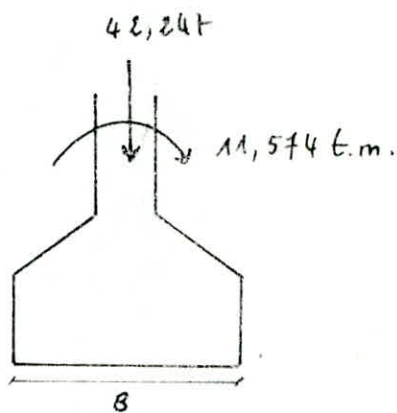
$$\frac{A}{4} = \frac{270}{4} = 67,5 \text{ cm.}$$

$$e_2 < A/4 \text{ vérifié'}$$

Sens B.

$$N_2 = 42,24 \text{ t.}$$

$$M_L = 11,574 \text{ t.m.}$$



$$e_2 = \frac{M_L}{N_2} = 27,4 \text{ cm.}$$

$$B/4 = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm.}$$

$$e_2 < B/4 \text{ vérifié'}$$

* verification des contraintes.

$$N_2 = 65,79 \text{ t.} ; A > 6e_2$$

$$B > \frac{N_2 \left(1 + \frac{3e_2}{A}\right)}{1,5 \bar{\sigma}_s \cdot A}$$

$$B > \frac{65,79 \cdot 10^3 \left(1 + \frac{3 \cdot 35,72}{270}\right)}{1,5 \cdot 2,5 \cdot 270} = 90,77$$

$$\Rightarrow 180 > 90,77 \text{ cm (verifié').}$$

$$N_2 = 62,92 \text{ t.} ; B > 6e_2$$

$$A > \frac{N_2 \left(1 + \frac{3e_2}{B}\right)}{1,5 \cdot \bar{\sigma}_s \cdot B}$$

$$A > \frac{62,92 \cdot 10^3 \left(1 + \frac{3 \cdot 27,4}{180}\right)}{1,5 \cdot 2,5 \cdot 180} = 135,78 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 270 > 135,78 \text{ cm (verifié').}$$

* longrines:

les longrines seront calculées conformément à l'article 42-33 du "R.P.A.81"
elles doivent pouvoir équilibrer un effort axial de traction au moins
égal à 15 % de la charge axial du poteau en question.

$$N = \frac{N_{\max}}{15} \quad (\text{terrain de consistance moyenne}).$$

. longrine reliant les poteaux de la structure.

$$N = \frac{120,45}{15} = 8,03 \text{ t.}$$

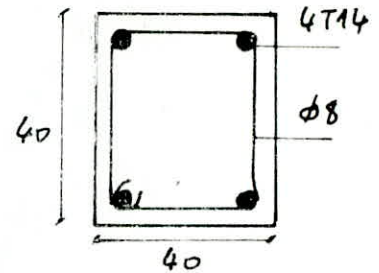
- Coffrage de la longrine (40 x 40)

- Ferrailage

$$A_s \geq \frac{8,03 \cdot 10^3}{2800} = 2,86 \text{ cm}^2$$

on prend 4T14 = 6,16 cm²

avec un espacement de 20 cm, 1 cadre $\phi 8$



Radier

* Calcul des efforts.

- Sens longitudinal

sous (SP_1)

$$N_1 = 2469 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{N_1}{S} = \frac{2469 \cdot 10^3}{256} = 1,14 \text{ kg/cm}^2 < 2,5$$

- Surface nécessaire du radier

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2469}{2,5} = 98,76 \text{ m}^2$$

en plus d'un débord de 0,4 m la surface totale du radier est de 256 m².

- pression sous le radier.

on ne tient pas compte du poids propre du radier

$$p = \frac{N}{S} = \frac{2469}{256} = 9,64 \text{ t/m}^2.$$

- calcul de la hauteur (h) vérifiant le poinçonnement sous SP_1 .

$$1,5 \frac{Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

Q : valeur de la charge localisée

P_c : périmètre d'un contour homothétique situé à $h_t/2$ de la base

h_t : l'épaisseur totale de la dalle (radier).

$\bar{\sigma}_b$: la contrainte de traction de référence du béton

- calcul de h_t ✓

- résistance de la dalle vis à vis du cisaillement

$$T_b = \frac{T}{b_3} \leq \bar{T}_b \quad ; \quad \bar{T}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T = q l / 2 = \frac{9,64 \cdot 6}{2} = 28,92 \text{ t}$$

on a fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\} \geq \frac{T}{b \cdot 1,15 \bar{\sigma}_b} = \frac{28,92 \cdot 10^3}{100 \cdot 1,15 \cdot 5,9} = 42,62 \text{ cm.}$$

$$\} = 7/8 h \quad \Rightarrow h = \frac{83}{7} = 48,71 \text{ cm.}$$

$$1,5 \frac{N}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

on a $N_{\max} = 120,45 \text{ t}$ dans un poteau de $(40 \times 60) \text{ cm}^2$

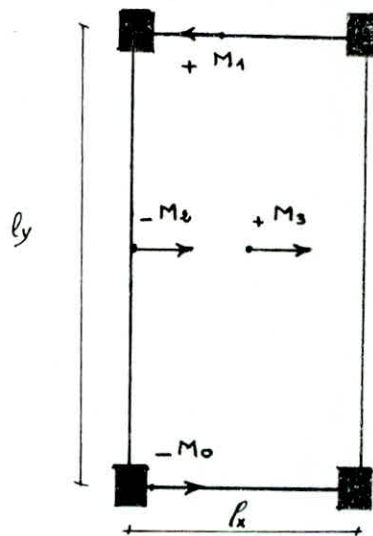
on se fixe $h_t = 60 \text{ cm}$

$$P_c = 2 [(a + h_t) + (b + h_t)]$$

$$P_c = 2 [(60 + 60) + (40 + 60)] = 440 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,15 \frac{120,45 \cdot 10^3}{440 \cdot 60} = 6,84 < 1,5 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Calcul des panneaux



M_0 = moment négatif maximal au droit du milieu d'appuis dans une bande marginale.

M_1 = moment positif max au milieu de la portée d'une bande marginale.

M_2 = moment négatif max sur l'axe d'appui dans la bande centrale.

M_3 = moment positif au centre du panneau.

* panneau : $l_x = 3,00 \text{ m}$; $l_y = 6,00 \text{ m}$; $q = 9,64 \text{ t/ml}$.

$$M_0 = -q l_x^2 / 16 = -9,64 \cdot 3^2 / 16 = -5,42 \text{ t.m}$$

$$M_1 = q l_x^2 / 22 = 9,64 \cdot 3^2 / 22 = 3,94 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -q l_x^2 / 60 = -9,64 \cdot 3^2 / 60 = -1,446 \text{ t.m}$$

$$M_3 = q l_x^2 / 31 = 9,64 \cdot 3^2 / 31 = 2,799 \text{ t.m}$$

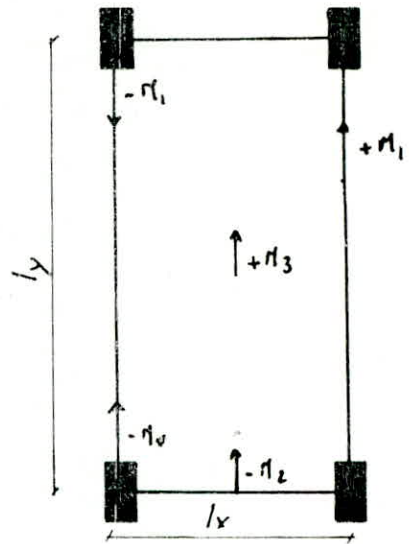
Sens l_y :

$$M_0 = \frac{q l_y^2}{16} = \frac{9,64 \cdot 6^2}{16} = -21,69 \text{ t.m.}$$

$$M_1 = \frac{q l_y^2}{22} = \frac{9,64 \cdot 6^2}{22} = +15,77 \text{ t.m.}$$

$$M_2 = \frac{q l_y^2}{60} = \frac{9,64 \cdot 6^2}{60} = -5,78 \text{ t.m.}$$

$$M_3 = \frac{q l_y^2}{31} = \frac{9,64 \cdot 6^2}{31} = +11,19 \text{ t.m.}$$



Sens l_x :

sur appui $M_0 = -5,48 \text{ t.m}$; en travée $M_{\max} = +3,94 \text{ t.m}$

Sens l_y :

sur appui $M_0 = -21,69 \text{ t.m}$; en travée $M_{\max} = 15,77 \text{ t.m}$

* Ferrailage:

Sens l_x : sur appui

$$M_0 = -5,48 \text{ t.m} ; h_f = 60 \text{ cm} , h = 54 \text{ cm} , b = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0099 ; E = 0,9554 ; K = 97$$

on trouve $A = 3,75 \text{ cm}^2$ soit 6T10/ml = $4,71 \text{ cm}^2$ ($e = 16 \text{ cm}$).

* travée

$$M = 3,94 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0,007 ; E = 0,9621 ; K = 117$$

on trouve $A = 2,70 \text{ cm}^2$ soit 5T10/ml = $3,92 \text{ cm}^2$ ($e = 20 \text{ cm}$).

* Sens l_y :

- sur appui :

$$M_0 = 21,69 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0,0398 ; E = 0,9153 ; K = 44,0$$

$$A = 15,67 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 8T16/ml = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ (} e = 18 \text{ cm)}$$

- travée

$$M = 15,77 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0,0289 ; E = 0,9265 ; K = 53$$

$$A = 11,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T16/ml = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$e = 16 \text{ cm}.$$

Voile peripherique

le voile peripherique sera dimensionné afin de supporter la pression latérale due aux terres sur une hauteur de 4,30 m.

Ce voile sera calculé sous forme de dalles considérées comme appuyées en haut sur le plancher du rez de chaussée, en bas sur les longrines et de part et d'autre sur les poteaux.

en plus du poids des terres, on prend en compte une surcharge éventuelle de 500 kg/m^2 .

* distribution de la poussée

$$\sigma_z = K_a (\gamma z + q) \quad \text{avec } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad c = 0, \quad \phi = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0,27$$

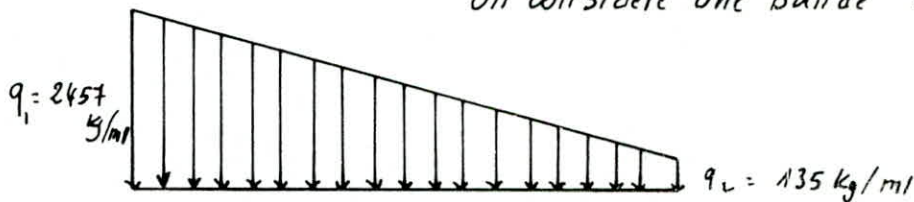
$$\sigma(0) = K_a q$$

$$\sigma(0) = 135 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma(H) = K_a (\gamma H + q)$$

$$\sigma(H) = 2457 \text{ kg/m}^2$$

on considère une bande de 1m.



- calcul de la dalle (sens transversal)

puisque on a une charge trapézoïdale

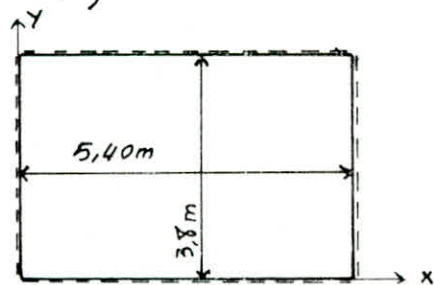
⇒ calcul en deux étapes.

a) charge uniformément répartie

b) charge triangulaire

ensuite on fait la superposition

des moments pour calculer la section d'armature.



* dalle (3,8 x 5,40).

• charge uniformément répartie $q = 135 \text{ kg/m}$

$$M_{x \max} = 0,0204 \cdot 135 \cdot 5,4^2 = 80,3 \text{ kg.m.}$$

$$M_{y \max} = 0,071 \cdot 135 \cdot 3,8^2 = 138,4 \text{ kg.m.} \quad \left. \vphantom{M_{y \max}} \right\} \text{ Tables de Bares}$$

• charge triangulaire (à l'aide des tables de Bares on détermine M_{xmax} , M_{ymax}).

$$M_{xmax} = 914 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ymax} = 1257,4 \text{ Kg.m.}$$

- Superposition des moments.

$$M_{xmax} = 80,3 + 914 = 994,3 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ymax} = 138,4 + 1257,4 = 1395,8 \text{ Kg.m}$$

* Ferrailage (P. CHARON).

- Sens x :

$$M_{xmax} = 994,3 \text{ Kg.m} \Rightarrow \mu = 0,027 ; \epsilon = 0,9286 ; k = 55$$

$$\Rightarrow A_x = \frac{994,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9286 \cdot 14} = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T10/ml = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

- Sens y :

$$M_{ymax} = 1395,8 \text{ Kg.m} \Rightarrow \mu = 0,038 ; \epsilon = 0,9165 ; k = 45$$

$$\Rightarrow A_y = \frac{1395,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9165 \cdot 14} = 3,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

* vérifications :

① condition de non fragilité

Suivant x :

$$\rho = \frac{3,8}{5,4} = 0,7 \Rightarrow A_x = 3,92 > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b h \left(\frac{1+\rho}{\rho} \right) = 3,29 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Suivant y :

$$A_y = 3,92 > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b h \left(\frac{2-\rho}{\rho} \right) = 2,52 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

② vérification de la flèche. (Art. 61.22)

$$-\frac{h}{l_y} = \frac{16}{380} = 0,042 ; \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_y} = \frac{1}{20} \cdot 0,75 = 0,038$$

$$\Rightarrow 0,042 > 0,038 \text{ (vérifié)}$$

$$-\frac{A}{bh} = \frac{3,92}{100 \cdot 14} = 0,0028 ; \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,00476 \Rightarrow 0,0028 < 0,00476 \text{ (vérifié)}$$

③ fissuration : $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$

- Sens longitudinal:

• charge uniformément répartie

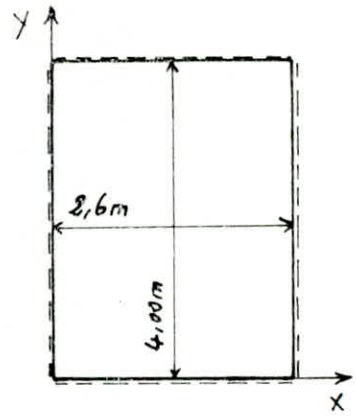
$$M_{x,max} = 72,27 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y,max} = 34,99 \text{ Kg.m}$$

• charge triangulaire

$$M_{x,max} = 438,39 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y,max} = 588,63 \text{ Kg.m}$$



Superposition des moments.

$$M_{x,max} = 72,27 + 438,39 = 510,66 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y,max} = 34,99 + 588,63 = 623,62 \text{ Kg.m}$$

* Ferrailage

- Sens lx :

$$M_{x,max} = 510,66 \text{ Kg.m} ; \mu = 0,0139 ; \epsilon = 0,9476 ; k = 80,5$$

$$A_x = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

- Sens ly :

$$M_{y,max} = 623,62 \text{ Kg.m} \Rightarrow \mu = 0,017 ; \epsilon = 0,9422 ; k = 71,5$$

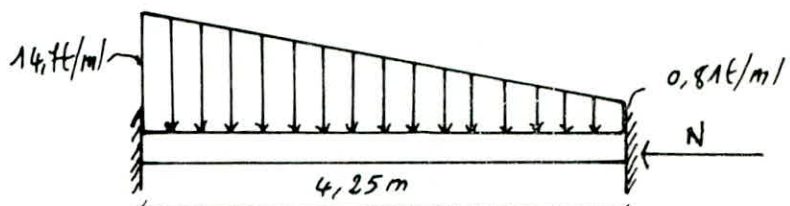
$$A_y = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

* la condition de non fragilité ; la flèche , la fissuration ; sont toutes vérifiées .

* Vérification des poteaux sous la réaction des dalles .

- Sens longitudinal:

- Schema statique:



M_{max} est à l'encastrement

$$M_{max} = 13,76 \text{ t.m} \text{ (aide mémoire R.D.M)} ; N = 107 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1376}{107} = 12,86 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \quad \text{ona } e_0 > e_1, \text{ section partiellement comprimée}$$

* Vérification au flambement

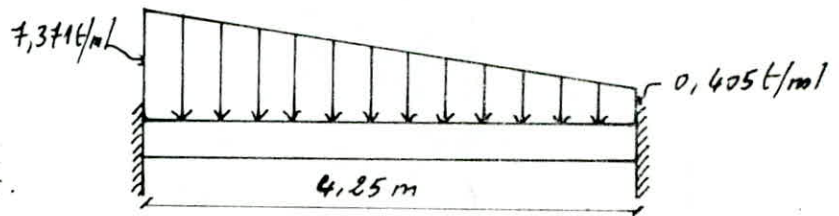
$$\lambda = \frac{4,25 \cdot 0,9}{40} \sqrt{127} = 33,185 < 35 \Rightarrow \text{on ne tient pas compte du flambement.}$$

Niv	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	Soll.	$\bar{\sigma}_b$	$d=d'$	w%	K_e	K_b	K	σ'_b	σ_a	$A_{0,1}$
S. Sol	13,76	107	12,86	6,67	P.C	137	4	0,5	3,11	0,13	4,66	110	514	12

\Rightarrow la section d'acier calculée précédemment est vérifiée.

* Sens transversal:

schéma statique



$$M_{\max} = 6,59 \text{ t.m}; N = 107 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6,15 \text{ cm}; e_1 = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow e_0 < e_1, \text{ section entièrement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) = 88,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b,1,2} = \frac{N'}{B'} \pm \frac{M}{I} \frac{h_t}{2} \quad \text{avec } B' = b h_t \quad ; \quad I = \frac{b h_t^3}{12}$$

$$I = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad ; \quad B' = 60 \cdot 40 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_{b,1} = \frac{107 \cdot 10^3}{2400} + \frac{6,59 \cdot 10^5 \cdot 60}{72 \cdot 10^4 \cdot 2} = 72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_{b,1} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{c.à.d. } 72 < 88,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (le béton résiste seul).}$$

\Rightarrow on met des armatures minimales pour les poteaux

$$A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ (poteau de rive)} \quad ; \quad \theta_2 = 1 + \frac{\rho_c}{4a - 2c} = 3,58 \quad ; \quad \theta_3 = 1 + \frac{\sigma_{en}}{2160} = 1,52$$

$$\Rightarrow A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,58 \cdot 1,52 \cdot \frac{107 \cdot 10^3}{68,5} = 14,88 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow la section d'acier calculée précédemment pour les poteaux du sous-sol est vérifiée.

bibliographie

- Règles techniques C.C.B.A 68.
- Règles parasismiques R.P.A 81
- le calcul et la vérification des ouvrages en B.A (P. CHARON)
- cours de béton III (BELAZOUGHI)
- traité du béton armé tome 3 et 4 (A. GUERRIN)
- Aide mémoire de béton armé (V. DAVIDOVICI)
- Aide mémoire de résistance de matériaux (GOULET)
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes.

