

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

امسدة الوطنية للدراسات

NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

HOTEL R+5

STRUCTURE AUTO-STABLE

6 PLANS

Proposé par : ENET

Etudié par : MARNICHE
Malika

Dirigé par : M^{me} Guigora

MEBHAH
Ghania

PROMOTION : Juin 1985

دراسة فندق سياحي

الملخص

يتمثل مشروعنا هذا في دراسة فندق سياحي ذو 5 طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي. سيشتيد هذا الفندق في معسكر التي هي منطقة متوسطة الزلزال (رتبة II). ويتكون هيكل هذا البناء من أعمدة وحائزات.

Sujet: HOTEL (R+5)

Resumé: Notre projet de fin d'études nous a été proposé par l'entreprise nationale des études touristiques (E.N.E.T). Il consiste en l'étude d'un hôtel à usage touristique qui sera implanté à MASCARA classé en zone I par le RPA 81. La structure résistante est une structure auto-stable qui assure le contreventement dans les 2 sens.

Subject: HOTEL.

Abstract: Our project consists in study of a touristic Hôtel custom which is situated at MASCARA, classified as zone II by the Algerian aseismic code (RPA 81). It is structured by porticos system.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

- A mon père, ma mère qui m'ont guidé dans mes études pas à pas.
- A mes sœurs aînées, Radhia et Nouma, qui m'ont ouvert la voie dans les études supérieures.
- A mon frère Djamel qui termine ses études de médecine
- A mon frère Rachid qui poursuit ses études d'ingénieur
- A mon petit frère Madjid et mon neveu Ryad
- A mon beau frère Mustapha, ainsi qu'à toute ma famille et mes amis (es)

Malika

• A mes parents

Phanis

Remerciements

Toute notre gratitude à Monsieur Cherif Cherchali pour l'intérêt et surtout pour son aide précieuse tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation; particulièrement M^{me} Guigova, notre promotrice, pour ses conseils et pour toute l'aide qu'elle nous a apportée.

Nous adressons nos remerciements à Messieurs: Achour, Biad, Hageb, Lekkak, Salem cherif, Stambouli, Mahmoudi, Kellou, Meehmech, Dich et Tikouk.

Soient remerciées toutes les personnes qui ont bien voulu nous prêter leur concours.

Nos respects aux membres du Jury.

Sommaire

	Pages
I Introduction	
- Présentation de l'ouvrage	1
- Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
- Evaluation des charges et surcharges	4
- Prédimensionnement	6
II Calcul des éléments	
- Calcul de l'acrotère	9
- Calcul des poutrelles	11
- Calcul des escaliers	16
- Calcul de la galerie technique	22
III Charges verticales	25
IV Etude au séisme	35
V Superposition des sollicitations	60
VI Ferrailage des poutres et poteaux	
- Ferrailage des poutres	70
- Ferrailage des poteaux	81
VII Fondations	
- Fondations	97
- voile périphérique	102
- Longrines	104

INTRODUCTION

Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'études proposé par l'entreprise nationale des études touristiques consiste en l'étude de la structure résistante d'un hôtel R+5 situé à Masuara, zone de moyenne densité.

Il se compose de cinq blocs : 3 blocs à 5 étages destinés à l'hébergement, un bloc R+0 pour la restauration et un autre bloc R+0 pour la chaufferie qui sera conçue en voûte d'épaisseur 15 cm et d'un plancher haut en dalle pleine d'épaisseur 20 cm. Elle sera munie d'une cheminée faite de pierres réfractaires posées sur plat.

Notre étude a été consacrée pour les 2 blocs hébergement séparés par un joint de dilatation de 3 cm et ayant une hauteur totale de 21,3 m.

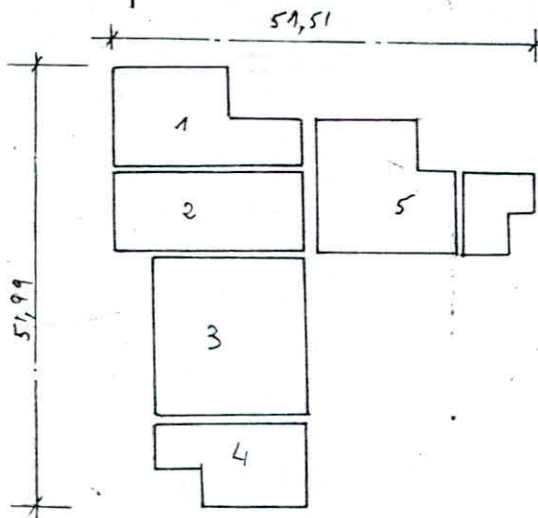
Le contreventement de la structure sera assuré par des portiques dans les deux directions.

La galerie technique située au niveau du plancher haut du rez de chaussée a été installée pour des raisons d'esthétique. Elle regroupera toutes les conduites de gaz et d'eau usée.

Le plancher RDC est une dalle pleine posée sur hérissonnage.

Les planchers d'étages courants sont constitués par des corps creux 16+4 sauf au niveau des réservations où le plancher sera en bande moyée d'épaisseur 20 cm.

dimensions en plan du bâtiment :



- cas de la compression simple: $\epsilon = 1$ quelque soit la forme de la section
- cas de la flexion simple ou composée: $\epsilon = 1$ pour les sections rectangulaires $0,5 < \epsilon < 1 \rightarrow$ en T.C.

- Valeurs des contraintes admissibles:

• compression simple: SP1: $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,75 \text{ kg/cm}^2$ et SP2: $\bar{\sigma}'_{b0} = 103,13 \text{ kg/cm}^2$.

• Flexion simple ou flexion composée avec traction:

SP1: $\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ E [kg/cm}^2]$; SP2: $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_{SP1} = 206,25 \text{ E [kg/cm}^2]$

- Contrainte de traction de référence du béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \rho \cdot \sigma'_{28} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \begin{cases} \theta = 0,018 + 2,1 / \sigma'_{28} & \text{sous SP1.} \\ \theta = 1,5 (0,018 + 2,1 / \sigma'_{28}) & \text{sous SP2} \end{cases} \quad \sigma'_{28} \text{ en bars.}$$

- Valeurs des contraintes admissibles:

SP1: $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ SP2: $\bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$.

ACIER: On utilisera 3 catégories d'acier: ADX, HA et treillis soudé.

a) - Acier doux - ADX - Nuance FeE24:

Limite d'élasticité nominale: $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

contraintes admissibles: SP1: $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$; SP2: $\bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

b) - Acier à haute adhérence - HA - Nuance FeE40:

$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$ } sous SP1 $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$
 $\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$. } --- SP2 $\bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$.

c) - Treillis soudés:

$\phi < 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{a_{SP1}} = 3533 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{a_{SP2}} = 5300 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{a_{SP1}} = 3000 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{a_{SP2}} = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

- Contrainte admissible de non fissuration. CCBA - art 49.

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle

ϕ : diamètre de la plus grosse barre (exprimé en mm)

η : coefficient de fissuration des aciers: $\begin{cases} \text{HA} & \eta = 1,6 \\ \text{ADX} & \eta = 1. \end{cases}$

$$\bar{\sigma}'_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}.$$

avec: $\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}'_b}{\phi}}$

K étant un coefficient dépendant du type de fissuration.

$K = \begin{cases} 0,5 \cdot 10^5 & \text{fissuration très nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{--- " --- préjudiciable} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{--- " --- peu nuisible} \end{cases}$

$\bar{\omega}$: % d'armatures de fissuration. $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ (tendus)

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

section de béton relative à l'enrobage des barres tendues.

Evaluation des Charges et surcharges.

- Plancher terrasse:

• protection par gravier (5cm)	90 kg/m ²
• étanchéité multicouche	10 —
• Liège	16 —
• chape de béton	40 —
• forme de pente (7cm d'épaisseur moyenne)	110 —
• table de compression + hourdis (16+4)	265 —
• enduit plâtre (1,5cm)	21 —

Charges permanentes : $G = 552 \text{ kg/m}^2$

surcharge d'exploitation : $P = 100 \text{ kg/m}^2$ (terrasse inaccessible)

combinaison pour SP1 : $q = G + 1,2P$ $q = 672 \text{ kg/m}^2$

- Etage courant:

• carrelage (1cm)	22 kg/m ²
• Plâtre et mortier de ciment	30 —
• liège	16 —
• table de compression + hourdis	265 —
• Cloisons légères	75 —

Charge permanente : $G = 408 \text{ kg/m}^2$

surcharges d'exploitation :

Chambres : 175 kg/m ²	}	pour le calcul on prendra $P = 250 \text{ kg/m}^2$.
Couloirs : 250 —		
escaliers : 350 —		
Balcons : 350 kg/m ² .		

combinaison pour SP1 : $q = 708 \text{ kg/m}^2$

- Plancher du R.D.C

Le plancher du RDC est une dalle pleine d'épaisseur 15 cm ($\frac{l}{35} \approx 15 \text{ cm}$)
posé sur herissonnage.

2/ charges permanentes:

• carrelage 2cm	44 kg/m ²
• mortier de ciment	30 —
• liège	16 —
• dalle pleine	375 —
• cloisons légères	75 —
Charge permanente :	$G = 540 \text{ kg/m}^2$

surcharge d'exploitation: $P = 400 \text{ kg/m}^2$.

sovo SPA : $q = G + 1,2 P$ $q = 1020 \text{ kg/m}^2$

• Cloisons lourdes des façades :

• briques creuses de 15cm	220 kg/m^2
• briques creuses de 5cm	90 —
• plâtre	21 —
• enduit ciment	30 —

$G_7 = 361 \text{ kg/m}^2$

Si on considère que l'on a 40% d'ouvertures le poids de murs extérieurs sera de :

$G = 0,6 \cdot 361 = 216,6 \text{ kg/m}^2$

(Les cloisons sont séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur)

• Acrotère : hauteur : $0,80^m$; épaisseur $0,12^m$; poids : 240 kg/ml .

• Galerie technique :

dalle épaisseur 12 cm	300 kg/m^2
enduit plâtre 1,5cm	21 kg/m^2
Étanchéité	10 kg/m^2

$G_7 = 331 \text{ kg/m}^2$

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

sovo SPA $q = G + 1,2 P$ $q = 451 \text{ kg/m}^2$

PREDIMENSIONNEMENT

1/- Poteaux:

Une des dimensions des poteaux est imposé par les plans d'architecture $b=30\text{cm}$.

Le prédimensionnement des poutres et des poteaux se fera pour une charge de calcul $g = 1,2\text{t/m}^2$ (utilisé par les bureaux d'études)

Soit S la surface du revient au poteau de dimension $b \times h$.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 50\text{kg/cm}^2 = 500\text{t/m}^2$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b0} = 500\text{t/m}^2 = \frac{N}{S_p} = \frac{1,2 \cdot S \cdot \text{nbre d'étages}}{0,30 \cdot L(m)} \Rightarrow L(m) = \frac{1,2 \cdot S \cdot \text{nbre d'étages}}{500 \cdot 0,30}$$

Pour les poteaux les plus sollicités: (B6 - B7 - B8 - C6 - C7 - C8 - ...) on a: $L = 90\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Art. 421.1 (RPA 81): Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les 3 conditions suivantes:

① $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ (zone I et II) \rightarrow Condition vérifiée.

$$\begin{cases} b_1 = 30\text{cm} \\ h_1 = 90\text{cm} \end{cases}$$

② $\frac{1}{3} \leq b_1/h_1 \leq 3 \rightarrow$ Condition vérifiée

$$\frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{90} = \frac{1}{3}$$

③ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h}{20} \rightarrow$ condition vérifiée

$$\begin{matrix} \text{''} \\ 30\text{cm} \end{matrix} \quad \frac{h}{20} = \frac{530}{20} = 26,5\text{cm}$$

Les 3 conditions sont donc vérifiées (de même pour les autres poteaux).

2/ Poutres: dimensions $b \times h$.

$b = 30\text{cm}$ (même dimension que le poteau)

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 3,40 \cdot X^2}{8}; \quad h_1 = K_H \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad h_t = (h+2)\text{cm}; \quad K_H = K_H \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800\text{kg/cm}^2 \\ \text{et} \\ \bar{\sigma}_b = 2 \times 50 = 100\text{kg} \end{cases}$$

• pour les poutres BC: $l_{axe} = l_{axe}^{\text{max}} = 5,20\text{m}$.

$$h_a = \frac{l}{10} = 52\text{cm} \quad M = \frac{1,2 \cdot 3,4 \cdot 5,2^2}{8} = 13,79\text{tm} \Rightarrow h_1 = 0,25 \sqrt{\frac{13,79 \cdot 10^5}{30}} = 53,6\text{cm} \rightarrow h_t \approx 56\text{cm}$$

• pour les poutres CD:

$$h_2 = 42,5\text{cm} \quad M = 9,21\text{tm} \quad h_2 = 43,81\text{cm} \rightarrow h_t \approx 46\text{cm}$$

• pour les poutres DE:

$$h_2 = 37\text{cm}; \quad h_1 = 38,14\text{cm}, \quad h_t = 40\text{cm}$$

Dans le sens longitudinal sans porter tous les poteaux auront les dimensions $\begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h_t = 50\text{cm} \end{cases}$

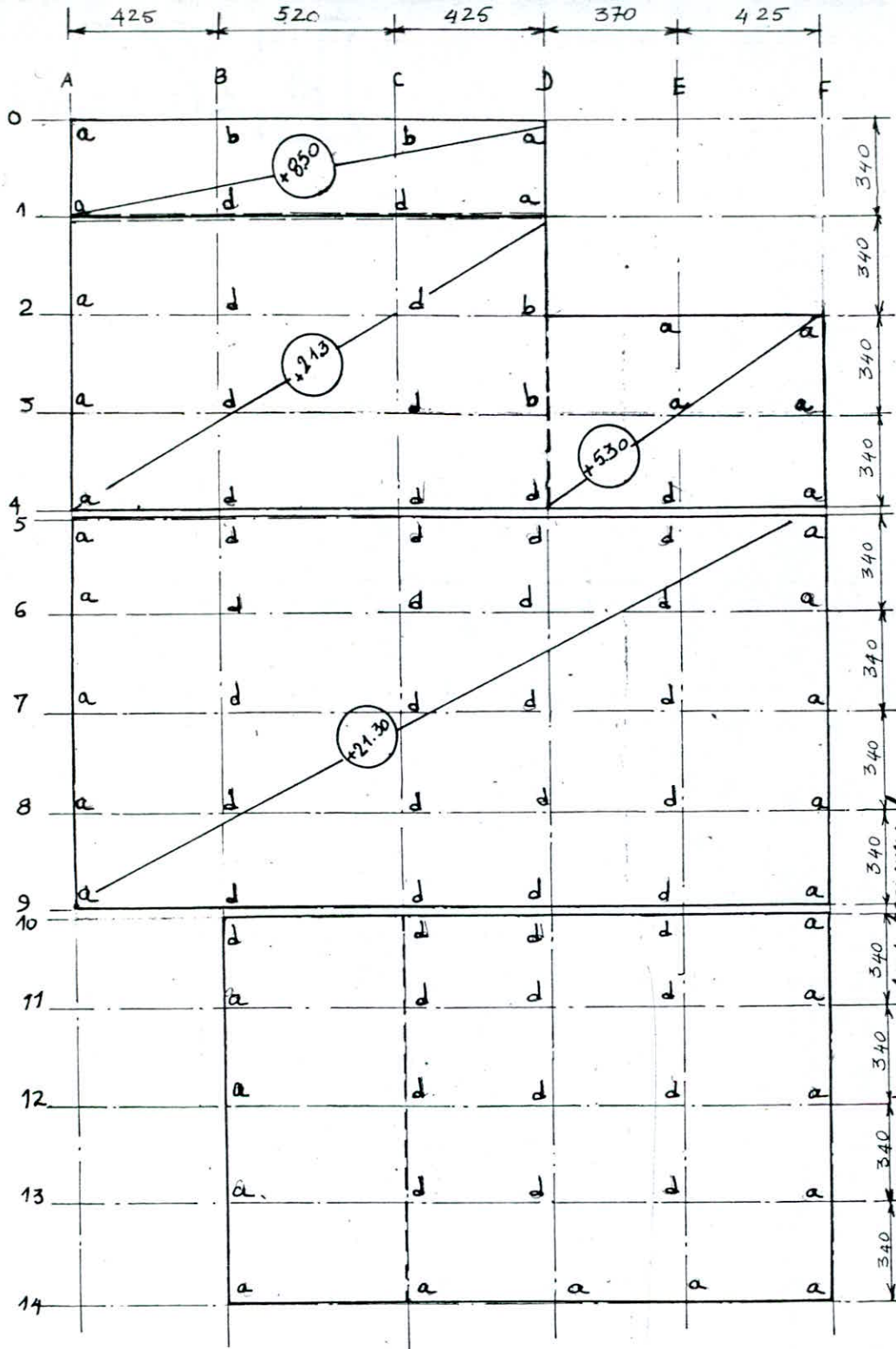
- Vérification par le RPA:

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ zone II \rightarrow vérifiée

$h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow$ vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{5}{3} \leq 3 \rightarrow$ vérifiée

* dans le sens transversal les dimensions seront $b = 30\text{cm}$ et $h_t = 40\text{cm}$.



sens longitudinal
 sens transversal
 Poutres:
 poutres longitudinales:
 30 x 50
 poutres transversales:
 30 x 40.

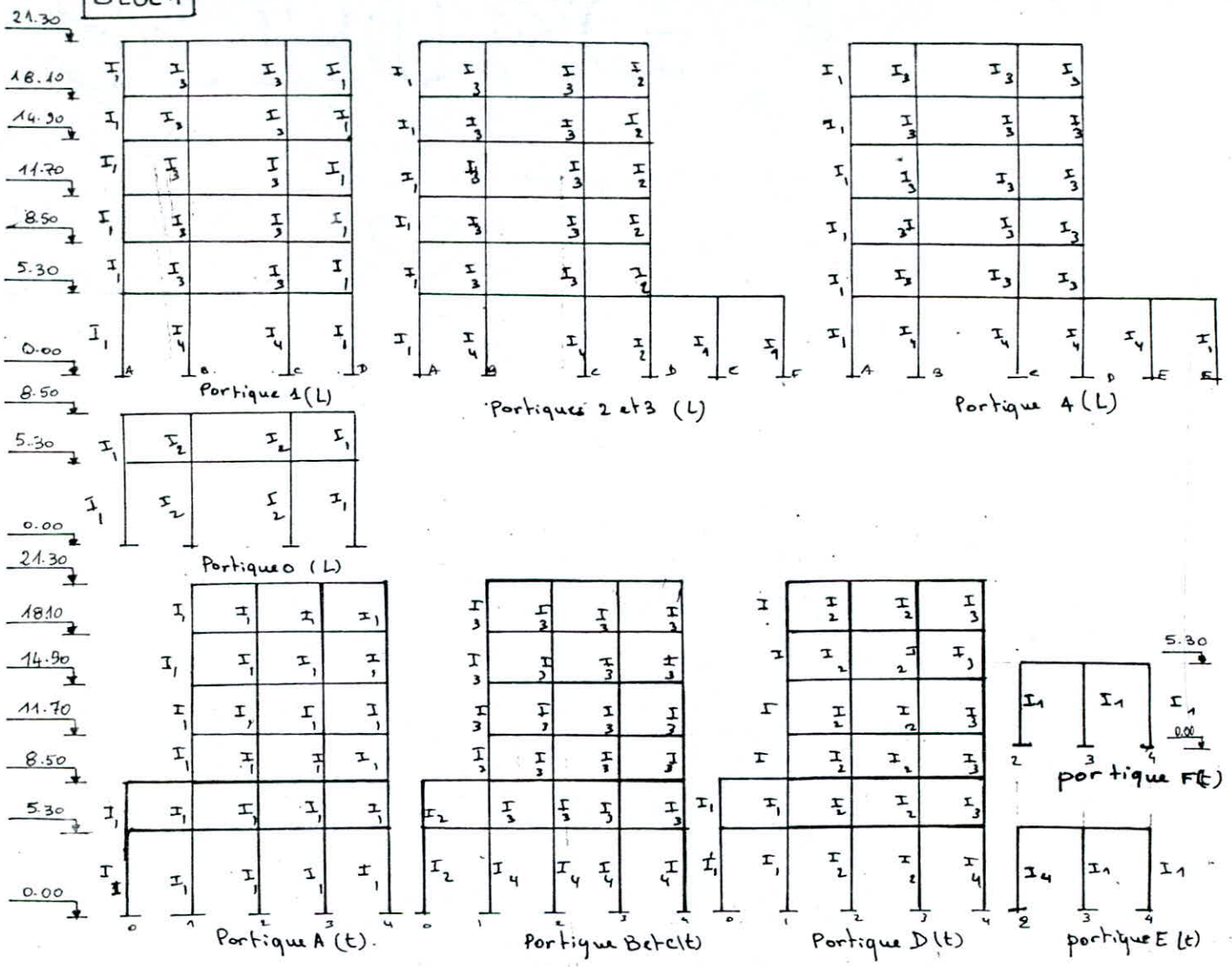
Poteaux:
 a : 30 x 45
 b : 30 x 50
 c : 30 x 60
 d : 30 x 90

à partir du niveau 1 les poteaux 30 x 90 deviennent des 30 x 60.

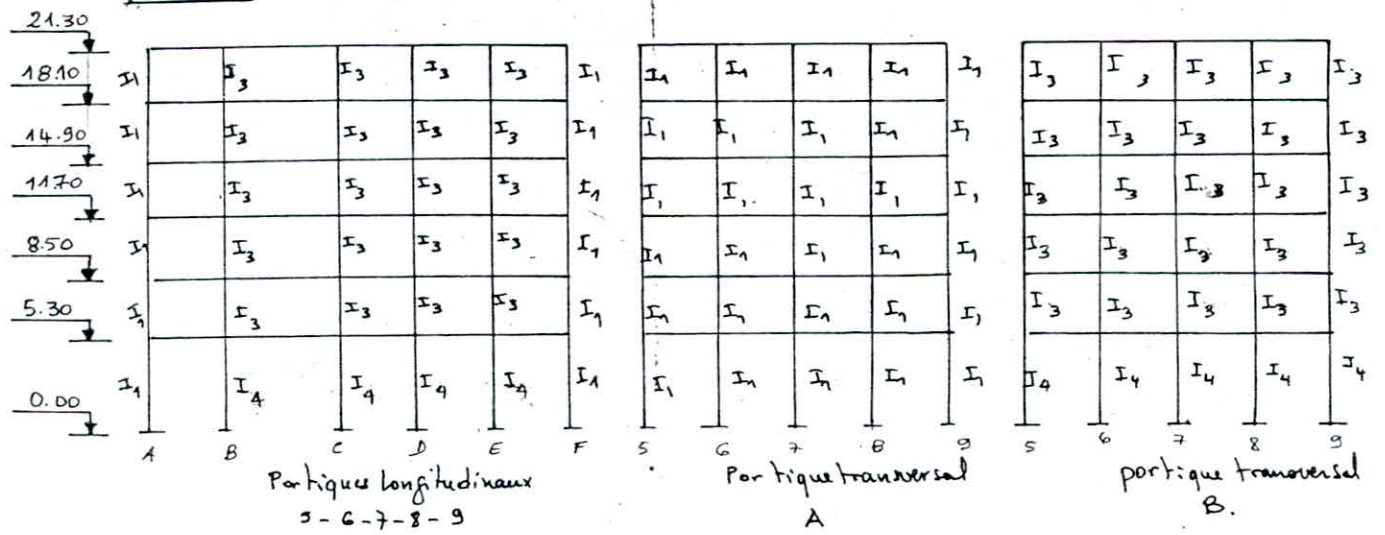
--- s'arrête au 1^{er} niveau

==== s'arrête au 2^e niveau.

BLOC 1

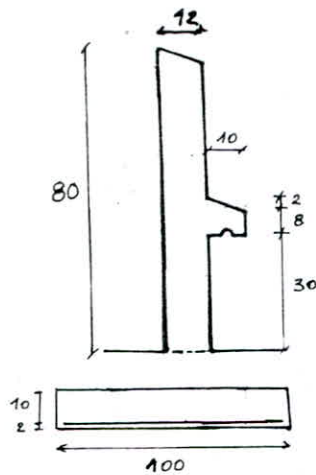


BLOC 2



- $I_1 \rightarrow$ Poteaux 30x45
- $I_2 \rightarrow$ " 30x50
- $I_3 \rightarrow$ " 30x60
- $I_4 \rightarrow$ " 30x90.

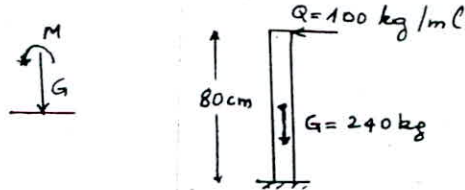
Calcul de l'acrotère



L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse. La section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Elle est soumise d'une part à son poids propre (G) et d'autre part à la poussée d'une main courante (Q).

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$G = 2500 \times 1 \times 0,12 \times 0,80 = 240 \text{ kg/ml}$$



Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m

La section rectangulaire est soumise à :

$$\begin{cases} N = G = 240 \text{ kg} \\ M = 1,2 \cdot Q \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,8 = 96 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{cases}$$

L'excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$
 $e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$ } $e_0 > e_1$ La section est donc partiellement comprimée.

La détermination des sections d'armatures se fera par la méthode du moment fictif $M_0 = N \cdot f$ étant la distance du centre de gravité des aciers tendus au centre de pression.

$$f = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 40 + \frac{12}{2} - 2 = 44 \text{ cm} = 0,44 \text{ m}$$

$$M_0 = 0,44 \cdot 240 = 0,106 \text{ tm} = M_0$$

$$e_0 = 40 \text{ cm} > ht/2 = 2 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

• Moment résistant : $M_{rn} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2 = \bar{\alpha} = 0,424 \quad \bar{\delta} = 0,859$
 $M_{rn} = 2,5 \text{ tm}$

$$M = 0,106 \text{ tm} < M_{rn} \Rightarrow \text{Aciers comprimés non nécessaires. (A' = 0)}$$

• calcul des aciers tendus :

On calcule la section des aciers tendus en flexion simple sous l'effet du moment M_0 puis on en déduit la section des aciers tendus nécessaires en flexion composée. Soit A_1 la section trouvée en flexion simple, la section nécessaire en flexion composée est :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

• Calcul de A_1 (par la méthode de 2 charon).

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,106 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0057 \xrightarrow{\text{des tableaux}} \bar{u} = 0,0397 \text{ et } K = 130$$

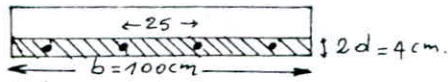
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 21,54 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{et } A_1 = \bar{u} \frac{b h}{100} = 0,397 \cdot \text{cm}^2 \text{ (pour } b = 1 \text{ m)}$$

La condition de non fragilité du béton (CCBA 68 Art 52) donne une section A :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,97 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1 \text{ ml}$$

On optera pour 4TG / ml soit $A = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. L'espacement $e = 25 \text{ cm}$ est conforme à l'article 57.33 du CCBA 68 [$\bar{e} = \min(3ht, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$]
 On prévoit aussi des armatures (constructives) perpendiculaires aux armatures principales.

• Vérification de la condition de non fissuration:



$\phi = 6 \text{ mm}$; Acier HA : $\eta_s = 1,6$; $\bar{\omega} = \frac{A}{B_s} = \frac{1,13}{4 \cdot 100} = 2,83 \cdot 10^{-3}$
 L'acrotère étant exposé aux intempéries :
 $k = 10^6$ - fissuration préjudiciable -

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta_s}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = 733,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta_s}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b} = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \sigma_2 \right) = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 = \bar{\sigma}_a \text{ prise.}$$

⇒ Condition de non fissuration vérifiée.

• Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_0}{z}$ ($z = \frac{7}{8} h$).

$$\begin{cases} T = 1,2 \cdot Q = 0,12 \text{ t} \\ M_0 = -0,106 \text{ tm.} \end{cases}$$

$$A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M_0}{z} \right)$$

$$\frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M_0}{z} \right) = \frac{1}{2800} \left(0,12 \cdot 10^3 - \frac{0,106 \cdot 10^5}{8,75} \right) < 0$$

• Vérification au séisme:

Sous l'action du séisme, l'acrotère est soumise à l'action de la force horizontale:

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{RPA 81 Art. 33.9}). \text{ avec:}$$

- W_p : poids propre de l'acrotère ($W_p = 240 \text{ kg/ml}$).

$$- Z = \frac{\text{Valeur du coeff. A pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{même groupe d'usage en zone 3}} \quad (Z = \frac{0,15}{0,25} = 0,60)$$

$$- I = \frac{\text{Valeur du coeff. A pour le groupe d'usage du bâtiment}}{2} \quad (I = \frac{0,15}{0,15} = 1)$$

- $C_p = 0,8$ (RPA page 50 - Tableau 4).

$$\text{d'où: } F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 240 = 115,2 \text{ kg/ml} < (1,2 \cdot 100) \text{ kg/ml}$$

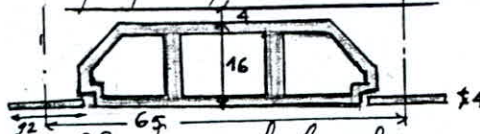
La valeur de F_p est inférieure à celle de la surcharge majorée $1,2Q$ avec laquelle on a ferrailé l'acrotère. Donc le Ferrailage obtenu précédemment reprendra cet effort. et l'acrotère est vérifié au séisme.

(* pour des raisons constructives, le ferrailage de l'acrotère sera de 4 T8 par ml)

CALCUL DES ELEMENTS

Calcul des Poutrelles.

Tous les planchers (sauf celui du RDC) sont des planchers à corps creux. Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées sur chantier associées aux corps creux.



Les poutrelles seront calculées sous SP1. Leur calcul se fera en 2 étapes:

• 1^{ère} étape: Avant coulage de la table de compression.

La poutrelle est considérée alors comme simplement appuyée et soumise à:

- son poids propre : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$.
 - corps creux : $0,65 \cdot 95 = 61,75 \text{ kg/ml}$
 - Poids de l'ouvrier $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ kg/ml}$
(surcharge majorée)
- $$q = 151,75 \text{ kg/ml.}$$

$$M_t = M_o = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{151,75 \cdot 3,4^2}{8} = 219,28 \text{ kg.m.} \quad T = \frac{q \ell}{2} = 257,98 \text{ kg.}$$

- Ferraillage:

$$M_{rn} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2 \quad d = 2 \text{ cm}; \quad h_t = 4 \text{ cm}; \quad b = 12 \text{ cm}; \quad \bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = 0,424; \quad \bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

$$\bar{\sigma} = 0,859$$

$$M_{rn} = 12,02 \text{ kgm} < M \quad \text{donc } A' \text{ nécessaire.}$$

Les armatures comprimées sont nécessaires pour équilibrer les efforts auxquels est soumise la poutrelle. Mais, vu la faible hauteur de la poutrelle, on ne peut placer ces armatures. On résout le problème en prévoyant un échaffaudage destiné à aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

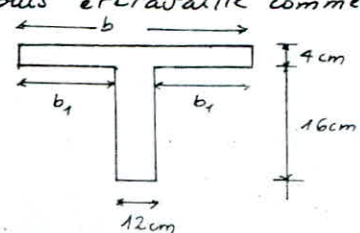
• 2^{ème} étape: Après coulage du béton:

La poutrelle est alors supposée reposer sur plusieurs appuis et travailler comme une poutre continue ayant pour section une section entée.

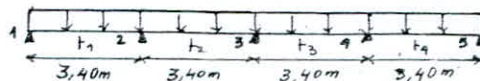
$$b_1 \leq \frac{\ell_o}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

On opte pour $b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$.



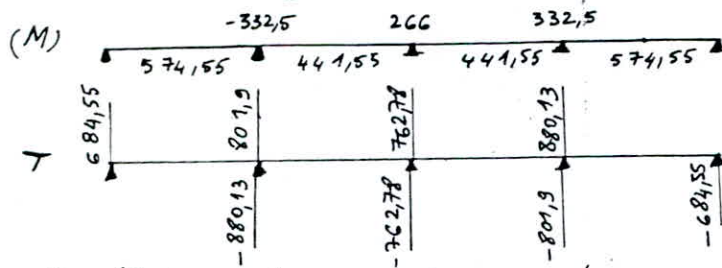
- Détermination des efforts agissants sur les poutrelles:



Plancher de l'étage courant:

$$\left. \begin{aligned} S &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ G &= 408 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \alpha &= 0,38 \\ Q &= G + 1,2P = 708 \text{ kg/m}^2 \\ q &= Q \cdot 0,65 = 460,2 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$A \Rightarrow M_E + \frac{M_W + M_G}{2} \geq 1,114 M_o$$



Efforts max:

$$\left\{ \begin{aligned} M_T &= 574,55 \text{ kgm} \\ M_a &= 332,5 \text{ kgm} \\ T^{\max} &= 880,13 \text{ kg} \end{aligned} \right.$$

Les efforts maximums du niveau terrasse sont sensiblement comparables à ceux du niveau courant. On fera le calcul avec ceux du Niveau courant et toutes les poutrelles auront le même ferrailage.

• Armatures longitudinales:

• Entravée: $M = 574,55 \text{ kgm}$. $b = 65 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $h_o = 4 \text{ cm}$.

$$M_T = \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_a}{n} \left(\frac{h - h_o/3}{h - h_o} \right) \cdot b h_o^2 = 0,5 \frac{2800}{15} \left(\frac{78 - 4/3}{18 - 4} \right) \cdot 65 \cdot 4^2 = 1,156 \text{ tm}$$

$M_T > M \Rightarrow$ Calcul en section rectangulaire.

Moment résistant:

$$M_{rn} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}'_b b h^2 \quad \bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a/n} \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

$$M_{rn} = 5,273 \text{ tm}$$

$$M < M_{rn} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} \quad A = \frac{574,55 \cdot 10^2}{0,859 \cdot 18 \cdot 2800} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Choix: 2T10 $\Rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$.

• Sur appuis: $M = 332,5 \text{ kgm}$.

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{rn} = 97348,7 \text{ kgcm} = 973,49 \text{ kgm} \quad M < M_{rn} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a}$$

$$A = \frac{332,5 \cdot 10^2}{0,859 \cdot 18 \cdot 2800} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Choix: 1T12 $\Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$.

Verification des contraintes:

entravée: $h_t = 20 \text{ cm}$; $d = 1,6 \text{ cm}$; $h = 18,4 \text{ cm}$.

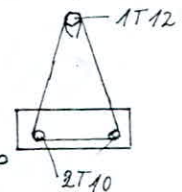
$$S = \frac{b x^2}{2} - nA(h-x) = 0 \Rightarrow 32,5x^2 + 23,55x - 433,32 = 0$$

$$x = 3,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} x^3 + 15 \cdot 1,57 (18,4 - x)^2 = 6148,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{574,55 \cdot 10^2}{6148,26} \cdot 3,31 = 30,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b; \quad \sigma_a = 15 \cdot \frac{574,55 \cdot 10^2}{6148,26} (18,4 - 3,31)$$

$$\sigma_a = 2115,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$



• Sur appuis:

$$h_t = 20 \text{ cm}, d = 17,7 \text{ cm}, h = 18,3 \text{ cm}$$

$$S = 6x^2 + 16,95x - 310,185 = 0 \Rightarrow x = 5,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{12}{3} x^3 + 15 \cdot 1,13 (18,3 - x)^2 = 3427,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{332,5 \cdot 10^2}{3427,73} \cdot 5,92 = 57,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 15 \cdot \frac{332,5 \cdot 10^2}{3427,73} (18,3 - 5,92) = 1802,07 < \bar{\sigma}_a$$

- Condition de non fragilité:

A_0 : section d'armature suffisant pour résister aux sollicitations.

$$A_1 = A_0 \times 1,2$$

$$A_{ad} = A_{adopté}; A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h; A = \max(A_0, \min(A_1, A_2)).$$

en travée: $A_0 = 1,33 \text{ cm}^2$ $A_1 = 1,6 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 1,16 \text{ cm}^2 \quad A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,33 \text{ cm}^2 < A_{adopté} \Rightarrow A = \max \left\{ \begin{matrix} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{matrix} \right\} < A_{ad}$$

Condition vérifiée.

$$\bar{\omega} = \frac{A_{ad}}{bh} = 1,31 \cdot 10^{-3} \quad \left. \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} \bar{\omega} > \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} \text{ vérifié.}$$

$$\frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$$

• Sur appuis:

$$A_0 = 0,77 \text{ cm}^2; A_1 = 0,924 \text{ cm}^2; A_{ad} = 1,13 \text{ cm}^2; A_2 = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,77 \text{ cm}^2 < A_{adopté}$$

$$\bar{\omega} = \frac{1,13}{18,3 \cdot 12} = 5,14 \times 10^{-3} > \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} \text{ vérifié.}$$

La condition de non fragilité est donc vérifiée.

- Condition de flèche: (Art. 58.4 CCBA 68)

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad (1)$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{340} = 0,0588; \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{574,55}{15 \cdot 664,99} = 0,0576 \rightarrow$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \quad (2)$$

(1) vérifié

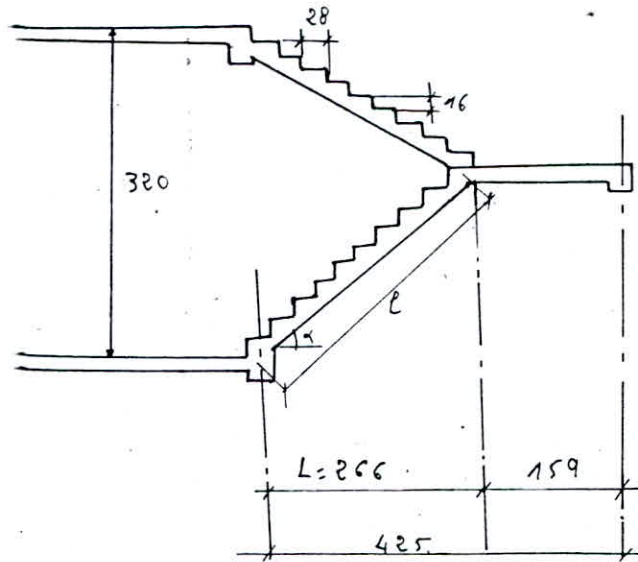
$$\frac{1}{22,5} = 0,044 < \frac{h_t}{l} \Rightarrow (2) \text{ vérifié.}$$

$$A < 36 \cdot \frac{bh}{\sigma_{en}} \quad (3)$$

$$36 \frac{bh}{\sigma_{en}} = \frac{36 \cdot 65 \cdot 18,4}{4200} = 10,25 > A = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3) \text{ vérifié}$$

(1); (2); (3); vérifiées. Aucune justification de flèche n'est nécessaire.

Calcul des escaliers



La poutresse est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale tel que :

$$\tan \alpha = \frac{16}{28} = 0,6015 \rightarrow \alpha = 34,47^\circ \rightarrow \begin{cases} \sin \alpha = 0,515 \\ \cos \alpha = 0,857 \end{cases}$$

Vérification de la condition de Blondel : $59 \leq 2h + g \leq 66$

• hauteur de la marche $h = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$
 • largeur de la marche $g = 28 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \end{array} \right\} 2h + g = 2 \times 16 + 28 = 60 \text{ cm} \text{ condition de Blondel vérifiée}$$

Dimensionnement

épaisseur de la poutresse et du palier $\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$ avec $l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{266}{0,857} = 310,39 \text{ cm}$

$10,35 \leq e_p \leq 15,52$ on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

le calcul se fera pour une bande de 1 mètre

Évaluation des charges de calcul

• poutresse

• poids propre $G_p = \frac{2500 \cdot 0,15}{0,857} = 437,57 \text{ kg/m}^2$

• poids de la marche $P_m = \frac{2200 \cdot h}{2} = \frac{2200 \cdot 0,16}{2} = 176 \text{ kg/m}^2$

• Revêtement

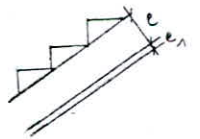
carrelage 1cm	22 kg/m ²
mortier 1,5cm	30 kg/m ²
enduit platé $e_1 = 1,5 \text{ cm}$	$2000 \times e_1 = 30 \text{ kg/m}^2$

• poids garde corps 20 kg/ml

pour une bande de 1ml la charge permanente est : $g = 715,57 \text{ kg/ml}$

surcharge d'exploitation $A = 350 \text{ kg/m}^2$

sous P1 $q_1 = g + 1,2 A = 1135,57 \text{ kg/ml}$



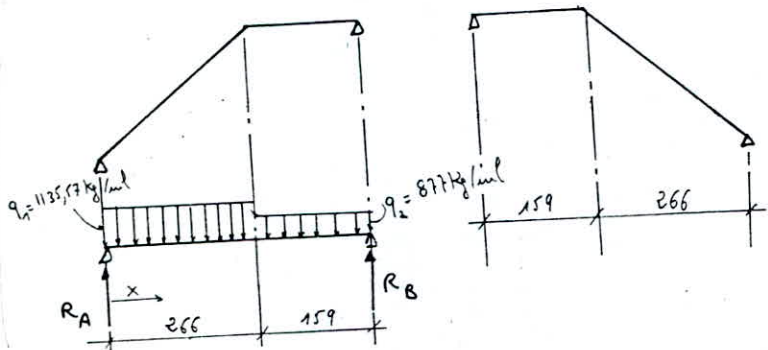
Palier

charges permanentes : poids propre du palier 15 cm
 carrelage + mortier
 enduit plâtre (1,5 cm)

$$\begin{array}{r} 375 \text{ kg/m}^2 \\ 52 \text{ kg/m}^2 \\ 30 \text{ kg/m}^2 \\ \hline q = 457 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

surcharge d'exploitation 350 kg/m²
 sous SP1 $q_e = q + 1,2 A = 877 \text{ kg/ml}$

schéma statique



$$R_A + R_B = 2,669 + 1,59 q_2$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = T_B = 2079 \text{ kg}$$

$$R_A = T_A = 2336 \text{ kg}$$

Calcul du moment maximum : $M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$
 $\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = 2,059 \text{ m}$

d'où $M_o^{\text{max}} = 2402,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$

en tenant compte du semi encastrement aux appuis on aura :

moment en travée $M_t = 0,85 M_o^{\text{max}} = 2042,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

moment au appui $M_a = 0,3 M_o^{\text{max}} = 720,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Calcul du ferraillage

- en travée

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 2042,31 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,06474 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8952 \\ K = 32,7 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{32,7} = 85,63 < \bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

pas besoin d'acier comprimés $A' = 0$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{2042,31 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8952 \cdot 13} = 6,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

choix du diamètre des barres $\phi \leq \frac{e}{10} = 15 \text{ mm}$ soit $\phi 12$.

on adoptera 7T12 (= 7,92 cm²) avec un espacement e = 14 cm.

dans l'autre sens on adoptera des armatures de réparation données par :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

sur appui

$$\mu = \frac{15.720,81 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,02285 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9339 \\ K = 60,66 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 46,15 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$A^a = \frac{720,81 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9339} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 4 T20 avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

Pour les armatures de répartition on mettra 1T10 tous les 20 cm.

vérification des contraintes

travée

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = \frac{100 \cdot 7,92}{100 \cdot 13} = 0,6092 \rightarrow \begin{cases} \mu' = 0,15298 \\ K = 28,375 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{\mu' b h^2} = \frac{2042,31 \cdot 10^2}{0,15298 \cdot 100 \cdot 13^2} = 79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b = 28,375 \cdot 79 = 2241,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Appui

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = 100 \cdot \frac{2,513}{100 \cdot 13} = 0,1933 \rightarrow \begin{cases} \mu' = 0,09916 \\ K = 55,28 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{\mu' b h^2} = \frac{720,81 \cdot 10^2}{0,09916 \cdot 100 \cdot 13^2} = 43,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b = 55,28 \cdot 43,01 = 2377,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

travée : $A = 7,92 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26$ vérifiée

Appui : $A = 2,513 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,26$ vérifiée

vérification de la flèche

$$A^{max} \leq \frac{43 bh}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 13}{4120} = 13,57 \text{ vérifiée car } A^{max} = 7,92 \text{ cm}^2 \leq 13,57$$

la justification de la flèche est donc inutile

vérification de non fissuration

+ en travée : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{7,92}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0198$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \mu \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{12} \cdot \frac{0,0198}{1 + 10 \cdot 0,0198} = 3305,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^7 \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607,97$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3305,51 > \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{am} = 2800 \quad \text{fissuration vérifiée}$$

+ sur Appui

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9 \times 1,6}{10}} = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{am} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

• Vérification de l'espacement

$$l = \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{espacement max } e^{\max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

• Condition d'appui

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z \quad T + \frac{M}{Z} = 2336 - \frac{720,81 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 13} < 0$$

Les armatures inférieures au niveau des appuis ne sont soumises à aucun effort de traction

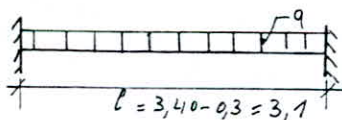
• Vérification à l'effort tranchant max

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{2336}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 2,05 < \bar{\tau}_b = 1,15 \sigma_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

on a donc pas besoin d'armatures transversales. mais l'on disposera des armatures de construction 1 HA 8 tous les 20 cm.

Étude de la poutre palière

La poutre palière de section 20x30 est complètement moyée dans les poteaux. elle est considérée comme étant semi-encastée.



Evolution des charges

• effort tranchant appui (B)	2336 kg/ml
• poids propre 2500 x 0,2 x 0,3	150 kg/ml
• poids du mur	210 kg/ml
	<hr/>
	q = 2696 kg/ml

$$\text{moment résistant } M_0 = q l^2 / 8 = 3238,57 \text{ kg.m}$$

en tenant compte du semi-encastement

$$\text{moment en travée } M_t = 0,85 M_0 = 2752,78 \text{ kg.m}$$

$$\text{moment sur appui } M_a = 0,3 M_0 = 971,57 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{l'effort tranchant au niveau} \\ \text{de l'appui sera} \\ T = \frac{q l}{2} = 4178,8 \text{ kg.} \end{array} \right\}$$

Calcul du ferraillage

liaison

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 2752,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,1011 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,8736 \\ K = 24,57 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{24,57} = 113,96 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E h} = \frac{2752,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8736 \cdot 27} = 4,17 \text{ cm}^2$$

on adoptera $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

Appui

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 971,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,0357 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9191 \\ K = 46,8 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 59,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot E h} = \frac{971,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9191 \cdot 27} = 1,40 \text{ cm}^2$$

on adoptera $3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes

en liaison

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \cdot \frac{4,62}{20 \cdot 27} = 0,8556$$

$$\mu' = 0,17127 \\ K = 23,03$$

$$\sigma'_b = \frac{M_t}{\mu' b h^2} = \frac{2752,78 \cdot 10^2}{0,17127 \cdot 20 \cdot 27^2} = 110,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 2538,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

sur Appui

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \cdot \frac{2,35}{20 \cdot 27} = 0,4352$$

$$\mu' = 0,1357 \\ K = 34,7$$

$$\sigma'_b = \frac{971,57 \cdot 10^2}{0,1357 \cdot 20 \cdot 27^2} = 49,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 1703,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité

liaison $A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{lim}}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 27 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,52 \text{ cm}^2$

Appui $A_{\text{adoptée}} = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$

Vérification de la flèche

$$A^{\text{min}} = 4,62 \text{ cm}^2 \leq b h \cdot \frac{43}{4120} = 20 \cdot 27 \cdot \frac{43}{4120} = 5,64 \text{ cm}^2$$

la justification de la flèche est donc inutile

• vérification à la fissuration

travée $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{2,3 \cdot 20} = 0,0385$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{1,6 \cdot 0,0385}{1 + 10 \cdot 0,0385} = 4765,34 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifié

Appui

$\bar{\omega}_f = \frac{2,35}{2,3 \cdot 20} = 0,0196$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{10} \cdot \frac{1,6 \cdot 0,0196}{1 + 10 \cdot 0,0196} = 3933,11 > \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifié

donc aucun risque de fissuration

• vérification à l'effort tranchant

$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{4178,8}{20 \cdot 7/8 \cdot 27} = 8,84 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{v}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ ($\bar{v}_b = 4,9, 11 < \bar{v}_b'$)

on utilise donc des cadres et étriers perpendiculaire à la ligne moyenne

on prend (1 cadre + 1 étriers) $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement admissible $\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{v}_b} \right) = 27 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{8,84}{5,9} \right) = 14,86 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\bar{E} = 15 \text{ cm}$

espacement de plans d'armatures transversales

$\bar{e} = \frac{A_t \cdot \bar{E} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 27 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2400}{4178,8} = 18,18$

($\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} = \frac{2}{3} \cdot 2400$)
(pas de reprise de bétonnage)

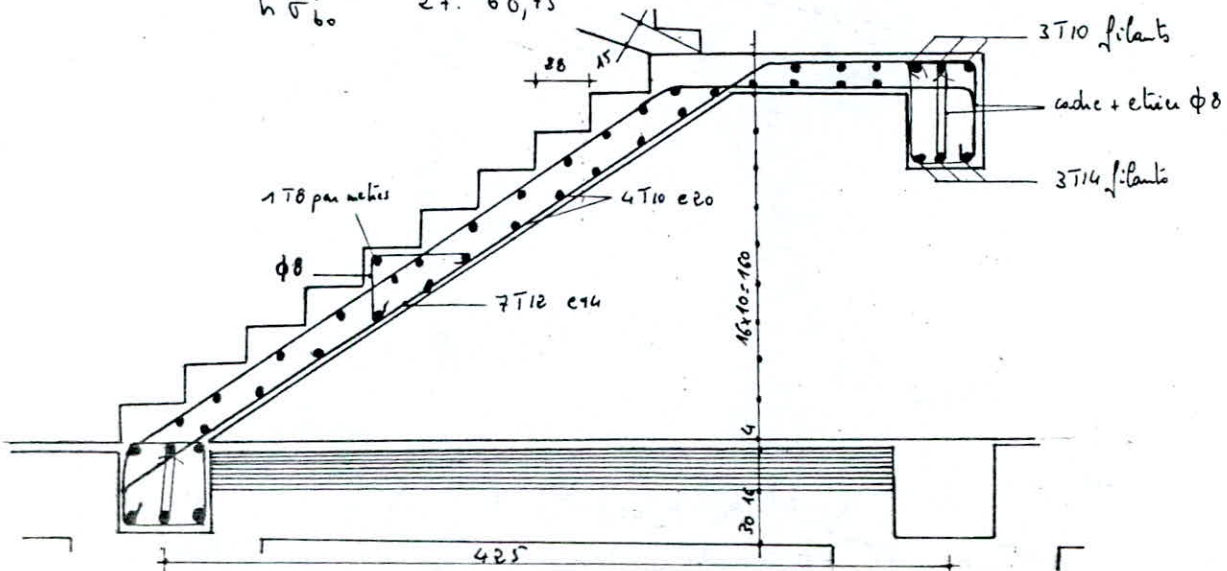
soit $\bar{e} = \bar{E} = 15 \text{ cm}$

• condition d'appui

$A = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{T + T/E}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4178,8 - \frac{971,57 \cdot 10^4 \cdot 8}{7 \cdot 27}}{2800} = 0,024$ vérifié

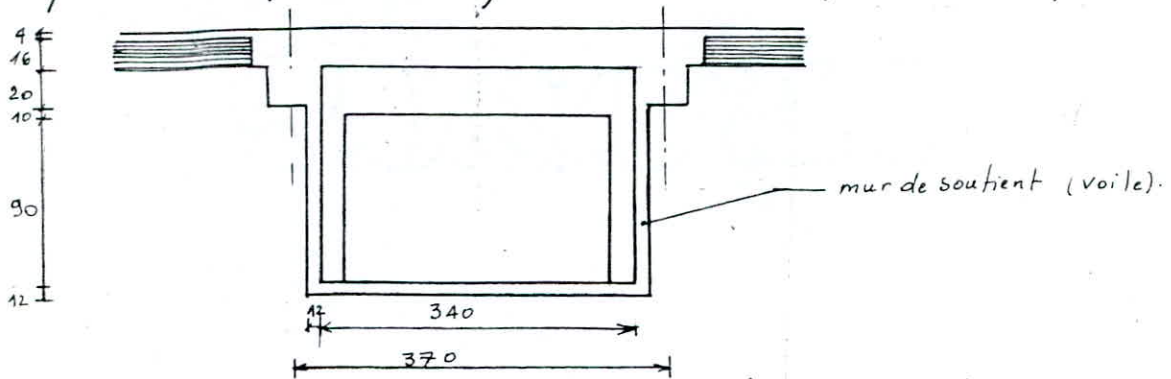
• largeur minimale d'appui

$c \geq \frac{2T}{h \bar{v}_{b0}} = \frac{e \cdot 4178,8}{27 \cdot 68,75} = 4,5 \text{ cm}$



Calcul de la galerie technique.

Pour des raisons d'esthétique, notre hôtel possède une galerie technique destinée à cacher et à regrouper les conduites d'eau, de gaz, ... Elle est située au niveau du plancher haut du RDC, suspendue aux poutres de la file D et E entre le poteau 10 et le poteau 14.



Étude des éléments constituant la galerie technique:

• Le voile: Le voile, d'épaisseur 12 cm, n'est soumis qu'à un effort de traction dû à la réaction ramenée par la dalle. Il travaille comme un tirant.

Ferraillage du voile:

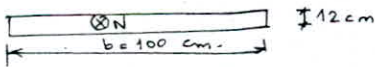
- Charges: dalle épaisseur 12 cm 300 kg/m²
 etanchéité + enduit plâtre 31 kg/m²
 $G = 331 \text{ kg/m}^2$

- surcharge due à l'ouvrier qui fait d'éventuelles réparations: $P = 100 \text{ kg/m}^2$.

L'effort de traction sera: $N = N_G + 12 N_P$ avec: $N_G = 331 \left[0,90 + \frac{340}{2} \right] \cdot 1 + 0,12 \cdot 0,12 \cdot 2500$
 $N_G = 896,6 \text{ kg/ml}$

$$N_P = 100 \times \frac{340}{2} \times 1 = 170 \text{ kg/ml}$$

$$N = 1066,6 \text{ kg/ml}$$



La traction à laquelle est soumis le voile sera reprise par l'acier, le béton ayant une faible résistance à la traction.

$$N = 1066,6 \text{ kg/ml} \quad B_0 = B_g = 100 \cdot 12 = 1200 \text{ cm}^2$$

La contrainte dans l'acier: $\sigma_a = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_a \Rightarrow A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1066,6}{2800} = 0,381 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimum d'acier:

$$0,006 \leq \frac{A}{B_0} \leq 0,04$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

on adoptera 10T10 = 7,85 cm²

Vérification à la fragilité:

$$A \geq \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_{en}} B_g = \frac{23,2}{4120} \cdot 1200 = 6,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

• Verification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{w_s}{1 + 10 w_s} \quad \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{7,85/1200}{1 + 10 \times 7,85/1200} = 146479 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,9 \sqrt{\frac{k \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad \sigma_2 = 2,9 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

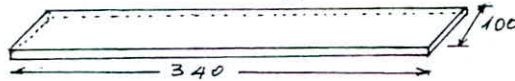
$$\min\left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_c, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures de répartition:

Les armatures de répartition seront disposées perpendiculairement aux armatures résistantes. Elles seront réparties sur la hauteur de 90 cm.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,2}{4} = 1,8 \text{ cm}^2 \quad \text{On adoptera } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

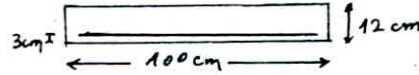
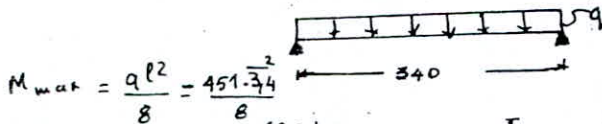
2/ Dalle: Le calcul de la dalle se fera pour une bande de 1 ml. Elle sera donc calculée comme une poutre de 1m de largeur.



• Ferraillage de la dalle:

charges: dalle 12 cm 300 kg/m²
 étanchéité + enduit plâtre .. 31 kg/m² } G = 331 kg/m²
 surcharge de l'ouvrier: P = 100 kg/m²

sous SP1 : $q = G + 1,2P \quad q = 451 \text{ kg/m}^2$



$$M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{451 \cdot 3,4^2}{8} = 652,695 \text{ kg.m}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q l}{2} = \frac{451 \cdot 3,40}{2} = 766,7 \text{ kg}$$

• Moment résistant du béton:

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2 \quad \bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a/n} = 0,424$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 0,424 \cdot 0,859 \cdot 137,5 \cdot 100 \cdot 9^2 = 2,028 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

$$M_{\text{max}} = 0,652 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} < M_{RB} \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

Calcul de A:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,652 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,0431$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E = 0,9121 \\ K = 41,85 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 2,84 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T10 = 3,14 cm².

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,71 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T8$$

Vérification des contraintes:

$$\omega = \frac{100 \cdot A_{adopté}}{bh} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \cdot 9} = 0,3489 \rightarrow \begin{cases} \mu' = 0,125 \\ \kappa = 39,47 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{\mu' \cdot bh^2} = \frac{0,652 \cdot 10^5}{0,1250 \cdot 100 \cdot 9^2} = 64,4 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = \kappa \sigma'_b = 39,47 \cdot 64,4 = 2541,7 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$\frac{A}{bh} \geq \psi \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{12}{9} \right)^2 \Rightarrow A \geq 1,82 \text{ cm}^2 \quad (\psi = 0,54 : \text{acier} \\ \text{ecroulé})$$

$$A_{adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,82 \text{ cm}^2$$

→ condition de non fragilité vérifiée.

Vérification de la non fissuration:

$$\sigma_2 = 2855,90 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi = 10 \text{ mm})$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{eu}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

→ pas de risque de fissuration.

Vérification $\bar{\tau}$ l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{766,7}{100 \cdot 7/8 \cdot 9} = 0,974 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$

Ancrage:

longueur de scellement droit $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$

contrainte admissible d'adhérence: $\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 22,125 \text{ kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{1}{4} \frac{2800}{22,125} = 31,638 \rightarrow l_d = 32 \text{ cm}$$

CHARGES' VERTICALES'

Calcul des efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales

La détermination des efforts dans les portiques sous l'effet des charges verticales se fera en adoptant la méthode exposée en A.1 des règles CCBA68 communément appelée "Méthode Caquot"

Cette méthode permet de déterminer les moments sur appuis. elle s'applique essentiellement à des planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants ; Les déplacements horizontaux relatifs des planchers ne sont pas pris en compte.

Moments dans les poteaux

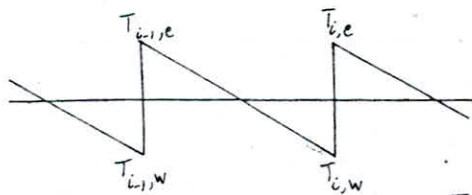
on admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h'_m au dessus du plancher et à h'_s au dessous du nu inférieur des poutres

Effort tranchant dans les poteaux, effort normal dans les poutres

Par simplification, il n'est pas tenu compte de ces efforts (CCBA.68 art A15)

Efforts normaux dans les poteaux

Ces efforts sont ramenéés par les efforts tranchants dans les poutres. Ces derniers étant provoqués aux niveaux des appuis par la charge uniformément répartie en travée. Ainsi les réactions développées dans les appuis $(i-1)$ et (i) donnent des efforts normaux de compression dans les poteaux :



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

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

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

Moment en travée

connaissant les moments sur appuis pour chaque poutre, le moment en travée sera donné par la formule :

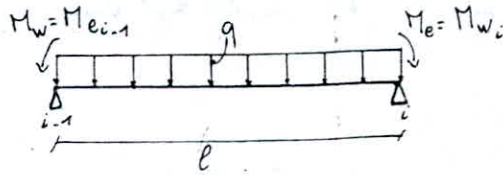
$$M_t = M_0 - \frac{|M_e| + |M_w|}{2}$$

M_0 étant le moment isostatique de la travée considérée.

on déterminera plus loin dans le chapitre superposition des sollicitations les moments en travée, on tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète de poteau avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

Effort tranchants dans les poutres

Ces efforts sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



effort tranchant à gauche de la poutre $i-1, i$

$$T_w = t_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$$

effort tranchant à droite de la poutre $i-1, i$

$$T_e = -t_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$$

t_0 : effort tranchant isostatique $t_0 = \frac{ql}{2}$

M_e et M_w sont pris en valeurs algébriques

Evolution des charges réparties auxquelles sont soumis les portiques

soient: q_G = charge/ml due aux charges permanentes

q_P = charge/ml due aux surcharges transmises par les planchers

- portiques longitudinaux intermédiaires 6-7-8.

sur terrasse

$$\begin{cases} q_G = \text{poids propre de la poutre/ml} + \text{poids planchers/ml} \\ q_G = 0,3 \times 0,5 \times 2500 + 3,40 \times 552 = 2251,8 \text{ kg/ml} \\ q_P = 3,4 \times 100 = 340 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

étage courant

$$\begin{cases} q_G = 0,3 \times 0,5 \times 2500 + 3,40 \times 408 = 1762,2 \text{ kg/ml} \\ q_P = 3,4 \times 250 = 850 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

- portiques longitudinaux de rive 5-9. (tableaux exposés en Annexe)

sur terrasse

$$\begin{cases} q_G = \frac{3,4}{2} \times 552 + 0,3 \times 0,5 \times 2500 = 1313,4 \text{ kg/ml} \\ q_P = \frac{3,4}{2} \times 100 = 340 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

étage courant

$$\begin{cases} q_G = 3,4 \times 408 + 0,3 \times 0,5 \times 2500 = 1068,6 \text{ kg/ml} \\ q_P = 3,4 \times 250 = 425 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

- portique transversal de rive A

q_G = poids propre du chaînage/ml + poids façade/ml + 1m de plancher

étage courant

$$\begin{cases} q_G = 0,3 \times 0,4 \times 2500 + 166,05 \times 3,2 + 1 \times 408 = 1239,36 \text{ kg/ml} \\ q_P = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

sur terrasse $q_G = 1092 \text{ kg/ml}$; $q_P = 100 \text{ kg/ml}$

- portique transversal intermédiaire B. (poutre de chaînage reprend 1,50m de plancher) (voir Annexe)

étage courant $q_G = 912 \text{ kg/ml}$; $q_P = 375 \text{ kg/ml}$

sur terrasse $q_G = 1128 \text{ kg/ml}$; $q_P = 150 \text{ kg/ml}$

caractéristiques géométriques des portiques longitudinaux (5a9)

Niveau	Nœud	L_w (m)	L_e (m)	h_m (m)	h_s (m)	$I_w \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_m \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^4$ (m ⁴)	L'_w (m)	L'_e (m)	h'_m (m)	h'_s (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m ²)	$K_e \cdot 10^4$ (m ²)	$K_m \cdot 10^4$ (m ²)	$K_s \cdot 10^4$ (m ²)	$D \cdot 10^4$ (m ²)
6	A		3,725	/	2,70	/	31,25	/	54	/	2,98	/	2,16	/	10,49	/	25,0	35,49
	B	3,725	4,60	/	"	31,25	"	/	"	2,98	3,68	/	"	10,49	8,49	/	"	43,98
	C	4,60	3,65	/	"	"	"	/	"	3,68	2,92	/	"	8,49	10,70	/	"	44,19
	D	3,65	3,10	/	"	"	"	/	"	2,92	2,48	/	"	10,70	12,60	/	"	48,30
	E	3,10	3,725	/	"	"	"	/	"	2,48	2,98	/	"	12,60	10,49	/	"	48,09
	F	3,725	/	/	"	"	/	"	"	2,98	/	/	"	10,49	/	/	"	35,49
5	A	/	3,725	2,70	2,70	/	31,25	54	54	/	2,98	2,43	2,16	/	10,49	22,22	25,0	57,71
	B	3,725	4,60	"	"	31,25	"	"	"	2,98	3,68	"	"	10,49	8,49	"	"	66,20
	C	4,60	3,65	"	"	"	"	"	"	3,68	2,92	"	"	8,49	10,70	"	"	66,41
	D	3,65	3,10	"	"	"	"	"	"	2,92	2,48	"	"	10,70	12,60	"	"	70,52
	E	3,10	3,725	"	"	"	"	"	"	2,48	2,98	"	"	12,60	10,49	"	"	70,31
	F	3,725	/	"	"	"	/	"	"	2,98	/	"	"	10,49	/	"	"	57,71
4 3 2	A	/	3,725	2,70	2,70	/	31,25	54	54	/	2,98	2,16	2,16	/	10,49	25,0	25,0	60,49
	B	3,725	4,60	"	"	31,25	"	"	"	2,98	3,68	"	"	10,49	8,49	"	"	68,98
	C	4,60	3,65	"	"	"	"	"	"	3,68	2,92	"	"	8,49	10,70	"	"	69,19
	D	3,65	3,10	"	"	"	"	"	"	2,92	2,48	"	"	10,70	12,60	"	"	73,30
	E	3,10	3,725	"	"	"	"	"	"	2,48	2,98	"	"	12,60	10,49	"	"	73,09
	F	3,725	/	"	"	"	/	"	"	2,98	/	"	"	10,49	/	"	"	60,41
1	A	/	3,575	2,70	4,80	/	31,25	54	182,25	/	2,86	2,16	3,84	/	10,93	25,0	47,46	83,39
	B	3,575	4,30	"	"	31,25	"	"	"	2,86	3,44	"	"	10,93	9,08	"	"	92,47
	C	4,30	3,35	"	"	"	"	"	"	3,44	2,68	"	"	9,08	11,66	"	"	93,2
	D	3,35	2,80	"	"	"	"	"	"	2,68	2,24	"	"	11,66	13,95	"	"	98,07
	E	2,80	3,575	"	"	"	"	"	"	2,24	2,86	"	"	13,95	10,93	"	"	97,34
	F	3,575	/	"	"	"	/	"	"	2,86	/	"	"	10,93	/	"	"	83,39

Calcul des moments aux appuis
Portiques longitudinaux intermédiaires 6-7-8

		Sous P								Sous G								
Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s	
		kg/ml	kg/ml	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	kg/ml	kg/ml	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	
6	A	340,0	/	0,355	/	0,250	/	/	0,250	2251,8	/	2,353	/	1,658	/	/	/	1,658
	B	"	340,0	0,542	0,355	0,506	0,400	/	0,106	"	2251,8	3,588	2,353	3,350	2,648	/	/	0,702
	C	"	"	0,341	0,542	0,390	0,503	/	-0,114	"	"	2,259	3,588	2,581	3,333	/	/	-0,752
	D	"	"	0,246	0,341	0,271	0,320	/	-0,049	"	"	1,629	2,259	1,793	2,119	/	/	-0,326
	E	"	"	0,355	0,246	0,331	0,275	/	0,057	"	"	2,353	1,629	2,195	1,819	/	/	0,376
	F	/	/	/	0,355	/	0,250	/	-0,250	/	/	/	2,353	/	1,658	/	/	-1,658
5	A	850,0	/	0,888	/	0,727	/	0,342	0,385	1762,2	/	1,841	/	1,507	/	0,709	0,798	
	B	"	850,0	1,354	0,888	1,294	0,962	0,156	0,176	"	1762,2	2,808	1,841	2,684	1,994	0,325	0,365	
	C	"	"	0,853	1,354	0,934	1,290	-0,168	-0,189	"	"	1,768	2,808	1,936	2,675	-0,348	-0,391	
	D	"	"	0,615	0,853	0,658	0,817	-0,075	-0,084	"	"	1,275	1,768	1,363	1,693	-0,155	-0,175	
	E	"	"	0,888	0,615	0,847	0,664	0,086	0,097	"	"	1,841	1,275	1,756	1,376	0,179	0,201	
	F	/	/	/	0,888	/	0,727	-0,342	-0,385	/	/	/	1,841	/	1,507	-0,709	-0,798	
4 3 2	A	850,0	/	0,888	/	0,734	/	0,367	0,367	1762,2	/	1,841	/	1,522	/	0,761	0,761	
	B	"	850,0	1,354	0,888	1,297	0,959	0,169	0,169	"	1762,2	2,808	1,841	2,689	1,988	0,350	0,350	
	C	"	"	0,853	1,354	0,930	1,293	-0,181	-0,181	"	"	1,768	2,808	1,929	2,681	-0,376	-0,376	
	D	"	"	0,615	0,853	0,656	0,818	-0,081	-0,081	"	"	1,275	1,768	1,360	1,696	-0,168	-0,168	
	E	"	"	0,888	0,615	0,849	0,662	0,093	0,093	"	"	1,841	1,275	1,760	1,372	0,194	0,194	
	F	/	/	/	0,888	/	0,734	-0,367	-0,367	/	/	/	1,841	/	1,522	-0,761	-0,761	
1	A	850,0	/	0,818	/	0,711	/	0,245	0,466	1762,2	/	1,696	/	1,474	/	0,509	0,965	
	B	"	850,0	1,183	0,818	1,147	0,861	0,099	0,187	"	1762,2	2,453	1,696	2,379	1,786	0,205	0,388	
	C	"	"	0,718	1,183	0,776	1,138	-0,125	-0,237	"	"	1,489	2,453	1,610	2,359	-0,259	-0,491	
	D	"	"	0,502	0,718	0,533	0,692	-0,055	-0,105	"	"	1,040	1,489	1,104	1,436	-0,114	-0,217	
	E	"	"	0,818	0,502	0,783	0,547	0,081	0,154	"	"	1,696	1,040	1,622	1,134	0,168	0,320	
	F	/	/	/	0,818	/	0,711	-0,245	-0,466	/	/	/	1,696	/	1,474	-0,509	-0,965	

Portiques 6-7-8
Calcul des moments en travées et efforts tranchants

		Sous G								Sous P							
Niveau	Poutre	q	M ₀	M _e	M _w	M _t	$t_0 \cdot \frac{qL}{2}$	T _e	T _w	q	M ₀	M _e	M _w	M _t	$t_0 \cdot \frac{qL}{2}$	T _e	T _w
		(kg/m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t)	(t)	(t)	(kg/m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t)	(t)	(t)
6	AB ₁	2251,8	3,906	-2,648	-1,658	1,753	4,194	-4,460	3,928	340	0,590	-0,400	0,250	0,265	0,633	-0,673	0,593
	BC ₁	"	5,956	-3,333	-3,350	2,615	5,179	-5,175	5,183	"	0,899	-0,503	0,506	0,395	0,782	-0,781	0,783
	CD ₁	"	3,750	-2,119	-2,581	1,400	4,110	-3,983	4,237	"	0,566	-0,320	0,390	0,211	0,621	-0,602	0,640
	DE ₁	"	2,705	-1,819	-1,793	0,899	3,490	-3,498	3,482	"	0,408	-0,275	0,271	0,135	0,527	-0,528	0,526
	EF ₁	"	3,906	-1,658	-2,195	1,980	4,194	-4,050	4,338	"	0,590	-0,250	0,331	0,300	0,633	-0,611	0,655
5	AB ₂	1762,2	3,057	-1,994	-1,507	1,307	3,282	-3,413	3,151	850	1,474	-0,962	0,727	0,630	1,583	-1,646	1,520
	BC ₂	"	4,661	-2,675	-2,684	1,982	4,053	-4,051	4,055	"	2,248	-1,290	1,294	0,956	1,955	-1,954	1,956
	CD ₂	"	2,935	-1,693	-1,936	1,121	3,216	-3,149	3,283	"	1,416	-0,817	0,934	0,541	1,551	-1,519	1,583
	DE ₂	"	2,117	-1,376	-1,363	0,748	2,731	-2,735	2,727	"	1,021	-0,664	0,658	0,360	1,318	-1,320	1,316
	EF ₂	"	3,057	-1,507	-1,756	1,426	3,282	-3,215	3,349	"	1,474	-0,727	0,847	0,687	1,583	-1,551	1,615
4 3 2	AB ₃	"	3,057	-1,988	-1,522	1,302	3,282	-3,407	3,157	850	1,474	-0,959	0,734	0,628	1,583	-1,643	1,523
	BC ₃	"	4,661	-2,681	-2,689	1,976	4,053	-4,051	4,055	"	2,248	-1,293	1,297	0,953	1,955	-1,954	1,956
	CD ₃	"	2,935	-1,696	-1,929	1,123	3,216	-3,152	3,280	"	1,416	-0,818	0,930	0,542	1,551	-1,520	1,582
	DE ₃	"	2,117	-1,372	-1,360	0,751	2,731	-2,735	2,727	"	1,021	-0,662	0,656	0,362	1,318	-1,320	1,316
	EF ₃	"	3,057	-1,522	-1,760	1,416	3,282	-3,218	3,346	"	1,474	-0,734	0,849	0,683	1,583	-1,552	1,614
1	AB ₄	"	2,815	-1,786	-1,474	1,185	3,150	-3,237	3,063	850	1,358	-0,861	-0,711	0,572	1,519	-1,561	1,477
	BC ₄	"	4,073	-2,359	-2,379	1,704	3,789	-3,784	3,794	"	1,965	-1,138	-1,147	0,823	1,828	-1,826	1,830
	CD ₄	"	2,472	-1,436	-1,610	0,949	2,952	-2,900	3,004	"	1,192	-0,692	-0,776	0,458	1,424	-1,399	1,449
	DE ₄	"	1,727	-1,134	-1,104	0,608	2,467	-2,478	2,456	"	0,833	-0,547	-0,533	0,293	1,190	-1,195	1,185
	EF ₄	"	2,815	-1,474	-1,622	1,267	3,150	-3,109	3,191	"	1,358	-0,711	-0,783	0,611	1,519	-1,499	1,539

Efforts normaux dans les poteaux
du portique 6.7-8

		Sous G				Sous P			
Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	N (t)	N_{cum} (t)	T_w (t)	T_e (t)	N (t)	N_{cum} (t)
6	A	/	3,928	3,928	3,928	/	0,593	0,593	0,593
	B	-4,460	5,183	9,643	9,643	-0,673	0,783	1,456	1,456
	C	-5,175	4,837	9,412	9,412	-0,781	0,640	1,421	1,421
	D	-3,983	3,482	7,465	7,465	-0,602	0,526	1,128	1,128
	E	-3,498	4,338	7,836	7,836	-0,528	0,655	1,183	1,183
	F	-4,050	/	4,050	4,050	-0,611	/	0,611	0,611
5	A	/	3,151	3,151	7,079	/	1,520	1,520	2,113
	B	-3,413	4,055	7,468	17,111	-1,646	1,956	3,602	5,058
	C	-4,051	3,283	7,334	16,746	-1,954	1,583	3,537	4,958
	D	-3,149	2,727	5,876	13,341	-1,519	1,316	2,835	3,963
	E	-2,735	3,349	6,084	13,920	-1,320	1,615	2,935	4,118
	F	-3,215	/	3,215	7,265	-1,551	/	1,551	2,162
4	A	/	3,157	3,157	10,236	/	1,523	1,523	3,636
	B	-3,407	4,055	7,462	24,573	-1,643	1,956	3,599	8,657
	C	-4,051	3,280	7,331	24,077	-1,954	1,582	3,536	8,494
	D	-3,152	2,727	5,879	19,220	-1,520	1,316	2,836	6,799
	E	-2,735	3,346	6,081	20,001	-1,320	1,614	2,934	7,052
	F	-3,218	/	3,218	10,483	-1,552	/	1,552	3,714
3	A	/	3,157	3,157	13,393	/	1,523	1,523	5,159
	B	-3,407	4,055	7,462	31,538	-1,643	1,956	3,599	12,256
	C	-4,051	3,280	7,331	31,408	-1,954	1,582	3,536	12,030
	D	-3,152	2,727	5,879	25,099	-1,520	1,316	2,836	9,635
	E	-2,735	3,346	6,081	26,082	-1,320	1,614	2,934	9,986
	F	-3,218	/	3,218	13,701	-1,552	/	1,552	5,266
2	A	/	3,157	3,157	16,550	/	1,523	1,523	6,622
	B	-3,407	4,055	7,462	39,0	-1,643	1,956	3,599	15,855
	C	-4,051	3,280	7,331	38,739	-1,954	1,582	3,536	15,566
	D	-3,152	2,727	5,879	30,978	-1,520	1,316	2,836	12,471
	E	-2,735	3,346	6,081	32,163	-1,320	1,614	2,934	12,920
	F	-3,218	/	3,218	16,919	-1,552	/	1,552	6,818
1	A	/	3,063	3,063	19,613	/	1,477	1,477	8,159
	B	-3,237	3,794	7,031	46,031	-1,561	1,830	3,391	19,246
	C	-3,784	3,004	6,788	45,527	-1,826	1,449	3,275	18,841
	D	-2,90	2,456	5,356	36,334	-1,399	1,185	2,584	15,055
	E	-2,478	3,191	5,669	37,832	-1,195	1,539	2,734	15,654
	F	-3,109	/	3,109	20,228	-1,499	/	1,499	8,317

caractéristiques géométriques du portique transversale dérivé A

Niveau	Noeud	L_w (m)	L_e (m)	h_m (m)	h_s (m)	$I_w \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_m \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^4$ (m ⁴)	L'_w (m)	L'_e (m)	h'_m (m)	h'_s (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m ³)	$K_e \cdot 10^4$ (m ³)	$K_m \cdot 10^4$ (m ³)	$K_s \cdot 10^4$ (m ³)	$D \cdot 10^4$ (m ³)
6	5	/	3,10	/	2,80	/	16,0	/	10,125	/	2,48	/	2,24	/	6,45	/	4,52	10,97
	6	3,10	"	/	"	"	"	/	"	2,81	2,48	/	"	5,69	6,45	/	"	16,66
	7	"	"	/	"	"	"	/	"	2,48	2,48	/	"	6,45	6,45	/	"	17,42
	8	"	"	/	"	"	"	/	"	2,48	2,81	/	"	6,45	5,69	/	"	16,66
	9	"	/	/	"	"	/	"	"	2,48	/	/	"	6,45	/	/	"	10,97
5	5	/	3,10	2,80	2,80	/	16,0	10,125	10,125	/	2,48	2,52	2,24	/	6,45	4,02	4,52	14,99
	6	3,10	"	"	"	16,0	"	"	"	2,55	2,48	"	"	6,28	6,45	"	"	21,27
	7	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,48	"	"	6,45	6,45	"	"	21,44
	8	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,55	"	"	6,45	6,28	"	"	21,27
	9	"	/	"	"	"	/	"	"	2,48	/	"	"	6,45	/	"	"	14,99
4 3 2	5	/	3,10	2,80	2,80	/	16,0	10,125	10,125	/	2,48	2,24	2,24	/	6,45	4,52	4,52	15,49
	6	3,10	"	"	"	16,0	"	"	"	2,52	2,48	"	"	6,35	6,45	"	"	21,84
	7	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,48	"	"	6,45	6,45	"	"	21,94
	8	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,52	"	"	6,45	6,35	"	"	21,84
	9	"	/	"	"	"	/	"	"	2,48	/	"	"	6,45	/	"	"	15,49
1	5	/	3,10	2,80	4,90	/	16,0	10,125	10,125	/	2,48	2,24	3,92	/	6,45	4,52	2,58	13,55
	6	3,10	"	"	"	16,0	"	"	"	2,65	2,48	"	"	6,04	6,45	"	"	19,59
	7	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,48	"	"	6,45	6,45	"	"	20,0
	8	"	"	"	"	"	"	"	"	2,48	2,65	"	"	6,45	6,04	"	"	19,59
	9	"	/	"	"	"	/	"	"	2,48	/	"	"	6,45	/	"	"	13,55

idem pour le portique F

Calcul des moments aux appuis
portique transversal de rive A

		Sous G								Sous P							
Niveau	Nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s
		(kg/ml)	(kg/ml)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(kg/ml)	(kg/ml)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)
6	5	1092	/	0,790	/	0,326	/	/	0,326	100	/	0,072	/	0,030	/	/	0,030
	6	"	1092	0,790	1,014	0,877	0,938	/	-0,061	"	100	0,072	0,093	0,080	0,086	/	-0,006
	7	"	"	0,790	0,790	0,790	0,790	/	0	"	"	0,072	0,072	0,072	0,072	/	0
	8	"	"	1,014	0,790	0,938	0,877	/	0,061	"	"	0,093	0,072	0,086	0,080	/	0,006
	9	/	/	/	0,790	/	0,326	/	-0,326	/	/	/	0,072	/	0,030	/	-0,030
5	5	1239,36	/	0,897	/	0,511	/	0,241	0,270	250	/	0,181	/	0,103	/	0,048	0,055
	6	"	1239,36	0,897	0,948	0,912	0,933	-0,011	-0,011	"	250	0,181	0,191	0,184	0,188	-0,002	-0,002
	7	"	"	0,897	0,897	0,897	0,897	0	0	"	"	0,181	0,181	0,181	0,181	0	0
	8	"	"	0,948	0,897	0,933	0,912	0,011	0,011	"	"	0,191	0,181	0,188	0,184	0,002	0,002
	9	/	/	/	0,897	/	0,511	-0,241	-0,270	/	/	/	0,181	/	0,103	-0,048	-0,055
4	5	1239,36	/	0,897	/	0,524	/	0,262	0,262	250	/	0,181	/	0,106	/	0,053	0,053
	6	"	1239,36	0,897	0,926	0,906	0,918	-0,006	-0,006	"	250	0,181	0,187	0,183	0,185	-0,001	-0,001
	7	"	"	0,897	0,897	0,897	0,897	0	0	"	"	0,181	0,181	0,181	0,181	0	0
	8	"	"	0,926	0,897	0,918	0,906	0,006	0,006	"	"	0,187	0,181	0,185	0,183	0,001	0,001
	9	/	/	/	0,897	/	0,524	-0,262	-0,262	/	/	/	0,181	/	0,106	-0,053	-0,053
1	5	1239,36	/	0,897	/	0,470	/	0,299	0,171	250	/	0,181	/	0,095	/	0,060	0,035
	6	"	1239,36	0,897	1,024	0,939	0,985	-0,029	-0,017	"	250	0,181	0,207	0,190	0,199	-0,006	-0,003
	7	"	"	0,897	0,897	0,897	0,897	0	0	"	"	0,181	0,181	0,181	0,181	0	0
	8	"	"	1,024	0,897	0,985	0,939	0,029	0,017	"	"	0,207	0,181	0,199	0,190	0,006	0,003
	9	/	/	/	0,897	/	0,470	-0,299	-0,171	/	/	/	0,181	/	0,095	-0,060	-0,035

Calcul des moments en travées et efforts tranchants

Portique A

		Sous G								Sous P							
Niveau	Poutre	q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	t ₀ = $\frac{qL}{2}$ (t)	T _e (t)	T _w (t)	q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	t ₀ = $\frac{qL}{2}$ (t)	T _e (t)	T _w (t)
6	5.6	1,098	1,318	-0,938	-0,326	0,680	1,693	-1,890	1,496	0,10	0,120	-0,086	-0,030	0,062	0,155	-0,173	0,137
	6.7	"	"	-0,790	-0,877	0,479	"	-1,665	1,721	"	"	-0,072	-0,080	0,044	"	-0,152	0,158
	7.8	"	"	-0,877	-0,790	0,479	"	-1,721	1,665	"	"	-0,080	-0,072	0,044	"	-0,158	0,152
	8.9	"	"	-0,326	-0,938	0,680	"	-1,496	1,890	"	"	-0,030	-0,086	0,062	"	-0,137	0,173
5	5.6	1,239	1,489	-0,933	-0,511	0,767	1,921	-2,057	1,785	0,250	0,300	-0,188	-0,103	0,155	0,388	-0,415	0,361
	6.7	"	"	-0,897	-0,912	0,585	"	-1,916	1,926	"	"	-0,181	-0,184	0,118	"	-0,387	0,389
	7.8	"	"	-0,912	-0,897	0,585	"	-1,926	1,916	"	"	-0,184	-0,181	0,118	"	-0,389	0,387
	8.9	"	"	-0,511	-0,933	0,767	"	-1,785	2,057	"	"	-0,103	-0,188	0,155	"	-0,361	0,415
4 3 2	5.6	1,239	1,489	-0,918	-0,524	0,768	1,921	-2,048	1,794	0,250	0,300	-0,185	-0,106	0,155	0,388	-0,414	0,363
	6.7	"	"	-0,897	-0,906	0,588	"	-1,918	1,924	"	"	-0,181	-0,183	0,118	"	-0,387	0,389
	7.8	"	"	-0,906	-0,897	0,588	"	-1,924	1,918	"	"	-0,183	-0,181	0,118	"	-0,389	0,387
	8.9	"	"	-0,524	-0,918	0,768	"	-1,794	2,048	"	"	-0,106	-0,185	0,155	"	-0,363	0,414
1	5.6	1,239	1,489	-0,985	-0,470	0,762	1,921	-2,087	1,755	0,250	0,300	-0,199	-0,095	0,153	0,388	-0,422	0,355
	6.7	"	"	-0,897	-0,939	0,571	"	-1,908	1,935	"	"	-0,181	-0,190	0,115	"	-0,385	0,391
	7.8	"	"	-0,939	-0,897	0,571	"	-1,935	1,908	"	"	-0,190	-0,181	0,115	"	-0,391	0,385
	8.9	"	"	-0,470	-0,985	0,762	"	-1,755	2,087	"	"	-0,095	-0,199	0,153	"	-0,355	0,422

Efforts normaux dans les poteaux du portique A

		Sous G				Sous P			
Niveau	Poteau	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$
6	5	/	1,496	1,496	1,496	/	0,137	0,137	0,137
	6	-1,890	1,721	3,611	3,611	-0,173	0,158	0,331	0,331
	7	-1,665	1,665	3,330	3,330	-0,152	0,152	0,304	0,304
	8	-1,721	1,890	3,611	3,611	-0,158	0,173	0,331	0,331
	9	-1,496	/	1,496	1,496	-0,137	/	0,137	0,137
5	5	/	1,785	1,785	3,281	/	0,361	0,361	0,498
	6	-2,057	1,926	3,983	7,594	-0,415	0,389	0,804	1,135
	7	-1,916	1,916	3,832	7,162	-0,387	0,387	0,774	1,078
	8	-1,926	2,057	3,983	7,594	-0,389	0,415	0,804	1,135
	9	-1,785	/	1,785	3,281	-0,361	/	0,361	0,498
4	5	/	1,794	1,794	5,075	/	0,363	0,363	0,861
	6	-2,048	1,924	3,972	11,566	-0,414	0,389	0,803	1,938
	7	-1,918	1,918	3,836	10,998	-0,387	0,387	0,774	1,852
	8	-1,924	2,048	3,972	11,566	-0,389	0,414	0,803	1,938
	9	-1,794	/	1,794	5,075	-0,363	/	0,363	0,861
3	5	/	1,794	1,794	6,869	/	0,363	0,363	1,224
	6	-2,048	1,924	3,972	15,538	-0,414	0,389	0,803	2,741
	7	-1,918	1,918	3,826	14,834	-0,387	0,387	0,774	2,626
	8	-1,924	2,048	3,972	15,538	-0,389	0,414	0,803	2,741
	9	-1,794	/	1,794	6,869	-0,363	/	0,363	1,224
2	5	/	1,794	1,794	8,663	/	0,363	0,363	1,587
	6	-2,048	1,924	3,972	19,510	-0,414	0,389	0,803	3,544
	7	-1,918	1,918	3,836	18,670	-0,387	0,387	0,774	3,400
	8	-1,924	2,048	3,972	19,510	-0,389	0,414	0,803	3,544
	9	-1,794	/	1,794	8,663	-0,363	/	0,363	1,587
1	5	/	1,755	1,755	10,418	/	0,355	0,355	1,942
	6	-2,087	1,935	4,022	23,532	-0,422	0,391	0,813	4,357
	7	-1,908	1,908	3,816	22,486	-0,385	0,385	0,770	4,170
	8	-1,935	2,087	4,022	23,532	-0,391	0,422	0,813	4,357
	9	-1,755	/	1,755	10,418	-0,355	/	0,355	1,942

ETUDE AICI S'EIS'ME

Méthode de Muto

La méthode de Muto est une méthode approchée qui nous permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux. Elle est basée sur les rigidités de niveau (qui est le rapport entre l'effort tranchant de niveau et le déplacement relatif de niveau).

• son domaine d'application:

- Elle s'applique aux bâtiments à étages rigides constitués de planchers monolithiques ayant une ossature autostable reprenant la totalité des charges horizontales et verticales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers. La raideur (E/l) des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux ($\bar{K} \geq 0,2$ pour tous les nœuds)
- Les raideurs (E/l) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (Rapport compris entre 0,5 et 2,0).
- La raideur E/l d'un même poteau ne doit pas trop varier entre étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2)
- Le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent) soit triangulaire (cas du séisme).

• Le calcul par la méthode de Muto se fera en 2 étapes:

1^{ère} étape: 1/- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.

2/- Calcul des coefficients \bar{K} et des coefficients de correction a_j dans les 2 sens.

3/- Calcul des rigidités corrigées $a_j K_j$ des poteaux dans les 2 sens.

4/- Calcul de $D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)}$ pour chaque niveau du portique considéré.

5/- Calcul de la rigidité relative de niveau corrigée du portique considéré.

$$R_j = \frac{12 \cdot E}{h_j^3} \cdot D_j \quad (E = 345\,000 \text{ kg/cm}^2).$$

6/- Calcul de la rigidité relative d'étage j dans les 2 sens $\begin{cases} R_{jx} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx} \\ R_{jy} = \sum_{k=1}^{k=l} R_{jy}^{(k)} \end{cases}$

7/- Détermination du centre de torsion et du centre de masse.

8/- Calcul de la rigidité à la torsion $R_{j\theta}$ de chaque étage

La 2^{ème} étape de la méthode de Muto sera exposée plus loin (après l'analyse nodale)

BLOC 1 (sens transversal)

	Niveau	poles	Kp	K	ai	ai Kp	Dj	Rij
Portique A	6	1.4	316.406	1.487	0.427	134.944	648.282	26209.839
		2.3	316.406	2.975	0.598	189.197		
	3	1	316.406	2.231	0.527	166.838	680.176	27499.303
		2.3	316.406	2.975	0.598	189.197		
		4	316.406	1.487	0.427	134.944		
	2	0.4	316.406	1.487	0.427	134.944	837.479	33859.014
		1.2.3	316.406	2.975	0.598	189.197		
	1	0.4	191.038	2.463	0.664	126.835	702.674	10356.249
		1.2.3	191.038	4.927	0.783	149.668		
	Portiques B et C	6	1.4	421.875	1.115	0.358	151.049	747
2.3			421.875	2.231	0.527	222.451		
3		1	421.875	1.673	0.456	192.171	788.122	31863.526
		2.3	421.875	2.231	0.527	222.451		
		4	421.875	1.115	0.358	151.049		
2		0	351.563	1.339	0.401	140.955	959.357	38786.504
		1.2.3	421.875	2.231	0.527	222.451		
		4	421.875	1.115	0.358	151.049		
1		0	212.264	2.219	0.644	136.767	1102.506	16249.109
		1.2.3	382.075	2.463	0.664	253.671		
		4	382.075	1.232	0.536	204.732		
Portique E		1	2	191.038	2.463	0.664	126.835	481.235
	3		191.038	4.927	0.783	149.668		
	4		382.075	1.232	0.536	204.732		
Portique D	6	1	316.406	1.487	0.427	134.944	688.453	27833.940
		2.3	351.563	2.677	0.572	201.230		
		4	421.875	1.115	0.358	151.049		
	3	1	316.406	2.231	0.527	166.838	720.347	29123.404
		2.3	351.563	2.677	0.572	201.230		
		4	421.875	1.115	0.358	151.049		
	2	0	316.406	1.487	0.427	134.944	877.65	35483.115
		1	316.406	2.975	0.598	189.197		
		2.3	351.563	2.677	0.572	201.230		
		4	421.875	1.115	0.358	151.049		
	1	0	191.038	2.463	0.664	126.835	806.791	11890.761
		1	191.038	4.927	0.783	149.668		
		2.3	212.264	4.434	0.767	162.798		
		4	382.075	1.232	0.536	204.732		
	Sens longitudinal. portique A	6	A	711.914	1.033	0.341	242.444	1442.144
B			1687.5	0.792	0.284	478.628		
C			1687.5	0.792	0.284	478.628		
D			711.914	1.033	0.341	242.444		
1		A	429.835	1.711	0.596	256.077	3070.64	45256.140
		B	3438.679	0.389	0.372	1279.243		
		C	3438.679	0.389	0.372	1279.243		
		D	429.835	1.711	0.596	256.077		

Correlatif
au portique
F

BLOC 1

Sens Longitudinal portique 0

Niveau	Portique	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i K_p$	D_j	R_{jx}
2	A	711,914	1,033	0,341	242,444	1278,312	51687,755
	B	976,563	1,368	0,406	396,712		
	C	976,563	1,368	0,406	396,712		
	D	711,914	1,033	0,341	242,444		
1	A	429,835	1,711	0,596	256,077	1276,784	18817,678
	B	589,623	2,266	0,648	382,315		
	C	589,623	2,266	0,648	382,315		
	D	429,835	1,711	0,596	256,077		

(S.L) portique 2 et 3.

Niveau	Portique	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i K_p$	D_j	R_{jx}
6 5 4 3	A	711,914	1,033	0,341	242,444	1466,794	59302,023
	B	1687,5	0,792	0,284	478,628		
	C	1687,5	0,792	0,284	478,628		
	D	976,563	0,753	0,274	267,094		
2	A	711,914	1,033	0,341	242,444	1729,426	69920,153
	B	1687,5	0,792	0,284	478,628		
	C	1687,5	0,792	0,284	478,628		
	D	976,563	2,371	0,542	529,726		
1	A	429,835	1,711	0,596	256,077	3787,483	55827,216
	B	3438,679	0,389	0,372	1279,243		
	C	3438,679	0,389	0,372	1279,243		
	D	589,623	2,679	0,679	400,601		
	E	429,835	3,676	0,736	316,242		
	F	429,835	1,711	0,596	256,077		

(S.L) - portique 4

Niv	Port	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i K_p$	D_j	R_{jx}
6 5 4 3	A	711,914	1,033	0,341	242,444	1501,728	60714,394
	B	1687,5	0,792	0,284	478,626		
	C	1687,5	0,792	0,284	478,626		
	D	1687,5	0,436	0,179	302,032		
2	A	711,914	1,033	0,341	242,444	1630681	65927,923
	B	1687,5	0,792	0,284	478,626		
	C	1687,5	0,792	0,284	478,626		
	D	1687,5	0,686	0,255	430,985		
1	A	429,835	1,711	0,596	256,077	5753,544	84797,694
	B	3438,679	0,389	0,372	1279,243		
	C	3438,679	0,389	0,372	1279,243		
	D	3438,679	0,459	0,390	1341,452		
	E	3438,679	0,459	0,390	1341,452		
	F	429,835	1,711	0,596	256,077		

BLOC 2

Sens Longitudinal - portiques : 5 - 6 - 7 - 8 - 9.

Niveau	Porteau	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i Kp$	D_j	R_{jx}			
6	A	711,914	1,033	0,341	242,444	2518,274	101813,031			
	5	B	1687,500	0,792	0,284			478,626		
		C	1687,500	0,792	0,284			478,626		
	4	D	1687,500	0,936	0,319			478,067		
	3	E	1687,500	0,936	0,319			538,067		
	2	F	711,914	1,033	0,341			242,444		
1	A	429,835	1,711	0,596	256,077			5753,544	84797,694	
	B	B	3438,679	0,389	0,372					1279,243
		C	3438,679	0,389	0,372					1279,243
	D	3438,679	0,457	0,990	1341,452					
	E	3438,679	0,457	0,390	1341,452					
	F	429,835	1,711	0,596	256,077					

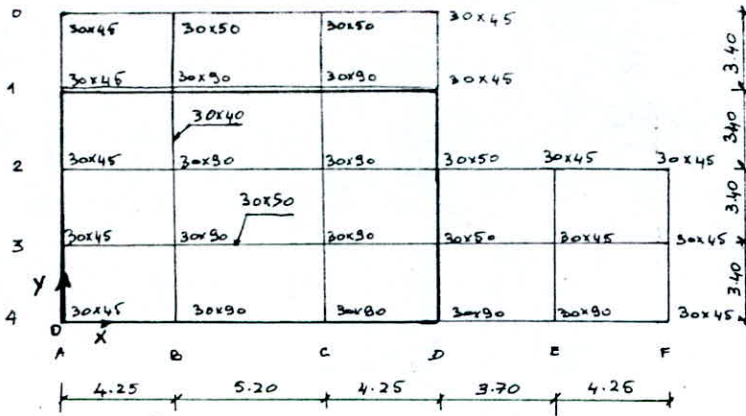
Sens transversal - portiques : B - C - D - E.

Niveau	Porteau	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i Kp$	D_j	R_{jy}			
6	5	421,875	1,115	0,358	151,049	969,451	39194,601			
	5	6	421,875	2,231	0,527			222,451		
		7	421,875	2,231	0,527			222,451		
	4	8	421,875	2,231	0,527			222,451		
	3	9	421,875	1,115	0,358			151,049		
2	5	382,075	1,232	0,536	204,732			1170,474	17250,845	
	6	6	382,075	2,463	0,664					253,670
		7	382,075	2,463	0,664					253,670
	8	382,075	2,463	0,664	253,670					
	9	382,075	1,232	0,536	204,732					

Sens transversal - portiques : A - F.

Niveau	Porteau	Kp	\bar{K}	a_i	$a_i Kp$	D_j	R_{jy}			
6	5	316,406	1,487	0,426	134,944	837,479	33859,014			
	5	6	316,406	2,975	0,598			189,197		
		7	316,406	2,975	0,598			189,197		
	4	8	316,406	2,975	0,598			189,197		
	3	9	316,406	1,487	0,426			134,944		
2	5	191,038	2,463	0,664	126,835			702,674	10356,249	
	6	6	191,038	4,927	0,783					149,668
		7	191,038	4,927	0,783					149,668
	8	191,038	4,927	0,783	149,668					
	9	191,038	2,463	0,664	126,835					

BLOC 1:



Centre de masse:

- Plancher terrasse: $\sum m_i = 139,6 t$ $x_G = 6,87 m$ $y_G = 5,13 m$ → Niveau 0.
- Niveaux 5 - 4 - 3: $\sum m_i = 128,68 t$ $x_G = 6,88 m$ $y_G = 5,37 m$
- Niveau 2: $\sum m_i = 165,93 t$ $x_G = 6,88 m$ $y_G = 8,10 m$.
- Niveau 1: $\sum m_i = 235,54 t$ $x_G = 9,57 m$ $y_G = 6,30 m$.

Centre de torsion:

$$x_{c_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ij}^t X_i^{(t)}}{R_{jy}^t} \quad \text{et} \quad y_{c_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ij}^t Y_i^{(t)}}{R_{jx}^t}$$

Valeurs des rigidités relatives d'étage:

• sens longitudinal: (p)

$$R_{jx}^l = R_{6x}^l = R_{5x}^l = R_{4x}^l = R_{3x}^l = 237623,871$$

$$R_{2x}^l = 315755,415 \quad ; \quad R_{1x}^l = 260513,944$$

• sens transversal:

$$R_{cy}^t = R_{5y}^t = R_{4y}^t = 114445,733$$

$$R_{3y}^t = 120349,759 \quad ; \quad R_{2y}^t = 146915,137 \quad ; \quad R_{1y}^t = 61837,834$$

- Niveaux 6 - 5 - 4:

$$x_{c_{6,5,4}} = \frac{R_{xc}^A X_c^A + R_{xc}^B (X_c^B + X_c^C) + R_{xc}^D X_c^D}{R_{xc}^t} \quad \text{et} \quad y_{c_{6,5,4}} = \frac{R_{xy}^{(4)} Y_c^{(4)} + R_{xy}^{(3)} (Y_c^{(3)} + Y_c^{(2)}) + R_{xy}^{(1)} Y_c^{(1)}}{R_{xy}^t}$$

$$x_{c_{6,5,4}} = 6,95 m \quad y_{c_{6,5,4}} = 5,05 m.$$

Niveau 3:

$$x_{c_3} = 6,94 m \quad y_{c_3} = 5,05 m.$$

Niveau 2:

$$\begin{cases} x_{c_2} = 6,93 m \\ y_{c_2} = 6,37 m \end{cases}$$

Niveau 1:

$$\begin{cases} x_{c_1} = 10,71 m \\ y_{c_1} = 4,94 m. \end{cases}$$

- excentricités:

excentricité accidentelle $e_{acc} = 0,05 l$ (l étant la plus grande dimension au niveau considéré)

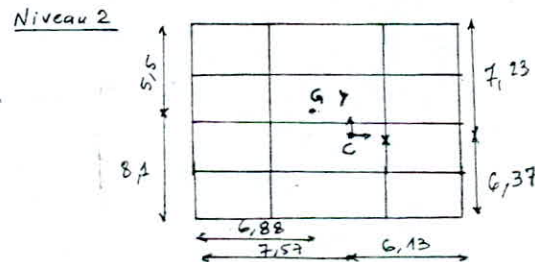
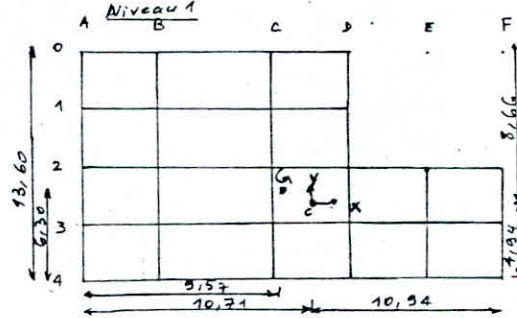
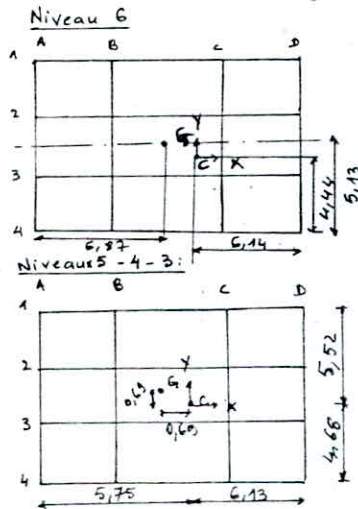
Niveau coordonnées	6	5-4	3	2	1
X_G	6,87	6,88	6,88	6,88	9,57
X_C	6,95	6,95	6,94	6,93	10,71
e_x	-0,08	-0,07	-0,06	-0,05	-1,14
Y_G	5,13	5,37	5,37	8,10	6,30
Y_C	5,05	5,05	5,05	6,37	4,94
e_y	0,08	0,32	0,32	1,73	1,36
e_{acc}	0,69	0,69	0,69	0,69	1,08
e_{xacc}	-0,69	-0,69	-0,69	-0,69	-1,14
e_{yacc}	0,69	0,69	0,69	1,73	1,36

$$e_x = X_G - X_C$$

$$e_y = Y_G - Y_C$$

- Calcul de la rigidité à la torsion:

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^k R_{jy}^t [X_i^t]^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} [Y_i^{(l)}]^2$$



Valeurs des rigidités à la torsion:

$$R_{6\theta} = 65\,11\,844 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

$$R_{4\theta} = R_{5\theta} = 64\,499\,23,3 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

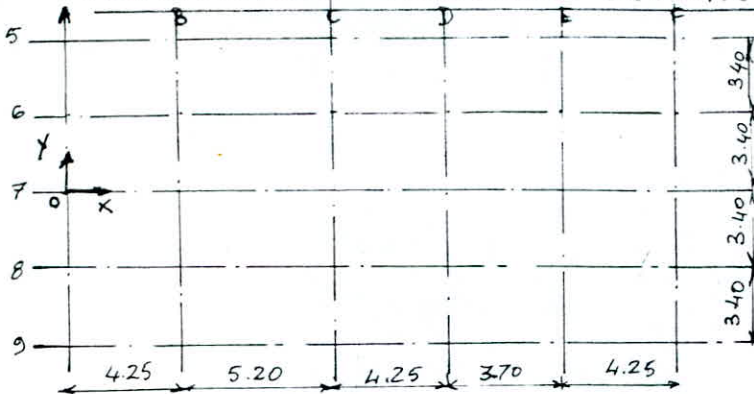
$$R_{3\theta} = 65\,964\,71,4 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

$$R_{2\theta} = 106\,999\,10 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

$$R_{1\theta} = 82\,226\,58,7 \cdot 10^4 \text{ kg cm}$$

BLOC 2.

• Détermination des coordonnées du centre de masse de chaque niveau du bloc 2:



Les coordonnées du C.M sont données par:

$$X_G = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \quad Y_G = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Les calculs nous donnent:

Niveau terrasse: $\begin{cases} X_G = 11,274 \text{ m} \\ Y_G = 0 \end{cases}$ Niveaux 2-3-4-5: $\begin{cases} X_G = 11,744 \text{ m} \\ Y_G = 0 \end{cases}$ Niveau 1: $\begin{cases} X_G = 11,137 \text{ m} \\ Y_G = 0 \end{cases}$

• Détermination du centre de torsion C_j : Repère (0XY)

- Rigidités relatives d'étage: R_j

dans le sens transversal: $R_{jy}^{(e)} = \sum R_{jy}^{(e)}$

dans le sens longitudinal: $R_{jx}^{(l)} = \sum R_{jx}^{(l)}$

Niveau	$R_{jy}^{(e)}$	$R_{jx}^{(l)}$
1	89715,878	423988,470
2-3-4-5-6	224496,432	509065,155

Les coordonnées de C_j sont données par:

$$X_{Cj} = \frac{\sum R_{jy}^{(e)} X_j^{(e)}}{R_{jy}^{(e)}} \quad \text{et} \quad Y_{Cj} = \frac{\sum R_{jx}^{(l)} Y_j^{(l)}}{R_{jx}^{(l)}}$$

niveaux 6-5-4-3-2:
$$X_c = \frac{R_{2y}^A \cdot X_2^A + R_{2y}^B [X_2^B + X_2^C + X_2^D + X_2^E] + R_{2y}^F \cdot X_2^F}{R_{2y}^U}$$

$$\begin{cases} X_{c2} = X_{c3} = X_{c4} = X_{c5} = X_{c6} = 11,087 \text{ m} \\ Y_{c2} = Y_{c3} = Y_{c4} = Y_{c5} = Y_{c6} = 0 \end{cases}$$

Niveau 1: $\begin{cases} X_{c1} = 11,113 \text{ m} \\ Y_{c1} = 0 \end{cases}$

• Excentricités:

$$\begin{cases} e_x = X_G - X_c \\ e_y = Y_G - Y_c \end{cases}$$

Niv Coor	6	5-4- 3-2	1
X_G	11,274	11,744	11,137
X_c	11,087	11,087	11,113
e_x	0,187	0,657	0,024

Niv Coor	6	5-4- 3-2	1
Y_G	0	0	0
Y_c	0	0	0
e_y	0	0	0

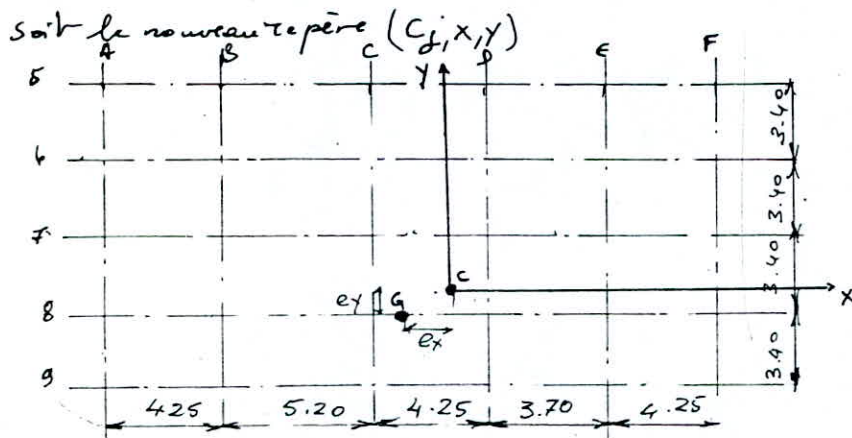
On doit tenir compte d'une excentricité e qui est la plus grande des 2 excentricités suivantes: a) Excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (RPA81 art. 335).

b) Excentricité théorique résultant des plans.

Valeur de l'excentricité accidentelle: $e_{acc} = 0,05 \cdot 21,65 = 1,08 \text{ m}$.

Dans tous les niveaux on prendra en compte l'excentricité accidentelle.

Calcul de la rigidité et la torsion de l'étage j :



C centre de torsion accidentelle
G point de passage de la force sismique.

$$R_{j0} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jy}^{(l)} [X_j^{(l)}]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} [Y_j^{(l)}]^2$$

$$R_{60} = 24,4347 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$R_{50} = R_{40} = R_{30} = R_{20} = 24,17522 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$R_{10} = 14,14956 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Etude au séisme.

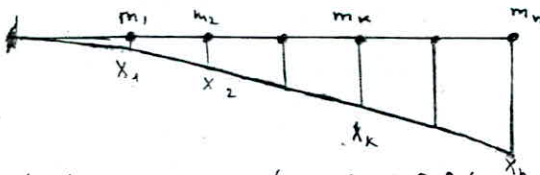
L'ouvrage étudié, implanté en zone II, est un bâtiment touristique donc un ouvrage de moyenne importance (groupe d'usage 2). Son ossature est une ossature autostable donc capable, par ses portiques, de reprendre la totalité des charges horizontales et des charges verticales.

Afin de faire le calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes, on peut faire appel soit à la méthode statique, et cela si ses conditions d'application sont toutes vérifiées, soit à la méthode dynamique.

Pour notre cas, et pour le bloc 1, les conditions b et c de la méthode statique exposée dans le RPA 81 Art. 321 ne sont pas satisfaites, de même pour le bloc 2 la condition h n'est pas satisfaite. La méthode statique ne pouvant pas être utilisée on a recouru à la méthode pseudo dynamique.

Pour le calcul des périodes des 2 bloc dans les 2 sens (transversal et longitudinal) on a utilisé la méthode de RAYLEIGH (Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur)

Cette méthode nous permet de calculer la période relative au 1^{er} mode Fondamental. On calculera le coefficient d'équivalence E, si ce dernier est supérieur 80%, il sera inutile de passer aux autres modes, le premier mode étant prépondérant.



$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k x_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k x_k}}$$

La structure étant supposée retournée à 90° dans le champ de pesanteur.

Modélisation:

Les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher, reliées entre elles par des ressorts qui représentent les poteaux (éléments vert. caux). L'encastrement de la console est pris au niveau du sol (RDC)

Forces sismiques de calcul:

La force totale sismique pour le mode I est donnée par: $F_I = \frac{(\sum m_{kI} x_{kI})^2}{\sum m_{kI} x_{kI}^2} A B D Q$

A: coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right\} A = 0,15$$

B: Facteur de comportement de la structure = $B = 1/4$ Structure autostable

D: Facteur d'amplification dynamique moyen pour le mode I
cas du sol meuble $D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$

Q: facteur de qualité du système de contreventement de la structure
critères observés 1-2-3 } voir RPA Art. 3314 → Q = 1,3
non observés 4-5-6 }

- suite Méthode de St. Venant.

- Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque portique.

- Calcul des déplacements relatifs de niveau j revenant à chaque portique.

$$\delta_j = T_j / R_j$$

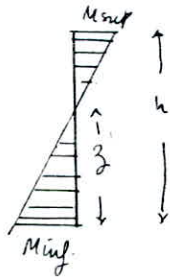
- Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque poteau de portiques transversaux et longitudinaux.

$$t_j = \frac{a_j K_j}{\sum a_j K_j} = \frac{a_i K_j}{D_j} \cdot T_j$$

- Détermination de la position du point de moment nul $z = y \cdot h$ avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

(valeurs de y_0, y_1, y_2, y_3 tirées des tableaux du bulletin CTE N°5)

- Calcul des Moments en tête des poteaux

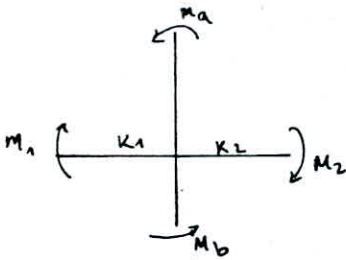


t effort tranchant revenant au poteau considéré.

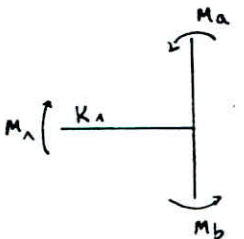
$$M_{sup} = t \cdot (h - z)$$

$$M_{inf} = t \cdot z$$

- Calcul des moments dans les portées



$$\begin{cases} M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \end{cases}$$

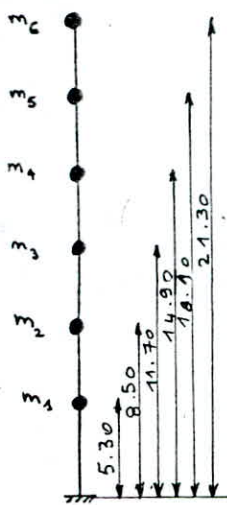


$$M_1 = M_a + M_b$$

(* Calcul relatif au portiques Act 8 classés en Annexe)

BLOC 1 - Calcul dynamique

D Modélisation de la structure



On a tenu compte de 50% des surcharges d'exploitation. (Bâtiment accessible au public).

$$m_6 = 146,58 \text{ t}$$

$$m_5 = 146,15 \text{ t}$$

$$m_4 = 146,15 \text{ t}$$

$$m_3 = 146,15 \text{ t}$$

$$m_2 = 185,69 \text{ t}$$

$$m_1 = 261,54 \text{ t}$$

* Détermination des déplacements absolus X_k :

$$T_k = \sum_k \frac{G_k}{R_k}$$

$$\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

$$X_k = \sum \Delta_k$$

sans transversal

Niveau	G_k (t)	T_k (t)	R_{ky}	Δ_k	X_k
6	146,58	146,58	114445,738	1,281	34,474
5	146,15	292,73	—	2,558	33,193
4	146,15	438,88	—	3,835	30,635
3	146,15	585,03	120349,753	4,861	26,800
2	185,69	770,72	146915,137	5,246	21,939
1	261,54	1032,26	61837,834	16,693	16,693

* Détermination de la période de pulsation relative au 1^{er} Mode:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum m_k \cdot X_k^2}{\sum m_k \cdot x_k^2}}$$

$$\sum m_k = 1032,26 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \sum m_k X_k^2 &= 146,58 \cdot 34,474^2 + 146,15 \left(33,193^2 + 30,635^2 + 26,800^2 \right) + 185,69 \cdot 21,939^2 \\ &\quad + 261,54 \cdot 16,693^2 = 739617,46 \cdot 10^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum m_k x_k &= 146,58 \cdot 34,474 + 146,15 (33,193 + 30,635 + 26,800) + 185,69 \cdot 21,939 \\ &\quad + 261,54 \cdot 16,693 = 26738,221 \cdot 10^3. \end{aligned}$$

d'où : $T = 1,056 \text{ s} = T_{\text{transversal}}$

Coefficient d'équivalence : $E_{1t} = \frac{(\sum m_k X_k)^2}{\sum m_k \cdot (\sum m_k x_k^2)} = 0,9364 = 93,64\% \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ mode}$
 $6,36\% \rightarrow \text{autres modes}$

sens longitudinal:

Niveau	G_k	T_k	R_{xy}	$\Delta_k = \frac{T_k}{R}$	X_k
6	146,58	146,58	237623,871	0,617	12,561
5	146,15	292,73	—	1,232	11,944
4	—	438,88	—	1,847	10,712
3	—	585,03	—	2,462	8,865
2	185,69	770,72	315755,415	2,441	6,403
1	261,54	1032,26	260573,944	3,962	3,962

$$\Sigma m_k = 1032,26t \quad ; \quad \Sigma m_k x_k = 8673,18 \quad ; \quad \Sigma m_k x_k^2 = 83951,277.$$

$$T = 0,624s = T_{\text{Longitudinale.}}$$

Coefficient d'équivalence:
$$E_{1L} = \frac{(\Sigma m_k x_k)^2}{\Sigma m_k \cdot \Sigma m_k x_k^2} = 0,868 = 86,8\% \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ mode}$$

Autres modes $\rightarrow 13,2\%$

Le 1^{er} mode est prépondérant. L'étude sera faite pour le 1^{er} Mode.

Forces sismiques de Calcul:

$$\text{Force sismique totale} = F_I = ABDQ \frac{\Sigma m_k x_k}{\Sigma m_k x_k^2}$$

au niveau k la force sismique sera donnée par:
$$F_k = F_I \cdot \frac{m_k \cdot x_k}{\Sigma m_k x_k}$$

$$F_k = \frac{\Sigma m_k x_k}{\Sigma m_k x_k^2} \cdot \frac{ABDQ m_k x_k}{\Sigma m_k x_k} = ABDQ E \cdot \Sigma m_k \frac{m_k x_k}{\Sigma m_k x_k}$$

$$A = 0,15$$

$$B = 1/4$$

$$D_L = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,624}} = 1,790 \quad ; \quad D_t = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1,056}} = 1,376 \quad ; \quad E_L = 86,8\% \quad ; \quad E_t = 93,64\%$$

• Sens transversal

$$F_{6x} = 12,254t$$

$$F_{5x} = 11,764t$$

$$F_{4x} = 10,857t$$

$$F_{3x} = 9,498t$$

$$F_{2x} = 9,879t$$

$$F_{1x} = 10,587t$$

Sens longitudinal

$$F_{6y} = 16,598t$$

$$F_{5y} = 15,737t$$

$$F_{4y} = 14,113t$$

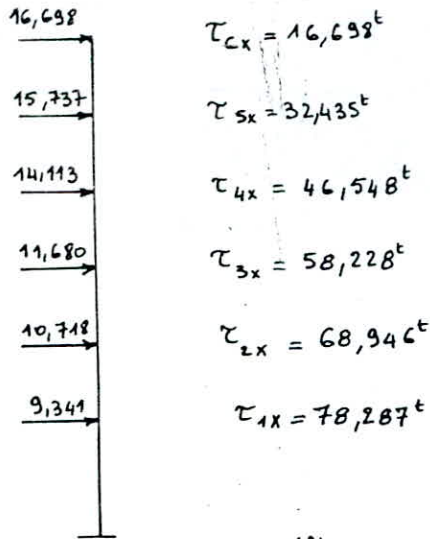
$$F_{3y} = 11,680t$$

$$F_{2y} = 10,718t$$

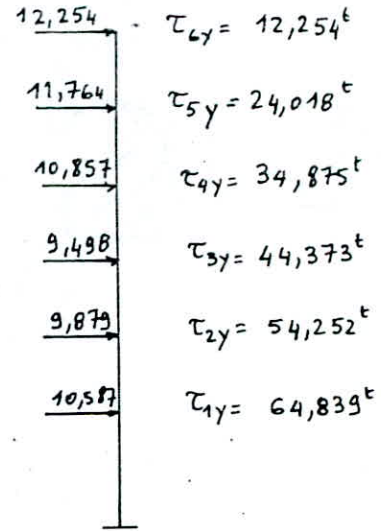
$$F_{1y} = 9,341t$$

Forces sismiques:

sens longitudinal



sens transversal



sous T_{jx} il en résulte:
$$\begin{cases} T_{jx}^{(e)} = T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{jx}} + T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(e)} \cdot Y_j^{(e)}}{R_{j0}} \\ T_{jy}^{(e)} = \frac{T_{jx} \cdot Y_j^{(e)}}{R_{j0}} \cdot R_{jy}^{(e)} \cdot X_j^{(e)} \end{cases}$$

sous T_{jy} il en résulte:
$$\begin{cases} T_{jy}^{(e)} = T_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(e)}}{R_{jy}} + T_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(e)} \cdot X_j^{(e)}}{R_{j0}} \\ T_{jx}^{(e)} = T_{jy} \cdot \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{j0}} \cdot Y_j^{(e)} \cdot X_j^{(e)} \end{cases}$$

On présentera les résultats sous forme de tableaux.

sens		Transversal
Portique	Niveau	$T_{jy}^{(e)}$
A	6	3,06
	5	6,01
	4	8,73
	3	11,11
	2	13,40
	1	11,86
B	6	3,36
	5	6,60
	4	9,58
	3	12,24
	2	14,77
	1	17,98

sens		Longitudinal
Portique	Niveau	$T_{jx}^{(e)}$
1	6	4,69
	5	9,08
	4	13,02
	3	16,25
	2	17,43
	1	16,68
2	6	4,41
	5	8,53
	4	12,24
	3	15,30
	2	18,25
	1	18,12
0	2	15,45
	1	7,77

* On a négligé les efforts tranchants négatifs dus à la torsion.

Calcul des déplacements relatifs de niveau (BLOC 1)

$\delta_j = \frac{T \delta_j}{R_j}$ on doit comparer $\frac{1}{2B} \cdot \delta_j$ à $0,0075 h_j$ (Art 337.1 RPA81)

Portique	A		B		1		2		$\bar{\delta}$
	δ_j	$\frac{1}{2B} \delta_j$	δ_j	$\frac{1}{2B} \delta_j$	δ_j	$\frac{1}{2B} \delta_j$	δ_j	$\frac{1}{2B} \delta_j$	
6	0,12	0,23	0,11	0,22	0,08	0,16	0,07	0,15	2,4
5	0,23	0,46	0,22	0,44	0,16	0,31	0,14	0,29	2,4
4	0,33	0,46	0,32	0,63	0,22	0,45	0,21	0,41	2,4
3	0,40	0,81	0,38	0,77	0,28	0,56	0,26	0,52	2,4
2	0,40	0,79	0,38	0,76	0,30	0,60	0,26	0,52	2,4
1	1,15	2,29	1,11	2,21	0,37	0,74	0,33	0,65	3,975

Les déplacements relatifs obtenus sont inférieurs aux déplacements admissibles tolérés par les normes.

Détermination de la largeur du joint de dilatation existant entre le bloc 1 et le bloc 2:

Bloc 2: Déplacement transversal max = $\Delta^t = \sum_{j=1}^6 \delta_j = 2,945 \approx 3 \text{ cm.}$

Bloc 1: $\Delta^t = \sum_{j=1}^6 \delta_j = 2,63 \text{ cm.}$

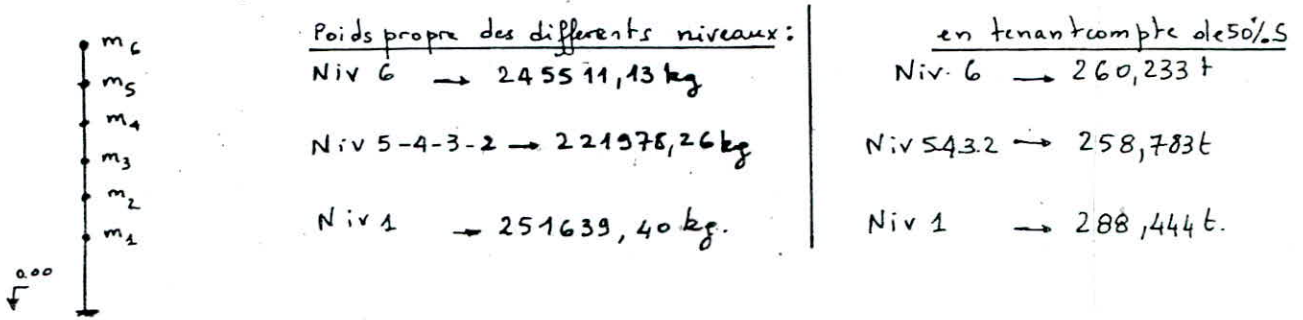
Les 2 blocs ayant des périodes proches on prendra comme largeur du joint 3 cm.

BLOC 2 - Pratique du calcul dynamique:

modélisation de la structure:

Le bloc se modélise comme étant une console (encastrement au niveau de base-RDC) à plusieurs masses ponctuelles. Ces masses représentent les planchers qui seront soumis à l'excitation sismique. Les masses sont reliées par des ressorts qui représentent les éléments verticaux de la structure (poteaux).

L'hôtel étant un bâtiment accessible au public, on prendra en considération 50% des surcharges d'exploitation. (RPA 81 Art. 3.3.1.5).



Détermination des déplacements absolus \$X_k\$:

$T_k = \sum G_k$; $\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$; $X_k = \sum \Delta_k$
 - perp transversal

Niveau	$G_k (t)$	T_k	R_{ky}	Δ_k	X_k
6	260,233	260,233	224496,432	1,159	34,977
5	258,783	519,016	—	2,312	33,818
4	—	777,800	—	3,465	31,506
3	—	1036,583	—	4,617	28,041
2	—	1295,366	—	5,770	23,424
1	288,444	1583,810	89715,878	17,654	17,654

Détermination de la période de pulsation relative au 1^{er} mode:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum m_k \cdot x_k^2}{\sum m_k \cdot x_k}}$$

$$\sum m_k x_k^2 = 1,3066 \cdot 10^9$$

$$\sum m_k x_k = 44417410$$

$$\sum m_k = 1583,811 t. = 1583811 kg$$

$$T = 1,089 s. = T_{transv.}$$

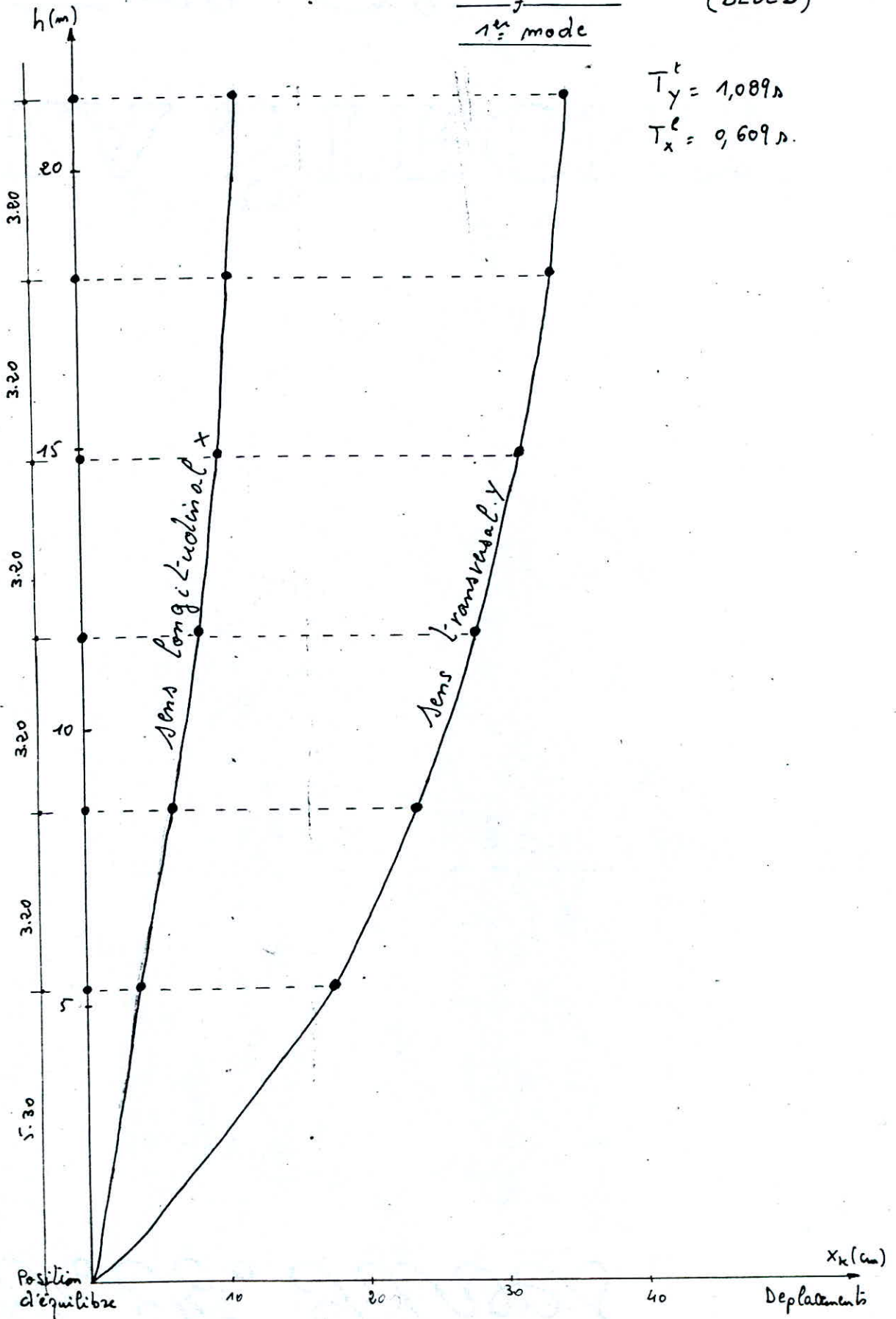
Coefficient d'équivalence: $E_{1k} = \frac{(\sum m_k \cdot x_{k1})^2}{\sum m_k \cdot \sum m_k \cdot x_{k1}^2} = 95,34\%$ 1^{er} mode (prepondérant)
 4,66% autres modes

Deformés
1^{er} mode

(BLOC 2)

$$T_y^t = 1,089 \text{ s}$$

$$T_x^e = 0,609 \text{ s}$$



Sens longitudinal

Niveau	G_k	$T_k = \sum G_k$	R_{kx}	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{kx}}$	$X_k = \sum \Delta_k$
6	260,233	260,233	509065,155	0,511	11,377
5	258,783	519,016	---	1,020	10,866
4	---	777,7997	---	1,529	9,846
3	---	1036,583	---	2,036	8,317
2	---	1295,366	---	2,545	6,281
1	288,444	1583,811	423988,47	3,736	3,736

$\sum m_k x_k^2 = 1,2146 \cdot 10^8$
 $\sum m_k x_k = 13175938$
 $\sum m_k = 1583810,6 \text{ kg}$

$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum m_k x_k^2}{\sum m_k x_k}} = 0,6091$ $T = 0,6091 = T_{\text{long}}$

Coeff. d'equivalence: $E_{1L} = \frac{(\sum m_k x_k \cdot x_{k1})^2}{\sum m_k (\sum m_k x_k^2)} = 0,9025 = 90,25\% \leftarrow 1^{\text{er}} \text{ mode}$
 9,75% \leftarrow autres modes

Forces sismiques de calcul:

L'etude sera faite pour le premier mode (1^{er} mode preponderant).

Force sismique totale: $F_I = \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k \cdot x_k^2} \cdot A \cdot B \cdot D \cdot Q$

au niveau k la force sismique sera donnee par $F_k = F_I \cdot \frac{m_k \cdot x_k}{\sum m_k \cdot x_k}$

$F_k = \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k x_k^2} \cdot \frac{A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot m_k x_k}{\sum m_k x_k} \cdot \sum m_k = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot E \cdot \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k x_k}$

$A = 0,15$
 $B = \frac{1}{4}$
 $D = 2 \sqrt{\frac{z}{T}}$

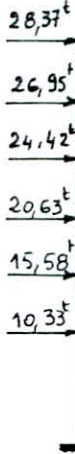
$D_x = D_L = 1,812$
 $D_y = D_t = 1,355$
 Sens longitudinal

Forces Sismiques

- $F_{6x} = 28,372 \text{ t}$
- $F_{5x} = 26,947 \text{ t}$
- $F_{4x} = 24,417 \text{ t}$
- $F_{3x} = 20,626 \text{ t}$
- $F_{2x} = 15,576 \text{ t}$
- $F_{1x} = 10,327 \text{ t}$

- Sens transversal.
- $F_{6y} = 20,440 \text{ t}$
 - $F_{5y} = 19,653 \text{ t}$
 - $F_{4y} = 18,309 \text{ t}$
 - $F_{3y} = 16,296 \text{ t}$
 - $F_{2y} = 13,613 \text{ t}$
 - $F_{1y} = 11,435 \text{ t}$

sens longitudinal (portiques 5 → 9)



Efforts tranchants d'étage: T_{jx}

$$T_{6x} = 28,37^t$$

$$T_{5x} = 55,32^t$$

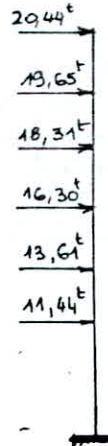
$$T_{4x} = 79,74^t$$

$$T_{3x} = 100,37^t$$

$$T_{2x} = 115,95^t$$

$$T_{1x} = 126,28^t$$

sens transversal



Efforts tranchants d'étage: T_{jy}

$$T_{6y} = 20,44^t$$

$$T_{5y} = 40,09^t$$

$$T_{4y} = 58,40^t$$

$$T_{3y} = 74,70^t$$

$$T_{2y} = 88,31^t$$

$$T_{1y} = 99,75^t$$

sous T_{jx} il en résulte:

$$\begin{cases} T_{jx}^{(t)} = T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)}}{R_{jx}} + T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)} \cdot Y_j}{R_{jx}} \cdot Y_G \\ T_{jy}^{(t)} = \frac{T_{jx} \cdot Y_G}{R_{jx}} \cdot R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)} \end{cases}$$

sous T_{jy} il en résulte:

$$\begin{cases} T_{jy}^{(t)} = T_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} + T_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}}{R_{jy}} \cdot X_G \\ T_{jx}^{(t)} = T_{jy} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)} \cdot Y_j}{R_{jy}} \cdot X_G \end{cases}$$

(on négligera les efforts tranchants négatifs dus à la torsion)

Le calcul de ces efforts tranchants, (T dû à l'action directe de la force sismique et celui dû à la torsion) nous donnent les résultats regroupés dans le tableau suivant:

(On cumulera les 2 efforts tranchants).

sens transversal $T_{jy}^{(t)}$

portique →	A			B		
	$T_{jy_1}^{(t)}$ (t) Act. directe	$T_{jy_2}^{(t)}$ (t) Torsion	$T_{jy}^{(t)}$ (t) Cumul	$T_{jy_1}^{(t)}$ (t) Act. direct	$T_{jy_2}^{(t)}$ (t) Torsion	$T_{jy}^{(t)}$ (t) Cumul
6	3,46	0,53	3,99	3,86	0,4	4,26
5	6,81	1,05	7,86	7,59	0,81	8,40
4	9,92	1,52	11,44	11,05	1,17	12,22
3	12,69	1,91	14,60	14,14	1,48	15,62
2	15,00	2,20	17,20	16,72	1,70	18,42
1	12,45	1,20	13,65	20,20	1,30	21,50

sens Longitudinal:

portique	8			9		
	$T_{\delta x_1}^{(t)}(t)$ Act. directe	$T_{\delta x_2}^{(t)}(t)$ Torsion	$T_{\delta x}^{(t)}(t)$ Cumul.	$T_{\delta x_1}^{(t)}(t)$ Act. directe	$T_{\delta x_2}^{(t)}(t)$ Torsion	$T_{\delta x}^{(t)}(t)$ Cumul.
6	6,25	0,41	6,66	6,68	0,73	7,41
5	12,17	0,80	12,97	13,01	1,41	14,42
4	17,54	1,17	18,71	18,75	2,05	20,80
3	22,08	1,49	23,57	23,59	2,63	26,22
2	25,50	1,76	27,26	27,26	3,10	30,36
1	28,84	2,83	31,67	31,55	4,98	36,53

Calcul des déplacements relatifs de niveau: (BLOC 2)

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

δ_j devra être multiplié par $\frac{1}{2B}$ où B est le facteur de comportement de la structure ($B = \frac{1}{4}$) et comparé au déplacement admissible donné par les normes $0,0075 h_j \rightarrow$ RPA 81 Art. 33 7.1.

$$h_1 = 5,30 \text{ m} ; h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = 3,20 \text{ m.}$$

Niveau	Portique 9		Portique 8		Portique A		$0,0075 h_j$
	δ_j cm	$\frac{1,0}{2B} \delta_j$	δ_j cm	$\frac{1,0}{2B} \delta_j$	δ_j cm	$\frac{1,0}{2B} \delta_j$	
6	0,072	0,146	0,109	0,218	0,118	0,236	2,4
5	0,142	0,284	0,214	0,428	0,232	0,464	2,4
4	0,204	0,408	0,314	0,624	0,338	0,676	2,4
3	0,258	0,516	0,399	0,798	0,431	0,862	2,4
2	0,298	0,596	0,470	0,940	0,508	1,016	2,4
1	0,431	0,862	1,246	2,492	1,318	2,636	3,975

Les déplacements relatifs obtenus sont inférieurs aux déplacements admissibles tolérés par les normes.

$$\Delta = \max(\sum \delta_{jA}, \sum \delta_{jB}) = 2,945 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm.}$$

Portique Longitudinal 9

Moments en tête et à la base des poteaux.

Niveau	Poteau	$\frac{a K_p}{\sum a K_p}$	T_{ix} (t)	t_{ix} (t)	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	$z=Y \cdot h$ (m)	M_{inf} (tm)	$h-z$ (m)	M_{sup} (tm)
6	A	0,096	7,41	0,71	0,352	0	0	0	0,352	1,13	0,80	2,07	1,47
	B	0,190	"	1,41	0,346	0	0	0	0,346	1,11	1,56	2,09	2,94
	C	0,190	"	1,41	0,346	0	0	0	0,346	1,11	1,56	2,09	2,94
	D	0,214	"	1,59	0,350	0	0	0	0,350	1,12	1,78	2,08	3,30
	E	0,214	"	1,59	0,350	0	0	0	0,350	1,12	1,78	2,08	3,30
	F	0,096	"	0,71	0,352	0	0	0	0,352	1,13	0,80	2,07	1,47
5	A	0,096	14,42	1,38	0,450	0	0	0	0,450	1,44	1,99	1,76	2,44
	B	0,190	"	2,74	0,400	0	0	0	0,400	1,28	3,51	1,92	5,26
	C	0,190	"	2,74	0,400	0	0	0	0,400	1,28	3,51	1,92	5,26
	D	0,214	"	3,09	0,450	0	0	0	0,450	1,44	4,44	1,76	5,43
	E	0,214	"	3,09	0,450	0	0	0	0,450	1,44	4,44	1,76	5,43
	F	0,096	"	1,38	0,450	0	0	0	0,450	1,44	1,99	1,76	2,44
4	A	0,096	20,80	2,00	0,452	0	0	0	0,452	1,45	2,90	1,75	3,50
	B	0,190	"	3,95	0,450	0	0	0	0,450	1,44	5,69	1,76	6,96
	C	0,190	"	3,95	0,450	0	0	0	0,450	1,44	5,69	1,76	6,96
	D	0,214	"	4,45	0,450	0	0	0	0,450	1,44	6,41	1,76	7,83
	E	0,214	"	4,45	0,450	0	0	0	0,450	1,44	6,41	1,76	7,83
	F	0,096	"	2,00	0,452	0	0	0	0,452	1,45	2,90	1,75	3,50
3	A	0,096	26,22	2,52	0,500	0	0	0	0,500	1,60	4,03	1,60	4,03
	B	0,190	"	4,98	0,450	0	0	0	0,450	1,44	7,17	1,76	8,77
	C	0,190	"	4,98	0,450	0	0	0	0,450	1,44	7,17	1,76	8,77
	D	0,214	"	5,61	0,468	0	0	0	0,468	1,50	8,42	1,70	9,54
	E	0,214	"	5,61	0,468	0	0	0	0,468	1,50	8,42	1,70	9,54
	F	0,096	"	2,52	0,500	0	0	0	0,500	1,60	4,03	1,60	4,03
2	A	0,096	30,36	2,92	0,500	0	0	-0,049	0,451	1,44	4,20	1,76	5,13
	B	0,190	"	5,77	0,500	0	0	-0,050	0,450	1,44	8,31	1,76	10,15
	C	0,190	"	5,77	0,500	0	0	-0,050	0,450	1,44	8,31	1,76	10,15
	D	0,214	"	6,50	0,500	0	0	-0,050	0,450	1,44	9,36	1,76	11,44
	E	0,214	"	6,50	0,500	0	0	-0,050	0,450	1,44	9,36	1,76	11,44
	F	0,096	"	2,92	0,500	0	0	-0,049	0,451	1,44	4,20	1,76	5,13
1	A	0,045	36,53	1,64	0,615	0	0	0	0,615	3,26	5,36	2,04	3,35
	B	0,222	"	8,11	0,806	0	-0,05	0	0,756	4,01	32,52	1,29	10,46
	C	0,222	"	8,11	0,806	0	-0,05	0	0,756	4,01	32,52	1,29	10,46
	D	0,233	"	8,51	0,771	0	-0,05	0	0,721	3,82	32,51	1,48	12,60
	E	0,233	"	8,51	0,771	0	-0,05	0	0,721	3,82	32,51	1,48	12,60
	F	0,045	"	1,64	0,615	0	0	0	0,615	3,26	5,36	2,04	3,35

Portique longitudinal 9.

Moments aux appuis; moments en travées et efforts tranchants dans les poutres / Efforts normaux dans les poteaux

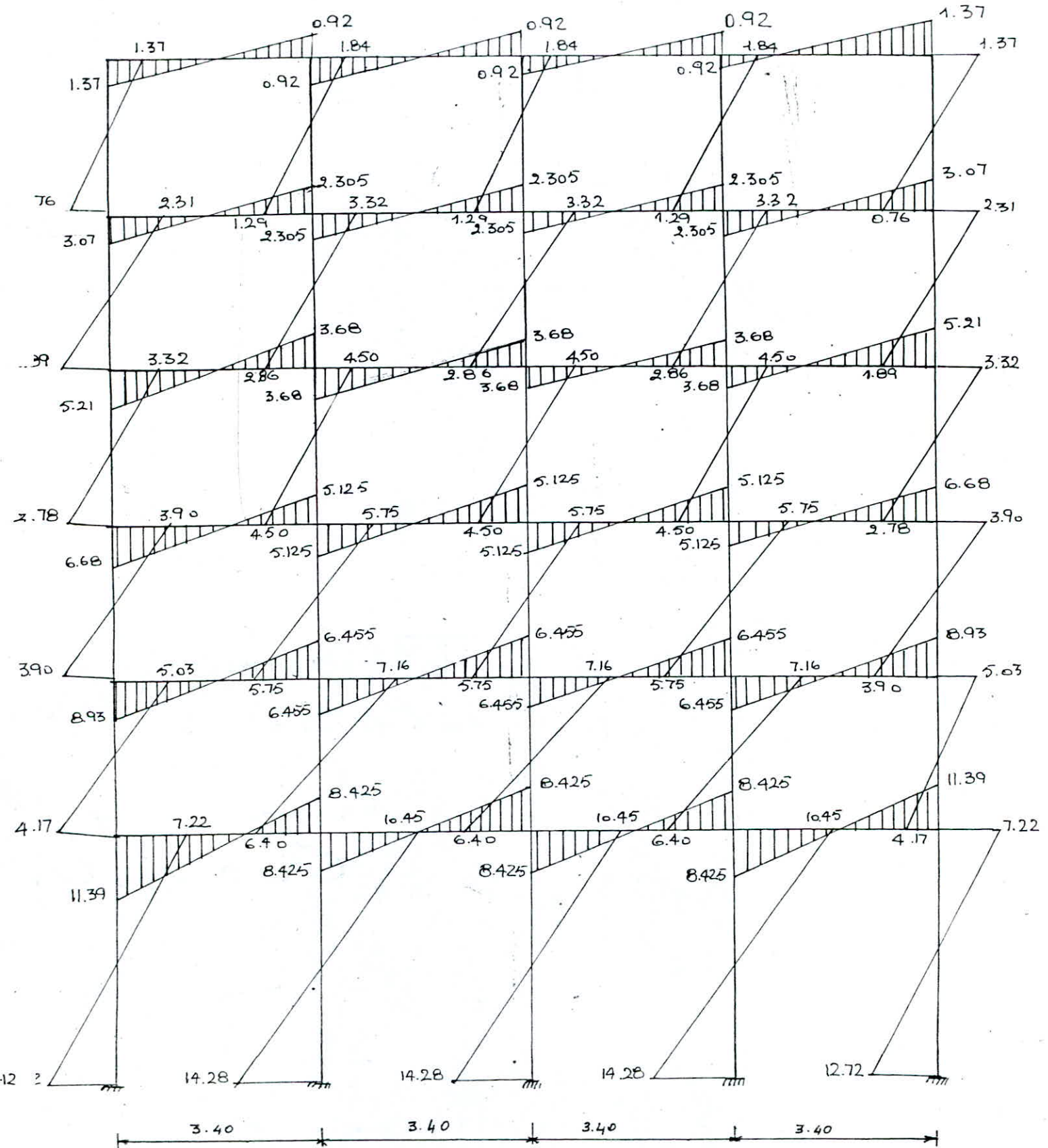
Niveau	Poutre	l (m)	M _w (t.m)	M _c (t.m)	M _t (t.m)	T (t)	Poteau	N (t)	N _(cumul) (t)
6	A-B	4,25	1,47	-1,61	-0,07	-0,725	A	-0,725	-0,725
	B-C	5,20	1,33	-1,33	0	-0,512	B	+0,213	+0,213
	C-D	4,25	1,61	-1,53	0,04	-0,739	C	-0,227	-0,227
	D-E	3,70	1,77	-1,77	0	-0,957	D	-0,218	-0,218
	E-F	4,25	1,53	-1,47	0,03	-0,706	E	+0,251	+0,251
							F	+0,706	+0,706
5	A-B	4,25	3,24	-3,76	-0,26	-1,647	A	-1,647	-2,372
	B-C	5,20	3,06	-3,06	0	-1,177	B	+0,470	+0,683
	C-D	4,25	3,76	-3,35	0,205	-1,673	C	-0,496	-0,723
	D-E	3,70	3,85	-3,85	0	-2,081	D	-0,408	-0,626
	E-F	4,25	3,35	-3,24	0,055	-1,551	E	+0,530	+0,781
							F	+1,551	+2,257
4	A-B	4,25	5,49	-5,76	-0,135	-2,647	A	-2,647	-5,019
	B-C	5,20	4,71	-4,71	0	-1,812	B	+0,835	+1,518
	C-D	4,25	5,71	-5,71	0,025	-2,699	C	-0,887	-1,610
	D-E	3,70	6,55	-6,55	0	-3,541	D	-0,842	-1,468
	E-F	4,25	5,71	-5,49	0,110	-2,635	E	+0,906	+1,687
							F	+2,635	+4,892
3	A-B	4,25	6,93	-7,96	-0,515	-3,504	A	-3,504	-8,523
	B-C	5,20	6,50	-6,50	0	-2,500	B	+1,004	+2,522
	C-D	4,25	7,96	-7,43	0,265	-3,621	C	-1,121	-2,731
	D-E	3,70	8,52	-8,52	0	-4,1605	D	-0,984	-2,452
	E-F	4,25	7,43	-6,93	0,250	-3,379	E	+1,226	+2,913
							F	+3,379	+8,271
2	A-B	4,25	9,16	-9,54	-0,19	-4,1400	A	-4,400	-12,923
	B-C	5,20	7,78	-7,78	0	-2,992	B	+1,408	+3,930
	C-D	4,25	9,54	-9,25	0,145	-4,1421	C	-1,429	-4,160
	D-E	3,70	10,61	-10,61	0	-5,735	D	-1,314	-3,766
	E-F	4,25	9,25	-9,16	0,045	-4,332	E	+1,403	+4,316
							F	+4,332	+12,603
1	A-B	4,25	7,55	-10,34	-1,395	-4,209	A	-4,209	-17,132
	B-C	5,20	8,44	-8,44	0	-3,246	B	+0,963	+4,893
	C-D	4,25	10,34	-10,22	0,06	-4,838	C	-1,592	-5,752
	D-E	3,70	11,74	-11,74	0	-6,346	D	-1,508	-5,274
	E-F	4,25	10,22	-7,55	1,335	-4,181	E	+2,165	+6,481
							F	+4,181	+16,784

Portique transversal B

Moments en tête et à la base des poteaux.

Niveau	Poteau	$\frac{a K_P}{\sum a K_P}$	T_{ij} (t.)	t_{ij} (t.)	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	$z = Y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - z$ (m)	M_{sup} (t.m)
6	5	0,156	4,26	0,67	0,356	0	0	0	0,356	1,14	0,76	2,06	1,37
	6	0,230	"	0,98	0,412	0	0	0	0,412	1,32	1,29	1,88	1,84
	7	0,230	"	0,98	0,412	0	0	0	0,412	1,32	1,29	1,88	1,84
	8	0,230	"	0,98	0,412	0	0	0	0,412	1,32	1,29	1,88	1,84
	9	0,156	"	0,67	0,356	0	0	0	0,356	1,14	0,76	2,06	1,37
5	5	0,156	8,40	1,31	0,450	0	0	0	0,450	1,44	1,89	1,76	2,31
	6	0,230	"	1,93	0,462	0	0	0	0,462	1,48	2,86	1,72	3,32
	7	0,230	"	1,93	0,462	0	0	0	0,462	1,48	2,86	1,72	3,32
	8	0,230	"	1,93	0,462	0	0	0	0,462	1,48	2,86	1,72	3,32
	9	0,156	"	1,31	0,450	0	0	0	0,450	1,44	1,89	1,76	2,31
4	5	0,156	12,22	1,91	0,456	0	0	0	0,456	1,46	2,78	1,74	3,32
	6	0,230	"	2,81	0,500	0	0	0	0,500	1,60	4,50	1,60	4,50
	7	0,230	"	2,81	0,500	0	0	0	0,500	1,60	4,50	1,60	4,50
	8	0,230	"	2,81	0,500	0	0	0	0,500	1,60	4,50	1,60	4,50
	9	0,156	"	1,91	0,456	0	0	0	0,456	1,46	2,78	1,74	3,32
3	5	0,156	15,62	2,44	0,500	0	0	0	0,500	1,60	3,90	1,60	3,90
	6	0,230	"	3,59	0,500	0	0	0	0,500	1,60	5,75	1,60	5,75
	7	0,230	"	3,59	0,500	0	0	0	0,500	1,60	5,75	1,60	5,75
	8	0,230	"	3,59	0,500	0	0	0	0,500	1,60	5,75	1,60	5,75
	9	0,156	"	2,44	0,500	0	0	0	0,500	1,60	3,90	1,60	3,90
2	5	0,156	18,42	2,87	0,500	0	0	-0,046	0,454	1,45	4,17	1,75	5,03
	6	0,230	"	4,24	0,500	0	0	-0,027	0,473	1,51	6,40	1,69	7,16
	7	0,230	"	4,24	0,500	0	0	-0,027	0,473	1,51	6,40	1,69	7,16
	8	0,230	"	4,24	0,500	0	0	-0,027	0,473	1,51	6,40	1,69	7,16
	9	0,156	"	2,87	0,500	0	0	-0,046	0,454	1,45	4,17	1,75	5,03
1	5	0,175	21,50	3,76	0,638	0	0	0	0,638	3,38	12,72	1,92	7,22
	6	0,217	"	4,67	0,577	0	0	0	0,577	3,06	14,28	2,24	10,45
	7	0,217	"	4,67	0,577	0	0	0	0,577	3,06	14,28	2,24	10,45
	8	0,217	"	4,67	0,577	0	0	0	0,577	3,06	14,28	2,24	10,45
	9	0,175	"	3,76	0,638	0	0	0	0,638	3,38	12,72	1,92	7,22

Portique transversal B - Moments dus au seisme.



Portique transversal B.
 Moments aux appuis; moments en travées et efforts tranchants dans les poutres
 Efforts normaux dans les poteaux.

Niveau	poutre	l	M _w	M _c	M _t	T	poteau	N	N _(niv. sup)	N _(cumulé)
6	5-6	3,40	1,37	-0,92	0,225	-0,674	5	-0,674		-0,674
	6-7	"	0,92	-0,92	0	-0,541	6	+0,133		+0,133
	7-8	"	0,92	-0,92	0	-0,541	7	0		0
	8-9	"	0,92	-1,37	-0,225	-0,674	8	-0,133		-0,133
							9	+0,674		+0,674
5	5-6	3,40	3,07	-2,305	0,383	-1,581	5	-1,581	-0,674	-2,255
	6-7	"	2,305	-2,305	0	-1,356	6	+0,225	+0,133	+0,358
	7-8	"	2,305	-2,305	0	-1,356	7	0	0	0
	8-9	"	2,305	-3,07	-0,383	-1,581	8	-0,225	-0,133	-0,358
							9	+1,581	+0,674	+2,255
4	5-6	3,40	5,21	-3,68	0,765	-2,615	5	-2,615	-2,255	-4,870
	6-7	"	3,68	-3,68	0	-2,166	6	+0,449	+0,358	+0,807
	7-8	"	3,68	-3,68	0	-2,166	7	0	0	0
	8-9	"	3,68	-5,21	-0,765	-2,615	8	-0,449	-0,358	-0,807
							9	+2,615	+2,255	+4,870
3	5-6	3,40	6,68	-5,125	0,778	-3,472	5	-3,472	-4,870	-8,342
	6-7	"	5,125	-5,125	0	-3,015	6	+0,457	+0,807	+1,264
	7-8	"	5,125	-5,125	0	-3,015	7	0	0	0
	8-9	"	5,125	-6,68	-0,778	-3,472	8	-0,457	-0,807	-1,264
							9	+3,472	+4,870	+8,342
2	5-6	3,40	8,93	-6,455	1,238	-4,525	5	-4,525	-8,342	-12,867
	6-7	"	6,455	-6,455	0	-3,797	6	+0,728	+1,264	+1,992
	7-8	"	6,455	-6,455	0	-3,797	7	0	0	0
	8-9	"	6,455	-8,930	-1,238	-4,525	8	-0,728	-1,264	-1,992
							9	+4,525	+8,342	+12,867
1	5-6	3,40	11,39	-8,425	1,483	-5,828	5	-5,828	-12,867	-18,695
	6-7	"	8,425	-8,425	0	-4,956	6	+0,872	+1,992	+2,864
	7-8	"	8,425	-8,425	0	-4,956	7	0	0	0
	8-9	"	8,425	-11,39	-1,483	-5,828	8	-0,872	-1,992	-2,864
							9	+5,828	+12,867	+18,695

S'UPERI'OSITION

DES

S'OLLICITATIONS'

superposition des sollicitations

Ces combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (R.P.A B1)

Poutres $G + P + \overline{SI}$
 $0.8G + \overline{SI}$

Poteaux $0.8G + \overline{SI}$
 $G + P + 1,2 \overline{SI}$

où G : sollicitation due à la charge permanente

P : due aux surcharges d'exploitation

SI : sollicitation due au séisme

- moments en travée des poutres (C.C.BA 68 - art 12)

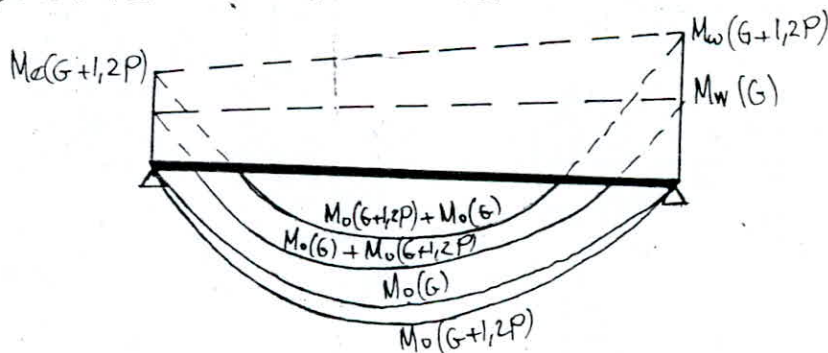
Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les surcharges

On prend, comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue

- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue

et ceci dans chaque de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres



On veut calculer le moment en travée sous $(G+1,2P)$ On calcule le moment isostatique M_0

$$M_0 = (G+1,2P) \frac{l^2}{8}$$

- le moment en travée sera : $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_a(G)}{2}$

- le moment sur appui sera : $M_a = M_a(G) + M_a(G+1,2P)$

- le moment en travée sous SI : $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

Donc pour les poutres on a

Moments en travée

- Moments en travée, M_t :

- Sous $G+1,2P$

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

- Sous $G+P+\overleftrightarrow{SI}$

$$M_t = M_0(G+P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI})$$

- Sous $0,8G+\overleftrightarrow{SI}$

$$M_t = M_0(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI})$$

- Moments aux appuis, M_a :

- Sous $G+1,2P$

$$M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$$

- Sous $G+P+\overleftrightarrow{SI}$

$$M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$$

- Sous $0,8G+\overleftrightarrow{SI}$

$$M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$$

- Efforts tranchants, T :

- Sous $G+1,2P$

$$T = T(G) + 1,2 T(P)$$

- Sous $G+P+\overleftrightarrow{SI}$

$$T = T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI})$$

- Sous $0,8G+\overleftrightarrow{SI}$

$$T = 0,8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SI})$$

n.B L'expression du moment en travée sous (SI) est donnée par :

$$M_t = (M_e - M_w)/2$$

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux.
portique longitudinal 9

Niveau	Poteau	$G + 1,2P$		$0,8G + \overline{SI}$		$0,8G + \underline{SI}$		$G + P + 1,2\overline{SI}$		$G + P + 1,2\underline{SI}$	
		M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}
6	A	0.635	1.117	-0.456	0.636	1.144	-2.244	-0.359	0.672	1.561	-2.856
	B	0.291	0.474	-1.402	2.612	1.718	-3.268	-1.597	3.065	2.147	-3.991
	C	-0.312	-0.506	-1.729	3.290	1.391	-2.590	-2.167	4.023	-1.577	-3.033
	D	-0.140	-0.220	-1.855	3.453	1.705	-3.147	-2.268	4.175	2.004	-3.745
	E	0.160	0.253	-1.694	3.125	1.866	-3.475	-1.985	3.713	2.287	-4.207
	F	-0.635	-1.117	-1.144	2.244	0.456	-0.696	-1.561	2.856	0.359	-0.672
5	A	0.682	0.715	-1.621	2.054	2.359	-2.826	-1.743	2.252	3.033	-3.604
	B	0.315	0.328	-3.340	5.082	3.680	-5.438	-3.914	6.002	4.510	-6.622
	C	-0.337	-0.351	-3.692	5.450	3.328	-5.070	-4.531	6.644	3.893	-5.980
	D	-0.151	-0.156	-4.522	5.515	4.358	-5.345	-5.471	6.664	5.185	-6.368
	E	0.173	0.181	-4.346	5.332	4.534	-5.528	-5.164	6.345	5.492	-6.687
	F	-0.682	-0.715	-2.359	2.826	1.621	-2.054	-3.033	3.604	1.743	-2.252
4	A	0.682	0.682	-2.531	3.131	3.269	-3.869	-2.835	3.555	4.125	-4.845
	B	0.315	0.315	-5.520	6.790	5.860	-7.130	-6.530	8.054	7.126	-8.650
	C	-0.337	-0.337	-5.872	7.142	5.508	-6.778	-7.147	8.665	6.509	-8.039
	D	-0.151	-0.151	-6.492	7.912	6.328	-7.748	-7.835	9.539	7.549	-9.253
	E	0.173	0.173	-6.316	7.736	6.504	-7.924	-7.528	9.232	7.856	-9.560
	F	-0.682	-0.682	-3.269	3.869	2.531	-3.131	-4.125	4.845	2.835	-3.555
3	A	0.682	0.682	-3.661	3.661	4.399	-4.399	-4.191	4.191	5.481	-5.481
	B	0.315	0.315	-7.000	8.600	7.340	-8.940	-8.306	10.226	8.902	-10.822
	C	-0.337	-0.337	-7.352	8.952	6.988	-8.588	-8.923	10.843	8.285	-10.205
	D	-0.151	-0.151	-8.502	9.622	8.338	-9.458	-10.247	11.591	9.961	-11.305
	E	0.173	0.173	-8.326	9.446	8.514	-9.634	-9.940	11.284	10.268	-11.612
	F	-0.682	-0.682	-4.399	4.399	3.661	-3.661	-5.481	5.481	4.191	-4.191
2	A	0.456	0.682	-3.954	4.761	4.446	-5.499	-4.609	5.511	5.471	-6.801
	B	0.184	0.315	-8.211	9.980	8.409	-10.320	-9.798	11.882	10.146	-12.478
	C	-0.233	-0.337	-8.436	10.332	8.184	-9.968	-10.192	12.499	9.752	-11.861
	D	-0.103	-0.151	-9.415	11.522	9.305	-11.358	-11.329	13.871	11.135	-13.585
	E	0.151	0.173	-9.278	11.346	9.442	-11.534	-11.089	13.564	11.375	-13.892
	F	-0.456	-0.682	-4.446	5.499	3.954	-4.761	-5.471	6.801	4.609	-5.511
1	A	0.432	0.865	-5.126	2.882	5.594	-3.818	-6.023	3.202	6.841	-4.838
	B	0.174	0.349	-32.426	10.271	32.614	-10.649	-38.859	12.222	39.189	-12.882
	C	-0.229	-0.441	-32.629	10.698	32.401	-10.222	-39.233	12.969	38.816	-12.135
	D	-0.098	-0.196	-32.563	12.706	32.457	-12.494	-39.105	15.305	38.920	-14.935
	E	0.143	0.285	-32.587	12.446	32.433	-12.754	-38.877	14.850	39.147	-15.390
	F	-0.432	-0.865	-5.594	3.818	5.126	-2.882	-6.841	4.838	6.023	-3.202

Portique longitudinal 9

Combinaisons des efforts tranchants dans les Poutres.

Niveau	travée	G + 1,2P		G + P + $\bar{S}I$		G + P + $\bar{S}I$		0,8G + $\bar{S}I$		0,8G + $\bar{S}I$	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
6	A-B	2,647	-3,005	1,863	-3,663	3,313	-2,213	1,108	-2,806	2,558	-1,356
	B-C	3,492	-3,488	2,902	-3,922	3,926	-2,898	1,906	-2,927	2,930	-1,903
	C-D	2,855	-2,683	2,052	-3,362	3,530	-1,884	1,238	-2,597	2,716	-1,119
	D-E	2,347	-2,359	1,337	-3,262	3,251	-1,349	0,668	-2,590	2,582	-0,676
	E-F	2,924	-2,729	2,152	-3,374	3,564	-1,962	1,318	-2,596	2,730	-1,184
5	A-B	2,824	-3,058	1,025	-4,540	4,319	-1,246	-0,118	-3,303	3,176	-0,009
	B-C	3,633	-3,631	2,260	-4,612	4,614	-2,258	0,790	-3,143	3,144	-0,789
	C-D	2,940	-2,822	1,109	-4,343	4,455	-0,997	-0,081	-3,201	3,265	0,145
	D-E	2,143	-2,451	0,230	-4,400	4,392	-0,238	-0,759	-3,408	3,403	0,754
	E-F	3,001	-2,880	1,288	-4,272	4,390	-1,174	0,074	-3,110	3,176	-0,008
4	A-B	2,828	-3,052	0,029	-5,535	5,323	-0,241	-1,116	-4,300	4,178	0,994
	B-C	3,633	-3,631	1,625	-5,247	5,249	-1,623	0,155	-3,778	3,779	-0,154
	C-D	2,938	-2,824	0,081	-5,371	5,479	0,027	-1,108	-4,228	4,290	1,170
	D-E	2,143	-2,451	-1,280	-5,860	5,852	1,222	-2,219	-4,868	4,863	2,214
	E-F	2,999	-2,882	0,202	-5,362	5,472	-0,092	-1,012	-4,196	4,258	1,074
3	A-B	2,828	-3,052	-0,828	-6,392	6,180	0,616	-1,973	-5,157	5,035	1,851
	B-C	3,633	-3,631	0,937	-5,935	5,935	-0,935	-0,533	-4,466	4,467	0,534
	C-D	2,938	-2,824	-0,841	-6,293	6,401	0,949	-2,030	-5,150	5,212	2,092
	D-E	2,143	-2,451	-2,294	-6,924	6,916	2,286	-3,283	-5,932	5,927	3,278
	E-F	2,999	-2,882	-0,542	-6,106	6,216	0,652	-1,756	-4,940	5,002	1,818
2	A-B	2,828	-3,052	-1,724	-7,288	7,076	1,512	-2,869	-6,053	5,931	2,747
	B-C	3,633	-3,631	0,445	-6,427	6,429	-0,443	-1,025	-4,958	4,959	1,026
	C-D	2,938	-2,824	-1,641	-7,093	7,201	1,749	-2,830	-5,950	6,012	2,892
	D-E	2,143	-2,451	-3,424	-8,054	8,046	3,416	-4,413	-7,062	7,057	4,408
	E-F	2,999	-2,882	-1,495	-7,059	7,169	1,605	-2,709	-5,893	5,955	2,771
1	A-B	2,744	-2,900	-1,613	-6,953	6,805	1,465	-2,723	-5,779	5,695	2,639
	B-C	3,399	-3,391	-0,030	-6,454	6,462	0,038	-1,405	-5,082	5,087	1,410
	C-D	2,691	-2,599	-2,292	-7,297	7,384	2,379	-3,381	-6,245	6,295	3,431
	D-E	2,202	-2,220	-4,263	-8,446	8,429	4,246	-5,154	-7,548	7,538	5,144
	E-F	2,859	-2,785	-1,476	-6,816	6,886	1,546	-2,633	-5,689	5,729	2,673

Portique Longitudinal 9 - Combinaisons des Moments flechissants dans les Poutres.

Niveau	Travée	G + 1,2 P			G + P + $\bar{S}I$			G + P + $\overleftarrow{S}I$			0,8 G + $\bar{S}I$			0,8 G + $\overleftarrow{S}I$		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
6	AB	-1,117	1,377	-1,784	0,378	1,248	-3,354	-2,562	1,388	-0,134	0,696	0,748	-2,845	-2,244	0,888	0,375
	BC	-2,258	2,065	-2,246	-0,877	1,975	-3,526	-3,537	1,975	-0,866	-0,233	1,220	-2,885	-2,893	1,220	-0,225
	CD	-1,740	1,155	-1,429	-0,091	1,139	-2,927	-3,311	1,059	0,133	0,405	0,692	-2,520	-2,815	0,612	0,540
	DE	-1,209	0,769	-1,227	0,588	0,729	-2,969	-2,952	0,729	0,571	0,933	0,420	-2,619	-2,607	0,420	0,921
	EF	-1,1479	1,509	-1,117	0,084	1,480	-2,562	-2,976	1,420	0,378	0,506	0,954	-2,244	-2,554	0,894	0,696
5	AB	-1,350	1,676	-1,786	1,963	1,269	-5,450	-4,517	1,789	2,070	2,510	0,374	-4,727	-3,970	0,894	2,793
	BC	-2,404	2,550	-2,396	0,785	2,325	-5,327	-5,335	2,325	0,793	1,758	0,961	-4,358	-4,362	0,961	1,762
	CD	1,733	1,530	-1,517	2,120	1,594	-4,785	-5,400	1,184	1,915	2,822	0,749	-4,171	-4,698	0,339	2,529
	DE	-1,221	1,067	-1,233	2,695	0,965	-5,017	-5,005	0,965	2,683	3,189	0,363	-4,518	-4,511	0,363	3,182
	EF	-1,574	1,748	-1,350	1,861	1,656	-4,517	-4,839	1,546	1,963	2,498	0,746	-3,970	-4,202	0,636	2,510
4	AB	-1,362	1,674	-1,781	4,201	1,392	-7,445	-6,779	1,662	4,075	4,752	0,497	-6,724	-6,228	0,767	4,796
	BC	-2,410	2,546	-2,402	2,430	2,322	-6,983	-6,990	2,322	2,437	3,405	0,958	-6,011	-6,015	0,958	3,409
	CD	-1,728	1,531	-1,519	4,125	1,414	-7,147	-7,395	1,364	4,273	4,824	0,570	-6,532	-6,696	0,520	4,888
	DE	-1,218	1,069	-1,230	7,702	0,967	-5,386	-5,398	0,967	7,714	7,209	0,364	-5,884	-5,891	0,364	7,216
	EF	-1,577	1,743	-1,362	7,202	1,706	-4,201	-4,218	1,486	6,77	6,564	0,797	-4,752	-4,856	0,577	6,228
3	AB	-1,362	1,674	-1,781	5,641	1,012	-9,645	-8,219	2,042	6,275	6,192	0,117	-8,924	-7,668	1,147	6,996
	BC	-2,410	2,546	-2,402	4,220	2,322	-8,773	-8,780	2,322	4,227	5,195	0,958	-7,801	-7,805	0,958	5,199
	CD	-1,728	1,531	-1,519	6,325	1,653	-8,867	-9,595	1,124	5,993	7,024	0,810	-8,252	-8,896	0,280	6,608
	DE	-1,218	1,069	-1,230	7,368	0,967	-9,684	-9,672	0,967	7,356	7,861	0,364	-9,186	-9,179	0,364	7,854
	EF	-1,577	1,743	-1,362	5,938	1,846	-8,219	-8,922	1,346	5,641	6,576	0,937	-7,668	-8,284	0,437	6,192
2	AB	-1,362	1,674	-1,781	7,871	1,337	-11,225	-10,449	1,717	7,855	8,422	0,442	-10,504	-9,898	0,822	8,576
	BC	-2,410	2,546	-2,402	5,500	2,322	-10,053	-10,06	2,322	5,507	6,475	0,958	-9,081	-9,085	0,958	6,479
	CD	-1,728	1,531	-1,519	7,905	1,534	-10,687	-11,175	1,244	7,813	8,604	0,690	-10,072	-10,476	0,400	8,428
	DE	-1,218	1,069	-1,230	9,458	0,967	-11,774	-11,762	0,967	9,446	9,951	0,364	-11,276	-11,269	0,364	9,944
	EF	-1,577	1,743	-1,362	7,758	1,641	-10,449	-10,742	1,551	7,871	8,396	0,732	-9,878	-10,104	0,642	8,422
1	AB	-1,320	1,534	-1,599	6,301	0,004	-11,853	-8,799	2,794	8,827	6,836	-0,819	-11,206	-8,264	1,971	9,474
	BC	-2,131	2,212	-2,114	6,424	2,016	-10,440	-10,456	2,016	6,440	7,286	0,827	-9,585	-9,594	0,827	7,295
	CD	-1,442	1,291	-1,286	8,976	1,232	-11,437	-11,704	1,112	9,003	9,559	0,520	-10,917	-11,121	0,400	9,523
	DE	-0,990	0,868	-1,017	10,803	0,785	-12,702	-12,677	0,785	10,778	11,204	0,294	-12,290	-12,276	0,294	11,190
	EF	-1,453	1,584	-1,320	8,845	2,783	-8,799	-11,595	0,113	+6,301	9,434	1,950	-8,264	-11,006	-0,720	6,836

Portique transversal B

Combinaisons des Efforts tranchants dans Les Poutres.

Niveau	travée	G + 1,2P		G + P + $\overline{S}I$		G + P + $\overleftarrow{S}I$		0,8G + $\overline{S}I$		0,8G + $\overleftarrow{S}I$	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
6	5-6	1,829	-2,226	1,113	-2,849	2,461	-1,501	0,588	-2,209	1,936	-0,861
	6-7	2,048	-2,007	1,460	-2,502	2,542	-1,420	0,872	-1,925	1,954	-0,843
	7-8	2,007	-2,048	1,420	-2,542	2,502	-1,460	0,843	-1,954	1,925	-0,872
	8-9	2,226	-1,829	1,501	-2,461	2,849	-1,113	0,861	-1,936	2,209	-0,588
5	5-6	1,996	-2,227	0,305	-3,685	3,467	-0,523	-0,511	-2,774	2,651	0,388
	6-7	2,111	-2,111	0,639	-3,351	3,351	-0,639	-0,225	-2,487	2,487	0,225
	7-8	2,111	-2,111	0,639	-3,351	3,351	-0,639	-0,225	-2,487	2,487	0,225
	8-9	2,227	-1,996	0,523	-3,467	3,685	-0,305	-0,388	-2,651	2,774	0,511
4	5-6	2,000	-2,222	-0,725	-4,715	4,505	0,515	-1,543	-3,805	3,687	1,425
	6-7	2,111	-2,111	-0,171	-4,161	4,161	0,171	-1,035	-3,297	3,297	1,035
	7-8	2,111	-2,111	-0,171	-4,161	4,161	0,171	-1,035	-3,297	3,297	1,035
	8-9	2,222	-2,000	-0,515	-4,505	4,715	0,725	-1,425	-3,687	3,805	1,543
3	5-6	2,000	-2,222	-1,582	-5,572	5,362	1,372	-2,400	-4,662	4,544	2,282
	6-7	2,111	-2,111	-1,02	-5,010	5,010	1,020	-1,884	-4,146	4,146	1,884
	7-8	2,111	-2,111	-1,02	-5,010	5,010	1,020	-1,884	-4,146	4,146	1,884
	8-9	2,222	-2,000	1,372	-5,362	5,572	1,582	-2,282	-4,544	4,662	2,400
2	5-6	2,000	-2,222	-2,635	-6,625	6,415	2,425	-3,453	-5,715	5,597	3,335
	6-7	2,111	-2,111	-1,802	-5,792	5,792	1,802	-2,666	-4,928	4,928	2,666
	7-8	2,111	-2,111	-1,802	-5,792	5,792	1,802	-2,666	-4,928	4,928	2,666
	8-9	2,222	-2,000	-2,425	-6,415	6,625	2,635	-3,335	-5,597	5,715	3,453
1	5-6	1,995	-2,228	-3,943	-7,933	7,713	3,723	-4,759	-7,022	6,897	4,634
	6-7	2,111	-2,111	-2,961	-6,951	6,951	2,961	-3,825	-6,087	6,087	3,825
	7-8	2,111	-2,111	-2,961	-6,951	6,951	2,961	-3,825	-6,087	6,087	3,825
	8-9	2,228	-1,995	-3,723	-7,713	7,933	3,943	-4,634	-6,897	7,022	4,759

Portique transversal B - Combinaisons des Moments Pléchissants dans les Poutres.

Niveau	Travée	G + 1,2P			G + P + \vec{S}_I			G + P + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I		
		M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c
6	5-6	-0,458	0,912	-1,072	0,923	1,101	-1,967	-1,817	0,651	-0,127	1,055	0,782	-1,659	-1,685	0,332	0,181
	6-7	-1,011	0,727	-0,947	-0,068	0,691	-1,845	-1,908	0,691	-0,005	0,222	0,409	-1,573	-1,618	0,409	0,267
	7-8	-0,947	0,727	-1,011	-0,005	0,691	-1,908	-1,845	0,691	-0,068	0,267	0,409	-1,618	-1,573	0,409	0,222
	8-9	-1,072	0,912	-0,458	-0,127	0,651	-1,817	-1,967	1,101	0,923	0,181	0,332	-1,685	-1,659	0,782	1,055
5	5-6	-0,629	1,097	-0,985	2,476	1,390	-3,236	-3,664	0,624	1,374	2,733	0,827	-2,833	-3,407	-0,061	1,777
	6-7	-0,985	0,977	-0,985	1,374	0,887	-3,236	-3,236	0,887	1,374	1,777	0,349	-2,833	-2,833	0,349	1,777
	7-8	-0,985	0,977	-0,985	1,374	0,887	-3,236	-3,236	0,887	1,374	1,777	0,349	-2,833	-2,833	0,349	1,777
	8-9	-0,985	1,097	-0,629	1,374	0,624	-3,664	-3,236	1,390	2,476	1,777	0,061	-3,407	-2,833	0,827	2,733
4	5-6	-0,641	1,092	-0,985	4,604	1,767	-4,611	-5,816	0,237	2,749	4,866	1,206	-4,208	-5,554	-0,324	3,152
	6-7	-0,985	0,977	-0,985	2,749	0,887	-4,611	-4,611	0,887	2,749	3,152	0,349	-4,208	-4,208	0,349	3,152
	7-8	-0,985	0,977	-0,985	2,749	0,887	-4,611	-4,611	0,887	2,749	3,152	0,349	-4,208	-4,208	0,349	3,152
	8-9	0,985	-1,092	0,641	2,749	0,237	-5,816	-4,611	1,767	4,604	3,152	-0,324	-5,554	-4,208	1,206	4,866
3	5-6	-0,641	1,092	-0,985	6,074	1,780	-6,056	-7,286	0,224	4,194	6,336	1,219	-5,653	-7,024	-0,337	4,597
	6-7	-0,985	0,977	-0,985	4,194	0,887	-6,056	-6,056	0,887	4,194	4,597	0,349	-5,653	-5,653	0,349	4,597
	7-8	-0,985	0,977	-0,985	4,194	0,887	-6,056	-6,056	0,887	4,194	4,597	0,349	-5,653	-5,653	0,349	4,597
	8-9	-0,985	1,092	-0,641	4,194	0,224	-7,286	-6,056	1,780	6,074	4,597	-0,337	-7,024	-5,653	1,219	6,336
2	5-6	-0,641	1,092	-0,985	8,324	2,240	-7,386	-9,536	-0,236	5,524	8,586	1,679	-6,983	-9,274	-0,797	5,927
	6-7	-0,985	0,977	-0,985	5,524	0,887	-7,386	-7,386	0,887	5,524	5,927	0,349	-6,983	-6,983	0,349	5,927
	7-8	-0,985	0,977	-0,985	5,524	0,887	-7,386	-7,386	0,887	5,524	5,927	0,349	-6,983	-6,983	0,349	5,927
	8-9	-0,985	1,092	-0,641	5,524	-0,236	-9,536	-7,386	2,240	8,324	5,927	-0,797	-9,274	-6,983	1,679	-8,586
1	5-6	-0,625	1,098	-0,985	10,799	2,491	-9,356	-11,981	-0,476	7,494	11,055	1,928	-8,953	-11,725	-1,038	-7,897
	6-7	-0,985	0,977	-0,985	7,494	0,887	-9,356	-9,356	0,887	7,494	7,897	0,349	-8,953	-8,953	0,349	7,897
	7-8	-0,985	0,977	-0,985	7,494	0,887	-9,356	-9,356	0,887	7,494	7,897	0,349	-8,953	-8,953	0,349	7,897
	8-9	-0,985	1,098	-0,625	7,494	-0,476	-11,981	-9,356	2,491	10,799	7,897	-1,038	-11,725	-8,953	1,928	-11,055

- 96 -

Combinaisons des Moments Pléchissants dans les poteaux
Portique transversal B.

Niveau	Poteau	$G+1,2P$		$0,8G+\overline{SI}$		$0,8G+\overleftarrow{SI}$		$G+P+1,2\overline{SI}$		$G+P+1,2\overleftarrow{SI}$	
		M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}
6	5	-0,308	-0,458	0,602	1,055	-0,918	-1,685	0,622	1,197	-1,202	-2,091
	6	0	0,060	1,290	1,882	-1,290	-1,798	1,548	2,267	-1,548	-2,149
	7	0	0	1,290	1,840	-1,29	-1,840	1,548	2,208	-1,548	-2,208
	8	0	-0,060	1,290	1,798	-1,29	-1,882	1,548	2,149	-1,548	-2,267
	9	0,308	0,458	0,918	1,685	-0,602	-1,055	1,202	2,091	-0,622	-1,197
5	5	-0,321	-0,321	1,718	2,132	-2,062	-2,488	1,965	2,468	-2,571	-3,076
	6	0	0	2,860	3,320	-2,860	-3,320	3,432	3,984	-3,432	-3,984
	7	0	0	2,860	3,320	-2,860	-3,320	3,432	3,984	-3,432	-3,984
	8	0	0	2,860	3,320	-2,860	-3,320	3,432	3,984	-3,432	-3,984
	9	0,321	0,321	2,062	2,488	-1,718	-2,132	2,571	3,076	-1,965	-2,468
4	5	-0,321	-0,321	2,608	3,148	-2,952	-3,492	3,033	3,681	-3,639	-4,287
	6	0	0	4,500	4,500	-4,500	-4,500	5,400	5,400	-5,400	-5,400
	7	0	0	4,500	4,500	-4,500	-4,500	5,400	5,400	-5,400	-5,400
	8	0	0	4,500	4,500	-4,500	-4,500	5,400	5,400	-5,400	-5,400
	9	0,321	0,321	2,952	3,492	-2,608	-3,148	3,639	4,287	-3,033	-3,681
3	5	-0,321	-0,321	3,728	3,728	-4,072	-4,072	4,377	4,377	-4,983	-4,983
	6	0	0	5,750	5,750	-5,75	-5,75	6,90	6,90	-6,90	-6,90
	7	0	0	5,750	5,750	-5,75	-5,75	6,90	6,90	-6,90	-6,90
	8	0	0	5,750	5,750	-5,75	-5,75	6,90	6,90	-6,90	-6,90
	9	0,321	0,321	4,072	4,072	-3,728	-3,728	4,983	4,983	-4,377	-4,377
2	5	-0,338	-0,321	3,989	4,858	-4,351	-5,202	4,685	5,733	-5,323	-6,339
	6	0	0	6,400	7,160	-6,40	-7,16	7,68	8,592	-7,68	-8,592
	7	0	0	6,400	7,160	-6,40	-7,16	7,68	8,592	-7,68	-8,592
	8	0	0	6,400	7,160	-6,40	-7,16	7,68	8,592	-7,68	-8,592
	9	0,338	0,321	4,351	5,202	-3,989	-4,858	5,323	6,339	-4,685	-5,733
1	5	-0,144	-0,288	12,643	7,066	-12,797	-7,374	15,128	8,392	-15,40	-8,936
	6	0	0	14,280	10,45	-14,28	-10,45	17,136	12,54	-17,136	-12,54
	7	0	0	14,280	10,45	-14,28	-10,45	17,136	12,54	-17,136	-12,54
	8	0	0	14,280	10,45	-14,28	-10,45	17,136	12,54	-17,136	-12,54
	9	0,144	0,288	12,797	7,374	-12,643	-7,066	15,40	8,936	-15,128	-8,392

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux

Portique Longitudinal de rive 9						
NIV	Poteau	G+1.2P N _{cum}	0.8G+5I N _{cum}	0.8G+5I N _{cum}	G+P+1.2SI N _{cum}	G+P+1.2SI N _{cum}
6	A	2.647	1.108	2.558	1.718	3.458
	B	6.498	4.712	4.286	6.608	6.096
	C	6.343	4.165	4.619	5.929	6.493
	D	5.030	3.265	3.701	4.655	5.179
	E	5.283	3.908	3.406	5.465	4.863
	F	2.729	2.596	1.184	3.515	1.821
5	A	5.472	0.990	5.734	2.414	8.106
	B	13.188	8.805	7.439	13.502	11.862
	C	12.914	7.227	8.673	11.550	13.286
	D	10.294	5.708	6.960	9.147	10.649
	E	10.734	7.390	5.828	11.259	9.385
	F	5.609	5.706	1.192	8.101	2.685
4	A	8.300	-0.126	9.912	1.913	13.959
	B	19.873	13.260	10.224	20.829	17.185
	C	19.483	9.896	13.116	16.701	20.565
	D	15.561	7.717	10.653	13.119	16.643
	E	16.184	11.246	7.872	17.502	13.454
	F	8.492	9.902	0.118	13.990	2.250
3	A	11.128	-2.099	14.947	0.384	20.840
	B	26.558	17.884	12.840	28.358	22.306
	C	26.052	12.332	17.794	21.571	28.125
	D	20.828	9.584	14.488	16.922	22.806
	E	21.633	15.423	9.597	24.130	17.138
	F	11.374	14.841	-1.701	20.772	0.922
2	A	13.957	-4.968	20.878	-2.220	28.796
	B	33.243	22.912	15.052	36.373	26.941
	C	32.621	14.460	22.780	26.071	36.055
	D	26.095	11.121	18.653	20.328	29.366
	E	27.083	19.776	11.144	30.969	20.611
	F	14.256	20.734	-4.472	28.698	-1.550
1	A	16.701	-7.691	26.573	-4.674	36.442
	B	39.542	27.287	17.501	43.489	31.745
	C	38.702	16.161	27.665	29.915	43.719
	D	30.835	12.212	22.760	23.060	35.718
	E	32.162	24.691	11.729	38.372	22.818
	F	17.041	26.423	-7.145	36.350	-3.932

Portique Transversal de rive A						
NIV	Poteau	G+1.2P N _{cum}	0.8G+5I N _{cum}	0.8G+5I N _{cum}	G+P+1.2SI N _{cum}	G+P+1.2SI N _{cum}
6	5	1.660	0.588	1.806	0.902	2.364
	6	4.008	3.033	2.745	4.115	3.769
	7	3.695	2.664	2.664	3.634	3.634
	8	4.008	2.745	3.033	3.769	4.115
	9	1.660	1.806	0.588	2.364	0.902
	5	5	3.879	0.520	4.730	1.253
6		8.956	6.494	5.656	9.232	8.226
7		8.456	5.730	5.730	8.240	8.240
8		8.956	5.656	6.494	8.226	9.232
9		3.879	4.730	0.520	6.305	1.253
4		5	6.108	-0.532	8.652	0.426
	6	13.892	10.103	8.403	14.524	12.484
	7	13.220	8.798	8.798	12.850	12.850
	8	13.892	8.403	10.103	12.484	14.524
	9	6.108	8.652	-0.532	11.446	0.426
	3	5	8.338	-2.400	13.390	-1.381
6		18.827	13.812	11.048	19.937	16.621
7		17.985	11.867	11.867	17.460	17.460
8		18.827	11.048	13.812	16.621	19.937
9		8.338	13.390	-2.400	17.567	-1.381
2		5	10.567	-5.147	19.007	-4.242
	6	23.763	17.790	13.426	25.672	20.436
	7	22.750	14.936	14.936	22.070	22.070
	8	23.763	13.426	17.790	20.436	25.672
	9	10.567	19.007	-5.147	24.742	-4.242
	1	5	12.748	-7.471	24.139	-6.606
6		28.760	21.674	15.978	31.307	24.471
7		27.490	17.989	17.989	26.656	26.656
8		28.760	15.978	21.674	24.471	31.307
9		12.748	24.139	-7.471	31.326	-6.606

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux

Portique longitudinal 8						
NIV	Poteaux	G+1.2P	0.8G+SI	0.8G+SI	G+P+1.2SI	G+P+1.2SI
6	A	4.640	2.485	3.799	3.733	5.309
	B	11.390	7.913	7.515	11.338	10.860
	C	11.117	7.320	7.740	10.581	11.085
	D	8.819	5.780	6.164	8.363	8.823
	E	9.256	6.491	6.047	9.285	8.753
	F	4.783	3.878	2.602	5.427	3.895
5	A	9.615	3.526	7.800	6.628	11.756
	B	23.181	14.306	13.072	22.909	21.429
	C	22.696	12.745	14.049	20.922	22.486
	D	18.097	10.109	11.237	16.627	17.981
	E	18.862	11.836	10.436	18.878	17.198
	F	9.859	7.848	3.776	11.870	6.984
4	A	14.599	3.668	12.710	8.447	19.297
	B	34.961	21.028	18.288	34.874	31.586
	C	34.270	17.813	20.711	30.832	34.310
	D	27.379	14.061	16.701	24.429	27.609
	E	28.463	17.516	14.486	28.871	25.235
	F	14.940	12.796	3.976	19.489	8.905
3	A	19.584	3.038	18.390	9.341	27.763
	B	46.245	27.497	22.963	46.514	41.074
	C	45.844	22.677	27.575	40.499	46.377
	D	36.661	17.867	22.291	32.080	37.388
	E	38.065	23.487	18.245	38.689	32.923
	F	20.020	18.406	3.516	27.901	10.033
2	A	24.568	1.615	24.865	9.282	37.182
	B	58.026	34.728	27.672	59.089	50.621
	C	57.418	27.267	34.715	49.836	58.774
	D	45.943	21.386	28.178	39.374	47.524
	E	47.667	29.615	21.845	49.745	40.421
	F	25.101	24.865	2.203	37.335	10.139
1	A	29.404	0.350	31.030	9.364	46.180
	B	69.126	41.210	32.440	70.539	60.015
	C	68.136	31.299	41.545	58.220	70.516
	D	54.402	24.344	33.790	45.721	57.057
	E	56.617	36.046	24.486	60.422	46.550
	F	30.008	31.043	1.001	46.370	10.320

Portique transversal B						
NIV	Poteaux	G+1.2P	0.8G+SI	0.8G+SI	G+P+1.2SI	G+P+1.2SI
6	5	1.829	0.588	1.936	0.978	2.596
	6	4.274	3.081	2.815	4.336	4.016
	7	4.014	2.768	2.768	3.922	3.922
	8	4.274	2.815	3.081	4.016	4.336
	9	1.829	1.936	0.588	2.596	0.978
	5	5	3.825	0.076	4.586	0.967
6		8.612	5.630	4.914	8.705	7.845
7		8.539	5.272	5.272	8.214	8.214
8		8.612	4.914	5.630	7.845	8.705
9		3.825	4.586	0.076	6.379	0.967
4		5	5.825	-1.467	8.273	-0.281
	6	12.946	8.401	6.787	13.338	11.402
	7	12.459	7.293	7.293	11.902	11.902
	8	12.946	6.787	8.401	11.402	13.338
	9	5.825	8.273	-1.467	11.407	-0.281
	3	5	7.825	-3.867	12.817	-2.557
6		17.279	11.179	8.651	17.982	14.948
7		16.682	9.555	9.555	15.892	15.892
8		17.279	8.651	11.179	14.948	17.982
9		7.825	12.817	-3.867	17.463	-2.557
2		5	9.825	-7.320	18.414	-6.097
	6	21.613	14.223	10.245	22.950	18.170
	7	20.904	11.818	11.818	19.882	19.882
	8	21.613	10.245	14.223	18.170	22.950
	9	9.825	18.414	-7.320	24.783	-6.097
	1	5	11.820	-12.079	25.311	-11.206
6		25.952	17.426	11.698	28.097	21.223
7		25.126	14.080	14.080	23.872	23.872
8		25.952	11.698	17.426	21.223	28.097
9		11.820	25.311	-12.079	33.662	-11.206

FERRAILLAGE DES

PONCITRES ET

DES POTEAUX

FERRAILLAGE DES POUTRES

Armatures Longitudinales:

Les poutres seront ferrillées en flexion simple (Annexe A15 du CCBA68: On ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres).

La section d'acier nécessaire pour équilibrer les moments auxquels sera soumise la poutre sera déterminée par la plus défavorable des sollicitations du 1^{er} genre (SP1) et du second genre (SP2):

si $1,5M(SP1) > M(SP2) \rightarrow A$ sera calculée pour SP1

si $1,5M(SP1) < M(SP2) \rightarrow A$ sera calculée pour SP2.

La section A trouvée sera comparée à A_{min} (donnée par RPA) on considèrera la plus grande pour faire notre choix des aciers.

Pour le ferrailage des poutres on a utilisé la méthode de P. Charon. Les étapes de calculs

• Calcul de $\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$

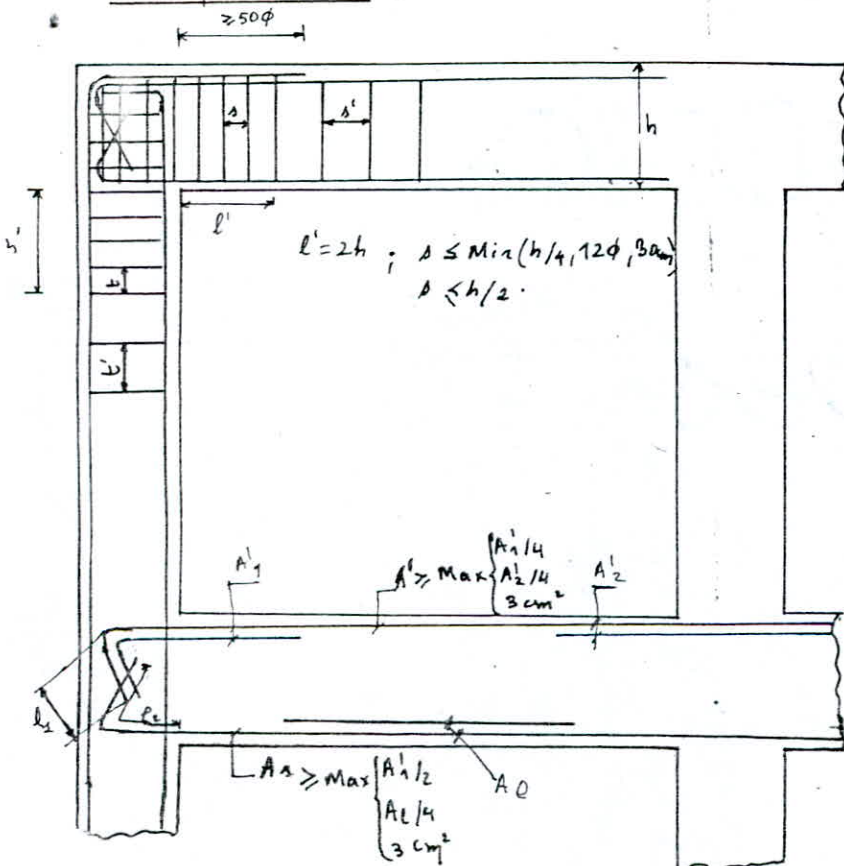
• Utilisation des tableaux: μ nous permet d'avoir ϵ et k

• Calcul de $\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k \rightarrow$ si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$
 si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' \neq 0$

Dans notre cas, tous les σ'_b restent inférieurs à $\bar{\sigma}'_b$. La section d'armatures tendues est alors donnée par:

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a}$$

Prescriptions RPA 81:



$$l = 2h = \begin{cases} 100 \text{ cm pour Long} \\ 80 \text{ cm pour trans.} \end{cases}$$

Ancrage des armatures supérieures et inférieures

$$l_1 \geq \begin{cases} 24 \rightarrow (\phi = 12) \\ 28 (\phi = 14) \end{cases} \rightarrow l_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$l_2 \geq \begin{cases} \max(30, 12, 50) \rightarrow \phi 12 \\ \max(30, 14, 50) \rightarrow \phi 14 \end{cases} l_2 = 50 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = 0,3\% \cdot b \cdot h \begin{cases} \text{Long} \rightarrow A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2 \\ \text{trans} \rightarrow A_{min} = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{max} = 2,5 b h \begin{cases} \text{Long} = 37,5 \text{ cm}^2 \\ \text{trans} = 30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$l_1 \geq 20\phi$$

$$l_2 \geq \max(30\phi, 50 \text{ cm})$$

• Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée par la figure précédente :

$$A' \geq \max(A'_{1/4}, A'_{2/4}, 3\text{cm}^2) \quad (\text{cas des poutres longitudinales})$$

$$A_1 \geq \max(A'_{1/2}, A_1/4, 3\text{cm}^2)$$

• Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par des forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis. (poutres transversales).

• Armatures transversales:

- contrainte de cisaillement max: $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$ ($z = \frac{7}{8} \cdot h$)

- contrainte admissible de cisaillement:

pour $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_{b0}$
 — $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_{b0}$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ Armatures transversales droites.

si $\bar{\tau}_b < \tau_b \leq 5\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$ Armatures transversales inclinées en plus des droites.

si $\tau_b > 5\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$ on devra redimensionner la pièce.

• Contrainte admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = \begin{cases} 2/3 \cdot \sigma_{en} & \text{s'il y a reprise de bétonnage} \\ \sup(2/3; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}'_{b0}}) \cdot \sigma_{en} & \text{s'il n'y a pas reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

• espacements admissibles:

CCBA 68: $\bar{t} = \sup \left\{ \begin{array}{l} h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \\ 0,2h \end{array} \right\}$ h hauteur utile de la poutre.

RPA 89 (42.3.22) $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale} \quad \bar{s}_1 = \min(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\text{cm}) \\ \text{en dehors de la zone nodale} \quad \bar{s}_2 = h/2. \end{array} \right.$

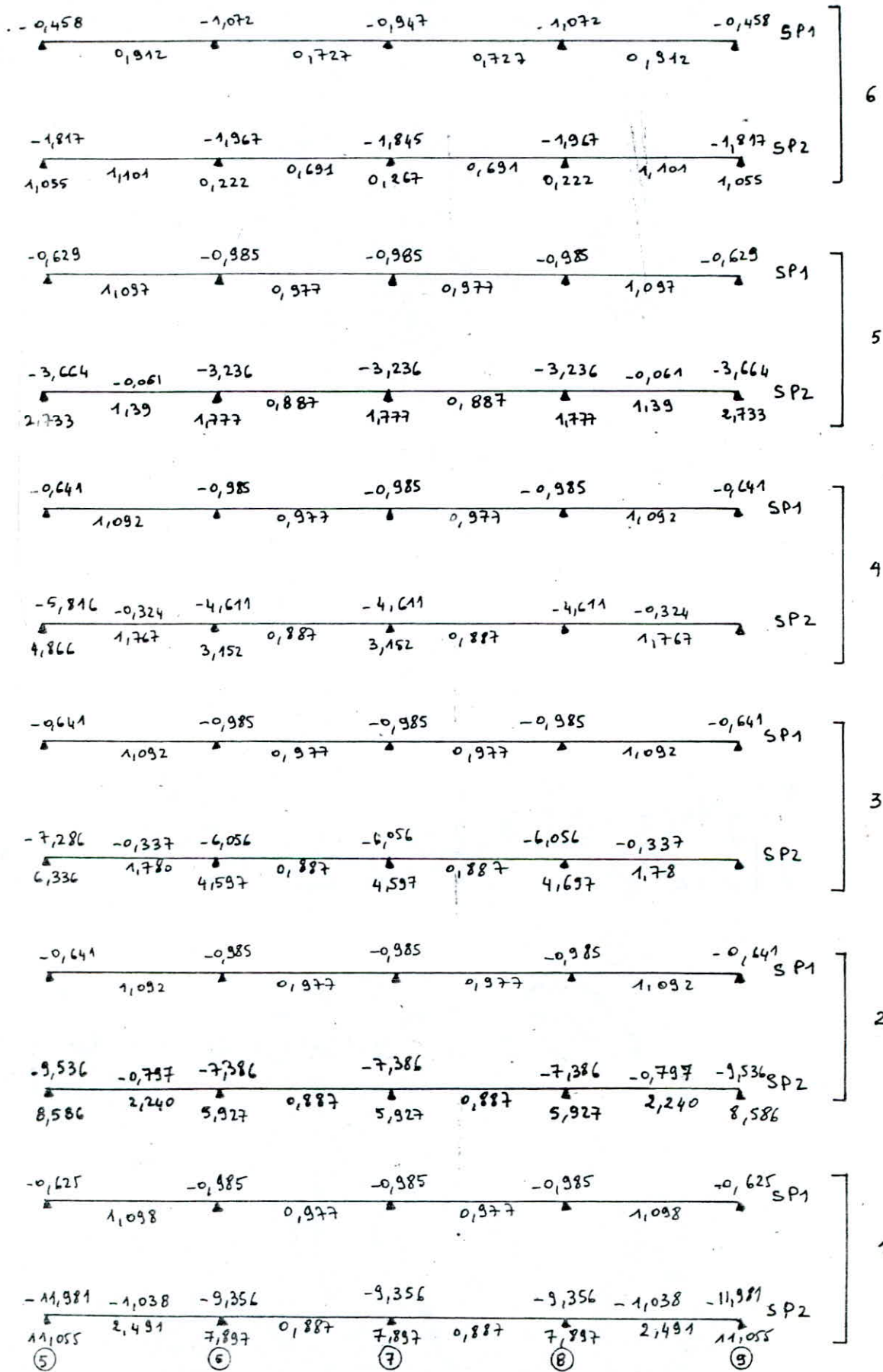
$$\bar{s} = \min(\bar{s}_1, \bar{t}) \text{ et } \bar{s}' = \bar{s}_2$$

Le cours d'armatures transversales sera disposé selon la figure donnée précédemment.

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par: $A_t = 0,003 \cdot t \cdot b$
 RPA 89 art. 42.3.22. (t espacement, b largeur de la poutre)

L'espacement est égal à: $t = \frac{A_t \cdot z}{\bar{\sigma}'_{at}}$

Moments dans les poutres - lu portique transversal B:



Niv	App	M mm	μ	E	K	σ'_b	A _{cal}	A _{min}	A _{ad}	α	I	σ'_b	σ_a
1	5 ⁻	-11,981	0,1042	0,872	24,09	174,35	8,84	3,6	9,24	12,09	115126,40	125,82	3888,48
	5 ⁺	11,055	0,0961	0,8762	25,40	165,35	8,12	-	-	-	-	116,10	3587,94
	6 ⁻	-9,356	0,0814	0,8844	28,25	148,67	6,81	-	6,88	11,08	89674,62	115,59	4056,58
	6 ⁺	7,897	0,0687	0,8924	31,47	133,46	5,69	-	-	-	-	97,57	3423,98
2	5 ⁻	-9,536	0,0829	0,8835	27,96	150,22	6,95	-	7,7	11,47	98656,79	110,82	3702,28
	5 ⁺	8,586	0,0747	0,8885	29,84	140,75	6,22	-	-	-	-	99,78	3333,45
	6 ⁻	-7,386	0,0642	0,8954	32,8	128,05	5,31	-	5,75	10,47	76996,41	100,43	3817,51
	6 ⁺	5,927	0,0515	0,9049	37,6	111,70	4,22	-	-	-	-	80,59	3063,42
3	5 ⁻	-7,286	0,0634	0,8959	33,07	127	5,23	-	5,75	10,47	76996,41	99,07	3765,83
	5 ⁺	6,336	0,0551	0,9021	36,08	116,41	4,52	-	-	-	-	86,15	3274,81
	6 ⁻	-6,056	0,0527	0,9040	37,08	113,27	4,31	-	4,62	9,74	63885,59	92,31	3876,47
	6 ⁺	4,597	0,0400	0,9150	43,80	95,89	3,23	-	-	-	-	70,07	2942,56
4	5 ⁻	-5,816	0,0506	0,9057	38	110,53	4,13	-	-	-	63885,59	88,65	3722,84
	5 ⁺	4,866	0,0423	0,9128	42,33	99,22	3,43	-	-	-	-	74,17	3114,74
	6 ⁻	-4,611	0,0401	0,9149	43,73	96,04	3,24	-	-	-	-	70,28	2951,52
	6 ⁺	3,152	0,0274	0,9282	54,63	76,88	2,19	-	-	-	-	48,04	2017,61
5	5 ⁻	-3,664	0,0319	0,9231	50	84	2,55	-	-	-	-	55,85	2345,34
	5 ⁺	2,733	0,0238	0,9327	59,33	70,79	1,89	-	-	-	-	41,66	1749,40
	6 ⁻	-3,236	0,0281	0,9274	53,90	77,92	2,25	-	-	-	-	49,32	2071,38
	6 ⁺	1,777	0,0155	0,9450	75,75	55,45	1,21	-	-	-	-	27,09	1137,46
6	5 ⁻	-1,817	0,0158	0,9445	75	56	1,24	-	-	-	-	27,70	1163,07
	5 ⁺	1,055	0,0092	0,9569	101	41,58	0,71	-	-	-	-	16,08	675,31
	6 ⁻	-1,967	0,0171	0,9422	71,5	58,74	1,34	-	-	-	-	29,98	1259,08
	6 ⁺	0,222	0,0111	0,9528	91	46,15	0,15	-	-	-	-	3,38	142,01

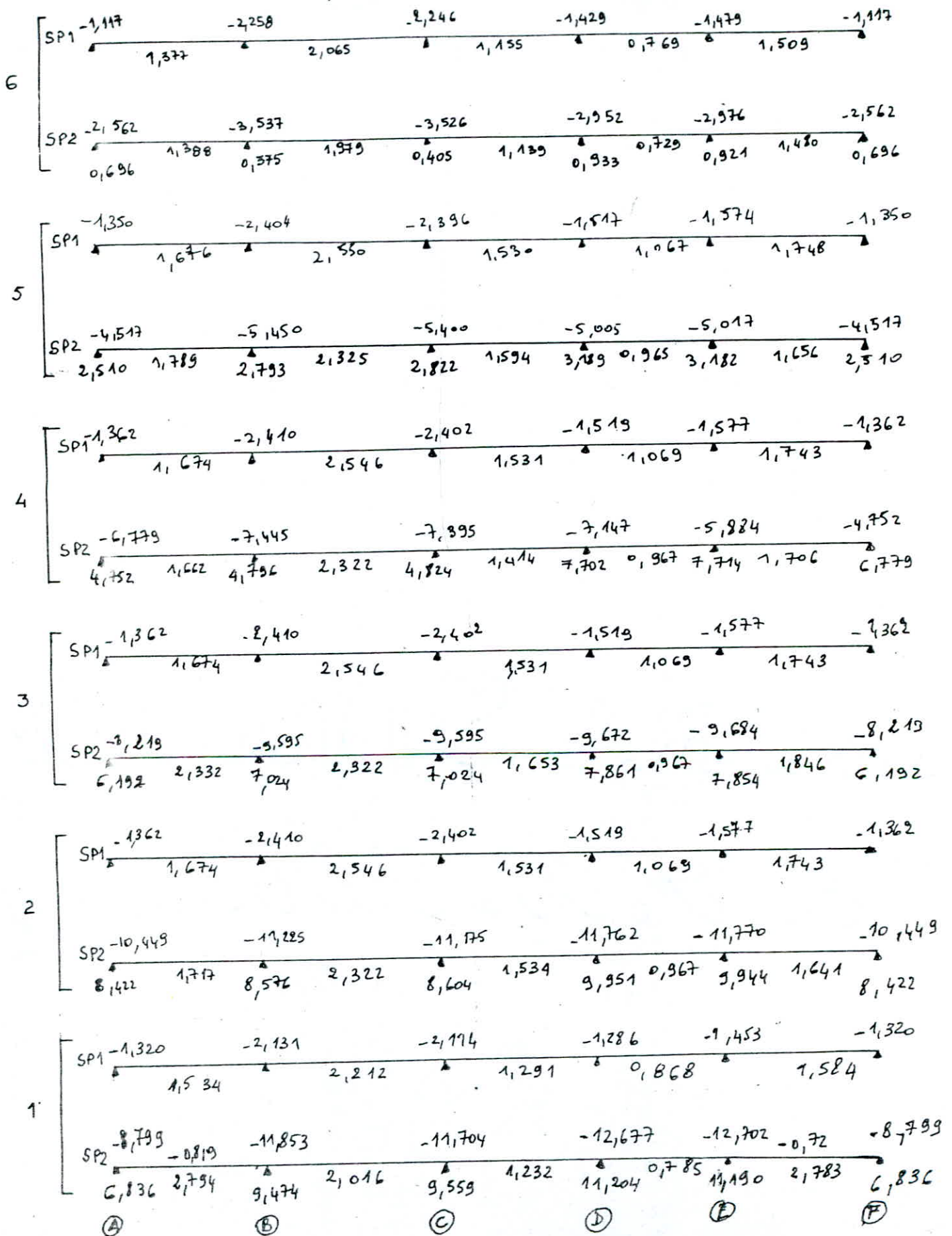
Ferraillage du pont sur travées B et vérification des contraintes.

Les moments en S sont les mêmes qu'en 9 et ceux en C les mêmes que ceux en 7, 8.

$$\sigma_a = \sigma_{s,pr} = \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma'_{b,pr} = 1,5 \cdot \sigma'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

Moments dans les poutres du portique longitudinal 9



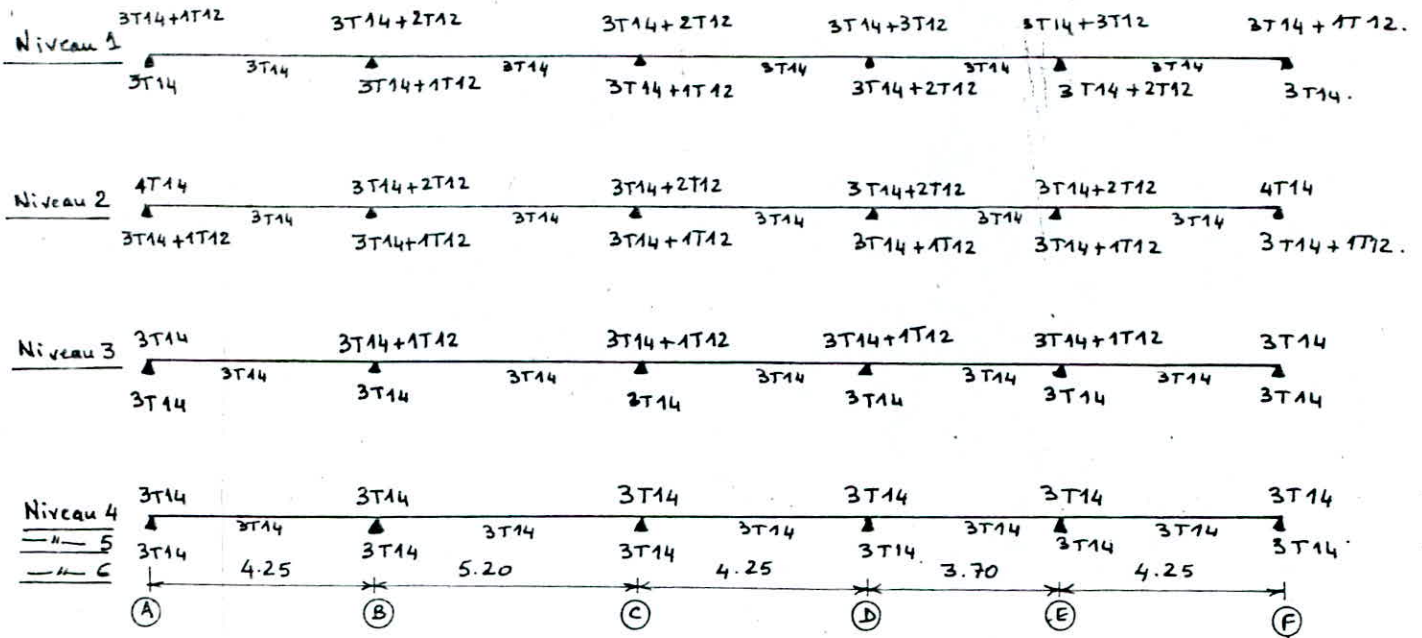
Niveau	Appui	M	μ	E	K	σ_b	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}	α	I	σ_b	σ_a
1	A ⁻	-8,799	0,0474	0,9083	39,52	106,28	4,91	4,5	5,75	12,45	128443,32	85,29	3550,27
	A ⁺	6,836	0,0368	0,9180	46	91,30	3,77	-	4,62	10,98	108642,59	69,08	3399,77
	B	-11,853	0,0639	0,8956	32,9	127,66	6,71	-	6,88	13,19	149872,89	104,33	4010,76
	B	9,474	0,0511	0,9053	37,8	111,11	5,30	-	5,75	11,87	131286,50	85,67	3802,40
	C	-11,704	0,0631	0,8962	33,17	126,62	6,62	-	6,88	13,19	149872,89	103,01	3960,35
	C	9,559	0,0515	0,9049	37,6	111,70	5,35	-	5,75	11,87	131286,50	86,44	3836,51
	D	-12,677	0,0683	0,8927	31,58	133,0	7,19	-	8,01	13,83	170751,61	102,66	3694,16
	D	11,204	0,0604	0,8982	34,10	123,17	6,32	-	6,88	12,63	153199,15	92,33	3770,91
	E	-12,702	0,0685	0,8926	31,53	133,21	7,21	-	8,01	13,83	170751,61	102,86	3701,44
	E	11,190	0,0603	0,8983	34,13	123,06	6,31	-	6,88	12,63	153199,15	92,22	3766,20
	F	-8,799	0,0474	0,9083	39,52	106,28	4,91	-	5,75	12,45	128443,32	85,29	3550,27
	F	6,836	0,0368	0,9180	46	91,30	3,77	-	4,62	10,98	108642,59	69,08	3399,77
2	A	-10,449	0,0563	0,9012	35,60	117,98	5,87	-	6,16	12,55	137293,31	95,47	3933,46
	A	8,422	0,0454	0,9101	40,6	103,45	4,69	-	5,75	12,05	130419,28	77,82	3385,38
	B	-11,225	0,0605	0,8981	34,05	123,35	6,33	-	6,88	13,19	149872,89	98,80	3798,26
	B	8,578	0,0462	0,9093	40,13	104,66	4,78	-	5,75	11,87	131286,50	77,55	3441,98
	C	-11,175	0,0602	0,8983	34,17	123,92	6,30	-	6,88	13,19	149872,89	98,36	3781,35
	C	8,604	0,0464	0,9091	40	105	4,79	-	5,75	11,87	131286,50	77,81	3453,22
	D	-11,762	0,0634	0,8959	33,07	127	6,65	-	6,98	13,19	149872,89	103,52	3979,97
	D	9,951	0,0536	0,9033	36,68	114,5	5,58	-	5,75	11,87	131286,50	89,99	3993,84
	E	-11,177	0,0634	0,8959	33,07	127,0	6,66	-	6,88	13,19	149872,89	103,59	3982,68
	E	9,944	0,0536	0,9033	36,68	114,5	5,58	-	5,75	11,87	131286,50	89,92	3991,03
	F	-10,449	0,0563	0,9012	35,6	117,98	5,87	-	6,16	12,55	137293,31	95,47	3933,46
	F	8,422	0,0454	0,9101	40,6	103,45	4,69	-	5,75	12,05	130419,28	77,82	3385,38
3	A	-8,219	0,0443	0,9111	41,2	101,94	4,57	-	4,62	11,27	107524,63	86,11	4097,24
	A	6,192	0,0334	0,9215	48,7	86,24	3,40	-	4,62	11,27	107524,63	64,87	3086,77
	B	-9,595	0,0517	0,9048	37,5	112	5,37	-	5,75	12,45	128443,32	93,01	3871,44
	B	7,024	0,0379	0,9169	45,2	92,92	3,88	-	4,62	10,98	108642,59	70,98	3493,27
	C	-9,595	0,0517	0,9048	37,5	112	5,37	-	5,75	12,45	128443,32	93,01	3871,44
	C	7,024	0,0379	0,9169	45,2	92,92	3,88	-	4,62	10,98	108642,59	70,98	3493,27
	D	-9,672	0,0521	0,9044	37,32	112,54	5,42	-	5,75	12,45	128443,32	93,75	3902,51
	D	7,861	0,0424	0,9127	42,27	99,36	4,36	-	4,62	10,98	108642,59	79,44	3909,53
	E	-9,684	0,0522	0,9044	37,28	112,66	5,42	-	5,75	12,45	128443,32	93,87	3907,35
	E	7,854	0,0423	0,9128	42,33	99,22	4,36	-	4,62	10,98	108642,59	79,37	3906,05
	F	-8,219	0,0443	0,9111	41,20	101,94	4,57	-	4,62	11,27	107524,63	86,11	4097,24
	F	6,192	0,0334	0,9215	48,7	86,24	3,40	-	4,62	11,27	107524,63	64,87	3086,77

Postique longitudinal 9: Versailleage d'une fixation de courants
 (prouve)

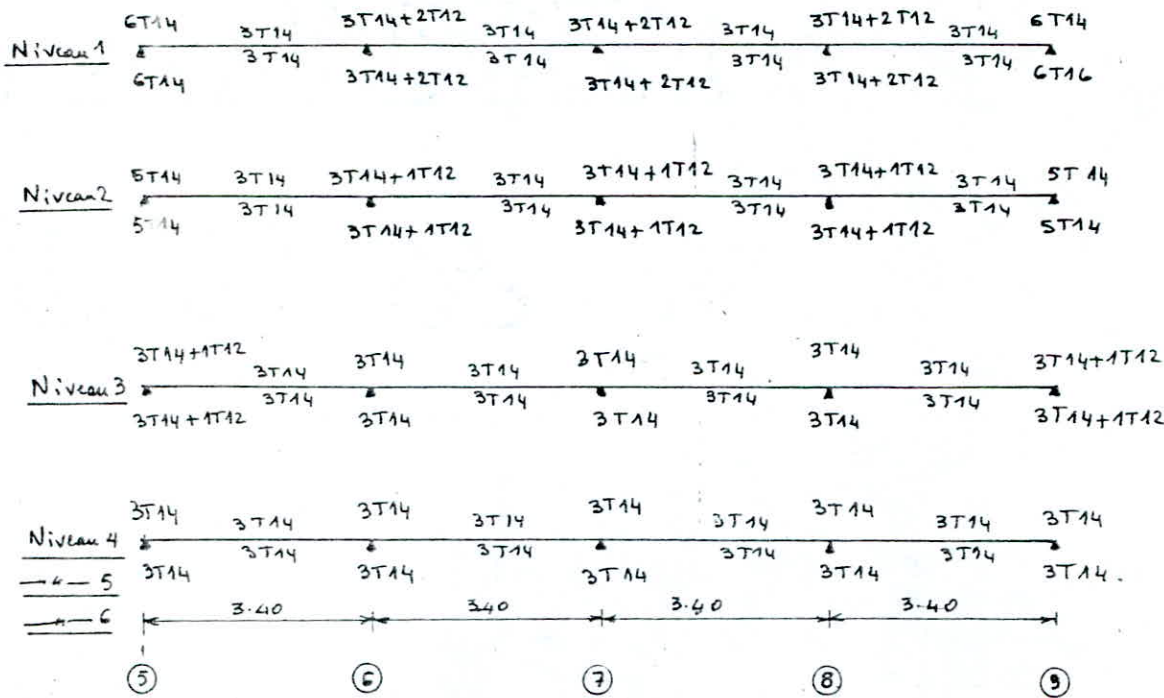
Wave	App	M	μ	E	K	σ'_b	Acal	Amin	Aad	α	I	σ'_b	σ_a
4	A ⁻	-6,779	0,0365	0,9183	46,2	90,91	3,74	4,80	462	11,27	107524,63	71,02	3379,39
	A ⁺	4,752	0,0256	0,9305	56,78	73,84	2,59	4,50		"	←	49,79	2368,91
	B	-7,445	0,0401	0,9149	43,73	36,04	4,12	"	"	"	←	78,00	3711,40
	B	4,796	0,0258	0,9302	56,63	74,17	2,61	"	"	"	←	50,25	2390,85
	C	-7,395	0,0399	0,9151	43,87	95,74	4,09	"	"	"	←	77,48	3686,47
	C	4,824	0,026	0,9300	56,38	74,50	2,63	"	"	"	←	50,54	2404,81
	D	-7,147	0,0385	0,9164	44,8	93,85	3,95	"	"	"	←	74,88	3562,84
	D	7,702	0,0415	0,9136	42,4	99,06	4,27	"	"	"	←	80,69	3839,52
	E	-5,884	0,0217	0,9233	50,2	83,67	3,23	"	"	"	←	61,65	2933,23
	E	7,714	0,0416	0,9135	42,8	98,13	4,28	"	"	"	←	80,82	3845,50
5	F	-4,752	0,0256	0,9305	56,87	73,84	2,59	"	"	"	←	49,79	2368,91
	F	6,779	0,0365	0,9183	46,2	90,91	3,74	"	"	"	←	71,02	3379,39
	A	-4,517	0,0243	0,9321	58,63	71,64	2,45	"	"	"	←	47,33	2251,76
	A	2,510	0,0135	0,9484	81,80	51,35	3,79	"	"	"	←	26,30	1251,26
	B	-5,450	0,0294	0,9259	52,5	80	2,98	"	"	"	←	57,10	2716,87
	B	2,793	0,0151	0,9456	78,80	54,69	1,5	"	"	"	←	29,26	1392,34
	C	-5,400	0,0291	0,9263	52,80	79,55	2,95	"	"	"	←	56,58	2651,35
	C	2,822	0,0152	0,9454	76,5	54,90	1,51	"	"	"	←	29,59	1406,79
	D	-5,005	0,0270	0,9287	55,13	76,18	2,73	"	"	"	←	52,14	2495,04
	D	3,189	0,0172	0,9421	71,33	58,88	1,72	"	"	"	←	33,41	1589,74
6	E	-5,017	0,0270	0,9287	55,13	76,18	2,74	"	"	"	←	52,56	2501,02
	E	3,182	0,0172	0,9421	71,33	58,88	1,71	"	"	"	←	33,34	1586,28
	F	-4,517	0,0243	0,9321	58,63	71,64	2,46	"	"	"	←	47,33	2279,39
	F	2,510	0,0135	0,9484	81,80	51,35	1,34	"	"	"	←	26,30	1251,26
	A	-2,562	0,0138	0,9477	80,25	52,34	1,37	"	"	"	←	26,84	1277,20
	A	0,696	0,0038	0,9718	162	25,93	0,36	"	"	"	←	7,29	346,96
	B	-3,537	0,0191	0,9442	74,5	56,38	1,90	"	"	"	←	37,06	1763,23
	B	0,375	0,0020	0,9792	225	48,67	0,19	"	"	"	←	3,93	186,94
	C	-3,526	0,0190	0,9800	235	17,87	1,82	"	"	"	←	36,94	1757,94
	C	0,405	0,0022	0,9783	215	19,54	0,21	"	"	"	←	4,24	201,90
6	D	-2,952	0,0159	0,9442	74,5	56,38	1,58	"	"	"	←	30,93	1471,60
	D	0,933	0,0050	0,9677	140	30	0,49	"	"	"	←	9,78	465,11
	E	-2,976	0,0160	0,944	74,5	56,37	1,60	"	"	"	←	31,18	1483,56
	E	0,981	0,0050	0,9677	140	30	0,48	"	"	"	←	9,63	459,13
	F	-2,562	0,0138	0,9478	80,25	52,34	1,37	"	"	"	←	26,84	1277,18
	F	0,696	0,0038	0,9718	162	25,93	0,36	"	"	"	←	7,29	346,96

For higher g. - Poutas -
 Ferral layer of vegetation on the conifers (mistle)

a) Ferraillage des poutres du portique longitudinal 9:

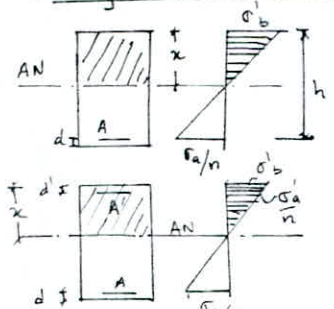


b) Ferraillage des poutres du portique transversal B:

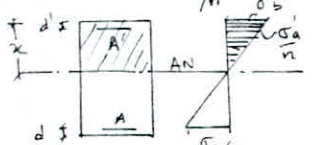


Verifications:

Verification des contraintes:



$\bullet A' = 0$ Position de l'axe neutre $\rightarrow S = \frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0$
 $I_{AN} = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2$
 contraintes : $\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b$; $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$



$\bullet A' \neq 0$
 $S = \frac{bx^2}{2} + nA'(x-d') - nA(h-x) = 0$; $I = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2$
 $\sigma'_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}'_b$; $\sigma_a = n \frac{M}{I} (x-d') \leq \bar{\sigma}'_a$; $\sigma''_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$

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

52,1 \rightarrow pour les poutres flechies $\frac{A}{b_0 h} \geq \Psi_9 \left(\frac{h_e}{h} \right)^2$
 $\Psi_9 = 0,36$ pour acier bruts de laminage
 $\Psi_9 = 0,54$ pour aciers ecrouis

Condition de non fissuration:

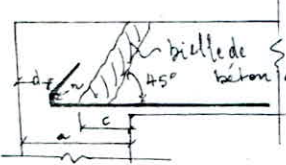
On doit avoir $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$ avec $\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$ et $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

flèches:

si les 3 conditions suivantes sont vérifiées, il est inutile de faire une vérification de flèche.

1) $h_e/l \geq \frac{1}{16}$; $h_e \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_E}{M_0}$; $A \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}}$

Conditions aux appuis:



L'effort tranchant T_{max} crée des efforts de compression dans la bielle de béton inclinée à 45° . pour que $\bar{\sigma}'_{b0}$ ne soit pas atteint on doit avoir:

$c \geq c_0$; $c_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$

$c = a - (d + r)$
 $r = 5,5 \phi = \begin{cases} 6,6 \text{ cm } (\phi 12) \\ 7,7 \text{ cm } (\phi 14) \end{cases}$

T eff. Tranch-max
 a : largeur du poteau
 c : distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure.

Au niveau de l'appui on doit vérifier aussi que $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z \Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} (T + M/z) = A_0$
 A_0 est la section minimale des armatures de traction qui doit être conduite jusqu'à l'appui et ancrée.

Condition de non entrainement des barres: (CCBA 68. Art 20.11)

τ_d : contrainte d'adhérence vis à vis de l'entrainement des armatures $\tau_d = T/Pz \cdot n$

T: effort tranchant; P périmètre utile de l'armature. Barre isolée $p = \pi \phi$.
 n: nbre de barres. $\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

Vérification à effectuer: $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$; $\bar{\tau}_d = 2,1,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b$

Verifications:

de flèche:

$$\left. \begin{aligned} h_e &= 50 \text{ cm} \\ \frac{l}{16} &= \frac{460}{16} = 28,75 \end{aligned} \right\} h_e \geq \frac{l}{16} \rightarrow \text{verifiée} \leftarrow \begin{cases} h_e = 40 \text{ cm} \\ \frac{l}{16} = \frac{295}{16} = 18,44 \end{cases}$$

$$\frac{l}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow h_e > \frac{l}{10} \text{ verifiée} \leftarrow \frac{l}{10} = 29,5 \text{ cm}$$

$$A \leq b h \frac{43}{\sigma_{em}}$$

$$A_{max} = 8,01 \text{ cm}$$

$$b h \frac{43}{\sigma_{em}} = \frac{30 \cdot 47 \cdot 43}{4200} = 14,44 > 8,01$$

$$A \leq b h \frac{43}{\sigma_{em}} \text{ toujours verifiée} \leftarrow \begin{cases} A_{max} = 9,24 \text{ cm}^2 \\ b h \frac{43}{\sigma_{em}} = 30 \cdot 37 \cdot \frac{43}{4200} = 11,36 \text{ cm} \end{cases}$$

Les 3 conditions étant vérifiées il est inutile de faire la vérification de la flèche.

Condition de non fragilité:

$$B \rightarrow b h \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 = 30 \cdot 37 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{40}{37} \right)^2 = 0,98 < A_{min}$$

$$B \rightarrow b h \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 = 30 \cdot 47 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{50}{47} \right)^2 = 1,21 < A_{min}$$

Vérification à la fissuration:

A	B _f	ω _f	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	σ _a
5,75	180	0,0319	14	4150,38	2413,68	2800
4,62	—	0,0257	—	3501,33	—	—
6,88	—	0,0382	—	4740,47	—	—
8,01	—	0,0445	—	5270,29	—	—
9,24	—	0,0513	—	5814,98	—	—
6,88	—	0,0382	—	4740,47	—	—
5,75	—	0,0319	—	4150,38	—	—
7,70	—	0,0428	—	5136,19	—	—
4,62	—	0,0257	—	3501,33	—	—

Conditions aux appuis:

Niveau	1	2	3	4	5	6
T	7,713	6,415	5,362	4,505	3,467	2,461
C _s = $\frac{2T}{b \cdot \sigma_{b,acc}}$	4,986	4,147	3,466	2,912	2,241	1,591
C	19,3	19,3	19,3	19,3	19,3	19,3
T	6,816	7,076	6,180	5,362	4,319	3,374
$\frac{2T}{b \cdot \sigma_{b,acc}}$	6,610	6,862	5,993	5,2	4,188	3,272
C	34,3	34,3	34,3	34,3	34,3	34,3

Armatures transversales:

Portique	Moment	T_{max} (SP2) (k)	σ'_b	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t	t_{adap} z. nodale	$t_{ad.}$ z. courants
B	1	7,933	115,59	8,17	29,91	2400	2,01	19,69	10	20
	2	6,625	100,43	6,82	30,98	2400	2,01	23,57	10	20
	3	5,572	92,31	5,74	30,98	2400	2,02	28,03	10	20
	4	4,715	70,28	4,86	30,98	2400	2,01	33,12	10	20
	5	3,685	49,32	3,79	30,98	2400	2,01	42,38	10	20
	6	2,849	29,98	2,93	30,98	2400	2,01	54,82	10	20
9	1	8,446	102,86	6,85	30,98	2400	2,01	23,49	12,5	25
	2	8,054	103,59	6,53	30,94	2400	2,01	24,63	12,5	25
	3	6,924	93,87	5,61	30,98	2400	2,01	28,65	12,5	25
	4	5,860	80,82	4,75	30,98	2400	2,01	33,85	12,5	25
	5	4,614	57,10	3,74	30,98	2400	2,01	43,0	12,5	25
	6	3,922	36,94	3,18	30,98	2400	2,01	50,58	12,5	25

$$A_{min} = 0,003 \cdot 12,5 \cdot 30 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underbrace{1 \text{ cadre et } 1 \text{ étrier}}_{4\phi 8} \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Portique 9} \rightarrow s = 12,5 \text{ cm sur } l' = 1 \text{ m en zone nodale}$$

$$\text{Portique B} \rightarrow s = 10 \text{ cm sur } l' = 0,8 \text{ m " " " "}$$

$$\text{Portique 9} \rightarrow s' = 25 \text{ cm en dehors de la zone nodale}$$

$$\text{Portique B} \rightarrow s' = 20 \text{ cm " " " "}$$

Armatures longitudinales en travée:

Le moment en travée étant relativement faible, il nécessite une quantité d'armatures inférieure à celle imposée par le RPA. Notre choix s'est porté sur un ferrailage de 3T14 partout (toutes les travées et les 2 sens). Ainsi il sera disposé

3T14 en haut de la section et 3T14 en bas.

(* Pour le ferrailage des autres portiques (8 et A) et diverses vérifications voir Annexe)

Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous un effort normal N appliqué au centre de gravité de la section et un moment fléchissant M en tête et à la base du poteau dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les combinaisons à considérer pour le ferraillage des poteaux sont :

sous SP1 : N et M dues à $G + 1,2P$ avec $N = N_{Gx} + N_{Gy} + N_{poids\ poteau\ sup} + 1,2 [N_{Px} + N_{Py}]$
 $M = M(G) + 1,2 M(P)$

sous SP2 : N^{max}, M^{com}
 M^{max}, N^{com}
 N^{min}, M^{com}

Le ferraillage des poteaux sera symétrique et est donné par $\max\{\min RPA; A_{sous SP1}\}$ et on vérifiera les contraintes sous SP2

Recommandation RPA 81

- Le pourcentage minimal d'armature longitudinal sera de 1% sans toutefois dépasser 4%
 - Le diamètre des barres sera de 14 mm au moins
 - La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- } en zone II

flambement (CCBA 68 art 33,2)

Pour les charges excentrées si :

$\lambda = \frac{l_e}{i} \leq 35$ La pièce est justifiée en flexion composée sans tenir compte du flambement

$35 < \lambda < 50$ Le poteau sera étudié en flexion composée avec une nouvelle excentricité e' sous l'effet de N et $M = Ne'$

avec $e' = e + f_c$ / $f_c = 0,16(\lambda - 35)e$ et $e = \frac{M}{N}$
 e étant l'excentricité de la charge par rapport au centre de gravité du béton seul

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : inertie du poteau dans le sens considéré
 B : section du poteau

l_c : longueur de flambement

$l_c = 0,7 l_0$ pour des piliers de bâtiments à étages multiples encastres à un massif de fondation ou reliés à des poteaux les traversants de part en part et ayant une plus grande inertie que ces poteaux

$l_c = 0,9 l_0$ dans le cas contraire

Calcul des élancements dans les deux sens :

		sens longitudinal	
$l_0 = 3,20 \text{ m}$	Pot 30x45	$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_p = 17,24$
$l_0 = 5,30 \text{ m}$	Pot 30x45	$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_p = 28,56$
$l_0 = 3,20 \text{ m}$	Pot 30x60	$l_c = 0,9 l_0$	$\lambda_p = 16,63$
$l_0 = 5,30 \text{ m}$	Pot 30x90	$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_p = 14,28$

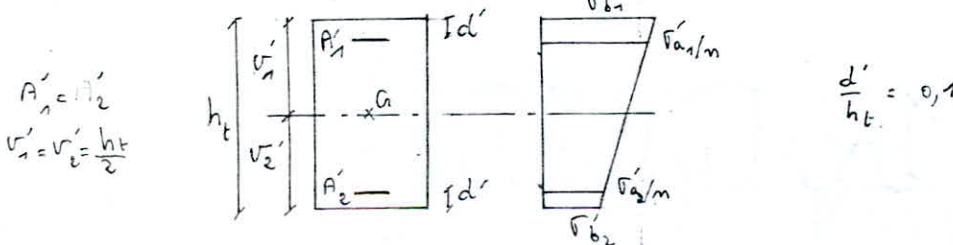
sens transversal

$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_t = 25,87$
$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_t = 42,84 > 35$
$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_t = 25,87$
$l_c = 0,7 l_0$	$\lambda_t = 42,84 > 35$

A - Calcul des armatures longitudinales

1- section entièrement comprimée :

ce cas se présente lorsque l'effort de compression N est appliqué à l'intérieur du moyeu central de la section $e_0 = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{ht}{6}$



Calcul des armatures

$$M, N', e_0 = \frac{M}{N'} < \frac{ht}{6}$$

$$\begin{cases} e_0 > \frac{ht}{2} & \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \\ e_0 < \frac{ht}{2} & \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} (1 + 2\frac{e_0}{ht}) \end{cases}$$

$$\beta = \bar{\sigma}'_b \frac{bht}{N'} \quad \beta = \frac{6e_0}{ht} \quad \delta = \frac{d}{ht}$$

$$D = 0,3(\beta - \beta) - 0,9(1 - \beta)(1 - 2\delta)^2$$

$$E = \beta - 1 - \beta$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta)^2 \beta$$

$$\omega' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$A = A' = \omega' \frac{bht}{100}$$

Vérification des contraintes

$$A = A'$$

$$v'_1 = v'_2 = \frac{ht}{2}$$

$$B'_0 = bh_t + 2mA$$

$$I_{xx} = \frac{bh_t^3}{12} + 2mA \left[\frac{ht}{2} - d \right]^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot \frac{ht}{2} \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot \frac{ht}{2} \leq \bar{\sigma}'_b$$

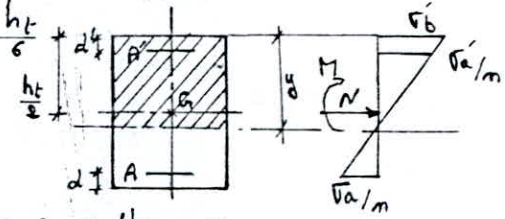
$$\sigma'_a = 15 \sigma'_{b1} \leq \bar{\sigma}'_a$$

e. section partiellement comprimée SPC

ce cas se produit pour un effort normal de compression appliqué en dehors du noyau central de la section homogène soit $e_0 = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{ht}{6}$

M étant le moment de flexion par rapport au centre de gravité du béton seul.

on calculera la section en flexion simple. le moment auquel sera soumise la section est $M' = N \cdot e$ avec $e = e_0 + (\frac{ht}{2} - d)$



SPC sans A' $M < M_{rm}$

calcul des armatures

$N, M, e_0 = M/N > e_1 = \frac{ht}{6}$

$e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = e \bar{\sigma}_{b0}'$

$e_0 < \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b0}' (1 + 2e_0/ht)$

$M = N e, e = e_0 + (\frac{ht}{2} - d)$

$K = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b'; \alpha = \frac{15}{K + 15}; \epsilon = 1 - \frac{\alpha}{3}; \mu' = \frac{\alpha \epsilon}{2}$

$M_{rm} = \mu' b h^2 \bar{\sigma}_b' > M$

$\xi = 2/8 h$

$A_{fs} = \frac{M}{\xi \bar{\sigma}_a} \Rightarrow A_{fc} = A_{ps} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

calcul des contraintes

$\frac{b}{2} y_1^2 - m A (h - y_1) = 0$

$I = \frac{b}{3} y_1^3 + m A (h - y_1)^2$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{M y_1}{I}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{m M}{I} (h - y_1)$

calcul des armatures

$N, M, e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$

$e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 2 \bar{\sigma}_{b0}'$

$e_0 < \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b0}' (1 + 2e_0/ht)$

$M = N e; e = e_0 + (\frac{ht}{2} - d)$

$\bar{\sigma}_a' = \frac{15}{2} \bar{\sigma}_b' (\alpha - \frac{\delta'}{h}); \alpha = \frac{m}{k+m}; k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'}$

$\epsilon = 1 - \frac{\alpha}{3}; \mu' = \frac{\alpha \epsilon}{2}$

$M_{rm} = \mu' b h^2 \bar{\sigma}_b' < M$ est

$\Delta M = M - M_{rm}$

$\bar{\sigma}_a = k \bar{\sigma}_b'; \delta' = \frac{d'}{h}; \omega = \frac{100 \alpha}{2k}$

$\bar{\sigma}_a' = \frac{15}{2} (\alpha - \delta') \bar{\sigma}_b'$

SPC avec A' $M > M_{rm}$

$\begin{cases} A_{fs}' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a' (h-d')} \\ A_{fs} = \frac{\omega b h}{100 \bar{\sigma}_a (h-d')} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} A_{fc}' = A_{fs}' = A' \\ A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \end{cases}$

vérification des contraintes

$c = \frac{ht}{2} - e_0$

$\begin{cases} P = -3c^2 + \frac{6m}{b} [(h_t - d - c) A - A'(c - d')] \\ Q = -2c^3 - \frac{6m}{b} [A'(c - d')^2 + A(h_t - d - c)^2] \end{cases}$

$y_2^3 + P y_2 + Q = 0$

$y_1 = y_2 + c$

$S = \frac{b}{2} y_1^2 + m A (y_1 - d') + m A (2y_1 - h)$

$A = A' \Rightarrow S = \frac{b}{2} y_1^2 + m A [2y_1 - h]$

$K = \frac{N}{S}$

$\bar{\sigma}_b' = K y_1 \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_a' = 15 K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a'$

$\bar{\sigma}_a = 15 k (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$

3. compression simple

valeur minimale d'armature longitudinale $A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{f_{b0}}$

par le calcul $A = \frac{1}{m} \cdot \frac{N'}{f_{b0}} - B$ B étant la section du béton seul

$$\text{de plus } A \leq \frac{B}{20}$$

avec θ_1 : tient compte de la possibilité d'excentrement de la charge.

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 1 \text{ poteau central} \\ &= 1,4 \text{ poteau de rive} \\ &= 1,8 \text{ poteau d'angle} \end{aligned}$$

θ_2 : tient compte de l'allongement du poteau

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

l_c désignant la longueur de flambement
à la plus petite dimension transversale

θ_3 : dépend de la nature des aciers

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{f_{em}}$$

les contraintes de l'acier et du béton sont

$$\sigma'_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_a = 15 \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_a$$

on a pas à tenir compte du flambement car :

$$\frac{\max l_c}{a} = \frac{0,7 \times 530}{30} = 12,37 \leq 14,4 \text{ pour une section rectangulaire}$$

nous exposons le détail du ferrillage et des vérifications des poteaux A9 (d'angle) et B(9) de rive. en ce qui concerne les poteaux AB (de rive) et BB (centrale) voir les détails de calcul en Annexe.

Tableau A9 d'angle

Niveau	Sens	Section	Supplement N			SP1		SP2					
			$N_{\text{pois}}(t)$	$N(G)(t)$	$N(P)(t)$	$N(t)$	$M_{t.m}$	$N^{\text{max}}(t)$	$M^{\text{Corr}}(t.m)$	$M^{\text{max}}(t.m)$	$N^{\text{Corr}}(t)$	$N^{\text{min}}(t)$	$M^{\text{Corr}}(t.m)$
6	L	t	0	1.496	0.137	4.307	1.117	5.091	2.856	2.856	5.091	2.305	0.696
		b	0.911	1.496	0.137	5.218	0.635	6.002	1.561	1.561	6.002	3.034	0.456
	T	t	0	2.291	0.297	4.307	0.362	4.952	1.892	1.892	4.952	2.421	1.019
		b	0.911	2.291	0.297	5.218	0.299	5.863	1.211	1.211	5.863	3.150	0.575
5	L	t	0.911	3.281	0.498	10.262	0.715	12.796	3.604	3.604	12.796	4.344	2.054
		b	1.823	3.281	0.498	11.174	0.682	13.708	3.033	3.033	13.708	5.072	1.621
	T	t	0.911	4.202	1.058	10.262	0.336	12.476	3.007	3.007	12.476	4.61	2.019
		b	1.823	4.202	1.058	11.174	0.326	13.388	2.510	2.510	13.388	5.339	1.619
4	L	t	1.823	5.075	0.861	16.231	0.682	21.718	4.845	4.845	21.718	5.392	3.131
		b	2.734	5.075	0.861	17.142	0.682	22.629	4.125	4.125	22.629	6.121	2.531
	T	t	1.823	6.116	1.820	16.231	0.326	21.205	4.068	4.068	21.205	5.819	2.918
		b	2.734	6.116	1.820	17.142	0.326	22.116	3.627	3.627	22.116	6.548	2.550
3	L	t	2.734	6.869	1.224	22.200	0.682	31.667	5.481	5.481	31.667	5.583	3.661
		b	3.645	6.869	1.224	23.111	0.682	32.578	5.481	5.481	32.578	6.312	3.661
	T	t	2.734	8.03	2.582	22.200	0.326	30.913	4.827	4.827	30.913	6.211	3.550
		b	3.645	8.03	2.582	23.111	0.326	31.824	4.827	4.827	31.824	6.940	3.550
2	L	t	3.645	8.663	1.587	28.169	0.682	42.691	6.801	6.801	42.691	4.878	4.761
		b	4.556	8.663	1.587	29.080	0.456	43.602	5.471	5.471	43.602	5.607	3.954
	T	t	3.645	9.944	3.344	28.169	0.326	41.675	5.966	5.966	41.675	5.724	4.499
		b	4.556	9.944	3.344	29.080	0.371	42.586	5.345	5.345	42.586	6.453	3.916
1	L	t	4.556	10.418	1.942	34.005	0.865	53.358	4.838	4.838	53.358	4.288	2.882
		b	6.176	10.418	1.942	35.625	0.432	54.978	6.841	6.841	54.978	5.584	5.126
	T	t	4.556	11.801	4.083	34.005	0.213	51.766	4.178	4.178	51.766	5.615	3.173
		b	6.176	11.801	4.083	35.625	0.107	53.386	5.616	5.616	53.386	6.911	4.526

Ferrailage du poteau d'angle A9 sous SP1

Niveau	Sens	Section	M cm	N t	e ₀ cm	e ₁ cm	soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	d cm	A calculé	A Min RPA cm ²	ϕ choisi	$\bar{\sigma}_{b1}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{b2}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²
6	L	t	1.117	4.307	25.93	7.5	SPC	137.50	4.5	0.323	13.5	2T16	—	$\bar{\sigma}_b = 16.79$	191.28	292.77
		b	0.635	5.218	12.17	7.5	SPC	105.94	4.5		13.5	2T16	—	$\bar{\sigma}_b = 8.80$	114.84	22.65
	T	t	0.362	4.307	8.41	5	SPC	107.29	3		13.5	2T16 +2T14	—	$\bar{\sigma}_b = 7.11$	93.03	15.88
		b	0.299	5.218	5.73	5	SPC	95.01	3		13.5	—	—	$\bar{\sigma}_b = 6.74$	90.88	9.27
5	L	t	0.715	10.262	6.97	7.5	SEC	90.05	4.5	↑	13.5	2T16	13.01	0.95	195.09	
		b	0.682	11.174	6.10	7.5	SEC	87.39	4.5		13.5	2T16	13.35	1.85	200.22	
	T	t	0.336	10.262	3.27	5	—	83.74	3		13.5	2T16 +2T14	10.39	2.75	155.79	
		b	0.326	11.174	2.92	5	—	82.13	3		13.5	—	10.86	3.44	162.84	
4	L	t	0.682	16.231	4.20	7.5	—	81.58	4.5	↑	13.5	2T16	16.79	5.29	251.80	
		b	0.682	17.142	3.98	7.5	—	80.91	4.5		13.5	2T16	17.41	5.91	261.09	
	T	t	0.326	16.231	2.01	5	—	77.96	3		13.5	2T16 +2T14	14.09	6.68	211.37	
		b	0.326	17.142	1.90	5	—	77.45	3		13.5	—	14.67	7.26	220.11	
3	L	t	0.682	22.200	3.07	7.5	—	78.13	4.5	↑	13.5	2T16	20.85	9.35	312.68	
		b	0.682	23.111	2.95	7.5	—	77.76	4.5		13.5	2T16	21.47	9.97	321.98	
	T	t	0.326	22.200	1.47	5	—	75.49	3		13.5	2T16 +2T14	17.91	10.50	268.65	
		b	0.326	23.111	1.41	5	—	75.21	3		13.5	—	18.49	11.08	277.40	
2	L	t	0.682	28.169	2.42	7.5	—	76.14	4.5	↑	13.5	2T16	24.90	13.41	373.57	
		b	0.456	29.080	1.57	7.5	—	73.55	4.5		13.5	2T16	23.62	15.93	354.28	
	T	t	0.326	28.169	1.16	5	—	74.07	3		13.5	2T16 +2T14	21.73	14.32	325.94	
		b	0.371	29.080	1.28	5	—	74.62	3		13.5	—	22.82	14.39	342.36	
1	L	t	0.865	34.005	2.54	7.5	—	76.51	4.5	↑	13.5	2T16	30.42	15.83	456.23	
		b	0.432	35.625	1.21	7.5	—	72.45	4.5		13.5	2T16	27.87	20.58	418.00	
	T	t	0.213	34.005	1.42	5	—	71.64	3		13.5	2T16 +2T14	24.18	19.33	362.67	
		b	0.107	35.625	0.68	5	—	70.13	3		13.5	—	24.01	21.58	360.14	

NEGATIVE

SPC: Section Partiellement Comprimée
SEC: Section Entièrement Comprimée

L: sens longitudinal
T: sens transversal

t: tôle du poteau
b: base du poteau

Poteau d'angle A9 soll SPP N_{max} M_{con}
 M_{min} N_{con}
 Verification du ferrailage trouvé sous SP1

Niveau	Sens	Section	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	$\bar{\sigma}_b$	sol	$A=A'$ (cm ²)	C (cm)	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$	σ_a	
6	L	t	2.856	5.091	56.10	7.5	206.25	↑	4.02	-33.60	43.66	433.59	1336.65	
		b	1.561	6.002	26.07	7.5	206.25		4.02	-3.51	23.47	267.67	410.84	
	T	t	1.892	4.952	38.21	5	206.25		7.10	-23.21	33.59	360.54	785.85	
		b	1.211	5.863	20.66	5	206.25		7.10	-5.66	22.54	260.11	363.65	
5	L	t	3.604	12.796	28.17	7.5	206.25		↑	4.02	-5.67	54.46	610.32	1042.79
		b	3.033	13.708	22.13	7.5	204.55			4.02	0.37	45.01	529.86	632.26
	T	t	3.007	12.476	24.10	5	206.25			7.10	-9.10	59.45	665.90	1140.53
		b	2.510	13.388	18.75	5	206.25			7.10	-3.75	46.27	542.44	670.51
4	L	t	4.845	21.718	22.31	7.5	205.38	↑		4.02	0.78	69.87	825.70	953.08
		b	4.125	22.629	18.23	7.5	186.68			4.02	4.27	60.13	735.91	592.12
	T	t	4.068	21.205	19.18	5	206.25			7.10	-4.18	75.06	876.78	1115.72
		b	3.627	22.116	16.40	5	206.25			7.10	-1.40	66.88	800.06	825.12
3	L	t	5.481	31.667	17.31	7.5	182.46		U D N	4.02	5.19	79.57	983.49	697.13
		b	5.481	32.578	16.82	7.5	180.22			4.02	5.68	79.39	986.49	648.8
	T	t	4.827	30.913	15.62	5	206.25			7.10	-0.62	89.19	1074.70	1031.01
		b	4.927	31.824	15.17	5	206.25			7.10	-0.17	89.27	1080.32	989.92
2	L	t	6.801	42.691	15.93	7.5	176.14	U D N		4.02	6.57	98.26	1232.74	696.60
		b	5.471	43.602	12.55	7.5	160.65			4.02	9.95	79.84	1037.83	240.33
	T	t	5.966	41.675	14.32	5	201.58			7.10	0.68	110.62	1350.10	1123.74
		b	5.345	42.586	12.55	5	189.41			7.10	2.45	99.61	1239.48	797.74
1	L	t	4.838	53.358	9.07	7.5	144.70		U D N	4.02	13.43	77.32	1036.27	47.99
		b	6.841	54.978	12.44	7.5	160.14			4.02	10.06	99.91	1300.13	288.09
	T	t	4.178	51.766	18.19	5	206.25			7.10	-3.19	172.88	2037.19	2411.16
		b	5.616	53.386	23.72	5	206.25			7.10	-8.72	229.90	2610.88	4090.12 ← *

* La section d'armature minimum donnée par le RPA vérifiée sous SP1 n'a pas vérifié les contraintes sous SPP pour le poteau du niveau 1
 optons alors pour une nouvelle section de 4T20 ($A=12,57 \text{ cm}^2$). Les contraintes deviennent

$$\sigma'_b = 186,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 2198,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_a = 2616,24 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Poteau d'angle A9 soll SPC $N_{min} M_{corr}$

Vérification du ferrailage trouvé sous SP1

Niveau	Sens	section	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	\bar{v}_b	sol	A=A' (cm ²)	C (cm)	\bar{v}_b	\bar{v}_a	\bar{v}_a
6	L	t	0.696	2.305	30.20	7.5	206.25	SPC	4.02	-7.70	10.56	116.67	216.76
		b	0.456	3.034	15.03	7.5	172.01	SPC	4.02	7.47	6.58	83.36	39.39
	T	t	1.019	2.421	42.09	5	206.25	SPC	7.10	-27.09	18.01	191.48	438.31
		b	0.575	3.150	18.25	5	206.25	SPC	7.10	-3.25	10.55	124.30	147.75
5	L	t	2.054	4.344	47.28	7.5	206.25	SPC	4.02	-24.78	31.43	320.44	887.49
		b	1.621	5.072	31.96	7.5	206.25	SPC	4.02	-9.46	24.64	269.34	532.80
	T	t	2.019	4.610	43.80	5	206.25	SPC	7.10	-28.80	35.60	377.05	879.09
		b	1.619	5.339	30.32	5	206.25	SPC	7.10	-15.32	29.06	319.97	607.03
4	L	t	3.131	5.392	58.07	7.5	206.25	SPC	4.02	-35.57	47.85	472.82	1486.14
		b	2.531	6.121	41.33	7.5	206.25	SPC	4.02	-18.85	38.71	403.59	1012.66
	T	t	2.918	5.819	50.15	5	206.25	SPC	7.10	-35.15	51.16	535.17	1322.80
		b	2.550	6.548	38.94	5	206.25	SPC	7.10	-23.94	45.22	484.42	1066.35
3	L	t	3.661	5.583	65.57	7.5	206.25	SPC	4.02	-43.07	55.86	542.85	1817.66
		b	3.661	6.312	58.0	7.5	206.25	SPC	4.02	-35.50	55.93	552.85	1736.38
	T	t	3.55	6.211	57.16	5	206.25	SPC	7.10	-42.16	61.90	640.52	1663.16
		b	3.55	6.94	51.15	5	206.25	SPC	7.10	-36.15	62.19	649.46	1618.07
2	L	t	4.761	4.878	97.60	7.5	206.25	SPC	4.02	-75.10	72.11	669.20	2630.96
		b	3.954	5.607	70.62	7.5	206.25	SPC	4.02	-48.02	60.28	580.26	2010.83
	T	t	4.499	5.724	78.60	5	206.25	SPC	7.10	-63.60	77.56	784.78	2244.27
		b	3.916	6.453	60.68	5	206.25	SPC	7.10	-45.68	68.14	701.85	1860.43
1	L	t	2.882	4.288	67.21	7.5	206.25	SPC	6.28	-44.71	35.86	372.97	947.01
		b	5.126	5.584	91.80	7.5	206.25	SPC	6.28	-69.30	63.08	637.82	1829.05
	T	t	3.173	5.615	127.40	5	206.25	SPC	12.57	-112.4	89.99	958.03	2176.19
		b	4.526	6.911	147.64	5	206.25	SPC	12.57	-132.64	127.72	1353.76	3141.92

PotEAU B9 de rive

Niveau	Sens	Section	Supplement N			SP1		SP2					
			$N_{\text{mide}}(t)$	$N(G)(t)$	$N(P)(t)$	$N(t)$	$M(t.m)$	$N^{\text{max}}(t)$	$M^{\text{Corr}}(t.m)$	$M^{\text{max}}(t.m)$	$N^{\text{Corr}}(t)$	$N^{\text{min}}(t)$	$M^{\text{Corr}}(t.m)$
6	L	t	0	1.577	0.210	8.327	0.474	8.395	3.065	3.991	7.883	5.548	3.268
		b	1.215	1.577	0.210	9.542	0.291	9.610	1.597	2.147	9.098	6.520	1.718
	T	t	0	5.624	0.728	8.327	0.458	8.948	2.091	2.091	8.948	5.087	1.055
		b	1.215	5.624	0.728	9.542	0.308	10.163	1.202	1.202	10.163	6.059	0.602
5	L	t	1.215	2.914	0.759	18.228	0.328	18.390	6.002	6.622	16.75	10.742	5.438
		b	2.43	2.914	0.759	19.443	0.315	19.605	3.914	4.510	17.965	11.714	3.680
	T	t	1.215	10.153	2.529	18.228	0.320	20.276	3.076	3.076	20.276	9.170	2.132
		b	2.43	10.153	2.529	19.443	0.321	21.491	2.571	2.571	21.491	10.142	1.718
4	L	t	2.43	4.254	1.309	28.128	0.315	28.822	8.054	8.650	25.178	15.571	7.130
		b	3.645	4.254	1.309	29.343	0.315	30.037	6.53	7.126	26.393	16.543	5.860
	T	t	2.43	14.678	4.329	28.128	0.321	32.844	4.287	4.287	32.844	12.219	3.148
		b	3.645	14.678	4.329	29.343	0.321	34.059	3.639	3.639	34.059	13.191	2.608
3	L	t	3.645	5.594	1.859	38.028	0.315	39.456	10.226	10.822	33.404	20.23	8.940
		b	4.86	5.594	1.859	39.243	0.315	40.671	8.806	8.902	34.619	21.203	7.710
	T	t	3.645	19.203	6.129	38.028	0.321	46.440	4.983	4.983	46.440	14.411	3.728
		b	4.86	19.203	6.129	39.243	0.321	47.655	4.983	4.983	47.655	15.383	3.728
2	L	t	4.86	6.934	2.409	47.928	0.315	50.576	11.882	12.478	41.144	24.487	10.32
		b	6.075	6.934	2.409	49.143	0.184	51.791	9.798	10.146	42.359	25.459	8.409
	T	t	4.86	23.728	7.929	47.928	0.321	61.3	6.339	6.339	61.300	15.55	4.858
		b	6.075	23.728	7.929	49.143	0.338	62.515	5.323	5.323	62.515	16.522	3.989
1	L	t	6.075	8.27	2.958	57.437	0.349	60.792	12.222	12.882	49.048	28.977	10.649
		b	9.315	8.27	2.958	60.677	0.174	64.032	38.859	39.189	52.288	31.569	32.614
	T	t	6.075	27.992	9.625	57.437	0.288	77.354	8.936	8.936	77.354	15.575	7.066
		b	9.315	27.992	9.625	60.677	0.144	80.594	15.40	15.40	80.594	17.767	12.643

Niveau	Sens	Section	M t/m	N t	e ₀ cm	e ₁ cm	soll	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	d cm	A calculé	A Min RPA cm ²	ϕ choisi	$\bar{\sigma}'_{b1}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_{b2}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_a$ kg/cm ²
6	L	t	0.474	8.327	5.63	10	SEC	81.79	6	↑ NEGATIVE ↓	18	2T20	6.38	2.00	95.70
		b	0.291	9.542	3.05	10	SEC	75.74	6		18	2T20	6.15	3.45	92.18
	T	t	0.458	8.327	5.50	5	SPC	73.96	3		18	3T20	$\bar{\sigma}'_b=8.48$	-	$\bar{\sigma}'_a=13.75$ $\bar{\sigma}'_a=5.82$
		b	0.308	9.542	3.23	5	SEC	83.55	3		18	3T20	7.92	1.24	118.80
5	L	t	0.328	18.228	1.80	10	SEC	72.88	6		18	2T20	10.68	7.65	160.27
		b	0.315	19.443	1.62	10	//	72.46	6		18	2T20	11.24	8.32	168.53
	T	t	0.320	18.228	1.76	5	//	76.82	3		18	3T20	12.22	5.28	183.31
		b	0.321	19.443	1.65	5	//	76.31	3		18	3T20	12.82	5.86	192.23
4	L	t	0.315	28.128	1.12	10	//	71.32	6	18	2T20	15.60	12.69	234.05	
		b	0.315	29.343	1.07	10	//	71.20	6	18	2T20	16.21	13.30	243.21	
	T	t	0.321	28.128	1.14	5	//	73.98	3	18	3T20	16.99	10.03	254.78	
		b	0.321	29.343	1.09	5	//	73.75	3	18	3T20	17.57	10.61	263.53	
3	L	t	0.315	38.028	0.83	10	//	70.65	6	18	2T20	20.58	17.67	308.73	
		b	0.315	39.243	0.80	10	//	70.58	6	18	2T20	21.19	18.28	317.90	
	T	t	0.321	38.028	0.84	5	//	72.60	3	18	3T20	21.74	14.78	326.09	
		b	0.321	39.243	0.82	5	//	72.51	3	18	3T20	22.32	15.36	334.84	
2	L	t	0.315	47.928	0.66	10	//	70.26	6	18	2T20	25.56	22.65	383.42	
		b	0.184	49.143	0.37	10	//	69.61	6	18	2T20	25.57	23.86	383.49	
	T	t	0.321	47.928	0.67	5	//	71.82	3	18	3T20	26.49	19.53	397.39	
		b	0.338	49.143	0.69	5	//	71.91	3	18	3T20	27.26	19.93	408.91	
1	L	t	0.349	57.437	0.61	15	//	69.68	9	27	2T20	20.65	19.13	309.68	
		b	0.174	60.677	0.29	15	//	69.19	9	27	2T20	21.39	20.63	320.79	
	T	t	0.288	57.437	1.13	5	//	73.93	3	27	5T20	19.71	16.51	295.64	
		b	0.144	60.677	0.54	5	//	71.23	3	27	5T20	19.93	18.33	298.98	

Ferrailage du poteau de rive B9 sous SP1

SPC: Section Partiellement Comprimée
SEC: Section Entièrement Comprimée

poteau de rive BA solé SP2 M^{max} N^{corr}

vérification du ferrailage trouvé sous SP1

Niveau	sens	section	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	\bar{V}_b'	solé	$A=A'$ (cm ²)	c (cm)	\bar{V}_b''	\bar{V}_a'	\bar{V}_a''	
6	L	t	3.991	7.883	50.63	10	206.25	↑	6.28	-20.63	32.16	347.10	735.20	
		b	2.147	9.098	23.60	10	184.25		6.28	6.40	16.88	209.01	145.03	
	T	t	2.091	8.948	23.37	5	206.25		9.42	-8.37	30.48	343.59	565.47	
		b	1.202	10.163	11.83	5	184.46		9.42	3.17	16.87	211.73	119.21	
5	L	t	6.622	16.750	39.53	10	206.25		↓	6.28	-9.53	53.21	599.26	992.04
		b	4.510	17.965	25.10	10	189.41			6.28	4.90	35.54	435.23	348.08
	T	t	3.076	20.276	15.17	5	206.25			9.42	-0.17	42.74	517.02	475.10
		b	2.571	21.491	11.96	5	185.35			9.42	3.04	36.06	451.74	261.16
4	L	t	8.650	25.178	34.36	10	206.25	U		6.28	-4.36	69.22	799.80	1108.65
		b	7.121	26.393	27.00	10	195.94			6.28	3.00	56.37	681.16	633.88
	T	t	4.287	32.844	13.05	5	192.84			9.42	1.95	59.91	741.08	519.26
		b	3.639	34.059	10.68	5	176.55			9.42	4.32	51.34	653.58	278.94
3	L	t	10.822	33.404	32.40	10	206.25		D	6.28	-2.40	86.39	1009.12	1284.98
		b	8.902	34.619	25.71	10	191.50			6.28	4.29	35.55	433.47	365.10
	T	t	4.983	46.440	10.73	5	176.89			9.42	4.27	70.31	894.50	387.17
		b	4.983	47.655	10.46	5	175.04			9.42	4.54	70.47	899.54	360.10
2	L	t	12.478	41.144	30.33	10	206.25	S		6.28	-0.33	99.30	1174.32	1347.48
		b	10.146	42.359	23.35	10	185.45			6.28	6.05	79.81	985.44	708.18
	T	t	6.339	61.300	10.34	5	174.21			9.42	4.66	89.68	1146.64	442.42
		b	5.323	62.515	8.52	5	161.70			9.42	6.48	77.25	1011.21	169.59
1	L	t	12.882	49.048	26.26	15	163.30		Y	6.28	18.74	48.53	625.05	197.75
		b	39.189	52.288	74.95	15	206.25			6.28	-29.95	165.11	1692.63	4578.95 ← *
	T	t	8.936	77.354	17.09	5	206.25			15.71	-2.09	117.20	1401.77	1448.08
		b	15.400	80.594	28.88	5	206.25			15.71	-13.28	265.87	2880.67	5978.27 ← *

* la section d'acier min donné par le RPA vérifiée sous SP1 n'a pas vérifiée les contraintes sous SP2 pour le poteau du niveau 1 dans les 2 sens.

optons pour une section de 5T25 = 24,54 cm²

Niv 1	L	2T25 A = 9,82 cm ²	$\bar{V}_b' = 137,98$	$\bar{V}_a' = 1879,69$	$\bar{V}_a = 3065,37$
	T	5T25 A = 24,54 cm ²	$\bar{V}_b' = 159,49$	$\bar{V}_a' = 1853,07$	$\bar{V}_a = 2461,16$

Poteau de rive BA solf SP2 N_{max} M_{corr}

Vérification du ferrailage trouvée sous SP1

Niveau	sens	section	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	\bar{v}_b	solf	$A=A'$ (cm ²)	C (cm)	\bar{v}_b	\bar{v}_a	\bar{v}_a	
6	L	t	3.065	8.395	36.51	10	206.25	↑	6.28	-6.51	24.58	280.81	422.06	
		b	1.597	9.610	16.62	10	160.25		6.28	13.38	12.79	166.65	34.44	
	T	t	2.091	8.948	23.37	5	206.25		9.42	-8.37	30.48	343.59	565.47	
		b	1.202	10.163	11.83	5	184.46		9.42	3.17	16.87	211.73	119.21	
5	L	t	6.002	18.390	32.44	10	206.25		↑	6.28	-2.64	47.93	559.06	719.77
		b	3.914	19.605	19.96	10	171.74			6.28	10.04	30.76	391.27	169.78
	T	t	3.076	20.276	15.17	5	206.25			9.42	-0.17	42.74	517.02	479.10
		b	2.571	21.491	11.96	5	185.35			9.42	3.04	36.06	451.74	261.16
4	L	t	8.054	28.822	27.94	10	199.17	↑		6.28	2.06	63.81	766.26	761.30
		b	6.530	30.037	21.74	10	177.86			6.28	8.26	51.27	643.44	360.86
	T	t	4.287	32.844	13.05	5	192.84			9.42	1.95	59.91	741.08	519.26
		b	3.639	34.059	10.68	5	176.55			9.42	4.32	51.34	653.58	278.94
3	L	t	10.226	39.456	25.92	10	192.23		↑	6.28	4.08	80.73	982.89	842.13
		b	8.306	40.671	20.42	10	173.32			6.28	9.58	65.24	826.98	385.82
	T	t	4.983	46.440	10.73	5	176.89			9.42	4.27	70.31	894.50	387.17
		b	4.983	47.655	10.46	5	175.04			9.42	4.54	70.47	899.54	360.10
2	L	t	11.882	50.576	23.49	10	183.87	↑		6.28	6.51	93.41	1157.21	793.90
		b	9.798	51.791	18.92	10	168.16			6.28	11.08	77.25	990.24	357.48
	T	t	6.339	61.300	10.34	5	174.21			9.42	4.66	89.68	1146.64	442.42
		b	5.323	62.515	8.52	5	161.70			9.42	6.48	77.25	1011.21	169.59
1	L	t	12.222	60.792	20.10	15	149.19		↑	9.82	24.90	45.68	608.20	7.55
		b	38.859	64.032	60.69	15	206.25			9.82	-15.69	136.71	1539.09	2552.88
	T	t	8.936	77.354	17.09	5	206.25			24.54	-2.09	97.75	1196.99	963.99
		b	15.400	80.594	28.28	5	206.25			24.54	-13.28	159.49	1853.07	2461.16

Poteau de rove B9 solf SPE N min. M^{com}

Vérification du ferrailage trouvé sous SP1

Niveau	sens	section	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	$\bar{\sigma}_b$	soff	A=A' (cm ²)	C (cm)	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$	$\bar{\sigma}_a$
6	L	t	32.68	5.548	58.90	10	206.25	SFC	6.28	-2.89	26.31	277.24	661.50
		b	1.718	6.520	26.35	10	193.70	"	6.28	3.65	13.57	164.75	146.03
	T	t	1.055	5.087	20.74	5	206.25	"	9.42	-5.74	14.48	167.42	230.92
		b	0.602	6.059	9.94	5	171.46	"	9.42	5.06	8.62	110.62	38.45
5	L	t	5.438	10.742	50.62	10	206.25	"	6.28	-20.62	43.81	472.90	1001.46
		b	3.680	11.714	31.42	10	206.25	"	6.28	-1.42	29.34	344.66	418.64
	T	t	2.132	9.170	23.25	5	206.25	"	9.42	-8.25	29.12	331.42	511.35
		b	1.718	10.142	16.94	5	206.25	"	9.42	-1.94	23.77	282.90	306.02
4	L	t	7.130	15.571	45.79	10	206.25	"	6.28	-15.79	57.43	630.33	1218.59
		b	5.866	16.543	35.42	10	206.25	"	6.28	-5.42	46.94	539.28	779.05
	T	t	3.148	12.219	25.76	5	206.25	"	9.42	-10.76	42.78	480.48	809.83
		b	2.608	13.191	19.77	5	206.25	"	9.42	-4.77	35.87	417.48	546.77
3	L	t	8.940	20.23	44.19	10	206.25	"	6.28	-14.19	71.98	794.86	1483.76
		b	7.340	21.203	34.62	10	206.25	"	6.28	-4.62	58.75	677.89	949.53
	T	t	3.728	14.411	25.87	5	206.25	"	9.42	-10.87	50.67	568.73	962.00
		b	3.728	15.383	24.24	5	206.25	"	9.42	-9.24	50.84	575.42	921.59
2	L	t	10.32	24.487	42.15	10	206.25	"	6.28	-12.15	83.05	924.71	1643.78
		b	8.409	25.459	33.03	10	206.25	"	6.28	-3.03	67.18	787.88	1024.45
	T	t	4.858	15.55	31.24	5	206.25	"	9.42	-16.24	65.44	717.74	1393.01
		b	3.989	16.522	24.14	5	206.25	"	9.42	-9.14	54.38	615.87	982.75
1	L	t	10.649	28.977	36.75	15	187.34	"	9.82	825	36.86	453.99	336.84
		b	32.644	31.569	103.31	15	206.25	"	9.82	-58.31	114.32	1184.81	3055.08
	T	t	7.066	15.175	104.16	5	206.25	"	24.54	-89.96	102.37	1094.27	2435.62
		b	12.643	17.767	160.42	5	206.25	"	24.54	-145.42	180.55	1704.36	4526.56

* $\sigma_a = 4526.56 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{\Delta\sigma}{\bar{\sigma}} > 5\%$

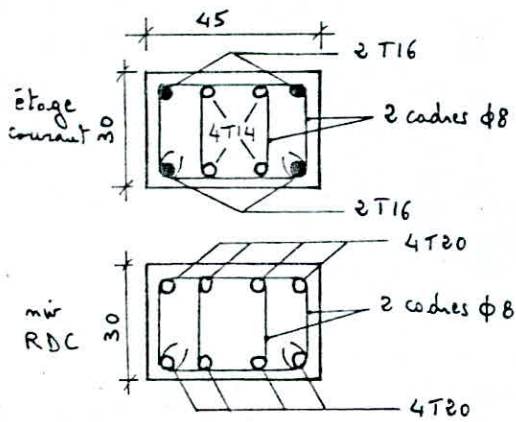
soit la nouvelle section au niveau 1 égale à 5T25 + 2T20 (A = 30,82)
d'où les contraintes

$$\bar{\sigma}'_b = 158,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

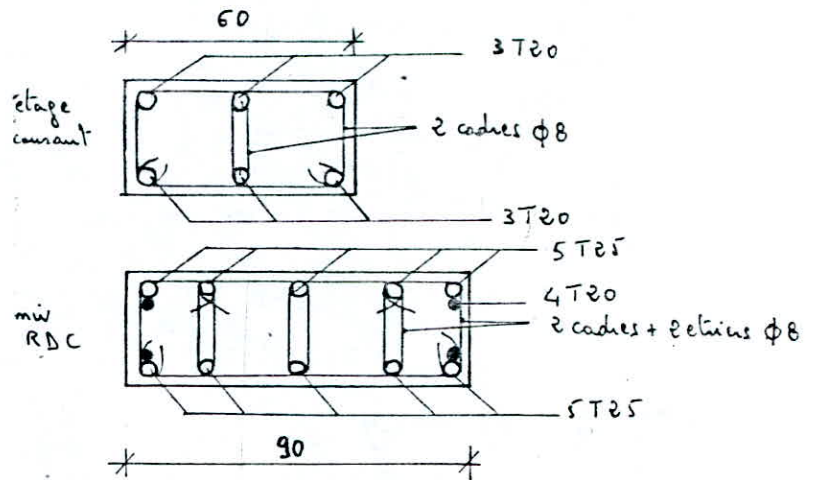
$$\bar{\sigma}'_a = 1714,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 3620,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

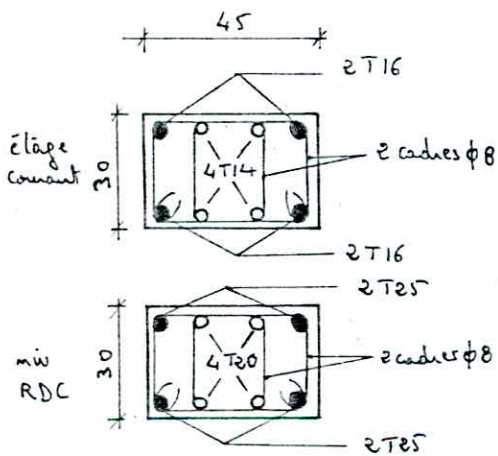
Ferraillage des poteaux



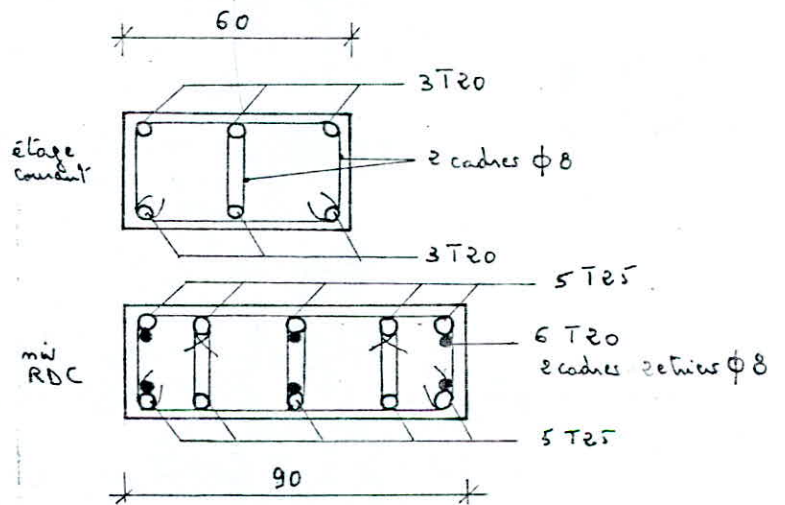
Poteau A9



Poteau B9



Poteau A8



Poteau B8

Le détail de calcul du ferraillage et des vérifications des contraintes pour SP1 et SP2 des poteaux A8 et B8 sera exposé en Annexe

B. Armatures transversales des poteaux

les espacements des armatures transversales des poteaux sont calculés pour T dû au séisme à l'aide de la formule :

$$L = \frac{A_b h_n \bar{\sigma}_{cm}}{1,25 T}$$

h_n étant la hauteur de la section du poteau

on utilise des aciers doux E_{24} $\bar{\sigma}_{cm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

A_b : section d'armatures transversales

$T = 2$ fois l'effort tranchant dû au séisme

$T = 3$ fois l'effort tranchant dû au séisme

$n_i \lambda \geq 15$ } dans notre cas
 $n_i \lambda < 15$ } $T_{real} = 2 T_{cas} \lambda > 15$

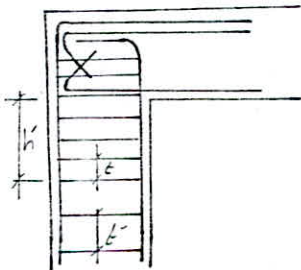
on vérifie la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \leq \bar{\tau}_b = 0,15 \sqrt{f_{28}} \quad z = \frac{7}{8} h$$

l'espacement L entre les courbes successives d'armature doit être tel que

$$L \leq n_i (10 \phi, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale}$$

$$L \leq 12 \phi_p \text{ zone courante}$$



$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_n ; h_n ; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : hauteur libre d'étage

Poteau centrale B8

Niveau	Sens	T (t)	T _{cal} (t)	h _n	A _b (cm ²)	ERPA		L _(cm)	d _(cm)	τ _b	τ̄ _b	L _{adopté}		h _i
						z _{cour}	z _{nod}					z _{cour}	z _{nod}	
6	L	1,27	2,54	60	2,01	24	15	91,16	5	1,76	41,25	24	15	60
	T	0,98	1,96	30	"	"	"	59,07	3	1,38	41,25			
5	L	2,46	4,92	60	2,01	24	15	47,06	5	3,41	41,25	24	15	60
	T	1,93	3,86	30	"	"	"	29,99	3	2,72	41,25			
4	L	3,56	7,12	60	2,01	24	15	32,52	5	4,93	41,25	20	15	60
	T	2,81	5,62	30	"	"	"	20,60	3	3,97	41,25			
3	L	4,48	8,96	60	2,01	24	15	25,84	5	6,21	41,25	16	15	60
	T	3,59	7,18	30	"	"	"	16,12	3	5,07	41,25			
2	L	5,18	10,36	60	2,01	24	15	22,35	5	7,18	41,25	15	15	60
	T	4,24	8,48	30	"	"	"	13,65	3	5,98	41,25			
1	L	7,03	14,06	90	4,02	24	15	49,41	6	6,38	41,25	24	15	90
	T	4,67	9,34	30	"	"	"	24,79	3	4,39	41,25			

L: sens longitudinal
 T: sens transversal

Poteau de rive B9

Niveau	sens	T ^(t)	T _{cal} ^(t)	h _n	A _t (cm ²)	LRPA		E _(cm)	d	τ _b	σ _b	E _{adopté}		h _{g,mod}
						z _{com}	z _{mod}					z _{com}	z _{mod}	
6	L	1,41	2,82	60	2,01	24	15	82,11	5	1,95	41,25	24	15	60
	T	0,67	1,34	30	"	"	"	86,4	3	0,95	"			
5	L	2,74	5,48	60	2,01	24	15	42,25	5	3,80	41,25	24	15	60
	T	1,91	2,62	30	"	"	"	44,19	3	1,85	"			
4	L	3,95	7,9	60	2,01	24	15	29,31	5	5,47	41,25	24	15	60
	T	1,91	3,82	30	"	"	"	30,31	3	2,70	"			
3	L	4,98	9,96	60	2,01	24	15	23,25	5	6,90	41,25	23	15	60
	T	2,44	4,88	30	"	"	"	23,72	3	3,44	"			
2	L	5,77	11,54	60	2,01	24	15	20,07	5	7,99	41,25	20	15	60
	T	2,87	5,74	30	"	"	"	20,17	3	4,05	"			
1	L	8,11	16,22	90	4,02	24	15	42,83	6	7,36	41,25	24	15	90
	T	3,76	7,52	30	"	"	"	30,79	3	3,54	"			

Poteau de rive A8

Niveau	sens	T ^(t)	T _{cal} ^(t)	h _n	A _t (cm ²)	LRPA		E _(cm)	d	τ _b	σ _b	E _{adopté}		h _{g,mod}
						z _{com}	z _{mod}					z _{com}	z _{mod}	
6	L	0,64	1,28	45	2,01	16,8	14	135,68	4	1,19	41,25	16	14	60
	T	0,90	1,80	30	"	"	"	64,32	3	1,69	"			
5	L	1,25	2,5	45	2,01	16,8	14	69,46	4	2,32	41,25	16	14	60
	T	1,78	3,56	30	"	"	"	32,52	3	3,35	"			
4	L	1,8	3,6	45	2,01	16,8	14	48,24	4	3,35	41,25	16	14	60
	T	2,59	5,18	30	"	"	"	22,35	3	4,87	"			
3	L	2,26	4,52	45	2,01	16,8	14	38,42	4	4,20	41,25	16	14	60
	T	3,30	6,6	30	"	"	"	17,54	3	6,21	"			
2	L	2,62	5,24	45	2,01	16,8	14	33,14	4	4,87	41,25	14	14	60
	T	3,89	7,78	30	"	"	"	14,88	3	7,32	"			
1	L	1,43	2,86	45	2,01	24	14	60,72	4	2,66	41,25	19	15	60
	T	2,91	5,82	30	"	"	"	19,89	3	5,47	"			

Poteau d'angle A9

Niveau	sens	T ^(t)	T _{cal} ^(t)	h _n	A _t (cm ²)	LRPA		E _(cm)	d	τ _b	σ _b	E _{adopté}		h _{g,mod}
						z _{com}	z _{mod}					z _{com}	z _{mod}	
6	L	0,71	1,42	45	2,01	16,8	14	122,30	4	1,32	41,25	16	14	60
	T	0,64	1,28	30	"	"	"	90,45	3	1,20	"			
5	L	1,38	2,76	45	2,01	16,8	14	62,92	4	2,56	41,25	16	14	60
	T	1,27	2,54	30	"	"	"	45,58	3	2,39	"			
4	L	2,0	4,0	45	2,01	16,8	14	43,42	4	3,72	41,25	16	14	60
	T	1,84	3,68	30	"	"	"	31,45	3	3,46	"			
3	L	2,52	5,04	45	2,01	16,8	14	34,46	4	4,68	41,25	16	14	60
	T	2,35	4,7	30	"	"	"	24,63	3	4,42	"			
2	L	2,92	5,84	45	2,01	16,8	14	29,74	4	5,43	41,25	16	14	60
	T	2,77	5,54	30	"	"	"	20,90	3	5,21	"			
1	L	1,64	3,28	45	2,01	24	15	52,95	4	3,05	41,25	23	15	60
	T	2,47	4,94	30	"	"	"	23,44	3	4,65	"			

F(ON)DATIONS'

Fondations

A-Etude du sol

Les analyses granulométriques réalisées sur des échantillons prélevés sur le terrain montrent, d'après la classification ASTM que notre sol est constitué essentiellement par du sable fin à moyen peu argileux.

Ce sol n'est pas saturé, son poids spécifique sec varie de $14,7 \text{ kN/m}^3$ à $18,5 \text{ kN/m}^3$; la valeur moyenne est de $16,4 \text{ kN/m}^3$. Ce sol est dense.

Calcul du taux de travail admissible

Pour une semelle filante la capacité portante admissible est donnée par la relation :

$$Q_{adm} = \frac{B \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + c N_c}{F} + \gamma D$$

γ : poids spécifique du sol humide

B : largeur de la semelle.

D : profondeur d'ancrage $D = 1/10$ de la hauteur de la construction = $\frac{2,13}{10} \rightarrow D = 0,213 \text{ m}$

c : cohésion du sol $\bar{c} = 30 \text{ kN/m}^2$

N_γ , N_q , et N_c : coefficients fonction de φ , angle de frottement interne $\varphi = 33,5^\circ$

F : facteur de sécurité pris égal à 3.

$$\varphi = 33,5^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 37,85 \\ N_q = 27,75 \\ N_c = 40,45 \end{cases}$$

Les semelles filantes de 1 m de largeur seront ancrées à $2,50 \text{ m}$ de profondeur dans les sables ayant un poids spécifique humide de $19,7 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{A bras : } Q_{adm} = 10,17 \text{ bars}$$

nous le limiterons à $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}$.

Calcul des tassements

les sols du site sont sableux et non saturés. Dans ce cas les tassements seront peu importants puisque les efforts seront transmis instantanément aux grains et la déformation résultante est quasi immédiate et négligeable.

ependant, ces sols peuvent être saturés par effet de la remontée de la nappe phréatique.

dans cette hypothèse les tassements instantanés se calculent à partir de l'expression suivante (Boussinesq)

$$w_0 = C_f \cdot \frac{q \times B}{E} (1 - \nu^2)$$

où

q : charge répartie $q = 300 \text{ kN/ml}$

$\nu = 0,5$ puisque la déformation se fait à volume constant

E : module de Young $E = 2 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$

$B = 1 \text{ m}$ (largeur de la semelle).

c_f : coefficient sans dimension dépendant de la forme, de la flexibilité de la semelle
 $c_f = 2,5$

d'où $w_0 = 28 \text{ mm} < \bar{w}_{\text{admissible}} = 3 \div 5 \text{ cm}$

le tassement est donc admissible.

Conclusion et recommandations

Il a été constaté par l'ENAGEO de son étude géotechnique portant le numéro GA97 du 2 janvier 1983 que ce sol était bon porteur. Il a été conseillé que l'ouvrage prévu sera fondé sur des semelles isolées ou filantes ancrées à 2,50 m de profondeur et travaillant à 3 bars.

B. Calcul des fondations

Les semelles que nous allons calculer sont des semelles isolées. $\bar{\sigma}_s(\text{SP1}) = 3 \text{ bars}$

Les dimensions de la semelle sont homothétiques à ceux du poteau. $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$

on disposera au dessous de la semelle un béton de propriété de 10 cm d'épaisseur.

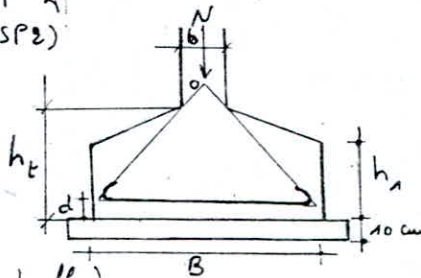
Les semelles seront soumises uniquement à un effort normal, elles ne sont soumises à aucun moment, le RDC étant choisi comme base du séisme.

les moments à la base des poteaux seront repris par les longrines.

les semelles seront ancrées à une profondeur de 2,50 m. elles seront dimensionnées sous SP1 car $1,5 N(\text{SP1}) > N(\text{SP2})$

$$h_1 \neq \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3}$$

$$h_2 (\text{cm}) \geq (6\phi + 6) \text{ cm}$$



Calcul des armatures (Méthode des bielles)

cette méthode de calcul s'applique pour des semelles assez rigides où $h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$. La satisfaction de cette condition nous dispense de la vérification à l'effort tranchant.

l'effort normal provenant du poteau se transmet au sol par l'intermédiaire des bielles obliques partant de 0.

armatures parallèles à A $A_y = \frac{N(A-a)}{8h\sqrt{a}}$

armatures parallèles à B $A_x = \frac{N(B-b)}{8h\sqrt{a}}$

dimensionnement de la semelle

charge sollicitant le terrain $N_{(H)} + (D \cdot B \cdot A) \text{ (t/m}^2) = \bar{\sigma}_s \cdot A \cdot B$.

$$A \cdot B = \frac{N_{(H)}}{10,2 \bar{\sigma}_s - 2D} \quad \text{avec} \quad A = \frac{a}{b} \cdot B$$

Vérification à l'adhérence

Pour éviter de mettre des crochets aux extrémités on doit avoir $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\text{soit } \tau_d = \frac{N}{m \pi \phi} \quad \text{si } \phi \leq \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A \quad \text{crochets non nécessaires}$$

Vérification au poinçonnement (CCBA 68. Art 39.54)

La condition de non poinçonnement pour charges localisées doit être satisfaite pour les sollicitations pondérées du premier genre.

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 Q / P_c h_t \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec}$$

Q : valeur de la charge localisée

h_t : hauteur de la semelle

P_c : périmètre du contour à considérer, situé à $h_t/2$

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

on doit donc vérifier :

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq \frac{1,5 Q}{2 h_t [a + b + 2 h_t]} \quad Q = N$$

exemple semelle 1.

$$\begin{aligned} a &= 30 \text{ cm} \\ b &= 45 \text{ cm} \end{aligned} \Rightarrow A = \frac{2}{3} B$$

$N = 64,34 \text{ (t)} + \text{ poids poteau coult du vide sanitaire}$

$$N = 64,34 + 0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 2 = 65,015 \text{ t}$$

$$A B = \frac{2}{3} B^2 = \frac{65,015}{10,2 \cdot 3 - 2 \times 2,5} = 2,49 \text{ m}^2 \Rightarrow B = 1,92 \text{ m}$$

on opte pour $B = 195 \text{ cm}$

$$A = 130 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{195 - 45}{4} = 37,5$$
$$h \geq \frac{130 - 30}{4} = 25$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad h_t = 45 \text{ cm} \quad h_s = 20 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement

$$1,2 \bar{\sigma}_b = 1,2 \cdot 5,9 = 7,08$$

$$\frac{1,5 Q}{P_c h_t} = \frac{1,5 \cdot 1,02 \cdot 65,015}{2 \cdot 45 (45 + 30 + 2 \cdot 45)} = 6,70$$

on a majoré Q de 20% pour tenir compte du poids des terres

le poinçonnement est vérifié

renforcement

armature // B

$$A_x = \frac{66,315 (195 - 45) 10^3}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 11,10 \text{ cm}^2$$

on choisira 8 T14 ($A = 12,32 \text{ cm}^2$)
 $e = 17 \text{ cm}$

armature // A

$$A_y = \frac{66,315 (130 - 30) 10^3}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 7,40 \text{ cm}^2$$

on choisira 10 T10 ($A = 7,85 \text{ cm}^2$)
 $e = 21 \text{ cm}$

Verification à l'adhérence

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi^2 \bar{\sigma}_b \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

sens A : $\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,59}{2800} \cdot 130 = 0,77$

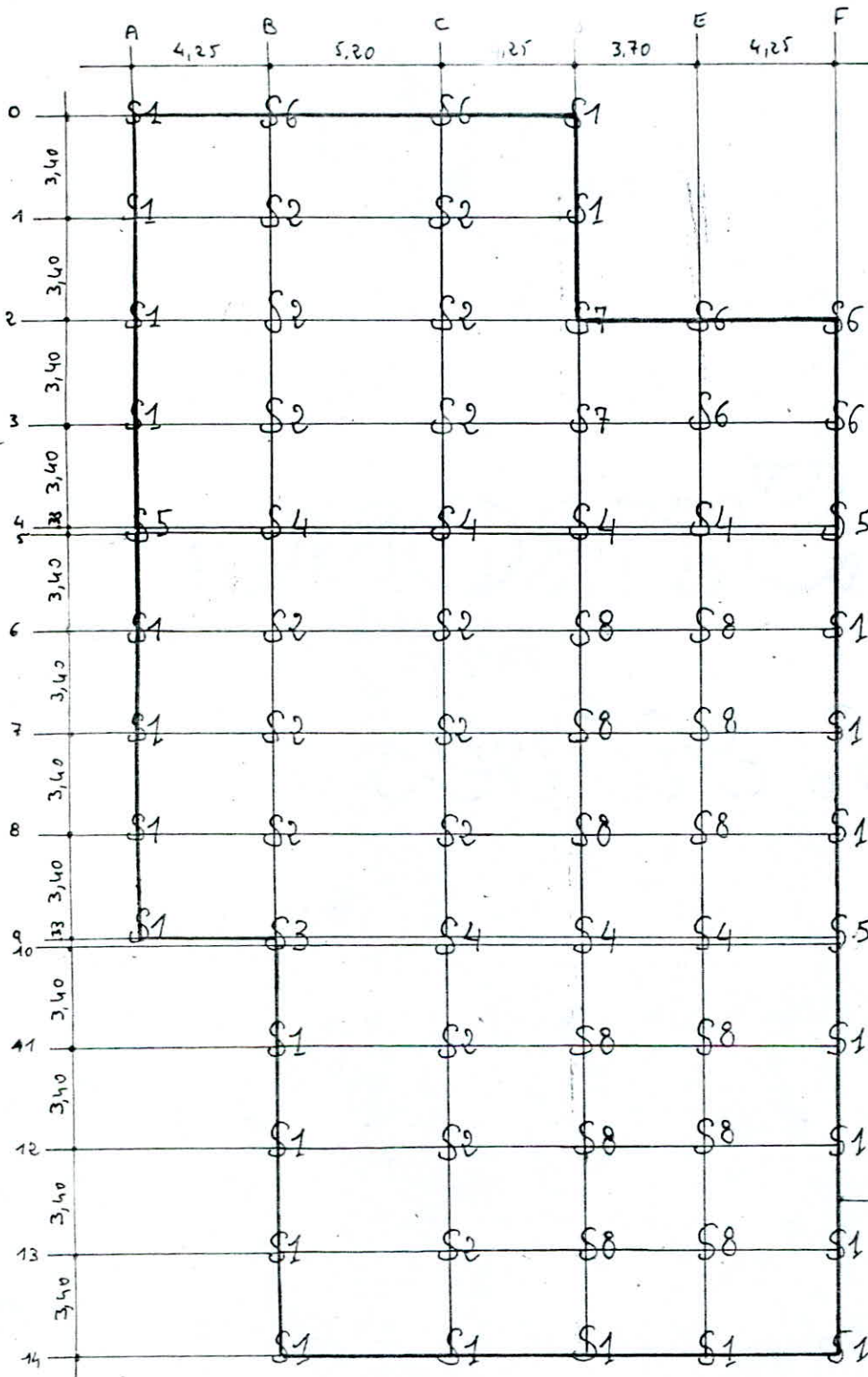
ou $\phi = 1,0 \text{ cm}$

condition non vérifiée . on doit prévoir des crochets inclinés à 45°

sens B : $\phi = 1,4 \text{ cm} \leq \frac{16,59}{2800} \cdot 195 = 1,16$. condition non vérifiée . crochets nécessaires .

Les calculs des dimensions et ferrailage des autres poutres sont regroupés dans le tableau suivant

semelle	N (k)	a (cm)	b (cm)	A ₁₁ (cm)	B ₁₁ (cm)	h _f (cm)	h ₂ (cm)	A _x ^{#B} (cm ²)	A _y ^{#A} (cm ²)	A _x ^{adoptée}	A _y ^{adoptée}	espacement	
								e _x	e _y				
S1	64,34	30	45	130	195	45	20	11,10	7,60	8T14	10T10	17	21
S2	104,39	30	90	120	350	70	25	19,26	6,67	10T16	11T10/30	12	30
S3	60,677	63	90	165	230	40	20	14,11	10,28	10T14	10T12	17	24
S4	57,5	63	90	180	255	55	20	18,26	12,95	10T16	12T12	19	22
S5	36,299	63	45	200	140	45	20	7,85	11,32	11T10	8T14	29	19
S6	32,295	30	45	90	135	30	20	5,29	3,52	5T12	1T10 e=30cm	20	30
S7	76,536	30	50	135	220	50	20	13,17	4,26	8T14	7T10	16	30
S8	64,638	30	90	90	270	50	20	11,77	3,92	8T14	1T10 e=30	18	30



- S1 sous poteau 30x45
- S2 sous poteau 30x90
- S3 sous double poteau 30x90 + joint 3cm
- S4 sous double poteau 30x90 + joint 3cm
- S5 sous double poteau 30x45 + joint 3cm
- S6 sous poteau 30x50
- S7 sous poteau 30x50
- S8 sous poteau 30x90

voile peripherique

Plan fondations

Voile peripherique

Les poteaux courts du vide sanitaire doivent comporter un voile peripherique qui ceinture tout le bâtiment et forme une cage rigide. Il doit être continu entre le niveau de base et le début de la fondation.

La hauteur du voile doit être supérieure ou égale à : $\text{Max}(\frac{H}{10}; 0,80 \text{ m})$. H étant la hauteur totale du bâtiment. L'épaisseur de ce voile doit être au moins égale à 15 cm.

Le calcul des armatures se fera suivant la méthode exposée dans le DTU N° 23.1 art 333 que l'on complétera avec le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue et qui est de 0,5%. (RPA 01)

exposée de la méthode

Le pourcentage minimal $\bar{\omega}_v$ d'une bande verticale donnée rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs

$$\bar{\omega}_v = \frac{A'_m}{a \cdot d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ \frac{2,10}{\sigma_{bc}} \theta_1 \theta_2 \cdot \left(3 \frac{\sigma'_m}{\sigma_{bc}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

avec A'_m : la section des armatures dans la section horizontale vérifiée

a : épaisseur du voile

d : largeur de la bande considérée

σ'_m : contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée (art 322)

σ'_{bc} : contrainte admissible pour la section horizontale vérifiée (art 331 et 3.32)

θ_1 : coefficient égal à $\begin{cases} 1 & \text{voile intermédiaire} \\ 1,4 & \text{voile de rive} \end{cases}$

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} \quad \text{hauteur du voile} = 2,05 \text{ m} \quad a = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_p \cdot \sqrt{12}}{a} = \frac{0,7 \cdot 205 \sqrt{12}}{15} = 33,14 \Rightarrow \theta_2 = 2,66$$

$$\bar{\sigma}'_{bc} = \beta'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \beta'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \alpha \gamma \delta \\ 0,5 \alpha \beta \gamma \delta \end{array} \right.$$

$\delta = 1$ car vérifications de contrainte admissible sont effectuées pour les actions de combinaisons d'actions constantes

$$\alpha = \frac{a - 10 \text{ e}/3}{a} \quad \text{avec } e = \sup(1 \text{ cm}, l_p/300) = 1 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{15 - 10/3}{15} = 0,78 \quad ; \quad \beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} = 0,82$$

$$\gamma = \begin{cases} 1 \\ 0,83 \end{cases} \quad \text{suivant la qualité du béton et l'exécution}$$

$$\gamma = 0,83$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \times 0,78 \times 0,83 \times 1 \times 270 = 78,66 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,5 \times 0,78 \times 0,82 \times 0,83 \times 1 \times 270 = 71,67 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 71,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\omega}_r = \frac{2,1}{4120} \times 1,4 \times 2,66 \left(3 \frac{71,67}{71,67} - 1 \right) = 0,0038 > 0,001.$$

on optera donc pour le pourcentage minimal d'armatures verticales donné par le RPA81 soit 0,5% (ferailage dans une bande de 1ml pour reprendre la traction)

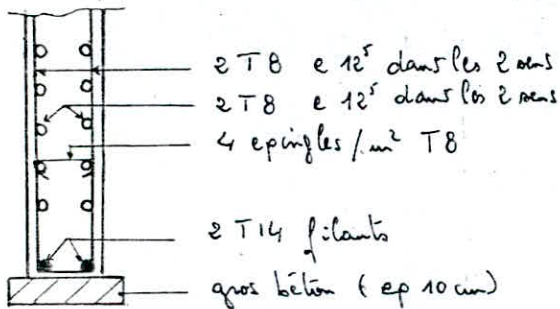
la section d'armature par face pour une bande de 1ml sera donc :

$$A = \frac{0,5}{2} \times 15 \times \frac{100}{100} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 8 \phi 8 / \text{ml} \quad e = 12,5 \text{ cm} \\ (4,02 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Les angles du voile doivent être renforcés par des armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 20\%$ de la section transversale totale du béton avec recouvrement $\geq 50 \phi$.

$$\text{armatures longitudinales filantes inférieures} = \frac{1}{2} \times \frac{0,2}{100} \times 15 \times 205 = 3,075 \text{ cm}^2$$

on choisira 2 T14 filants (A = 3,08 cm²)



longrines

Les semelles isolées doivent être chaînées par des longrines suffisamment rigides, et permettent de reprendre les moments dus au séisme à la base des poteaux (l'encastrement a été supposé au niveau du sol)

Armatures longitudinales

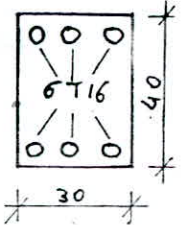
vu les valeurs des moments maximum pour chaque portique (à la base des poteaux) nous avons fait le choix pour trois types de longrines.

1. Portique transversal de rive A : longrine 30x40. $M^{max} = 6,156 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 6,156 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0535 \rightarrow E = 0,9035$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{6,156 \cdot 10^5}{4200 \cdot 37 \cdot 0,9035} = 4,38 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T16 (} A = 6,03 \text{ cm}^2 \text{)}$$

la longrine sera ferrée symétriquement

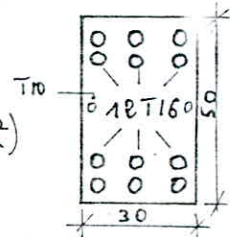


2. Portique transversal intermédiaire B : longrine 30x50. $M^{max} = 17,136 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 17,136 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0964 \quad E = 0,8760$$

$$A = \frac{17,136 \cdot 10^5}{4200 \cdot 46 \cdot 0,876} = 10,125 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T16 (} A = 12,10 \text{ cm}^2 \text{)}$$

on prévoit une nappe d'armature de peau T10

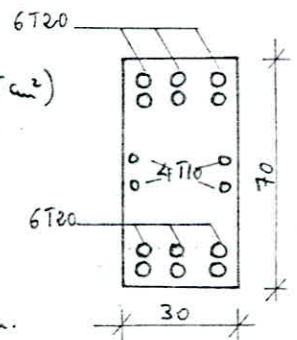


3. Portiques longitudinaux : longrines 30x70. $M^{max} = 39,189 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 39,189 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 64^2} = 0,1139 \quad E = 0,8674$$

$$A = \frac{39,189 \cdot 10^5}{4200 \cdot 64 \cdot 0,8674} = 16,81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T20 (} A = 18,85 \text{ cm}^2 \text{)}$$

on prévoit 2 nappes d'armatures de peau T10.



on mettra des cadres dont l'épaulement ne doit pas dépasser 20 cm.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_a}{\sigma_{cr}}$$

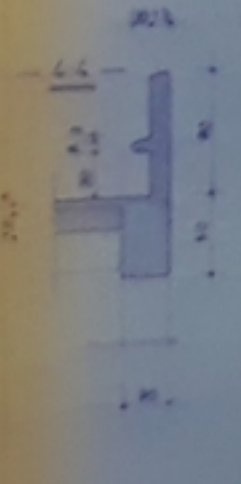
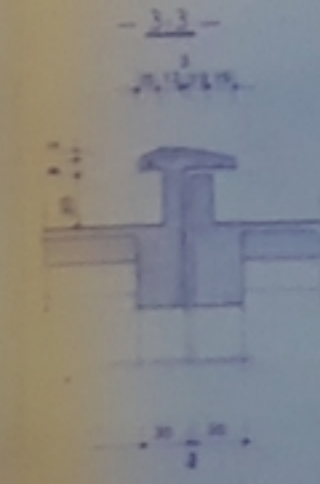
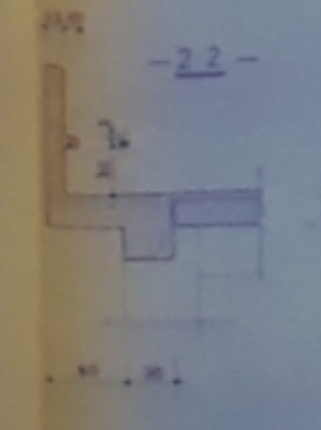
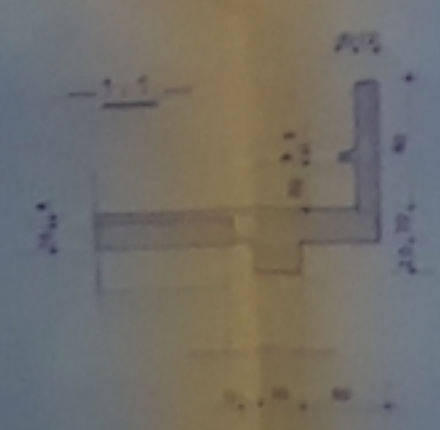
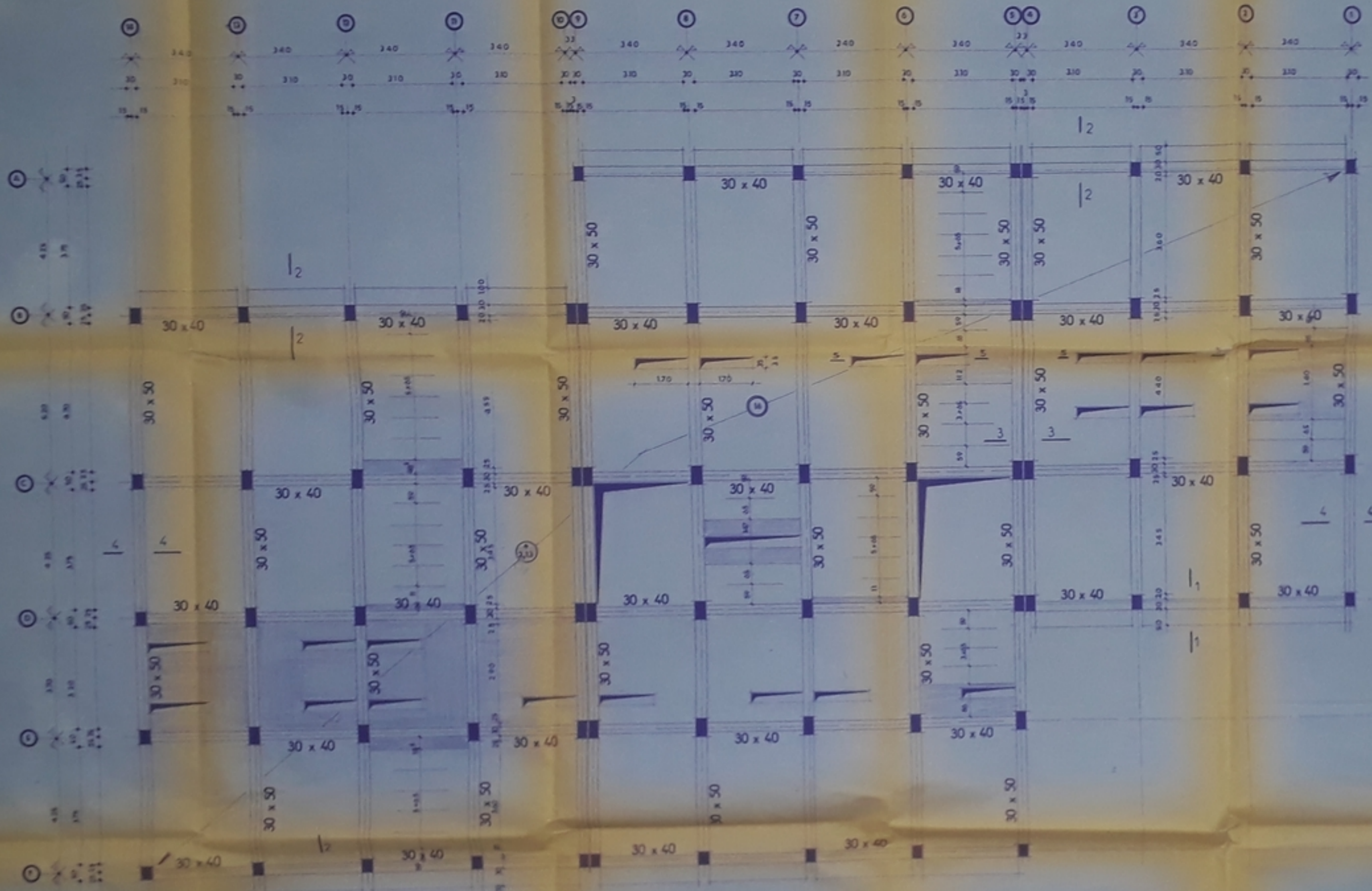
longrine 30x40 $A = 6,03 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,08$ vérifiée

longrine 30x50 $A = 12,10 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 30 \cdot 46 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,33$ vérifiée

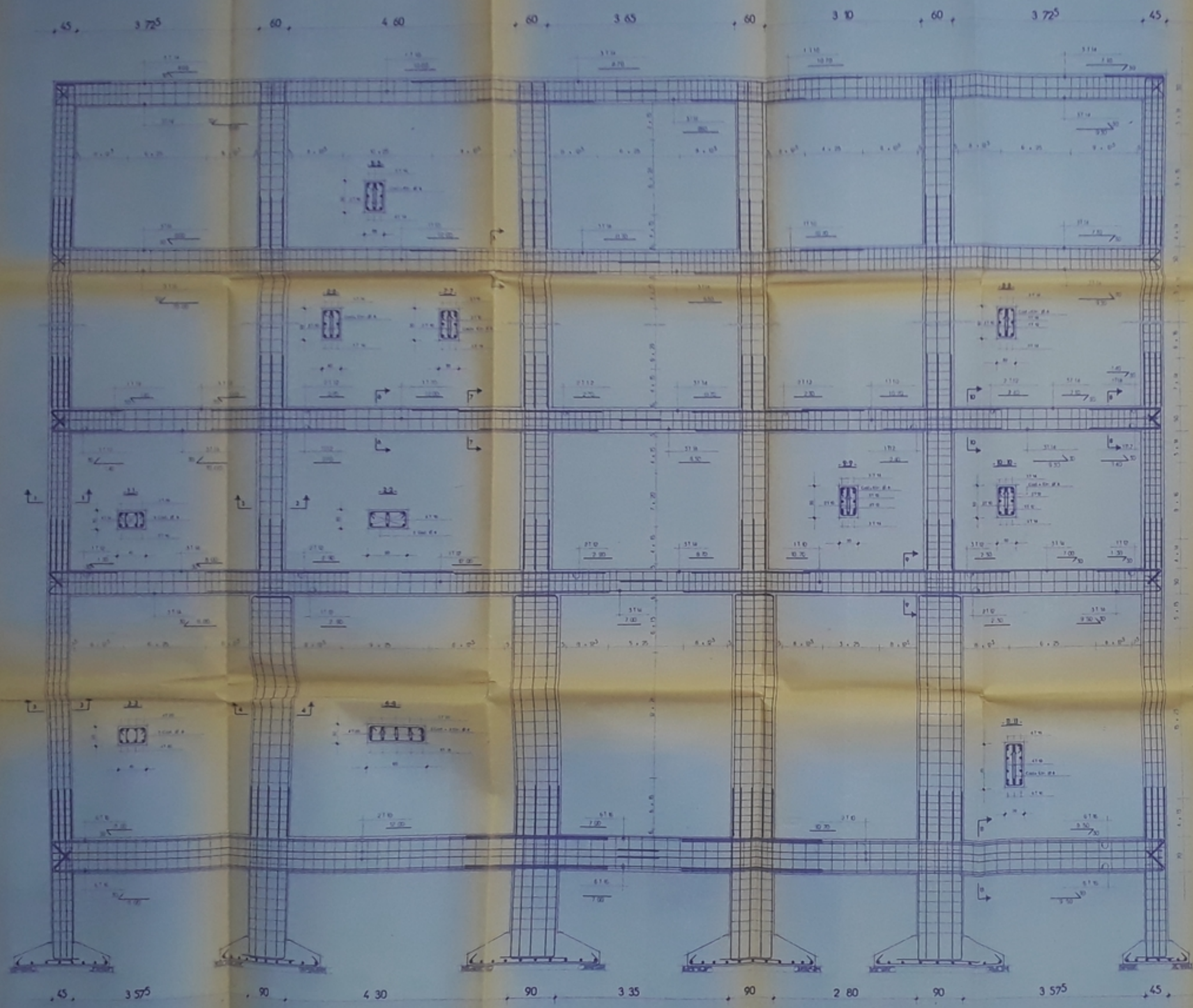
longrine 30x70 $A = 18,85 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 30 \cdot 64 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,86$ vérifiée

BIBLIOGRAPHIE

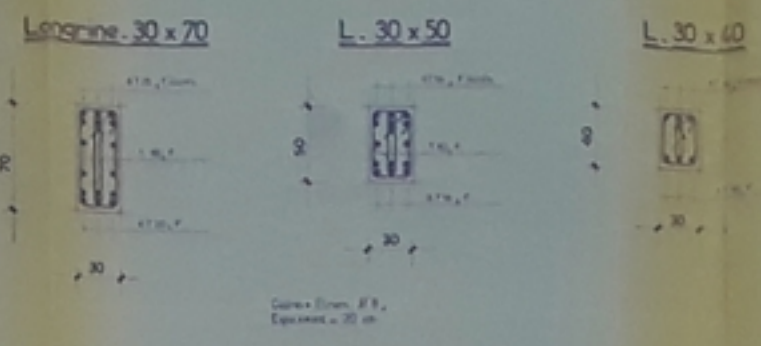
- Règles CCBA 68
- Règlement parasismiques algérien RPA 81
- Calcul et vérifications des ouvrages en B.A (P. Charon)
- Bulletin du C.T.C N° 5 (Année 1980)
- Aide mémoire en B.A ... V. Davidovici
- Cours béton III ... Belazoughi
- Cours sismologie ... M^r Crainic
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en B.A ... A. Fuentes
- D.T.U N° 23.1.
- Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur. Tome 1. O.P.U



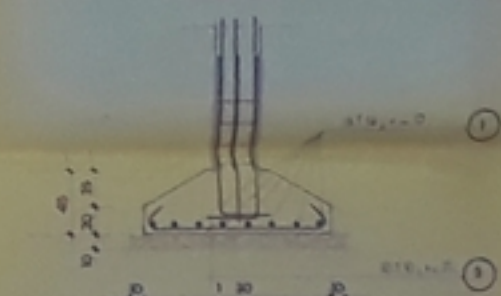
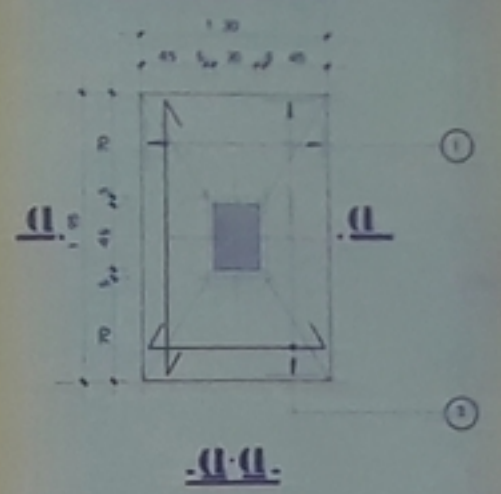
UNIVERSITÉ ALGERIENNE D'ÉTAT
 FACULTÉ DE GÉNIE CIVIL
 THÈSE DE FIN D'ÉTUDES
 «HOTEL 20/25»
 CONTRAT PLANCHER
 ALGER, 2015



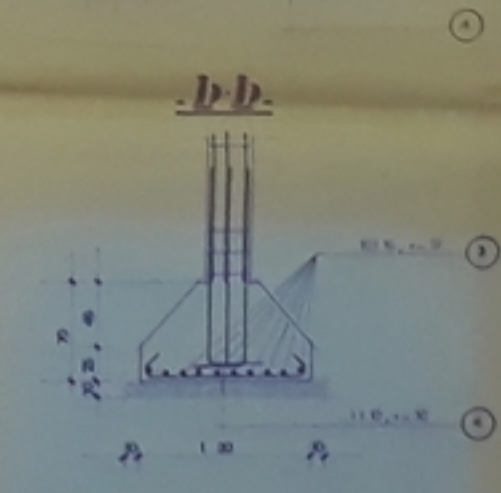
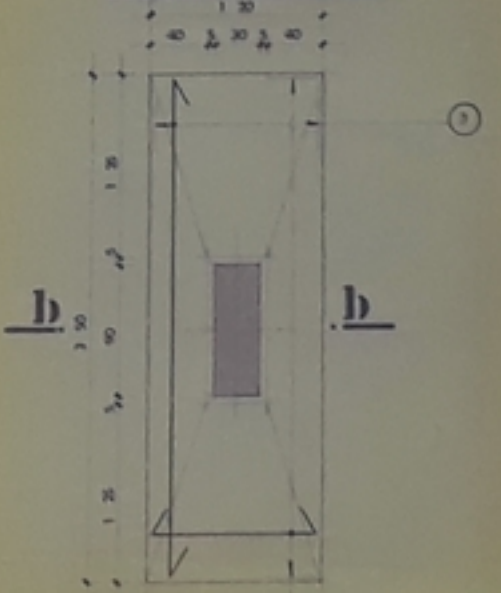
الجمهورية العربية السورية
 - وزارة التعليم العالي والبحث العلمي -
 كلية Nationale Polytechnique Hama
 Département Génie Civil
 « THESE DE FIN D'ETUDES »
 « HOTEL 250 LITS »
 FERRAILLAGE DU PORTIQUE
 LONGITUDINAL



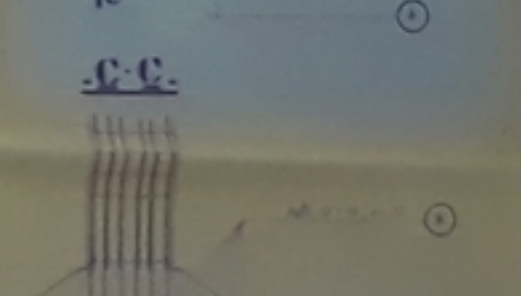
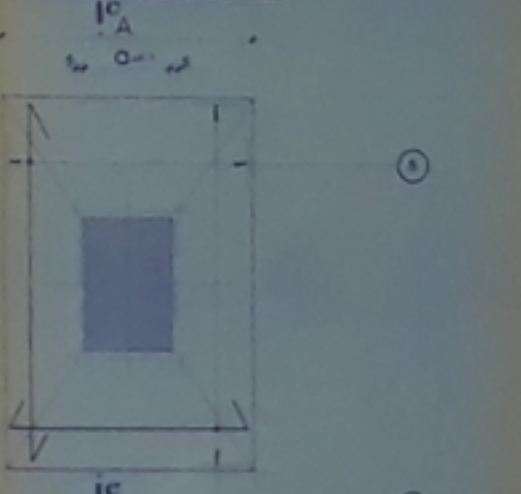
Scelle 1



Scelle 2



Scelle 4



Coffrage et ferrillage

S	h	HT	A	B	Long	Largeur	HT	Long	Largeur
1	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
2	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
3	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
5	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
6	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
7	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
8	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
9	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
10	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
11	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
12	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
13	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
14	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
15	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
16	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
17	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
18	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
19	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
20	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
21	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
22	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
23	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
24	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
25	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
26	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
27	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
28	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
29	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
30	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
31	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
32	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
33	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
34	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
35	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
36	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
37	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
38	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
39	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
40	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
41	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
42	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
43	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
44	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
45	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
46	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
47	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
48	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
49	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
50	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

