

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

5/85

وزارة التعليم و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT (R+6)

Proposé par :
E.R.C.A

Etudié par :
Amokrane. N.
DJELLAB. S.E.

Dirigé par :
M^r. ABED.

PROMOTION : JANVIER 1985

امدرسة الوطنية للعلوم الهندية
المكنية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail :

à ma mère

à mon père

à mes deux frères jumeaux.

- à toute la famille.

- à tous les amis.

Nabil.

— o o o —

Je dedie ce travail :

mon père , ma mère , mon oncle Brahim ainsi que toute la famille

Salah-eddine .

INTRODUCTION



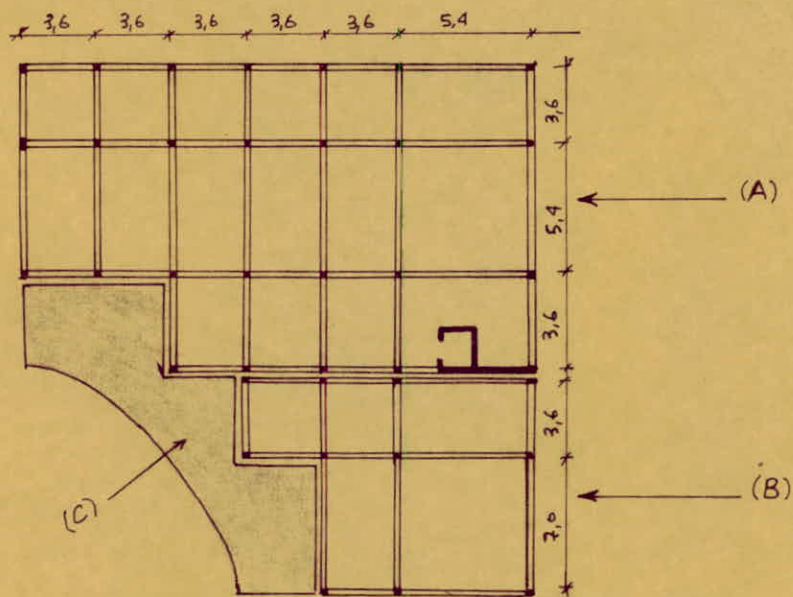
Presentation du projet :

Le sujet qui nous a été proposé par l'E.R.C.A (Entreprise de réalisation et de la construction d'Alger) consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage de bureaux (A.P.C) qui sera implanté à Kouba (Alger) classée par l'organisme du contrôle technique de la construction C.T.C comme étant région de moyenne sismicité.

L'ouvrage présenté comporte trois blocs A, B, C en forme de (L)
Le bloc - A : (R+6) déséquilibré par le voile de la cage d'ascenseur à l'angle et comporte un grande ouverture (pavio).

Le bloc - B : (R+6) également, présente une partie en saillie très importante

Le bloc - C : (R+1) ouvert et sert comme terrasse importante au premier niveau des blocs A et B.



(A): $L = 12,6\text{m}$; $\ell = 10,6\text{m}$; $H = 25,75\text{m}$

(B): $L = 23,4\text{m}$; $\ell = 12,6\text{m}$; $H = 25,75\text{m}$

(C): $H = 4,25\text{m}$.

Caracteristiques mecaniques des materiaux :

Les materiaux (Acier - beton) entrant dans la construction de l'ouvrage seront conformes aux regles techniques de conception et de calcul des ouvrages en BA.

- (A) Beton : le beton utilise est dose a 350 kg/m^3 de ciment CPA325 a controle attenué le dosage pour 1 m^3 sera.

800 l de gravillon propre $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

350 l de ciment

400 l de sable propre.

175 l d'eau.

$$* \bar{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \cdot \sigma_{28}' \quad \sigma_{28}' = 275 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ (ciment de classe 325)} \\ \beta = 5/6 \text{ (contrôle attenué)} \\ \gamma = 1 \text{ (} h_m > 4C_g \text{)} \\ \delta = \begin{cases} 0,3 \text{ en compression simple} \\ 0,6 \text{ en flexion simple ou flexion composee avec } N \text{ traction} \\ \min \{ 0,6 ; 0,30(1 + \frac{E_c}{3E_s}) \} \text{ en flexion composee avec } N \text{ compresse} \end{cases} \\ \epsilon : \text{ depend de la forme de la section et la position de l'AN.} \\ \epsilon = \begin{cases} 1 \text{ en CS ou FS avec section rectangulaire.} \\ \text{calculé tel que } \sigma_m \leq \bar{\sigma}_b' \text{ dans les autre cas (} 0,5 \leq \epsilon \leq 1 \text{)} \end{cases} \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{b_0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Section rectangulaire)} \end{array} \right.$$

$$* \bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \cdot \sigma_{28}' \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'} = 0,0256$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

- (B) Acier : - Acier doux (Ronds lisses) de nuance Fe E24.

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a \begin{cases} < \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{cases}$$

- Acier a haute adherence de nuance Fe E40.

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{cases}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{cases}$$

- On utilise aussi des treillis soudés pour les dalles, ils ont les caracteristiques mecaniques suivantes :

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3533 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3000 \text{ kg/cm}^2.$$

Les valeurs des contraintes admissibles des armatures tendues doivent être compatibles avec les conséquences de la fissuration systématique ou accidentelle. Afin de limiter la fissuration du béton on peut être amené donc à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure à celle définie plus haut et ce pour reprendre la faiblesse du béton.

- — fissuration systématique : due à la supériorité de l'effort de traction à celui de la rupture.

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \text{ (bars)} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \rightarrow \begin{array}{l} \text{section d'acier} \\ \text{section du béton tendu} \end{array}$$

- — fissuration accidentelle : due au retrait et la variation de température.

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_n}{\phi} \bar{\sigma}_b} \text{ (bars)}$$

ϕ = diamètre nominal de la plus grosse barre tendue. (en mm)

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres RL} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b$ = Contrainte de traction de référence (en bars).

k : coeff qui dépend des conséquences de la fissuration.

$$k = \begin{cases} 1,5 \times 10^6 & \text{fiss peu nuisible} \\ 1 \times 10^6 & \text{fiss préjudiciable} \\ 0,5 \times 10^6 & \text{fiss très préjudiciable} \end{cases}$$

en conclusion :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \text{Min} (\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

Charges et surcharges:

- * plancher terrasse : • charges permanentes:
 - gravillon (5cm) $1800 \times 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$
 - étanchéité (2cm) = 10 kg/m^2
 - forme de pente = 220 kg/m^2
 - isolation thermique = 10 kg/m^2
 - hourdis + table 20+5 = 325 kg/m^2
 - enduit plâtre = 14 kg/m^2
- Surcharge d'exploitation: $G = 669 \text{ kg/m}^2$
- la terrasse étant inaccessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$

- * Plancher courant : • charges permanentes:
 - Carrelage (2cm) 111 kg/m^2
 - Mortier de pose (2cm) $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$
 - Sable (2cm) $1800 \times 0,02 = 36 \text{ kg/m}^2$
 - isolation phonique = 12 kg/m^2
 - hourdis + table (20+5) = 325 kg/m^2
 - enduit plâtre (1cm) = 14 kg/m^2
 - cloisons = 75 kg/m^2
- Surcharges d'exploitation: $G = 550 \text{ kg/m}^2$
- bureaux (Public admis isolement) $P = 200 \text{ kg/m}^2$

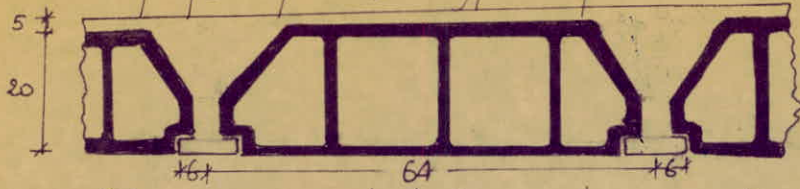
- Murs extérieurs en brique creuse :
charges par m^2 de surface verticale $1400 \times 0,24 = 336 \text{ kg/m}^2$

CALCUL DES ELEMENTS

- poutrelles
- escaliers
- acrotere

POUTRELLES

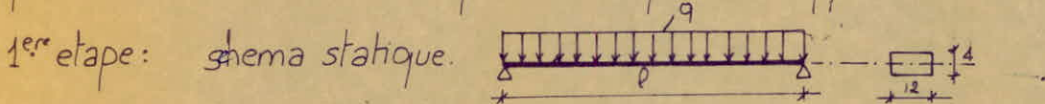
le plancher étant à faible surcharge nous avons opté pour le plancher à corps creux et poutrelles préfabriquées, ce type de plancher étant économique et léger.



les poutrelles préfabriquées possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression. elles seront calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre (G + 1,2P).

le calcul se fera en deux étapes.

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est simplement appuyée (isostatique) puisqu'il n'y a aucune continuité, elle supporte son poids propre le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose les hourdis.
- 2^{ème} étape : après coulage de la table de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en T continue et reposant sur plusieurs appuis.



charges supportées par la poutrelle.

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/m}$.
- poids propre du corps creux : $0,64 \times 255 = 164 \text{ kg/m}$
- surcharge d'exploitation : $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/m}$

$$q = G + 1,2P = 296 \text{ kg/m}$$

Calcul des efforts M et T :

type	l (m)	M ₀ (kgm)	T (kg)
(I)	3,60	479,5	532,8
(II)	5,40	1078,9	799,2

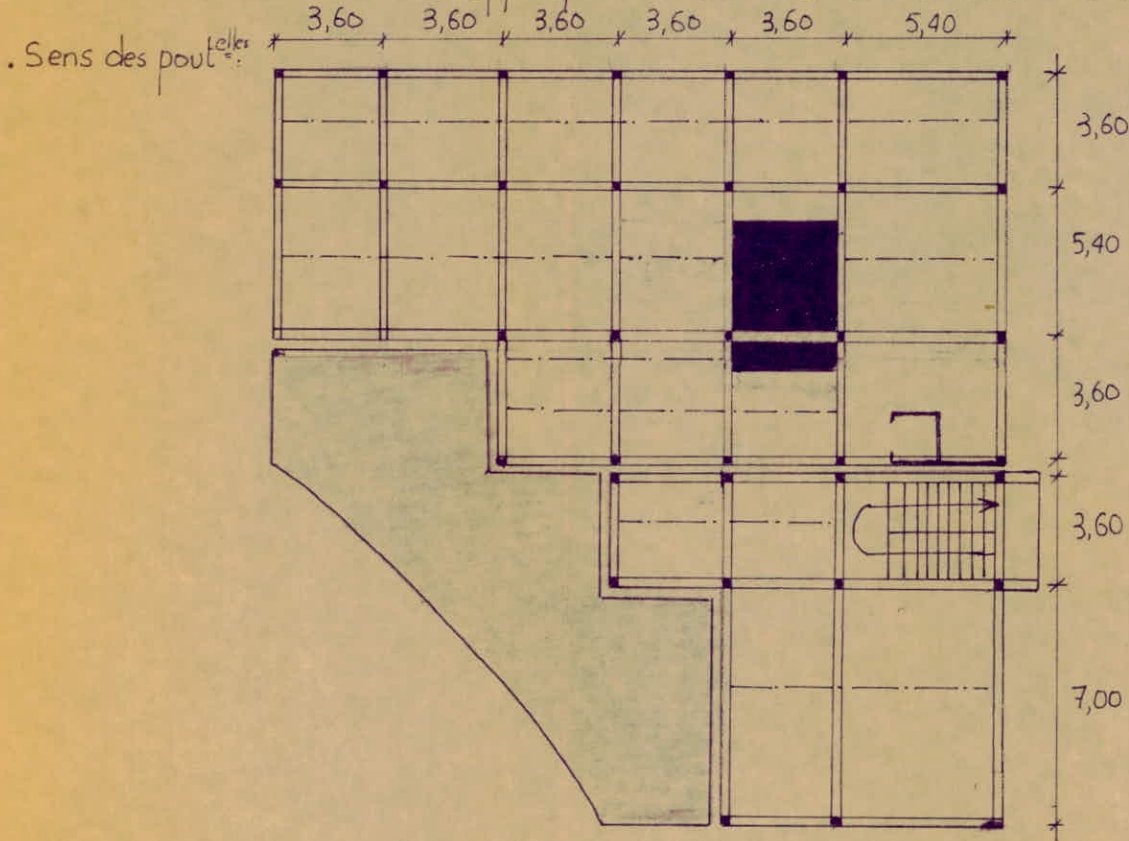
Calcul des armatures :

- type (I) → $M_{rb} = 269 \text{ kgm} < M_{ext} = 479,5 \text{ kgm} \Rightarrow A' \neq 0$ ($A' = 54,82 \text{ cm}^2$)
- type (II) → $M_{rb} = 269 \text{ kgm} < M_{ext} = 1078,9 \text{ kgm} \Rightarrow A' \neq 0$ ($A' = 120,46 \text{ cm}^2$)

Comme on peut le constater les armatures comprimées sont nécessaires or il est impossible de les placer vu que la section de béton est très réduite. on a donc prévu des échafaudages pour aider la poutrelle à supporter les charges lui revenant avant le coulage de la table de compression.

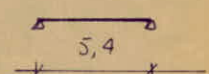
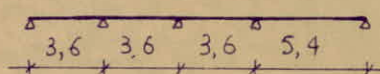
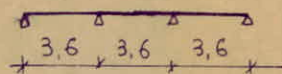
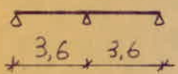
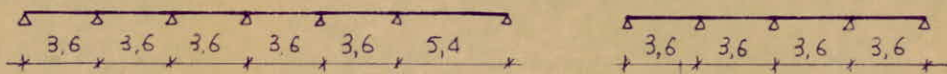
• 2^{em} étape : la table de compression étant coulée, le béton ayant atteint sa résistance nominale la poutrelle (section en T) est alors continue et repose sur plusieurs appuis

- Calcul des efforts : la méthode forfaitaire du CBA 68 Art 55 ne peut être appliquée dans notre cas puisque l'hypothèse de base concernant le rapport de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contigües doit être compris entre 0,8 et 1,25, n'est pas satisfaite. en effet : $5,4/3,6 = 1,5$.
de plus la méthode de CAQUOT qui convient bien aux planchers à forte surcharge, ne peut elle aussi être appliquée car dans notre cas ($P < 2G$) → Surcharge modérée
en conclusion nous appliquerons une méthode exacte dite "des trois moments"

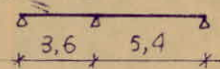
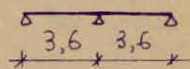


d'où les poutrelles à étudier :

- Bloc A :

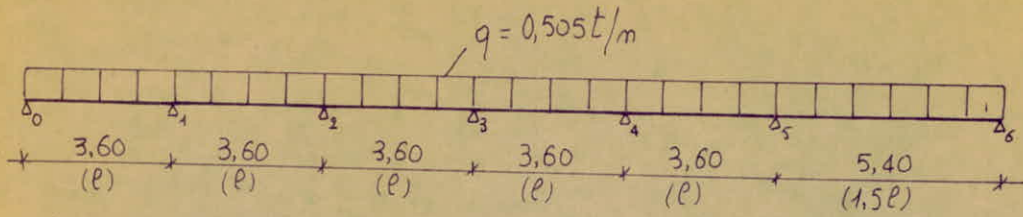


- Bloc B :



Poutrelles du plancher terrasse :

charge par ml de poutrelle. $q = (669 + 1,2 \times 100) \times 0,64 = 505 \text{ kg/m}$.



- Moments aux appuis : M_i

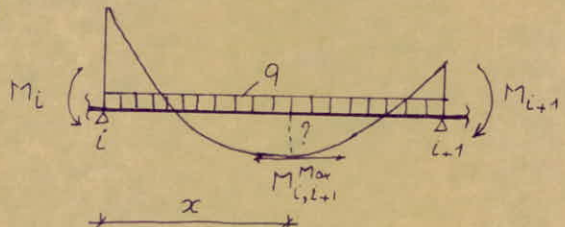
$$\begin{cases} M_0 + 4M_1 + M_2 = -3,2724 \text{ tm} \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -3,2724 \text{ tm} \\ M_2 + 4M_3 + M_4 = -3,2724 \text{ tm} \\ M_3 + 4M_4 + M_5 = -3,2724 \text{ tm} \\ M_4 + 5M_5 + M_6^p = -7,1548 \text{ tm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 0 \\ M_1 = -0,6955 \text{ tm} \\ M_2 = -0,4905 \text{ tm} \\ M_3 = -0,6148 \text{ tm} \\ M_4 = -0,3226 \text{ tm} \\ M_5 = -1,3672 \text{ tm} \\ M_6 = 0 \end{cases}$$

- Moment à M_i travée : $M_{i,i+1} = M_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$

$$\begin{cases} \text{travée 0-1} \rightarrow \mu_0 = 0,8181 \text{ tm} \rightarrow M_{0,1} = 0,4704 \text{ tm} \\ \text{travée 1-2} \rightarrow \mu_0 = \text{''} \rightarrow M_{0,2} = 0,2251 \text{ tm} \\ \text{travée 2-3} \rightarrow \mu_0 = \text{''} \rightarrow M_{0,3} = 0,2655 \text{ tm} \\ \text{travée 3-4} \rightarrow \mu_0 = \text{''} \rightarrow M_{3,4} = 0,3494 \text{ tm} \\ \text{travée 4-5} \rightarrow \mu_0 = \text{''} \rightarrow M_{4,5} = -0,0268 \text{ tm} \\ \text{travée 5-6} \rightarrow \mu_0 = 1,8407 \text{ tm} \rightarrow M_{5,6} = 1,1571 \text{ tm} \end{cases}$$

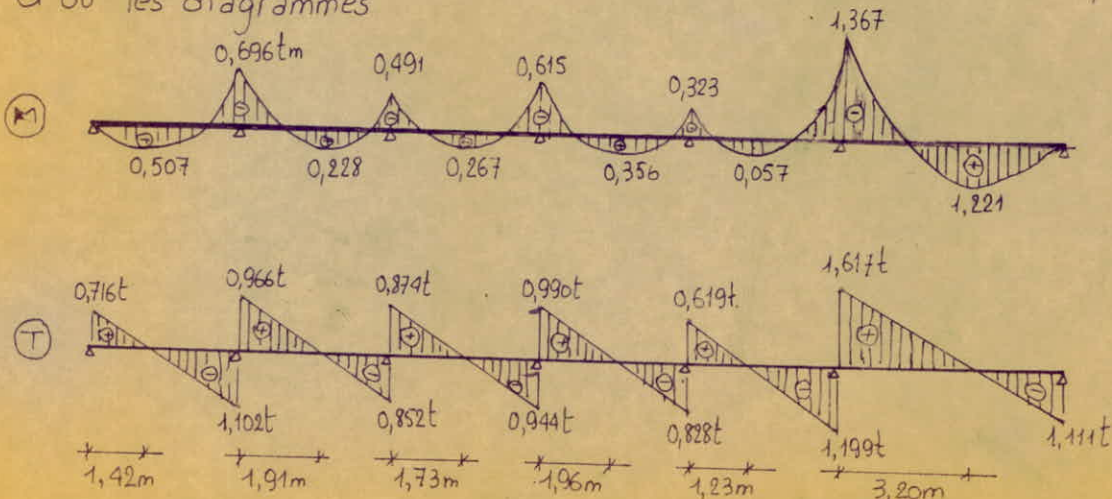
- Moments max en travée : $M_{i,i+1}^{\text{max}}$?

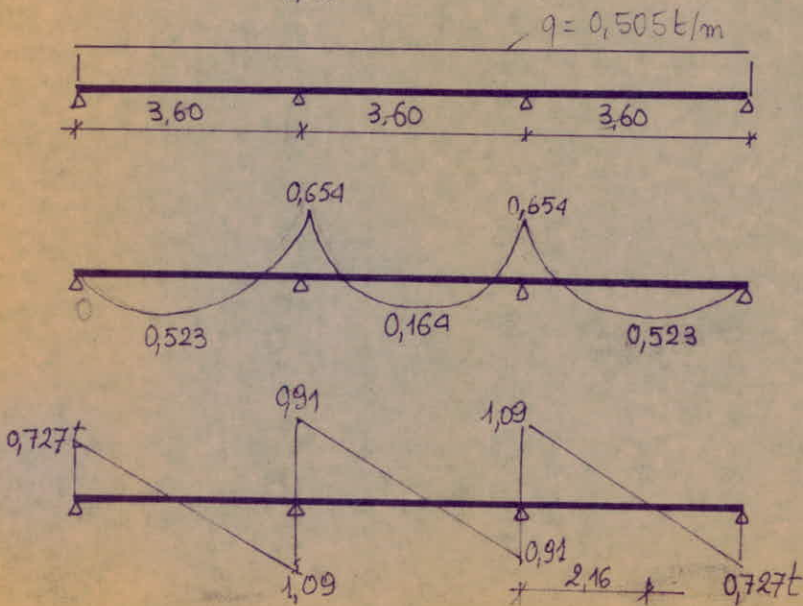
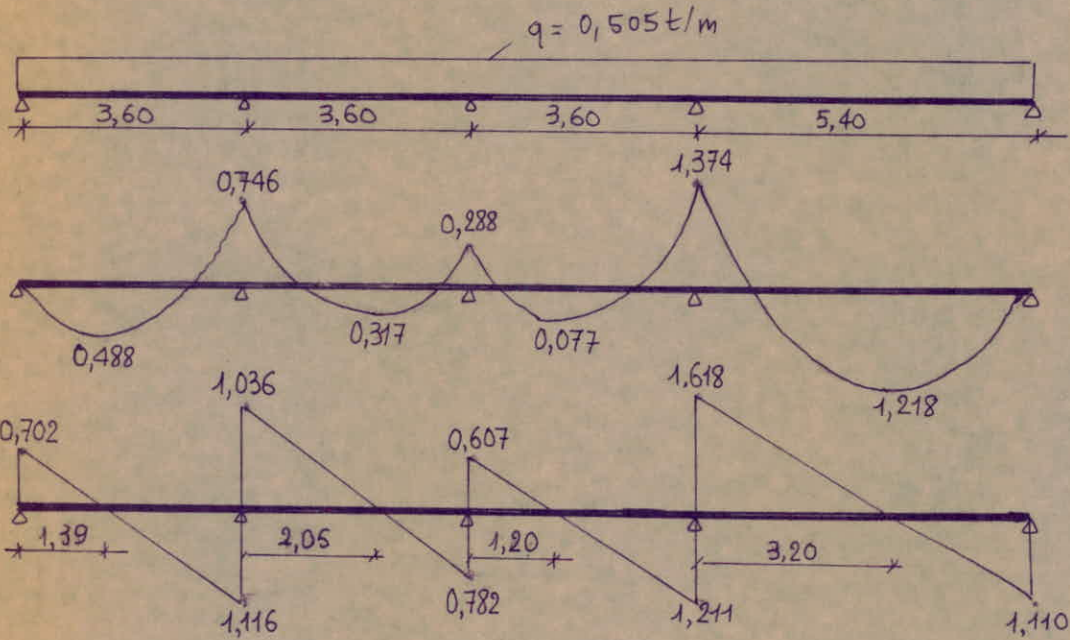
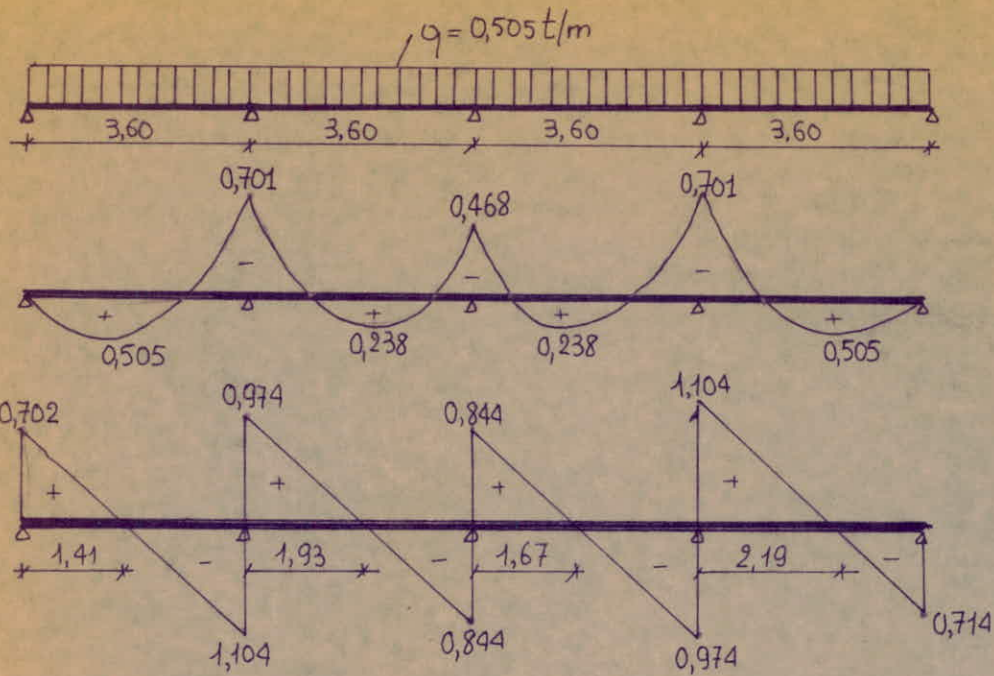
travée	x (m)	$M_{i,i+1}^{\text{max}}$ (tm)
0-1	1,42	0,507
1-2	1,91	0,228
2-3	1,73	0,267
3-4	1,96	0,356
4-5	1,23	0,057
5-6	3,20	1,221

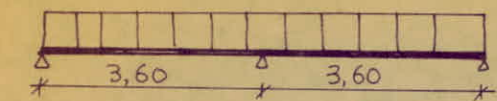


$$\begin{aligned} M(x) &= \mu_0(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l} \\ &= q \left(\frac{lx - x^2}{2}\right) + \frac{(M_{i+1} - M_i)x}{l} + M_i \\ M_{\text{max}} &= \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{lq} \end{aligned}$$

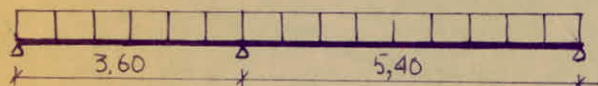
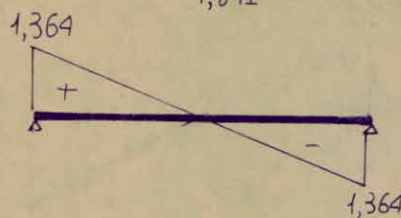
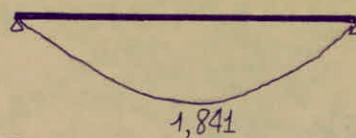
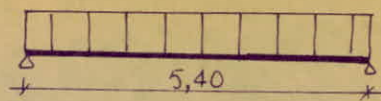
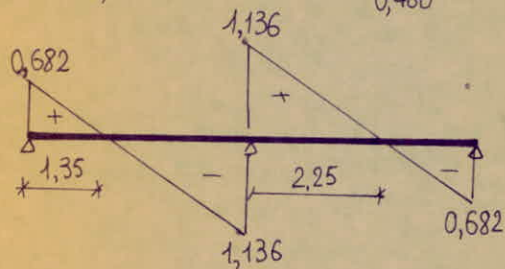
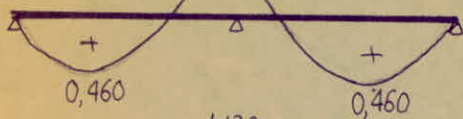
- d'où les diagrammes



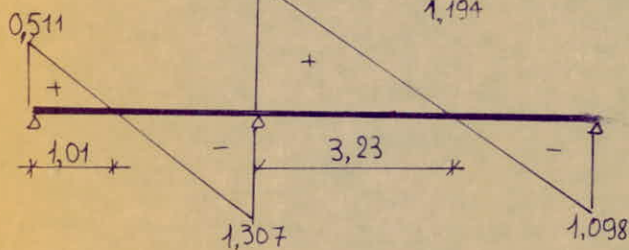
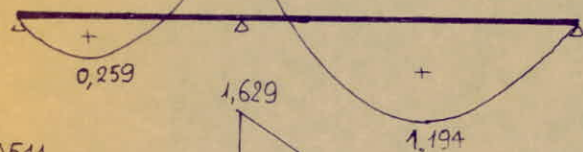




0,818



1,432



ainsi tous les efforts (M, T) ont été déterminés pour les différentes poutrelles du plancher terrasse, concernant les efforts dans les poutrelles du plancher courant, les diagrammes sont homothétiques à ceux donnés ci-dessus avec le rapport.

$$m = \frac{(G + 1,2P)_{pc}}{(G + 1,2P)_{ter}} = \frac{(550 + 1,2 \times 250) \times 0,64}{(669 + 1,2 \times 100) \times 0,64} = \frac{544}{505} = 1,078$$

ferailage des poutrelles.

Nous avons deux types de poutrelles prefabricuees dans tout le bahment (Les deux blocs) afin d'eviter les erreurs pendant l'erection toutes les poutrelles de 5,4m (resp 3,6m) seront feraillees de la meme maniere avec les efforts max.

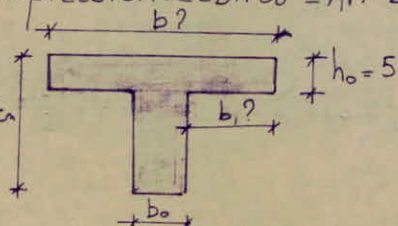
terasse \rightarrow
($q = 0,505 \text{ t/m}$)

poutrelle	$M_{travee}^{max} \text{ (tm)}$	$M_{appui}^{max} \text{ (tm)}$	$T_{max} \text{ (t)}$
$\ell = 3,60\text{m}$	0,507	-1,374	1,307
$\ell = 5,40\text{m}$	1,841	-1,374	1,629

plancher ct \rightarrow
($q = 0,544 \text{ t/m}$)

poutrelle	$M_{travee}^{max} \text{ (tm)}$	$M_{appui}^{max} \text{ (tm)}$	$T_{max} \text{ (t)}$
$\ell = 3,60\text{m}$	0,546	-1,480	1,408
$\ell = 5,40\text{m}$	1,983	-1,480	1,755

determination de la largeur de la table de compression. CCBA 68 - Art 23-31

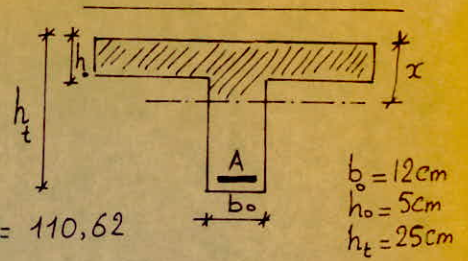
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \\ \frac{\ell}{2} = \frac{64 - 12}{2} = 26 \text{ cm} \\ (6 + 8)h_0 = 6 \times 5 = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad h_t = 25 \text{ cm}$$


$$\Rightarrow \frac{b - b_0}{2} = 26 \Rightarrow b = 2 \times 26 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = 26 \text{ cm}$$

• Methode de ferailage : la methode adoptee est la methode exacte.

• ferrailage de la poutrelle de 5,40m

Section en travée $M = 1,983 \text{ tm} = 198300 \text{ kgcm}$
 $\bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$



Moment résistant de la table :

$$M_T = k_T b h_0^2 \quad k_T = \frac{\bar{\sigma}_b' (h - h_0/3)}{2m(h - h_0)} = \frac{2800 (23 - 5/3)}{2 \times 15 (23 - 5)} = 110,62$$

$$\Rightarrow M_T = 110,62 \cdot 64 \cdot 5^2 = 176992 \text{ kgcm} < 198300 \text{ kgcm} = M_{er} \Rightarrow x > h_0$$

→ l'AN tombe dans la nervure, la section se calcule comme une section en T.

Après plusieurs itérations $\bar{\sigma}_b' = 55,47 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 55,47}{15 \cdot 55,47 + 2800} = 0,229 \Rightarrow x = \alpha h = 0,229 \cdot 23 = 5,269 \text{ cm}$$

$$N'_{b1} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' x b = 0,5 \cdot 55,47 \cdot 5,269 \cdot 64 = 9352,63 \text{ kg}$$

$$z_1 = h - \frac{x}{3} = 23 - \frac{5,269}{3} = 21,244 \text{ cm}$$

$$M_{b1} = N'_{b1} \cdot z_1 = 9352,63 \cdot 21,244 = 198684,1 \text{ kgcm}$$

$$N'_{b2} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' (b - b_0) \frac{(x - h_0)^2}{x} = 0,5 \cdot 55,47 (64 - 12) \frac{(5,269 - 5)^2}{5} = 20,872 \text{ kg}$$

$$z_2 = z_1 - \frac{2h_0}{3} = 21,244 - \frac{2 \cdot 5}{3} = 17,911 \text{ cm}$$

$$M_{b2} = N'_{b2} \cdot z_2 = 20,872 \cdot 17,911 = 373,83 \text{ kgcm}$$

$$\Rightarrow M_b = M_{b1} - M_{b2} = 198684,1 - 373,83 = 198310,3 \text{ kgcm} \approx M_{er} = 198300 \text{ kgcm}$$

$$\Rightarrow A_b = \frac{N'_{b1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N'_{b1} - N'_{b2}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{9352,63 - 20,872}{2800} = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{real}} = A_b \cdot \frac{M}{M_b} = 3,33 \cdot \frac{198300}{198310,3} = 3,33 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } \boxed{A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

• Section à l'appui $M = 1,48 \text{ tm} = 148000 \text{ kgcm}$

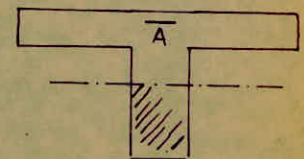
Moment résistant : $\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137,5}{15 \cdot 137,5 + 2800} = 0,424$

$$\Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,424}{3} = 0,859$$

$$k = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b' = 0,5 \cdot 0,424 \cdot 0,859 \cdot 137,5 = 25,04 \Rightarrow M_{R8} = k b_0 h^2 = 25,04 \cdot 12 \cdot 23^2$$

$$\Rightarrow M_{R8} = 158953,92 \text{ kgcm} > 148000 \text{ kgcm} = M_{er} \Rightarrow \text{pas besoin d'aciers comprimés}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\gamma} \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{148000}{0,859 \cdot 23 \cdot 2800} = 2,67 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } \boxed{A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2}$$



• Verification des contraintes:

Section en travée :

- equation des moments statiques

$$\frac{bx^2}{2} - \frac{(b-b_0)(x-h_0)^2}{2} - mA(h-x) = 0$$

$$\Rightarrow 6x^2 + 310,85x - 1819,55 = 0$$

$$\Rightarrow x = 5,31 \text{ cm}$$

- equation du moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} - \frac{(b-b_0)(x-h_0)^3}{3} + mA(h-x)^2 = \frac{64 \cdot 5,31^3}{3} - \frac{(64-12)(5,31-5)^3}{3} + 15 \cdot 3,39(23-5,31)^2$$

$$\Rightarrow I = 19106,34 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{I} x = \frac{198300}{19106,34} \cdot 5,31 = 55,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = m \cdot \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{198300}{19106,34} (23-5,31) = 2754,84 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Section d'appui :

- equation des moments statiques

$$\frac{b_0 x^2}{2} - mA(h-x) = 0$$

$$\Rightarrow 6x^2 - 15 \cdot 3,08(23-x) = 0$$

$$\Rightarrow x^2 - 7,7x + 177,1 = 0$$

$$\Rightarrow x = 10 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie: $I = \frac{b_0 x^3}{3} + mA(h-x)^2 = \frac{12 \cdot 10^3}{3} + 15 \cdot 3,08(23-10)^2 = 11807,8 \text{ cm}^4$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{I} x = \frac{148000}{11807,8} \cdot 10 = 125,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = m \cdot \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{148000}{11807,8} (23-10) = 2442,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Verification de la fissuration: on limite la contrainte dans les aciers tendus.

limite imposée par les caracteristiques mecanique $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$.

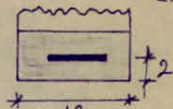
limite imposée par les conditions de fissuration.

fissuration systematique $\rightarrow \sigma_1 = \frac{k \cdot m}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\sigma_f}$

fissuration non systematique $\rightarrow \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot m \cdot \bar{\omega}_a}{\phi}}$

en conclusion $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$

- Section en travée :



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{4 \cdot 12} = 0,071 ; \phi = 12 \text{ mm} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} ; \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$k = 1,5 \times 10^6$ car la fissuration etant peu nuisible

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 1,5 \times 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,071}{1+10 \cdot 0,071} = 8304,1 \text{ bars} = 8462 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_a}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{12}} = 2585 \text{ bars} = 2634 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \text{max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!}$$

- Section d'appui : $\bar{\omega}_f = \frac{3,08}{4 \cdot 64} = 0,012 ; \phi = 14 \text{ mm} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} ; \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

$$\Rightarrow \left(\begin{array}{l} \sigma_1 = 1872 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2439 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ 2800 ; \text{Max}(1872, 2439) \right\} = 2439 \text{ kg/cm}^2$$

on doit donc revenir fier les contraintes avec $\bar{\sigma}_a = 2439 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_a = m \cdot \frac{M}{I} (h-x) = 2442,7 \text{ kg/cm}^2 > 2439 \text{ kg/cm}^2 \text{ (legerement)} \Rightarrow \text{OK!!!}$$

0,15%

• Condition de non fragilité: (CCBA 68; Art 52)

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

travée: $A = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 64 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,43 \text{ cm}^2$ OK!!

Appui: $A = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,27 \text{ cm}^2$ OK!!

• Vérification de la flèche: (CCBA 68 - Art 58.4)

dans le cas où les conditions qui suivent sont vérifiées la vérification de la flèche est inutile.

1) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

2) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$

3) $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$

1) $\frac{h_t}{l} = \frac{25}{540} = 0,0463 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{1,221}{15 \cdot 1,841} = 0,0442$

2) $\frac{h_t}{l} = \frac{25}{540} = 0,0463 > \frac{1}{22,5} = 0,0444$

3) $\frac{A}{b_0 h} = \frac{3,39}{12 \cdot 23} = 0,012 < \frac{36}{\sigma_{en}} = \frac{36}{2800} = 0,0128$

• Verification de l'adhérence: (CCBA 68 - Art 29-1)

on calculera (τ) pour l'effort tranchant maximal.

$T_{max} = 1755 \text{ kg}$ on doit avoir $\tau_d < \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_3 \bar{\sigma}_b$; $\psi_3 = \text{coeff de scell} = 1,5$ (HA)

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{mPz} \quad m=2 \quad \phi=14\text{mm} \Rightarrow P=4,4\text{cm} \quad \text{d'où } \tau = \frac{1755}{2 \cdot 4,4 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 9,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures ne risquent pas d'être entraînées, leur adhérence au béton est suffisante.

— Armatures transversales: (CCBA 68 - Art 25)

les armatures transversales seront calculées à partir de l'effort tranchant max.

$$T_{max} = 1755 \text{ kg} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1755}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 7,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 125,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (à l'appui)}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b' < \sigma'_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{125,3}{68,7}\right) \cdot 5,9 = 15,79 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 7,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 15,79 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ on utilisera des armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne

Calcul de la contrainte admissible de traction des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_{at} = \text{Max} \left\{ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right\} \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

$$\text{mais on a reprise de bétonnage. } \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

espacement admissible:

$$t \ll \bar{t} = \text{max} \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 23 = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 23 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,27}{5,9}\right) = 14,50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{t} = 14 \text{ cm}$$

on choisit un étrier $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ d'où

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23 \cdot 1600}{1755} = 10,27 \text{ cm}$$

$$t = 10,27 \text{ cm} < \bar{t} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } t = 10 \text{ cm}$$

le 1^{er} cours d'armatures transversales est à une distance $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$ de l'appui pour les autres espacements on applique la série de caquot² tout en respectant l'article (25-12) du CCBA 68 qui préconise un espacement $t \ll h = 23 \text{ cm}$.

• ferailage de la poutrelle de 3,6 m:

- Section en travée : $M = 0,546 \text{ tm}$
 $\bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kp/cm}^2$

Moment résistant de la table.

$$M_T = K_T b h_0^2 ; \text{ avec } K_T = \frac{\bar{\sigma}_a (h - h_0/3)}{2 m (h - h_0)} = \frac{2800 - 5/3}{2 \times 15 (23 - 5)} = 110,62$$

$$\Rightarrow M_T = 110,62 \times 64 \times 5^2 = 176992 \text{ kp cm} > M_{\text{ext}} = 54600 \text{ kp cm}$$

$\Rightarrow x < h_0 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table.

la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur $b = 64 \text{ cm}$.

Moment résistant: $M_{RB} = \frac{1}{2} \alpha \bar{\sigma}_b' b h^2$

$$\alpha = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137,5}{15 \times 137,5 + 2800} = 0,424 \Rightarrow \bar{\sigma} = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,859$$

$$\Rightarrow M_{RB} = 0,5 \times 0,424 \times 0,859 \times 137,5 \times 64 \times 23^2 = 847754,24 \text{ kp cm} \gg M_{\text{ext}} = 54600 \text{ kp cm}$$

\Rightarrow on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

d'où $A = \frac{M_{\text{ext}}}{\bar{\sigma} \bar{\sigma}_a} = \frac{54600}{2800 \times 0,859 \times 23} = 0,99 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit 1 T12 = $1,13 \text{ cm}^2$

- Section d'appui : $M = 1,480 \text{ tm}$
 idem que la poutre de 5,40 m
 $A' = 0$ et $A = 2 \text{ T14} = 3,08 \text{ cm}^2$

• Vérification des contraintes:

- Section en travée :

$$M^{\text{stat}} \rightarrow \frac{bx^2}{2} - m A (h-x) = 0 \Rightarrow 32x^2 + 16,95x - 389,85 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + m A (h-x)^2 = 64 \times \frac{3,23^3}{3} + 15 \times 1,13 (23 - 3,23)^2 = 7343,9 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \left(\begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= \frac{M}{I} \times x = \frac{148000}{7343,9} \times 3,23 = 24 \text{ kp/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kp/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= m \frac{M}{I} (h-x) = 15 \times \frac{148000}{7343,9} \times (23 - 3,23) = 2205 \text{ kp/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

- Section d'appui:

idem. $x = 10 \text{ cm}$
 $I = 11807,8 \text{ cm}^4 \} \Rightarrow \left(\begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= \frac{M}{I} x = 125,3 \text{ kp/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kp/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= m \frac{M}{I} (h-x) = 2442,7 \text{ kp/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned} \right.$

• Verification de la condition de non fragilité (CCBA 68 - Art 52)

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

- En travée $A = 1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ OK!!}$

- A l'appui $A = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 64 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,43 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!}$

• Verification de la flèche : (CCBA 68 - Art 58-4)

si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps il est alors inutile de vérifier la flèche. les conditions sont :

1) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$ 2) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$ 3) $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$

1) $\frac{h_t}{l} = \frac{25}{360} = 0,069 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{54600}{15 \cdot 88128} = 0,041 \text{ oui}$

2) $\frac{h_t}{l} = \frac{25}{360} = 0,069 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ oui}$

3) $\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,13}{12 \cdot 23} = 0,0041 < \frac{36}{4200} = 0,0086 \text{ oui}$

donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche car les conditions ci dessus sont toutes satisfaites.

• Verification de la fissuration :

- En travée : (fissuration de la nervure) : $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{4 \cdot 12} = 0,024 ; \quad \sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,024}{1 + 10 \cdot 0,024} = 3871 \text{ bars} = 3945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{12}} = 2585 \text{ bars} = 2634 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 ; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

- A l'appui (fissuration de la table) $A = 3,08 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 ; \text{Max}(1872 = \sigma_1 ; 2439 = \sigma_2) \right\} = 2439 \text{ kg/cm}^2 ??$$

donc il faut retenir les contraintes avec $\bar{\sigma}_a = 2439 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_a = m \cdot \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot 12,53 (23-10) = 2442,7 > 2439 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{2442,7 - 2439}{2439} = 0,15\% \text{ admis.}$$

• Vérification de l'adhérence: (Art 29.1. ECBA 68)

$T_{max} = 1408 \text{ kg}$. on doit avoir sous l'effet de T_{max} : $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{T}{m P z} \quad \begin{matrix} \eta = 12 \\ \phi = 14 \text{ m} \Rightarrow P = 4,4 \\ z = \frac{7}{8} h \end{matrix} \Rightarrow \tau_d = \frac{1408}{2 \times 4,4 \times \frac{7}{8} \times 23} = 7,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

donc la condition de non entrainement des barres est satisfaite.

• Armatures transversales.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{1408}{12 \times \frac{7}{8} \times 23} = 5,83 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = 68,5 < \sigma_b' = 125,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,5 \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}) \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{125,3}{68,5}) 5,9 = 15,79$$

$$\Rightarrow \tau_b = 5,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 15,79 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte admissible de fraction des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Reprise de bétonnage)}$$

espacement admissible: $t < \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 23 = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 23 (1 - 0,3 \frac{5,83}{15,79}) = 16,19 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \bar{t} = 16 \text{ cm}.$$

on choisit un étrier $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ d'où

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times \frac{7}{8} \times 23 \times 1600}{1408} = 12,80 \text{ cm} < \bar{t} = 16 \text{ cm}.$$

donc on prend finalement $t = 12 \text{ cm}$.

le premier cours d'armatures transversales est à une distance $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$ de l'appui et on conserve l'espacement $t = 12 \text{ cm}$ le long de la poutre.

Peraiillage de la table de compression: (CCBA68 - Art 58)

la table de compression sera armée par un treillis soudé en $\phi 6$, cependant les dimensions de la mailles ne doivent pas dépasser les 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures. on adoptera un treillis soudé de 20x20 en $\phi 6 \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$.

on doit vérifier :

$$1) 50 < l_n < 80 \text{ cm} \quad 2) A_{\perp} \gg \frac{43}{6e_n} l_n \quad 3) A_{\parallel} \gg \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$1) 50 < l_n = 64 \text{ cm} < 80 \text{ vérifié}$$

$$2) A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{43}{6e_n} l_n = \frac{43}{5300} \times 64 = 0,52 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

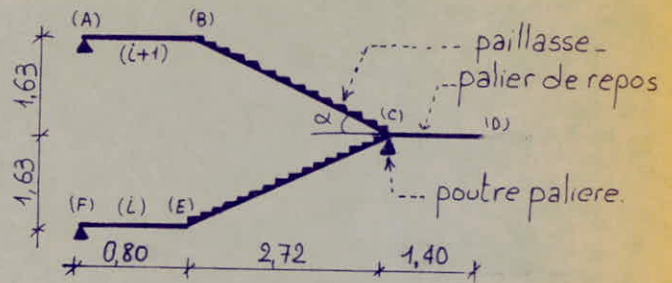
$$3) A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

donc nous maintenons le treillis soudé 20x20 $\phi 6$

ESCALIERS

le bâtiment étudié comporte un seul type d'escaliers constitué de deux paillasse et d'un palier intermédiaire à mi étage (de repos) et de deux paliers courants au niveau des étages.

(A) Escaliers de l'étage courant :
 le schéma de calcul adopté est le suivant
 Nous décomposons l'escalier en deux parties et nous étudierons en premier la volée ABCD et nous adopterons le même ferrailage pour la volée DCEF.



Les dimensions de la marche et contre marche doivent satisfaire la condition empirique de "BLONDEL" afin d'avoir un confort pendant l'utilisation.

"BLONDEL" →
$$\left. \begin{array}{l} 1) \ 1.59 \ll g + 2h \ll 64 \text{ cm} \\ 2) \ \dots \dots \dots g > h \dots \dots \dots \end{array} \right\}$$

Marche ? → Longueur de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.63}{2.72} = 0.5992 \Rightarrow \cos \alpha = 0.8577 \Rightarrow l = \frac{2.72}{\cos \alpha} = 3.17 \text{ m}$
 sur cette longueur nous avons disposé 10 marches $(9 \times 32) + (29) \leftarrow \text{derniere marche} = 317 \text{ cm}$

(10) marches ⇒ (11) contre marches soit $(10 \times 15) + (13) \leftarrow \text{derniere contre marche}$

Vérification de la condition de "BLONDEL" :

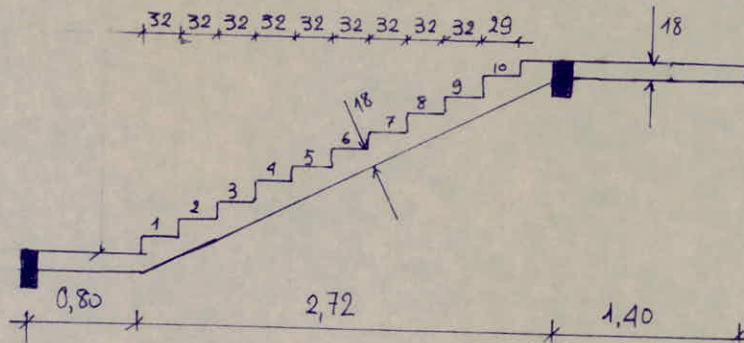
$$\left. \begin{array}{l} g = 32 > h = 15 \\ 59 \ll g + 2h = 62 \ll 64 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{confort !}$$

détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

$$\frac{L}{30} \ll e \ll \frac{L}{20} \quad L = CB + BA = 3.17 + 0.80 = 3.97$$

$$\Rightarrow \frac{3.97}{30} \ll e \ll \frac{3.97}{20} \text{ soit } 13.23 \ll e \ll 19.85 \text{ cm}$$

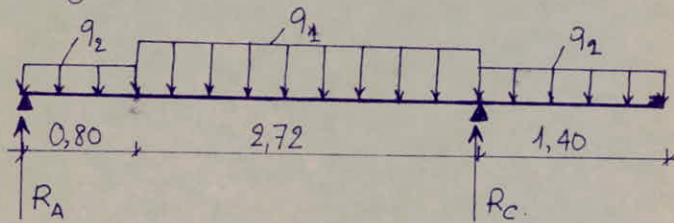
on prendra comme épaisseur pour la paillasse $e = 18 \text{ cm}$, qu'on maintiendra aussi pour tous les paliers. ainsi nous avons à étudier :



charges et surcharges :

— PAILLASSE —	— PALIER —
- dalle... $0,18 \times 2500 / \cos \alpha = 525 \text{ kg/m}^2$	- dalle : $0,18 \times 2500 \dots = 450 \text{ kg/m}^2$
- Marches $0,15 \times 2200 / 2 \dots = 165 \text{ kg/m}^2$	- Revêtement $\dots = 84$
- Carrelage + Mortier de pose $\dots = 84 \text{ kg/m}^2$	charge permanente $G = 534 \text{ kg/m}^2$
- garde corps $\dots = 75 \text{ kg/m}^2$	surcharge d'exploitation $S = 400 \text{ kg/m}^2$
charge permanente $G = 839 \text{ kg/m}^2$	soit $q_2 = G + 1,25 = 1014 \text{ kg/m}^2$
surcharge d'exploitation $S = 400 \text{ kg/m}^2$	
$\Rightarrow q_1 = G + 1,25 = 1319 \text{ kg/m}^2$	
pour une bande de 1m $\rightarrow q_1 = 1319 \text{ kg/m}$	pour une bande de 1m : $q_2 = 1014 \text{ kg/m}$

Schema statique :



- Calcul des reactions : $R_A + R_C = q_1(2,72) + q_2(1,40 + 0,80) = 5818,48 \text{ kg}$

$\sum M/c = 0 \Rightarrow R_A(2,72 + 0,8) - q_2 \frac{(0,8 + 2,72)^2}{2} + (q_1 - q_2) \frac{2,72^2}{2} + q_2 \cdot \frac{1,40^2}{2} = 0$

$\Rightarrow R_A = 1822,86 \text{ kg}$

$R_C = 3995,62 \text{ kg}$

- Diagrammes des efforts M et T :

• $0 \leq x \leq 0,8$ $\rightarrow \begin{cases} M = -q_2 \frac{x^2}{2} + R_A x \\ M = -507x^2 + 1822,86x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,8) = 1134 \text{ kgm} \end{cases}$

$\Rightarrow T = \frac{\partial M}{\partial x} = -1014x + 1822,86 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1822,86 \text{ kg} \\ T(0,8) = 1011,66 \text{ kg} \end{cases}$

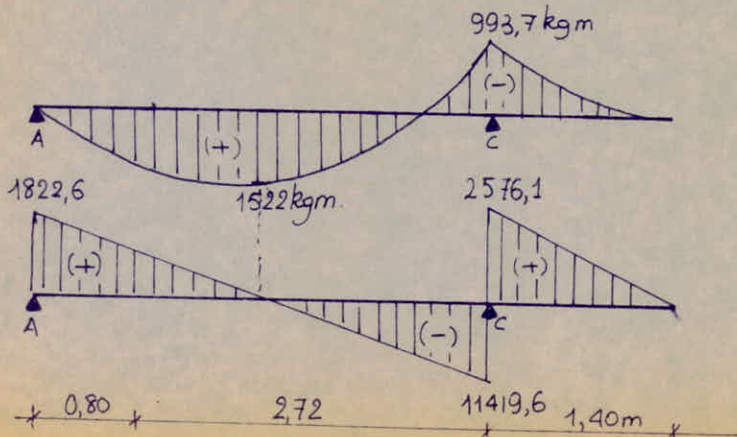
• $0 \leq x \leq 2,72$ $\rightarrow \begin{cases} M = -q_1 \frac{x^2}{2} - q_2 \times 1,40(x + \frac{1,4}{2}) + R_C x \\ M = -659,5x^2 - 2576,1x - 993,7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -993,7 \text{ kgm} \\ M(2,72) = 1134 \text{ kgm} \end{cases}$

$\Rightarrow T = \frac{\partial M}{\partial x} = -1319x + 2576,1 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2576,1 \text{ kg} \\ T(2,72) = 1011,6 \text{ kg} \end{cases}$

Moment max entravee $\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow -1319x + 2576,1 = 0 \Rightarrow x = 1,95 \text{ m} \Rightarrow M_t^{\text{max}} = 1522 \text{ kgm}$

• $0 \leq x \leq 1,40$ $\rightarrow \begin{cases} M = -q_2 \frac{x^2}{2} \\ M = -507x^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,4) = 993,70 \text{ kgm} \end{cases}$

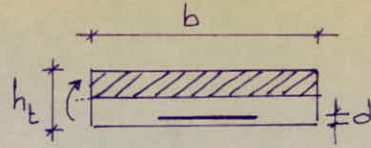
$\Rightarrow T = \frac{\partial M}{\partial x} = -1014x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 0 \\ T(1,4) = -1419,60 \text{ kg} \end{cases}$



Ferailage :

1) En travée (Paillasse) $M_t^{\max} = 1522 \text{ kgm}$.

$h_t = 18$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.



Moment résistant du béton : $M_{rb} = \bar{k} b h^2$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}_b' \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) ; \bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_b} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423 \Rightarrow \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

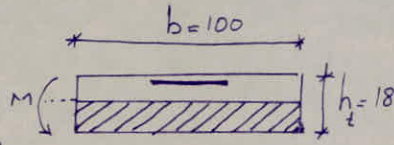
$$\Rightarrow \bar{k} = \frac{1}{2} \cdot 0,423 \cdot 137 \cdot \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) = 24,89 \Rightarrow M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 24,89 \cdot 100 \cdot 16^2$$

soit $M_{rb} = 6371,89 \text{ kgm} > M_{ext} = 1522 \text{ kgm} \Rightarrow$ Les aciers comprimés sont inutiles.

$$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{152200}{0,859 \cdot 16 \cdot 2800} = 3,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) A l'appui : $M = -993,7 \text{ kgm}$.

$M_{rb} = 6371,89 \text{ kgm} > M_{ext} = 993,7 \text{ kgm} \Rightarrow A' = 0$



$$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{99370}{0,859 \cdot 16 \cdot 2800} = 2,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Verification des contraintes :

• En travée : equation des moments statiques. (Axe neutre ?)

$$\frac{1}{2} b x^2 - m A (h-x) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} \cdot 100 x^2 - 15 \cdot 3,92 (16-x) = 0 \Rightarrow x = 3,88 \text{ cm}$$

equation du moment d'inertie.

$$I = \frac{1}{2} b x^3 + m A (h-x)^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 3,88^3 + 15 \cdot 3,92 (16-3,88)^2 \Rightarrow I = 11557,94 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_b' = \frac{M x}{I} = \frac{152200 \cdot 3,88}{11557,94} = 51,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 !!!$$

$$\sigma_b = m \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{152200}{11557,94} (16-3,88) = 2394,02 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 !!!$$

• A l'appui : AN? $\frac{1}{2} \cdot 100 x^2 - 15 \cdot 3,14 (16-x) = 0 \Rightarrow x = 3,44 \text{ cm}$

$$x = 3,44 \Rightarrow I = \frac{1}{2} b x^3 + m A (h-x) = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 3,44^3 + 15 \cdot 3,14 (16-3,44) = 8822 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \left(\begin{aligned} \sigma_b' &= \frac{M}{I} x = \frac{99370}{8822} \cdot 3,44 = 38,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 !!! \\ \sigma_a &= m \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{99370}{8822} (16-3,44) = 2122,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \end{aligned} \right.$$

Verification de la fissuration:

• travée : $\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,92}{2 \times 100 \times 2} = 0,98 \times 10^{-2}$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,98 \times 10^{-2}}{1 + 10 \cdot 0,98 \times 10^{-2}} = 2329,17 \text{ bars} = 2373,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{10}} = 2831,59 \text{ bars} = 2885,39 \text{ kg/cm}^2$$

Max (σ_1, σ_2) = 2831,59 kg/cm² > 2800 Verifiée.

• pour l'appui(e) la condition est vérifiée aussi → $\left(\begin{array}{l} \sigma_1 = \\ \sigma_2 = \end{array} \right.$

Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art 52)

$$A \gg 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 16 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

Verification de la fleche:

$$\frac{A}{bh} \ll \frac{43}{\sigma_{en}} \text{ soit } \frac{A}{bh} = \frac{3,92}{100 \times 16} = 0,25 \times 10^{-2} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4200} = 1,02 \times 10^{-2} \end{array} \right\} \text{ vérifiée.}$$

Armatures transversales:

Appui : $T_{\max} = 2576,1 \text{ kg} \Rightarrow \bar{\tau}_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \bar{z}}$

Mth stat → $x = 3,44 \text{ cm} \Rightarrow \bar{z} = h - \frac{x}{3} = 16 - \frac{3,44}{3} = 14,85 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b^{\max} = \frac{2576,1}{100 \times 14,85} = 1,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,25 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Comme $\bar{\tau}_b^{\max} < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Verification de l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{\bar{z}} \quad A \bar{\sigma}_a = 3,14 \times 2800 = 8792 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{\bar{z}} = 2576,1 + \frac{99370}{14,85} = 4115,48 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a = 8792 \text{ kg} > T + \frac{M}{\bar{z}} = 4115 \text{ kg} \quad \bar{z} = h - \frac{x}{3}$$

- Armatures de repartition:

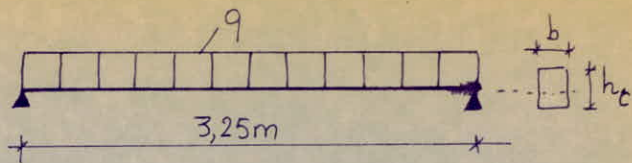
$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{3} \text{ soit } \frac{3,92}{4} < A_r < \frac{3,92}{3} \Rightarrow 0,98 < A_r < 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

on prendra $A_r = 4 \phi 8 / \text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm} < 3h = 3 \times 16 = 48 \text{ cm}$$

Calcul de la poutre paliere :



pour la poutre paliere on a adopté une section rectangulaire $b \times h_t = 30 \times 35$.

- charge revenant a' la poutre:

- poids propre $0,30 \times 0,35 \times 2500 = 262,5 \text{ kg/m}$
- Reaction $R_c = 3995,6 \text{ kg/m}$

$$q = 4258,1 \text{ kg/m.}$$

la poutre etant isostatique $\Rightarrow M_o = \frac{q l^2}{8} = 4258,1 \times \frac{3,25^2}{8} = 5622,02 \text{ kgm}$.
 en considerant un semi encastrement aux appuis.

$$M_t = 0,85 M_o = 4778,72 \text{ kgm.}$$

$$M_{ap} = 0,30 M_o = 1686,61 \text{ kgm.}$$

- effort tranchant $T = \frac{q l}{2} = 4258,1 \times \frac{3,25}{2} = 6919,41 \text{ kg}$.

• Determination des armatures :

1). En travée : $M_t = 4778,72 \text{ kgm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 35 \text{ cm}$
 $d = 3 \text{ cm} \Rightarrow h = 32 \text{ cm}$.

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

$$\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_b} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,423 \Rightarrow \bar{\alpha} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

$$\Rightarrow \bar{k} = \frac{1}{2} \times 137 \times 0,423 \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) = 24,89 \Rightarrow M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 24,89 \times 30 \times 32^2$$

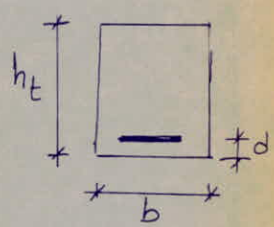
$$\Rightarrow M_{rb} = 764620,8 \text{ kgcm} = 7646,21 \text{ kgm} > M_{ext} = 4778,72 \text{ kgm}$$

\Rightarrow les aciers comprimés ne sont pas necessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\alpha} h \bar{\sigma}_b} = \frac{4778,72 \times 10^2}{0,859 \times 32 \times 2800} = 6,21 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } \boxed{4T14 = 6,15 \text{ cm}^2}$$

2) A l'appui : $M_{ap} = 1686,61 \text{ kgm} < M_{rb} = 7646,21 \text{ kgm} \Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M}{\bar{\alpha} h \bar{\sigma}_b} = \frac{1686,61 \times 10^2}{0,859 \times 32 \times 2800} = 2,19 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } \boxed{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$



Verification des contraintes.

1). en travée : position de l'axe neutre ?

equation des moments statiques : $\frac{1}{2} b x^2 - m A (h-x) = 0$

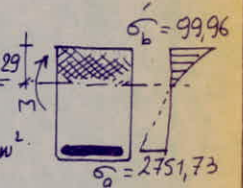
$$\Rightarrow \frac{1}{2} \cdot 30 x^2 - 15 \cdot 6,15 (32-x) = 0 \Rightarrow x = 11,29 \text{ cm.}$$

d'où l'inertie : $I = \frac{1}{3} b x^3 + m A (h-x)^2$

$$= \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 11,29^3 + 15 \cdot 6,15 (32 - 11,29)^2 = 53974,47 \text{ cm}^4.$$

d'où les contraintes :

$$\left| \begin{aligned} \sigma'_b &= \frac{M}{I} x = \frac{4778,72 \times 10^2}{53974,47} \cdot 11,29 = 99,96 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_a &= m \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{4778,72 \cdot 10^2}{53974,47} (32 - 11,29) = 2751,73 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

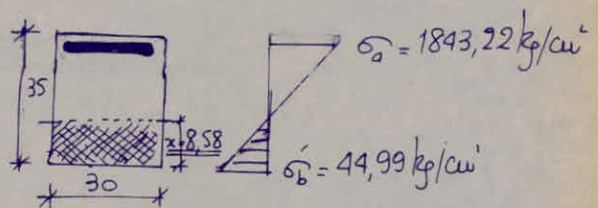


2). A l'appui : position de l'axe neutre \rightarrow idem $\rightarrow x = 8,58 \text{ cm.}$

$$I = 32165,18 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} x = 44,99 \text{ kg/cm}^2 < 137$$

$$\sigma'_a = m \frac{M}{I} (h-x) = 1843,22 \text{ kg/cm}^2 < 2800$$



Verification de la fissuration :

• Appui : $\frac{A}{2bd} = \tilde{w}_f = \frac{3,14}{2 \cdot 30 \cdot 3} = 1,7 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{k m}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \cdot \frac{1,7 \cdot 10^{-2}}{1 + 10 \cdot 1,7 \cdot 10^{-2}} = 2546,3 \text{ bars}$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{14}} = 2393,13 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \text{Max} (\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2594,68 \text{ kg/cm}^2 = 2438,60 \text{ kg/cm}^2$$

comme $\sigma_a = 1843,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2594,68 \text{ kg/cm}^2$.

donc la verification est verifiee.

• travée : $\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,15}{2 \cdot 30 \cdot 3} = 3,4 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{k m}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{3,4 \cdot 10^{-2}}{1 + 10 \cdot 3,4 \cdot 10^{-2}} =$

$$\sigma_2 = 2393,13 \text{ bars} = 2438,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\sigma_1, \sigma_2) =$$

$> 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ fissuration verifiee.

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,93 \text{ cm}^2 \text{ verifiee } (A_{op} = 3,14 \text{ cm}^2, A_t = 6,15 \text{ cm}^2)$$

Verification de la fleche:

$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{6\sigma_{en}} \rightarrow \frac{A}{bh} = \frac{6,15}{30 \cdot 32} = 6,4 \times 10^{-3} < \frac{43}{4200} = 10,2 \times 10^{-3}$ Verifiée !!
 $\frac{h_t}{e} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \rightarrow h_t = 35 \text{ cm} > \frac{325}{10} \cdot \frac{4778,72}{5622,02} = 27,63 \text{ cm}$

Armatures transversales:

$T_{max} = 6919,41 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

Appui $\rightarrow x = 8,58 \text{ cm} \rightarrow z = h - \frac{x}{3} = 32 - \frac{8,58}{3} = 29,14 \text{ cm}$

$\Rightarrow \tau_b = \frac{6919,41}{30 \cdot 29,14} = 7,92 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 44,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

donc $\tau_b^{max} = 7,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

et nous utiliserons des armatures transversales droites

Calcul des A_t : $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en}$

pas de reprise de bétonnage $\Rightarrow f_{at} = \text{Max} \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} ; \frac{2}{3} \right)$

$1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,92}{9 \cdot 5,9} = 0,851 > \frac{2}{3} \Rightarrow f_{at} = 0,851$

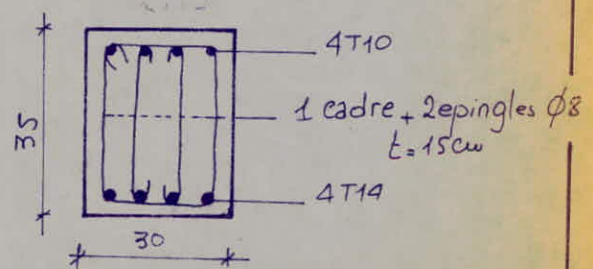
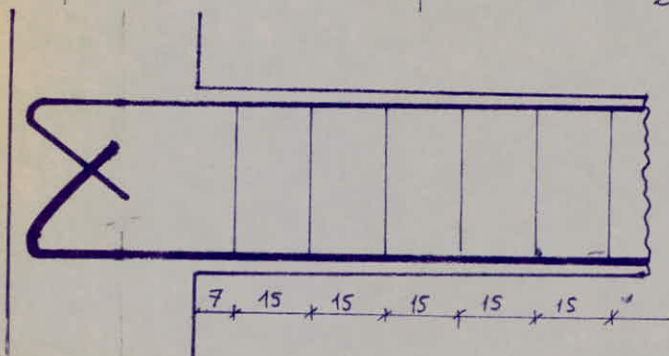
$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,851 \cdot 2400 = 2042,4 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{t} \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 32 = 6,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 32 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{7,92}{5,9} \right) = 19,11 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{t} = 19 \text{ cm}$

on choisit $A_t = 1 \text{ cadre} + 2 \text{ pingles } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 29,14 \cdot 2042,4}{6919,41} = 17,28 \text{ cm}$ on prendra $t = 15 \text{ cm} < \bar{t} = 19 \text{ cm}$

on adoptera donc un espacement de 15 cm constant le long de la poutre le premier cours sera placé à $t_0 = \frac{t}{2} = 7,5 \text{ cm}$ soit $t_0 = 7 \text{ cm}$.



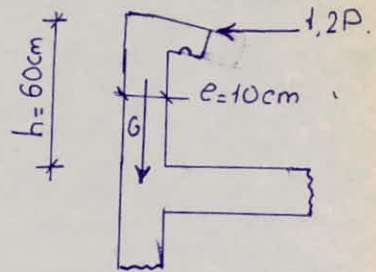
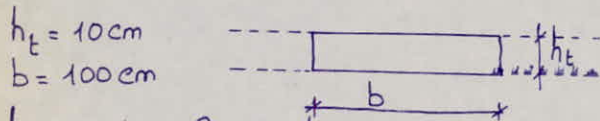
ACROTERE

l'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastree au plancher terrasse. le calcul des efforts se fera donc à la section d'encastrement qui est la section dangereuse.

elle est soumise aux charges suivantes

- poids propre $G = 0,1 \times 0,6 \cdot 2500 = 150 \text{ kg/m}$
- surcharge due à la main courante $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/m}$.

le calcul se fera pour la section d'encastrement dont les dimensions sont.



- efforts : $N = G = 150 \text{ kg}$
 $M = 1,2P \cdot h = 120 \cdot 100 \cdot 0,60 = 72 \text{ kgm}$ flexion composée.

- Centre de pression : $e_o = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,7 \text{ cm}$
la section est donc partiellement comprimée.

- **Perailage** : on peut ramener le problème de flexion composée (partiellement comprimée) à un problème de flexion simple avec un moment fictif (M_f) égal au moment de l'effort normal par rapport aux armatures tendues. on détermine ainsi A'_1 et A_1 et on revient à la flexion composée avec $A' = A'_1$; $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$.

$M_{fictif} = N \cdot f$ $f = e_o + \frac{h_t}{2} - d = 48 + \frac{10}{2} - 2 = 51 \text{ cm}$
 $= 150 \cdot 51 = 7650 \text{ kg cm}$.

$M_{rb} = \bar{\mu} b h^2$ $\bar{\mu} = \frac{1}{2} \sigma_b' \alpha (1 - \frac{\alpha}{3})$; $\alpha = \frac{m \sigma_b'}{m \sigma_b' + \sigma_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$

$\Rightarrow \bar{\mu} = 24,89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $M_{rb} = 24,89 \cdot 100 \cdot 8^2 = 159296 \text{ kg cm} > M_{fictif} = 7650$

\Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

calcul des aciers tendus (en flexion simple fictive)

$A = \frac{M}{\gamma h \sigma_a} = \frac{7650}{0,859 \cdot 8 \cdot 2800} = 0,39 \text{ cm}^2$

en FC $\Rightarrow A = A \cdot \frac{N}{\sigma_a} = 0,39 - \frac{150}{2800} = 0,33 \text{ cm}^2$.

cette section étant trop faible, on adoptera alors une section minimale satisfaisant la condition de non fragilité conformément au CCBA 68 Art 52.

$A \gg 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$.

On choisit (4T6/ml = 1,13 cm²/ml ; t = 25cm)

- Verification de la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$k = 10^6$ fissuration prejudiciable ; $\eta = 1,6$ barre a haute adhesion ; $\phi = 6 \text{ mm}$.

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0028 \Rightarrow \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{28 \cdot 10^{-4}}{1 + 28 \cdot 10^{-4} \cdot 10} = 726,32 \text{ bars} = 740 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010,38 \text{ bars} = 3068 \text{ kg/cm}^2$$

$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 3068 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ pas de risque de fissuration

- Verification locale au seisme: (RPA 81)

l'acrotiere etant un element pas tres solidaire de la structure, une verification locale au seisme pour cet element s'impose. la force sismique a laquelle il est soumis est:

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad Z \cdot I \cdot C_p : \text{acceleration sismique.}$$

$$Z = 0,6 \quad (\text{zone II, groupe 2}) = \frac{A(\text{groupe 2; zone II})}{A(\text{groupe 2; zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$C_p = 0,8 \quad \text{pour une console.}$$

$$W_p = 150 \text{ kg}$$

$$I = 1$$

$$F_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 150 = 72 \text{ kg} \ll (120 \text{ kg} = 1,2P)$$

\Rightarrow les armatures calculees ci haut seront donc maintenues et disposees symetriquement.

ETUDE DU SEÏSME

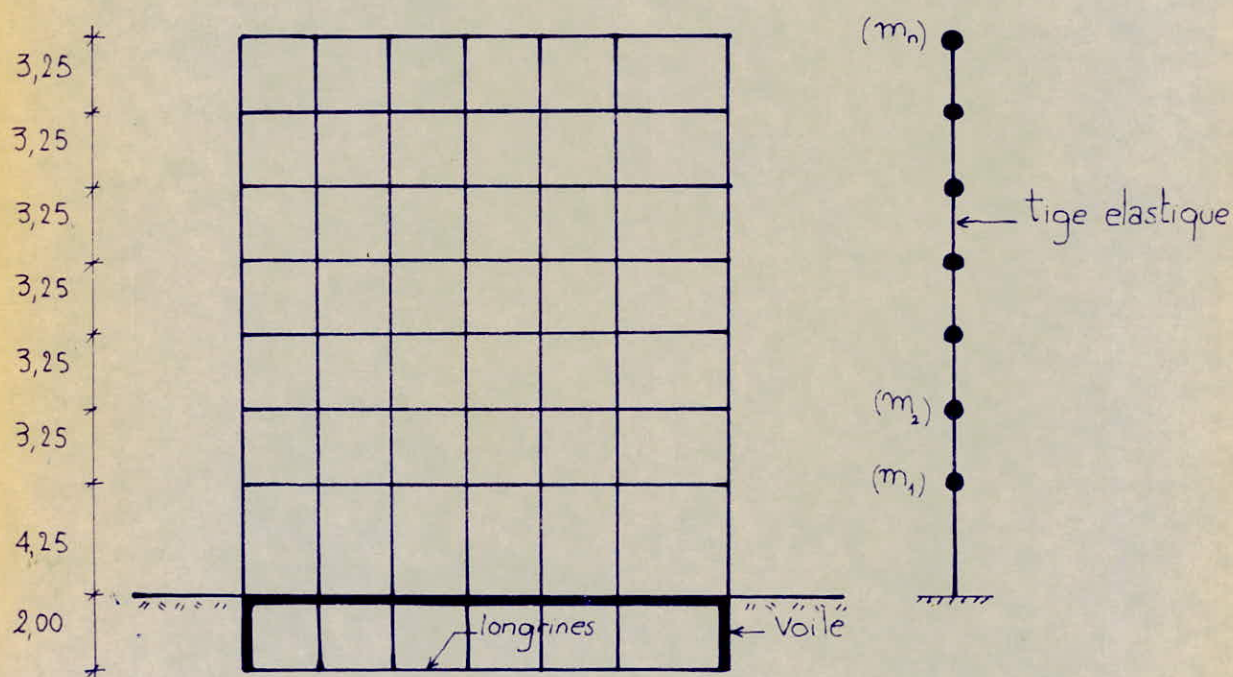
- Etude du seisme -

le tremblement de terre correspond à une vibration aléatoire du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation. Ces secousses peuvent atteindre des accélérations spectrales importantes et elles sont composées d'ondes de surface et d'ondes de volume. Les ondes de volume comprennent les ondes (P) longitudinales et (S) transversales et correspondent à une déformation du sol. Les ondes de surface comprennent les ondes (R) elliptiques et les ondes (Q) lox.

le but de notre étude quoique très théorique c'est d'évaluer la réponse de la structure à cette excitation extérieure afin d'estimer les forces extérieures qui se développent et de prendre toutes les précautions nécessaires pour les équilibrer dans tout élément et toute section de la structure.

Modélisation: le système voile périphérique, plancher RDC (dalle pleine) et aussi les poteaux courts de l'infrastructure relativement très rigides constitue une boîte infiniment rigide capable d'assurer un bon encastrement à la superstructure, ce qui nous permet de justifier un encastrement au niveau du RDC.

le modèle mathématique qu'on se propose d'étudier n'est pas continu mais discret en supposant que la distribution de la masse suivant la hauteur du bâtiment est localisée au niveau de chaque plancher. Ceci étant le modèle qu'on étudiera sera donc :



la disposition des différentes masses selon le même axe vertical sera justifiée ultérieurement.

Calcul des masses soumises à l'action sismique

Une attention particulière s'impose pour l'évaluation des masses soumises à l'action sismique car c'est un paramètre très prépondérant et sa sous-estimation serait de même pour les forces latérales sismiques :

A) - Bloc (A) :

- a) Niveau plancher terrasse :

• charges permanentes G

dalle	-----	669 × 251,53 =	168273,57
Acrotère	-----	72 × 150 =	10800,00
poutres 30×45	-----	112,2 × 337,5 =	37867,50
poteaux 30×30	-----	26 × (3,25/2) × 225 =	9506,30
Mur extérieur avec ouvertures	-----	101,16 × 336 =	33989,76
Voile (Ascenseur)	-----		6093,75
• Surcharge d'exploitation	0,25 · P = 0,25 × 100 × 251,53 =		6288,25

$$W_7 = G + 0,25 \cdot P = 273t$$

- b) Niveau 6^e et 5^e étage :

• charges permanentes G :

dalle	-----	232,09 × 550 + 16,74 × 525 =	136438,00
poutre 30×45	-----	112,2 × 337,5 =	37867,50
poteaux 30×30	-----	26 × 3,25 × 225 =	19012,60
Mur extérieur avec ouvertures	-----	202,32 × 336 =	67979,52
Voile (Ascenseur)	-----		12187,50
• Surcharge d'exploitation	0,25 · P = 0,25 × 950 × 248,83 =		15551,87

$$W_6 = W_5 = G + 0,25 P = 289t$$

- c) Niveau 4^e étage :

• charges permanentes G :

dalle	-----	232,09 × 550 + 16,74 × 525 =	136438,00
poutres 30×45	-----	110,8 × 337,5 =	37395,00
poteaux 30×30	-----	26 × (3,25/2) × 225 =	9506,25
35×35	-----	26 × (3,25/2) × 306,25 =	12939,06
Mur extérieur avec ouvertures	-----	202,32 × 336 =	67979,52
Voile (Ascenseur)	-----		12187,50
• Surcharge d'exploitation	0,25 P = 0,25 × 250 × 248,83 =		15551,87

$$W_4 = G + 0,25 P = 292t$$

- d) Niveau 3^e étage :

• charges permanentes G :

dalle	-----	232,09 × 550 + 16,74 × 525 =	136438,00
poutres 30×45	-----	109,4 × 337,5 =	36922,50
poteaux 35×35	-----	26 × (3,25/2) × 306,25 =	12939,06
40×40	-----	26 × (3,25/2) × 400 =	16900,00
Mur extérieur avec ouvertures	-----	202,32 × 336 =	67979,52
Voile (Ascenseur)	-----		12187,50
• Surcharge d'exploitation	0,25 P = 0,25 × 250 × 248,83 =		15551,87

$$W_3 = G + 0,25 P = 299t$$

- e). Niveau 2^e étage :

• charges permanentes G :

dalle	232,09 · 550 + 16,74 · 525	= 136438,00
poutres 30 · 45	108 · 337,50	= 36450,00
poteaux 40 · 40	26 · 3,25/2 · 400	= 16900,00
45 · 45	26 · 3,25/2 · 506,25	= 21389,06
Mur extérieur avec ouvertures	202,32 · 336	= 67979,52
Voile (Ascenseur)		= 12187,50
Surcharge d'exploitation = 0,25P	0,25 · 250 · 248,83	= 15551,87

$$w_2 = G + 0,25P = 307t$$

- f). Niveau 1^e étage :

• charges permanentes G :

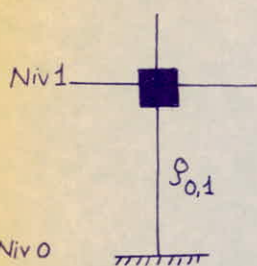
dalle	232,09 · 550 + 16,74 · 525	= 136438,00
poutres 30 · 50	106,6 · 375	= 39975,00
poteaux 45 · 45	26 · (3,25/2) · 506,25	= 21389,06
50 · 50	26 · (4,25/2) · 625	= 26406,25
Mur extérieur avec ouvertures	(137,16 + 101,16) · 336	= 80075,52
Voile (Ascenseur)		= 14062,50
Surcharge d'exploitation = 0,25P	0,25 · 250 · 248,83	= 15551,87

$$w_1 = G + 0,25P = 334t$$

- Bloc B : les masses soumises à l'action sismiques ont été calculées de la même manière. Nous donnons les résultats ci-dessous.

- terrasse : $w_7 = 141t$
- 6^e étage : $w_6 = 156t$
- 5^e étage : $w_5 = 157t$
- 4^e étage : $w_4 = 160t$
- 3^e étage : $w_3 = 164t$
- 2^e étage : $w_2 = 168t$
- 1^e étage : $w_1 = 196t$

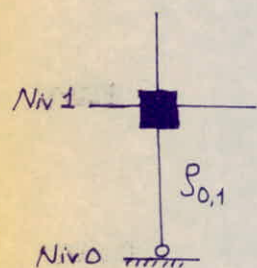
2) deuxieme cas : Niveau de base (poteau encastré)



$$A_{1,0} = 1 - 0,75 d_{1,0}$$

$d_{1,0}$ comme defini precemment

3) troisieme cas : Niveau de base (poteau articulé)



$$A_{1,0} = 0,25 (1 - d_{1,0})$$

ceci etant la rigidite totale de niveau, s'obtient en sommant toutes les rigidites corrigees de tous les poteaux situes entre les niveaux j et k .

• Pour ne pas avoir a (trainer) des chiffres important "M^r HOLZER" propose de prendre une barre comme reference ($I_0, l_0, R_0 = \frac{12EI_0}{l_0}$ valeurs de reference) entre les niveaux j et k on calculera:

$$\left. \begin{aligned} K_{j,k} &= \frac{I_{j,k}}{I_0} \\ \lambda_{j,k} &= \frac{l_{j,k}}{l_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_{j,k} = \frac{K_{j,k}}{\lambda_{j,k}} = \frac{I_{j,k}}{l_{j,k}} \left(\frac{l_0}{I_0} \right) \text{ raideur relative / a la reference.}$$

La rigidite a la flexion corrigee du poteau situe entre les niveau j, k perail.

$$R_{k,j} = n_{k,j} \cdot R_0$$

$$\text{avec } n_{k,j} = \frac{S_{j,k}}{(\lambda_{j,k})^2} A_{k,j} \quad (A_{k,j} \text{ comme defini ci dessous})$$

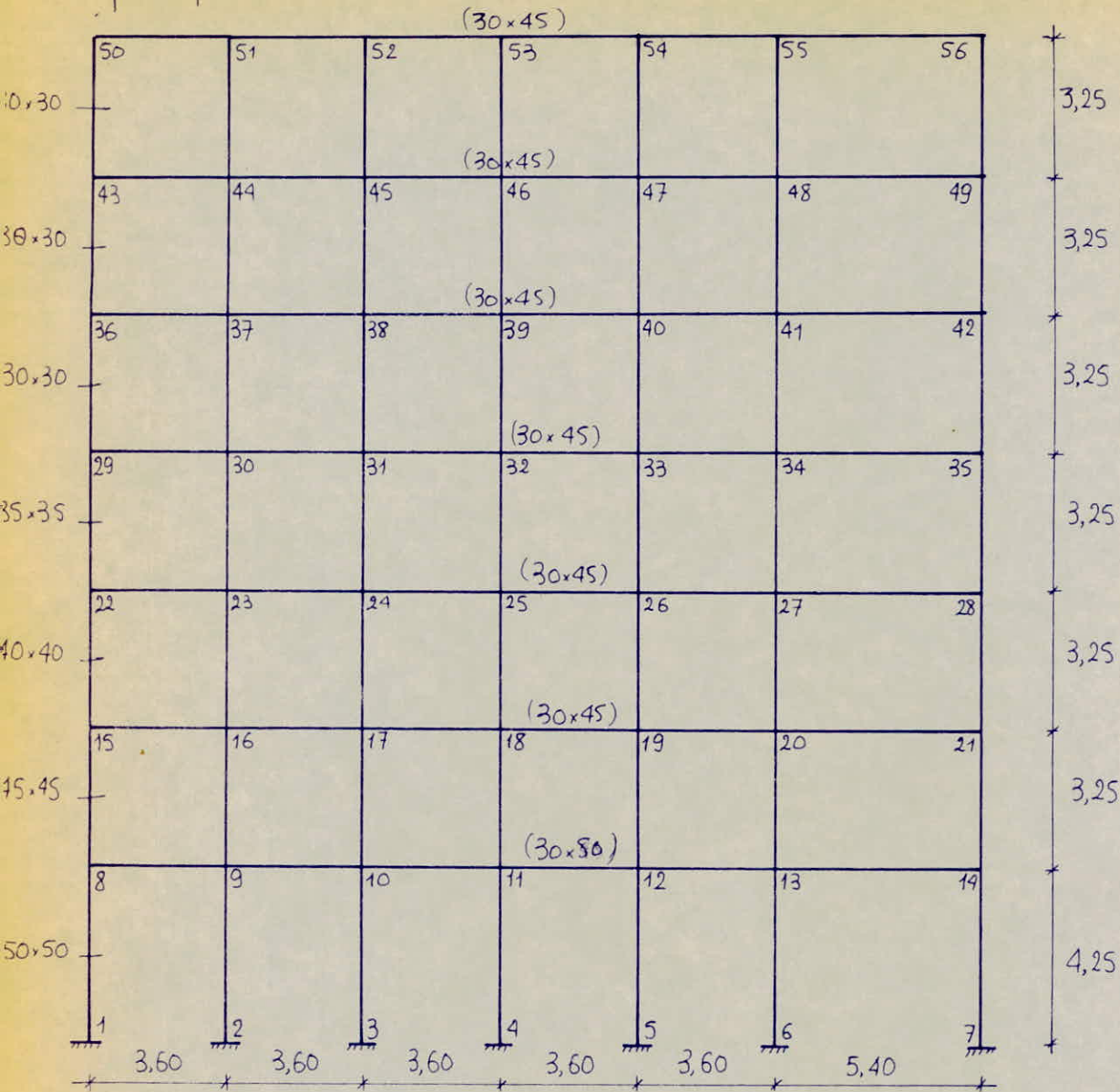
$$\begin{aligned} \text{en effet : } R_{k,j} &= n_{k,j} \cdot R_0 = \frac{S_{j,k}}{(\lambda_{j,k})^2} A_{k,j} \cdot R_0 = \frac{(K_{j,k}/\lambda_{j,k})}{(\lambda_{j,k})^2} \cdot A_{k,j} \cdot R_0 \\ &= \frac{\frac{I_{j,k}}{I_0}}{\left(\frac{l_{j,k}}{l_0}\right)^3} \cdot A_{k,j} \cdot \frac{12EI_0}{l_0^3} = A_{k,j} \cdot \frac{12EI_{j,k}}{l_{j,k}^3} !!! \end{aligned}$$

si dans un niveau les poteaux ont les memes caracteristique geometrique alors la rigidite a la flexion corrigee est

$$R = \sum R_{k,j} = \sum n_{k,j} R_0$$

Rigidite de la tige elastique - Bloc A -

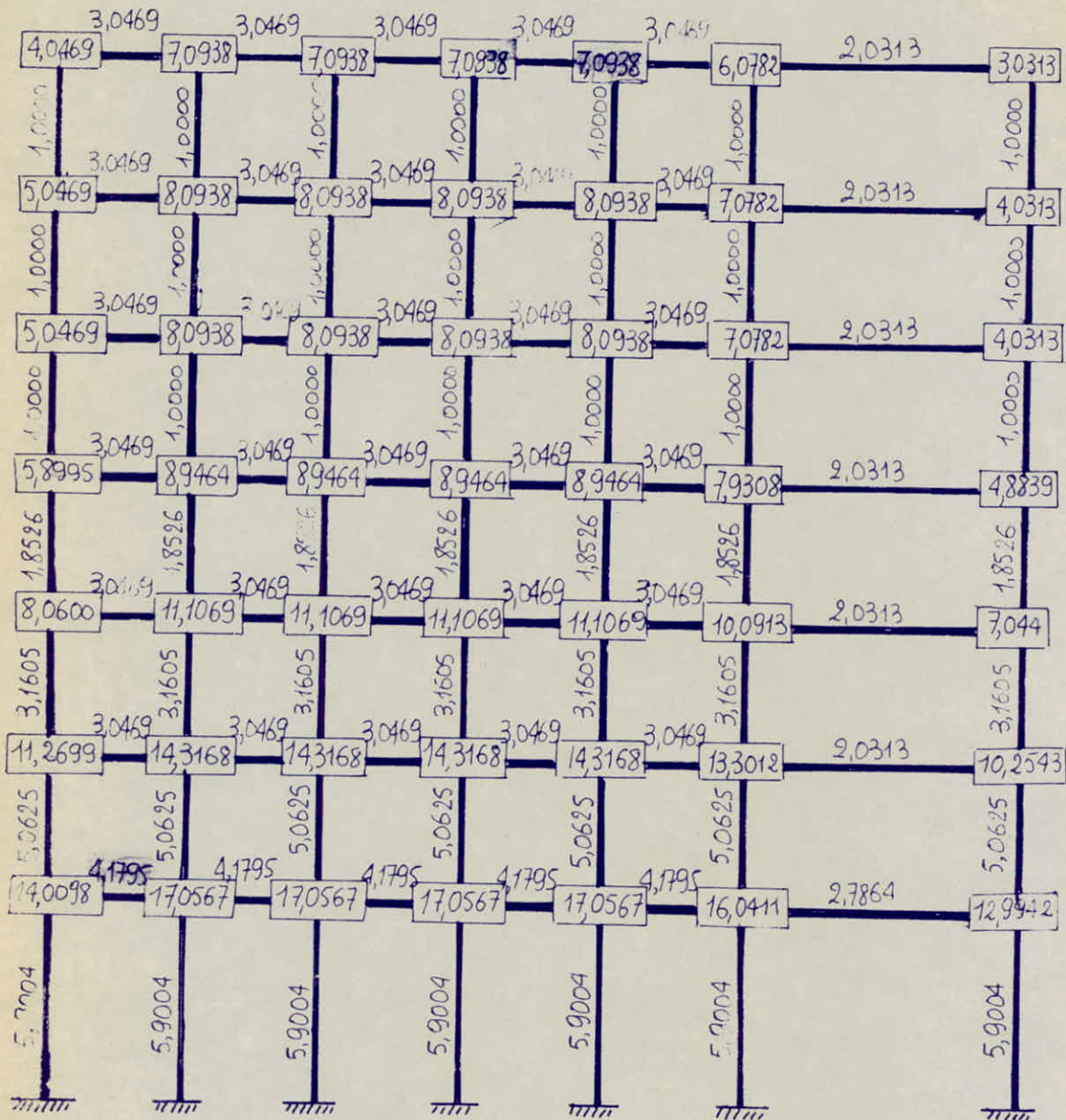
• portiques 1, 2, 3



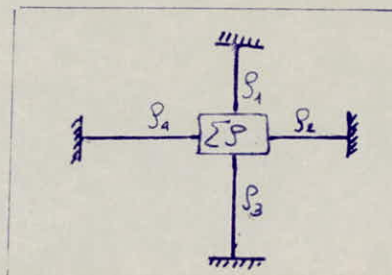
• Raideurs relatives des differentes barres
 on prendra comme reference le poteau (43-50) $h = 3,25$ (30x30)
 d'où l'inertie de reference: $I_0 = 0,3 \times 0,3^3 / 12 = 6,75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
 le module d'elasticite du beton: $E = E_c = 21000 \sqrt{f_c} = 21000 \sqrt{1,2 \times 28} = 378 \times 10^4 \text{ t/m}^2$
 d'où enfin la rigidite de reference non corrigee:
 $R_0 = \frac{12 E I_0}{l^3} = 891,92 \text{ t/m}$

Barres		$I \text{ (dm}^4\text{)}$	$l \text{ (dm)}$	$\kappa = I/I_0$	$\lambda = l/l_0$	$\rho = \kappa/\lambda$
Poteaux	1-8 ; 2-9 ; 3-10 ; ; 7-14	52,0833	42,50	7,7160	1,3077	5,9004
	8-15 ; 9-16 ; ; 14-21	34,1718	32,50	5,0625	1,0000	5,0625
	15-22 ; 16-23 ; ; 21-28	21,3333	32,50	3,1605	1,0000	3,1605
	22-29 ; 23-30 ; ; 28-35	12,5052	32,50	1,8526	1,0000	1,8526
	29-36 ; 30-37 ; ; 49-56	6,7500	32,50	1,0000	1,0000	1,0000
Poutres	13-14	31,2500	54,00	4,6296	1,6615	2,7864
	8-9 ; 9-10 ; 10-11 ; 11-12 ; 12-13	31,2500	36,00	4,6296	1,1077	4,1795
	20-21 ; 27-28 ; 34-35 ; ; 55-56	22,7812	54,00	3,3750	1,6015	2,0313
	15-16 ; 16-17 ; 18-19 ; ; 54-55	22,7812	36,00	3,3750	1,1077	3,0469

Raideurs des noeuds portiques 1, 2, 3



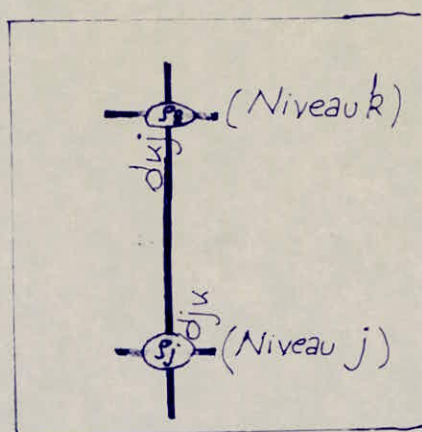
la raideur au noeud (ΣP) est un parametre très important, il exprime la possibilité de rotation de ce noeud quand les différentes barres y aboutissant flechissent -



$$P(\text{noeud}) = \Sigma P$$

Coefficients de distribution de Cross - portiques 1,2,3

0,4212	0,4492	0,3921	0,3140	0,1981	0,1981	0,2471
0,3613	0,2804	0,2298	0,1695	0,1981	0,1981	0,1981
0,3459	0,2846	0,2071	0,1668	0,1236	0,1236	0,1410
0,2968	0,2208	0,1668	0,1118	0,1236	0,1236	0,1236
0,3459	0,2846	0,2071	0,1668	0,1236	0,1236	0,1410
0,2968	0,2208	0,1668	0,1118	0,1236	0,1236	0,1236
0,3459	0,2846	0,2071	0,1668	0,1236	0,1236	0,1410
0,2968	0,2208	0,1668	0,1118	0,1236	0,1236	0,1236
0,3678	0,3132	0,2336	0,1836	0,1413	0,1413	0,1645
0,3156	0,2376	0,1836	0,1261	0,1413	0,1413	0,1413
0,4541	0,4037	0,3793	0,2481	0,2481	0,2481	0,3299
	0,3896	0,3082	0,2630	0,2047	0,2481	0,2481



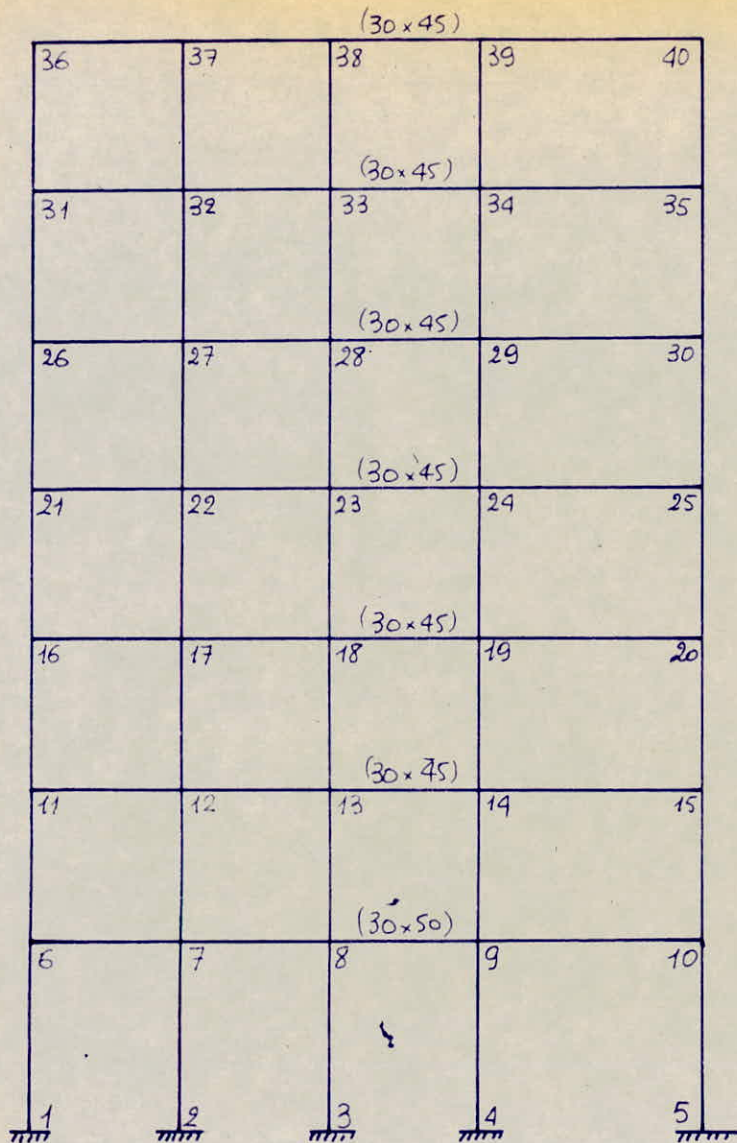
$$d_{jk} = \frac{P_{jk}}{\sum P \text{ au nœud } (j)}$$

$$d_{kj} = \frac{P_{jk}}{\sum P \text{ au nœud } (k)}$$

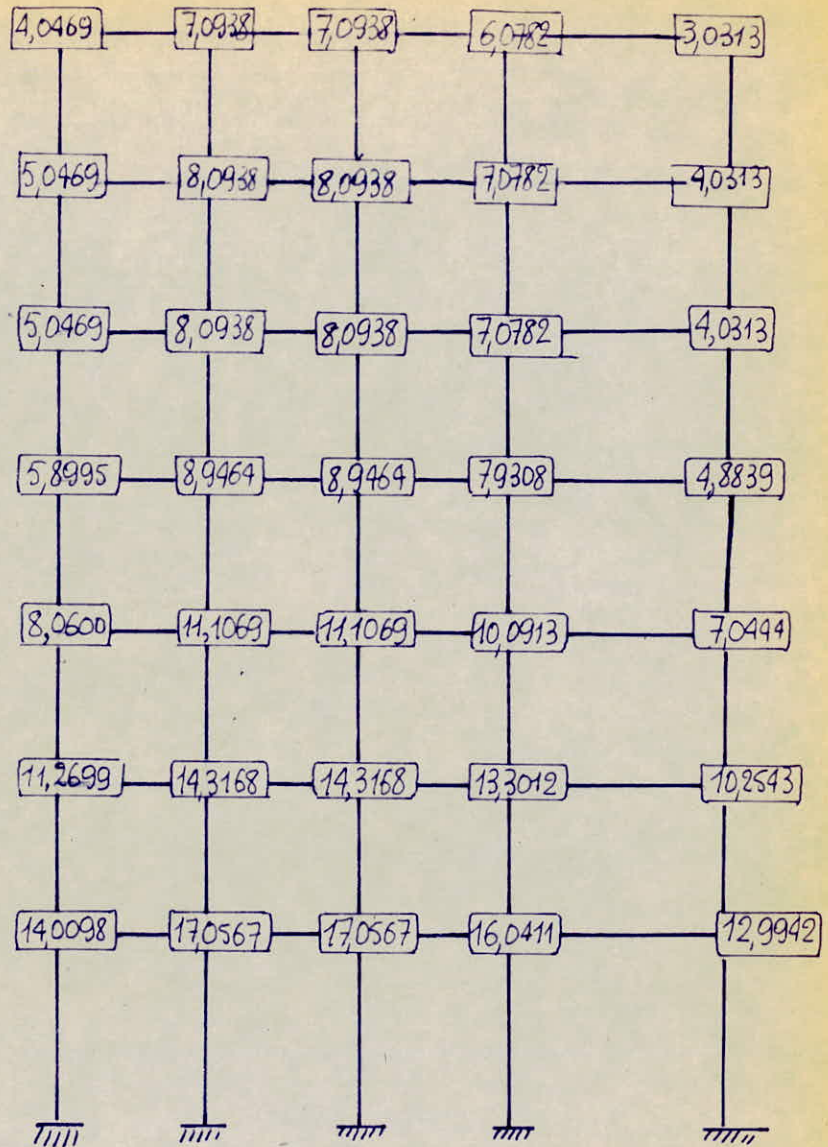
- Rigidités de niveaux corrigées - Portiques 1,2,3

On corrige la rigidité de chaque poteau en tenant compte de la flexibilité des poutres - (les poteaux ne sont plus parfaitement encastrés)

Niv	Barre	A_R	J_R	λ_R	$m_R = \frac{J}{A^2}$	$\sum m$	R (t/m)
⑦	43-50	0,7028	1,0000	1,0000	0,7028	5,3772	4796,03
	44-51 → 47-54	0,8146			0,8146		
	48-55	0,7881			0,7881		
	49-56	0,6279			0,6279		
⑥	36-43	0,7323	1,0000	1,0000	0,7323	5,4867	4893,70
	37-44 → 40-47	0,8261			0,8261		
	41-48	0,8030			0,8030		
	42-49	0,6470			0,6470		
⑤	29-36	0,7495	1,0000	1,0000	0,7495	5,5960	4991,18
	30-37 → 33-40	0,8338			0,8338		
	34-41	0,8128			0,8128		
	35-42	0,6985			0,6985		
④	22-29	0,6463	1,8526	1,0000	1,1973	9,1531	8163,83
	23-30 → 26-33	0,7455			1,3811		
	27-34	0,7193			1,3326		
	28-35	0,5931			1,0987		
③	15-22	0,5781	3,1605	1,0000	1,8271	13,9987	12485,72
	16-23 → 19-26	0,6681			2,1115		
	20-27	0,6427			2,0313		
	21-28	0,5361			1,6943		
②	8-15	0,5138	5,0625	1,0000	2,6011	19,8808	17732,08
	9-16 → 12-19	0,5909			2,9914		
	13-20	0,5679			2,8750		
	14-21	0,4818			2,4391		
①	1-8	0,6841	5,9004	1,3077	2,3604	17,3480	15473,03
	2-9 → 5-12	0,7406			2,5534		
	6-13	0,7242			2,4988		
	7-14	0,6594			2,2752		



portique -4-



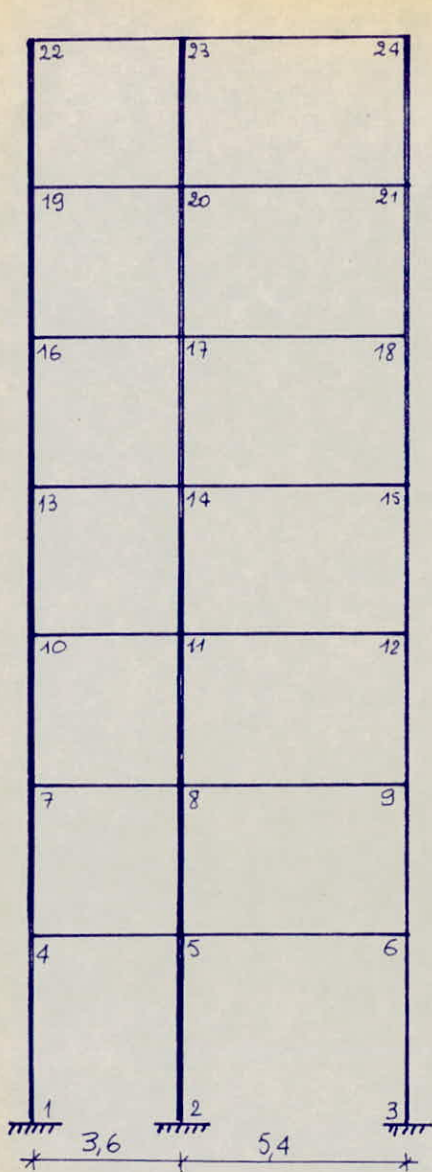
- Randaus des noeuds -

0,4212	0,3613	0,2804	0,2298	0,1981	0,2471
0,3459	0,2968	0,2208	0,1668	0,1236	0,1410
0,3459	0,2968	0,2208	0,1668	0,1236	0,1410
0,3678	0,3156	0,2376	0,1836	0,1413	0,1645
0,4541	0,3197	0,2486	0,1933	0,1481	0,3299
	0,3806	0,3082	0,2630	0,2481	0,2481
	0,4472	0,3924	0,3145	0,1081	

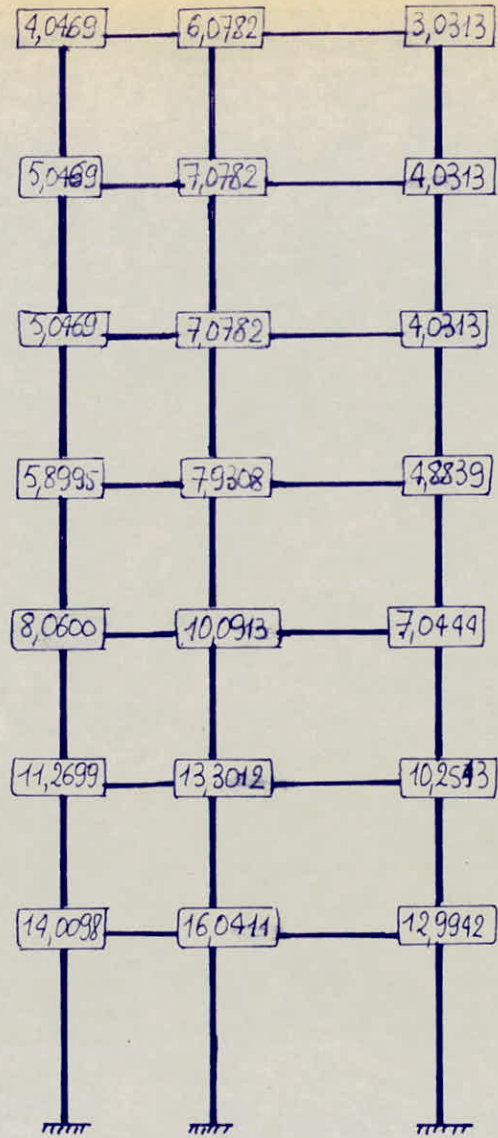
« Coeff de distribution de cross » -

Niv	Barre	Ar	Sp	Lr	Nr	Znr	R _u t/m
⑦	31-36	0,7028	1,0000	1,0000	0,7028	3,7480	3342,92
	32-37 ; 33-38	0,8146			0,8146		
	34-39	0,7881			0,7881		
	35-40	0,6279			0,6279		
⑥	26-31	0,7323	1,0000	1,0000	0,7323	3,8345	3420,07
	27-32 ; 28-33	0,8261			0,8261		
	29-34	0,8030			0,8030		
	30-35	0,6470			0,6470		
⑤	21-26	0,7495	1,0000	1,0000	0,7495	3,9284	3503,82
	22-27 ; 23-28	0,8338			0,8338		
	24-29	0,8128			0,8128		
	25-30	0,6985			0,6985		
④	16-21	0,6463	1,8526	1,0000	1,1973	6,3909	5700,17
	17-22 ; 18-23	0,7455			1,3811		
	19-24	0,7193			1,3326		
	20-25	0,5931			1,0987		
③	11-16	0,5781	3,1605	1,0000	1,8271	9,7757	8719,14
	12-17 ; 13-18	0,6681			2,1115		
	14-19	0,6427			2,0313		
	15-20	0,5361			1,6943		
②	6-11	0,5138	5,0625	1,0000	2,6011	13,8980	12395,90
	7-12 ; 8-13	0,5909			2,9914		
	9-14	0,5679			2,8750		
	10-15	0,4818			2,4391		
①	1-6	0,6841	5,9004	1,307+	2,3604	12,2448	10921,38
	2-7 ; 3-8	0,7406			2,5553		
	4-9	0,7242			2,4986		
	5-10	0,6594			2,2752		

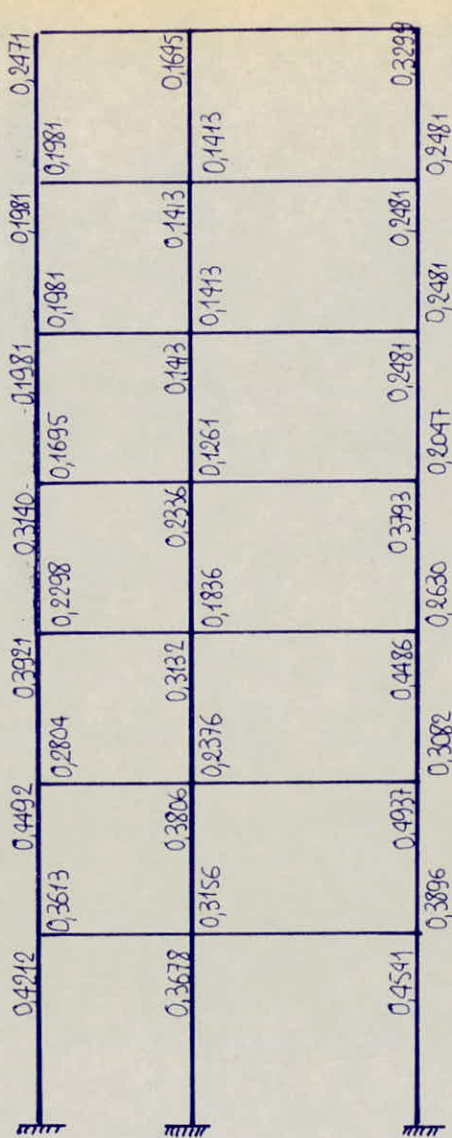
« Rigidites de niveaux corrigees » - portique 4.



« portiques A, B »



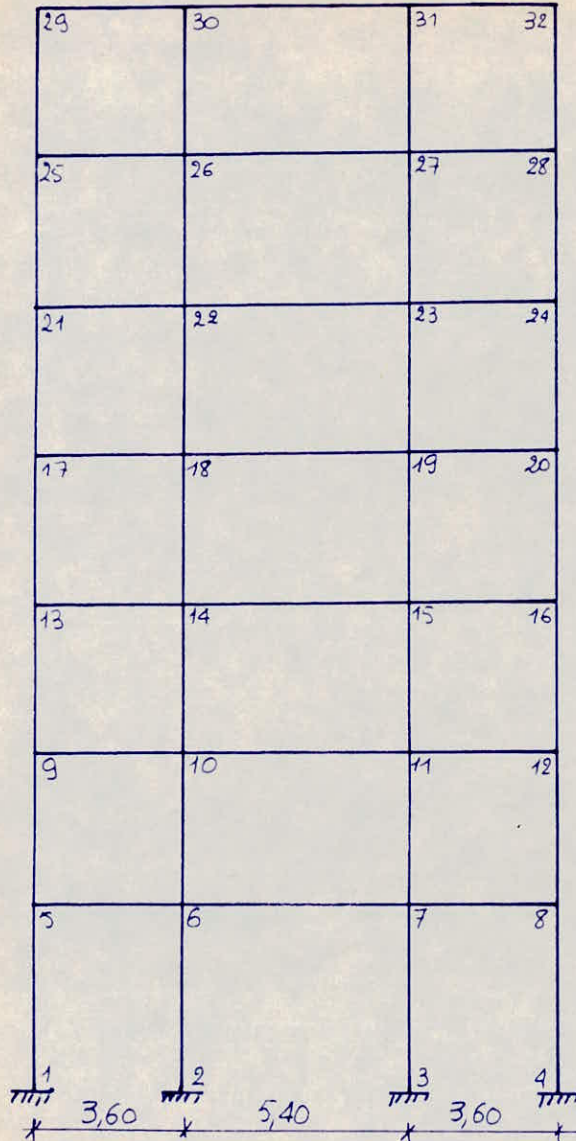
« Raideurs des Noeuds »
(ΣS)



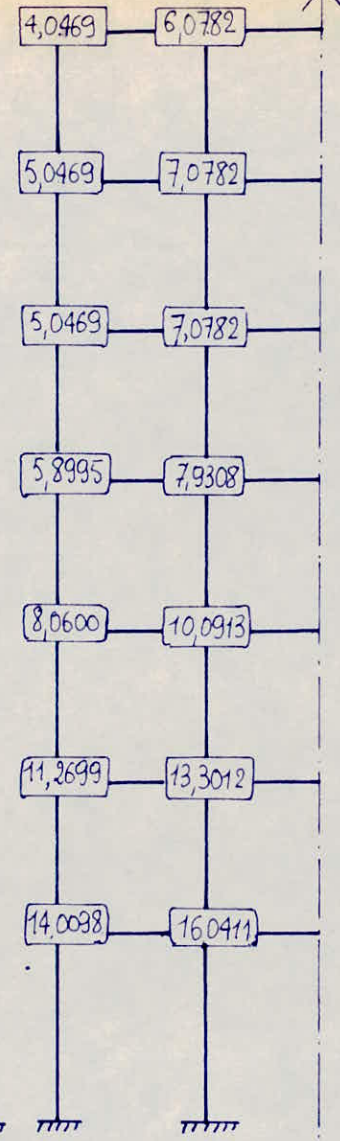
« Coeff de distribution de cross »

Niv	Barre	A _B	I _B	α	n _B = I _B /A	Σn	R _B (kN/m)
⑦	19-22	0,7028	1,000	1,000	0,7028	2,1188	1889,80
	20-23	0,7881			0,7881		
	21-24	0,6279			0,6279		
⑥	16-13	0,7323	1,000	1,000	0,7323	2,1823	1946,44
	17-20	0,8030			0,8030		
	18-21	0,6470			0,6470		
⑤	13-16	0,7495	1,000	1,000	0,7495	2,2608	2016,45
	14-17	0,8128			0,8128		
	15-18	0,6985			0,6985		
④	10-13	0,6463	1,8526	1,000	1,1973	3,6286	3236,42
	11-14	0,7193			1,3326		
	12-15	0,5931			1,0987		
③	7-10	0,5781	3,1605	1,000	1,8271	5,5527	4952,56
	8-11	0,6427			2,0313		
	9-12	0,5361			1,6943		
②	4-7	0,5138	5,0625	1,000	2,6011	7,9152	7059,73
	5-8	0,5679			2,8750		
	6-9	0,4818			2,4391		
①	1-4	0,6841	5,9004	1,3077	2,2362	7,0102	6252,53
	2-5	0,7242			2,4988		
	3-6	0,6594			2,2752		

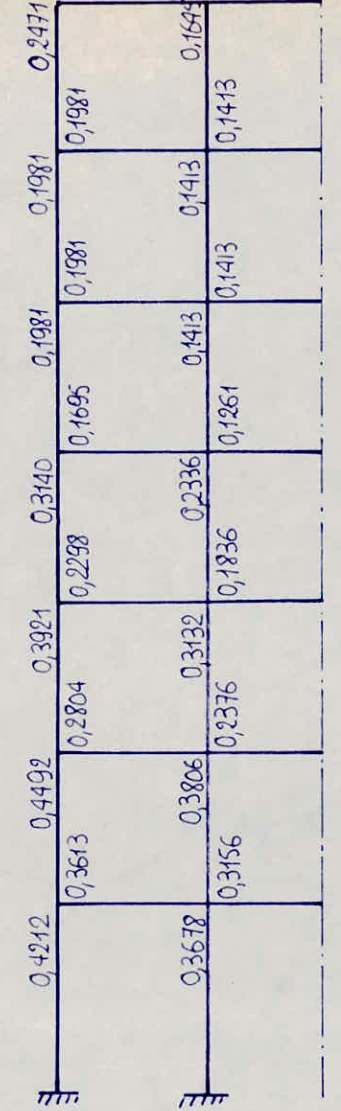
« Raideurs de niveaux corrigées »



« portiques C, D, E, F, G »



« Raideurs des Nœuds »



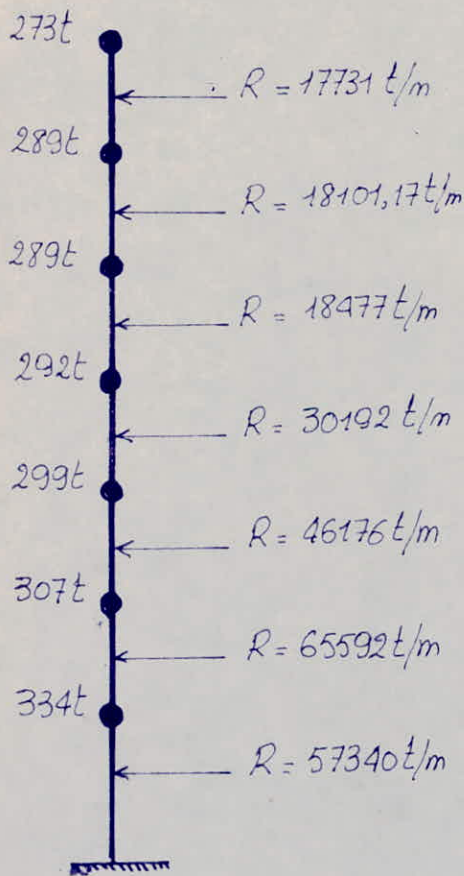
« Coeff de distrib de Cross »

Niv	Barre	A_B	S_B	d_B	$\eta_B = \frac{P}{A}$	$\Sigma \eta$	$R_{eq} (t/m)$
⑦	25-29	0,7028	1,0000	1,0000	0,7028	2,9818	2659,53
	26-30	0,7881			0,7881		
	27-31	0,7881			0,7881		
	28-32	0,7028			0,7028		
⑥	21-25	0,7323	1,0000	1,0000	0,7323	3,0706	2738,73
	22-26	0,8030			0,8030		
	23-27	0,8030			0,8030		
	24-28	0,7323			0,7323		
⑤	17-21	0,7495	1,0000	1,0000	0,7495	3,1246	2786,89
	18-22	0,8128			0,8128		
	19-23	0,8128			0,8128		
	20-24	0,7495			0,7495		
④	13-17	0,6463	1,8526	1,0000	1,1973	5,0598	4512,94
	14-18	0,7193			1,3326		
	15-19	0,7193			1,3326		
	16-20	0,6463			1,1973		
③	9-13	0,5781	3,1605	1,0000	1,8271	7,7168	6882,77
	10-14	0,6427			2,0313		
	11-15	0,6427			2,0313		
	12-16	0,5781			1,8271		
②	5-9	0,5138	5,0625	1,0000	2,6011	10,9522	9768,49
	6-10	0,5679			2,8750		
	7-11	0,5679			2,8750		
	8-12	0,5138			2,6011		
①	1-5	0,6841	5,9004	1,3077	2,3604	9,7184	8668,04
	2-6	0,7242			2,4988		
	3-7	0,7242			2,4988		
	4-8	0,6841			2,3604		

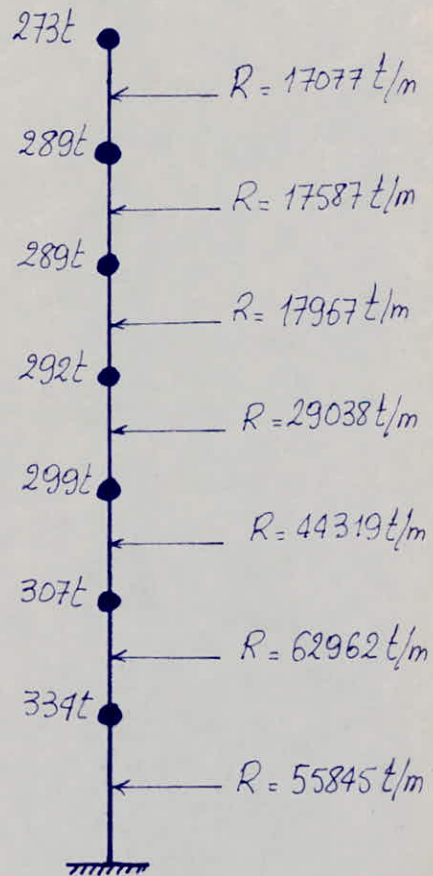
« Rigidité de niveaux courbes »

Bloc A : Rigidité totale de niveau à la flexion.

portiques longitudinaux			Portiques transversaux			
Nivk	1, 2, 3	4	$R_{R_x}^{tot}$ (t/m)	A, B	C, D, E, F, G	$R_{R_y}^{tot}$ (t/m)
⑦	4796,03 x 3	3342,92	17731,01	1889,80 x 2	2659,53 x 5	17077,25
⑥	4893,70 x 3	3420,07	18101,17	1946,44 x 2	2738,73 x 5	17586,53
⑤	4991,18 x 3	3503,82	18477,36	2016,45 x 2	2786,89 x 5	17967,35
④	8163,83 x 3	5700,17	30191,66	3236,42 x 2	4512,94 x 5	29037,54
③	12485,72 x 3	8719,14	46176,30	4952,56 x 2	6882,77 x 5	44318,97
②	17732,08 x 3	12395,90	65592,14	7059,73 x 2	9768,49 x 5	62961,91
①	15473,03 x 3	10921,38	57340,47	6252,53 x 2	8668,04 x 5	55845,26



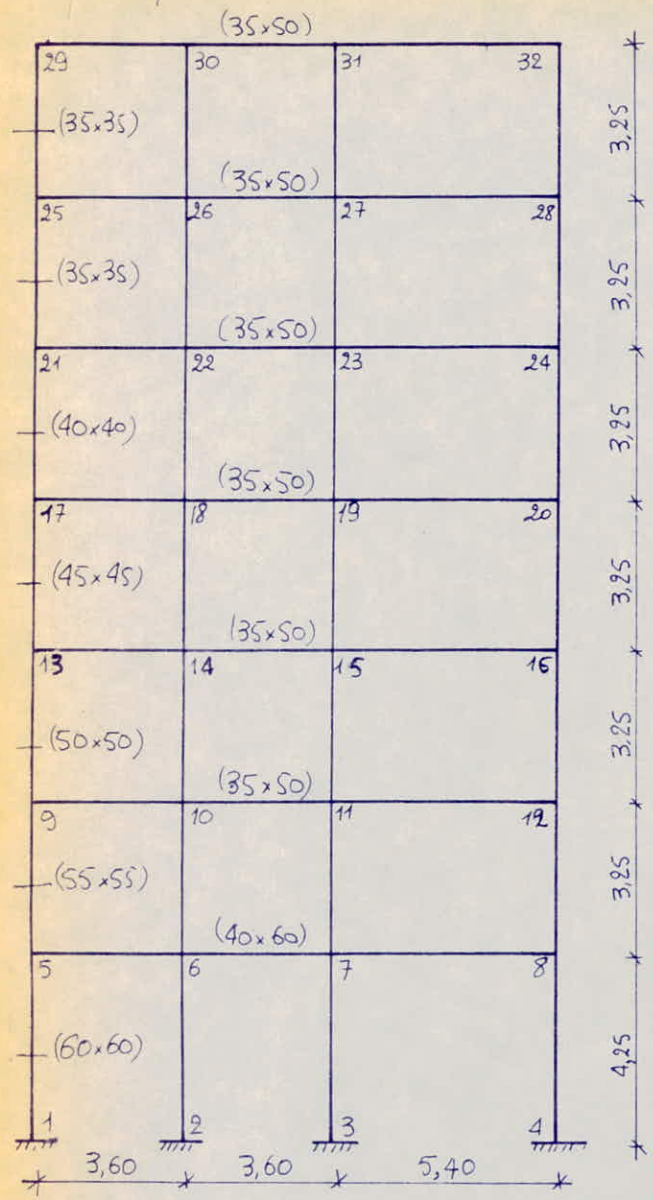
Modele mathematique du bloc ① dans le sens longitudinal.



Modele mathematique du bloc ① dans le sens transversal.

Rigidité de la tige élastique - BLOC B -

- poteaux 5, 6



$E = 21000 \sqrt{\sigma_j'} ; \sigma_j' = 1,2 \frac{\sigma_j}{28}$

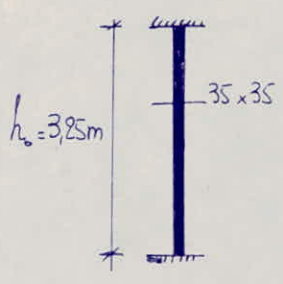
$E = 21000 \sqrt{1,2 \times 270}$
 $= 378 \times 10^4 \text{ t/m}^2$

• on prend comme référence :

$h_0 = 3,25$
 $I_0 = \frac{35 \times 35^3}{12} = 12,5052 \text{ dm}^4 = 12,5052 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

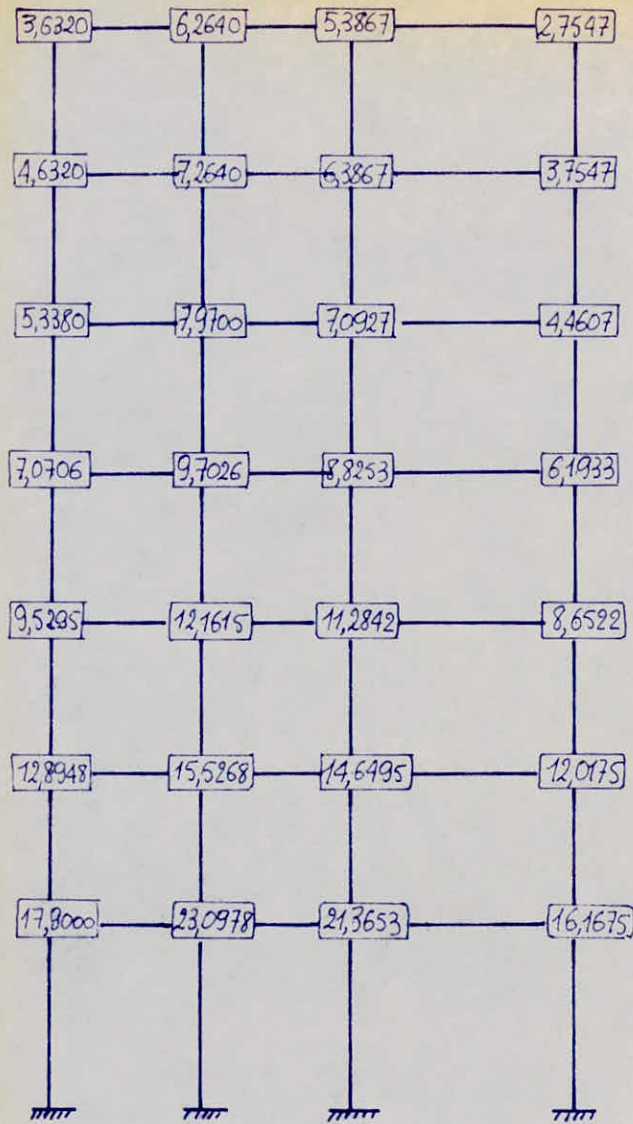
$\Rightarrow R_0 = \frac{12 E I_0}{h_0^3} = 1652,3939 \text{ t/m}$

Cette référence correspond à la rigidité de flexion du poteau 25-29, supposé parfaitement encastrié aux deux extrémités. En tenant compte de la flexibilité des poutres, on corrigera la rigidité de ce poteau.

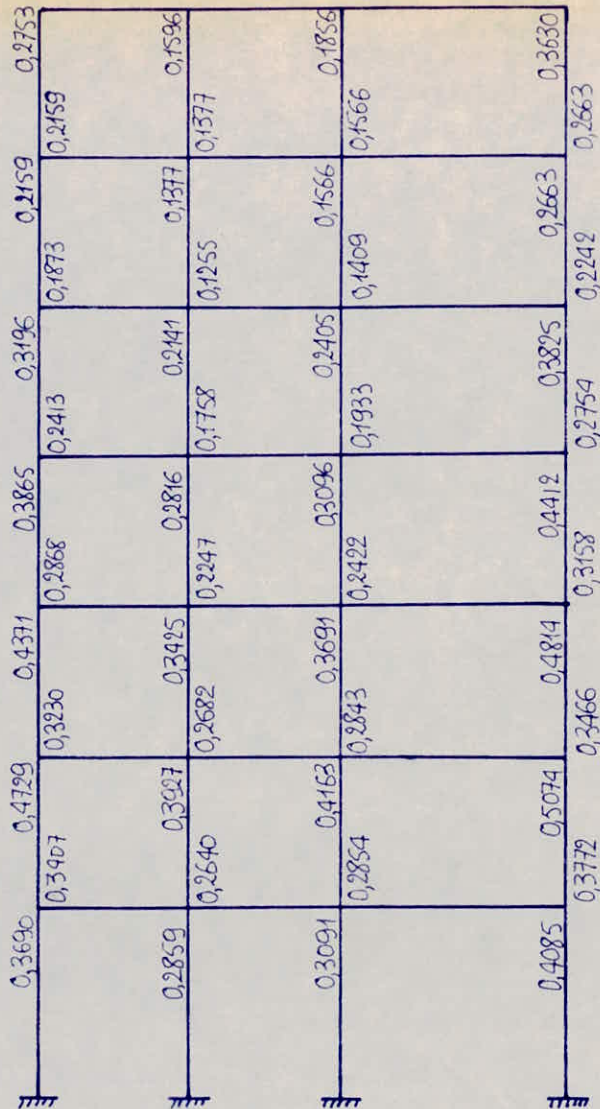


• Raideurs relatives des barres : $\rho = \frac{I}{l} \times \frac{l_0}{I_0}$

Barres		$I \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$l \text{ (m)}$	$\frac{I}{I_0} = k$	$\frac{l}{l_0} = \lambda$	$\rho = \frac{k}{\lambda}$
Poteaux	1-5 ; 2-6 3-7 ; 4-8	108,0000	4,25	8,6364	1,3077	6,6043
	5-9 ; 6-10 7-11 ; 8-12	76,2552	3,25	6,0979	1,0000	6,0979
	9-13 ; 10-14 11-15 ; 12-16	52,0833	3,25	4,1649	1,0000	4,1649
	13-17 ; 14-18 15-19 ; 16-20	34,1718	3,25	2,7326	1,0000	2,7326
	17-21 ; 18-22 19-23 ; 20-24	21,3333	3,25	1,7060	1,0000	1,7060
	21-25 ; 22-26 23-27 ; 24-28	12,5052	3,25	1,0000	1,0000	1,0000
Poutres	5-6 6-7	72,0000	3,60	5,7576	1,1077	5,1978
	7-8	72,0000	5,40	5,7576	1,6615	3,4653
	9-10 ; 10-11 13-14 ; 30-31	36,4583	3,60	2,9155	1,1077	2,6320
	7-8 ; 11-12 15-16 ; 31-32	36,4583	5,40	2,9155	1,6615	1,7547



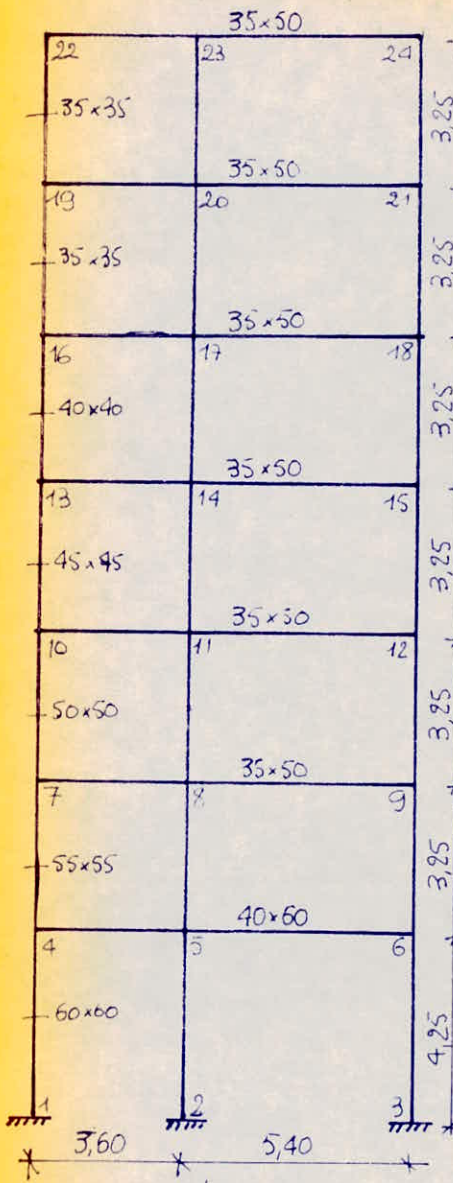
- Rigidités des Nœuds -



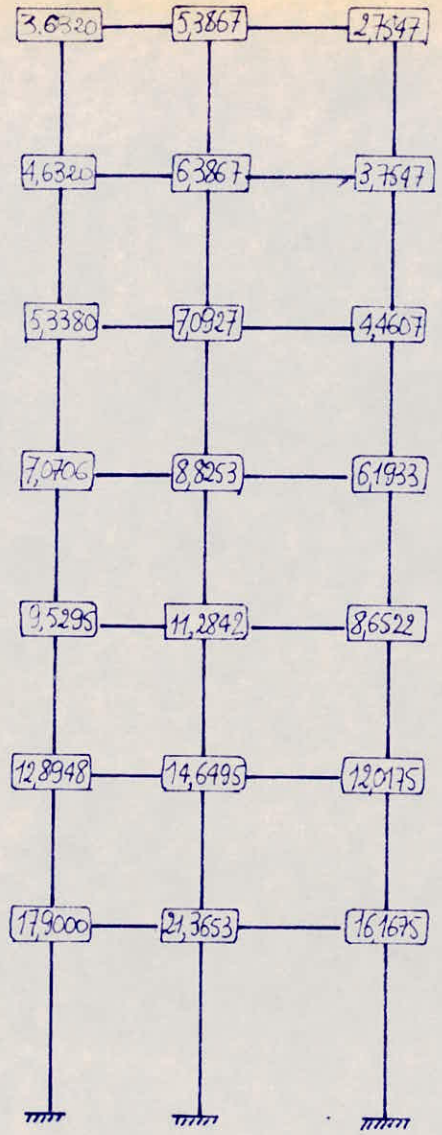
- Coef de de distribution de Croix -

N _v	Barre	A _R	S _R	I _R	$n_R = \frac{S}{A}$	Σn	R _{ext} /m
⑦	25-29	0,6762	1,0000	1,0000	0,6762	2,8353	4685,03
	26-30	0,7935			0,7935		
	27-31	0,7651			0,7651		
	28-32	0,6005			0,6005		
⑥	21-25	0,7279	1,0000	1,0000	0,7279	3,0138	4979,98
	22-26	0,8156			0,8156		
	23-27	0,7934			0,7934		
	24-28	0,6769			0,6769		
⑤	17-21	0,6372	1,7060	1,0000	1,0871	4,5518	7521,37
	18-22	0,7358			1,2553		
	19-23	0,7095			1,2104		
	20-24	0,5856			0,9990		
④	13-17	0,5782	2,7326	1,0200	1,5799	6,6256	10949,59
	14-18	0,6677			1,8246		
	15-19	0,6424			1,7554		
	16-20	0,5367			1,4666		
③	9-13	0,5358	4,1649	1,0000	2,2316	9,3275	15412,70
	10-14	0,6109			2,5443		
	11-15	0,5887			2,4519		
	12-16	0,5041			2,0997		
②	5-9	0,5106	6,0979	1,0000	3,1136	13,0415	21549,69
	6-10	0,5852			3,5684		
	7-11	0,5628			3,4319		
	8-12	0,4801			2,9276		
①	1-5	0,7233	6,6043	1,3077	2,7934	11,4728	18957,58
	2-6	0,7856			3,0339		
	3-7	0,7682			2,9668		
	4-8	0,6936			2,6787		

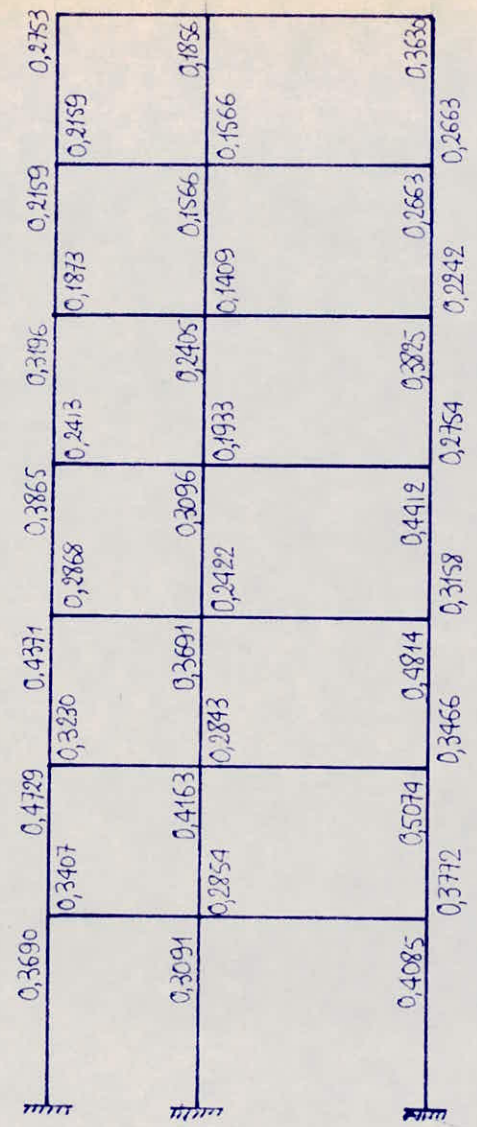
- Rigidités g.l. flexion courgees à chaque niveau portiques 5, 6



« portique 7 »



- Rondeurs des Nœuds -

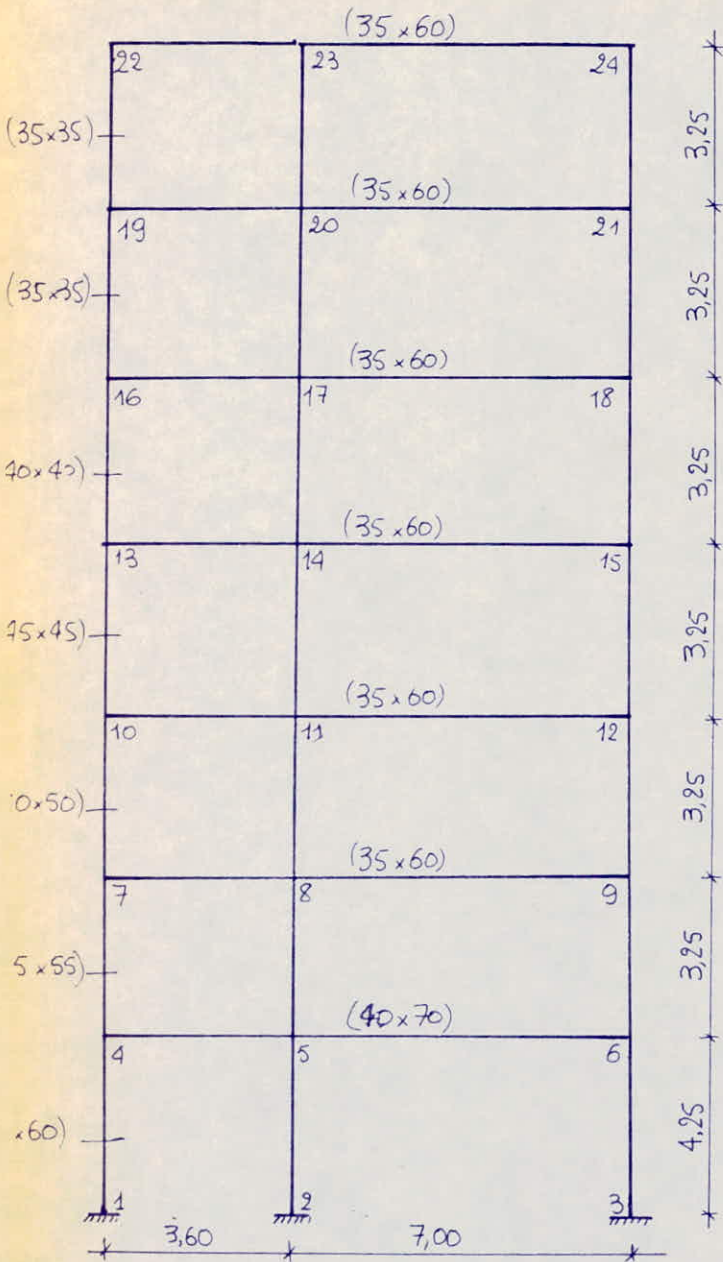


- Coeff de distribution de Crois.

N _{ij}	Barre	A _R	J _R	A _R	$\eta_{R} = \frac{J}{A}$	$\sum \eta_{R}$	$R_{R} \cdot t_{im}$
⑦	19-22	0,6762	1,0000	1,0000	0,6762	3,0418	3373,86
	20-23	0,7651			0,7651		
	21-24	0,6005			0,6005		
⑥	16-19	0,7279	1,0000	1,0000	0,7279	2,1982	3632,29
	17-20	0,7934			0,7934		
	18-21	0,6769			0,6769		
⑤	13-16	0,6372	1,7060	1,0000	1,0871	3,2965	5447,12
	14-17	0,7095			1,2104		
	15-18	0,5856			0,9990		
④	10-13	0,5782	2,7326	1,0000	1,5799	4,8019	7934,63
	11-14	0,6424			1,7554		
	12-15	0,5367			1,4666		
③	7-10	0,5358	4,1649	1,0000	2,2316	6,7832	11208,15
	8-11	0,5887			2,4519		
	9-12	0,5041			2,0997		
②	4-7	0,5106	6,0979	1,0000	3,1136	9,4731	15653,29
	5-8	0,5628			3,4319		
	6-9	0,4801			2,9276		
①	1-4	0,7233	6,6043	1,3077	2,7934	8,4389	13944,39
	2-5	0,7682			2,9668		
	3-6	0,6936			2,6787		

- Rigidites de niveaux corrigees -

• portiques E', F', G'



• $E = E_i = 378000 \text{ kg/cm}^2$
 $= 378 \times 10^4 \text{ t/m}^2$

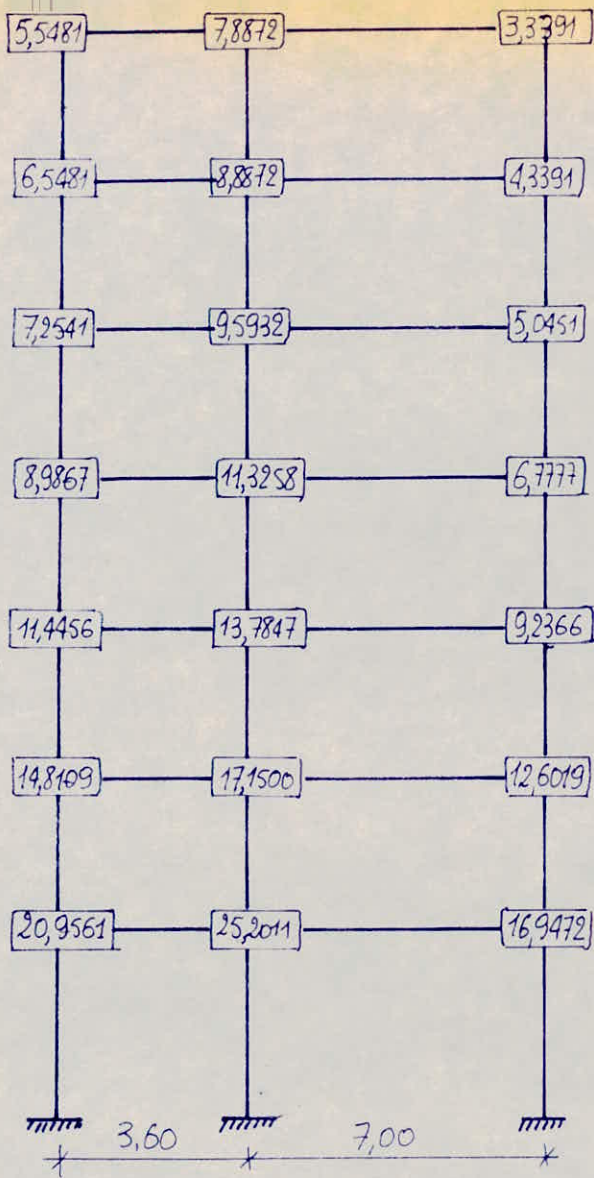
• Reference: Poteau (19-22)

$h_0 = 3,25$
 $I_0 = \frac{0,35 \times 0,35^3}{12} = 12,5052 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

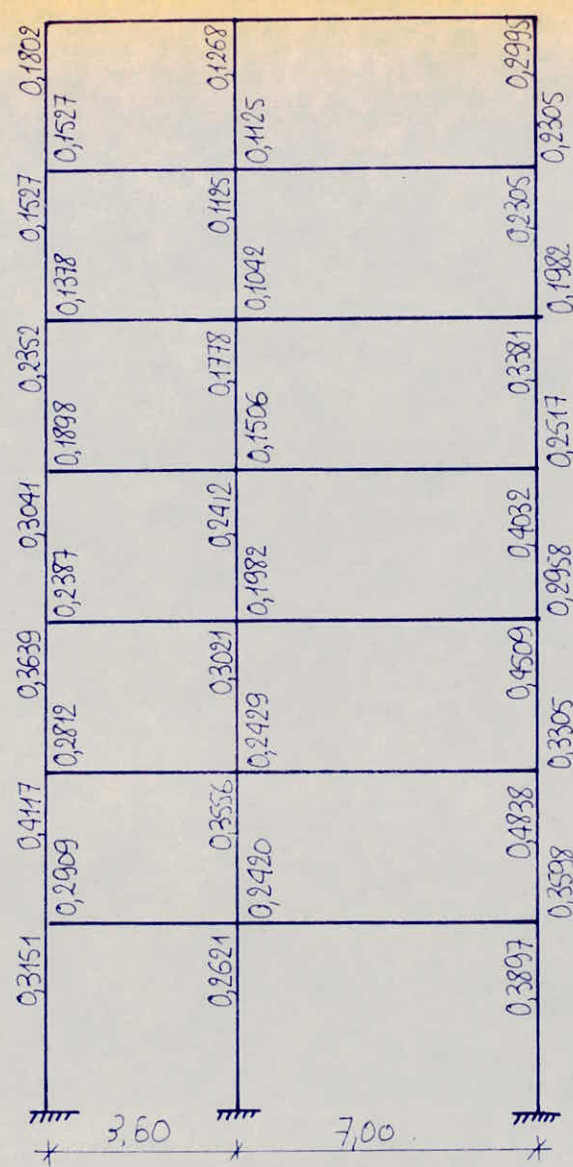
$\Rightarrow R_0 = \frac{12 E I_0}{h_0^3} = 1652,3939 \text{ t/m}$
 $R_0 \rightarrow (\text{non corrigée})$

• Raideurs relatives des barres : $\rho = \frac{k}{\lambda}$

	Barres	$I (10^{-4} \text{ m}^4)$	$l (m)$	$I/I_0 = k$	$l/l_0 = \lambda$	$\rho = k/\lambda$
Poteaux	1-4, 2-5 3-6	108,0000	4,25	8,6364	1,3077	6,6043
	4-7, 5-8 6-9	76,2522	3,25	6,0979	1,0000	6,0979
	7-10, 8-11 9-12	52,0833	3,25	4,1649	1,0000	4,1649
	10-13, 11-14 12-15	34,1718	3,25	2,7326	1,0000	2,7326
	13-16, 14-17 15-18	21,3333	3,25	1,7060	1,0000	1,7060
	16-19, 17-20 21-24	12,5052	3,25	1,0000	1,0000	1,0000
Poutres	4-5	114,3333	3,60	9,1429	1,1077	8,2539
	5-6	114,3333	7,00	9,1429	2,1538	4,2450
	7-8 → 22-23	63,0000	3,60	5,0379	1,1077	4,5481
	8-9 → 23-24	63,0000	7,00	5,0379	2,1538	2,3391



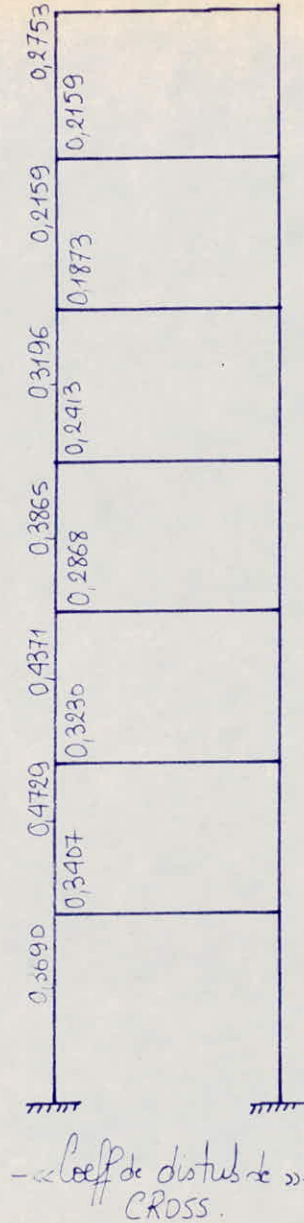
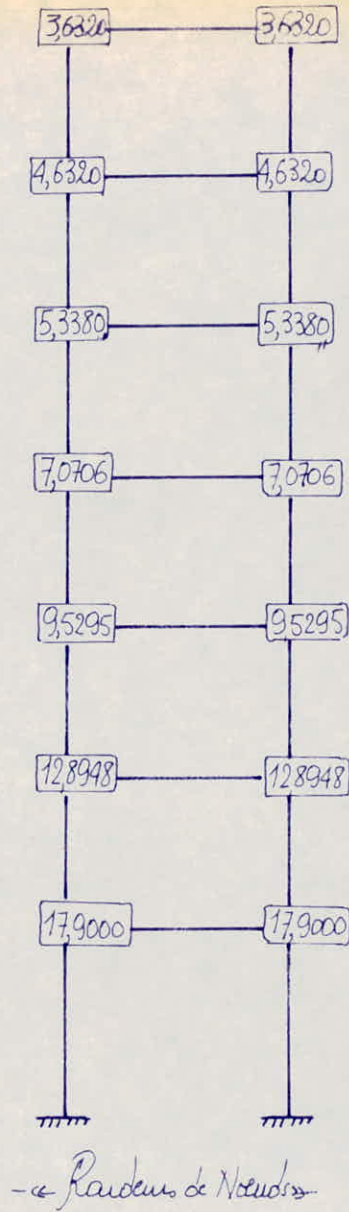
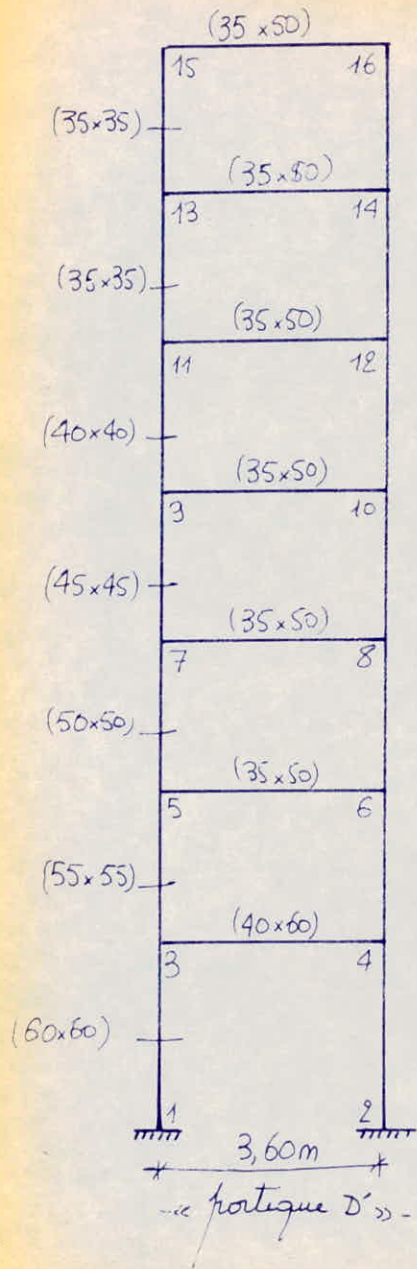
- Raideurs des noeuds -



- Coeff de distrib de cross -

N _{ij}	Barre	A _R	I _R	I _R	m _R = $\frac{P_i}{A}$	E _n	R _R , t/m
⑦	19-22	0,7710	1,0000	1,0000	0,7710	2,2565	3728,63
	20-23	0,8312			0,8312		
	21-24	0,6543			0,6543		
⑥	16-19	0,7979	1,0000	1,0000	0,7979	2,3569	3894,53
	17-20	0,8463			0,8463		
	18-21	0,7127			0,7127		
⑤	13-16	0,7149	1,7060	1,0000	1,2196	3,6000	5948,62
	14-17	0,7738			1,3201		
	15-18	0,6215			1,0603		
④	10-13	0,6473	2,7326	1,0000	1,7688	5,2433	8663,99
	11-14	0,7063			1,9300		
	12-15	0,5652			1,5445		
③	7-10	0,5929	4,1649	1,0000	2,4694	7,3507	12146,25
	8-11	0,6463			2,6918		
	9-12	0,5257			2,1895		
②	4-7	0,5629	6,0979	1,0000	3,4325	10,2262	16897,71
	5-8	0,6163			3,7582		
	6-9	0,4978			3,0355		
①	1-4	0,7637	6,6043	1,3077	2,9494	8,7852	14516,64
	2-5	0,8034			3,1027		
	3-6	0,7077			2,7331		

- Rigidites de niveaux a la flexion (Corrigees) portiques E', F', G'

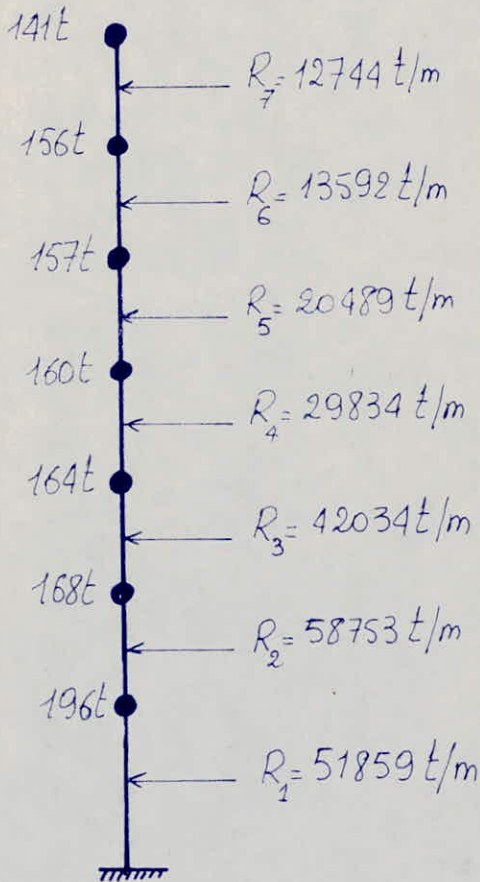


Niv k	Barre	A_R	I_R	λ_R	$n_R = \frac{P}{\lambda^2 A}$	$\sum n$	$R_{Ry} \frac{1}{m}$
⑦	13-15	0,6762	1,000	1,000	0,6762	1,3524	2234,69
	14-16	0,6762	1,000	1,000	0,6762		
⑥	11-13	0,7279	1,000	1,000	0,7279	1,4558	2405,56
	12-14	0,7279	1,000	1,000	0,7279		
⑤	9-11	0,6372	1,706	1,000	1,0871	2,1742	3592,63
	10-12	0,6372	1,706	1,000	1,0871		
④	7-9	0,5782	2,7326	1,000	1,5799	3,1598	5221,23
	8-10	0,5782	2,7326	1,000	1,5799		
③	5-7	0,5358	4,1649	1,000	2,2316	4,4632	7374,96
	6-8	0,5358	4,1649	1,000	2,2316		
②	3-5	0,5106	6,0979	1,000	3,1136	6,2272	10289,78
	4-6	0,5106	6,0979	1,000	3,1136		
①	1-3	0,7233	6,6043	1,3077	2,7934	5,5868	9231,59
	2-4	0,7233	6,6043	1,3077	2,7934		

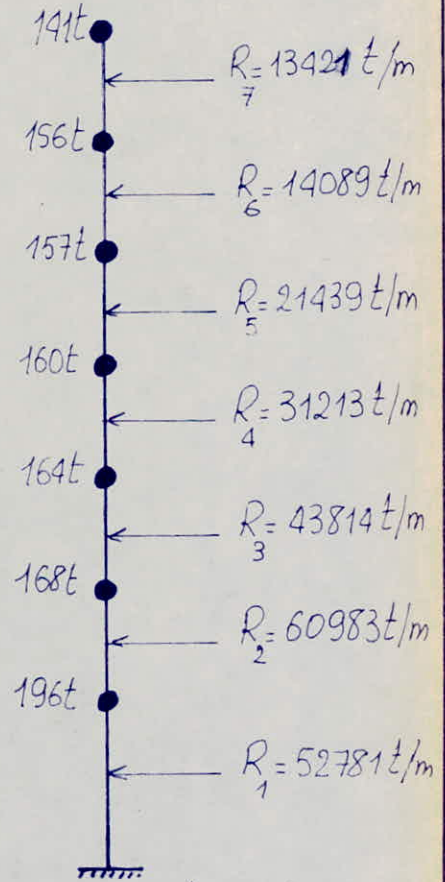
Rigidite de niveau à la flexion Courbes

Bloc B: Rigidité de niveau à la flexion (corrigée)

Sens longitudinal			Sens transversal			
Niv ^R	portique 5, 6	portique 7	R_{Rx} tot	Portiques D	Portique E, F, G'	R_{Ry} tot (t/m)
⑦	2 × 4685,03	3373,86	12743,92	2234,69	3 × 3728,63	13420,58
⑥	2 × 4979,98	3632,29	13592,25	2405,56	3 × 3894,53	14089,15
⑤	2 × 7521,37	5447,12	20489,86	3592,63	3 × 5948,62	21438,49
④	2 × 10949,59	7934,63	29833,81	5221,23	3 × 8663,99	31213,20
③	2 × 15412,70	11208,15	42033,55	7374,96	3 × 12146,25	43813,71
②	2 × 21549,69	15653,29	58752,68	10289,78	3 × 16897,71	60982,91
①	2 × 18957,58	13944,39	51859,56	9231,59	3 × 14516,61	52781,42



- Modèle Mathématique du Bloc(B) dans le sens longitudinal



- Modèle mathématique du Bloc dans le sens transversal

Calcul des modes de vibration

tout système dynamique ayant (n) degrés de liberté peut exécuter suite à une impulsion extérieure un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique.

A un moment donné (t) les déplacements horizontaux des différentes masses sont $x_1(t); x_2(t); \dots; x_n(t)$ - pour caractériser cette déformée on appelle

$$x(t) = \{ x_1(t); x_2(t); \dots; x_n(t) \}$$

le vecteur déplacement de dimension (n)

$$\text{et } \dot{x}(t) = \{ \dot{x}_1(t); \dot{x}_2(t); \dots; \dot{x}_n(t) \}$$

$$\ddot{x}(t) = \{ \ddot{x}_1(t); \ddot{x}_2(t); \dots; \ddot{x}_n(t) \}$$

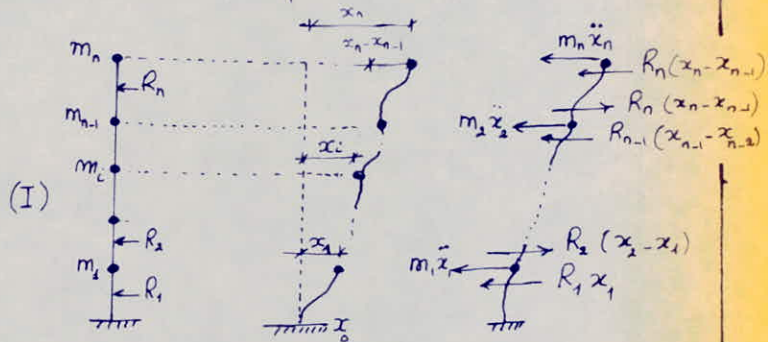
les vecteurs vitesse et accélération respectivement.

pendant le mouvement oscillatoire chaque masse est soumise aux forces:

- Force de rappel $F_r = R \cdot x$ (F_r en x car déformation élastique)
- Force d'inertie $F_i = m \cdot \ddot{x}$

en écrivant le principe fondamental de la dynamique pour chaque masse on aboutit au système:

$$\begin{cases} m_n \ddot{x}_n + R_n(x_n - x_{n-1}) = 0 \\ m_{n-1} \ddot{x}_{n-1} - R_n(x_n - x_{n-1}) + R_{n-1}(x_{n-1} - x_{n-2}) = 0 \\ \vdots \\ m_i \ddot{x}_i - R_{i+1}(x_{i+1} - x_i) + R_i(x_i - x_{i-1}) = 0 \\ \vdots \\ m_1 \ddot{x}_1 - R_2(x_2 - x_1) + R_1 x_1 = 0 \end{cases} \quad (\text{I})$$



avec R_i = rigidité de niveau ; m_i = masse du niveau.

c'est un système d'équations différentielles dont les solutions sont:

$$\begin{aligned} x_i &= \phi_i \sin(\omega t + \varphi) \\ \Rightarrow \dot{x}_i &= \phi_i \omega \cos(\omega t + \varphi) \\ \Rightarrow \ddot{x}_i &= -\phi_i \omega^2 \sin(\omega t + \varphi) = -\omega^2 x_i \end{aligned}$$

le système devient alors:

$$\begin{cases} -m_n \omega^2 \phi_n + R_n(\phi_n - \phi_{n-1}) = 0 \\ -m_{n-1} \omega^2 \phi_{n-1} - R_n(\phi_n - \phi_{n-1}) + R_{n-1}(\phi_{n-1} - \phi_{n-2}) = 0 \\ \vdots \\ -m_i \omega^2 \phi_i - R_{i+1}(\phi_{i+1} - \phi_i) + R_i(\phi_i - \phi_{i-1}) = 0 \\ \vdots \\ -m_1 \omega^2 \phi_1 - R_2(\phi_2 - \phi_1) + R_1 \phi_1 = 0 \end{cases} \quad (\text{II})$$

en ajoutant membre à membre les (n) équations on obtient

$$\sum_{i=1}^n m_i \omega^2 \phi_i = R_1 \phi_1$$

Le système (II) est équivalent à :

$$\left\{ \begin{aligned} R_n \phi_{n-1} &= R_n \phi_n - m_n \phi_n \omega^2 \\ R_{n-1} \phi_{n-2} &= R_{n-1} \phi_{n-1} - R_n (\phi_n - \phi_{n-1}) - m_{n-1} \phi_{n-1} \omega^2 \\ &\vdots \\ R_i \phi_{i-1} &= R_i \phi_i - R_{i+1} (\phi_{i+1} - \phi_i) - m_i \phi_i \omega^2 \\ &\vdots \\ 0 &= R_1 \phi_1 - R_2 (\phi_2 - \phi_1) - m_1 \phi_1 \omega^2 \end{aligned} \right.$$

Après transformation on obtient :

$$\left\{ \begin{aligned} \phi_{n-1} &= \phi_n - \frac{\omega^2 m_n \phi_n}{R_n} \\ &\vdots \\ \phi_i &= \phi_{i+1} - \frac{\omega^2 \sum_{k=i+1}^n m_k \phi_k}{R_{i+1}} \\ &\vdots \\ \phi_1 &= \phi_2 - \frac{\omega^2 \sum_{k=2}^n m_k \phi_k}{R_2} \end{aligned} \right.$$

pour résoudre ce système on pose $\phi_n = 1$ et on fait des itérations sur (ω) jusqu'à ce que la condition aux limites suivante soit satisfaite.

$$\phi_0 = \phi_1 - \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k}{R_1} = 0$$

qui exprime que le déplacement à la base nul.

Modes de vibration du bloc (A)

* Sens longitudinal :

Mode (I) $\omega_1 = 7,5514572 \text{ rad/s}$

Vecteur propre au 1^{er} Mode

- $X(7) = 1$
- $X(6) = 0,9105002257$
- $X(5) = 0,7383277349$
- $X(4) = 0,5025302123$
- $X(3) = 0,3299742942$
- $X(2) = 0,2047291017$
- $X(1) = 0,1109878960$

— Condition aux limites $X(0) = -1,13 \times 10^{-10}!!$

Mode (II) $\omega_2 = 19,2056853 \text{ rad/s}$

Vecteur propre au 2^e Mode

- $X(7) = 1$
- $X(6) = 0,4210780376$
- $X(5) = -0,3987936170$
- $X(4) = -0,9674475265$
- $X(3) = -0,9636435657$
- $X(2) = -0,7265380446$
- $X(1) = -0,4317580125$

— Condition aux limites $X(0) = -5,6 \times 10^{-11}!!$

Mode (III) $\omega_3 = 30,227452416 \text{ rad/s}$

Vecteur propre au 3^e Mode

- $X(7) = 1$
- $X(6) = -0,4340473816$
- $X(5) = -1,1933258150$
- $X(4) = -0,1987140303$
- $X(3) = 0,5889720065$
- $X(2) = 0,7487887743$
- $X(1) = 0,5348747882$

— Condition aux limites $X(0) = 6,8 \times 10^{-11}!!!$

* Sens transversal

Mode (I) $w_1 = 1,42427456 \text{ rad/s}$	<ul style="list-style-type: none">• $X(7) = 1$• $X(6) = 0,9101764718$• $X(5) = 0,7389206727$• $X(4) = 0,5045049585$• $X(3) = 0,3309573816$• $X(2) = 0,2047026342$• $X(1) = 0,1102236358$ <p>— Condition aux limites $X(0) = 5 \times 10^{-11}$</p>
Mode (II) $w_2 = 18,90390591 \text{ rad/s}$	<ul style="list-style-type: none">• $X(7) = 1$• $X(6) = 0,4176485579$• $X(5) = -0,3978218686$• $X(4) = -0,9629437175$• $X(3) = -0,9598706519$• $X(2) = -0,7219571146$• $X(1) = -0,4262549563$ <p>— Condition aux limites $X(0) = 5,28 \times 10^{-10}$</p>
Mode (III) $w_3 = 29,722687327$	<ul style="list-style-type: none">• $X(7) = 1$• $X(6) = -0,4396542651$• $X(5) = -1,1869447840$• $X(4) = -0,1990974627$• $X(3) = 0,5924213511$• $X(2) = 0,7510979560$• $X(1) = 0,5329795604$ <p>— Condition aux limites $X(0) = 1,9 \times 10^{-10}$</p>

- Verification des resultats :

pour cela nous allons utiliser l'une des plus importantes proprietes des vecteurs propres qui est l'orthogonalite .

$$\sum_{k=1}^m m_k \overset{(i)}{X}_k \cdot \overset{(j)}{X}_k = 0 \dots \dots (1)$$

avec : m_k = masse du niveau k .

$\overset{(i)}{X}_k$ = deplacement de la masse k au mode (i)

$\overset{(j)}{X}_k$ = deplacement de la masse k au mode (j)

Rem: l'equation (1) devra être satisfaite quels que soient les modes (i) et (j).

* Sens longitudinal:

m_k (t)	$\overset{(I)}{X}_k$	$\overset{(II)}{X}_k$	$\overset{(III)}{X}_k$	Mode(I) et(II)	Mode(I) et(III)	Mode(II) et(III)
				$m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(II)}{X}_k$	$m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k$	$m_k \overset{(II)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k$
273	1,0000000000	1,0000000000	1,0000000000	273,0000000	273,0000000	-273,0000000
289	0,9105002257	0,4210780376	-0,4340473816	110,8001864	-114,2128090	-52,8198999
289	0,7383277349	-0,3987936170	-1,1933258150	-85,0932721	-254,6279428	137,5324175
292	0,5025302123	-0,9674475265	-0,1987140303	-141,9621104	-29,1590627	56,13565595
299	0,3299742942	-0,9636435657	0,5889720065	-95,0753040	58,1093410	-169,7001662
307	0,2047291017	-0,7265380446	0,7487887743	-45,6642487	47,0627479	-167,0152243
334	0,1109878960	-0,4317580125	0,5348747882	-16,0052511	19,8277855	-77,13278282

equation (1) : $\sum m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(II)}{X}_k = 10^{-7}$

$\sum m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k = -10^{-7}$

$\sum m_k \overset{(II)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k = 2 \times 10^{-7}$

* Sens transversal :

m_k	$\overset{(I)}{X}_k$	$\overset{(II)}{X}_k$	$\overset{(III)}{X}_k$	Mode(I) et(II)	Mode(I) et(III)	Mode(II) et(III)
				$m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(II)}{X}_k$	$m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k$	$m_k \overset{(II)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k$
273	1,0000000000	1,0000000000	1,0000000000	273,0000000	273,0000000	273,0000000
289	0,9101764718	0,4176485579	-0,4396542651	109,8586945	-115,6472470	-53,0664603
289	0,7389206727	-0,3978218686	-1,1869447840	-84,95409401	-253,46977310	136,46365910
292	0,5045049585	-0,9629437175	-0,1990974627	-144,85635490	-29,33013190	55,98213806
299	0,3309573816	-0,9598706519	0,5924213511	-94,9852070	58,62379954	-170,0257127
307	0,2047026342	-0,7219571146	0,7510979560	-45,3704626	47,20178114	-166,4739775
334	0,1102238358	-0,4262549563	0,5329795604	-15,6924459	19,62147961	-75,87984985

$\sum m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(II)}{X}_k = 10^{-4}$

$\sum m_k \overset{(I)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k = -10^{-4}$

$\sum m_k \overset{(II)}{X}_k \overset{(III)}{X}_k = 2 \cdot 10^{-4}$

Poids des modes de vibration sismique

le poids du mode de vibration (i) exprime l'importance ou l'influence de ce mode sur la force sismique latérale totale calculée en superposant tous les modes propres de vibration de la structure. ce poids est donné par

$$\epsilon_i = \frac{(\sum w_R x_{R,i})^2}{\sum w_R \cdot \sum w_R x_{R,i}^2}$$

expression dans laquelle :

w_R : masse du niveau (R)

$x_{R,i}$: composante du vecteur propre ou déplacement de la masse (R) au mode (i)

Rem : si la structure a (n) modes de vibration alors
$$\sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_i = \sum_{i=1}^{i=n} \left[\frac{(\sum_{R=1}^m w_R x_{R,i})^2}{\sum_{R=1}^m w_R \sum_{R=1}^n w_R x_{R,i}^2} \right] = 1$$

Application :

• Sens longitudinal :

1 ^{er} Mode	→	$\epsilon_1 = \frac{(1094,538)^2}{2083 \cdot 792,877} = 0,73 = 73\%$
2 ^{er} Mode	→	$\epsilon_2 = \frac{(658,719)^2}{2083 \cdot 1145,756} = 0,18 = 18\%$
3 ^{er} Mode	→	$\epsilon_3 = \frac{(329,433)^2}{2083 \cdot 1121,763} = 0,05 = 5\%$

d'où $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 96\%$

• Sens transversal :

1 ^{er} Mode	→	$\epsilon_1 = \frac{(1089,957)^2}{2083 \cdot 794,630} = 0,72 = 72\%$
2 ^{er} Mode	→	$\epsilon_2 = \frac{(653,972)^2}{2083 \cdot 1135,422} = 0,18 = 18\%$
3 ^{er} Mode	→	$\epsilon_3 = \frac{(330,276)^2}{2083 \cdot 1120,501} = 0,05 = 5\%$

d'où $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 95\%$

* Conclusion : on remarque qu'il serait très grave de négliger les modes supérieurs qui représentent un poids important (27 ÷ 28%) de la force sismique totale.

ainsi comme on peut le constater une superposition des trois premiers modes uniquement représenterait dans le sens longitudinal 96% de la force totale, ce que nous apprécions comme une bonne estimation de la force sismique - donc nous nous contenterons des trois premiers modes uniquement.

Modes de vibration du bloc (B)

Sens longitudinal			
dep	Mode (I) $\omega_1 = 9,95636768 \text{ rad/s}$	Mode (II) $\omega_2 = 23,94361992 \text{ rad/s}$	Mode (III) $\omega_3 = 38,30798148 \text{ rad/s}$
X(7)	1,000000000	1,000000000	1,000000000
X(6)	0,8881988695	0,3534174759	-0,6550948222
X(5)	0,6803618076	-0,4898749453	-1,0821816510
X(4)	0,4898060695	-0,8299298325	-0,1250260325
X(3)	0,3323947724	-0,8033561728	0,6326206969
X(2)	0,2075659315	-0,6013221089	0,8011378923
X(1)	0,1192614380	-0,3562956812	0,5790153837
X(0)	$4,45 \times 10^{-10}$	$5,18 \times 10^{-10}$	$9,42 \times 10^{-10}$

Sens transversal			
dep	Mode (I) $\omega_1 = 10,14741444 \text{ rad/s}$	Mode (II) $\omega_2 = 24,37689106 \text{ rad/s}$	Mode (III) $\omega_3 = 39,12057757 \text{ rad/s}$
X(7)	1,000000000	1,000000000	1,000000000
X(6)	0,8897252644	0,3636121758	-0,6389878908
X(5)	0,6812738278	-0,4864794630	-1,0964967040
X(4)	0,4919193429	-0,8293335785	-0,1444652984
X(3)	0,3353911448	-0,8073124858	0,6249767787
X(2)	0,2107035549	-0,6085787081	0,8081731782
X(1)	0,1150274334	-0,3642401031	0,5924596131
X(0)	$-3,45 \times 10^{-10}$	$2,21 \times 10^{-10}$	$1,16 \times 10^{-10}$

L'orthogonalité des vecteurs propres $(\sum m_k x_k^{(i)} x_k^{(j)})$ a été vérifiée comme pour le bloc A.

- poids des modes de vibration: pour un mode (i) $\rightarrow \epsilon_i = \frac{(\sum m_k x_{k,i})^2}{\sum m_k \sum m_k x_{k,i}^2}$

- Sens longitudinal:

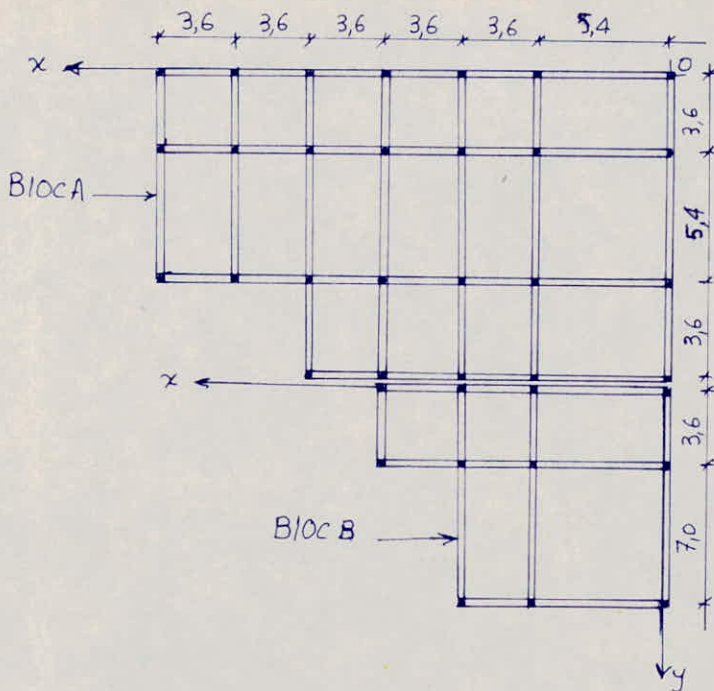
$$\left| \begin{array}{l} \epsilon_1 = 0,72 \\ \epsilon_2 = 0,17 \\ \epsilon_3 = 0,09 \end{array} \right. \Rightarrow \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0,98 = 98\%$$

- Sens transversal:

$$\left| \begin{array}{l} \epsilon_1 = 0,73 \\ \epsilon_2 = 0,18 \\ \epsilon_3 = 0,09 \end{array} \right. \Rightarrow \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0,97 = 97\%$$

Conclusion: on ne peut négliger les modes supérieurs qui représentent 25% de la force sismique totale

Determination du centre de masse et du centre de torsion.



Soit oxy un repere (pour chaque bloc) avec ox , oy paralleles aux directions principales du bahiment.

- Les coordonnees du centre de masse G_R de l'etage (k) sont $\begin{cases} x_{G_R} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ y_{G_R} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{cases}$

Niv(k)	BLOC -A-		BLOC -B-	
	$x_G^{(m)}$	$y_G^{(m)}$	$x_G^{(m)}$	$y_G^{(m)}$
7	11,04	5,92	5,48	4,77
6	10,90	6,05	5,44	4,69
5	10,92	6,05	5,45	4,69
4	10,94	6,04	5,46	4,69
3	10,95	6,03	5,50	4,67
2	10,98	6,03	5,53	4,66
1	11,00	6,02	5,55	4,64

- de même on exprimera les coordonnees du centre de torsion C_T par rapport au même repere.

Les coordonnees du centre de torsion C_T au niveau (k) sont:

$$\begin{cases} x_T = \frac{\sum R_{ky} x_R}{\sum R_{ky}} \\ y_T = \frac{\sum R_{kx} y_R}{\sum R_{kx}} \end{cases}$$

Les resultats sont resumes sur les tableaux qui suivent

* Bloc A: Centre de torsion:

Niv	Port	$R_{z,y}$	X_R	$R_{R,y} X_R$	$\Sigma R_{R,y}$	$\Sigma R_{R,y} X_R$	X_T
⑦	A	1889,80	0	0	17077,25	211771,71	12,401
	B	1889,80	23,4	44221,32			
	C	2659,53	19,8	52658,69			
	D	2659,53	16,2	43084,39			
	E	2659,53	12,6	33510,08			
	F	2659,53	9,0	23935,77			
	G	2659,53	5,4	14361,46			
⑥	A	1946,44	0	0	17586,53	218086,68	12,401
	B	1946,44	23,4	45546,70			
	C	2738,73	19,8	54226,85			
	D	2738,73	16,2	44367,43			
	E	2738,73	12,6	34507,99			
	F	2738,73	9,0	24648,57			
	G	2738,73	5,4	14789,14			
⑤	A	2016,45	0	0	17967,35	222759,00	12,398
	B	2016,45	23,4	47184,93			
	C	2786,89	19,8	55180,42			
	D	2786,89	16,2	45147,62			
	E	2786,89	12,6	35114,81			
	F	2786,89	9,0	25082,01			
	G	2786,89	5,4	15049,21			
④	A	3236,42	0	0	29037,54	360047,45	12,399
	B	3236,42	23,4	75732,23			
	C	4512,94	19,8	89356,21			
	D	4512,94	16,2	73109,63			
	E	4512,94	12,6	56863,04			
	F	4512,94	9,0	40616,46			
	G	4512,94	5,4	24369,88			
③	A	4952,56	0	0	44318,97	549504,42	12,399
	B	4952,56	23,4	115889,91			
	C	6882,77	19,8	136278,85			
	D	6882,77	16,2	111500,87			
	E	6882,77	12,6	86722,90			
	F	6882,77	9,0	61944,93			
	G	6882,77	5,4	37166,96			
②	A	7059,73	0	0	62961,91	780612,55	12,398
	B	7059,73	23,4	165197,68			
	C	9768,49	19,8	193416,10			
	D	9768,49	16,2	158249,54			
	E	9768,49	12,6	123082,97			
	F	9768,49	9,0	87916,41			
	G	9768,49	5,4	52749,85			
①	A	6252,53	0	0	55845,26	692395,71	12,398
	B	6252,53	23,4	146309,20			
	C	8668,04	19,8	171627,19			
	D	8668,04	16,2	140422,25			
	E	8668,04	12,6	109217,30			
	F	8668,04	9,0	78012,36			
	G	8668,04	5,4	46807,41			

Niv	Port	$R_{R,x}$	Y_R	$R_{R,y} Y_R$	$\Sigma R_{R,x}$	$\Sigma R_{R,y} Y_R$	Y_T
⑦	1	4796,03	0	0	17731,01	102550,77	5,784
	2	4796,03	3,6	17265,71			
	3	4796,03	9,0	43164,27			
	4	3342,92	12,6	42120,79			
⑥	1	4893,70	0	0	18101,17	104753,50	5,787
	2	4893,70	3,6	17617,32			
	3	4893,70	9,0	44043,30			
	4	3420,07	12,6	43092,88			
⑤	1	4991,18	0	0	18477,36	107037,00	5,793
	2	4991,18	3,6	17968,25			
	3	4991,18	9,0	44920,62			
	4	3503,82	12,6	44148,13			
④	1	8163,83	0	0	30191,66	174686,39	5,786
	2	8163,83	3,6	29389,79			
	3	8163,83	9,0	73474,47			
	4	5700,17	12,6	71822,14			
③	1	12485,72	0	0	46176,30	267181,93	5,786
	2	12485,72	3,6	44948,59			
	3	12485,72	9,0	112371,48			
	4	8719,14	12,6	109861,16			
②	1	17732,08	0	0	65592,14	379612,55	5,788
	2	17732,08	3,6	63835,49			
	3	17732,08	9,0	159588,72			
	4	12395,90	12,6	156188,34			
①	1	15473,03	0	0	57340,47	332569,57	5,799
	2	15473,03	3,6	55702,91			
	3	15473,03	9,0	139257,27			
	4	10921,38	12,6	137609,39			

* Bloc B - Centre de torsion :

Niveau	Port	R_{Rx}	Y_k	$R_{Rx} Y_k$	$\sum R_{Rx} Y_k$	$\sum R_{Rx}$	$\sum Y_k$	Port	R_{Ry}	X_k	$R_{Ry} X_k$	$\sum R_{Ry} X_k$	$\sum R_{Ry}$	$\sum X_k$
⑦	7	3373,86	10,6	35762,92	52629,03	12743,92	4,130	E'	3728,63	0	0	81849,36	13420,58	6,099
	6	4685,03	3,6	16866,11				F'	"	5,4	20134,60			
	5	4685,03	0	0				G'	"	9	33557,67			
								D'	2234,69	12,6	28157,09			
⑥	7	3632,29	10,6	38502,27	56430,20	13592,25	4,152	E'	3894,53	0	0	86391,29	14089,15	6,132
	6	4979,98	3,6	18927,93				F'	"	5,4	21030,46			
	5	4979,98	0	0				G'	"	9,0	35050,77			
								D'	2405,56	12,6	30310,06			
⑤	7	5447,12	10,6	57739,47	84816,40	20489,86	4,139	E'	5948,62	0	0	130927,26	21438,49	6,107
	6	7521,37	3,6	27076,93				F'	"	5,4	32122,55			
	5	7521,37	0	0				G'	"	9,0	53537,58			
								D'	3592,63	12,6	45267,14			
④	7	7934,63	10,6	84107,08	123525,60	29833,81	4,141	E'	8663,99	0	0	190548,94	31213,20	6,105
	6	10949,59	3,6	39418,52				F'	"	5,4	46785,55			
	5	10949,59	0	0				G'	"	9,0	77975,91			
								D'	5221,23	12,6	65787,50			
③	7	11208,15	10,6	118806,39	174292,41	42033,55	4,147	E'	12146,25	0	0	267830,50	43813,71	6,113
	6	15412,70	3,6	55485,72				F'	"	5,4	65589,75			
	5	15412,70	0	0				G'	"	9,0	109316,25			
								D'	7374,96	12,6	92924,50			
②	7	15653,29	10,6	165924,87	243503,75	58752,08	4,145	E'	16897,71	0	0	372978,24	60982,91	6,116
	6	21549,69	3,6	77578,88				F'	"	5,4	91247,63			
	5	21549,69	0	0				G'	"	9,0	152079,39			
								D'	10289,78	12,6	129651,22			
①	7	13944,39	10,6	147810,53	216057,81	51859,56	4,166	E'	14516,61	0	0	325357,21	52781,42	6,164
	6	18957,58	3,6	68247,28				F'	"	5,4	78389,69			
	5	18957,58	0	0				G'	"	9,0	130649,49			
								D'	9231,59	12,6	116318,03			

Excentricités

l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion due à la mauvaise distribution des rigidités en plan, sera prise égale au max des valeurs suivantes:

$$e = \text{Max} \left[\begin{array}{l} 5\% \text{ de la plus grande dimension du bâtiment} \\ \text{excentricité théorique} \end{array} \right.$$

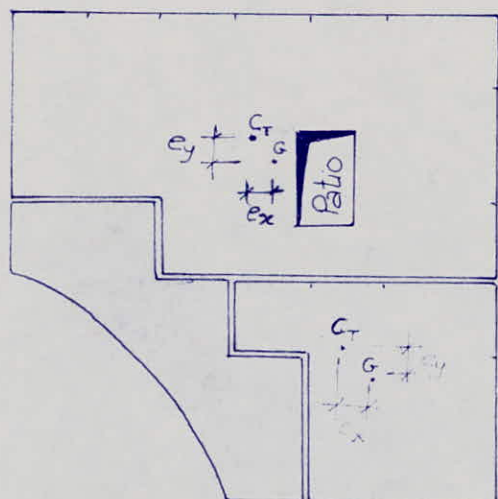
Rem: l'excentricité théorique ne doit en aucun cas dépasser 20% sinon il y a apparition d'effets secondaires dus au cisaillement qui sont très difficiles à prévoir afin de les équilibrer. Si ce cas se présente il faudrait équilibrer la distribution des rigidités pour réduire les excentricités.

Bloc A

Niv (k)	Sens longitudinal			Sens transversal		
	$e_x = X_T - X_G $	5% L	$e_x \text{ adopt}$	$e_y = Y_T - Y_G $	5% L	$e_x \text{ adopt}$
7	12,40-11,04=1,36	1,17	1,36	5,92-5,78=0,14	1,17	1,17
6	12,40-10,90=1,50	1,17	1,50	6,05-5,79=0,26	1,17	1,17
5	12,40-10,92=1,48	1,17	1,48	6,05-5,79=0,26	1,17	1,17
4	12,40-10,94=1,46	1,17	1,46	6,04-5,79=0,25	1,17	1,17
3	12,40-10,95=1,45	1,17	1,45	6,03-5,79=0,24	1,17	1,17
2	12,40-10,98=1,42	1,17	1,42	6,03-5,79=0,24	1,17	1,17
1	12,40-11,00=1,40	1,17	1,40	6,02-5,80=0,22	1,17	1,17

Bloc B

Niv (k)	Sens longitudinal			Sens transversal		
	$e_x = X_T - X_G $	5% L	$e_x \text{ adopt}$	$e_y = Y_T - Y_G $	5% L	$e_x \text{ adopt}$
7	6,10-5,48=0,62	0,63	0,63	4,13-4,77=0,64	0,63	0,64
6	6,13-5,44=0,69	0,63	0,69	4,15-4,69=0,54	0,63	0,63
5	6,11-5,45=0,66	0,63	0,66	4,14-4,69=0,55	0,63	0,63
4	6,10-5,46=0,64	0,63	0,64	4,14-4,69=0,55	0,63	0,63
3	6,11-5,50=0,61	0,63	0,63	4,15-4,67=0,52	0,63	0,63
2	6,11-5,53=0,58	0,63	0,63	4,14-4,66=0,52	0,63	0,63
1	6,16-5,55=0,61	0,63	0,63	4,17-4,64=0,47	0,63	0,63



Vue en plan de la structure

Evaluation des forces sismiques

pour ceci nous utiliserons la méthode du spectre de réponse exposée dans l'Annexe (3) du "RPA 81" (Méthode d'analyse modale), cette méthode tient compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs qui ne sont plus négligés pour les structures flexibles ($T > 0,7p$) et elle donne une évaluation plus précise des forces sismiques calculées en superposant les différents modes.

- Procédure de calcul pour l'évaluation de la sollicitation sismique

- Détermination des périodes et formes propres.
- Détermination du facteur de contribution de chaque mode
- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen à chaque mode
- Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode.
- Evaluation de la sollicitation maximale résultante.

* facteur de contribution Γ_i :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n w_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n w_k \phi_{ki}^2}$$

avec :

- n = nombre total d'étages
- i = rang du mode
- k = indice du niveau
- ϕ_{ki} = Composante du vecteur propre

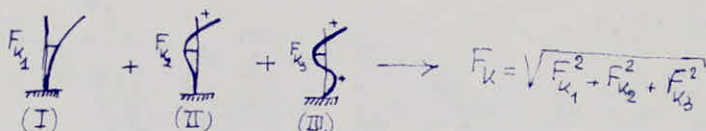
* facteur d'amplification dynamique moyen D_i :
à chaque période propre T_i correspond un facteur d'amplification dynamique D_i donné par le spectre de réponse du "RPA 81"

* Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode
l'effort au niveau (k) pour le mode (i) est donné par :

$$F_{ki} = (A D_i B Q) \Gamma_i \phi_{ki} w_k$$

* Sollicitation maximale résultante :
elle consiste en la combinaison ou superposition des réponses modales qui est un problème très délicat si on prétend chercher une superposition exacte, car tous les modes ne sont pas en phase (le déphasage étant inconnu) et une addition directe des différents modes donnerait des valeurs importantes.
pour tenir compte de ce déphasage nous allons considérer une superposition quadratique (approchée).

$$F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$$



$$F_{k1} \text{ (I)} + F_{k2} \text{ (II)} + F_{k3} \text{ (III)} \rightarrow F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

Evaluation de la force sismique totale de niveau (k) due aux trois premiers modes: bloc A:

determination du facteur de contribution $\Gamma_i = \frac{\sum W_R \phi_{Ri}}{\sum W_R \phi_{Ri}^2}$
 k: niveau
 i: mode

Sens longitudinal:

Mode	1 ^{er} Mode $T_1 = 0,832$ s				2 ^e Mode $T_2 = 0,327$ s				3 ^e Mode $T_3 = 0,208$ s				
W_R (k)	ϕ_{R1}	ϕ_{R1}^2	$W_R \phi_{R1}$	$W_R \phi_{R1}^2$	ϕ_{R2}	ϕ_{R2}^2	$W_R \phi_{R2}$	$W_R \phi_{R2}^2$	ϕ_{R3}	ϕ_{R3}^2	$W_R \phi_{R3}$	$W_R \phi_{R3}^2$	
7	273	1,000	1,000	273,000	273,000	1,000	1,000	273,000	273,000	1,000	1,000	273,000	273,000
5	289	0,911	0,830	263,279	239,870	0,421	0,177	121,669	51,153	-0,434	0,188	-125,426	54,332
5	289	0,736	0,542	212,704	156,638	-0,399	0,159	-115,311	45,951	-1,193	1,423	-344,777	411,247
4	292	0,503	0,253	146,876	73,876	-0,967	0,935	-282,364	273,020	-0,199	0,040	-58,108	11,680
3	299	0,330	0,109	98,670	32,591	-0,964	0,929	-288,236	277,771	0,589	0,347	176,111	103,573
2	307	0,205	0,042	62,935	12,894	-0,727	0,529	-223,189	162,403	0,749	0,561	229,943	172,227
1	334	0,111	0,012	37,074	4,008	-0,432	0,187	-144,288	62,458	0,535	0,286	178,690	95,524

$\Sigma \rightarrow 1094,538 \quad 792,877 \quad \Sigma \rightarrow -658,719 \quad 1145,756 \quad \Sigma \rightarrow 329,433 \quad 1121,763$
 $\Rightarrow \Gamma_1 = \frac{1094,538}{792,877} = 1,380 \quad \Rightarrow \Gamma_2 = \frac{-658,719}{1145,756} = -0,574 \quad \Rightarrow \Gamma_3 = \frac{329,433}{1121,763} = 0,294$

Sens transversal:

Mode	1 ^{er} Mode $T_1 = 0,846$ s				2 ^e Mode $T_2 = 0,332$ s				3 ^e Mode $T_3 = 0,211$ s				
W_R (k)	ϕ_{R1}	ϕ_{R1}^2	$W_R \phi_{R1}$	$W_R \phi_{R1}^2$	ϕ_{R2}	ϕ_{R2}^2	$W_R \phi_{R2}$	$W_R \phi_{R2}^2$	ϕ_{R3}	ϕ_{R3}^2	$W_R \phi_{R3}$	$W_R \phi_{R3}^2$	
7	273	1,000	1,000	273,000	273,000	1,000	1,000	273,000	273,000	1,000	1,000	273,000	273,000
5	289	0,910	0,828	262,990	239,292	0,416	0,173	120,224	49,997	-0,440	0,194	-127,160	56,066
5	289	0,739	0,546	213,571	157,794	-0,398	0,158	-115,022	45,662	-1,187	1,409	-343,043	407,201
4	292	0,506	0,256	147,752	74,752	-0,963	0,927	-281,196	270,684	-0,199	0,040	-58,108	11,680
3	299	0,331	0,110	98,969	32,890	-0,960	0,922	-287,040	275,678	0,592	0,350	176,008	104,650
2	307	0,205	0,042	62,935	12,894	-0,722	0,521	-221,654	159,947	0,751	0,564	230,557	173,148
1	334	0,110	0,012	36,740	4,008	-0,426	0,181	-142,284	60,454	0,533	0,284	178,022	94,856

$\Sigma \rightarrow 1089,957 \quad 794,630 \quad \Sigma \rightarrow -653,972 \quad 1135,422 \quad \Sigma \rightarrow 330,276 \quad 1120,601$
 $\Rightarrow \Gamma_1 = \frac{1089,957}{794,630} = 1,372 \quad \Rightarrow \Gamma_2 = \frac{-653,972}{1135,422} = -0,576 \quad \Rightarrow \Gamma_3 = \frac{330,276}{1120,601} = 0,295$

- * Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen à chaque mode :
 la valeur du coeff d'amplification dynamique au mode (D_i) dépend du type du sol et aussi de la période de vibration du bâtiment (T_i).

$$\Rightarrow \text{Sol ferme} \Rightarrow D_i = 2\sqrt{\frac{0,3}{T_i}} \\ \text{si } T_i < 0,3 \rightarrow D_i = 2,00$$

$$\text{Sens long} \rightarrow \begin{cases} \text{Mode 1} : T_1 = 0,832 \rightarrow D_1 = 1,20 \\ \text{Mode 2} : T_2 = 0,327 \rightarrow D_2 = 1,92 \\ \text{Mode 3} : T_3 = 0,208 \rightarrow D_3 = 2,00 \end{cases}$$

$$\text{Sens transv} \rightarrow \begin{cases} \text{Mode 1} : T_1 = 0,846 \rightarrow D_1 = 1,19 \\ \text{Mode 2} : T_2 = 0,332 \rightarrow D_2 = 1,90 \\ \text{Mode 3} : T_3 = 0,211 \rightarrow D_3 = 2,00 \end{cases}$$

Rem: les valeurs des coeff ci dessus sont valables pour un amortissement de 10%.

- * Facteur de comportement de la structure B :
 ce facteur dépend de la nature des contreventements.
 la structure étudiée est contreventée par des portiques autostables

$$\Rightarrow B = \frac{1}{4}$$

une structure est dite autostable si et seulement si les éléments la constituant (poutres - poteaux bien solidaires) sont capables de reprendre la totalité des charges sismiques horizontales et charges verticales dans tous les cas de combinaisons. (ce type de structure est interdit en zone III)

- * Facteur d'accélération des zones A :
 le coeff d'accélération de zone A dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.
- zone sismique : l'ouvrage sera implanté à Kouba (Alger) \Rightarrow zone II.
 - groupe d'usage : le bâtiment étudié est un bâtiment administratif à usage de bureaux, nous estimons qu'il est d'importance moyenne \Rightarrow groupe d'usage 2
- $$\Rightarrow A = 0,15$$

- * Facteur de qualité Q : ce facteur ($Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q > 1$) dépend de la distribution de la rigidité (torsion ou flexion) en élévation et du contrôle technique pendant la construction et de la symétrie en plan et aussi de la surabondance en plan..... il sera calculé dans chaque direction :

- Sens longitudinal :

• Condition minimale des files porteuses	observe	→ 0	⇒ Q = 1,2
• Surabondance en plan	observe	→ 0,1	
• Symétrie en plan	observe	→ 0	
• Régularité en élévation	(torsion) → non observe	→ 0,1	
• Contrôle de la qualité des Matériaux	observe	→ 0	
• Contrôle de la qualité de la construction	observe	→ 0	

- Sens transversal : idem Q = 1,2

Ainsi on peut calculer la force sismique F_{ki} due au mode (i) sur le niveau (k)

$$F_{ki} = \Gamma_i W_k (A D_i B Q) \phi_{ki}$$

et de la deduire la force sismique totale F_k^* au niveau (k) par une superposition quadratique des trois premiers modes :

$$F_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^3 F_{ki}^2}$$

• Sens longitudinal :

$$\begin{array}{ll} A = 0,15 & - \text{Mode 1 } (\Gamma_1 = 1,380 ; D_1 = 1,20) \\ B = 0,25 & - \text{Mode 2 } (\Gamma_2 = -0,574 ; D_2 = 1,92) \\ Q = 1,20 & - \text{Mode 3 } (\Gamma_3 = 0,294 ; D_3 = 2,00) \end{array}$$

Niv (k)	W_k (t)	Mode "1"	Mode "2"	Mode "3"	Superposition quadratique	
		$F_{k1} = \Gamma_1 W_k A D_1 B Q \phi_{k1}$	$F_{k2} = \Gamma_2 W_k A D_2 B Q \phi_{k2}$	$F_{k3} = \Gamma_3 W_k A D_3 B Q \phi_{k3}$	$F_k^* = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$	cumul
7	273	20,34	13,54	7,22	25,48	25,48
6	289	19,62	6,03	-3,32	20,79	46,27
5	289	15,85	-5,72	-9,12	19,16	65,43
4	292	10,95	-14,00	-1,54	17,84	83,27
3	299	7,35	-14,29	4,66	16,73	100,00
2	307	4,69	-11,07	6,08	13,47	113,47
1	334	2,76	-7,16	4,73	9,01	122,48

• Sens transversal :

$$\begin{array}{ll} A = 0,15 & - \text{Mode 1 } (\Gamma_1 = 1,372 ; D_1 = 1,19) \\ B = 0,25 & - \text{Mode 2 } (\Gamma_2 = -0,576 ; D_2 = 1,90) \\ Q = 1,20 & - \text{Mode 3 } (\Gamma_3 = 0,295 ; D_3 = 2,00) \end{array}$$

Niv (k)	W_k (t)	Mode "1"	Mode "2"	Mode "3"	Superposition Quadratique	
		$F_{k1} = \Gamma_1 W_k A D_1 B Q \phi_{k1}$	$F_{k2} = \Gamma_2 W_k A D_2 B Q \phi_{k2}$	$F_{k3} = \Gamma_3 W_k A D_3 B Q \phi_{k3}$	$F_k^* = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$	cumul
7	273	20,03	13,44	7,25	25,19	25,19
6	289	19,29	5,92	-3,38	20,46	45,65
5	289	15,67	-5,66	-9,11	18,99	64,64
4	292	10,84	-13,85	-1,54	17,66	82,30
3	299	7,26	-14,14	4,70	16,58	98,88
2	307	4,62	-10,92	6,12	13,34	112,22
1	334	2,69	-7,01	4,73	8,87	121,09

Evaluation des forces sismiques aux niveaux (k) dues aux trois premiers modes

Bloc B

Nous utiliserons comme pour le bloc(A) la methode d'analyse modale exposee dans l'annexe(3) du RPA 81 car le comportement dynamique du bloc B. indique qu'il est tres flexible donc les modes superieurs ont un effet qu'il n'y a pas lieu de negliger. La grande flexibilite constatee dans les calculs pour les bloc A et B implique une tres grande aptitude a la deformation par flexion, en d'autres termes une grande possibilite de dissiper l'energie apportee par le seisme ce qui evite les ruptures cassantes ou brutale car les deux structures sont tres ductiles.

* Facteur de contribution du mode (i) :
$$\Gamma_i = \frac{\sum W_R \phi_{Ri}}{\sum W_R \phi_{Ri}^2}$$
 W_R : masse du niveau (k)
 ϕ_{Ri} : composante du vecteur propre au mode (i)

Sens longitudinal :

Mode	1 ^{er} Mode $T_1 = 0,631$ s				2 ^{er} Mode $T_2 = 0,262$ s				3 ^{er} Mode $T_3 = 0,164$ s				
N ^o	$\frac{W_R}{(E)R}$	ϕ_{R1}	ϕ_{R1}^2	$W_R \phi_{R1}$	$W_R \phi_{R1}^2$	ϕ_{R2}	ϕ_{R2}^2	$W_R \phi_{R2}$	$W_R \phi_{R2}^2$	ϕ_{R3}	ϕ_{R3}^2	$W_R \phi_{R3}$	$W_R \phi_{R3}^2$
7	141	1,000	1,000	141,000	141,000	1,000	1,000	141,000	141,000	1,000	1,000	141,000	141,000
6	156	0,888	0,789	138,528	123,084	0,353	0,125	55,068	19,500	-0,655	0,429	-102,180	66,924
5	157	0,680	0,462	106,760	72,534	-0,490	0,240	-76,930	37,680	-1,082	1,171	-169,874	183,847
4	160	0,490	0,240	78,400	38,400	-0,830	0,689	-132,800	110,240	-0,125	0,016	-20,000	2,560
3	164	0,332	0,110	54,448	18,040	-0,803	0,645	-131,692	105,780	0,633	0,401	103,812	65,764
2	168	0,208	0,043	34,944	7,224	-0,601	0,361	-100,968	60,648	0,801	0,642	134,568	107,856
1	196	0,112	0,013	21,952	2,548	-0,356	0,127	-69,776	24,892	0,579	0,335	113,484	65,660
		$\Sigma \rightarrow$		576,032	402,830	$\Sigma \rightarrow$		-316,098	499,740	$\Sigma \rightarrow$		200,810	633,611
				$\Rightarrow \Gamma_1 = \frac{576,032}{402,830} = 1,430$				$\Rightarrow \Gamma_2 = \frac{-316,098}{499,740} = -0,633$				$\Rightarrow \Gamma_3 = \frac{200,810}{633,611} = 0,317$	

Sens transversal :

	1 ^{er} Mode $T_1 = 0,619$ s				2 ^{er} Mode $T_2 = 0,258$ s				3 ^{er} Mode $T_3 = 0,161$ s				
N ^o	$\frac{W_R}{(E)R}$	ϕ_{R1}	ϕ_{R1}^2	$W_R \phi_{R1}$	$W_R \phi_{R1}^2$	ϕ_{R2}	ϕ_{R2}^2	$W_R \phi_{R2}$	$W_R \phi_{R2}^2$	ϕ_{R3}	ϕ_{R3}^2	$W_R \phi_{R3}$	$W_R \phi_{R3}^2$
7	141	1,000	1,000	141,000	141,000	1,000	1,000	141,000	141,000	1,000	1,000	141,000	141,000
6	156	0,890	0,792	138,840	123,552	0,364	0,132	56,784	20,592	-0,639	0,408	-99,684	63,648
5	157	0,681	0,464	106,917	72,848	-0,486	0,236	-76,302	37,052	-1,096	1,201	-172,072	188,557
4	160	0,492	0,242	78,720	38,720	-0,829	0,687	-132,640	109,920	-0,144	0,021	-23,040	3,360
3	164	0,335	0,112	54,940	18,368	-0,807	0,651	-132,348	106,764	0,625	0,391	102,500	64,124
2	168	0,211	0,045	35,448	7,560	-0,609	0,371	-102,312	62,328	0,808	0,653	135,744	109,704
1	196	0,115	0,013	22,540	2,548	-0,364	0,132	-71,344	25,872	0,592	0,350	116,032	68,600
		$\Sigma \rightarrow$		578,405	404,596	$\Sigma \rightarrow$		-317,162	503,528	$\Sigma \rightarrow$		200,480	638,993
				$\Rightarrow \Gamma_1 = \frac{578,405}{404,596} = 1,430$				$\Gamma_2 = 0,630$				$\Rightarrow \Gamma_3 = \frac{200,480}{638,993} = 0,314$	

Evaluation de la force sismique F_{Ri} due au mode (i) sur le niveau (k) Bloc (B)

a partir des forces modales ainsi calculées on en déduit la force totale sismique agissant a chaque niveau (k) par superposition quadratique.

$$F_{Ri} = \Gamma_i W_R (A_i B Q) \phi_{Ri}$$

Sens longitudinal :

- A = 0,15
- B = 0,25
- Q = 1,30
- Mode 1 : ($\Gamma_1 = 1,430$; $D_1 = 1,380$)
- Mode 2 : ($\Gamma_2 = 0,633$; $D_2 = 2,000$)
- Mode 3 : ($\Gamma_3 = 0,317$; $D_3 = 2,000$)

Niv (k)	WR (t)	Mode "1"	Mode "2"	Mode "3"	Superposition quadratique	
		$F_{R1} = \Gamma_1 W_R A_1 B Q \phi_{R1}$	$F_{R2} = \Gamma_2 W_R A_2 B Q \phi_{R2}$	$F_{R3} = \Gamma_3 W_R A_3 B Q \phi_{R3}$	$F_R^* = \sqrt{F_{R1}^2 + F_{R2}^2 + F_{R3}^2}$ (t)	cumul
7	141	13,57	8,70	4,35	16,69	16,69
6	156	13,33	3,40	3,16	14,12	30,81
5	157	10,28	4,74	5,25	12,47	43,28
4	160	7,54	8,20	0,62	11,16	54,44
3	164	5,24	8,12	3,21	10,18	64,62
2	168	3,36	6,23	4,16	8,21	72,83
1	196	2,11	4,31	3,51	5,95	78,78

Sens transversal :

- A = 0,15
- B = 0,25
- Q = 1,30
- Mode 1 : ($\Gamma_1 = 1,430$; $D_1 = 1,39$)
- Mode 2 : ($\Gamma_2 = 0,630$; $D_2 = 2,00$)
- Mode 3 : ($\Gamma_3 = 0,314$; $D_3 = 2,00$)

Niv (B)	WR (t)	Mode "1"	Mode "2"	Mode "3"	Superposition quadratique	
		$F_{R1} = \Gamma_1 W_R A_1 B Q \phi_{R1}$	$F_{R2} = \Gamma_2 W_R A_2 B Q \phi_{R2}$	$F_{R3} = \Gamma_3 W_R A_3 B Q \phi_{R3}$	$F_R^* = \sqrt{F_{R1}^2 + F_{R2}^2 + F_{R3}^2}$ (t)	cumul
7	141	13,65	8,66	4,32	16,73	16,73
6	156	13,44	3,49	3,05	14,22	30,95
5	157	10,35	4,69	5,27	12,53	43,48
4	160	7,62	8,15	0,71	11,18	54,66
3	164	5,32	8,13	3,14	10,21	64,87
2	168	3,43	6,28	4,16	8,28	73,15
1	196	2,18	4,38	3,55	6,04	79,19

Deformations horizontales

pour éviter le désordre dans la structure et surtout les éléments de remplissage tels que cloisons, on vérifiera que les déplacements relatifs d'étage dus aux forces sismiques latérales sont compatibles avec les limites imposées par le règlement parasismique Algerien.
le déplacement admissible est limité à $\bar{\delta}_R = 0,0075 h$ h : hauteur de l'étage
on doit vérifier à chaque niveau :

$$\delta_R = \frac{T_R}{R_R} \times \frac{1}{2B} \ll \bar{\delta}_R = 0,0075 h$$

T_R : effort tranchant au niveau R
 R_R : Rigidité à la flexion du niveau R

• Bloc A :

Niv R	Sens longitudinal					Sens transversal				
	$T_R(t)$	$R_R(t/cm)$	$\delta_R(cm)$	$\bar{\delta}_R(cm)$	$\delta_R cum$	$T_R(t)$	$R_R(t/cm)$	$\delta_R(cm)$	$\bar{\delta}_R(cm)$	$\delta_R cum (cm)$
7	25,48	177,31	0,29	2,44	3,27	25,19	170,77	0,30	2,44	3,35
6	46,27	181,01	0,51	2,44	2,98	45,65	175,87	0,52	2,44	3,05
5	65,43	184,77	0,71	2,44	2,47	64,64	179,67	0,72	2,44	2,53
4	83,27	301,92	0,55	2,44	1,76	82,30	290,38	0,57	2,44	1,81
3	100,00	461,76	0,43	2,44	1,21	98,88	443,19	0,45	2,44	1,24
2	113,47	655,92	0,35	2,44	0,78	112,22	629,62	0,36	2,44	0,79
1	122,48	573,41	0,43	3,19	0,43	121,09	558,45	0,43	3,19	0,43

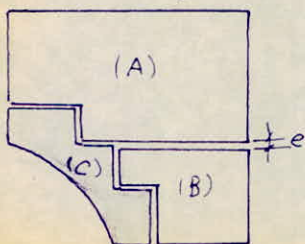
• Bloc B :

	Sens longitudinal					Sens transversal				
	$T_R(t)$	$R_R(t/cm)$	$\delta_R(cm)$	$\bar{\delta}_R(cm)$	$\delta_R cum$	$T_R(t)$	$R_R(t/cm)$	$\delta_R(cm)$	$\bar{\delta}_R(cm)$	$\delta_R cum$
7	15,41	127,44	0,24	2,44	2,35	16,73	134,21	0,25	2,44	2,29
6	32,44	135,92	0,48	2,44	2,11	30,95	140,89	0,44	2,44	2,04
5	43,95	204,89	0,43	2,44	1,63	43,48	214,39	0,41	2,44	1,60
4	54,25	298,34	0,36	2,44	1,20	54,66	312,13	0,35	2,44	1,19
3	63,65	420,34	0,30	2,44	0,84	64,87	438,14	0,30	2,44	0,84
2	71,23	587,53	0,24	2,44	0,54	73,15	609,83	0,24	2,44	0,54
1	76,72	518,59	0,30	3,19	0,30	79,19	527,81	0,30	3,19	0,30

Comme on peut le remarquer la déformation de l'ensemble est vérifiée.

• Dimensionnement du joint sismique : afin d'éviter d'avoir des interactions et des transmissions d'efforts entre les deux blocs (A) et (B) on va dimensionner le joint séparant les deux blocs en supposant que lors d'un séisme les deux blocs sont en opposition de phase et se dirigent l'un vers l'autre.

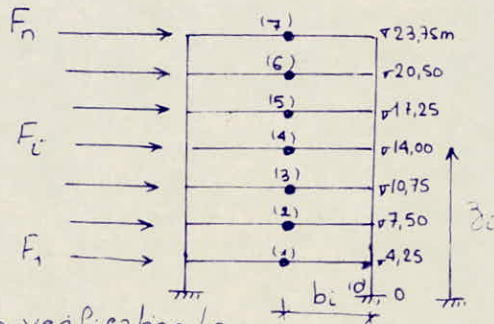
d'où la dimension du joint sismique :



$e = 3,35 + 2,29 = 5,64 \text{ cm}$ on prendra $e = 6 \text{ cm}$
3,35cm et 2,29 étant respectivement les fleches aux sommet des bloc A et B.

Verification au renversement

(RPA 81. Art 3.3.6): chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques:



Nous allons faire cette vérification / 0.

Moment de renversement dû au seisme: $M_r = \sum F_i z_i$

Moment stabilisant dû aux masses des niveaux: $M_s = \sum w_i b_i$

• BLOCA:

Sens longitudinal				Sens transversal			
F_i (t)	z_i (m)	w_i (t)	b_i (m)	F_i (t)	z_i (m)	w_i (t)	b_i (m)
25,48	23,75	273	11,04	25,19	23,75	273	5,92
20,79	20,50	289	10,90	20,46	20,50	289	6,05
19,16	17,25	289	10,92	18,99	17,25	289	6,05
17,84	14,00	292	10,92	17,66	14,00	292	6,04
16,73	10,75	299	10,95	16,58	10,75	299	6,13
13,47	7,50	307	10,98	13,34	7,50	307	6,03
9,01	4,25	334	11,00	8,87	4,25	334	6,02

$$\begin{aligned}
 \downarrow & & \downarrow & & \downarrow & & \downarrow \\
 M_r = \sum F_i z_i & & M_s = \sum w_i b_i & & M_r = \sum F_i z_i & & M_s = \sum w_i b_i \\
 = 1930,78 \text{ tm} & & = 19630,62 \text{ tm} & & = 1908,49 \text{ tm} & & = 12541,60 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{19630,62}{1930,78} = 10,2 \gg 1,5$$

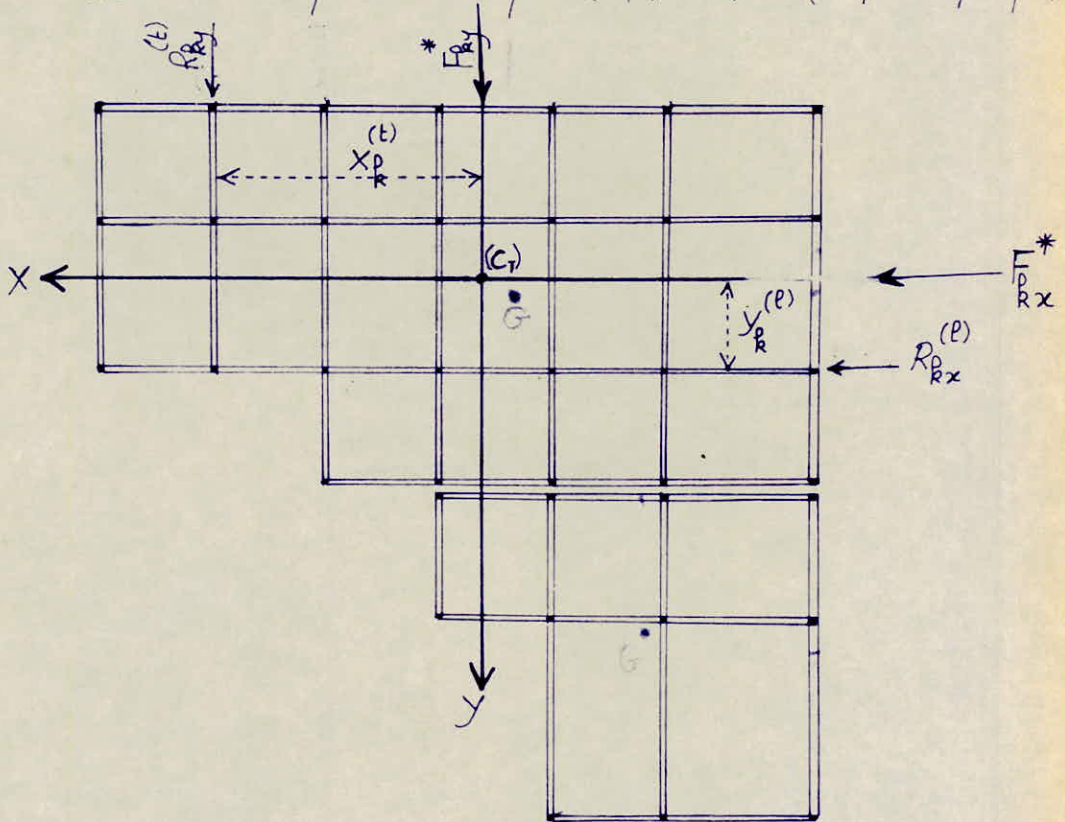
$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{12541,60}{1908,49} = 6,6 > 1,5$$

donc le bloc A. ne risque pas de se renverser et ce dans les deux sens
le bloc B. a été vérifié également.

Distribution des efforts sismiques sur les portiques:

l'effort sismique (F_k^*) du niveau (k), s'applique au centre de masse de celui-ci :
 sous l'effet des charges sismiques la structure subit une translation d'ensemble due à sa flexibilité et une rotation d'ensemble aussi autour du centre de torsion (C_T), due à la mauvaise distribution des rigidités en plan (excentricités)
 en conclusion ceci est équivalent à appliquer (F_k^*) en (C_T) avec un moment de torsion ($M = F_k^* \cdot e_k$ e_k étant l'excentricité au niveau k) d'où amplification des charges horizontales dans les portiques qui sera d'autant plus importante que la rigidité à la torsion du niveau (k) est faible -

Nous considérons dans tout ce qui suit le repère ($C_T; X, Y$) ← (chaque bloc et pour repère)



par définition la rigidité à la torsion de l'étage (k) est donnée par

$$R_{k\theta} = \sum R_{ky} X_k^2 + \sum R_{kx} Y_k^2$$

physiquement $R_{k\theta}$ exprime le moment unitaire qui en agissant sur le niveau (k) celui-ci subit une rotation unitaire

Sous l'action des forces sismiques F_{ky}^* il en résulte :

a) un effort tranchant $F_{ky}^{(t)}$ de niveau (k) dans un portique transversal (t) // F_{ky}^* donné par :

$$F_{ky}^{(t)} = F_{ky}^* = F_{ky}^* \cdot \frac{R_{ky}^{(t)}}{\sum R_{ky}^{(t)}} + F_{ky}^* \cdot \frac{R_{ky}^{(t)} \cdot X_k^{(t)}}{R_{k0}} \times e \quad (\text{transl} + \text{torsion})$$

b) un effort tranchant $F_{kx}^{(e)}$ de niveau (k) dans un portique longitudinal (e) $\perp F_{ky}^*$ donné par :

$$F_{kx}^{(e)} = F_{ky}^* \cdot \frac{R_{kx}^{(e)} \cdot Y_k^{(e)}}{R_{k0}} e \quad (\text{torsion})$$

Sous l'action des forces sismiques F_{kx}^* on obtient des expressions analogues pour :

port (e) // $F_{kx}^* \rightarrow F_{kx}^{(e)} = F_{kx}^* \cdot \frac{R_{kx}^{(e)}}{\sum R_{kx}^{(e)}} + F_{kx}^* \cdot \frac{R_{kx}^{(e)} \cdot Y_k^{(e)}}{R_{k0}} \cdot e \quad (\text{trans} + \text{torsion})$

port (t) $\perp F_{kx}^* \rightarrow F_{ky}^{(t)} = F_{kx}^* \cdot \frac{R_{ky}^{(t)} \cdot X_k^{(t)}}{R_{k0}} \times e \quad (\text{torsion})$

en conclusion :

un portique longitudinal (e) sera soumis à chaque niveau (k) à la force :

$$F_{kx}^{(e)} = \underbrace{F_{kx}^* \cdot \frac{R_{kx}^{(e)}}{\sum R_{kx}^{(e)}}}_{\text{translation}} + \underbrace{F_{kx}^* \cdot \frac{R_{kx}^{(e)} \cdot Y_k^{(e)}}{R_{k0}} e}_{\text{torsion}}$$

de même pour un portique transversal (t).

$$F_{ky}^{(t)} = \underbrace{F_{ky}^* \cdot \frac{R_{ky}^{(t)}}{\sum R_{ky}^{(t)}}}_{\text{translation}} + \underbrace{F_{ky}^* \cdot \frac{R_{ky}^{(t)} \cdot X_k^{(t)}}{R_{k0}} e}_{\text{torsion}}$$

Rigidité à la torsion - Bloc A.

Niv (k)	Port	R_{xx}	y_R	y_R^2	$R_{xx} y_R^2$	$\sum R_{xx} y_R^2$	Port	R_{xy}	x_R	x_R^2	$R_{xy} x_R^2$	$\sum R_{xy} x_R^2$	R_{xe} (tm)
⑦		4796,03	5,78	33,41	160227,7	388234,8		1889,80	11	121	228665,8	940651,7	1328886,5
		"	2,18	4,75	22792,7			"	7,4	54,76	103485,4		
		"	3,22	10,37	49727,2			2659,53	3,8	14,44	38403,6		
		"	6,82	46,51	155487,2			"	0,2	0,04	106,4		
		"	3342,92	6,82	46,51		155487,2		"	3,4	11,56		
⑥		4893,70	5,79	33,52	164056,9	396562,3		1946,44	11	121	235519,2	968727,8	1365290,1
		"	2,19	4,80	23470,7			"	7,4	54,76	106587,1		
		"	3,21	10,30	50425,2			2738,73	3,8	14,44	39547,3		
		"	6,81	46,38	158609,5			"	0,2	0,04	109,6		
		3420,07	6,81	46,38	158609,5			"	3,4	11,56	31659,7		
⑤		4991,18	5,79	33,52	167304,4	405178,5		2016,45	11	121	243990,5	992051,8	1397230,3
		"	2,19	4,80	23957,7			"	7,4	54,76	110420,8		
		"	3,21	10,30	51409,2			2786,89	3,8	14,44	40242,7		
		"	6,81	46,38	162507,2			"	0,2	0,04	111,5		
		3503,82	6,81	46,38	162507,2			"	3,4	11,56	32216,5		
④		8163,83	5,79	33,52	273651,6	661299,4		2236,42	11	121	243990,5	1601393,9	2262693,3
		"	2,19	4,80	39186,4			"	7,4	54,76	177226,4		
		"	3,21	10,30	84087,5			4512,94	3,8	14,44	65166,8		
		"	6,81	46,38	264373,9			"	0,2	0,04	180,5		
		5700,17	6,81	46,38	264373,9			"	3,4	11,56	52169,6		
③		12485,72	5,79	33,52	418521,3	1011449,4		2236,42	11	121	243990,5	2445239,5	3456688,9
		"	2,19	4,80	59931,5			"	7,4	54,76	271202,2		
		"	3,21	10,30	128602,9			6882,77	3,8	14,44	99387,2		
		"	6,81	46,38	404393,7			"	0,2	0,04	275,3		
		8719,14	6,81	46,38	404393,7			"	3,4	11,56	179564,8		
②		17732,08	5,79	33,52	594379,3	1437055,4		2236,42	11	121	243990,5	3475846,2	4912901,6
		"	2,19	4,80	85113,9			"	7,4	54,76	386590,8		
		"	3,21	10,30	182640,4			9768,48	3,8	14,44	141056,9		
		"	6,81	46,38	574921,8			"	0,2	0,04	390,7		
		12395,90	6,81	46,38	574921,8			"	3,4	11,56	112923,6		
①		15473,03	5,80	33,64	520512,7	1258850,6		2236,42	11	121	243990,5	3082191,0	4341042,6
		"	2,20	4,84	74889,5			"	7,4	54,76	342386,5		
		"	3,20	10,24	158443,8			8668,04	3,8	14,44	125166,5		
		"	6,80	46,24	505004,6			"	0,2	0,04	346,7		
		10921,38	6,80	46,24	505004,6			"	3,4	11,56	100202,5		
							"	7,0	49	424733,9			
							"	12,4	153,76	1332797,8			

Bloc A - Portiques longitudinaux sous \vec{S}_i

Niveau	Port	R_{Rx}	$\sum R_{Rx}$	F_{Rx}^*	(1)		R_{Ro}	y_R	e_{y_R}	(2)	
					$F_{Rx}^* \frac{R_{Rx}}{\sum R_{Rx}}$	$\frac{R_{Rx} y_R}{R_{Ro}}$				$F_{Rx}^* \frac{R_{Rx} y_R}{R_{Ro}}$	total
⑦	1	4796,03	17731,01	25,48	6,89	132886,5	5,78	1,17	0,62	7,51	
	2	"			6,89		2,18		0,23	7,12	
	3	"			6,89		3,22		0,35	7,24	
	4	3342,92			4,81		6,82		0,51	5,32	
⑥	1	4893,70	18101,17	20,79	5,62	1365290,1	5,79	1,17	0,50	6,12	
	2	"			5,62		2,19		0,19	5,81	
	3	"			5,62		3,21		0,28	5,90	
	4	3420,07			3,93		6,81		0,42	4,35	
⑤	1	4991,18	18477,36	19,16	5,18	1397230,3	5,79	1,17	0,46	5,64	
	2	"			5,18		2,19		0,18	5,36	
	3	"			5,18		3,21		0,26	5,44	
	4	3503,82			3,63		6,81		0,38	4,01	
④	1	8163,83	30191,66	17,84	4,82	2262693,3	5,79	1,17	0,44	5,26	
	2	"			4,82		2,19		0,16	4,98	
	3	"			4,82		3,21		0,24	5,06	
	4	5700,17			3,37		6,81		0,36	3,73	
③	1	12485,72	46176,30	16,73	4,52	3456688,9	5,79	1,17	0,41	4,93	
	2	"			4,52		2,19		0,15	4,67	
	3	"			4,52		3,21		0,23	4,75	
	4	8719,14			3,16		6,81		0,34	3,50	
②	1	17732,08	65592,14	13,47	3,64	4912901,6	5,79	1,17	0,33	3,97	
	2	"			3,64		2,19		0,12	3,76	
	3	"			3,64		3,21		0,18	3,82	
	4	12395,90			2,54		6,81		0,27	2,81	
①	1	15473,03	57340,47	9,01	2,43	4341042,6	5,80	1,17	0,22	2,65	
	2	"			2,43		2,20		0,08	2,51	
	3	"			2,43		3,20		0,12	2,55	
	4	10921,38			1,72		6,80		0,18	1,90	

Bloc A - Portiques transversaux sous \vec{ST}

Niv(b)	Port	R_{ky}	ΣR_{ky}	F_{ky}^*	(1)		R_{k0}	X_k	e_{xR}	(2)		(1)+(2)
					F_{ky}^*	$\frac{R_{ky}}{\Sigma R_{ky}}$				$F_{ky}^* \frac{R_{ky}}{R_{k0}}$	$\frac{x_{ke}}{x_e}$	
⑦	A	1889,80	17077,25	25,19	2,79	1328886,5	11	7,4	1,36	0,54	3,33	
	B	"			"					"	0,36	3,15
	C	2659,53			3,92					3,8	0,26	4,18
	D	"			"					0,2	0,01	3,93
	E	"			"					3,4	0,23	4,15
	F	"			"					7,0	0,48	4,40
	G	"			"					12,4	0,85	4,77
⑥	A	1946,44	17586,53	20,46	2,26	1365290,1	11	7,4	1,50	0,48	2,74	
	B	"			"					"	0,32	2,58
	C	2738,73			3,19					3,8	0,23	3,42
	D	"			"					0,2	0,01	3,20
	E	"			"					3,4	0,21	3,40
	F	"			"					7,0	0,43	3,62
	G	"			"					12,4	0,76	3,95
⑤	A	2016,45	17967,35	18,99	2,13	1397230,3	11	7,4	1,40	0,42	2,55	
	B	"			"					"	0,28	2,41
	C	2768,89			2,95					3,8	0,20	3,15
	D	"			"					0,2	0,01	2,96
	E	"			"					3,4	0,18	3,13
	F	"			"					7,0	0,37	3,32
	G	"			"					12,4	0,66	3,61
④	A	3236,42	29037,54	17,66	1,97	2262693,3	11	7,4	1,46	0,41	2,38	
	B	"			"					"	0,27	2,24
	C	4512,94			2,74					3,8	0,20	2,94
	D	"			"					0,2	0,01	2,75
	E	"			"					3,4	0,17	2,91
	F	"			"					7,0	0,36	3,10
	G	"			"					12,4	0,64	3,38
③	A	4952,56	44318,97	16,58	1,85	3456688,9	11	7,4	1,45	0,38	2,23	
	B	"			"					"	0,25	2,10
	C	6882,77			2,57					3,8	0,18	2,75
	D	"			"					0,2	0,01	2,58
	E	"			"					3,4	0,16	2,73
	F	"			"					7,0	0,34	2,91
	G	"			"					12,4	0,59	3,16
②	A	7059,73	62961,91	13,34	1,50	4912901,6	11	7,4	1,42	0,30	1,80	
	B	"			"					"	0,21	1,71
	C	9768,49			2,07					3,8	0,14	2,21
	D	"			"					0,2	0,01	2,08
	E	"			"					3,4	0,13	2,20
	F	"			"					7,0	0,26	2,33
	G	"			"					12,4	0,47	2,54
①	A	6252,53	55845,26	8,87	0,99	434042,6	11	7,4	1,40	0,20	1,19	
	B	"			"					"	0,13	1,12
	C	8668,04			1,38					3,8	0,09	1,47
	D	"			"					0,2	0,00	1,38
	E	"			"					3,4	0,08	1,46
	F	"			"					7,0	0,17	1,55
	G	"			"					12,4	0,31	1,69

Rigidité à la torsion - Bloc B

N° (R)	Port	R_{Rx}	y_R	y_R^2	$R_{Rx} y^2$	$\sum R_{Rx} y^2$	Port	R_{Ry}	x_R	x_R^2	$R_{Ry} x^2$	$\sum R_{Ry} x^2$	R_{tm}
7		3373,86	6,47	41,86	141229,8	222468,2		3728,63	6,10	37,21	138742,3	266342,7	488810,9
		4685,03	0,53	0,28	1311,8			3728,63	0,70	0,49	1827,0		
		4685,03	4,13	17,06	79926,6			3728,63	2,90	8,41	31357,8		
		4685,03	4,13	17,06	79926,6			2234,69	6,50	42,25	94415,6		
6		3632,29	6,45	41,60	151103,3	238352,6		3894,53	6,13	37,58	146356,4	281208,1	519560,7
		4979,98	0,55	0,30	1494,0			3894,53	0,73	0,53	2064,1		
		4979,98	4,15	17,22	85755,3			3894,53	2,87	8,24	32090,9		
		4979,98	4,15	17,22	85755,3			2405,56	6,47	41,86	100696,7		
5		5447,12	6,46	41,73	227308,3	358405,8		5948,62	6,11	37,33	222061,9	426028,8	784434,6
		7521,37	0,54	0,29	2181,2			5948,62	0,71	0,50	2974,3		
		7521,37	4,14	17,14	128916,3			5948,62	2,89	8,35	49671,0		
		7521,37	4,14	17,14	128916,3			3592,63	6,49	42,12	151321,6		
4		7934,63	6,46	41,73	331112,1	521963,4		8663,99	6,10	37,21	322387,1	620093,6	1142057,0
		10949,59	0,54	0,29	3175,4			8663,99	0,70	0,49	4245,4		
		10949,59	4,14	17,14	187675,9			8663,99	2,90	8,41	72864,2		
		10949,59	4,14	17,14	187675,9			5221,23	6,50	42,25	220596,9		
3		11208,15	6,45	41,60	466259,0	736289,5		12146,25	6,11	37,33	453419,5	871547,1	1607836,6
		15412,70	0,55	0,30	4623,8			12146,25	0,71	0,50	6073,1		
		15412,70	4,15	17,22	265406,7			12146,25	2,89	8,35	101421,2		
		15412,70	4,15	17,22	265406,7			7374,96	6,49	42,12	310633,3		
2		15653,29	6,46	41,73	653211,8	1028822,9		16897,71	6,11	37,33	630791,5	1213741,8	2242564,7
		21549,69	0,54	0,29	6249,4			16897,71	0,71	0,50	8448,9		
		21549,69	4,14	17,14	369361,7			16897,71	2,89	8,35	141095,9		
		21549,69	4,14	17,14	369361,7			10289,78	6,49	42,12	433405,5		
1		13944,39	6,43	41,34	576461,1	912199,8		14516,61	6,16	37,95	550905,3	1059307,9	1971507,7
		18957,58	0,57	0,32	6066,4			14516,61	0,76	0,58	8419,6		
		18957,58	4,17	17,39	329672,3			14516,61	2,84	8,07	117149,0		
		18957,58	4,17	17,39	329672,3			9231,59	6,44	41,47	382834,0		

Bloc B - Portiques longitudinaux.

Niv ^p	Port	$R_{Rx} (t/m)$	$\sum R_{Rx}^{th}$	(1)			(2)			(1)+(2)
				$F_{Rx}^{*(t)}$	$F_{Rx}^* \frac{R_{Rx} (t)}{\sum R_{Rx}}$	$p_{Ro}^{(t/m)}$	$y_k (m)$	e_{y_k}	$F_{Rx}^* \frac{R_{Rx} y_k}{R_{Ro}} e_{y_k}$	
⑦	5	4685,03	12743,92	16,69	6,14	488810,9	4,13	0,64	0,42	6,56
	6	"			"		0,53		0,05	6,19
	7	3373,86			4,42		6,47		0,48	4,90
⑥	5	4979,98	13592,25	14,12	5,17	519560,7	4,15	0,63	0,35	5,52
	6	"			"		0,55		0,05	5,22
	7	3632,29			3,77		6,45		0,40	4,17
⑤	5	7521,37	20489,86	12,47	4,58	784434,6	4,14	0,63	0,31	4,89
	6	"			"		0,54		0,04	4,62
	7	5447,12			3,32		6,46		0,35	3,67
④	5	10949,59	29833,81	11,16	4,10	1142057,0	4,14	0,63	0,28	4,38
	6	"			"		0,54		0,04	4,14
	7	7934,63			2,97		6,46		0,32	3,29
③	5	15412,70	42033,55	10,18	3,73	1607836,6	4,15	0,63	0,26	3,99
	6	"			"		0,55		0,03	3,76
	7	11208,15			2,71		6,45		0,29	3,00
②	5	21549,69	58752,68	8,21	3,01	2242564,7	4,14	0,63	0,21	3,22
	6	"			"		0,54		0,03	3,04
	7	15653,29			2,19		6,46		0,23	2,42
①	5	18957,58	51859,56	5,95	2,18	1971507,7	4,17	0,63	0,17	2,33
	6	"			"		0,57		0,02	2,20
	7	13944,39			1,60		6,43		0,15	1,77

Bloc B : Portiques transversaux :

Niv ^p	Porte	$R_{ky} \text{ t/m}$	$\sum R_{ky} \text{ t/m}$	$F_{ky}^{(*)}$	$F_{ky}^{*} \frac{R_{ky}^{(b)}}{\sum R_{ky}}$	$R_{Ro}^{(a)}$	$X_R^{(m)}$	$e_{X_R}^{(m)}$	$F_{y_R}^{*} \frac{R_{ky} X_R}{R_{Ro}}$	transl + Torsion
⑦	D'	2234,69	13420,58	16,73	2,79	488810,9	6,50	0,63	0,31	3,10
	E'	3728,63			4,65		2,90		0,23	4,88
	F'	"			4,65		0,70		0,06	4,71
	G'	"			4,65		6,10		0,49	5,14
⑥	D'	2405,56	14089,15	14,22	2,43	519560,7	6,47	0,69	0,28	2,71
	E'	3894,53			3,93		2,87		0,21	4,14
	F'	"			3,93		0,73		0,05	3,98
	G'	"			3,93		6,13		0,45	4,38
⑤	D'	3592,63	21438,49	12,53	2,10	784434,6	6,49	0,66	0,23	2,33
	E'	5948,62			3,48		2,89		0,18	3,66
	F'	"			3,48		0,71		0,04	3,52
	G'	"			3,48		6,11		0,38	3,86
④	D'	5221,23	31213,20	11,18	1,87	1142057,0	6,50	0,64	0,20	2,07
	E'	8663,99			3,10		2,90		0,16	3,26
	F'	"			3,10		0,70		0,04	3,14
	G'	"			3,10		6,10		0,33	3,43
③	D'	7374,96	43813,71	10,21	1,72	1607836,6	6,49	0,63	0,18	1,90
	E'	12146,25			2,83		2,89		0,14	2,97
	F'	"			2,83		0,71		0,03	2,86
	G'	"			2,83		6,11		0,30	3,13
②	D'	10289,78	60982,91	8,28	1,40	2242564,7	6,49	0,63	0,15	1,55
	E'	16897,71			2,29		2,89		0,11	2,40
	F'	"			2,29		0,71		0,03	2,32
	G'	"			2,29		6,11		0,24	2,53
①	D'	9231,59	52781,42	6,04	1,06	1971507,7	6,44	0,63	0,11	1,83
	E'	14516,61			1,66		2,84		0,08	1,68
	F'	"			1,66		0,76		0,02	1,74
	G'	"			1,66		6,16		0,17	1,17

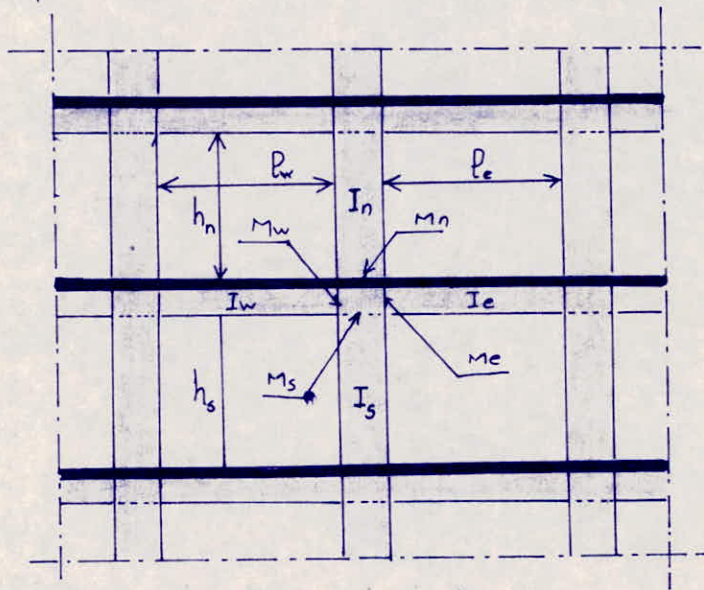
EFFORTS DANS
LES PORTIQUES

— charges verticales —

Les charges verticales agissant sur les poteaux sont les reactions des poutrelles continues calculees precedemment.

La methode utilisee est la methode de CAQUOT exposee a l'annexe A. CCBA 68 et s'applique essentiellement aux elements de planchers constituees de nervures et de poutres associees a des nervures.

. Exposé de la Methode :



On considere des hauteurs fictives de poteaux :

- $h'_n = 0,9 h_n$ si le noeud considere appartient a l'avant dernier plancher
- $h'_n = 0,8 h_n$ pour tous les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$

on considere egalement des travées fictives l'_w , l'_e .

travées intermediaires $l'_w = 0,8 l_w$; $l'_e = 0,8 l_e$.

travées de rive $l'_w = l_w$; $l'_e = l_e$.

- pour le calcul des moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui considerees comme sections dangereuses peuvent être evaluatees en ne tenant compte que des charges sollicitant les travées encadrant l'appui considere et de la resistance offerte par les tronçons inferieurs et superieur des poteaux aboutissant au noeud

pour chaque noeud du portique on calcule (I_w, I_e, I_n, I_s) qui designent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, ces moments étant évalués en supposant le béton non fissuré.

ainsi on peut calculer les raideurs fictives des \neq barres aboutissant à ce noeud.

$$k_w = \frac{I_w}{l'_w} ; k_e = \frac{I_e}{l'_e} ; k_n = \frac{I_n}{h_n} ; k_s = \frac{I_s}{h_s}$$

et $D = k_w + k_e + k_n + k_s$.

Soient q la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche. (q_e sur celle de droite).

Q_w : charge concentrée concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui.

(Q_e, a_e) sur celle de droite.

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

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

• Moments dans les section dangereuses (zone nodale...)

pour cela on répartit M'_w, M'_e sur les différents barres aboutissant au noeud suivant leurs raideurs.

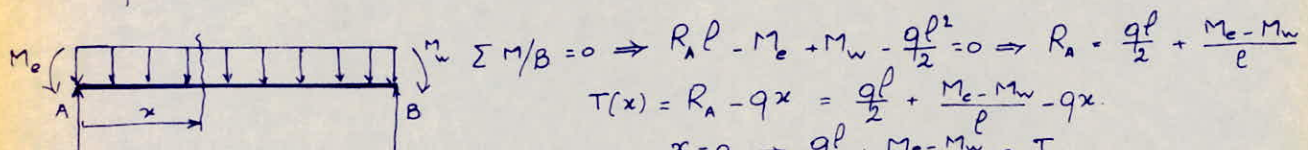
$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

• Efforts tranchants dans les poutres - efforts normaux dans les poteaux.
les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A l - M_e + M_w - \frac{q l^2}{2} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T(x) = R_A - q x = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q x$$

$$x=0 \rightarrow \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = T_e$$

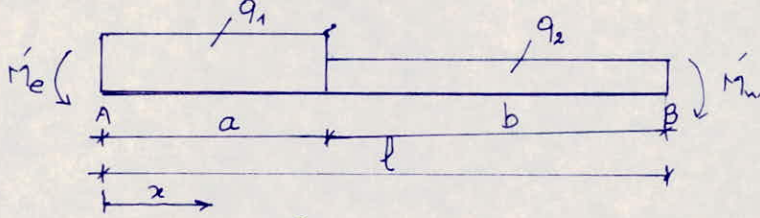
$$x=l \rightarrow \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q l = T_w$$

l'effort tranchant aux appuis

l'effort normal dans les poteaux ramené par les poutres sera.

$$N = T_e - T_w \quad T_e, T_w \text{ étant en valeurs algébriques.}$$

pour notre cas de charge :



$$M'_e = \frac{q_2 l^2}{8,5} + \int_0^a k (q_1 - q_2) l dx$$

$$\text{avec } k = \frac{1}{2,125} \cdot \frac{x}{l} \cdot \frac{l-x}{l} \cdot \frac{2l-x}{l}$$

$$\Rightarrow M'_e = \frac{q_2 l^2}{8,5} + \frac{1}{2,125} \frac{q_1 - q_2}{l^2} \int_0^a x(l-x)(2l-x) dx$$

$$M'_e = \frac{q_2 l^2}{8,5} + \frac{1}{8,5} \frac{(q_1 - q_2) a^4}{l^2}$$

de mêm on trouve :

$$M'_w = \frac{q_2 l^2}{8,5} + \frac{1}{8,5} \frac{(q_1 - q_2) (l^4 - b^4)}{l^2}$$

en distribuant les moments fixes M'_w, M'_e sur les \neq barres aboutissant au noeud et suivant leurs raideurs on obtient.

$$M_w = M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right) + M'_e \frac{k_w}{D}$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$$

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

à partir de ces moments aux noeuds on peut deduire tous les efforts (M, N, T) en toute section

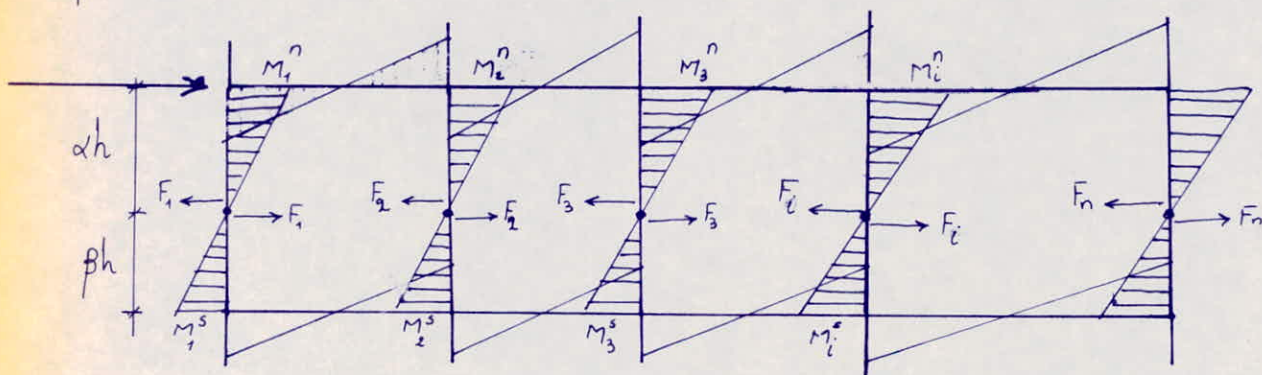
- Charges horizontales -

• Exposé de la méthode de BOWMAN :

- hypothèses de calcul : dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au 1/5 de la raideur du poteau le plus rigide on admet que :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux - les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.
- Que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et que les points de leurs inflexion se situent à :
 - 0,65 h pour le dernier niveau.
 - 0,60 h pour l'avant dernier niveau.
 - 0,55 h pour le niveau directement en dessous.
 - 0,50 h pour tous les autres niveaux -
 - 0,60 h à partir de la base du poteau au premier niveau.

pour un seul niveau :



$$\text{avec } F_i = \frac{F I_i}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

Moments flechissants ds les poteaux $\rightarrow M_i^n = F_i \cdot \alpha h$; $M_i^s = F_i \cdot \beta h$ M_i^n : Moment en tête du poteau.
 α et β étant les coefficients de BOWMAN. ($\beta = 1 - \alpha$) M_i^s : Moment à la base du poteau.

Moments flechissants ds les poutres \rightarrow le partage des moments dans les poutres sera effectué proportionnellement à leurs raideurs et doivent équilibrer les moments flechissants du poteau appartenant au noeud auquel elles aboutissent.

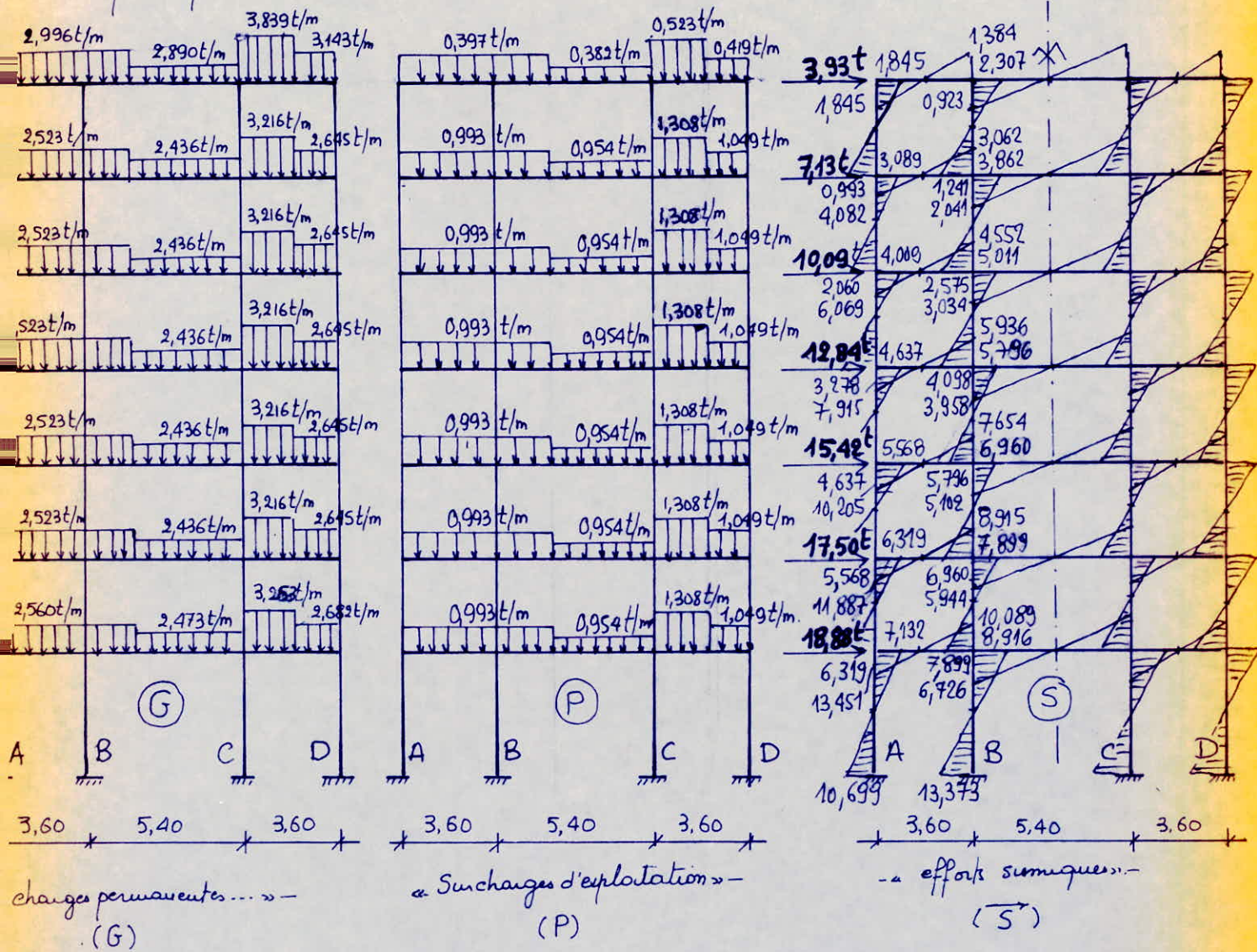
pour un noeud (i) de la file (j) $\left\{ \begin{array}{l} M_d = F_i \alpha h \cdot \frac{k_d}{k_d + k_g} \\ M_g = F_i \beta h \cdot \frac{k_g}{k_d + k_g} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} k_d = \frac{I_d}{l_d} \\ k_g = \frac{I_g}{l_g} \end{array}$

Nous avons étudié (04) portique schématisés ci dessous avec les charges leur revenant G.P (Reactions des poutrelles), \bar{S} force sismique calculée à partir des trois premiers modes de vibration.

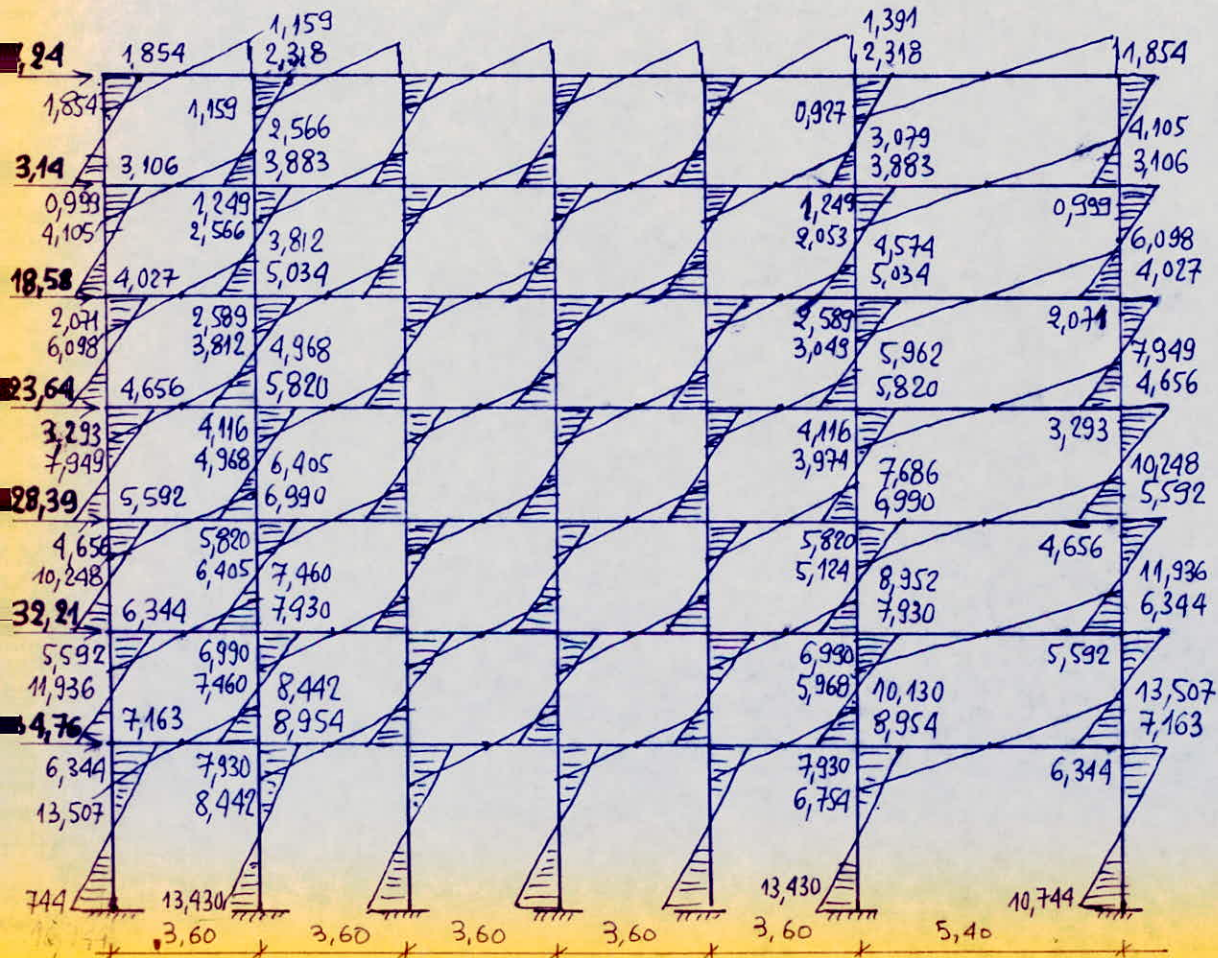
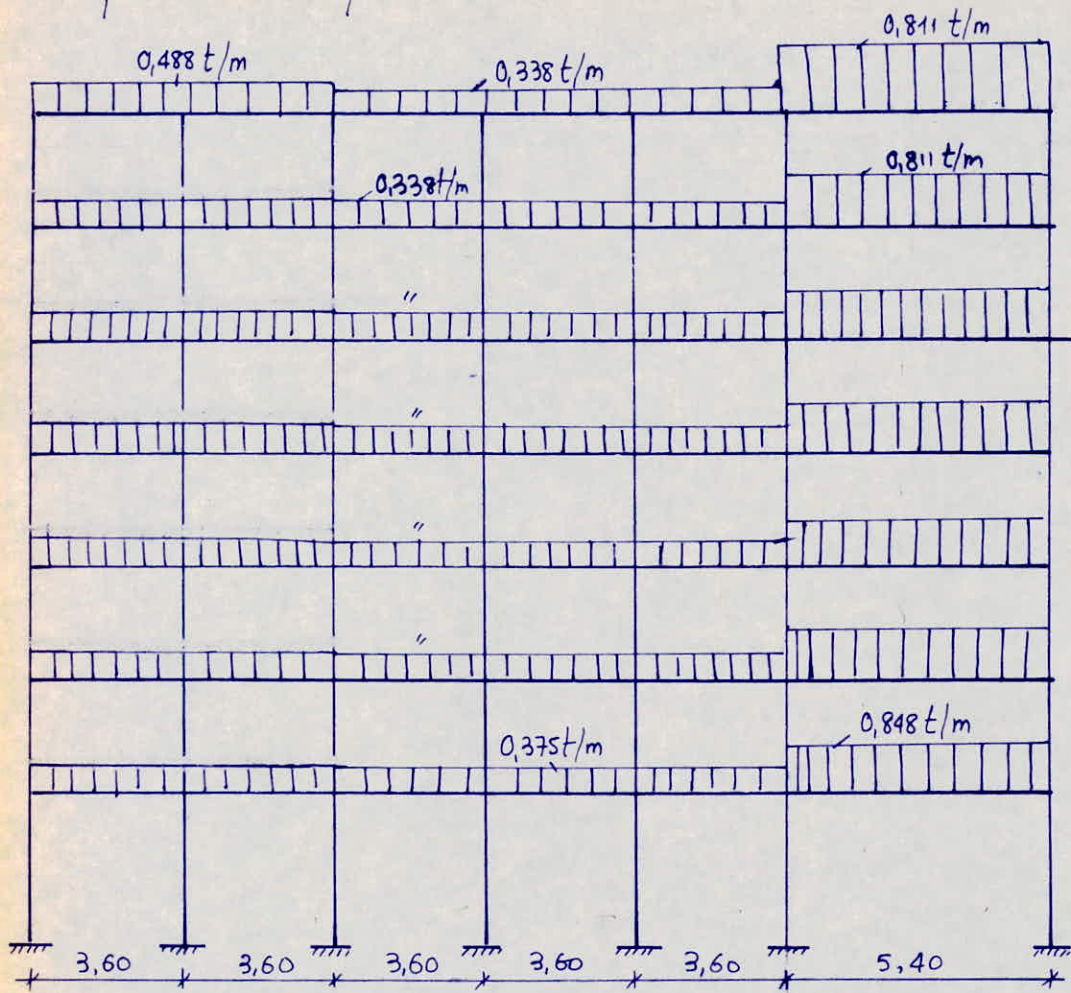
Bloc A : / Portique (D) transversal - porteur
 \ portique (3) longitudinal - non porteur.

Bloc B : / Portique (E) transversal - porteur.
 \ portique (7) longitudinal - non porteur

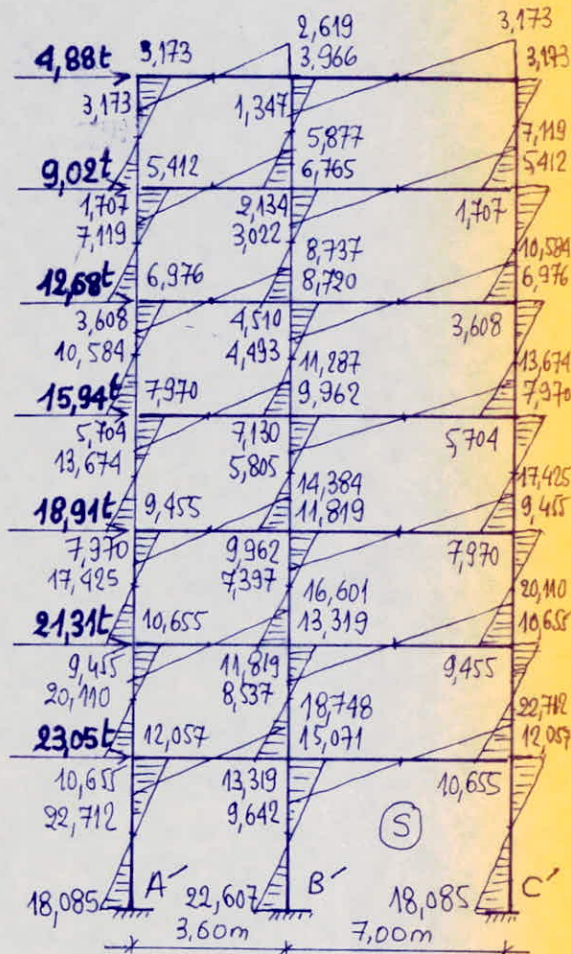
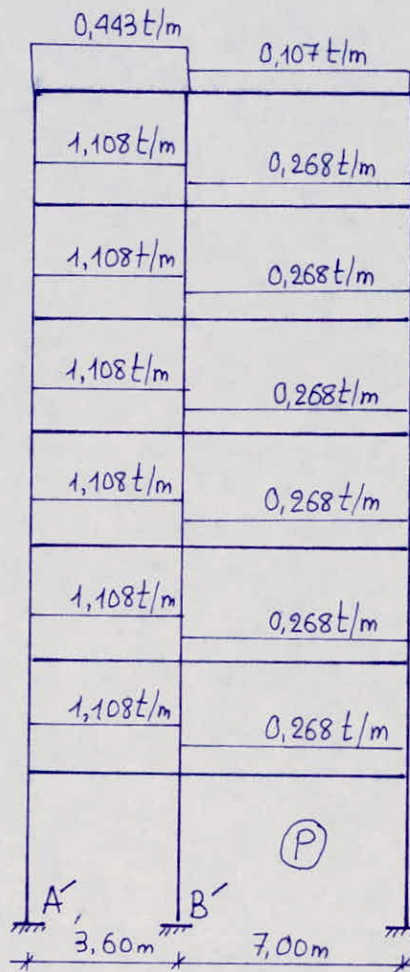
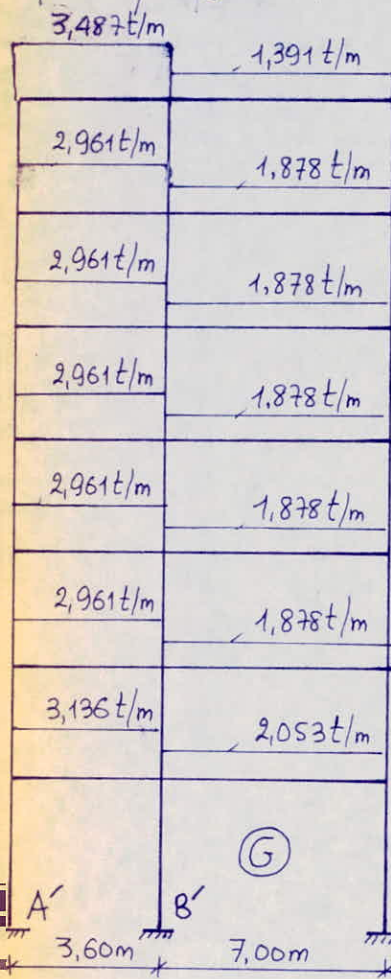
• portique (D) :



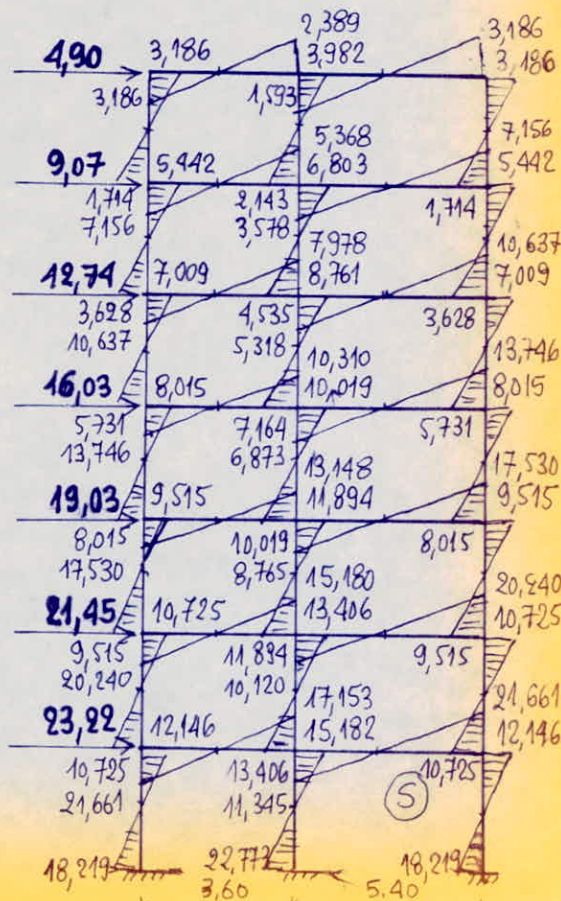
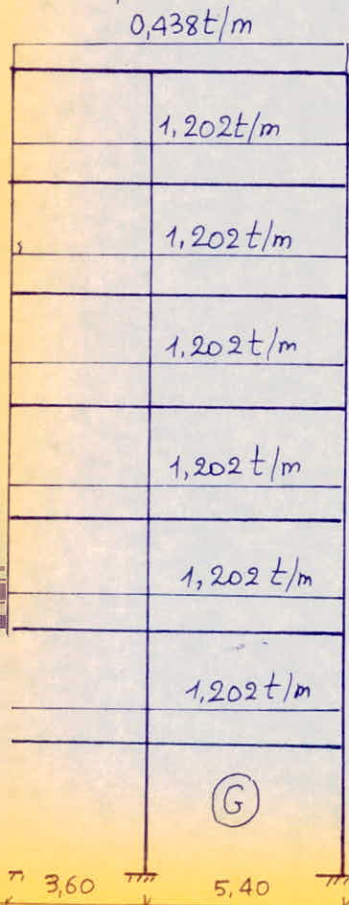
Portique (3) : Non porteur :



Portique (E')



Portique (F): non porteur.



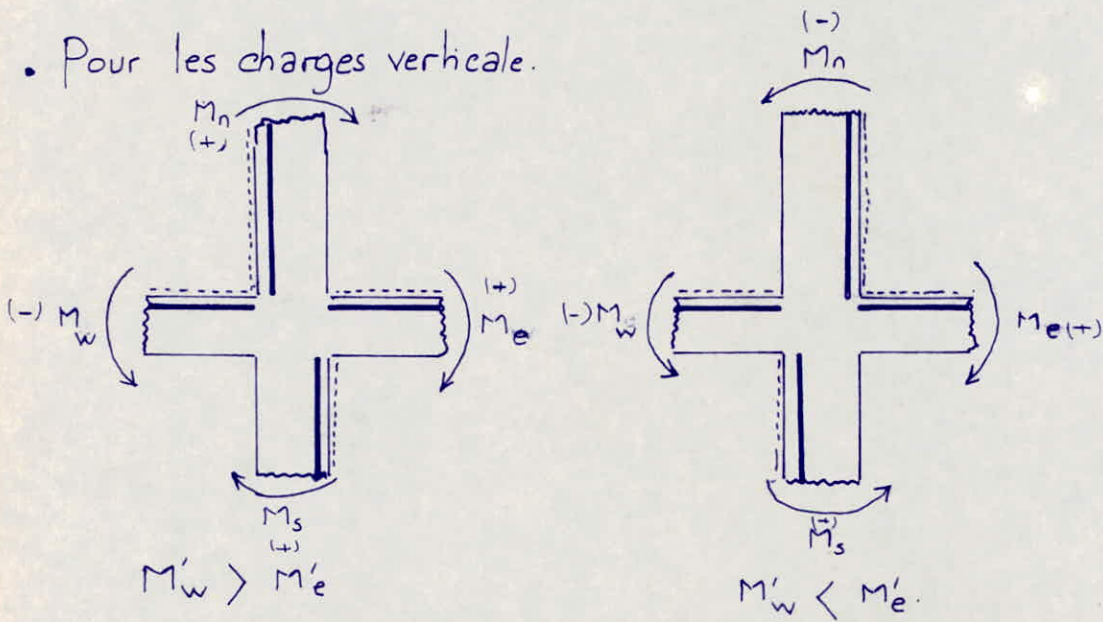
• Combinaisons des efforts: (M, N, T)

Les combinaisons des efforts sismiques et des charges verticales auxquels les elements structuraux doivent être dimensionnés sont spécifiées en l'Art 3.3.2 du RPA81 et sont données pour :

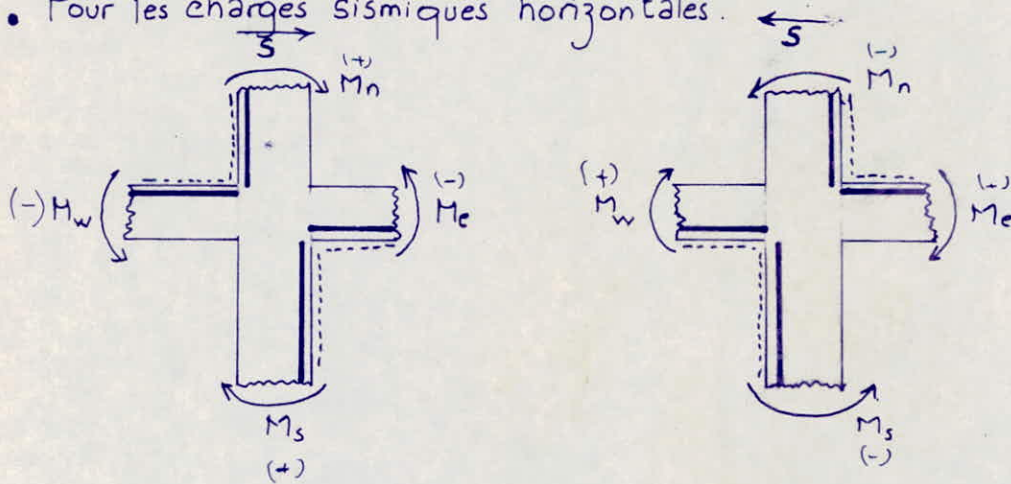
Les poutres : $G + P \pm S$; $0,8G \pm S$
 Les poteaux : $G + P \pm 1,25S$; $0,8G \pm S$.
 avec $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ P : \text{charge d'exploitation} \\ S : \text{effet des seismes} \end{array} \right.$

pour les différentes combinaisons nous avons adopté la convention de signe suivante : avec (M_w, M_e, M_n, M_s) Moments flechissants au nœud

• Pour les charges verticale.



• Pour les charges sismiques horizontales.



Moments flechissants dans les poutres (zone nodale)

portique-D.

Niv	Nœud	S		G		P		G+1,2P		G+P+S		G+P-S		0,8G+S		0,8G-S	
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e
7	1	/	-1,845	/	1,111	/	0,147	/	1,287	/	-0,587	/	3,103	/	-0,956	/	2,734
	2	-1,384	-0,923	-4,662	4,998	-0,617	0,661	-5,402	5,791	-6,663	4,736	-3,895	6,582	-5,114	3,075	-2,346	4,921
	3	-0,923	-1,384	-5,207	4,876	-0,694	0,652	-6,040	5,658	-6,824	4,144	-4,978	6,912	-5,089	2,517	-3,243	5,285
	4	-1,845	/	-1,401	/	-0,191	/	-1,630	/	-3,437	/	0,253	/	-2,956	/	0,724	/
6	5	/	-4,082	/	1,406	/	0,553	/	2,069	/	-2,123	/	6,041	/	-2,957	/	5,207
	6	-3,062	-2,041	-3,830	4,290	-1,313	1,344	-5,406	5,903	-8,205	3,593	-2,081	7,675	-6,126	1,391	-0,002	5,473
	7	-2,041	-3,062	-4,462	4,009	-1,765	1,597	-6,580	5,925	-8,268	2,544	-4,186	8,668	-5,611	-0,413	-1,529	5,711
	8	-4,082	/	-1,764	/	-0,716	/	-2,623	/	-6,562	/	1,602	/	-5,493	/	2,671	/
5	9	/	-6,069	/	1,453	/	0,571	/	2,138	/	-4,045	/	8,093	/	-4,907	/	7,231
	10	-4,552	-3,034	-3,820	4,300	-1,500	1,685	-5,620	6,322	-9,872	2,951	-0,768	9,019	-7,608	0,406	1,496	6,474
	11	-3,034	-4,552	-4,439	3,936	-1,769	1,593	-6,562	5,848	-9,242	0,977	-3,174	10,081	-6,585	-1,403	-0,517	7,701
	12	-6,069	/	-1,764	/	-0,734	/	-2,645	/	-8,567	/	3,571	/	-7,480	/	4,658	/
4	13	/	-7,915	/	1,674	/	0,659	/	2,465	/	-5,582	/	10,248	/	-6,576	/	9,254
	14	-5,936	-3,958	-3,659	4,258	-1,437	1,669	-5,383	6,297	-11,032	1,999	0,840	9,915	-8,863	-0,552	3,009	7,364
	15	-3,958	-5,936	-4,429	3,836	-1,750	1,529	-6,529	5,671	-10,137	-0,571	-2,221	11,301	-7,501	-2,867	0,415	9,005
	16	-7,915	/	-2,089	/	-0,846	/	-3,104	/	-10,850	/	4,980	/	-9,586	/	6,244	/
3	17	/	-10,205	/	2,019	/	0,795	/	2,973	/	-7,391	/	13,019	/	-8,590	/	11,820
	18	-7,654	-5,102	-3,449	4,261	-1,355	1,670	-5,075	6,265	-12,458	0,829	2,850	11,033	-10,413	-1,693	4,894	8,511
	19	-5,102	-7,654	-4,421	3,622	-1,748	1,450	-6,519	5,362	-11,271	-2,582	-1,067	12,726	-8,639	-4,756	1,565	10,552
	20	-10,205	/	-2,528	/	-1,019	/	-3,751	/	-13,752	/	6,658	/	-12,227	/	8,183	/
2	21	/	-11,887	/	2,243	/	0,883	/	3,303	/	-8,761	/	15,013	/	-10,093	/	13,681
	22	-8,915	-5,944	-3,256	4,250	-1,279	1,664	-4,791	6,247	-13,450	-0,030	4,380	11,858	-11,520	-2,544	6,310	9,344
	23	-5,944	-8,915	-4,407	3,428	-1,739	1,374	-6,494	5,077	-12,090	-4,113	-0,202	13,717	-9,470	-6,173	2,418	11,657
	24	-11,887	/	-2,806	/	-1,139	/	-4,173	/	-15,832	/	7,942	/	-14,132	/	9,642	/
1	25	/	-13,451	/	2,332	/	0,905	/	3,418	/	-10,214	/	16,688	/	-11,585	/	15,317
	26	-10,089	-6,726	-3,160	4,264	-1,224	1,645	-4,629	6,238	-14,473	-0,817	5,705	12,635	-12,617	-3,315	7,561	10,137
	27	-6,726	-10,089	-4,417	3,330	-1,717	1,318	-6,477	4,912	-12,860	-5,441	0,592	14,737	-10,260	-7,425	3,192	12,753
	28	-13,451	/	-2,905	/	-1,165	/	-4,303	/	-17,521	/	9,381	/	-15,775	/	11,127	/

1. Joints flexionnants dans les poteaux. (zone nodale)

portique-D-

N°	Nœud	S		G		P		G+1,2P		G+P+1,2S		G+P-1,2S		0,8G+S		0,8G-S	
		M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s
7	1		1,845		-1,111		-0,147		-1,287		0,956		-3,472		0,956		-2,733
	2		2,307		-0,336		-0,041		-0,385		2,391		-3,145		2,038		-2,576
	3		2,307		0,331		0,042		0,381		3,141		-2,395		2,572		-2,042
	4		1,845		1,401		0,191		-1,630		3,806		-0,622		2,966		-0,724
6	5	0,993	3,089	-0,661	-0,744	-0,260	-0,293	-0,973	-1,096	0,271	2,670	-2,113	-4,744	0,464	2,494	-1,522	-3,684
	6	1,241	3,862	-0,217	-0,244	-0,015	-0,017	-0,235	-0,264	1,257	4,373	-1,721	-4,895	1,067	3,667	-1,415	-4,057
	7	1,241	3,862	0,213	0,240	0,080	0,089	0,309	0,347	1,782	4,963	-1,196	-4,305	1,411	4,054	-1,071	-3,670
	8	0,993	3,089	0,830	0,934	0,337	0,379	1,232	1,389	2,357	5,020	-0,027	-2,394	1,657	3,836	-0,329	-2,342
5	9	2,060	4,009	-0,746	-0,726	-0,286	-0,286	-1,089	-1,069	1,440	3,799	-3,504	-5,823	1,463	3,428	-2,657	-4,590
	10	2,575	5,011	-0,239	-0,239	-0,093	-0,093	-0,351	-0,351	2,758	5,681	-3,422	-6,345	2,384	4,820	-2,766	-5,202
	11	2,575	5,011	0,251	0,251	0,088	0,088	0,357	0,357	3,429	6,352	-2,751	-5,674	2,776	5,212	-2,374	-4,810
	12	2,060	4,009	0,882	0,882	0,367	0,367	1,322	1,322	3,721	6,060	-1,223	-3,562	2,766	4,715	-1,354	-3,303
4	13	3,278	4,637	-0,587	-1,087	-0,231	-0,428	-0,864	-1,601	3,116	4,049	-4,752	-7,079	2,808	3,767	-3,748	-5,507
	14	4,098	5,796	-0,211	-0,390	-0,081	-0,151	-0,308	-0,571	4,626	6,414	-5,210	-7,496	3,929	5,484	-4,267	-6,108
	15	4,098	5,796	0,208	0,385	0,072	0,143	0,294	0,557	5,198	7,483	-4,638	-6,427	4,264	6,104	-3,932	-5,488
	16	3,278	4,637	0,735	1,363	0,292	0,549	1,085	2,022	4,961	7,476	-2,907	-3,652	3,866	5,727	-2,690	-3,547
3	17	4,637	5,568	-0,746	-1,273	-0,294	-0,501	-1,099	-1,874	4,524	4,908	-6,604	-8,456	4,040	4,550	-5,234	-6,586
	18	5,796	6,960	-0,300	-0,512	-0,116	-0,198	-0,439	-0,750	6,539	7,642	-7,371	-9,062	5,556	6,550	-6,036	-7,370
	19	5,796	6,960	0,296	0,504	0,110	0,188	0,428	0,730	7,361	9,044	-6,549	-7,660	6,033	7,363	-5,559	-6,557
	20	4,637	5,568	0,934	1,594	0,377	0,643	1,386	2,366	6,875	8,919	-4,253	-4,445	5,384	6,843	-3,890	-4,293
2	21	5,568	6,319	-0,862	-1,381	-0,339	-0,543	-1,269	-2,033	5,481	5,659	-7,883	-9,507	4,878	5,214	-6,258	-7,424
	22	6,960	7,899	-0,382	-0,612	-0,148	-0,237	-0,560	-0,896	7,822	8,630	-8,882	-10,328	6,654	7,409	-7,266	-8,389
	23	6,960	7,899	0,376	0,603	0,140	0,224	0,544	0,872	8,868	10,306	-7,836	-8,652	7,261	8,381	-6,659	-7,417
	24	5,568	6,319	1,079	1,727	0,438	0,701	1,605	2,568	8,199	10,011	-5,165	-5,155	6,431	7,701	-4,705	-4,937
1	25	6,319	7,132	-1,088	-1,244	-0,422	-0,483	-1,594	-1,824	6,073	6,831	-9,093	-10,285	5,449	6,137	-7,189	-8,127
	26	7,899	8,916	-0,515	-0,590	-0,196	-0,224	-0,750	-0,859	8,768	9,885	-10,190	-11,513	7,487	8,444	-8,311	-9,388
	27	7,899	8,916	0,507	0,580	0,186	0,212	0,730	0,834	10,172	11,491	-8,786	-9,907	8,305	9,380	-7,493	-8,452
	28	6,319	7,132	1,356	1,549	0,544	0,621	2,009	2,294	9,483	10,728	-5,683	-6,388	7,404	8,371	-5,234	-5,893
	29	10,699		-0,622		-0,242		-0,912		11,975		-13,703		10,201		-11,197	
	30	13,373		-0,295		-0,112		-0,429		15,641		-16,455		13,137		-13,609	
	31	13,373		0,290		0,106		0,417		16,444		-15,652		13,605		-13,141	
	32	10,699		0,775		0,311		1,145		13,916		-14,752		11,319		-12,319	

Moments en travée.
portique-D-

Niv	trav	S	G	P	$G+1,2P$	$G+P+S$	$G-P-S$	$0,8G+S$	$0,8G-S$
7	1-2	0,231	1,968	0,158	2,158	2,357	1,895	1,805	1,343
	2-3	0	5,533	0,594	6,246	6,127	6,127	4,426	4,426
	3-4	-0,231	2,427	0,328	2,821	2,524	2,986	1,711	2,173
6	5-6	0,511	1,469	0,676	2,280	2,656	1,634	1,686	0,664
	6-7	0	4,586	1,960	6,938	6,546	6,546	3,669	3,669
	7-8	-0,511	1,788	0,720	2,652	1,997	3,019	0,919	1,941
5	9-10	0,759	1,451	0,573	2,139	2,783	1,265	1,920	0,402
	10-11	0	4,593	1,787	6,737	6,380	6,380	3,674	3,674
	11-12	-0,759	1,824	0,713	2,680	1,778	3,296	0,700	2,218
4	13-14	0,990	1,421	0,561	2,094	2,972	0,992	2,127	0,147
	14-15	0	4,619	1,805	6,785	6,424	6,424	3,695	3,695
	15-16	-0,990	1,712	0,689	2,539	1,411	3,391	0,380	2,360
3	17-18	1,276	1,353	0,534	1,994	3,163	0,611	2,358	-0,194
	18-19	0	4,621	1,805	6,787	6,426	6,426	3,697	3,697
	19-20	-1,276	1,599	0,642	2,369	0,965	3,517	0,003	2,555
2	21-22	1,486	1,338	0,528	1,972	3,352	0,380	2,556	-0,416
	22-23	0	4,634	1,813	6,810	6,447	6,447	3,707	3,707
	23-24	-1,486	1,557	0,620	2,301	0,691	3,663	-0,240	2,732
1	25-26	1,681	1,401	0,545	2,055	3,627	0,265	2,802	-0,560
	26-27	0	4,757	1,833	6,957	6,590	6,590	3,806	3,806
	27-28	-1,681	1,616	0,635	2,378	0,570	3,932	-0,388	2,974

Efforts tranchants dans les poutres. portique-D.

N°	Nœud	S		G		P		G+1,2P		G+P+S		G+P-S		0,8G+S		0,8G-S	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
7	1	/	0,897	/	4,406	/	0,584	/	5,107	/	5,887	/	4,093	/	4,421	/	2,628
	2	0,897	0,342	-6,380	7,934	-0,845	0,994	-7,394	9,127	-6,328	9,270	-8,122	8,586	-4,207	6,689	-6,001	6,005
	3	0,342	0,897	-7,879	7,508	-0,925	1,015	-8,989	8,726	-8,462	9,420	-9,146	7,626	-5,961	6,903	-6,645	5,109
	4	0,897	/	-4,955	/	-0,665	/	-5,753	/	-4,723	/	-6,517	/	-3,067	/	-4,861	/
6	5	/	1,985	/	3,868	/	1,576	/	5,759	/	7,429	/	3,459	/	5,079	/	1,109
	6	1,985	0,756	-5,215	6,684	-1,999	2,560	-7,614	9,756	-5,229	10,000	-9,199	8,488	-2,187	6,103	-6,157	4,591
	7	0,756	1,985	-6,640	5,903	-2,668	2,462	-9,842	8,857	-8,552	10,350	-10,069	6,380	-4,556	6,707	-6,068	2,737
	8	1,985	/	-4,561	/	-1,742	/	-6,651	/	-4,318	/	-8,288	/	-1,664	/	-5,634	/
5	9	/	2,950	/	3,884	/	1,529	/	5,719	/	8,363	/	2,463	/	6,057	/	0,157
	10	2,950	1,124	-5,199	6,690	-2,046	2,623	-7,654	9,838	-4,295	10,437	-10,195	8,189	-1,209	6,476	-7,109	4,228
	11	1,124	2,950	-6,634	6,091	-2,605	2,456	-9,760	9,038	-8,115	11,497	-10,363	5,597	-4,183	7,823	-6,431	1,923
	12	2,950	/	-4,373	/	-1,748	/	-6,471	/	-3,171	/	-9,071	/	-0,548	/	-6,448	/
4	13	/	3,848	/	3,990	/	1,561	/	5,863	/	9,399	/	1,703	/	7,040	/	-0,656
	14	3,848	1,466	-5,093	6,685	-2,014	2,623	-7,510	9,833	-3,259	10,774	-10,955	7,842	-0,226	6,814	-7,922	3,882
	15	1,466	3,848	-6,639	5,973	-2,605	2,407	-9,765	8,861	-7,778	12,228	-10,710	4,532	-3,845	8,626	-6,777	0,930
	16	3,848	/	-4,491	/	-1,797	/	-6,647	/	-2,440	/	-10,136	/	0,255	/	-7,441	/
3	17	/	4,961	/	4,144	/	1,632	/	6,102	/	10,737	/	0,815	/	8,276	/	-1,646
	18	4,961	1,890	-4,939	6,687	-1,943	2,624	-7,271	9,836	-1,921	11,201	-11,843	7,421	1,010	7,240	-8,912	3,460
	19	1,890	4,961	-6,637	5,791	-2,604	2,337	-9,762	8,595	-7,351	13,089	-11,131	3,167	-3,420	9,594	-7,200	-0,328
	20	4,961	/	-4,673	/	-1,867	/	-6,913	/	-1,579	/	-11,501	/	1,223	/	-8,699	/
2	21	/	5,778	/	4,260	/	1,677	/	6,272	/	11,715	/	0,159	/	9,186	/	-2,370
	22	5,778	2,201	-4,823	6,687	-1,898	2,624	-7,101	9,836	-0,943	11,512	-12,499	7,110	1,920	7,551	-9,636	3,149
	23	2,201	5,778	-6,637	5,660	-2,604	2,283	-9,762	8,400	-7,040	13,721	-11,442	2,165	-3,109	10,306	-7,511	-1,250
	24	5,778	/	-4,804	/	-1,921	/	-7,109	/	-0,947	/	-12,503	/	1,935	/	-9,621	/
1	25	/	6,539	/	4,378	/	1,699	/	6,417	/	12,616	/	-0,462	/	10,041	/	-3,037
	26	6,539	2,491	-4,838	6,788	-1,876	2,625	-7,089	9,938	-0,175	11,904	-13,253	6,922	2,669	7,921	-10,409	2,939
	27	2,491	6,539	-6,735	5,672	-2,603	2,260	-9,859	8,384	-6,847	14,471	-11,829	1,393	-2,890	11,077	-7,879	-2,001
	28	6,539	/	-4,792	/	-1,944	/	-7,125	/	-0,197	/	-13,275	/	2,705	/	-10,373	/

- Effort normal dans les poteaux -
portique - D -

File	niv	S	G	P	G + 1,2P		G + P + 1,2S		G + P - 1,2S		0,8G + S		0,8G - S	
		N _{niv}	N _{niv}	N _{niv}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}
FILE A	7	-0,897	5,608	0,584	6,309	6,309	5,116	5,116	7,268	7,268	3,589	3,589	5,383	5,383
	6	-1,985	5,084	1,576	6,975	13,284	4,278	9,394	9,042	16,310	2,082	5,671	6,052	11,435
	5	-2,950	5,100	1,529	6,935	20,219	3,089	12,483	10,169	26,479	1,130	6,801	7,030	18,465
	4	-3,848	5,206	1,561	7,079	27,298	2,149	14,632	11,385	37,869	0,317	7,118	8,013	26,478
	3	-4,961	5,360	1,632	7,318	34,616	1,039	15,671	12,945	50,809	-0,673	6,445	9,249	35,727
	2	-5,778	5,476	1,677	7,488	42,104	0,219	15,890	14,087	64,896	-1,397	5,048	10,159	45,886
	1	-6,539	5,712	1,699	7,751	49,855	-0,436	15,454	15,258	80,154	-1,969	3,079	11,109	56,995
FILE B	7	-0,555	15,516	1,839	17,723	17,723	16,689	16,689	18,021	18,021	11,858	11,858	12,968	12,968
	6	-1,229	13,115	4,559	18,586	36,309	16,199	32,888	19,149	37,170	9,263	21,121	11,721	24,689
	5	-1,826	13,105	4,669	18,708	55,017	15,583	48,471	19,965	57,135	8,658	29,779	12,310	36,999
	4	-2,382	12,994	4,637	18,558	73,575	14,773	63,244	20,489	77,624	8,013	37,792	12,777	49,776
	3	-3,071	12,842	4,567	18,322	91,897	13,724	76,968	21,094	98,718	7,203	44,995	13,345	63,121
	2	-3,577	12,726	4,522	18,152	110,049	12,956	89,924	21,540	120,258	6,604	51,599	13,758	76,879
	1	-4,048	12,960	4,501	18,361	128,410	12,604	102,528	22,319	142,577	6,320	57,919	14,416	91,295
FILE C	7	0,555	16,589	1,940	18,917	18,917	19,195	19,195	17,863	17,863	13,826	13,826	12,716	12,716
	6	1,229	13,759	5,130	19,915	38,832	20,364	39,559	17,414	35,277	12,236	26,062	9,778	22,494
	5	1,826	13,941	5,061	20,014	58,846	21,193	60,752	16,811	52,088	12,979	39,041	9,327	31,821
	4	2,382	13,828	5,012	19,842	78,688	21,698	82,450	15,982	68,070	13,444	52,485	8,681	40,502
	3	3,071	13,644	4,941	19,573	98,261	22,270	104,720	14,900	82,970	13,986	66,471	7,844	48,346
	2	3,577	13,513	4,887	19,377	117,638	22,692	127,412	14,108	97,078	14,387	80,858	7,233	55,579
	1	4,048	13,741	4,863	19,577	137,215	23,462	150,874	13,746	110,824	15,041	95,899	6,945	62,524
FILE D	7	0,897	6,157	0,665	6,955	6,955	7,898	7,898	5,746	5,746	5,823	5,823	4,029	4,029
	6	1,985	5,777	1,742	7,867	14,822	9,901	17,799	5,137	10,883	6,607	12,430	2,637	6,666
	5	2,950	5,589	1,748	7,687	22,509	10,877	28,676	3,797	14,680	7,421	19,851	1,521	8,187
	4	3,848	5,710	1,797	7,866	30,375	12,125	40,801	2,889	17,569	8,416	28,267	0,720	8,907
	3	4,961	5,883	1,867	8,129	38,504	13,709	54,510	1,803	19,372	9,672	37,939	-0,250	8,657
	2	5,778	6,020	1,921	8,325	46,829	14,875	69,385	1,007	20,379	10,594	48,533	-0,962	7,695
	1	6,539	6,008	1,944	8,341	55,170	15,799	85,184	0,105	20,484	11,345	59,878	-1,733	5,962

Moments flechissants dans les poutres. (portique E).

N°	Z	S		G		P		G + 1,2P		G + P + S		G + P - S		0,8G + S		0,8G - S	
		M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c
7	1	/	-3,173	/	0,918	/	0,117	/	1,130	/	-2,078	/	4,268	/	-2,439	/	3,907
	2	-2,619	-1,347	-5,985	6,429	-0,554	0,555	-6,650	7,095	-9,158	5,637	-3,920	8,331	-7,407	3,796	-2,169	6,490
	3	-3,173	/	-2,569	/	-0,198	/	-2,807	/	-5,940	/	0,406	/	-5,228	/	1,118	/
6	4	/	-7,119	/	1,239	/	0,464	/	1,796	/	-5,416	/	8,822	/	-6,128	/	8,110
	5	-5,877	-3,022	-6,730	8,280	-1,386	1,390	-8,393	9,948	-13,993	6,648	-2,239	12,692	-11,261	3,602	0,493	9,646
	6	-7,119	/	-4,979	/	-0,710	/	-5,831	/	-12,808	/	1,430	/	-11,102	/	3,136	/
5	7	/	-10,584	/	1,489	/	0,557	/	2,157	/	-8,538	/	12,630	/	-9,393	/	11,775
	8	-8,737	-4,493	-6,319	8,289	-1,352	1,365	-7,941	9,927	-16,408	5,161	1,066	14,147	-13,792	2,138	3,682	11,124
	9	-10,584	/	-5,738	/	-0,819	/	-6,721	/	-17,141	/	4,027	/	-15,174	/	5,994	/
4	10	/	-13,674	/	1,854	/	0,694	/	2,687	/	-11,126	/	16,222	/	-12,191	/	15,157
	11	-11,287	-5,805	-5,740	8,381	-1,316	1,342	-7,319	9,991	-18,343	3,918	4,231	15,528	-15,897	0,900	6,695	12,510
	12	-13,674	/	-6,695	/	-0,956	/	-7,842	/	-21,325	/	6,023	/	-19,030	/	8,318	/
3	13	/	-17,425	/	2,139	/	0,800	/	3,099	/	-14,486	/	20,364	/	-15,714	/	19,136
	14	-14,384	-7,397	-5,193	8,455	-1,277	1,320	-6,725	10,039	-20,854	2,378	7,914	17,172	-18,538	-0,633	10,230	14,161
	15	-17,425	/	-7,352	/	-1,050	/	-8,612	/	-25,824	/	9,023	/	-23,307	/	11,543	/
2	16	/	-20,110	/	2,338	/	0,875	/	3,388	/	-16,897	/	23,323	/	-18,240	/	21,980
	17	-16,601	-8,537	-4,706	8,499	-1,237	1,300	-6,190	10,059	-22,544	1,262	10,658	18,336	-20,366	-1,738	12,836	15,336
	18	-20,110	/	-7,772	/	-1,109	/	-9,103	/	-28,991	/	11,229	/	-26,328	/	13,892	/
1	19	/	-22,712	/	2,430	/	0,859	/	3,461	/	-19,423	/	26,001	/	-20,768	/	24,656
	20	-18,748	-9,642	-4,875	9,121	-1,201	1,277	-6,316	10,653	-24,824	0,756	12,672	20,040	-22,648	-2,345	14,848	16,939
	21	-22,712	/	-8,371	/	-1,092	/	-9,681	/	-32,175	/	13,249	/	-29,409	/	16,015	/

- Moments flechissants dans les poteaux -
(portique E).

N°	Nœuds	S		G		P		G + 1,2P		G + P + 1,2S		G + P - 1,2S		0,8G + S		0,8G - S	
		M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s
7	1	/	+3,173	/	-0,918	/	-0,117	/	-1,058	/	2,773	/	-4,843	/	2,439	/	-3,907
	2	/	+3,966	/	-0,444	/	-0,001	/	-0,445	/	4,314	/	-5,204	/	3,611	/	-4,321
	3	/	+3,173	/	2,569	/	0,198	/	2,807	/	6,575	/	-1,041	/	5,228	/	-1,118
6	4	1,707	5,412	-0,583	-0,656	-0,218	-0,246	-0,845	-0,951	1,247	5,592	-2,849	-7,396	1,241	4,887	-2,173	-5,939
	5	2,134	6,765	-0,729	-0,820	-0,002	-0,002	-0,731	-0,820	1,830	7,296	-3,292	-8,940	1,551	6,109	-2,717	-7,421
	6	1,707	5,412	2,343	2,636	0,334	0,376	2,744	3,087	4,725	9,506	0,629	-3,482	3,581	7,521	0,167	-3,303
5	7	3,608	6,976	-0,550	-0,938	-0,206	-0,351	-0,797	-1,359	3,574	7,082	-5,086	-9,660	3,168	6,226	-4,048	-7,726
	8	4,510	8,720	-0,729	-1,242	-0,005	-0,008	-0,735	-1,252	4,678	9,214	-6,146	-11,714	3,927	7,726	-5,093	-9,714
	9	3,608	6,976	2,121	3,617	0,303	0,516	2,485	4,236	6,754	12,504	-1,906	-4,238	5,305	9,870	-1,911	-4,082
4	10	5,704	7,970	-0,712	-1,141	-0,267	-0,427	-1,032	-1,653	5,866	7,996	-7,824	-11,132	5,134	7,057	-6,274	-8,883
	11	7,130	9,962	-1,015	-1,626	-0,010	-0,016	-1,027	-1,645	7,531	10,312	-9,581	-13,596	6,318	8,661	-7,942	-11,263
	12	5,704	7,970	2,573	4,122	0,367	0,588	3,013	4,828	9,785	14,274	-3,905	-4,854	7,762	11,265	-3,646	-4,672
3	13	7,970	9,455	-0,847	-1,291	-0,317	-0,483	-1,227	-1,871	8,401	9,572	-10,728	-13,120	7,292	8,422	-8,648	-10,488
	14	9,962	11,819	-1,292	-1,969	-0,017	-0,026	-1,312	-2,000	10,645	12,188	-13,263	-16,178	8,928	10,244	-10,996	-13,394
	15	7,970	9,455	2,913	4,439	0,416	0,633	3,412	5,199	12,893	16,418	-6,235	-6,271	10,300	13,006	-5,640	-5,904
2	16	9,455	10,655	-0,949	-1,389	-0,355	-0,520	-1,375	-2,013	10,042	10,877	-12,650	-14,695	8,696	9,544	-10,214	-11,766
	17	11,819	13,319	-1,539	-2,254	-0,026	-0,037	-1,570	-2,298	12,618	13,692	-15,748	-18,274	10,588	11,516	-13,050	-15,122
	18	9,455	10,655	3,154	4,618	0,450	0,659	3,694	5,409	14,950	18,063	-7,742	-7,509	11,978	14,349	-6,932	-6,961
1	19	10,655	12,057	-1,178	-1,252	-0,416	-0,442	-1,677	-1,782	11,192	12,774	-14,380	-16,162	9,713	11,055	-11,597	-13,059
	20	13,319	15,071	-2,059	-2,187	-0,037	-0,039	-2,103	-2,234	13,887	15,859	-18,079	-20,311	11,672	13,321	-14,966	-16,821
	21	10,655	12,057	4,059	4,312	0,530	0,563	4,695	4,988	17,375	19,343	-8,197	-9,593	13,902	15,507	-7,408	-8,607
0	22	18,085	/	0,625	/	0,221	/	0,891	/	22,549	/	-20,855	/	18,586	/	-17,584	
	23	22,607	/	1,094	/	0,020	/	1,118	/	28,241	/	-26,014	/	23,482	/	-21,732	
	24	18,085	/	2,156	/	0,282	/	2,494	/	24,140	/	-19,264	/	19,810	/	-16,360	

- Moments en travée (M_t)
(portique E).

Niv	trav	S	G	P	G+1,2P	G+P+S	G+P-S	0,8G+S	0,8G-S
7	1-2	0,277	2,198	0,382	2,656	2,857	2,303	2,035	1,481
	2-3	-0,913	4,024	0,279	4,359	3,390	5,216	2,306	4,132
6	4-5	0,621	0,813	0,870	1,857	2,304	1,062	1,271	0,029
	5-6	-2,049	4,874	0,592	5,584	3,417	7,515	1,850	5,948
5	7-8	0,924	0,893	0,841	1,902	2,658	0,810	1,638	-0,210
	8-9	-3,046	4,490	0,550	5,150	1,994	8,086	0,546	6,638
4	10-11	1,194	1,000	0,790	1,948	2,984	0,596	1,994	-0,394
	11-12	-3,935	-3,965	0,493	4,557	0,523	8,393	-0,763	7,107
3	13-14	1,521	1,131	0,757	2,039	3,409	0,367	2,426	-0,616
	14-15	-5,014	3,600	0,457	4,148	-0,957	9,071	-2,134	7,894
2	16-17	1,755	1,275	0,739	2,162	3,769	0,259	2,775	-0,735
	17-18	-5,787	3,368	0,438	3,894	-1,981	9,593	3,124	8,481
1	19-20	1,982	1,428	0,765	2,346	4,175	0,211	3,124	-0,840
	20-21	-6,535	3,829	0,458	4,379	-2,248	10,822	-3,472	9,598

Efforts tranchants dans les poutres (portique E)

Niveau	Noeud	S		G		P		G + 1,2P		G + P + S		G + P - S		0,8G + S		0,8G - S	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
7	1	/	1,608	/	4,869	/	0,676	/	5,680	/	7,153	/	3,937	/	5,503	/	2,287
	2	1,608	0,646	-7,684	5,419	-0,919	0,426	-8,787	5,930	-6,995	6,491	-10,211	5,199	-9,539	4,981	-7,755	3,689
	3	0,646	/	-4,318	/	-0,323	/	-4,706	/	-3,995	/	-5,287	/	-2,808	/	-4,100	/
6	4	/	3,610	/	3,805	/	1,738	/	5,891	/	9,153	/	1,933	/	6,654	/	-0,566
	5	3,610	1,449	-6,855	7,045	-2,251	1,035	-9,556	8,287	-5,496	9,529	-12,716	6,631	-1,874	7,085	-9,094	4,187
	6	1,449	/	-6,101	/	-0,841	/	-7,110	/	-5,493	/	-8,391	/	-3,432	/	-6,330	/
5	7	/	5,367	/	3,988	/	1,714	/	6,045	/	11,069	/	0,335	/	8,557	/	-2,177
	8	5,367	2,154	-6,672	6,937	-2,215	1,016	-9,330	8,156	-3,520	10,107	-14,254	5,799	0,030	7,704	-10,705	3,396
	9	2,154	/	-6,209	/	-0,860	/	-7,241	/	-4,915	/	-9,223	/	-2,813	/	-7,121	/
4	10	/	6,934	/	4,250	/	1,822	/	6,436	/	13,006	/	-0,892	/	10,334	/	-3,534
	11	6,934	2,783	-6,410	6,814	-2,167	0,993	-9,010	8,006	-1,643	10,590	-15,511	5,024	1,806	8,234	-12,062	2,668
	12	2,783	/	-6,332	/	-0,883	/	-7,392	/	-4,432	/	-9,998	/	-2,283	/	-7,849	/
3	13	/	8,836	/	4,481	/	1,862	/	6,715	/	15,179	/	-2,493	/	12,421	/	-5,251
	14	8,836	3,546	-6,179	6,731	-2,127	0,976	-8,731	7,902	0,530	11,253	-17,142	4,161	3,893	8,931	-13,779	1,839
	15	3,546	/	-6,415	/	-0,900	/	-7,495	/	-3,769	/	-10,861	/	-1,586	/	-8,678	/
2	16	/	10,198	/	4,672	/	1,894	/	6,945	/	16,764	/	-3,632	/	13,936	/	-6,460
	17	10,198	4,092	-5,988	6,677	-2,095	0,965	-8,502	7,835	2,115	11,734	-18,281	3,550	5,408	9,434	-14,988	1,250
	18	4,092	/	-6,469	/	-0,911	/	-7,562	/	-3,288	/	-11,472	/	-1,083	/	-9,267	/
1	19	/	11,517	/	4,966	/	1,899	/	7,245	/	18,382	/	-4,652	/	15,490	/	-7,544
	20	11,517	4,622	-6,324	7,293	-2,090	0,964	-8,832	8,450	3,103	12,879	-19,931	3,635	6,458	10,456	-16,576	1,212
	21	4,622	/	-7,071	/	-0,912	/	-8,164	/	-3,360	/	-12,604	/	-1,034	/	-10,278	/

portique-E'

file	niv	S	G	P	G + 1,2P		G + P + 1,2S		G + P - 1,2S		0,8G + S		0,8G - S	
		N _{niv}	N _{niv}	N _{niv}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}	N _{niv}	N _{cum}
FILE "A"	⑦	-1,608	5,456	0,676	6,267	6,267	4,202	4,202	8,062	8,062	2,757	2,757	5,973	5,973
	⑥	-3,610	5,524	1,738	7,610	13,877	2,930	7,132	11,594	19,656	0,809	3,566	8,029	14,002
	⑤	-5,367	5,777	1,714	7,834	21,711	1,051	8,183	13,931	33,587	-0,745	2,821	9,989	23,991
	④	-6,934	6,132	1,822	8,318	30,029	-0,367	7,816	16,275	49,862	-2,028	0,793	11,840	35,831
	③	-8,836	6,435	1,862	8,669	38,698	-2,306	5,510	18,900	68,762	-3,688	-2,895	13,984	49,815
	②	-10,198	6,681	1,894	8,954	47,652	-3,663	1,847	20,813	89,575	-4,853	-7,748	15,543	65,358
	①	-11,517	7,175	1,899	9,454	57,106	-4,746	-2,899	22,894	112,469	-5,777	-13,525	17,257	82,615
FILE "B"	⑦	-0,962	13,690	1,345	15,304	15,304	13,881	13,881	16,189	16,189	9,990	9,990	11,914	11,914
	⑥	-2,161	15,619	3,286	19,562	34,866	16,312	30,193	21,498	37,687	10,334	20,324	14,656	26,570
	⑤	-3,213	15,398	3,231	19,275	54,141	14,773	44,966	22,485	60,172	9,105	29,429	15,531	42,101
	④	-4,151	15,106	3,160	18,898	73,039	13,285	58,251	23,247	83,419	7,934	37,363	16,236	58,337
	③	-5,290	14,864	3,103	18,588	91,627	11,619	69,870	24,315	107,734	6,601	43,964	17,181	75,518
	②	-6,106	14,674	3,060	18,346	109,973	10,407	80,277	25,061	132,795	5,633	49,597	17,845	93,363
	①	-6,895	15,826	3,054	19,491	129,464	10,606	90,883	27,154	159,949	5,766	55,363	19,556	112,919
FILE "C"	⑦	0,646	4,905	0,323	5,293	5,293	6,003	6,003	4,453	4,453	4,570	4,570	3,278	3,278
	⑥	1,449	7,820	0,841	8,829	14,122	10,400	16,403	6,922	11,375	7,705	12,275	4,807	8,085
	⑤	2,154	7,998	0,860	9,030	23,152	11,443	27,846	6,273	17,648	8,552	20,827	4,244	12,329
	④	2,784	8,214	0,883	9,274	32,426	12,438	40,284	5,756	23,404	9,355	30,182	3,787	16,116
	③	3,546	8,369	0,900	9,449	41,875	13,524	53,808	5,014	28,418	10,241	40,423	3,149	19,265
	②	4,092	8,478	0,911	9,571	51,446	14,299	68,107	4,479	32,897	10,874	51,297	2,690	21,955
	①	4,622	9,279	0,912	10,373	61,819	15,737	83,844	4,644	37,541	12,045	63,342	2,801	24,756

Moments fléchissants - poutres (jeu mobile), portique - 7 -

N°	Noeud	S		G		G + S		G - S		0,8 G + S		0,8 G - S	
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e
7	1	/	-3,186	/	0,173	/	-3,013	/	3,359	/	-3,048	/	3,324
	2	-2,389	-1,593	-0,899	1,064	-3,288	-0,529	1,490	2,657	-3,108	-0,742	1,670	2,444
	3	-3,186	/	-0,522	/	-3,708	/	2,664	/	-3,604	/	2,768	/
6	4	/	-7,156	/	0,698	/	-6,458	/	7,854	/	-6,598	/	7,714
	5	-5,368	-3,578	-2,299	3,006	-7,667	-0,572	3,069	6,584	-7,207	-1,173	3,529	5,983
	6	-7,156	/	-2,028	/	-9,184	/	5,128	/	-8,778	/	5,534	/
5	7	/	-10,637	/	0,801	/	-9,836	/	11,438	/	-9,996	/	11,278
	8	-7,978	-5,398	-2,147	3,013	-10,125	-2,305	5,831	8,331	-9,696	-2,908	6,260	7,728
	9	-10,637	/	-2,276	/	-12,913	/	8,361	/	-12,458	/	8,816	/
4	10	/	-13,746	/	0,935	/	-12,811	/	14,681	/	-12,998	/	14,494
	11	-10,310	-6,873	-1,950	3,043	-12,260	-3,830	8,360	9,916	-11,870	-4,439	8,750	9,307
	12	-13,746	/	-2,569	/	-16,315	/	11,177	/	-15,801	/	11,691	/
3	13	/	-17,530	/	1,024	/	-16,506	/	18,554	/	-16,711	/	18,349
	14	-13,148	-8,765	-1,778	3,058	-14,926	-5,707	11,370	11,823	-14,570	-6,319	11,726	11,211
	15	-17,530	/	-2,751	/	-20,281	/	14,779	/	-19,731	/	15,329	/
2	16	/	-20,240	/	1,075	/	-19,165	/	21,315	/	-19,380	/	21,900
	17	-15,180	-10,120	-1,633	3,056	-16,813	-7,064	13,547	13,176	-16,486	-7,675	13,874	12,565
	18	-20,240	/	-2,853	/	-23,093	/	17,387	/	-22,522	/	17,958	/
1	19	/	-21,661	/	1,057	/	-20,604	/	22,718	/	-20,815	/	22,507
	20	-17,153	-11,435	-1,943	3,306	-19,096	-8,129	15,210	14,741	-18,707	-8,790	15,599	14,080
	21	-21,661	/	-2,941	/	-24,602	/	18,720	/	-24,014	/	19,308	/

Moments flechissants - poteaux (zone nodale) portique -7-

N°	Noeud	S		G		G + 1,2S		G - 1,2S		0,8G + S		0,8G - S	
		M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s
7	1	/	3,186	/	-0,173	/	3,650	/	-3,996	/	3,048	/	-3,324
	2	/	3,922	/	-0,165	/	4,613	/	-4,943	/	3,850	/	-4,114
	3	/	3,186	/	0,522	/	4,345	/	-3,301	/	3,604	/	-2,768
6	4	1,714	-5,442	-0,329	-0,370	1,728	6,160	-2,386	-6,900	1,451	5,146	-1,977	-5,738
	5	2,143	-6,803	-0,333	-0,374	2,239	7,790	-2,905	-8,538	1,877	6,504	-2,409	-7,102
	6	1,714	5,442	0,954	1,074	3,011	7,604	-1,103	-5,456	2,477	6,301	-0,951	-4,583
5	7	3,628	7,009	-0,296	-0,505	4,058	7,906	-4,650	-8,916	3,391	6,605	-3,865	-7,413
	8	4,535	8,761	-0,320	-0,546	5,122	9,967	-5,762	-11,059	4,279	8,324	-4,791	-9,198
	9	3,628	7,009	0,841	1,434	5,195	9,845	-3,513	-6,977	4,301	8,156	-2,855	-5,862
4	10	5,731	8,015	-0,359	-0,576	6,518	9,042	-7,236	-10,194	5,444	7,554	-6,018	-8,476
	11	7,164	10,019	-0,420	-0,673	8,177	11,350	-9,017	-12,696	6,828	9,481	-7,500	-10,557
	12	-5,731	8,015	0,987	1,581	7,864	11,199	-5,890	-8,037	6,521	9,280	-4,941	-6,750
3	13	8,015	9,515	-0,406	-0,618	9,212	10,800	-10,024	-12,036	7,690	9,021	-8,340	-10,009
	14	-10,019	11,894	-0,507	-0,773	11,516	13,500	-12,530	-15,046	9,613	11,276	-10,425	-12,512
	15	8,015	9,515	0,990	1,661	10,708	13,079	-8,528	-9,757	8,887	10,844	-7,143	-8,186
2	16	9,515	10,725	-0,436	-0,639	10,982	12,231	-11,854	-13,509	9,166	10,214	-9,864	-11,236
	17	11,894	13,406	-0,577	-0,845	13,696	15,242	-14,850	-16,932	11,432	12,730	-12,356	-14,082
	18	9,515	10,725	1,157	1,695	12,575	14,565	-10,261	-11,175	10,441	12,081	-8,589	-9,369
1	19	10,725	12,146	-0,513	-0,544	12,357	14,031	-13,383	-15,119	10,315	11,711	-11,135	-12,581
	20	13,406	15,182	-0,661	-0,702	15,426	17,516	-16,748	-18,920	12,877	14,620	-13,935	15,744
	21	10,725	12,146	1,426	1,515	14,296	16,090	-11,444	-13,060	11,866	13,358	-9,584	-10,934

Efforts tranchants - poutres - portique -7-

N°	Noeud	S		G		G + S		G - S		0,8G + S		0,8G - S	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
7	1	/	3,850	/	0,587	/	4,437	/	-3,263	/	4,1320	/	-3,380
	2	3,850	0,885	-0,990	1,283	2,860	2,168	-4,840	0,398	3,058	1,911	-4,642	0,141
	3	0,885	/	-1,082	/	-0,197	/	-1,967	/	0,019	/	-1,751	/
6	4	/	3,480	/	1,719	/	5,199	/	-1,761	/	4,855	/	-2,105
	5	3,480	1,988	-2,608	3,427	0,872	5,415	-6,088	1,439	1,304	4,730	-5,566	0,754
	6	1,988	/	-3,064	/	-1,076	/	-5,052	/	-0,463	/	-4,439	/
5	7	/	5,171	/	1,789	/	6,960	/	-3,382	/	6,602	/	-3,740
	8	5,171	2,955	-2,523	3,382	2,648	6,337	-7,694	0,427	3,153	5,661	-7,189	-0,249
	9	2,955	/	-3,109	/	-0,154	/	-6,064	/	0,468	/	-5,442	/
4	10	/	6,682	/	1,882	/	8,564	/	-4,800	/	8,188	/	-5,176
	11	6,682	3,818	-2,445	3,333	4,237	7,151	-9,127	-0,485	4,726	6,484	-8,638	-1,151
	12	3,818	/	-3,158	/	0,660	/	-6,976	/	1,292	/	-6,344	/
3	13	/	8,522	/	1,954	/	10,476	/	-6,568	/	10,085	/	-6,960
	14	8,522	4,869	-2,373	3,302	6,149	8,171	-10,895	-1,567	-6,624	7,511	-10,420	-2,227
	15	4,869	/	-3,189	/	1,680	/	-8,058	/	2,318	/	-7,420	/
2	16	/	9,839	/	2,009	/	11,848	/	-7,830	/	11,446	/	-8,232
	17	9,839	5,622	-2,318	3,283	7,521	8,905	-12,157	-2,339	-7,985	8,248	-11,693	-2,996
	18	5,622	/	-3,208	/	2,414	/	-8,830	/	3,056	/	-8,188	/
1	19	/	10,782	/	2,209	/	12,991	/	-8,573	/	12,549	/	-9,015
	20	10,782	6,129	-2,701	3,750	8,081	9,879	-13,493	-2,379	8,621	9,129	-12,943	-3,129
	21	6,129	/	-3,616	/	2,513	/	-9,745	/	3,236	/	-9,022	/

FERRAILLAÏGE
DES
POUTRES

Ferrailage des Poutres

1 Armatures longitudinales:

Methode de calcul:

La methode de calcul choisie est la methode exacte

Calcul du moment resistant du beton:

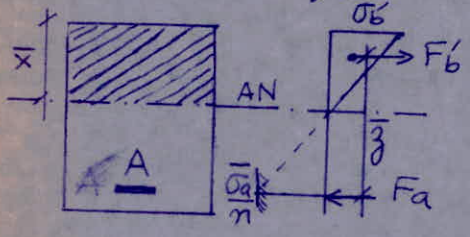
$\bar{\sigma}_b = 2 \bar{\sigma}_{b0}$ a majorer par 1,5 pour les sollicitations du 2eme genre (SP_2).

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} \quad \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}_b$$

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 \quad \begin{matrix} b: \text{largeur de la poutre.} \\ h: \text{hauteur utile.} \end{matrix}$$

Section sans armatures comprimées: ($A' = 0$)

$$M_{rb} \geq M_{ext.}$$



Equilibre des Forces

$$F_b' = F_a \quad (1)$$

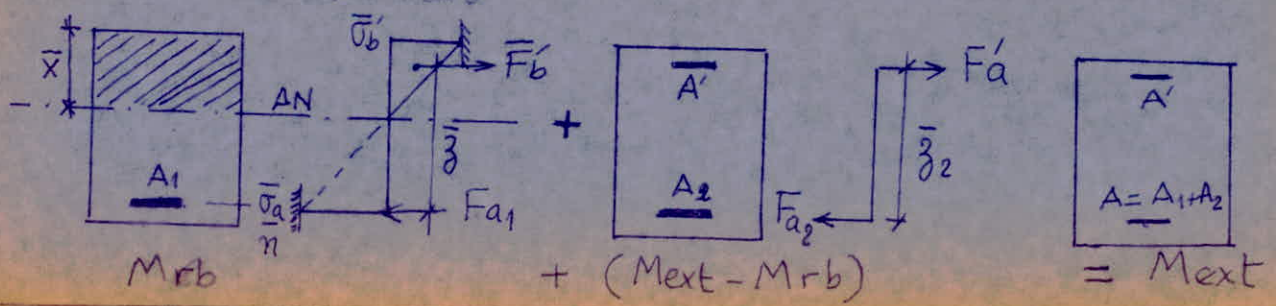
$$\sum M / \text{arm tendues} \Rightarrow M_{ext} - F_b' \bar{z} = 0 \quad (2)$$

$$M_{ext} = F_b' \bar{z} = F_a \bar{z} = A \bar{\sigma}_a \bar{z} \text{ d'ou}$$

$$A = \frac{M_{ext}}{\bar{z} \bar{\sigma}_a} = \frac{M_{ext}}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} \quad (1)$$

Section avec armatures comprimées ($A' \neq 0$)

$$M_{rb} < M_{ext}$$

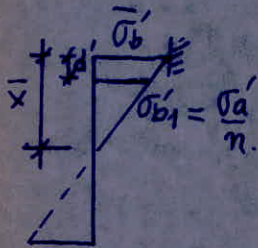


Armatures comprimées (A') \Leftrightarrow (Mext - Mrb)

Equilibre des forces : $F_a' = F_{a2}$.

ΣM /arm tendues : $\Delta M = M_{ext} - M_{rb} = F_a' z_2 = F_{a2} z_2$
 $z_2 = (h - d') \Rightarrow \Delta M = A' \sigma_a' (h - d')$ d'ou

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma_a'} \quad (2)$$



$$\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{x}} = \frac{\bar{\sigma}_{b1}}{\bar{x} - d'} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b1} = \bar{\sigma}_b \frac{\bar{x} - d'}{\bar{x}} \quad \text{d'ou}$$

$$\sigma_a' = n \bar{\sigma}_{b1} = n \bar{\sigma}_b \frac{\bar{x} - d'}{\bar{x}} = n \bar{\sigma}_b \frac{\bar{\alpha} h - d'}{\bar{\alpha}}$$

$$\sigma_a' = n \bar{\sigma}_b \frac{\bar{\alpha} - \delta'}{\bar{\alpha}} \quad \text{avec } \delta' = \frac{d'}{h}$$

donc $A' = \frac{M_{ext} - M_{rb}}{(h - d') \sigma_a'}$ avec $\sigma_a' = n \bar{\sigma}_b \frac{\bar{\alpha} - \delta'}{\bar{\alpha}}$

Armatures tendues $A = (A_1 + A_2) \Leftrightarrow (M_{rb})$

Equilibre des forces $\Rightarrow \bar{F}_b' = \bar{F}_{a1}$ et $F_a' = \bar{F}_{a2}$

1) ΣM /arm tendues $\Rightarrow M_{rb} = \bar{F}_b' \bar{z} = \bar{F}_{a1} \bar{z} = A_1 \bar{\sigma}_a \bar{z}$

$$\bar{z} = h - \frac{\bar{x}}{3} = h \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = \bar{\delta} h \quad \text{d'ou}$$

$$A_1 = \frac{M_{rb}}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a}$$

2) ΣM /arm tendues $\Rightarrow (M_{ext} - M_{rb}) = \Delta M = F_a' z_2 = F_{a2} z_2 = A_2 \bar{\sigma}_a z_2$

$$z_2 = (h - d') \Rightarrow A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a} \quad \text{d'ou}$$

$$A = A_1 + A_2 = \frac{M_{rb}}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$$

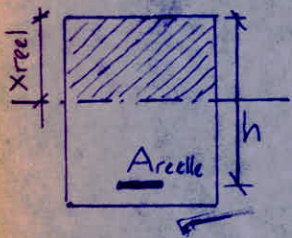
$$(2) \Rightarrow \Delta M = A'(h-d')\sigma_a \Rightarrow$$

$$A = \frac{Mrb}{\delta h \bar{\sigma}_a} + A' \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_a} \quad (3)$$

Verification des contraintes :

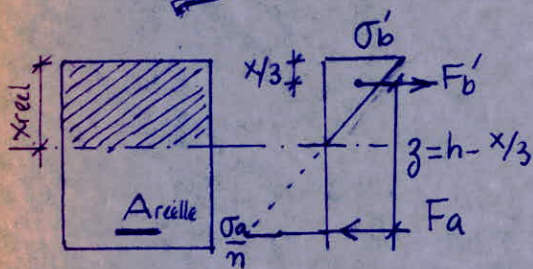
Section sans armatures comprimées :

Equation du moment statique :



$$\frac{1}{2} b x^2 - n A (h-x) = 0 \Rightarrow$$

$$A \text{ choisie } \Rightarrow x = \frac{-nA + \sqrt{(nA)^2 + 2nAhb}}{b}$$



1) $M_{ext} = F'_b z$ avec $F'_b = \frac{1}{2} \sigma'_b \times b \cdot z$

d'où

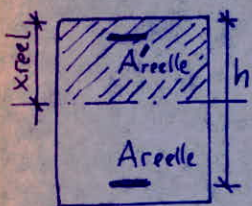
$$\sigma'_b = \frac{2 M_{ext}}{z \times b} \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}'_b$$

2) $F_a = F'_b \Rightarrow M_{ext} = F'_b z = F_a z = A \sigma_a z$ d'où

$$\sigma_a = \frac{M_{ext}}{z A} \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}_a$$

Section avec armatures comprimées :

Equation du moment statique

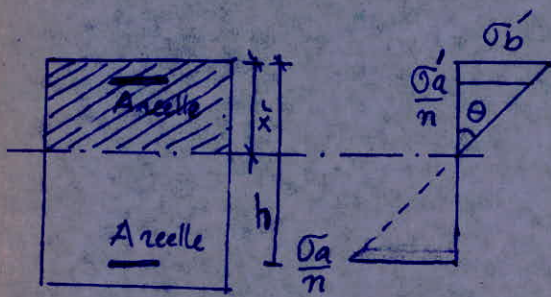


$$\frac{1}{2} b x^2 + n A' (x-d') - n A (h-x) = 0 \Rightarrow$$

$$A' \text{ et } A \text{ choisies } x = \frac{-n(A+A') + \sqrt{n(A+A')^2 + 2nb(A'd'+Ah)}}{b}$$

Calcul du moment d'inertie / axe neutre :

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + n A' (x-d')^2 + n A (h-x)^2$$



$$\operatorname{tg} \theta = k = \frac{M_{\text{ext}}}{I}$$

$$\sigma_b' = kx \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = nk(x-d') \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}_a'$$

$$\sigma_a = nk(h-x) \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}_a$$

Remarque:

Annexe A15 CCBA 68:

Les poutres seront ferrillées en flexion simple, l'effort normal étant négligeable.

La section sera déterminée pour la sollicitation σ_a plus défavorable.

A noter que :

$$\text{Si } \max \{ 1,5 M(SP_1), M(SP_2) \} = M(SP_1)$$

On calculera les aciers avec $M(SP_1)$

$$\text{Si } \max \{ 1,5 M(SP_1), M(SP_2) \} = M(SP_2)$$

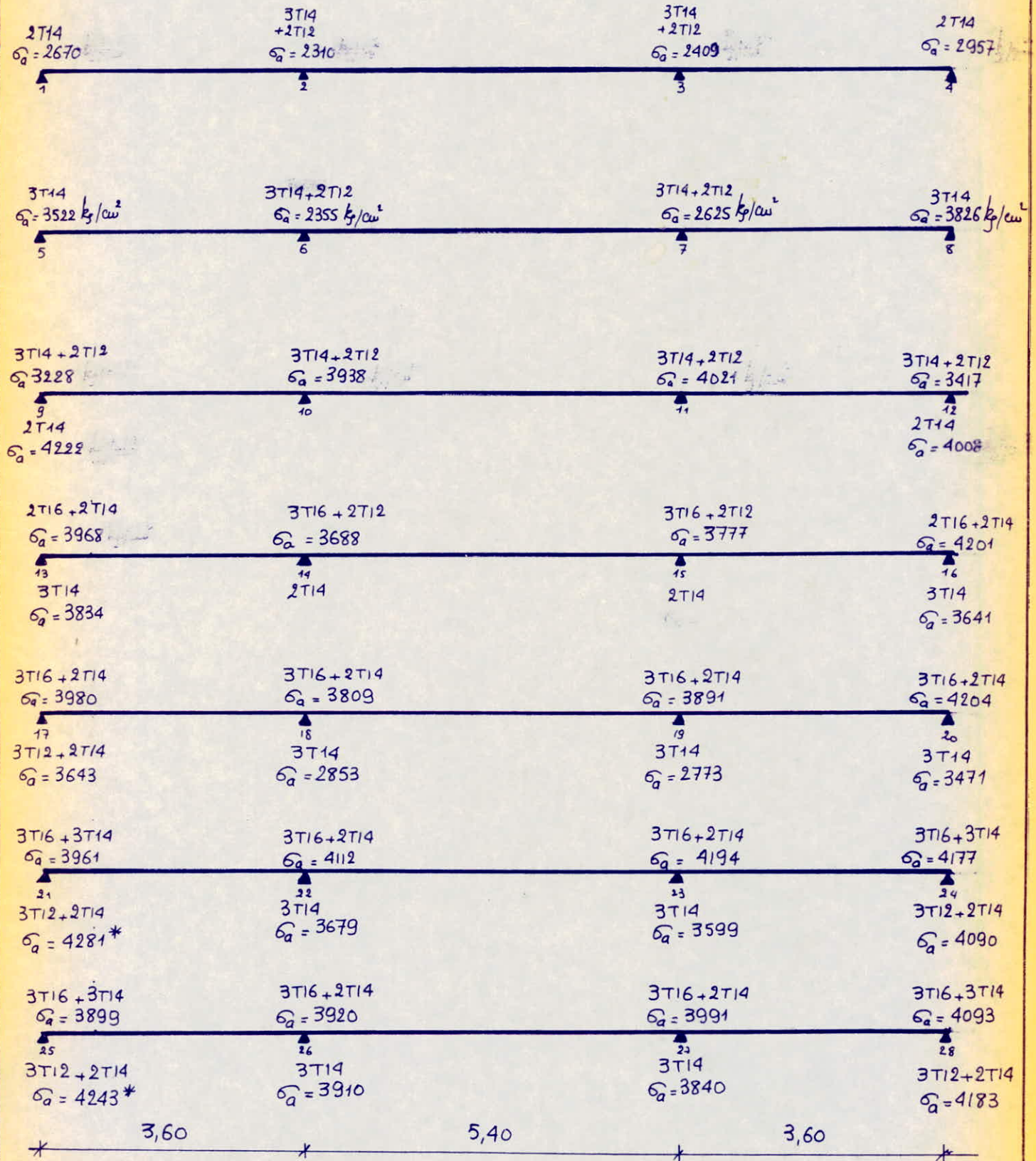
Le calcul sera fait avec $M(SP_2)$

Pourcentage minimum d'armatures longitudinales:

Art 4.2.3.2.1 RPA 81:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à haute adhérence. (HA).
- Le pourcentage total maximum est de 2,5%.
- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (Supérieures et inférieures)

Ferrailage - poutres (Portique .D.)



- Voir ferrailage des travées ci dessous -

Ferrailage - poutres (travées) portique D.

Niv	Poutre	b x h _t	M _{ext} (tm)	genre	M _{rb} (tm)	A _{cu} ²	A _{adopté}	f _(cm)	δ _(cm)	σ _b	σ _a
⑦	1-2	30x45	2,158	1	12,559 > M _{ext}	2,19	2T14=3,08	9,80	37,73	38,90	1856,89
	2-3	"	6,246	1	"	6,34	3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	83,40	2491,87
	3-4	"	2,821	1	"	2,86	2T14=3,08	9,80	37,73	50,85	2427,37
⑥	5-6	"	2,280	1	"	2,31	2T14=3,08	9,80	37,73	41,09	1961,86
	6-7	"	6,938	1	"	7,04	3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	92,64	2767,98
	7-8	"	2,652	1	"	2,69	2T14=3,08	9,80	37,73	47,80	2281,96
⑤	9-10	"	2,139	1	"	2,17	2T14=3,08	9,80	37,73	38,55	1840,54
	10-11	"	6,737	1	"	6,83	3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	89,96	2687,79
	11-12	"	2,680	1	"	2,72	2T14=3,08	9,80	37,73	48,31	2306,05
④	13-14	"	2,094	1	"	2,12	2T14=3,08	9,80	37,73	37,74	1801,82
	14-15	"	6,785	1	"	6,88	3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	90,60	2706,94
	15-16	"	2,539	1	"	2,58	2T14=3,08	9,80	37,73	45,70	2184,72
③	17-18	"	-0,194	2	18,838 > M _{ext}	0,13	/	/	/	/	/
			3,163	2	18,838 > M _{ext}	2,14	2T14=3,08	9,80	37,73	57,01	2721,66
	18-19	"	6,787	1	12,559 > M _{ext}	6,88	3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	90,63	2707,73
19-20	"	2,369	1	"	2,40	2T14=3,08	9,80	37,73	42,70	2038,40	
②	21-22	"	-0,416	2	18,838 > M _{ext}	0,28	/	/	/	/	/
			3,352	2	18,838 > M _{ext}	2,27	2T14=3,08	9,80	37,73	60,42	2884,28
	22-23	"	6,810	1	12,558 > M _{ext}		3T14+2T12=6,88	13,70	36,43	90,93	2716,91
23-24	"	-0,240	2	18,838 > M _{ext}	0,16	/	/	/	/	/	
		3,663	2	18,838 > M _{ext}	2,48	2T14=3,08			66,02	3151,89	
①	25-26	30x50	-0,560	2	23,713 > M _{ext}	0,34	/	/	/	/	/
			3,627	2	23,713 > M _{ext}	2,19	2T14=3,08	10,46	42,51	54,36	2769,98
	26-27	"	6,957	1	15,808 > M _{ext}	6,29	3T14+2T12=6,88	14,68	41,11	76,86	2459,91
27-28	"	"	-	2	23,713 > M _{ext}	0,23	/	/	/	/	/
			-	2	23,713 > M _{ext}	2,37	2T14=3,08	10,46	42,51	58,94	3002,93

Ferailage - poutres (zones nodales) - portique E' -

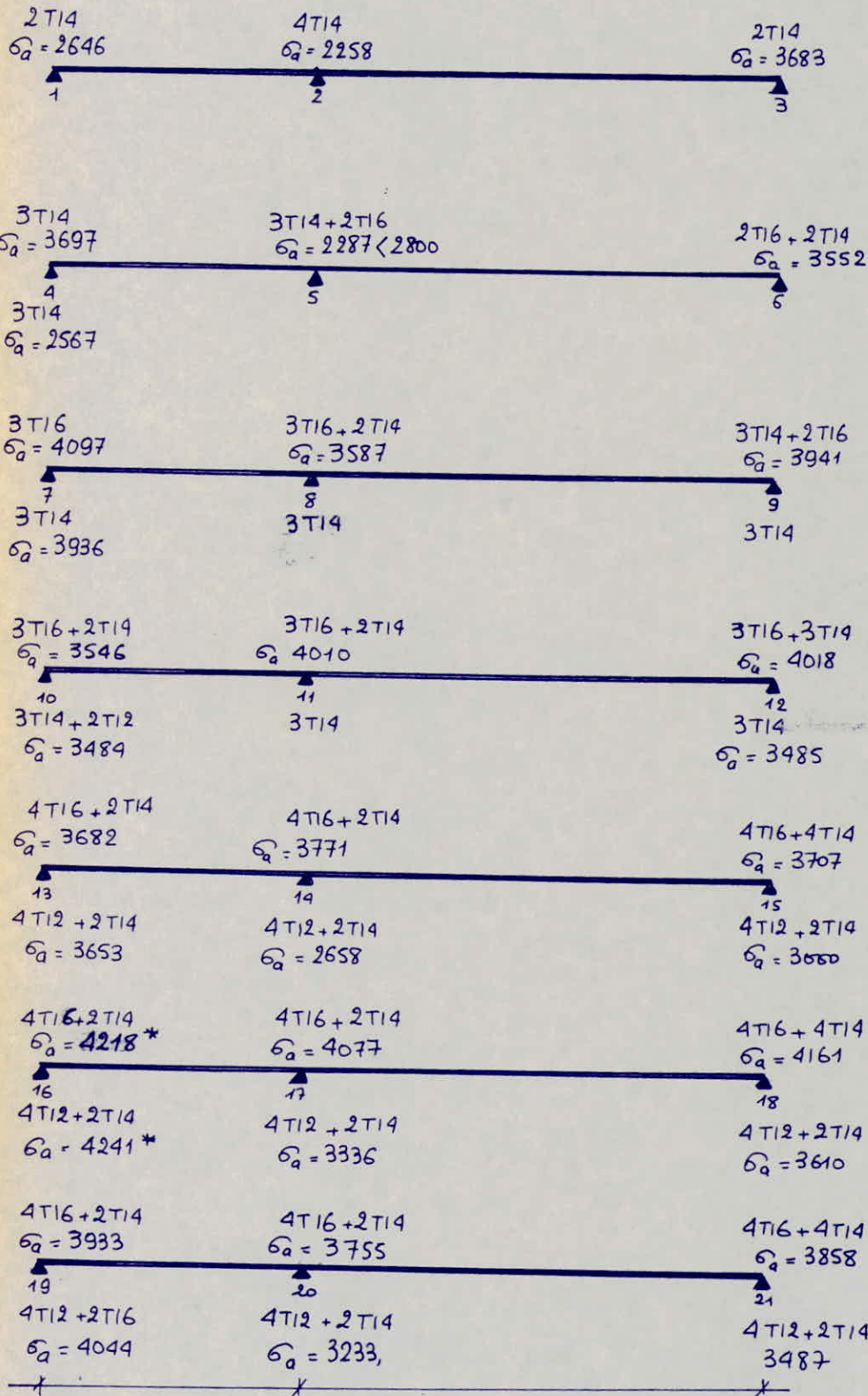
Niv	Nœud	B x h _t	M _{ext} (tm)	genre	M _r resistant M _{rb} (tm)	A (cm ²)	A adoptée	Axe neutre x _c	bras z'	σ _b	σ _a
⑦	1-	35x60	4,268	2	41,00 > M _{ext}	2,11	2T14 → 3,08	10,91	52,36	42,69	2646,35
			2,439	2	"	1,21	"	"	"	"	"
	2-	"	7,095	1	27,33 > M _{ext}	5,27	4T14 → 6,15	14,75	51,08	53,82	2258,33
			0	/	/	/	/	/	/	/	/
	3-	"	5,940	2	41,00 > M _{ext}	2,94	2T14 → 3,08	10,91	52,36	59,41	3683,07
			1,118	2	"	0,55	"	"	"	"	"
⑥	5-	"	8,822	2	"	4,37	3T14 → 4,62	13,04	51,65	74,83	3696,87
			6,128	2	"	3,03	3T14 → 4,62	13,04	51,65	51,98	2567,95
	6-	"	9,948	1	27,33 > M _{ext}	7,39	3T14 → 8,64	16,99	50,33	66,45	2287,46
			0,493	2	41,00 > M _{ext}	0,24	"	"	"	"	"
	7-	"	12,808	2	"	6,34	3T16 → 7,10	15,67	50,78	91,99	3552,63
			3,136	2	"	1,55	2T14 → 3,08	"	"	"	"
⑤	9-	"	12,630	2	"	6,25	3T16 → 6,03	14,62	51,13	96,53	4096,84
			9,393	2	"	4,65	3T14 → 4,62	13,04	51,65	79,67	3936,14
	10-	"	16,408	2	"	8,12	3T16 → 9,11	17,36	50,21	107,51	3587,09
			3,682	2	"	1,82	3T14 → 4,62	"	"	"	"
	11-	"	17,141	2	"	8,49	3T14 → 8,64	16,99	50,33	114,50	3941,44
			5,994	2	"	2,97	3T14 → 4,62	"	"	"	"
④	13-	"	16,222	2	"	8,03	3T16 → 9,11	17,36	50,21	106,30	3546,43
			12,191	2	"	6,03	3T14 → 6,88	15,46	50,85	88,61	3484,92
	15-	"	18,343	2	"	9,08	3T16 → 9,11	17,36	50,21	120,19	4010,12
			6,695	2	"	3,31	3T14 → 4,62	13,04	51,65	56,79	2805,55
	16-	"	21,325	2	"	10,56	3T16 → 10,65	18,50	49,83	132,17	4018,13
			8,318	2	"	4,12	3T14 → 4,62	13,04	51,65	70,55	3485,67
③	18-	"	20,364	2	"	10,08	4T16 → 11,12	18,82	49,73	124,32	3682,82
			15,714	2	"	7,78	4T12 → 8,54	16,91	50,36	105,41	3653,66
	19-	"	20,854	2	"	10,32	4T16 → 11,12	18,82	49,73	127,31	3771,44
			10,230	2	"	5,06	4T12 → 7,60	16,12	50,62	71,64	2658,75
	20-	"	25,827	2	"	12,79	4T16 → 14,19	20,72	49,09	145,11	3707,30
			11,543	2	"	5,71	4T12 → 7,60	16,11	50,63	80,83	3000,00
②	22-	"	23,323	2	"	11,55	4T16 → 11,12	18,82	49,73	142,38	4217,95 → *
			18,240	2	"	9,03	4T12 → 8,54	16,91	50,36	122,36	4240,98 → *
	23-	"	22,544	2	"	11,16	4T16 → 11,12	18,82	49,73	137,62	4077,07
			12,836	2	"	6,35	4T12 → 7,60	16,11	50,63	89,89	3336,05
	24-	"	28,991	2	"	14,35	4T16 → 14,19	20,72	49,09	162,89	4161,47
			13,892	2	"	6,88	4T12 → 7,60	16,11	50,63	97,28	3610,50
①	25-	40x70	26,001	2	65,09 > M _{ext}	10,92	4T16 → 11,12	19,66	59,45	111,24	3933,29
			20,768	2	"	8,72	4T12 → 8,54	17,60	60,13	98,09	4044,23
	26-	40x70	24,824	2	"	10,43	4T16 → 11,12	19,66	59,45	106,20	3755,24
			14,848	2	"	6,24	4T12 → 7,60	16,75	60,41	73,34	3233,76
	27-	40x70	32,175	2	"	13,51	4T16 → 14,19	21,71	58,76	126,09	3858,61
			16,015	2	"	6,73	4T12 → 7,6	16,75	60,41	79,11	3487,92

(*) Nœud 16 : - σ_a = 4217,95 avec M = 23,323 tm (SP2)
 - σ_a = 4240,98 avec M = 18,240 tm (SP2)

on remarque que les armatures travaillent ds le domaine d'écoulement - mais l'excès remarqué est tolérable en effet:

$$\frac{4240,98 - 4200}{4200} = 0,9\% - \text{ok!!!}$$

Ferailage - poutres (Portique E')-



- Voir ferailage des travées ci dessous -

ferailage - poutres (travées)
- portique E'.

Niv	Poutre	b x h _t	M _{ext} (tm)	genre	M _{rb} (tm)	A _{calcul}	A _{adoptée} (cm ²)	A. neuve X (cm)	bras Z (cm)	σ _b	σ _a
⑦	1-2	35x60	2,656	1	27,33 > M _{ext}	1,97	2T14=3,08	10,91	52,36	26,57	1646,84
	2-3	"	4,359	1	27,33 > M _{ext}	3,24	2T14=3,08	10,91	52,36	43,60	2702,80
⑥	4-5	"	1,857	1	"	1,38	3T14=4,62	13,04	51,65	15,75	778,18
	5-6	"	5,584	1	"	4,15	3T14=4,62	13,04	51,65	47,36	2339,98
⑤	7-8	"	-0,210	2	41,00 > M _{ext}	0,10	/	/	/	/	/
			1,902	1	27,33 > M _{ext}	1,41	3T14=4,62	13,04	51,65	16,13	797,04
	8-9	"	8,086	2	41,00 > M _{ext}	4,00	3T14=4,62	13,04	51,65	68,59	3388,44
④	10-11	"	-0,394	2	41,00 > M _{ext}	0,20	/	/	/	/	/
			2,984	2	"	1,48	3T14=4,62	13,04	51,65	25,31	1250,45
	11-12	"	-0,763	2	"	0,38	/	/	/	/	/
			8,393	2	"	4,15	3T14=4,62	13,04	51,65	71,19	3517,10
③	13-14	"	-0,616	2	"	0,31	/	/	/	/	/
			3,409	2	"	1,69	4T12=4,52	12,92	51,69	29,17	1458,99
	14-15	"	-2,134	2	"	1,07	/	/	/	/	/
			9,071	2	"	4,49	4T12=4,52	12,92	51,69	77,61	3882,22
②	16-17	"	-0,735	2	"	0,36	/	/	/	/	/
			3,769	2	"	1,87	4T12=4,52	12,92	51,69	32,25	1613,06
	17-18	"	-3,093	2	"	1,53	/	/	/	/	/
			9,593	2	"	4,75	4T12=4,52	12,92	51,69	82,08	4105,63
①	19-20	40x70	-0,840	2	65,09 > M _{ext}	0,35	/	/	/	/	/
			4,175	2	"	1,75	4T12=4,52	13,36	61,55	25,39	1500,76
	20-21	"	-3,472	2	"	1,46	/	/	/	/	/
			10,828	2	"	4,55	4T12=4,52	13,36	61,55	65,85	3892,27

Armatures transversales :

Les armatures transversales ont pour but de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et empêcher la fissuration. Elles seront calculées pour l'effort tranchant maximal.

Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z}$$

b : largeur de la poutre
 z : bras de levier du couple élastique

Contraintes admissibles des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - \tau_b / 9 \bar{\sigma}_b) \bar{\sigma}_{en} \\ 2/3 \bar{\sigma}_{en} \end{array} \right\}$$

On n'a pas de reprise de bétonnage

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en}$ pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

Contraintes admissibles de cisaillement :

si $\left. \begin{array}{l} \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ lorsque } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \text{ ou} \\ \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \text{ lorsque } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{array} \right\}$ On utilise des cadres et des étriers verticaux

si $\left. \begin{array}{l} 3,5 \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \text{ lorsque } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \text{ ou} \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \text{ lorsque } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{array} \right\}$ On utilise des cadres et des étriers verticaux plus des barres inclinées

si $\tau_b > 5 \bar{\sigma}_b$ il faut changer de section.

avec $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$ sous SP_1

$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}'_{b0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2$ sous SP_2 .

Calcul des espacements :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

A_t : section d'armatures transversales

Espacement admissible : Art 4.2.3.2.2 RPA81

L'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suite :

- Dans la zone nodale, et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires l'espacement sera :

$$t \leq \min \{ ht/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$t \leq ht/2$$

La valeur de ϕ à prendre est le plus petit diamètre calculé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Application:

1- Portique D:

a- poutres de 30 x 45:

Zone nodale $t \leq \min \{ ht/4 = 11,25 ; 12\phi_{12} = 14,4 ; 30 \text{ cm} \} = 11,25 \text{ cm}$

Zone courante $t \leq \frac{ht}{2} = 45/2 = 22,5 \text{ cm}$.

b- Poutres de 30 x 50

Zone nodale $t \leq \min \{ ht/4 = 12,5 ; 12\phi_{12} = 14,4 ; 30 \text{ cm} \} = 12,5 \text{ cm}$

Zone courante $t \leq \frac{ht}{2} = \frac{50}{2} = 25$.

Soient $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale } pour toutes les poutres
 $t = 20 \text{ cm}$ en zone courante }

2- Portique E':

a- Poutres de 35 x 60:

Zone nodale $t \leq \min \{ ht/4 = 15 ; 12\phi_{12} = 14,4 ; 30 \text{ cm} \} = 14,4 \text{ cm}$

Zone courante $t \leq \frac{ht}{2} = 30 \text{ cm}$.

b- Poutres de 40 x 70:

Zone nodale $t \leq \min \{ \frac{ht}{4} = 17,5 ; 12\phi_{12} = 14,4 ; 30 \} = 14,4 \text{ cm}$

Zone courante $t \leq \frac{ht}{2} = 35 \text{ cm}$

Nous adoptons $t = 12 \text{ cm}$ en zone nodale } pour toutes les poutres
 $t = 30 \text{ cm}$ en zone courante }

ferraillage - poutres (Armatures transversales)

portique - D -

Niv	Noeud	Section au Noeud	T _{max} (t)	M _{Corresp} (tm)	genre	A	Azeneah	bras	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	τ_b	f_{at}	$\bar{\sigma}_{at}$	A _t	L _{calcul}	t adopté	
																	Zone nod	Z. courant
⑦	1	30x45	5,107	1,287	1	3,08	9,80	37,73	1107	23,2	20,7	4,5	0,915	2196	2,01	32,6	10	20
	2	"	9,127	5,791	1	6,88	13,70	36,43	2310	77,3	19,9	7,2	0,865	2076	"	16,7	"	"
	3	"	8,989	-6,040	1	6,88	13,70	36,43	2410	80,7	19,6	7,1	0,867	2080	"	17,0	"	"
	4	"	5,753	-1,630	1	3,08	9,80	37,73	1403	29,4	20,7	5,1	0,904	2170	"	28,6	"	"
⑥	5	"	5,759	2,069	1	4,62	11,65	37,12	1207	31,9	20,7	5,2	0,903	2197	"	28,1	"	"
	6	"	9,756	5,903	1	6,88	13,70	36,43	2355	78,8	19,8	7,7	0,856	2054	"	15,4	"	"
	7	"	9,842	-6,580	1	6,88	13,70	36,43	2625	87,9	18,9	7,7	0,855	2052	"	15,3	"	"
	8	"	6,651	-2,623	1	4,62	11,65	37,12	1530	40,5	20,7	6,0	0,888	2131	"	23,9	"	"
⑤	9	"	5,719	2,138	1	6,88	13,70	36,43	853	28,6	20,7	5,2	0,901	2162	"	27,7	"	"
	10	"	9,838	6,322	1	6,88	13,70	36,43	2522	84,4	19,3	7,7	0,854	2050	"	15,3	"	"
	11	"	9,760	-6,562	1	6,88	13,70	36,43	2618	87,6	19,0	7,6 ^s	0,856	2054	"	15,4	"	"
	12	"	6,471	-2,645	1	6,88	13,70	36,43	1055	35,3	20,7	5,9	0,888	2131	"	24,1	"	"
④	13	"	5,863	2,465	1	7,10	13,88	36,37	955	32,6	20,7	5,4	0,899	2157	"	26,9	"	"
	14	"	9,833	6,297	1	8,29	14,75	36,08	2105	78,9	19,8	7,8	0,853	2047	"	15,1	"	"
	15	"	9,765	-6,529	1	8,29	14,75	36,08	2183	81,8	19,5	7,7	0,854	2050	"	15,2	"	"
	16	"	10,136	4,980	2	4,62	11,65	37,12	2904	76,8	31,0	9,1	1	2400	"	17,7	"	"
③	17	"	10,737	-7,391	2	6,45	13,35	36,55	3135	101,0	31,0	9,8	1	2400	"	16,4	"	"
	18	"	9,836	6,265	1	9,11	15,30	35,90	1916	76,0	20,0	7,8	0,853	2047	"	15,0	"	"
	19	"	9,762	-6,519	1	9,11	15,30	35,90	1993	79,1	19,7	7,7	0,854	2049	"	15,2	"	"
	20	"	11,501	6,658	2	6,45	13,35	36,55	2824	91,0	31,0	10,5	1	2400	"	15,3	"	"
②	21	"	11,715	-8,761	2	6,45	13,35	36,55	3716	119,7	29,5	9,2	1	2400	"	15,1	"	"
	22	"	9,836	6,247	1	9,11	15,30	35,90	1910	75,8	20,0	7,8	0,826	1982	"	14,6	"	"
	23	"	9,762	-6,494	1	9,11	15,30	35,90	1986	78,8	19,8	7,7	0,854	2050	"	15,2	"	"
	24	"	12,503	7,942	2	6,45	13,35	36,55	3369	108,5	30,5	9,8	1	2400	"	14,1	"	"
①	25	"	12,616	-10,214	2	6,45	14,30	41,23	3841	115,5	29,9	8,7	1	2400	"	15,8	"	"
	26	"	9,938	6,238	1	9,11	16,42	40,53	1690	62,5	20,7	8,2	0,846	2030	"	16,6	"	"
	27	"	9,859	-6,477	1	9,11	16,42	40,53	1754	64,9	20,7	8,1	0,847	2033	"	16,8	"	"
	28	"	13,275	9,381	2	6,45	14,30	41,23	3527	106,1	30,7	9,2	1	2400	"	16,3	"	"

ferailage poutres (Armatures transversales)
- portique E'

Niv	Nœud	Section au Nœud	T _{max} (t)	M _{corr} (tm)	genre	A	Axe neutre x (cm)	brag z (cm)	σ _a	σ _b = $\frac{2M}{3xb}$	→ $\bar{\sigma}_b$	τ _b	S _{at}	$\bar{\sigma}_{at}$	A _t	t _{calc}	t adopté	
																	z. nodale	z. courante
7	1	35x60	5,680	1,130	1	3,08	10,91	52,36	—	11,30	20,65	3,10	0,942	2261	2,01	41,9	12cm	30cm
	2	"	8,787	6,650	1	6,15	14,75	51,08	—	50,44	20,65	4,91	0,907	2177	"	25,4	"	"
	3	"	4,706	2,807	1	3,08	10,91	52,36	—	28,06	20,65	2,57	0,952	2285	"	51,1	"	"
6	4	"	9,153	5,416	2	4,62	13,04	51,65	—	45,94	30,98	5,06	1	2400	"	27,2	"	"
	5	"	9,556	8,393	1	8,64	17,00	50,33	—	56,06	20,65	5,42	0,898	2155	"	22,8	"	"
	6	"	7,110	5,831	1	7,10	15,67	50,78	—	41,88	20,65	4,00	0,925	2220	"	31,9	"	"
5	7	"	10,069	8,538	2	4,62	13,04	51,65	—	72,42	30,98	6,12	1	2400	"	22,5	"	"
	8	"	14,254	1,066	2	4,62	13,04	51,65	—	9,04	30,98	7,88	1	2400	"	17,5	"	"
	9	"	7,241	6,721	1	8,64	17,00	50,33	—	44,89	20,65	4,11	0,923	2215	"	31,0	"	"
4	10	"	13,006	11,126	2	6,88	15,46	50,84	—	80,87	30,98	7,31	1	2400	"	18,9	"	"
	11	"	15,511	4,231	2	4,62	13,04	51,65	—	35,89	20,65	8,58	1	2400	"	16,0	"	"
	12	"	7,392	7,842	1	10,65	8,50	49,83	—	48,60	20,65	4,24	0,920	2208	"	29,9	"	"
3	13	"	15,179	14,486	2	8,54	16,91	50,36	—	97,17	30,98	8,61	1	2400	"	16,0	"	"
	14	"	17,142	7,914	2	7,60	16,12	50,63	—	55,42	30,98	9,67	1	2400	"	14,3*	"	"
	15	"	7,495	8,612	1	14,19	20,72	49,09	—	48,39	20,65	4,36	0,918	2203	"	29,0	"	"
2	16	"	16,764	16,897	2	8,54	16,91	50,36	—	113,35	30,06	9,51	1	2400	"	14,5*	"	"
	17	"	18,281	10,658	2	7,60	16,12	50,63	—	74,63	30,98	10,32	1	2400	"	13,4*	"	"
	18	"	11,472	11,229	2	7,60	16,12	50,63	—	79,11	30,98	6,47	1	2400	"	21,3	"	"
1	19	40x70	18,382	19,423	2	8,54	17,61	60,13	—	91,71	30,98	7,64	1	2400	"	15,8	"	"
	20	"	19,231	12,672	2	7,60	16,75	60,41	—	62,62	30,98	7,96	1	2400	"	15,2	"	"
	21	"	12,604	13,249	2	7,60	16,75	60,41	—	65,47	30,98	5,22	1	2400	"	23,1	"	"

Verifications diverses:

Condition de flêche: (Art 61-91 CCBA 68)

Si les conditions suivantes sont remplies il n'est pas nécessaire de calculer la flêche :

$$a - ht \geq \frac{l}{16}$$

$$b - ht \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot l$$

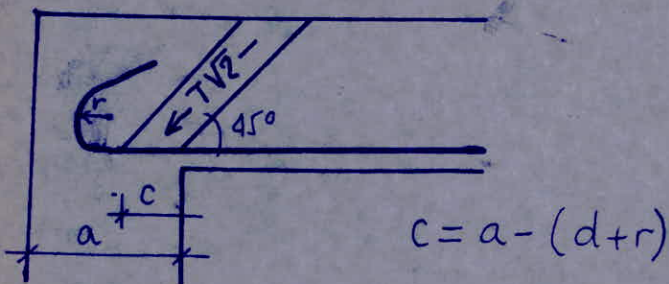
$$c - A \leq bh \cdot 43 / \sigma_{en}$$

Condition de non fragilité: (Art 52-CCBA 68)

Pour les poutres flechies on doit avoir :

$$A \geq b \cdot h \cdot \Psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 \quad \Psi_4 = 0,54 \text{ acier ecroui}$$

Conditions aux appuis: (Art 30-62 CCBA 68)



La longueur c de l'appui, a l'extremite de laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage doit être telle que :

$$c = a - (d + r) \geq c_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}}$$

T : effort tranchant maximal a l'appui

Condition de non ecrasement du beton: (Art 30-62 CCBA 68)

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \gamma$$

$\gamma = 1$ lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit

$\gamma = 5/3$ lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en 2 lits.

$$v = 1, \quad \phi_{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$r \geq 0,1 \times 1,6 \times \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{1,6}{4}\right) \times 1$$

$$r \geq 9,2 \text{ cm} \quad \text{soit } r_{\max} = 10 \text{ cm.}$$

$$v = 5/3 \quad \phi_{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$r \geq 9,2 \times 5/3 = 15,3 \text{ cm} \quad \text{soit } r_{\max} = 16 \text{ cm}$$

Armatures inferieures: (Art 35-32 CCBA 68)

Si le moment flechissant positif ou negatif est inferieur en module a $T/3$, la section minimale des armatures de traction inferieures, qui doivent etre conduites jusqu'a cet appui et ancree totalement au dela de l'appui, doit etre susceptible d'equilibrer un effort admissible egal a

$$T + M/3$$

T est considere positif

M est considere en valeur algebrique.

Condition de non entrainement des barres aux appuis (Art 29,1 CCBA 68)

La contrainte d'adherence d'une barre ou d'un paquet de barre est donnee par:

$$\tau_{di} = \frac{T}{3} \cdot \frac{A_i}{A} \cdot \frac{1}{P_{ui}}$$

P_{ui} : perimetre utile de la barre isolee (i) ou d'un paquet de barres

A_i : Section d'une barre isolee (i) ou d'un paquet de barres

A: section totale d'armatures tendues.

La contrainte admissible est donnee par

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1,5) \Rightarrow \bar{\tau}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 3 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_d = 1,5 \times 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$ pour les sollicitations du deuxieme genre.

Verifications diverses (portique E)

Conditions de flêche:

1- Poutres de 35x60:

$$a) h_t = 60 > \frac{l}{16} = \frac{700}{16} = 43,75 \text{ cm vérifiée}$$

$$b) h_t = 60 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot \frac{5,584}{9,310} \cdot 700 = 42 \text{ cm.}$$

$$c) A_{max} = 4,62 \text{ cm}^2 \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} = 35 \cdot 56 \cdot \frac{43}{4120} = 20,45 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

2- Poutre de 40x70:

$$a) h_t = 70 > \frac{l}{16} = \frac{700}{16} = 43,75 \text{ cm vérifiée}$$

$$b) h_t = 70 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot \frac{4,379}{14,58} \cdot 700 = 21,02 \text{ cm vérifiée}$$

$$c) A_{max} = 4,52 \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} = 40 \cdot 66 \cdot \frac{43}{4120} = 27,55 \text{ vérifiée}$$

donc il est inutile de vérifier la flêche.

Condition de non fragilité:

$$A \geq b h \cdot \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

1- Poutre de 35x60:

$$A_{min} = 3,08 \geq 35 \times 56 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{60}{56} \right)^2 = 2,56 \text{ m}^2 \text{ vérifiée}$$

2- Poutre de 40x70:

$$A_{min} = 4,52 \geq 40 \times 66 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 3,38 \text{ m}^2 \text{ vérifiée}$$

Condition aux appuis:

$$r_{max} = 16 \text{ cm.}$$

$$c = a - (d+r) > c_0 = 2T / b \bar{\sigma}_{bs}$$

niv	7	6	5	4	3	2	1
$c_0(\text{cm})$	4,74	5,93	6,16	7,23	8,44	9,32	8,95
$C(\text{cm})$	15	15	20	25	30	35	40

Armatures inférieures: (Ant 35-32 CCBA68)
(partie que E')

niv	nœud	T(t)	M(tm)	T+M/3	A(cm ²)	A $\bar{\sigma}_a$ (t)
⑦	1	5,680	1,130	3,522	3,08	8,624
⑤	8	14,254	1,066	16,318	4,62	19,404
④	11	15,551	4,231	7,359	4,62	19,404
③	14	17,142	7,914	32,860	7,60	31,920

Verification a la fissuration:

1- Poutres de 35x60:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_{en} \\ \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \end{array} \right\}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{4,62}{2 \times 35 \times 3}$$

$$\bar{\omega}_f = 0,022$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,022}{1 + 10 \cdot 0,022} = 3091,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{14}} = 2393,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3091,33 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2- Poutres de 40x70:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{4,52}{2 \cdot 40 \cdot 3} = 0,0188$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,0188}{1 + 10 \cdot 0,0188} = 3165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{12}} = 2584,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3165 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de fissurations.

Entraînement des armatures aux appuis (portique E)

niv	mesur	Solli	$T_{max}^{(t)}$	$\bar{z} = h - \frac{x}{3}$ (cm)	ϕ_i (cm)	P_{ui} (cm)	A_i (cm ²)	A (cm ²)	A_i/A	σ_{di} (kg/cm ²)	σ_d (kg/cm ²)
	1	SP ₁	5,680	52,36	1,4	4,40	1,54	3,08	0,500	12,32	17,7
					/	/	/		/	/	
⑦	2	SP ₁	8,787	51,08	1,4	4,40	1,54	6,15	0,250	9,78	17,7
					/	/	/		/	/	
	3	SP ₁	4,706	52,36	1,4	4,40	1,54	3,08	0,500	10,21	17,7
					/	/	/		/	/	
	4	SP ₂	9,153	51,65	1,4	4,40	1,54	4,62	0,333	13,41	26,55
					/	/	/		/	/	
⑥	5	SP ₁	9,556	50,33	1,4	4,40	1,54	8,64	0,180	7,77	17,7
					1,6	5,03	2,01		0,233	8,78	
	6	SP ₁	7,110	50,78	1,4	4,40	1,54	7,10	0,220	7,00	17,7
					1,6	5,03	2,01		0,280	7,79	
	7	SP ₂	11,069	51,65	1,4	4,40	1,54	4,62	0,333	16,22	26,55
					/	/	/		/	/	
⑤	8	SP ₂	14,254	51,65	1,4	4,40	1,54	4,62	0,333	20,89	26,55
					/	/	/		/	/	
	9	SP ₁	7,241	50,33	1,4	4,40	1,54	8,64	0,180	5,88	17,7
					1,6	5,03	2,01		0,233	6,66	
	10	SP ₂	13,006	50,84	1,4	4,40	1,54	6,88	0,224	13,02	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,160	10,86	
④	11	SP ₂	15,511	51,65	1,4	4,40	1,54	4,62	0,333	22,79	26,55
					/	/	/		/	/	
	12	SP ₁	7,392	49,83	1,4	4,40	1,54	10,65	0,144	4,77	17,7
					1,6	5,03	2,01		0,200	5,90	
	13	SP ₂	15,179	50,36	1,4	4,40	1,54	8,54	0,180	12,33	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,130	10,40	
③	14	SP ₂	17,142	50,36	1,4	4,40	1,54	7,60	0,202	15,62	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,150	13,54	
	15	SP ₁	7,495	49,10	1,4	4,40	1,54	14,19	0,110	3,72	17,7
					1,6	5,03	2,01		0,140	4,25	
	16	SP ₂	16,764	50,36	1,4	4,40	1,54	8,54	0,180	13,62	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,130	11,48	
②	17	SP ₂	18,281	50,63	1,4	4,40	1,54	7,60	0,202	16,58	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,150	14,44	
	18	SP ₂	11,472	50,63	1,4	4,40	1,54	7,60	0,202	10,40	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,150	9,06	
	19	SP ₂	18,382	60,13	1,4	4,40	1,54	8,54	0,180	12,51	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,130	10,54	
①	20	SP ₂	19,231	60,13	1,4	4,40	1,54	7,60	0,202	14,68	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,150	12,52	
	21	SP ₂	12,604	60,41	1,4	4,40	1,54	7,60	0,202	9,58	26,55
					1,2	3,77	1,13		0,150	8,30	

Verifications diverses (portique D)

Condition de flèche:

1- Poutres de (30x45) cm

a) $h_t = 45 > \frac{l}{16} = \frac{540}{16} = 33,75 \text{ cm}$ vérifiée

b) $h_t = 45 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot \frac{6,938}{12,660} \cdot 540 = 29,6 \text{ cm}$ vérifiée

c) $A_{max} = 3T_{14} + 2T_{12} = 6,88 \text{ cm}^2 \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 41 \times \frac{43}{4120} = 12,8 \text{ cm}^2$ vérifiée

2- Poutre de (30x50) cm:

a) $h_t = 50 > \frac{l}{16} = \frac{540}{16} = 33,75$ vérifiée

b) $h_t = 50 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot \frac{6,957}{13,670} \cdot 540 = 27,5 \text{ cm}$ vérifiée

c) $A_{max} = 3T_{14} + 2T_{12} = 6,88 \text{ cm}^2 \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 46 \cdot \frac{43}{4120} = 14,4 \text{ cm}^2$ vérifiée

Il est inutile donc de vérifier la flèche

Condition de non fragilité:

$$A \geq b h \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

1- Poutres de (30x45) cm:

$$A_{min} = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 30 \times 41 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{45}{41}\right)^2 = 1,68 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

2- Poutre de (30x50) cm:

$$A_{min} = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 30 \times 46 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{50}{46}\right)^2 = 1,86 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Condition aux appuis:

$$c = a - (d+r) \geq c_0 = 2T/b\sigma_b$$

$$r_{max} = 16 \text{ cm.}$$

niv	7	6	5	4	3	2	1
c_0	6,00	6,47	6,98	6,57	7,46	8,11	8,61
C	10	10	10	15	20	25	30.

Armatures inférieures (Art 35-32 CCBA-68) (portique D)

niv	nœud	T(t)	M(tm)	T + M/3	A(cm ²)	A $\bar{\sigma}_a$ (t)
⑦	1	5,107	1,287	1,696	3,08	8,624
⑦	4	5,753	1,630	1,433	3,08	8,624
⑥	5	5,759	2,069	0,185	3,08	8,624
⑥	8	6,651	2,623	< 0	/	/
⑤	9	5,719	2,138	< 0	/	/
⑤	12	6,471	2,645	< 0	/	/

Verification a la fissuration:

1 - Poutre de 30x45:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_{en} \\ \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \end{array} \right\}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{4,62}{2 \cdot 30 \cdot 3}$$

$$\omega_f = 0,026$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,026}{14 (1 + 10 \cdot 0,026)} = 3537,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{14}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{14}} = 2393,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3537,4 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2 - Poutre de 30x50:

$$\bar{\omega}_f = \frac{B_f}{B_f} = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{4,62}{2 \cdot 30 \cdot 3} = 0,026 \text{ idem.}$$

$$\text{d'onc } \sigma_1 = 3537,4, \sigma_2 = 2393,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = \sigma_1 = 3537,4 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

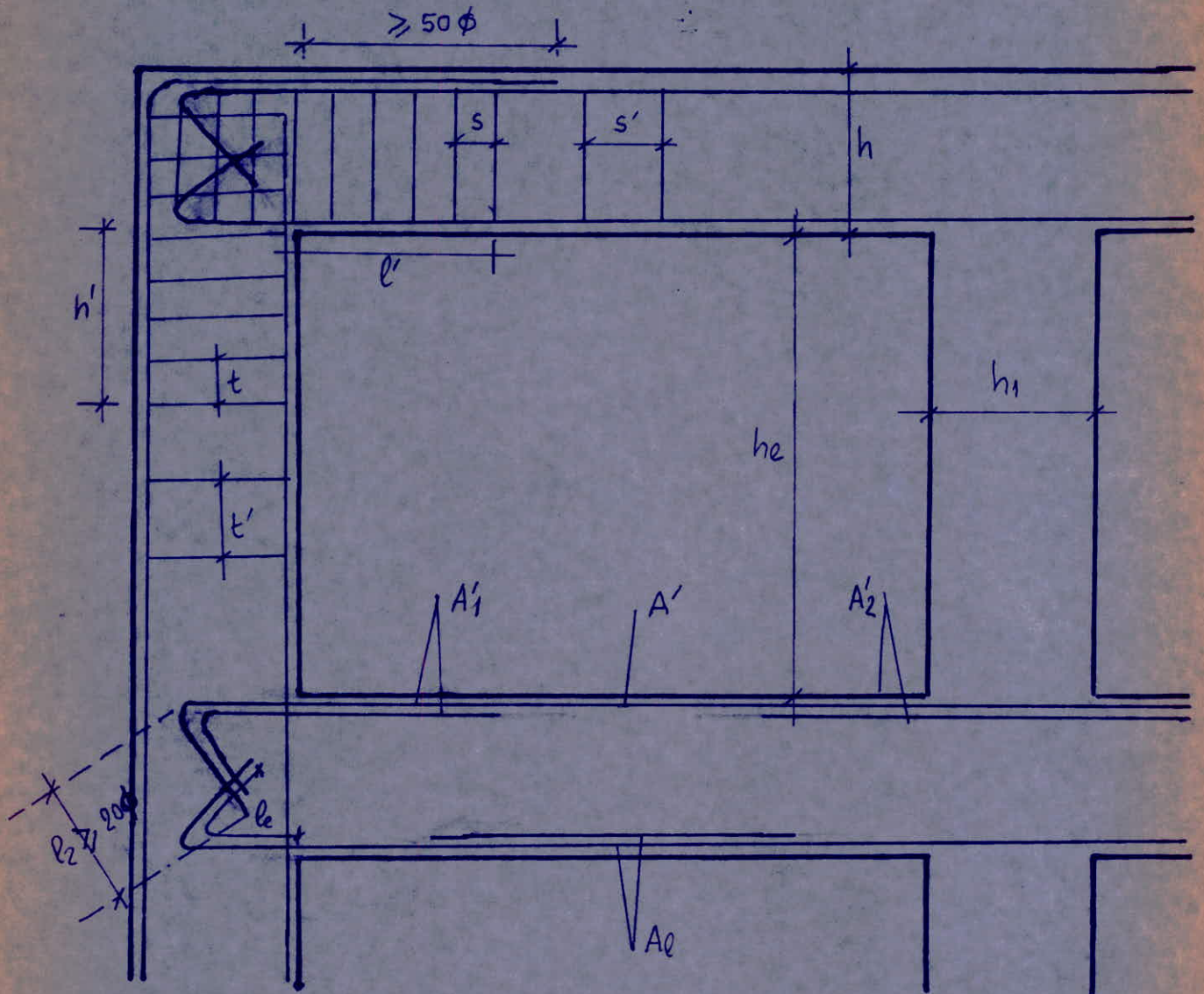
donc pas de risque de fissuration.

Entraînement des armatures aux appuis (portique D)

Le portique étant ferrillé symétriquement, On vérifie pour la moitié du portique que les barres ne seront pas entraînées aux niveaux des appuis pour les efforts tranchants maximaux correspondant à chaque nœud.

niv	nœud	Solli	Tmax(t)	(cm) $z = h - \frac{x}{3}$	(cm) ϕ_i	(cm) P _{ui}	(cm ²) A _i	(cm ²) A	A _i /A	τ_{di} (kg/cm ²)	τ_d (kg/cm ²)
⑦	2	SP ₁	9,127	36,43	12 14	3,77 4,40	1,13 1,54	6,88	0,164 0,223	10,89 12,70	17,7
	4	SP ₁	5,753	37,73	1,4	4,40	1,54		3,08	0,500	
⑥	6	SP ₁	9,756	36,43	1,2 1,4	3,77 4,40	1,13 1,54	6,88	0,164 0,223	11,62 13,53	17,7
	8	SP ₁	6,651	37,12	1,4	4,40	1,54		4,62	0,333	
⑤	10	SP ₁	9,838	36,43	1,2 1,4	3,77 4,40	1,13 1,54	6,88	0,164 0,223	11,75 13,69	17,7
	12	SP ₁	6,471	36,43	1,2 1,2	3,77 4,40	1,13 1,54		6,88	0,164 0,223	
④	14	SP ₁	9,833	36,08	1,2 1,6	3,77 5,03	1,13 2,01	8,29	0,136 0,242	9,83 13,11	17,7
	16	SP ₂	10,136	37,12	1,4	4,40	1,54		4,62	0,333	
③	18	SP ₁	9,836	35,90	1,4 1,6	4,40 5,03	1,54 2,01	9,11	0,165 0,221	10,27 12,04	17,7
	20	SP ₂	11,501	36,55	1,2 1,4	3,77 4,40	1,13 1,54		6,45	0,175 0,238	
②	22	SP ₁	9,836	35,90	1,4 1,6	4,40 5,03	1,54 2,01	9,11	0,165 0,221	10,27 12,04	17,7
	24	SP ₂	12,503	36,55	1,2 1,4	3,77 4,40	1,13 1,54		6,45	0,175 0,238	
①	26	SP ₁	9,836	40,53	1,4 1,6	4,40 5,03	1,54 2,01	9,11	0,165 0,221	9,101 10,66	17,7
	28	SP ₂	13,275	41,23	1,2 1,4	3,77 4,40	1,13 1,54		6,45	0,175 0,238	

Prescriptions relatives au ferrailage du
RPA 81 (Art 4.2.3.2.2).



$$l' = 2h, \quad h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm} \}$$

$$t \leq \min \{ 10\phi, 15\text{cm} \} \quad \text{Zone II}$$

$$b \leq \min \{ h/4, 12\phi, 30\text{cm} \}$$

$$t' \leq 12\phi \quad \text{Zone II}$$

$$b' \leq h/2$$

ϕ : représentant la valeur du petit diamètre dans le cas d'emploi de diamètres différents pour aciers longitudinaux

$$A' \geq \max \{ A_1/4, A_2/4, 3\text{cm}^2 \}$$

$$A_1 \geq \max \{ A_1/4, A_e/4, 3\text{cm}^2 \}$$

FERRAILLAGE
DES
POTEAUX

Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments flechissants en tête et à la base, ils seront calculés en flexion composée.

Le calcul se fera sous SP_1 et sous les sollicitations des combinaisons les plus défavorables du second genre (SP_2)

Le calcul des poteaux se fait pour les sollicitations suivantes

$(N^{\min}, M^{\text{corr}})$ c'est pour le calcul des armatures tendues

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$ et $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$ essentiellement pour les armatures comprimées.

Méthode de calcul:

La méthode utilisée est la méthode exacte.

La contrainte admissible du béton comprimée est donnée par:

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < ht/2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 \geq ht/2$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{M}{N}, \quad e_1 = \frac{ht}{6}$$

Ces contraintes seront majorées de 50% pour les sollicitations du second genre

On peut avoir 3 sollicitations

si $e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

si $e_0 \leq e_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

si $e_0 = 0$ ($M=0$) on a une compression simple.

Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

Le problème peut être ramené à la F.S en introduisant un moment fictif M_f

$$\text{avec } M_f = N' \cdot f \quad \text{avec } f = e_0 + \frac{ht}{2} - d.$$

Calcul du moment résistant du béton:

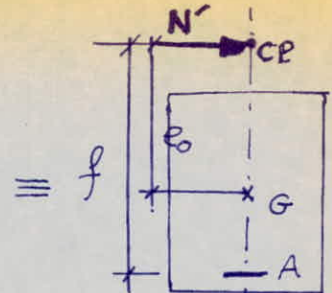
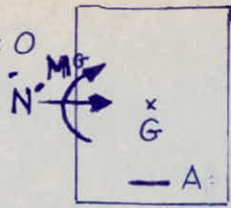
$$(\bar{\sigma}'_b \text{ de la flexion composée}) \Rightarrow \bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} \quad \text{d'où } M_{rb} = \bar{K} b h^2$$

a) si $Mrb \geq Mf$

$$A'_{FS} = \frac{Mf}{\delta h \bar{\sigma}_a}$$

$$A'_{FC} = A'_{FS} = 0$$



$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{Mf}{\delta h \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

si N est une traction $A_{FC} = A_{FS} + \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

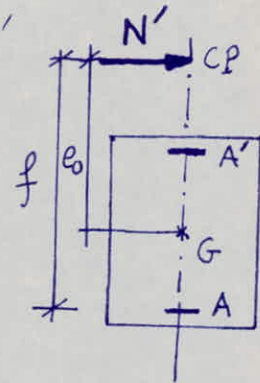
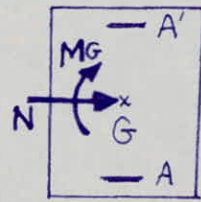
b) si $Mrb < Mf \Rightarrow$ les aciers comprimés sont nécessaires ($A'_{FC} \neq 0$)

$$A'_{FS} = \frac{Mf - Mrb}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b \frac{\alpha - \delta'}{\alpha}$$

$$A'_{FC} = A'_{FS}$$

$$A_{FS} = \frac{Mrb}{\delta h \bar{\sigma}_a} + A'_{FS} \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a}$$



$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{Mrb}{\delta h \bar{\sigma}_a} + A'_{FS} \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

si N est une traction $A_{FC} = A_{FS} + \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

Calcul itératif:

Un calcul itératif est nécessaire:

si $A'_{FC} > A_{FC} > 0$ donc il faut diminuer $\bar{\sigma}_a$ jusqu'à avoir $A_{FC} > A'_{FC} > 0$

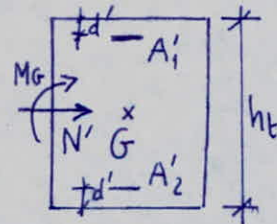
si $A'_{FC} \geq 0$ et $A_{FC} < 0$ on peut prendre un pourcentage minimum, (A_{min})

Section entièrement comprimée:

On ferraillera symétriquement et la marche à suivre est la suivante:

On utilise les formules suivantes

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}'_b}{N'} \frac{bht}{N'}$$



$$\beta = \frac{6e_0}{ht} = \frac{6MG}{N'ht}$$

$\bar{\sigma}'_b$ est calculée comme spécifiée précédemment,

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \beta$$

$$\text{avec } \delta' = \frac{d'}{ht}$$

$$D = 0,30 (\beta - \beta) - 0,90 (1 - \beta) (1 - 2\delta')^2$$

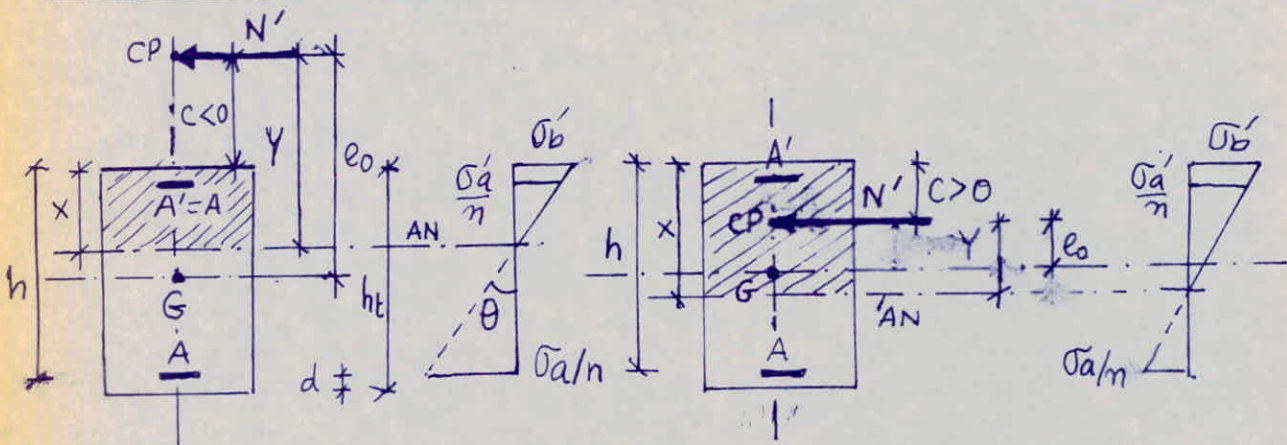
$$E = - (1 + \beta - \beta)$$

$$C\tilde{\omega}'^2 + D\tilde{\omega}' + E = 0 \Rightarrow$$

$$\tilde{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad \text{d'ou } A'_1 = A'_2 = \frac{\tilde{\omega}' b h t}{100}$$

Verifications des contraintes:

Section partiellement comprimée :



$$c = ht/2 - e_0 \quad x = Y + c. \quad K = \text{tg } \theta$$

$c > 0$ si N passe dans la section

$c < 0$ si N passe en dehors de la section et sera considéré en valeur algébrique.

$$\sum M_i / \text{Centre de pression (CP)} = 0 \Rightarrow M_{i/CP} = 0 \Rightarrow (\text{moment des forces internes})$$

$$\Rightarrow \frac{K b}{2} (Y+c)^2 \cdot \left(c - \frac{Y+c}{3} \right) + n A' K (Y+c-d')(c-d')$$

$$- n A K (h-c-Y)(h-c) = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{Y^3 + pY + q = 0} \quad \text{avec}$$

$$p = -3c^2 - \frac{6n}{b} (A'(c-d') - A(h-c))$$

$$q = -2c^3 - \frac{6n}{b} (A'(c-d')^2 + A(h-c)^2)$$

Formule de Cardan:

$$Y = \left((-q/2) + \left((q/2)^2 + (p/3)^3 \right)^{1/2} \right)^{1/3} + \left((-q/2) - \left((q/2)^2 + (p/3)^3 \right)^{1/2} \right)^{1/3}$$

si $4P^3 + 27q^2 > 0$ la racine est unique et

Cette racine est positive si q est négatif
 Cette racine est négative si q est positif

si $4P^3 + 27q^2 < 0$ on a trois (3) racines réelles

(Celle racine n'est pas donnée par la formule de Cardan)

il faut retenir celle qui a un sens physique, c'est à dire celle qui correspond à

$$0 < x = Y + c < h.$$

Remarque:

Il faut retenir pour Y une racine positive si l'effort normal est une compression.

une racine négative si l'effort normal est une traction.

Détermination de K :

$$\sum M^t / \text{Axe neutre} = 0 \Rightarrow \frac{M_e}{\text{axe neutre}} + \frac{M_i}{\text{axe neutre}} = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_e: \text{Moment des forces externes} \\ M_i: \text{moment des forces internes} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N'Y = \frac{Kb}{2} x^2 \left(\frac{2}{3} x \right) + nA'K(x-d')^2 + nAK(h-x)^2$$

equation qui peut s'écrire:

$$\frac{N'Y}{K} = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2 = I$$

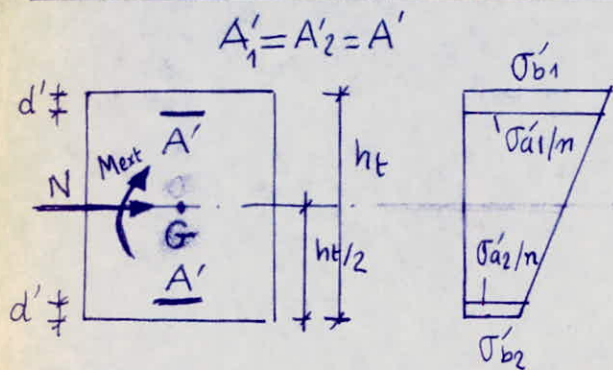
$$d'où K = \frac{N'Y}{I} = \text{tg}\theta \quad \text{et } x = Y + c.$$

$$\sigma'_b = Kx \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = nK(x-d') \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}'_a$$

$$\bar{\sigma}_a = nK(h-x) \stackrel{?}{\leq} \bar{\sigma}_a$$

Section entierement comprimée :



$$B_G = bht + 2nA'$$

$$I_G = \frac{bht^3}{12} + 2nA'(ht/2 - d')^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B_G} + \frac{M_{ext}}{I_G} (ht/2) \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N'}{B_G} - \frac{M_{ext}}{I_G} (ht/2)$$

$$\sigma'_{a1} = n \left(\frac{N'}{B_G} + \frac{M_{ext}}{I_G} (ht/2 - d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma'_{a2} = n \left(\frac{N'}{B_G} - \frac{M_{ext}}{I_G} (ht/2 - d') \right)$$

Pourcentage minimum :

$$A_{min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_b} B$$

θ_1 : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge

$\theta_1 = 1,8$ pour un poteau d'angle

$\theta_1 = 1,4$ pour un poteau de rive

$\theta_1 = 1,0$ pour un poteau central.

θ_2 : coefficient qui depend de la longueur de flambement du poteau.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

a : plus petite dimension transversale
c : enrobage des aciers.

θ_3 : coefficient qui depend de la nuance des aciers utilisés

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,514.$$

pour les aciers utilisés dans notre cas

σ'_m : contrainte moyenne de compression du beton

$$\sigma'_m = \frac{N}{Bx} \quad x = \bar{\alpha} h = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} h.$$

h : hauteur utile.

Ferraillage en compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit verifier :

1) $A_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$

N' : effort normal de compression.

2) $A_l \geq \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_b} - B \right)$ B : section du poteau.

3) $A_l \geq \frac{B}{100}$ et $A_l \leq \frac{B}{25}$ (RPA 81)

Flambement des poteaux:

La longueur de flambement (l_c) est déterminée en fonction de la longueur du poteau l_0 et de la liaison de ses extrémités

l_0 : hauteur entre 2 planchers (CCBA68)

$$l_c = \begin{cases} 0,7 l_0 \text{ pour un pilier d'un bâtiment à étages multiples est à ses extrémités:} \\ \quad * \text{ encastré dans un massif de fondation} \\ \quad * \text{ assemblé à des poutres du plancher ayant au moins même raideur que lui et le traversant de part et d'autres.} \\ 0,9 l_0 \text{ pour les autres cas.} \end{cases}$$

l'élanement du poteau est donné par

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

Pour notre cas les poteaux sont carrés \Rightarrow

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} \quad \text{d'où} \quad \lambda = \frac{l_c \sqrt{12}}{a}$$

- Si $\lambda < 50$ les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leur déformations transversales

On ne tiendra pas compte de l'effet de flambement puisque pour notre cas $\lambda < 25$.

Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans les poteaux jouent un triple rôle :

- * permettent la position verticale des barres
- * Empêchent l'éclatement du béton.
- * S'opposent au flambement des poteaux.

Remarque :

Il est préférable d'utiliser des ronds lisses (puisque ces armatures possèdent un palier plastique plus important que les aciers à haute adhérence.

Art 4.2.3.1.2 (RPA 81):

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec la formule suivante :

$$A_t = \frac{1,25 T_c \cdot t}{h_1 \sigma_{ent}}$$

$T_c = 2$ fois l'effort tranchant de calcul pour $\lambda \geq 15$

$T_c = 3$ fois l'effort tranchant de calcul pour $\lambda < 15$

- L'effort tranchant de calcul est donné par

$$T = \frac{M^{sup} + M^{inf}}{h_e}$$

Pourcentage minimales des armatures transversales:

$$A_{tmin} = 0,004 t b \text{ en zone II.}$$

Espacement des armatures transversales:

- * Dans la zone nodale y compris la hauteur du nœud

$$\text{Zone II} \quad t \leq \min \{ 10 \phi_l, 15 \text{ cm} \}$$

$$\text{Zone courante} : \quad t \leq 12 \phi_l.$$

ϕ_l : la valeur de ϕ_l est celle du plus petit diamètre dans le cas d'emploi de diamètre différent pour les aciers longitudinaux.

Art 4.2.3.1.1: (RPA 81)

- 1- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence
- 2- Les barres verticales doivent être droites sans crochets
- 3- Le pourcentage minimum est de 1% pour les armatures longitudinales (Zone II) sans toutefois dépasser 4% pour $\sigma_{ég} \leq 270$ bars.
- 4- Le diamètre minimum est de
14 mm en zone II
- 5- la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone II.
- 6- Les distances entre les barres verticales pour un face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Armatures transversales: (portique E')

Efforts tranchants dans les poteaux:

$$T = \frac{M_{sup} + M_{inf}}{h_e}$$

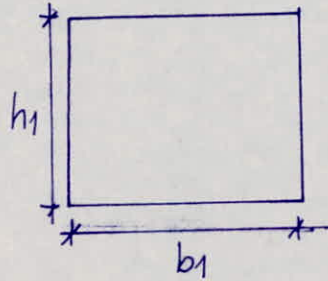
$$\text{si } \lambda \geq 15 \Rightarrow T_c = 2T$$

$$\text{si } \lambda < 15 \Rightarrow T_c = 3T$$

file	niv	pot	Sens transversal		sens longitudinal		h _e (cm)	λ elancem ^t	T(t)	T _c (t)	T _{cum} (t)
			M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)					
file A	7	1-4	3,173	1,707	3,186	1,714	265	22,52	1,85	3,70	3,70
	6	4-7	5,412	3,608	5,442	3,628	≠	22,52	3,42	6,84	10,54
	5	7-10	6,976	5,704	7,009	5,731	≠	19,70	4,81	9,62	20,16
	4	10-13	7,960	7,970	8,015	8,015	≠	17,51	6,05	12,10	32,26
	3	13-16	9,455	9,455	9,515	9,515	≠	15,76	7,18	14,36	46,62
	2	16-19	10,655	10,655	10,725	10,725	≠	14,36	8,09	16,18	62,8
	1	19-22	12,057	18,085	12,146	18,219	355	17,18	8,55	17,10	79,9
file B	7	2-5	3,966	2,134	3,633	1,955	265	22,52	2,30	4,60	4,60
	6	5-8	6,795	4,510	6,180	4,120	≠	22,52	4,25	8,50	13,10
	5	8-11	8,720	7,130	7,962	6,510	≠	19,70	5,98	11,96	25,06
	4	11-14	9,962	9,962	9,105	9,105	≠	17,51	7,52	15,04	40,10
	3	14-17	11,819	11,819	10,802	10,802	≠	15,76	8,92	17,84	57,94
	2	17-20	13,319	13,319	12,174	12,174	≠	14,36	10,05	20,10	78,04
	1	20-23	15,071	22,607	13,775	20,662	355	17,18	10,61	21,22	99,26
file C	7	3-6	3,173	1,707	3,850	2,072	265	22,52	2,23	4,46	4,46
	6	6-9	5,412	3,608	6,543	4,362	≠	22,52	4,12	8,24	12,7
	5	9-12	6,976	5,704	8,428	6,892	≠	19,70	5,78	11,56	24,26
	4	12-15	7,970	7,970	9,637	9,637	≠	17,51	7,27	14,54	38,80
	3	15-18	9,455	9,455	11,438	11,438	≠	15,76	8,63	17,26	56,06
	2	18-21	10,655	10,655	11,892	12,892	≠	14,36	9,72	19,44	75,5
	1	21-24	12,057	18,085	14,587	21,880	355	17,18	10,27	20,54	96,04

Armatures transversales: (portique D)

$$A_t \geq \frac{1,25 T_c \cdot t}{h_1 \sigma_{ent}}$$



Espacement admissible:

$$\phi_{min} = 14 \text{ mm.}$$

Zone courante $t \leq 12 \phi_{min} = 12 \times 1,4 = 16,8 \text{ cm}$

Zone nodale $t \leq \min \{ 10 \phi_{min} = 14; 15 \} = 14 \text{ cm}$

Nous maintenons un espacement constant $\bar{t} = 12 \text{ cm.}$

niv	$T_c(t)$	$h_1=b_1$ (cm)	\bar{t} (cm)	A_t calcul	A_t adopté	
⑦	2,640	30	12	0,314	2T10 = 1,57	1 Cadre
⑥	7,440	30	12	0,885	2T10 = 1,57	//
⑤	14,20	30	12	1,690	2T10 = 1,57	//
④	22,84	35	12	2,330	4T10 = 3,14	1 Cadre + 1 pingle
③	33,20	40	12	2,960	4T10 = 3,14	//
②	44,96	45	12	3,570	4T10 = 3,14	//
①	57,36	50	12	4,09	6T10 = 4,71	1 Cadre + 2 pingles

$$A_{tmin} = 0,004 t b \text{ en Zone II.}$$

niv	$h_1=b_1$ (cm)	A_{tmin} (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
⑦	30	1,44	1,57
⑥	30	1,44	1,57
⑤	30	1,44	1,57
④	35	1,68	3,14
③	40	1,92	3,14
②	45	2,16	3,14
①	50	2,40	4,71

Armatures transversales: (Portique D)

Efforts tranchants dans les poteaux:

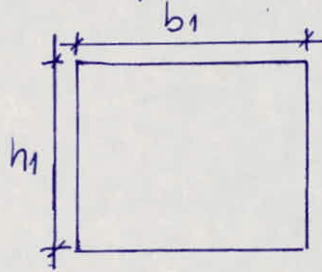
$$T = \frac{M^{sup} + M^{inf}}{h_e}$$

* $\lambda > 15$ pour tous les cas $\Rightarrow T_c = 2T$ (Art. 7.4.2)

file	niv	pot	sens transversal		sens longitudinal		$\frac{(mm)}{h_e}$	λ elancement	T(t)	Tc(t)	Tcum ^(t)
			MSup(tm)	Minf(tm)	MSup(tm)	Minf(tm)					
file A	7	1-5	1,845	0,993	2,404	1,294	280	26,27	1,32	2,64	2,64
	6	5-9	3,089	2,060	4,028	2,685	//	26,27	2,40	4,80	7,44
	5	9-13	4,009	3,278	5,220	4,269	//	26,27	3,39	6,78	14,22
	4	13-17	4,637	4,637	6,040	6,040	//	22,52	4,31	8,62	22,84
	3	17-21	5,568	5,568	7,254	7,254	//	19,70	5,18	10,36	33,20
	2	21-25	6,319	6,319	8,231	8,231	//	17,51	5,88	11,76	44,96
	1	25-29	7,132	10,699	9,294	13,940	375	20,61	6,20	12,40	57,36
file B	7	2-6	2,307	1,241	2,279	1,227	280	26,27	1,26	2,52	2,52
	6	6-10	3,862	2,575	3,820	2,547	//	26,27	2,30	4,60	7,12
	5	10-14	5,011	4,098	4,955	4,052	//	26,27	3,25	6,50	13,62
	4	14-18	5,796	5,796	5,729	5,729	//	22,52	4,44	8,28	21,90
	3	18-22	6,960	6,960	6,879	6,879	//	19,70	4,97	9,94	31,84
	2	22-26	7,899	7,899	7,805	7,805	//	17,51	5,64	11,28	43,12
	1	26-30	8,916	13,373	8,812	13,812	375	20,61	5,94	11,88	55,00
file C	7	3-7	2,307	1,241	2,318	1,249	280	26,27	1,27	2,54	2,54
	6	7-11	3,862	2,575	3,883	2,589	//	26,27	2,31	4,62	7,16
	5	11-15	5,011	4,098	5,034	4,116	//	26,27	3,27	6,54	13,70
	4	15-19	5,796	5,796	5,820	5,820	//	22,52	4,16	8,32	22,02
	3	19-23	6,960	6,960	6,990	6,990	//	19,70	4,99	9,98	32,00
	2	23-27	7,899	7,899	7,930	7,930	//	17,51	5,66	11,32	43,32
	1	27-31	8,916	13,373	8,954	13,430	375	20,61	5,97	11,94	55,26
file D	7	4-8	1,845	0,993	1,955	1,052	280	26,27	1,05	2,14	2,14
	6	8-12	3,089	2,060	3,280	2,187	//	26,27	1,95	3,90	6,04
	5	12-16	4,009	3,278	4,254	3,478	//	26,27	2,76	5,52	11,56
	4	16-20	4,637	4,637	4,921	4,921	//	22,52	3,52	7,04	18,60
	3	20-24	5,568	5,568	5,910	5,910	//	19,70	4,22	8,44	27,04
	2	24-28	6,319	6,319	6,704	6,704	//	17,51	4,79	9,58	36,62
	1	28-32	7,132	7,132	7,575	11,362	375	20,61	5,05	10,10	46,72

Armatures transversales : (portique E).

$$A_t \geq \frac{1,25 T_c \times t}{h_1 \sigma_{ent}}$$



Espacement admissible :

$$\phi_{min} = 14 \text{ mm.}$$

Zone courante $t \leq 12 \phi_{min} = 12 \times 1,4 = 16,8 \text{ cm.}$

Zone nodale $t \leq \min \{ 10 \phi_{min} = 14 ; 15 \text{ cm} \} = 14 \text{ cm.}$

Soit un espacement constant $\bar{E} = 12 \text{ cm.}$

niv	$T_c(t)$	$h_1 = b_1$ (cm)	\bar{E}	A_{tcal} (cm ²)	A_t (cm ²) adopté	
⑦	4,60	35	12	0,470	4T10 = 3,14	1 Cadre + 1 epingle
⑥	13,10	35	12	1,340	4T10 = 3,14	≡
⑤	25,06	40	12	2,235	4T10 = 3,14	≡
④	40,10	45	12	3,183	4T10 = 3,14	≡
③	57,94	50	12	4,138	6T10 = 4,71	1 Cadre + 2 epingles
②	78,04	55	12	5,06	6T10 = 4,71	1 Cadre + 2 epingles
①	99,26	60	12	5,90	6T10 = 4,71	2 Cadres + 1 epingle

$$A_{tmin} = 0,004 t b \text{ Zone II.}$$

niv	$h_1 = b_1$ (cm)	A_{tmin} (cm ²)	A_t (cm ²) adopté
⑦	35	1,68	3,14
⑥	35	1,68	3,14
⑤	40	1,92	3,14
④	45	2,16	3,14
③	50	2,40	4,71
②	55	2,64	4,71
①	60	2,88	4,71

FONDATIONS

FONDITIONS

Fondations

Introduction :

A la demande de l'ERCA le LNHC a entrepris l'étude géotechnique du terrain sur lequel sera implanté l'ouvrage que nous étudions. (05) essais pénétrométriques ont été réalisés jusqu'au refus et (02) sondages carottés de 9,0 m de profondeur à partir desquels des échantillons intacts ont été prélevés et étudiés. d'après la carte géologique au 1/50000, feuille n° 21.83.C17 d'Alger le terrain se trouve sur une zone composée d'alluvions anciennes du pléistocène.

Essais au pénétromètre dynamique :

- but de l'essai : cet essai a trois buts principaux
 - Donner une idée rapide de la résistance opposée par le sol en fonction de la profondeur.
 - détecter d'éventuelles anomalies (cavernes, ...)
 - Obtenir le niveau précis du premier horizon dur rencontré.
- Principe de l'essai : l'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le sol d'un train de tiges par l'action d'un mouton de masse (M), tombant respectivement d'une hauteur fixe (H), la tige commence à s'enfoncer sous les coups simultanés du mouton. on enregistre alors le nombre de coups (N) nécessaires à obtenir un enfoncement de longueur fixée (L).
- Exploitation des résultats : grâce à l'analogie avec les pieux battus on peut appliquer à ces essais la formule dite des hollandais pour calculer la résistance de pointe R_p , en fonction de la profondeur :

$$R_p = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 H}{(P+M)} \cdot \frac{1}{A}$$

expression dans laquelle :

M = Masse du mouton = 63,5 kg.

P = Masse des tiges + Mandrin en (kg).

H = Hauteur de chute en (cm)

A = Section de la pointe en (cm²)

L = Enfoncement de référence = 20 cm.

N = Nombre de coups nécessaires pour l'enfoncement L :

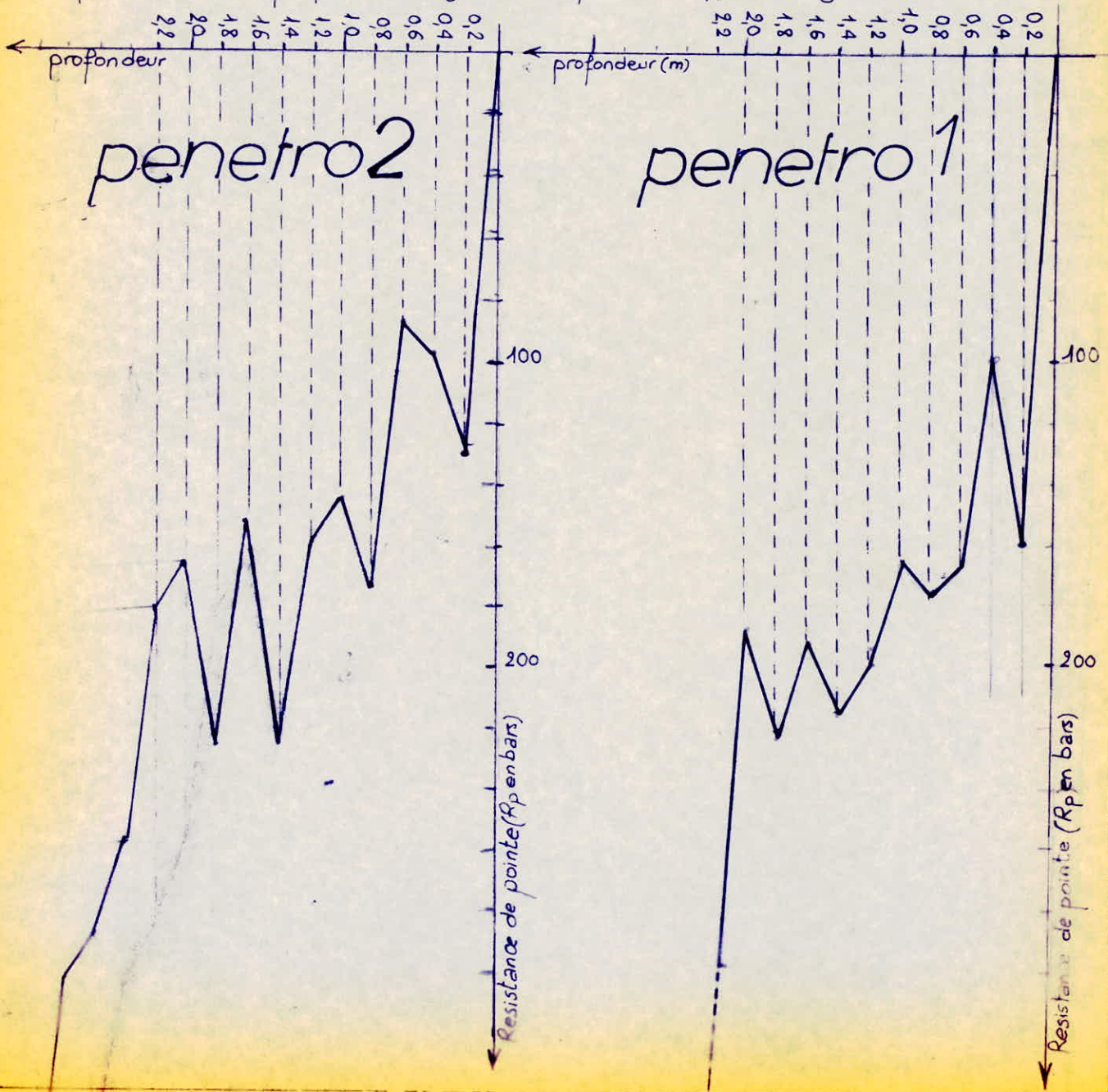
Les diagrammes de résistance à la pénétration dynamique (R_p) sont représentés **suivant** la profondeur par les courbes ci-dessous.

Remarque:

Les résultats obtenus par le penetromètre dynamique peuvent être faussés par plusieurs facteurs dont le plus important est qu'une proportion variable et malheureusement inconnue du frottement latéral s'ajoute à la résistance à la pointe car il n'est pratiquement pas possible de mesurer séparément au cours de ces essais l'effort de pointe et le frottement latéral, ce qui conduit naturellement à rechercher un procédé de mesure plus précis qui dissocie sans erreur importante les deux effets, c'est le penetromètre statique dont la vitesse d'enfoncement est lente ($0,5 \div 2 \text{ cm/s}$) et qui sont conçus pour mesurer séparément la réaction des couches traversées sous la pointe et le frottement latéral sur les tubes entourant la tige centrale. mais ceci n'a pas été réalisé par le L.N.H.C.

Interpretation des résultats:

Les diagrammes des résistances de pénétration dynamique montrent que la profondeur de refus est à (3,0 m) où l'enfoncement devient très difficile et qu'à (2,0 m) de profondeur déjà le sol pénétré offre une grande résistance.



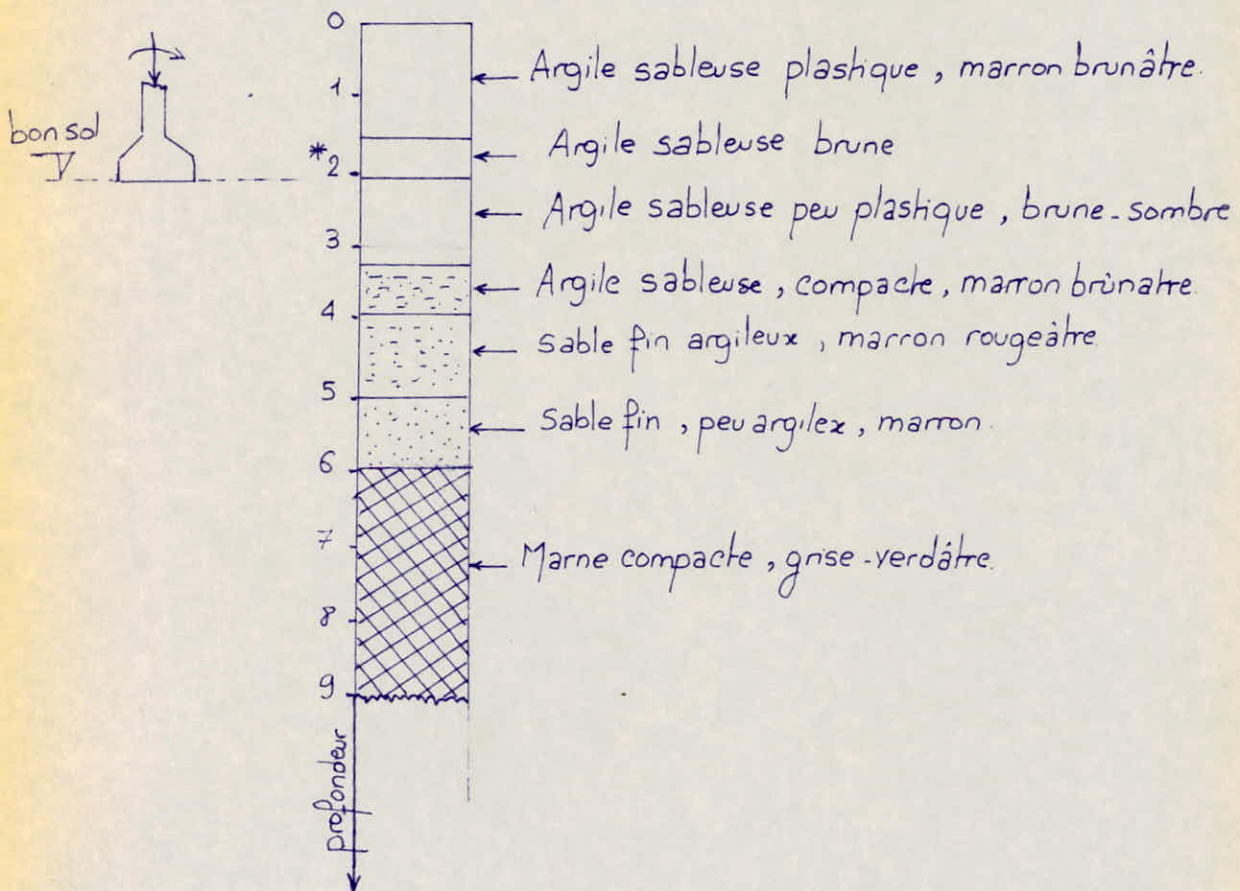
Comme on peut le remarquer, du point de vue des valeurs de la résistance à la pénétration on peut remarquer que celles-ci sont toutes supérieures à 150 bars à partir de (1,0m) de profondeur et qu'à (2,0m) nous avons :

penetrometre dynamique 1 : $R_{p1} = 188$ bars.
 penetrometre dynamique 2 : $R_{p2} = 165$ bars.

Ces résistances correspondent à un taux de travail admissible $\bar{\sigma}_3 = \frac{R_p}{30}$ si nous tenons compte d'un coeff reducteur de $(\frac{1}{30})$ qui depend en fait des caractéristiques du penetrometre et on peut dire aussi que c'est une regle de bonne pratique (emp ceci étant nous aurons alors :

$$\bar{\sigma}_3 = \text{Min} \left(\frac{R_{p1}}{30} ; \frac{R_{p2}}{30} \right) = \frac{165}{30} = 5,5 \text{ bars}$$

- Sondage: l'assise du bâtiment étudié a été touchée uniquement par les deux essais décrits ci-dessus et le sondage à partir duquel des échantillons intacts et paraffinés ont été étudiés :



d'après ces résultats (penetrometre - sondage) nous avons décidé de fonder l'ouvrage à (2,0m) (profondeur à laquelle toutes les fondations seront basées) Nous estimons aussi que cette profondeur assure un bon ancrage à la superstructure déjà calculée -

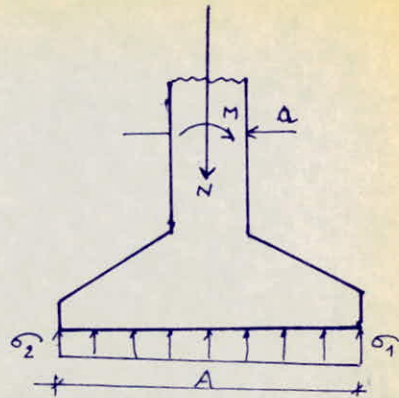
• Semelle isolée :

Les efforts sont $\begin{cases} SP1 \rightarrow N = 61,819 \text{ t} ; M = 2,494 \text{ tm} \\ SP2 \rightarrow N = 83,844 \text{ t} ; M = 24,140 \text{ tm} \end{cases}$

poteau $a \times b = 60 \times 60$

• Nous adopterons une semelle homothétique au poteau

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (carrée)}$$



— Calcul :

• Nous voulons que tout le sol sous la fondation soit comprimé (diagramme trapézoïdal)

$$\Rightarrow e = \frac{M}{N} < \frac{A}{6} \Rightarrow A > \frac{6M}{N}$$

$$\text{soit } \begin{cases} SP1 \rightarrow A > \frac{6 \times 2,494 \times 10^5}{61,819 \times 10^3} = 24,21 \text{ cm} \\ SP2 \rightarrow A > \frac{6 \times 24,140 \times 10^5}{83,844 \times 10^3} = 172,75 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \boxed{A > 1,73 \text{ m}} \quad (1)$$

donc pour avoir un diagramme trapézoïdal il faut que l'inéquation soit satisfaite ceci étant :

$$\begin{aligned} \sigma_{1,2} &= \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{M \cdot v}{I} \quad \text{avec } v = \frac{A}{2} \quad I = \frac{BA^3}{12} = \frac{A^4}{12} \\ &= \frac{N}{A^2} \pm \frac{Ne \cdot \frac{A}{2}}{\frac{A^4}{12}} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \frac{N}{A^2} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right] \end{aligned}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \frac{1}{4} \left[\frac{N}{A^2} \left(1 - \frac{6e}{A}\right) + 3 \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) \right]$$

$$\Rightarrow \boxed{\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N}{4A^2} \left[4 + \frac{12e}{A} \right] \ll \bar{\sigma}_3} \quad (2)$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_3 = \gamma D + \frac{\rho \gamma N_\gamma + \gamma D(N_\gamma - 1) + (1 + 0,3 \frac{B}{A}) C N_c}{F_s} ; \quad \rho = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{A})}$$

dans cette expression nous avons :

γ : poids spécifique du sol humide.

D : Ancrage de la fondation (= 2,00 m)

N_γ, N_q, N_c paramètres sans dimensions en fonction de l'angle de frottement φ :

C : Cohésion du sol sur lequel sont basées les fondations.

F_s : Coeffi de sécurité (en général pris égal à 3).

dans notre cas :

$$\gamma = \gamma_d (1 + w) \quad \gamma_d : \text{poids volumique sec} = 1,73 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \gamma = 1,73(1 + 0,144) = 1,98 \text{ t/m}^3$$

$$w : \text{teneur en eau naturelle} = 14,4\%$$

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow \text{d'après caquot} \quad \left\{ \begin{aligned} N_\gamma &= 4,97 \text{ terme de surface} = \frac{1}{2} \left[K_p \frac{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \cdot \text{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \right] \\ N_q &= 6,40 \text{ terme de profondeur} = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi \text{tg} \varphi} \\ N_c &= 14,80 \text{ terme de cohésion} = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi} \end{aligned} \right.$$

$$C = 0,2 \text{ kg/cm}^2 = 2 \text{ t/m}^2 ; \quad \text{semelle carrée} \Rightarrow \rho = 0,25A$$

$$\begin{aligned}
 \text{d'où } \bar{\sigma}_3 &= \gamma D + \frac{0,25 A \gamma N \gamma + \gamma D (N \gamma - 1) + 1,3 C N c}{3} \\
 &= 1,98 \cdot 2 + \frac{0,25 A \cdot 1,98 \cdot 4,97 + 1,98 \cdot 2 (6,4 - 1) + 1,3 \cdot 2 \cdot 14,8}{3} \\
 \Rightarrow \bar{\sigma}_3 &= (0,820 A + 23,915) \text{ t/m}^2 \quad \text{soit } \bar{\sigma}_3 = \frac{(0,820 A + 23,915)}{10} \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

dans ces conditions l'inéquation (2) devient alors.

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N}{4A^2} \left[4 + \frac{12e}{A}\right] \ll (0,820 A + 23,915) = \bar{\sigma}_3 \quad (3)$$

c'est une inéquation du 3^e degré qui va être résolue par itérations successives.

- Sous SP1 : $N = 61,819 \text{ t}$; $M = 2,494 \text{ tm} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 0,040 \text{ m}$

$$(3) \Rightarrow \frac{61,819}{4A^2} \left[4 + \frac{12 \cdot 0,040}{A}\right] \ll (0,820 A + 23,915) = \bar{\sigma}_3$$

Après plusieurs itérations $A = 1,65 \text{ m}$.

- Sous SP2 : $N = 83,844$; $M = 24,140 \text{ tm} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 0,288 \text{ m}$.

$$(3) \Rightarrow \frac{83,844}{4A^2} \left[4 + \frac{12 \cdot 0,288}{A}\right] \ll 1,3 (0,820 A + 23,915) = 1,3 \bar{\sigma}_3$$

Après plusieurs itérations $A = 1,95$.

en conclusion donc on prendra $A = 2,00 \text{ m} > 1,95 > 1,73$ (diag trapez).

• pour justifier la réaction du sol linéaire il faut qu'on aie une semelle assez rigide ce qui est traduit par : $h \gg \frac{200 - 50}{4} = 37,5$ on prendra $h = 45 \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$

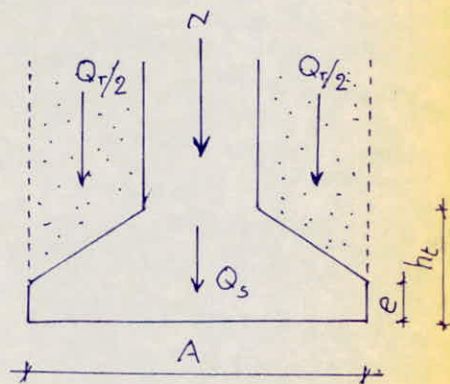
• épaisseur de la semelle : $e \gg 6\phi + 6$ $\phi = 20 \text{ mm}$ diamètre de la plus grosse barre.

soit $e \gg 6 \cdot 20 + 6 = 18 \text{ cm}$ on prendra $e = 20 \text{ cm}$.

Verification des contraintes dans le sol :

pour la verification des contraintes dans le sol nous ajouterons à l'effort normal ramené de la superstructure le poids propre de la semelle (Q_s) et le poids des terres (Q_T).

$$Q_s + Q_T = 11,50 \text{ t}$$



- Verification au premier genre :

$$(N' = 61,819 + 11,500 = 73,319 \text{ t} ; M = 2,494 \text{ tm})$$

$$A = 2,00 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 0,820 \cdot 2 + 23,915 = 25,555 \text{ t/m}^2 = 2,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{comme } A = 200 \text{ cm} > \frac{6M}{N'} = \frac{6 \cdot 2,494 \cdot 10^5}{73,319 \cdot 10^3} = 20,41 \text{ cm} \Rightarrow \text{diag trapez } (\bar{\sigma}_s > 0)$$

$$e = \frac{M}{N'} = 3,40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N'}{4A^2} \left[4 + \frac{12e}{A}\right] = \frac{73319}{4 \cdot 200^2} \left[4 + \frac{12 \cdot 3,40}{200}\right] = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,56 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification au deuxieme genre :

$$(N' = 83,844 + 11,5 = 95,344 \text{ t} ; M = 24,140 \text{ tm})$$

$$e = \frac{M}{N'} = 25,32 \text{ cm} < \frac{A}{6} = \frac{200}{6} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{tout le pol est comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,3 \cdot 2,56 = 3,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N'}{4A^2} \left[4 + \frac{12e}{A}\right] = \frac{95344}{4 \cdot 200^2} \left[4 + \frac{12 \cdot 25,32}{200}\right] = 3,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3,33 \text{ kg/cm}^2$$

Verification du poinçonnement :

$$\text{caquot : } h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b'}}$$

$$1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b'}}} = 1,44 \sqrt{\frac{61819}{68,5}} = 43,26 \text{ cm} < h_t - d = 50 - 5 = 45 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

ferraillage de la semelle : puisqu'on a une semelle rigide on peut utiliser la methode des bielles :

$$F_{\max} = \frac{Q(A-a)}{8R} \quad Q = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot A \cdot B = 1,93 \cdot 200 \cdot 200 = 77200 \text{ kg}$$

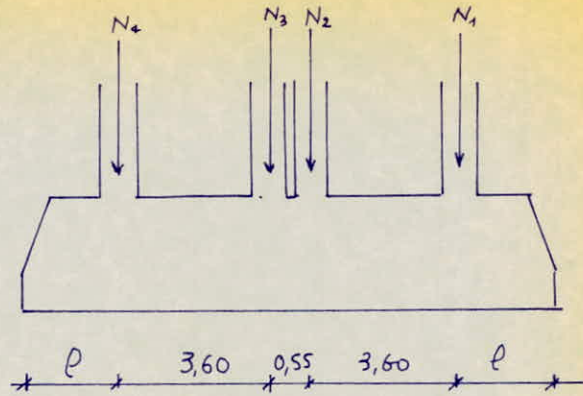
$$= \frac{77200(200-50)}{8 \cdot 45} = 32167 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A = \frac{F_{\max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{32167}{2800} = 11,45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

pour l'autre sens on adoptera le même ferraillage car les moments M^y sont du même ordre de grandeur (légèrement inférieurs)

• Semelle continue sous poteaux.

- $N_1 = 137,215 \text{ t}$; $M_1 = 0,417 \text{ tm}$
- $N_2 = 55,170 \text{ t}$; $M_2 = 1,148 \text{ tm}$
- $N_3 = 57,106 \text{ t}$; $M_3 = 0,891 \text{ tm}$
- $N_4 = 129,464 \text{ t}$; $M_4 = 1,118 \text{ tm}$



• Reaction du sol ??

Nous voulons que la semelle continue sous poteaux travaille sous des contraintes linéairement répartie, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur sol élastique avec une réaction non linéaire.

en fait le calcul de la longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kB}}$$

I est l'inertie de la semelle.

E module d'élasticité du béton = $2,1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$.

k coeff de raideur du sol = $0,5 \rightarrow 12 \text{ kg/cm}^3$.

pour un sol moyen $k = 4 \text{ kg/cm}^3 = 4 \times 10^3 \text{ t/m}^3$.

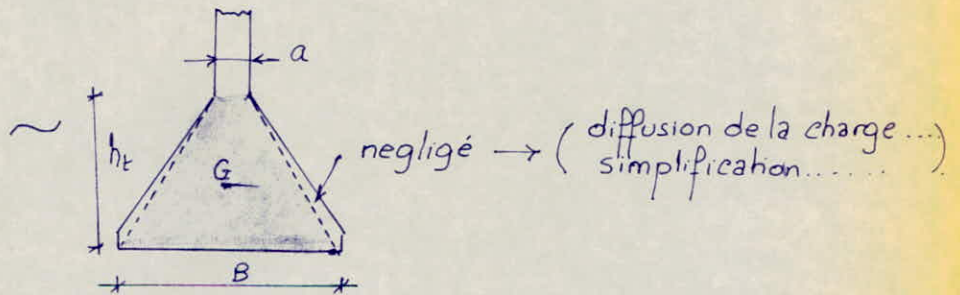
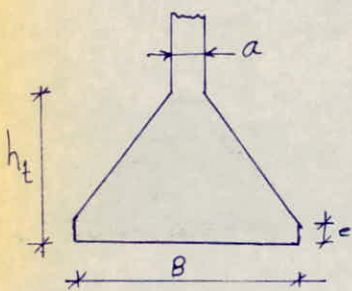
B largeur de la semelle.

soit $l = 3,60$ la longueur de la poutre ou écartement des charges qui la sollicitent

si $l \leq \frac{\pi}{2} l_e \rightarrow$ le calcul se fait avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

si $l > \frac{\pi}{2} l_e \rightarrow$ la répartition des contraintes n'est plus linéaire et le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

que la condition ci dessus soit satisfaite il faut bien choisir B et h_t car ce sont les seuls paramètres qu'on peut toucher.



$$I_{GG'} = \frac{h_t^3}{36(B+a)} (B^2 + 4aB + 3a^2)$$

Condition de non poinçonnement :

$$h_t - d \gg 1,44 \sqrt{\frac{P}{\sigma_{b_1}}} = 1,44 \sqrt{\frac{137,215 \cdot 10^3}{68,5}} = 64,45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 65 \text{ cm et } h_t = 70 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I_{GG'} = \frac{0,70^3}{36(B+0,5)} (B^2 + 4 \cdot 0,5 B + 3 \cdot 0,5^2) = \frac{0,34 B^2 + 0,69 B + 0,26}{36 B + 18} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\Rightarrow l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot (0,34 B^2 + 0,69 B + 0,26)}{4 \cdot 10^3 B (36 B + 18)}} \dots (1)$$

$$l \ll \frac{\pi}{2} l_e \Rightarrow l^4 \ll \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 l_e^4 \Rightarrow 3,6^4 \ll \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 \cdot 2,1 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,34 B^2 + 0,69 B + 0,26}{B(36 B + 18)}$$

$$\Rightarrow 3,6^4 B(36 B + 18) \ll 10^3 (4,35 B^2 + 8,84 B + 3,33)$$

$$\Rightarrow -1696,6 B^2 + 5816,7 B + 3330 \gg 0$$

$$\Rightarrow \boxed{-B^2 + 3,42 B + 1,96 \gg 0} \dots (2)$$

Cette inéquation traduit le fait suivant :

Si nous choisissons (B) parmi les solutions de l'inéquation (1) alors il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à une poutre sur sol élastique.

$$(1) \Rightarrow \Delta = 19,54 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4,42 \rightarrow B = \frac{-3,42 - 4,42}{2 \cdot (-1)} = 3,92 \text{ m.}$$

$$\boxed{(2) \text{ satisfaite} \Leftrightarrow B \ll 3,92 \text{ m}}$$

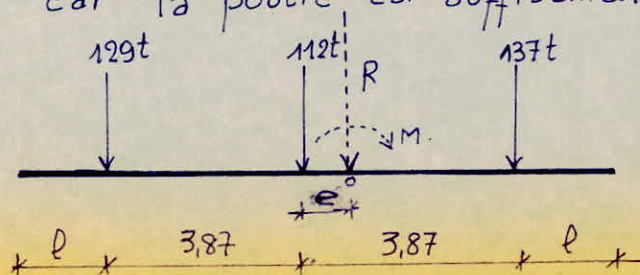
$$\text{on prend } B = 2,00 \text{ m} < 3,92 \text{ m}$$

Vérification :

$$(1) \Rightarrow l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_B}} = \frac{4 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot (0,34 \cdot 2,0^2 + 0,69 \cdot 2,0 + 0,26)}{4 \cdot 10^3 \cdot 2,0 (36 \cdot 2,0 + 18)} = 2,59 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{\pi}{2} l_e = 4,07 \text{ m} \text{ on a bien } l = 3,60 < \frac{\pi}{2} l_e = 4,07 \text{ m}$$

Nous pouvons supposer une réaction linéaire car la poutre est suffisamment rigide.



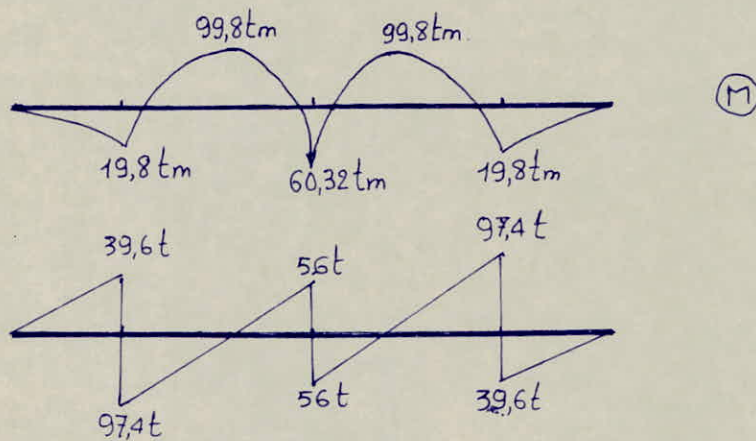
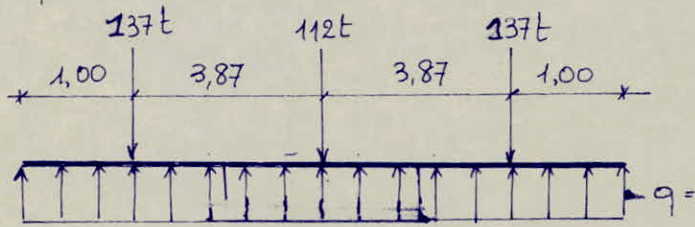
on remarque que l'excentricité de la résultante est faible.

$$e = 0,09 \text{ m.}$$

pour $l = 1,00\text{ m} \Rightarrow L = 9,75\text{ m} \Rightarrow \sigma = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_4}{B \times L} = \frac{378955}{200 \times 1,95} = 1,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= \gamma D + \frac{B}{2} \frac{\gamma N_g + \gamma D(N_g - 1) + 1,3 C N_c}{F_s} \\ &= 1,98 \times 2 + \frac{2,00/2 \times 1,98 \times 4,97 + 1,98 \times 2 \times (6,40 - 1) + 1,3 \times 2 \times 14,8}{3} \\ &= 3,96 + 23,23 = 27,19 \text{ t/m}^2 = 2,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma = 1,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

• Efforts dans la poutre : le schéma statique est le suivant :



Calcul des armatures:

- Sections d'appui:

• Appui 1 et 3: $M = 19,8 \text{ tm}$; $T = 97,4 \text{ t}$.

$$M_{rb} = \bar{\mu} a h^2$$

$$\bar{x} = \bar{\alpha} h \rightarrow \bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$$

$$\bar{y} = h - \frac{\bar{x}}{3} \rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,423}{3} = 0,859$$

$$\begin{aligned} M_{rb} &= \bar{\mu} a h^2 = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} \bar{\gamma} a h^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 0,423 \cdot 0,859 \cdot 50 \cdot 65^2 = \\ &= 5258002,7 \text{ kg cm} = 52,6 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{rb} = 52,6 \text{ tm} > M_{\text{ext}} = 19,8 \text{ tm} \Rightarrow A' = 0$$

Aciers tendus $\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\gamma} R \bar{\sigma}_a} = \frac{19,8 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 65 \cdot 2800} = 12,66 \text{ cm}^2$. on prend 8T16 = 16,08 cm².

• Appui 2: $M = 60,3 \text{ tm}$; $T = 56 \text{ t}$.

$$52,6 = M_{rb} < M = 60,3 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\begin{aligned} A' &= \frac{\Delta M}{(R - d') \bar{\sigma}_a'} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a' = m \bar{\sigma}_b' \frac{\bar{x} - \delta'}{\bar{x}} \quad \delta' = \frac{d'}{R} = \frac{5}{65} = 0,08 \\ \Rightarrow \bar{\sigma}_a' &= 15 \cdot 137 \cdot \frac{0,423 - 0,08}{0,423} = 1666 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A' = \frac{(60,3 - 52,6) \cdot 10^5}{(65 - 5) \cdot 1666} = 7,70 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend 4T16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\bar{\gamma} R \bar{\sigma}_a} + A' \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{52,6 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 65 \cdot 2800} + 7,70 \cdot \frac{1666}{2800} = 38 \text{ cm}^2$$

soit 20T16 = 40,20 cm².

- Section en travée:

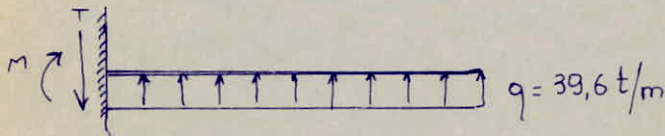
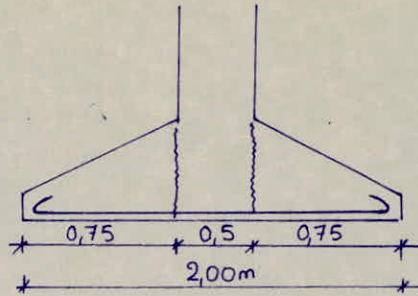
$$\text{travée (1-2) = (2-3)} \quad M = 99,8 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = 52,6 \text{ tm} < M_{\text{ext}} = 99,8 \text{ tm} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(R - d') \bar{\sigma}_a'} = \frac{(99,8 - 52,6) \cdot 10^5}{(65 - 5) \cdot 1666} = 47,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 16T20 = 50,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\bar{\gamma} R \bar{\sigma}_a} + A' \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{52,6 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 65 \cdot 2800} + 47,2 \cdot \frac{1666}{2800} = 61 \text{ cm}^2 \rightarrow 20T20 = 62,8 \text{ cm}^2$$

. Armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité:



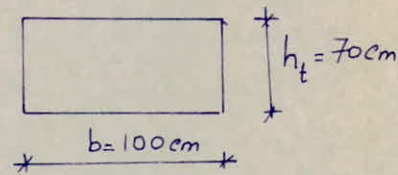
$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{39,6 \times 0,75^2}{2} = 11,14 \text{ tm.}$$

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{39,6 \times 0,75}{2} = 14,85 \text{ t.}$$

en prenant une bande de (1m) — $b = 100 \text{ cm}$ $h = 65 \text{ cm}$; $d = 5 \text{ cm}$.

$$M_{rb} > M_{et} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{et}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11,14 \times 10^5}{0,859 \cdot 65 \cdot 2800}$$



$$= 7,13 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{on prendra } 5T14/\text{ml} \text{ soit } 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

. Contrainte de cisaillement max:

$$\tau_b^{\max} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{14,85 \times 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 65} = 2,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

Nous utiliserons donc des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

(Voir ferrailage).

LONGRINES

Les longrines sont placées au niveau des semelles qu'elles relient. leur rôle est la rigidification de l'infrastructure, elles seront calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une traction égale à 10% de l'effort normal max.

la longrine a une section 30 x 45.
elle est soumise à $N = \pm 10\% \times 137,215 = \pm 13,722t$.

- en compression.

$$A' \geq \frac{1}{\sigma_{bc}} \left(\frac{N}{\sigma_{bc}} - B \right)$$

$$A' = \frac{1}{15} \left(\frac{13,722}{68,5} - 30 \times 45 \right) < 0$$

- en traction :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{13,722 \times 10^3}{2800} = 4,90 \text{ cm}^2$$

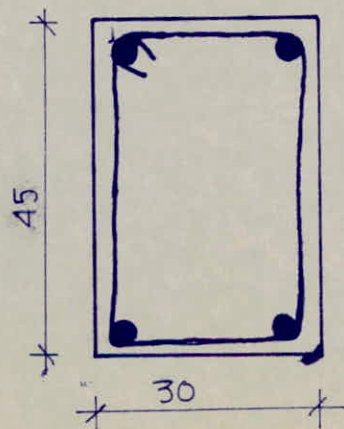
- Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$A = 4,90 > 0,69 \times 30 \times 40 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

on adoptera donc 4T14 ($A = 6,15 \text{ cm}^2$).

pour les armatures transversales on adoptera un cadre T8 avec un espacement de 20cm.



VOILE PERIPHERIQUE

Prescription RPA 81.

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (notre cas 2,00m) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en zone (II) et (III). Ce voile qui sert à rigidifier l'infrastructure aura les caractéristiques ci dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures dont la section doit être $\geq 0,2\%$ de la section transversale avec recouvrement $\geq 50\phi$ et une étrépe de renforcement aux angles
- Armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par (ml) de hauteur

* Ferailage : $h = 2,00$ m. ; $e = 20$ cm.

- Armatures longitudinales filantes $A_p \geq \frac{0,2 \times 200 \times 20}{100} = 8$ cm².
soit 4T16 = 8,04 cm².

- Armatures longitudinales de peau 4T12 = 4,52 cm²/ml > 2 cm² (min)

Handwritten text in a rectangular box, possibly a library or archival stamp, containing several lines of illegible characters.