

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

45/87  
Ley

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

ETUDE D'UN BATIMENT R+6

A USAGE D'HABITATION

EN VOILES PORTEURS

Proposé Par : Bereg

Etudié par :

S. Bensalah

F. Koubi

9 PLANCHES<sup>me</sup> Dirige par : M<sup>me</sup> CHIKH

PROMOTION : Juin 87

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

فَالصَّلَاةُ  
وَالزَّكَاةُ  
وَالْحَجُّ  
وَالصَّوْمُ  
وَالْعَمَلُ  
بِالنَّيِّبِ

صِدْقُ اللَّهِ الْعَظِيمِ



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT R + 6  
À USAGE D'HABITATION  
EN VOILES PORTEURS

Proposé Par : BE REG

Etudié par :

Dirigé par : M<sup>me</sup> CHIKH

SOUMIA BENSALAH

FARIDA KOUBI

PROMOTION : JUIN 87

# DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie cette thèse à :

- ma très chère mère
- mes frères et sœurs
- mes nièces ASMA, NADJOUO, FARAH, NADIA  
YASMINE et mes neveux AMINE et NADJIB
- tous (tes) mes amis (es) en particulier AKILA,  
KARIMA et FATIHA.

Soumia

Il m'est agréable de pouvoir dédier ce travail à :

- mon père
- ma mère  
en témoignage de mon infinie tendresse et ma  
profonde affection.
- ma tante Houria et toute sa famille.
- mes frères et sœurs en particulier à Zouzon et Boualem.
- tous mes amis (es) avec une mention spéciale à celle  
qui ont tout partagé avec moi : Fatma - Zohra - Nacira et  
Nadya.
- Saïd.
- Tous les professeurs et les instituteurs qui ont collaboré  
à ma formation.

Farida

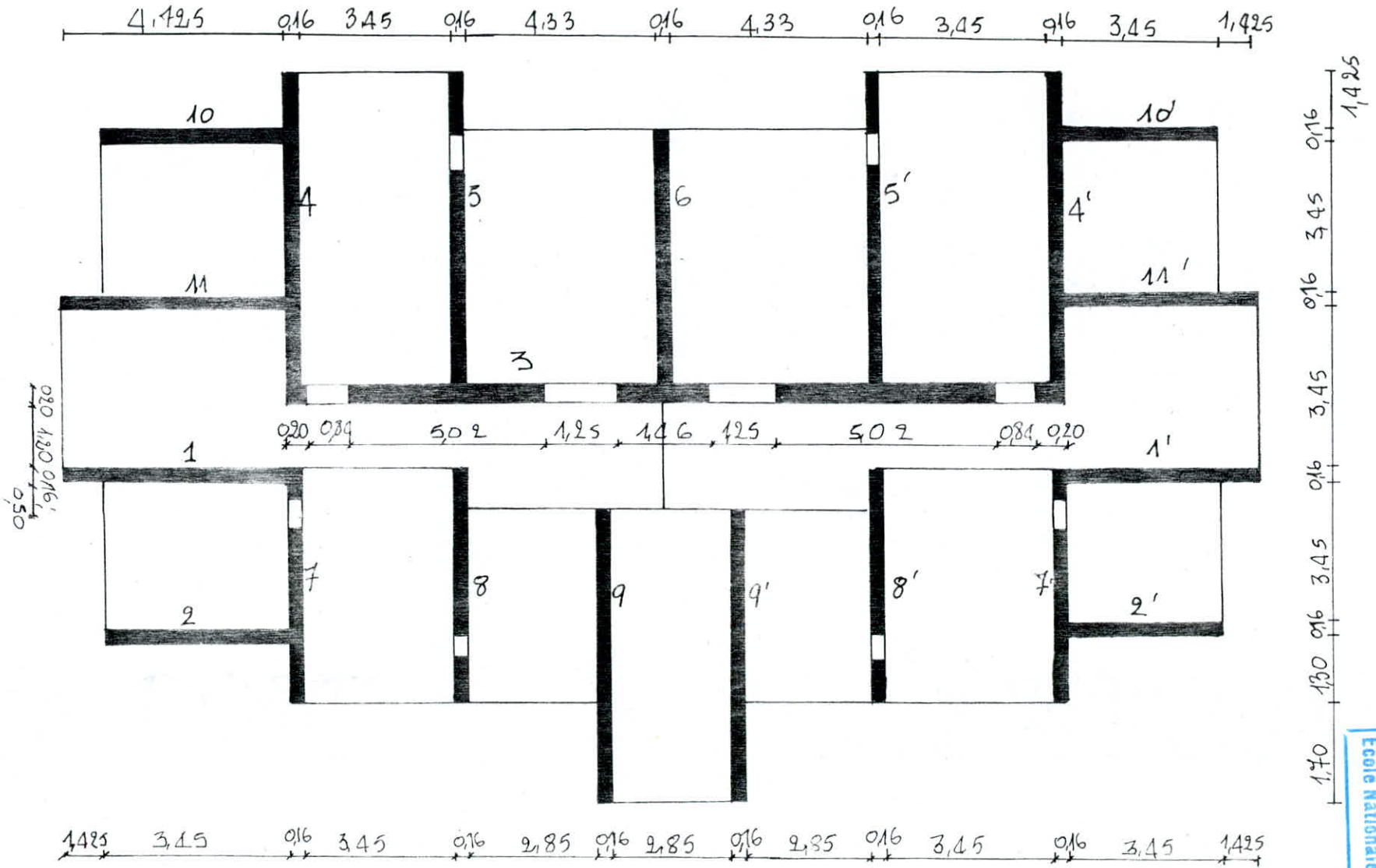
# REMERCIEMENTS

Nous tenons à présenter nos vifs  
remerciements :

à Notre promotrice M<sup>me</sup> CHIKH, enseignante  
à l'ENPA pour son aide innestimable,  
à M<sup>rs</sup> BENSLIMANE et DEHRI, enseignants  
à l'ENP, pour leurs précieux conseils  
à tous les enseignants qui ont contribué à notre  
formation,  
à M<sup>lle</sup> OUAZIA SABINA  
aux ingénieurs du département: "béton armé"  
du IBEREG  
à tous ceux qui ont participé de près ou  
de loin à l'élaboration de ce travail,  
aux membres du jury qui nous feront  
l'honneur d'examiner notre travail.

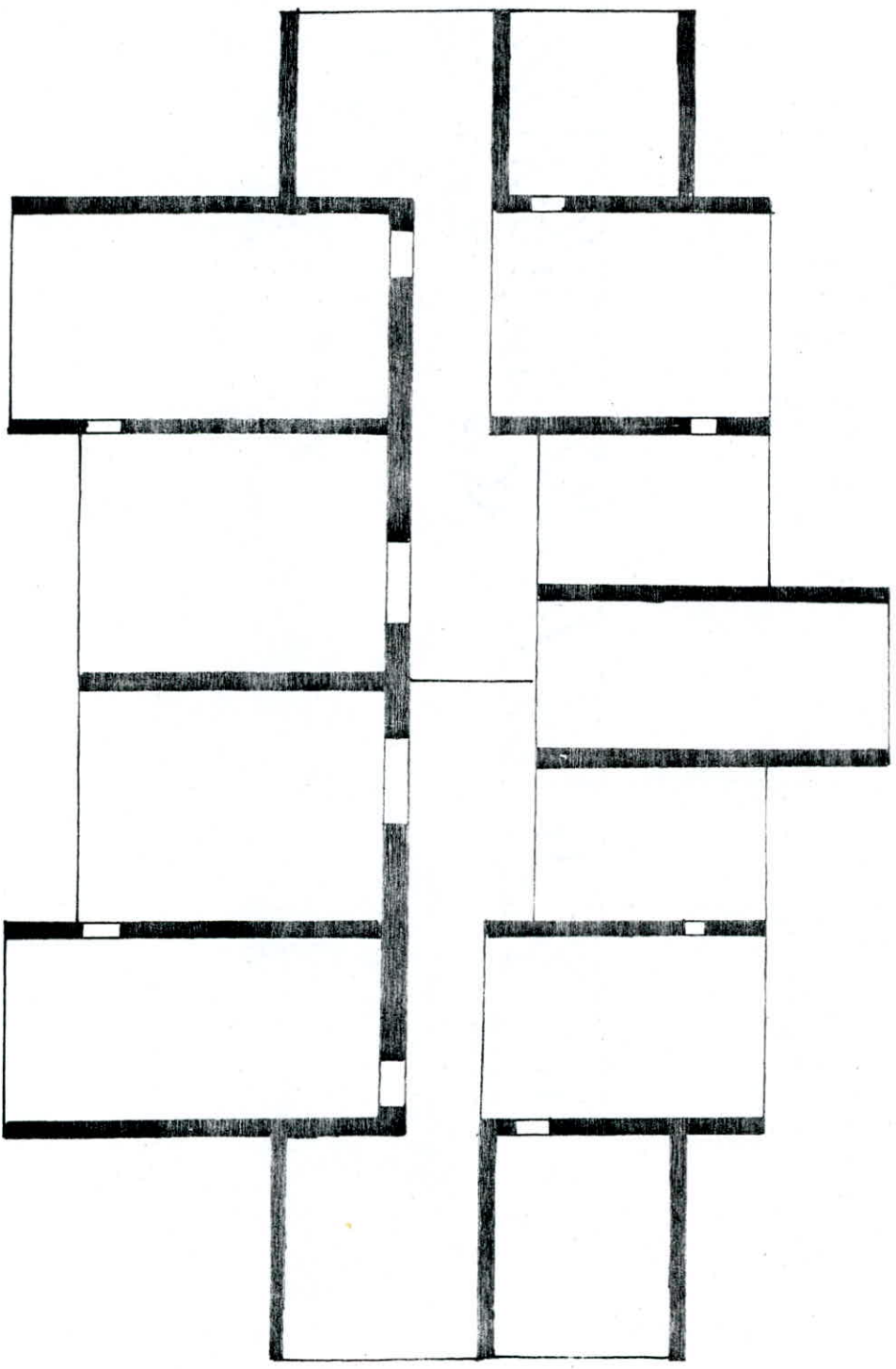
# SOMMAIRE,

CHAPITRE I : Introduction . . . . .	
Présentation de l'ouvrage . . . . .	1
matériaux utilisés . . . . .	2
descente de charge . . . . .	8
CHAPITRE II : étude dynamique . . . . .	11
CHAPITRE III : étude sismique . . . . .	23
CHAPITRE IV : étude au vent . . . . .	27
CHAPITRE V : caractéristiques géométriques . . . . .	33
CHAPITRE VI : distribution des efforts . . . . .	52
d'ensemble sur les refends . . . . .	
CHAPITRE VII : étude des voiles . . . . .	59
combinaisons . . . . .	
CHAPITRE VIII : calcul des déformations . . . . .	72
CHAPITRE IX : ferrailage des voiles . . . . .	78
CHAPITRE X : étude des éléments . . . . .	103
CHAPITRE XI : étude des fondations . . . . .	121

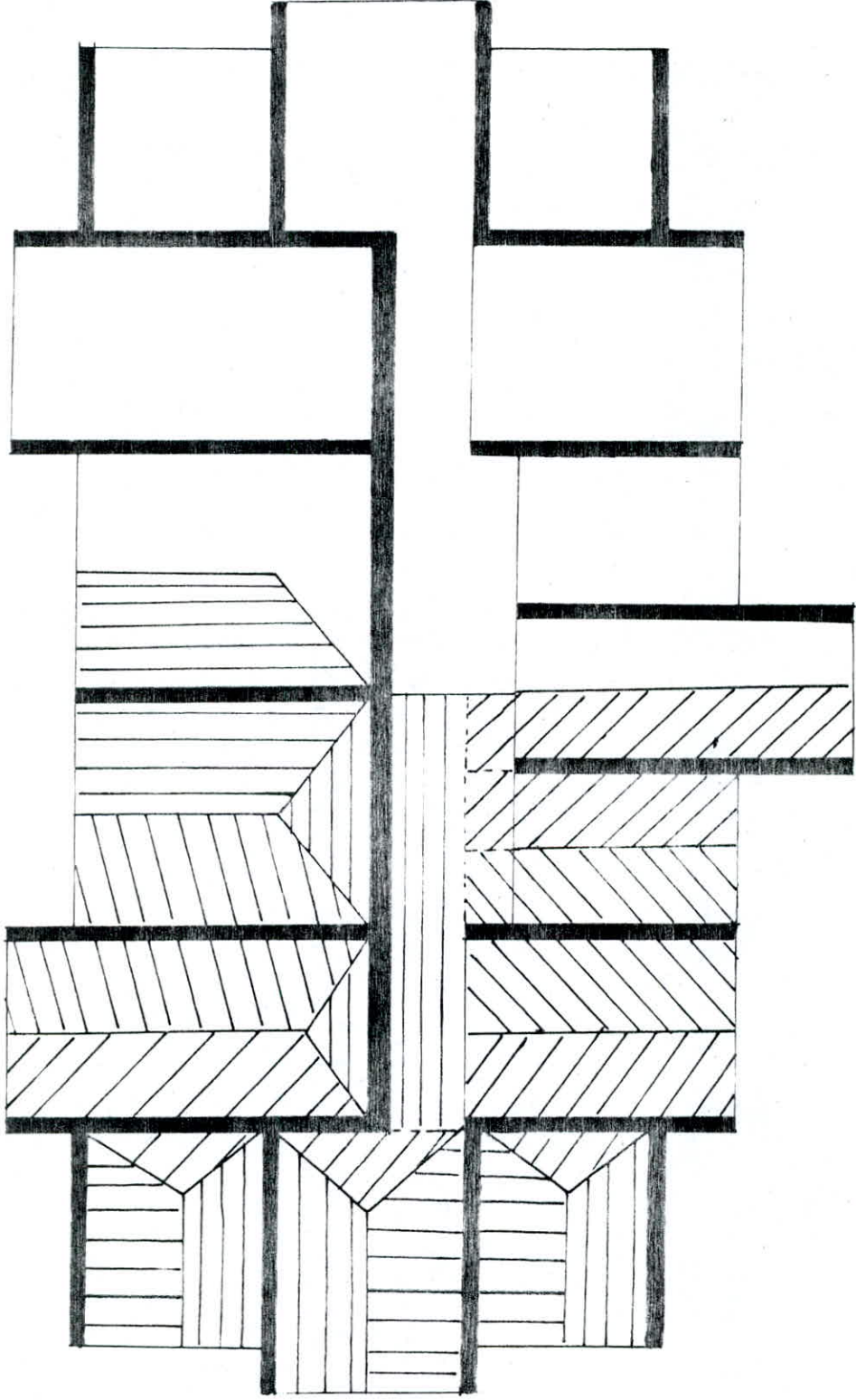


identification des voiles  
 vue en plan du rdc 12<sup>eme</sup>





vue en plan du 3<sup>ème</sup> 4<sup>ème</sup> =



identification des planchers

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION PRESENTATION DE L'OUVRAGE DESCENTE DE CHARGE

## Presentation de l'ouvrage

Le présent ouvrage consiste en l'étude d'un bâtiment R + 6 à usage d'habitation dont la structure est en voiles porteurs. Ce bâtiment sera implanté dans la région d'Alger (Bougareah) qui est une zone de moyenne densité (Zone II).

Il est composé de six planchers couverts et d'un plancher terrasse non accessible.

Les planchers d'étage sont constitués d'une dalle pleine d'épaisseur égale à 16 cm.

Le plancher RDC sera constitué de prédalles préfabriquées en raison de la difficulté de l'utilisation du coffrage tunnel.

La hauteur de plancher à plancher est de 3.02 m.

La hauteur du bâtiment au dessus du sol est de 22,29 m (acrotère comprise).

Le bâtiment s'inscrit dans un rectangle de  $(25,80 \times 15,07) \text{ m}^2$ .

Le contreventement est assuré par des voiles transversaux et longitudinaux d'épaisseurs 16 et 20 cm. Les murs de remplissage sont en maçonnerie.

## Escaliers

La cage d'escalier est réalisée par des volées de 16 cm d'épaisseur. L'escalier sera constitué par 2 volées adjacentes.

préfabriquées appuyés sur les poutres qui seront coulés sur place.

## Coffrage

Le coffrage utilisé pour la réalisation de notre bâtiment est le coffrage tunnel permettant de couler simultanément le voile et le plancher supérieur d'une même cellule au moyen de moules métalliques réglables.

La structure présente des décrochements en élévation et en plan mais ne dépassant pas la limite préconisée par le "RPA81" art 2311.

## Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CCBA 68) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

Le bâtiment est à usage d'habitation, le béton sera dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  et le ciment utilisé est le CPA 325 avec un contrôle allégué.

La composition d' $1 \text{ m}^3$  de béton est :

800 litres de gravillons  $D_9 < 25 \text{ mm}$

400 litres de sable  $D_3 < 5 \text{ mm}$

350 kg de ciment CPA 325

175 litres d'eau

Les contraintes admises pour les sollicitations du I<sup>er</sup> genre

sont définies aux articles 9 à 12 des règles CCBAGB

La résistance nominale à 28 jours est :

- à la compression  $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2 = 270 \text{ bars}$

- à la traction  $\sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 235 \text{ kg/cm}^2$

a. Contrainte de compression admissible (Art 9.4 CCBAGB)

$$\sigma'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$$

$\alpha$  : est fonction de la classe du ciment

$\alpha = 1$  pour le ciment CPA 325

$\beta$  : est fonction de l'efficacité du contrôle

$\beta = \frac{5}{6}$  pour un contrôle atténué

$\gamma$  : dépend des épaisseurs des éléments  $h_m$  et des dimensions

des granulats  $C_g$  :  $C_g = 5/15 \rightarrow \gamma = 1$

$\delta$  : fonction de la nature de la sollicitation

- En compression simple :  $\delta = 0,3$

- En flexion simple et flexion composée  $\delta = 0,6$

- En flexion composée avec un effort de compression

$\delta = 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$  avec un maximum de 0,6

$\varepsilon$  : dépend de la forme de la section et de la position

de l'axe neutre.

En compression simple  $\varepsilon = 1$  quelque soit la forme de la section

- En flexion composée avec traction ou flexion simple

pour la section rectangulaire  $\varepsilon = 1$

Calcul des contraintes admissibles

- En compression simple

$$\sigma'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

- En flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137,5 = \text{ sous SP2}$$

- Traction (CCBA68 art 9.5)

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

$$\alpha \beta \gamma \text{ déjà définis ; } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270}$$

$$\theta = 0,0258 \quad \bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,0258 \cdot 270$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma} = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

D. L'acier

Les aciers utilisés pour constituer les armatures du béton sont de 3 types :

- Aciers à haute adhérence (HA)

Ils sont de nuance FeE 40 dont la limite d'élasticité nominale est :

$$\text{- pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- pour } \phi > 20 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

### Calcul des contraintes:

$$\text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 2800 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP2} \end{cases}$$

$$\text{pour } \phi > 20 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{3}{2} \sigma_{en} = 2667,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 2667,7 = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP2} \end{cases}$$

### Treillis soudé:

$$\text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pour } \phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

### Calcul des contraintes

$$\text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 5300 = 3533 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 3533 = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP2} \end{cases}$$

$$\text{pour } \phi > 6 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP2} \end{cases}$$

### C- Contraintes de traction imposées par la condition de non fissuration. (CCBA 68 art 49)

$$\sigma_1 = k \eta \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} \quad \sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$\sigma_1$  = contrainte de fissuration systématique (bars)

$\sigma_2$  = contrainte de fissuration accidentelle

$k$  : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\phi$  : diamètre en mm de la plus grande barre.



## Predimensionnement

Les travées entre voiles sont : 4,5 ; 3,6 ; 3,53 mètres

Pour les planchers la dalle est appuyée sur plusieurs appuis

$$e = \frac{1}{35} \cdot l \quad (\text{Aide mémoire DUNOD "Gros Oeuvre" 77})$$

$$l = 4,50 \text{ m} \longrightarrow e = \frac{1}{35} \cdot 450 = 12,86 \text{ cm}$$

On prend  $e = 16 \text{ cm}$

Pour les voiles les conditions imposées par RPA 81 doivent être satisfaites :

- $e \geq 15 \text{ cm}$  en zone II
- $e \geq \max \left( \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{15}; \frac{h_e}{22} \right) = \frac{309}{20} = 15,45 \text{ cm}$

On prend  $e = 16 \text{ cm}$

Remarque : Le sens longitudinal du bâtiment étant mal orienté, on choisira comme épaisseur du grand voile longitudinal  $e = 20 \text{ cm}$ .

## Evaluation des charges

La descente de charges se fait comme suit : chaque voile est supposé porter son poids propre et la part des charges et des surcharges que lui transmettent les planchers. celle-ci est obtenue par les lignes de rupture du béton à  $45^\circ$ .

### Plancher terrasse

Poids propre :

- Couche de gravillons (4 cm) . . . . .  $0,04 \times 1,8 = 0,072 t/m^2$
  - Étanchéité multicouche (un enduit de plâtrerie et l'étanchéité proprement dite) . . . . .  $0,05 t/m^2$
  - Isolation thermique liège (4 cm) . . . . .  $0,016 t/m^2$
  - Forme de pente (5 cm) . . . . .  $0,05 \times 2,00 = 0,1 t/m^2$
  - Dalle en béton armé (16 cm) . . . . .  $0,16 \times 2,5 = 0,4 t/m^2$
  - Enduit de plâtre (1,5 cm) . . . . .  $\frac{0,015 \times 1,4 = 0,021 t/m^2}{G = 0,659 t/m^2}$
- Surcharge

Terrasse inaccessible  $P = 0,1 t/m^2$

$$q = G + 1,2P = 0,659 + 1,2 \cdot 0,1$$

$$q_t = 0,779 t/m^2$$

Plancher courant :

Poids propre

- Carrelage (2 cm) . . . . .  $0,02 \times 2,2 = 0,044 t/m^2$
- Mortier de pose (2 cm) . . . . .  $0,02 \times 2,0 = 0,04 t/m^2$
- Sable (3 cm) . . . . .  $0,03 \times 1,7 = 0,051 t/m^2$
- Dalle en béton armé (16 cm) . . . . .  $0,16 \times 2,5 = 0,40 t/m^2$
- Enduit de plâtre (1,5 cm) . . . . .  $\frac{0,025 \times 1,4 = 0,035 t/m^2}{G = 0,559 t/m^2}$

Surcharge

Batiment à usage d'habitation  $P = 0,175 t/m^2$

$$q_e = G + 1,2P = 0,559 + 1,2 \cdot 0,175$$

$$q_e = 0,769 t/m^2$$

## Plancher RDC.

Poids propre :

- Carrelage (2 cm) . . . . .	0,044 t/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose (2 cm) . . . . .	0,04 t/m <sup>2</sup>
- Sable (1 cm) . . . . .	0,015 t/m <sup>2</sup>
- Isolation phonique . . . . .	0,012 t/m <sup>2</sup>
- Hourdis + table de compression . . . . .	0,325 t/m <sup>2</sup>
- Enduit + plâtre (1,5 cm) . . . . .	0,021 t/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	G = 0,457 t/m <sup>2</sup>

Surcharge P = 0,175 t/m<sup>2</sup>

$$q_n = 0,667 \text{ t/m}^2$$

## Loggias et balcons

Plancher identique à l'étage courant G = 0,559 t/m<sup>2</sup>

$$P = 0,4 \text{ t/m}^2.$$

$$q_p = 1,039 \text{ t/m}^2$$

## Descente de charge

Pour chaque voile on considère :

- Le poids propre
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part des cloisons
- Les escaliers.
- Les surcharges d'exploitation

Exemple de calcul :

Voile N° 5.

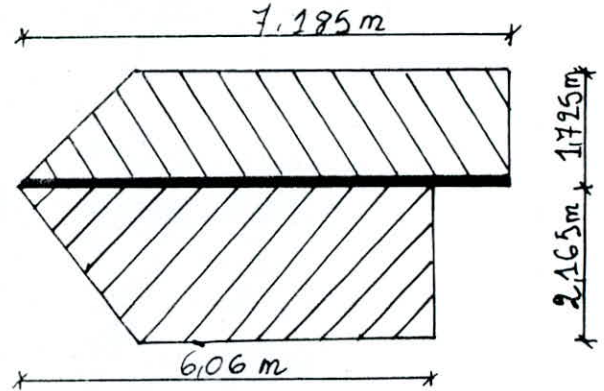
On calcule la surface revenant au voile N° 5.

$$S = 21,721 \text{ m}^2$$

On calcule le poids propre de l'aérofile .  $q = 0,5 \times 0,2 \times 2,5 +$

$$\frac{1}{2} \times 0,15 \times 0,1 \times 2,5$$

$$q = 0,269 \text{ t/ml}$$



Terrasse : charge permanente :

- poids propre du plancher :  $0,559 \times 21,721 = 12,142 \text{ t}$

- poids propre de l'aérofile :  $5,015 \times 0,269 = 1,349 \text{ t}$

$$G = 13,663 \text{ t}$$

Surcharge :  $P = 21,721 \times 0,1 = 2,172 \text{ t}$

Plancher courant :

la surface du voile :

$$S = 20,359 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

- poids du voile :  $18,726 \times 0,16 \times 2,5 = 7,490 \text{ t}$

- poids du plancher :  $21,721 \times 0,559 = 12,142 \text{ t}$

- poids des cloisons :  $21,721 \times 0,075 = 1,629 \text{ t}$

- poids de la façade :  $\frac{1,4 \times 0,3 \times 2,86}{2} (369 + 449) = 4,913 \text{ t}$

$$G = 26,174 \text{ t}$$

Surcharge :  $P = 21,721 \times 0,175 = 3,801 \text{ t}$

Voies	charges	T	6	5	4	3	2	1	R.D.C.	$\Sigma$
1,1'	G	5,282	9,953	9,953	10,640	10,640	15,227	15,227	9,927	173,698
	P	0,590	1,030	1,030	1,22	1,22	1,947	1,947	1,947	
2,2'	G	4,333	8,849	—	—	—	—	—	8,393	131,64
	P	0,446	0,781	—	—	—	—	—	—	
3	G	21,539	29,607	—	—	—	—	—	26,273	225,454
	P	3,268	5,720	—	—	—	—	—	—	
4,4'	G	15,975	21,579	—	19,235	—	21,597	—	19,785	321,092
	P	1,820	3,076	—	—	—	—	—	—	
5,5'	G	15,663	26,038	—	—	—	—	—	23,958	393,330
	P	2,172	3,801	—	—	—	—	—	—	
6	G	15,419	26,038	—	—	—	—	—	23,832	195,479
	P	2,163	3,785	—	—	—	—	—	—	
7,7'	G	8,623	14,298	—	—	—	—	—	13,109	215,040
	P	1,169	2,045	—	—	—	—	—	—	
8,83'	G	13,826	21,510	—	—	—	—	—	19,500	324,772
	P	1,695	3,446	—	—	—	—	—	—	
9,9'	G	14,801	23,875	—	—	—	—	—	21,774	359,650
	P	2,060	3,605	—	—	—	—	—	—	
10,10'	G						11,790	11,790	11,790	70,740
	P						0,781	0,781	0,781	
11,11'	G				10,408	10,640	10,640	10,640	9,927	104,046
	P				0,441	1,947	1,947	1,947	1,947	

Tableau donnant les valeurs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation (P) revenant à chaque voie aux différents niveaux.

10

**CHAPITRE 2**

**ETUDE**

**DYNAMIQUE**

# Etude dynamique

## Introduction

L'étude dynamique d'une structure n'est nécessaire que lorsque celle-ci ne vérifie pas les conditions d'application de la méthode statique, équivalente.

En ce qui concerne le présent ouvrage une étude de dynamique n'est pas nécessaire mais elle sera faite à titre pédagogique.

## Choix du modèle mathématique

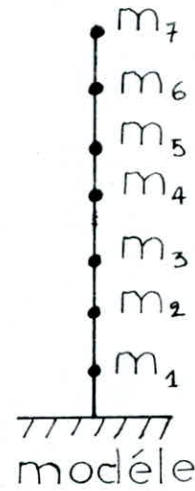
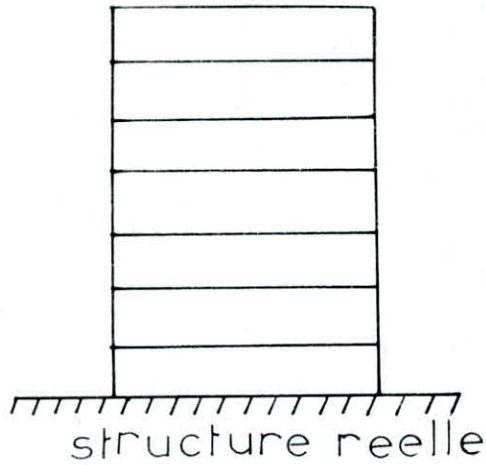
Pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs, on doit choisir un modèle qui reflète d'aussi près que possible celui du système réel.

Le modèle retenue est une console encastrée à l'une des extrémités (système oscillant), constitué de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers; ceux-ci sont supposés rigides. Nous admettons que pendant les oscillations la déformée du système reste plane et que les déformations élastiques sont infiniment petites devant celle de l'ensemble du bâtiment et par conséquent nous aboutissons à un seul degré de liberté.

Les méthodes utilisées sont des méthodes approximatives telles que:

- Méthode de Rayleigh

- Méthode de Vianello-Stodola



### a. Méthode de Rayleigh

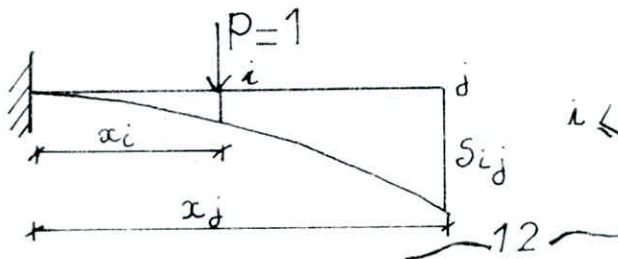
Cette méthode approchée ramène l'étude de la structure réelle à une structure ne possédant qu'un seul degré de liberté; elle permet de calculer la période du 1<sup>er</sup> mode de vibration. Cette méthode est basée sur le principe de la conservation de l'énergie, mais comme l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes des pulsations propres est négligeable, on peut l'utiliser pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Expression de la pulsation

$$\omega^2 = g \frac{\sum P_i A_i}{\sum P_i A_i^2}$$

La structure étant représentée par une console encastrée à sa base nous aurons :

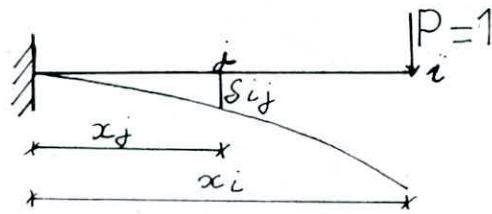
1<sup>er</sup> cas: La section se trouve à gauche.



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



2<sup>eme</sup> cas: La section se trouve à droite.



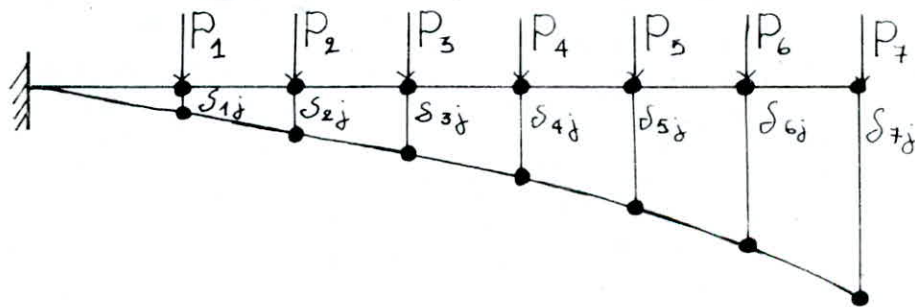
$$j \geq i \quad \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_j^2}{2} \left( x_i - \frac{1}{3} x_j \right)$$

### Application au cas de notre bâtiment

La structure subit une rotation de  $90^\circ$  dans le champ de pesanteur. Soient  $\delta_{1j}, \delta_{2j}, \dots, \delta_{ij}, \delta_{i1}, \delta_{i2}, \dots, \delta_{ij}$  les déplacements statiques provoqués par le système de forces  $P_i$ :

$$\text{Avec } x_i = \sum_{i=1}^7 P_i \delta_{ij}$$

$\delta_{ij}$ : Déplacement du point  $i$  dans le sens de la déformée recherchée, dû à la force appliquée  $P_j = 1t$



### Etapes de calcul

On calcule  $\delta_{ii}$ , avec  $\delta_{ii}$  = déplacement statique provoqué par une force unitaire appliquée au nœud  $i$

On détermine les déplacements statiques par la relation

$$S_{sta} = \sum_{j=1}^n P_j \delta_{ij}$$

La précision des résultats peut être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction.

On calcule le coefficient adimensionnel:

$$e_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$$

$x_{0n}$ : flèche au sommet de la console

La 1<sup>ère</sup> itération consiste à calculer une nouvelle force  $F$

$$F_{1i} = l_{2i} \cdot P_i$$

1: correspond à la 1<sup>ère</sup> itération

2: correspond à la 2<sup>ème</sup> itération à laquelle on veut avoir  $e$

Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements  $x_{1i}$

$$\text{avec } x_{1i} = \sum_{j=1}^n F_{1ij} \delta_{ij} \quad j = 1, \dots, n$$

On calcule  $l_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}} \rightarrow F_{2j} = l_{2j} P_j$

et par suite on calcule les déplacements  $x_{2j}$

$$x_{2j} = \sum F_{2ij} \delta_{ij}$$

Le processus itératif est rapidement convergent et les opérations seront arrêtées lorsque  $l_{mj} \approx l_{(m-1)j}$

### Détermination de la pulsation propre

D'après le principe de la conservation de l'énergie on trouve:

$$W = g \frac{\sum P_j l_{mj}^2 x_{mn}}{\sum P_j l_{mj}^2 x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

$$\text{et } T = \frac{2\pi}{W} = \frac{2\pi}{g} \sqrt{x_{mn}}$$

### Etude du 2<sup>ème</sup> mode (Vianello Stodolla)

Soit  $x_{2j}$  une expression approximative pour le 2<sup>ème</sup> mode:

$$x_{2j} = x_{2j} + a_1 x_{1j} \quad (1)$$

$x_{2j}$ : représente la forme exacte du 2<sup>ème</sup> mode

$x_{1j}$ : représente la forme exacte du 1<sup>er</sup> mode (connue)

On multiplie la relation (1) par  $P_j x_{1j}$  et on fait la somme des produits ainsi obtenus:

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

la propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} = 0 \rightarrow a_1 = \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{2j}^2}{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2}$$

On calcule ensuite les ordonnées du 2<sup>ème</sup> mode :

$$x_{2j}^{(1)} = x_{2j}^{(0)} - a_1 x_{1j}$$

et les forces  $M_{2j}^{(1)} = M_j x_{2j}^{(1)} = P_j x_{2j}^{(1)}$

On détermine les déplacements  $x_{2j}^{(1)}$  :

$$x_{2j}^{(1)} = \sum_{k=1}^n M_{2k}^{(1)} \delta_{jk}$$

calcul des périodes du 1<sup>er</sup> mode

$E$  = module d'élasticité instantané du béton.

$$E_i = 21000 \sqrt{1,2 \sigma_{28}} = 3,78 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad (\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2)$$

$$I_L = 44,952 \text{ m}^4$$

$$I_t = 31,077 \text{ m}^4$$

• sens longitudinal :  $\omega_L^2 = EI_L g \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k (x_k)^2}$

• sens transversal :  $\omega_t^2 = EI_t g \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k (x_k)^2}$

$$\sum m_k x_k = 1264742105$$

$$\sum m_k x_k^2 = 1,0969378 \cdot 10^{15} \Rightarrow \omega_L = 42,143 \text{ rad} \quad T_L = 0,149 \text{ s}$$

$$\omega_t = 35,041 \text{ rad} \quad T_t = 0,179 \text{ s}$$

Pour savoir s'il faut passer au 2<sup>ème</sup> mode on calcule on

calcule un facteur  $n_I = \frac{(\sum m_k x_k)^2}{\sum m_k \sum m_k x_k^2} = \frac{(1264742105)^2}{2,3820844 \cdot 10^{18}} = 0,6415$

$n_I = 64\% < 80\%$  on doit passer au 2<sup>ème</sup> mode.

1<sup>er</sup> mode

$j \setminus i$	1	2	3	4	5	6	7
1	24,17	50,43	67,68	102,94	129,20	155,46	181,71
2		123,89	201,70	280,02	358,08	436,14	514,20
3			353,74	511,37	668,46	825,56	982,65
4				771,89	1036,19	1300,500	1564,80
5					1430,33	1829,10	2227,81
6						2385,2	2945,91
7							3,691,55

Les déplacements sont donnés par la relation :

$$S_j = \sum_1^m m_i S_{ij}$$

Niv	1	2	3	4	5	6	7
$KX_i^{(1)}$	211471,338	573657,545	1051889,683	1609812,805	2210252,529	2831882,093	3460837,956
$e_i^{(1)}$	0,0610	0,1660	0,3040	0,4650	0,6390	0,8180	1
$KX_i^{(2)}$	129775,071	360011,73	673458,94	1048479,5	1459385,6	2107325,89	2315931,155
$e_i^{(2)}$	0,0558	0,1550	0,2895	0,4510	0,6274	0,9060	1
$KX_i^{(3)}$	96568,672	277046,28	522700,084	820562,377	1150733,58	1532711,79	1853486,47
$e_i^{(3)}$	0,0521	0,1494	0,2820	0,4427	0,6208	0,8269	1
$KX_i^{(4)}$	79368,749	225953,88	427862,71	674556,674	969970,647	1247106,82	1540407,107
$e_i^{(4)}$	0,0515	0,1461	0,2770	0,4380	0,6167	0,8090	1
$KX_i^{(5)}$	67998,118	188821,21	365722,533	578081,99	816307,75	1070784,79	1329920,60
$e_i^{(5)}$	0,5110	0,1420	0,2750	0,4340	0,6140	0,8050	1
$M_i$	334,697	334,697	334,416	334,416	317,137	317,137	199,031

2<sup>ème</sup> mode

Niveau	3lh	$X_{2j} = f_{2j}^{(0)}$	$X_{1j} = f_{1j}^{(0)}$	$M_j (t)$	$M_j$	$f_{2j}^{(1)}$	$M_{2j} = \frac{M_j}{f_{2j}^{(1)}}$	$M_{1j} = \frac{M_j}{f_{1j}^{(0)}}$	$E I X_{2j}^{(1)}$
7	1,0000	-1,0000	1,0000	199,031	199,031	-0,8977	-178,67	-199,031	-18751,140
6	0,8645	-0,3579	0,8050	317,137	205,513	-0,2755	-87,37	-91,370	-41352,766
5	0,7290	0,2145	0,6140	317,137	119,559	0,2774	87,97	41,777	56578,262
4	0,5935	0,6021	0,4340	334,416	62,989	0,6465	210,19	87,388	56880,862
3	0,4580	0,7189	0,2750	334,416	25,290	0,7470	249,81	66,113	40991,236
2	0,3226	0,5700	0,1420	334,679	6,749	0,5845	195,63	27,090	13276,025
1	0,1871	0,2712	0,0510	334,679	0,870	0,2765	92,51	4,629	-19777,000
$\Sigma$					620			-63,404	

$$f_{2j}^{(1)} = X_{2j}^{(1)} = f_{2j}^{(0)} - a_1 f_{1j}^{(0)}$$

$$\text{avec } a_1 = \frac{\sum M_j f_{1j}^{(0)} f_{2j}^{(0)}}{\sum M_j \cdot f_{1j}^{(0)2}} = \frac{-63,404}{620} = -0,1023$$

$$f_{2j}^{(1)} = f_{2j}^{(0)} - (-0,1023) \cdot f_{1j}^{(0)}$$

$$f_{2j}^{(1)} = f_{2j}^{(0)} + 0,1023 f_{1j}^{(0)}$$

$$\text{exp: Niveau 7: } f_{2j}^{(1)} = -1 + 0,1023 \cdot 1 = -0,8977$$

Calcul des périodes du 2<sup>ème</sup> mode

$$W^2 = g \frac{\sum m_k x_k}{\sum m_k x_k^2} = E I g$$

- sens transversal:  $I_t = 31,077 \text{ m}^4$   $W_t = 107,891 \text{ rad}$   $T_t = 0,0582 \text{ s}$

- sens longitudinal  $I_l = 44,452$   $W_l = 221,725 \text{ rad}$   $T_l = 0,0283 \text{ s}$

$$n_{II} = \frac{(\sum m_k x_k)^2}{\sum m_k \sum m_k (x_k)^2} = \frac{(21302555,62)^2}{576,088 \cdot 12585605 \cdot 10^{12}} = 0,626$$

~ 17 ~

$$n_{II} + n_{I} = 62,6 + 67 > 80\%$$

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

- 1- Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (formes et période propres)
- 2- Facteur de contribution de chaque mode.
- 3- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode.
- 4- Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode.
- 5- Evaluation de la sollicitation maximale résultante.

### 1- Détermination des périodes

1<sup>er</sup> mode:

$$T_{xx}^1 = 0,149 \text{ s}$$

$$T_{yy}^1 = 0,179 \text{ s}$$

2<sup>ème</sup> mode:

$$T_{xx}^2 = 0,0283 \text{ s}$$

$$T_{yy}^2 = 0,0582 \text{ s}$$

### 2- Facteur de contribution

$$\gamma_i = \frac{\sum_k^n m_k \phi_{ki}}{\sum_k m_k \phi_{ki}^2}$$

$m_k$  : masse de l'étage  $k$

$\phi_{ki}$  : forme propre du  $i^{\text{ème}}$  mode au  $k^{\text{ème}}$  étage

$k$  : indice de l'étage

$i$  : rang du mode

$n$  : nombre d'étages total.

$$1^{er} \text{ mode} \quad \gamma_1 = \frac{\sum_1^6 m_k \phi_{k1}}{\sum_1^6 m_k \phi_{k1}^2} = \frac{\frac{1}{EI} \sum_1^6 m_k X_{k1}}{\frac{1}{(EI)^2} \sum_1^6 m_k X_{k1}^2} = \frac{EI \cdot \sum_1^6 m_k X_{k1}}{\sum_1^6 m_k X_{k1}^2}$$

• Sens longitudinal :

$$I_L = 44,764 \text{ m}^4 ; E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\sum_1^6 m_k X_{k1} = 1264742105 ; \sum_1^6 m_k X_{k1}^2 = 1,0969378 \cdot 10^{15}$$

$$\gamma_1^{long} = \frac{3,45 \cdot 10^6 \cdot 44,764 \cdot 1264742105}{1,0969378 \cdot 10^{15}} = 170,105$$

• Sens transversal :

$$I_t = 31,077 \text{ m}^4 ; \gamma_1 = \frac{3,45 \cdot 10^6 \cdot 31,077 \cdot 1264742105}{1,0969378 \cdot 10^{15}} = 123,616$$

$$2^{eme} \text{ mode:} \quad \gamma_2 = \frac{EI \sum_1^6 m_k X_{k2}}{\sum_1^6 m_k X_{k2}^2}$$

$$\sum_1^6 m_k X_{k2} = 21302555,62 ; \sum_1^6 m_k X_{k2}^2 = 1,2585605 \cdot 10^{12}$$

• Sens longitudinal :

$$I_L = 44,764 \text{ m}^4 \quad E = 345 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_2^{long} = 2497,21$$

• Sens transversal :

$$I_t = 31,074 \text{ m}^4 \quad \gamma_2^{tr} = 1814,74$$

### 3-Facteur d'amplification dynamique D

Moyennant le spectre de réponse de la fig I 2 du RPA Page on affecte à chaque période  $T_i$  pour un amortissement donné une valeur du facteur d'amplification dynamique moyen  $D_i$

$$1^{\text{er}} \text{ mode} \quad T_{xx}^1 = 0,114 \text{ s} \quad \longrightarrow D(\beta, T_i) = 2$$

$$T_{yy}^1 = 0,172 \text{ s} \quad \longrightarrow D(\beta, T_i) = 2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ mode} \quad T_{xx}^2 = \quad \longrightarrow D(\beta, T_i) = 2$$

$$T_{yy}^2 =$$

Remarque: Pour les bâtiments en béton courant, l'amortissement est égal à 10%. La valeur du palier ne doit pas dépasser 2,0.

#### 4. Evaluation des forces sismiques

$$F_{ik} = m_k \gamma_i \cdot S_a(\beta, T_i) \cdot \Phi_{ik}$$

où  $S_a(\beta, T_i) = S''_a(\beta, T_i) \cdot Q$ ,  $Q$ : facteur de qualité (RPA81 - art 3314).

$S''_a(\beta, T_i)$  spectre de réponse élasto-plastique des accélérations défini par:

$$S''_a(\beta, T_i) = \begin{cases} S_a(\beta, T_i) \cdot (B/0,7) & \text{pour } T \geq 0,5 \text{ s} \\ \frac{S_a(\beta, T_i)}{\sqrt{(1,4/B) - 1}} & \text{pour } T < 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$B$  étant le facteur de comportement de la structure défini dans RPA 81 (art 3313)

$S_a(\beta, T_i)$ : spectre de réponse élastique des accélérations

$$S_a(\beta, T_i) = A \cdot D(\beta, T_i)$$

$A$ : coefficient d'accélération de zone

$(D, \beta)$  déjà définis

$$1^{\text{er}} \text{ mode: } F_{1k} = m_k \gamma_i S_a(\beta, T_i) \Phi_{1k}$$



Pour les deux modes la période propre est inférieure à 0,5 s :

$$S''_a(\beta = 10\%, T_1) = \frac{S_a(\beta = 10\%, T_1)}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}}, \quad S_a(\beta = 0,1, T_1) = A \cdot D(0,1; T_1)$$

$$A = 0,15, \quad B = \frac{1}{3}, \quad D(\beta = 0,1; T_1) = 2 \longrightarrow S_a = 0,15 \cdot 2 = 0,30$$

$$S'_a(\beta, T_1) = \frac{0,30}{\sqrt{\frac{1,4}{1/3} - 1}} = 0,09375$$

$$S'_a(\beta, T_1) = S'_a(\beta, T_1) \cdot Q = 0,09375 \cdot \begin{cases} Q^t(1,1) \\ Q^l(1,3) \end{cases} = \begin{cases} 0,103125 \\ 0,121875 \end{cases}$$

$$F_{1k}^l = m_k \cdot \delta_1^l \cdot S'_a(\beta, T_1) \cdot \phi_{1k} \quad ; \quad F_{1k}^t = m_k \cdot S'_a^t(\beta, T_1) \cdot \phi_{1k}$$

$$F_{2k}^l = m_k \cdot \delta_2^l \cdot S'_a(\beta, T_1) \cdot \phi_{2k} \quad ; \quad F_{2k}^t = m_k \cdot S'_a^t(\beta, T_1) \cdot \phi_{2k}$$

Niv	1 <sup>er</sup> mode		2 <sup>em</sup> mode	
	transversal	longitudinal	transversal	longitudinal
7	31,4724	37,1946	-5,8729	-6,9407
6	40,3769	47,7181	-6,3065	-7,4531
5	30,7812	36,3777	8,6881	10,2678
4	22,9858	27,1650	21,4655	25,3683
3	14,5419	17,1860	17,8696	21,1186
2	7,5143	8,8805	4,5334	5,3574
1	2,7060	3,1980	-3,1937	-3,7744
RDC	0	0	0	0

### 5. Evaluation de la sollicitation maximale:

La force sismique de calcul résultante à l'étage k est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2}$$

Niv	T	6	5	4	3	2	1	RDC	$\sum_1^6 (t)$
$F_{K(t)}^{long}$	37,8366	48,2967	37,800	37,1684	27,2278	10,3713	4,9470	0	203,648
$F_{K(t)}^{tran}$	32,0156	40,8664	31,9838	31,4502	23,0388	8,7759	4,1859	0	172,317

Conclusion:

Les intensités des forces calculées par la méthode dynamique étant nettement inférieures à celles calculées par la statique, ce qui était prévu étant donné la forme de notre bâtiment donc on travaillera avec les forces de la statique.

# CHAPITRE 3

ETUDE

SISMIQUE

# Etude au séisme

## Introduction

Les différentes sollicitations et efforts d'origine sismique sont déterminés conformément aux règles parasismiques Algériennes RPA 81. Les forces réelle dynamiques sont remplacées par des forces statiques fictives équivalentes.

## Evaluation des forces sismiques

La méthode pseudo-dynamique consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant  $V$  à sa base :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

## Détermination des coefficients

- Coefficient d'accélération de zone  $A$  : il dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique.

L'ouvrage étudié appartient au groupe 2 (habitation) et il est implanté en zone sismique II.  $A = 0,15$  (RPA 81 Tableau 1)

- Coefficient de comportement de la structure  $B$  : il dépend du type et de la nature du contreventement de la structure.

Le bâtiment est à voiles porteurs  $B = 1/3$

- Coefficient d'amplification dynamique moyen  $D$  : il est déterminé à partir de la période  $T$  d'oscillation du bâtiment et de la nature du sol.

$$\text{Sens longitudinal : } T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_e}} = \frac{0,09 \cdot 22,3}{\sqrt{25,81}} = 0,396 \text{ s}$$

Sens transversal :  $T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_t}} = \frac{0,09 \cdot 22,3}{\sqrt{15,10}} = 0,5188$ .

D'après le graphique se trouvant dans le RPA 81 :

$D_p = 2$        $D_t = 1,965$

— Facteur de qualité  $Q$  :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$       avec  $1 \leq Q \leq 1,6$

$P_q$  : c'est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité  $q$ .

$P_q$	critères	Sens longitudinal		Sens transversal	
		Critère est-il observé?	Valeurs $P_q$	Critère est-il observé	Valeurs $P_q$
$P_1$	critère de files porteuses,	non	0,1	non	0,1
$P_2$	critère de surabondance,	non	0,1	oui	0
$P_3$	critère de symétrie en plan	oui	0	oui	0
$P_4$	critère de régularité en élévation	oui	0	oui	0
$P_5$	critère de contrôle de la qualité des matériaux	non	0,1	non	0,1
$P_6$	critère de contrôle de la qualité de la construction	oui	0	oui	0
		$\Sigma$	0,3		0,2

Donc  $Q_t = 1 + 0,2 = 1,2$

$Q_l = 1 + 0,3 = 1,3$

## Détermination du poids propre W :

$$W = G + \frac{P}{5} = 2514,935 + \frac{262}{5}$$
$$W = 2566,4 \text{ t}$$

D'où finalement :  $V_x = 323,884 \text{ t}$        $V_y = 274,057 \text{ t}$ .

## Distribution des forces latérales RPA art 333

La force latérale totale V doit être distribuée sur toute la hauteur du bâtiment suivant les formules :

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

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure

$F_t = 0,07 T \cdot V < 0,25 V$  ; comme  $T_t$  et  $T_b < 0,7$ s nous prendrons

$$F_t = 0 ; \quad V = \sum_{i=1}^n F_i$$

à chaque niveau on aura :

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} ;$$

$$F_t = 0 \quad F_k = \frac{V \cdot w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$w_k, h_k$  sont respectivement le poids et la hauteur à partir de la base du niveau k.

K	1	2	3	4	5	6	7
$w_k(t)$	199,031	317,137	317,137	334,416	334,416	334,697	334,697
$h_k(m)$	22,29	19,27	16,25	13,23	10,21	7,19	4,16
$w_k h_k$	4436,460	6111,229	5153,476	4424,324	3414,384	2406,471	1392,339
forces (t) transversales	52,559	72,400	61,054	52,416	40,451	28,509	16,495
forces (t) longitudinal	44,473	61,262	51,661	44,352	34,228	24,124	13,957

Niveaux	T	M	T	M
T	52,559	0	44,473	0
6	124,959	158,728	105,735	134,308
5	186,013	536,104	157,396	453,628
4	238,429	1097,864	201,748	928,964
3	278,880	1817,919	235,976	1538,242
2	307,389	2660,137	260,100	2250,890
1	323,884	3588,451	274,057	3036,392
RDC	323,884	4939,047	274,057	4179,209
Sens longitudinal			Sens transversal	

**CHAPITRE 4**

**ETUDE AU**

**VENT**



# Etude au vent

## introduction

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Celles-ci dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la construction.

Le vent correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure qui est caractérisé par sa période propre fondamentale.

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante  $R$  qui se décompose en 3 forces:

- la traînée " $T$ ": suivant la direction horizontale du vent elle produit un effet d'entraînement et de renversement
- la dérive " $L$ ": suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal.
- la portance " $U$ ": suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de bordèvement.

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

## Détermination de la force T

La force de traînée est la plus importante c'est elle qui conditionne le dimensionnement de la construction:  $T = C_t \cdot B \cdot S \cdot q \cdot d$

- coefficient de traînée  $C_t$ :  $C_t = 1,3 \gamma_0$  (NV65 pour une construction à toiture plane)

avec  $\gamma_0 = f(a, b)$ : vent normal à la grande face

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{22,3}{25,8} = 0,864; \quad \frac{b}{a} = \frac{15,7}{25,8} = 0,608 \rightarrow \gamma_0 = 1$$

vent normal à la petite face:  $\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{22,3}{15,07} = 1,479 \rightarrow \gamma_0 = 1$

donc  $C_t = 1,3$

- coefficient de majoration dynamique  $\beta$ :  $\beta = (1 + \xi) \theta$

où  $\xi$ : coefficient de réponse en fonction de la période qui est donnée par une formule forfaitaire (NV65):  $T = 0,08 h \sqrt{\frac{h}{p+h}}$

suivant x-x:  $T_x = 0,08 \cdot \frac{22,3}{\sqrt{258}} \sqrt{\frac{22,3}{258 + 22,3}} = 0,239 s$

suivant y-y:  $T_y = 0,08 \frac{22,3}{\sqrt{1507}} \sqrt{\frac{22,3}{1507 + 22,3}} = 0,355 s$

D'après NV65 § 9 R III on a:

$T_x = 0,239 s \rightarrow \xi = 0,15$ ;  $\theta = 0,70$  pour  $H_s = 22,30 m < 30 m$

$T_y = 0,355 s \rightarrow \xi = 0,20$

$H_m$	0	4,14	7,19	10,21	13,23	16,25	19,27	22,30
$\xi$	0,360	0,360	0,360	0,360	0,354	0,348	0,345	0,340

$\beta_x = 0,736$   
 $\beta_y = 0,748$   
 $\beta = 1$

- pression du vent:  $q = q_{10} \cdot K_s \cdot K_m$

•  $K_s$  effet de site normal, région II  $\rightarrow K_s = 1$

•  $K_m$  effet de masque  $K_m = 1$

•  $q = q_{10} \cdot \frac{2,15(H + 18)}{(H + 60)}$   $0 \leq H \leq 500 m$

avec  $q_{10} = \frac{v^2}{16,3} = 70 \text{ daN/m}^2 \approx 70 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q = 175 \frac{H + 18}{H + 60}$

- maître couple d: c'est la projection orthogonale de la surface de la construction.

suivant x-x:  $d = a = 25,8 m$

suivant y-y:  $d = b = 15,07 m$

- coefficient de réduction  $\delta$ :  $d = 25,80 m \rightarrow \delta_x = 0,77$

$b = 15,07 m \rightarrow \delta_y = 0,80$

## efforts de trainée

Niv	h(m)	$\delta$	q (kg/m)	$\delta q$ (kg/m)	forces de trainées kg/m <sup>2</sup>			
					T <sub>normale</sub>	T <sub>extrême</sub>	T <sub>normale</sub> <sup>travaux</sup>	T <sub>extrême</sub>
T	22,30	0,8	85,690	68,552	2299,234	4023,660	1343,002	2350,253
6	19,29	0,8	82,279	65,823	2207,703	3863,480	1289,538	2256,691
5	16,25	0,8	78,010	62,408	2093,164	3663,037	1222,635	2139,611
4	13,23	0,8	74,630	59,704	2002,472	3504,326	1169,661	2046,907
3	10,24	0,8	70,314	56,251	1886,658	3301,651	1102,013	1928,523
2	7,19	0,8	65,614	52,488	1760,447	3080,782	1028,292	1799,511
1	4,17	0,8	60,460	48,368	1622,263	2838,960	947,577	1658,260
Rdc	0	0,8	52,500	42,000	1408,660	2465,155	822,822	1439,940

## Détermination de la force L

$$L = \delta C_L \beta q_{cr} d \frac{H}{h}$$

— vitesse critique:

la théorie de "karman" montre que la période des tourbillons est donnée par:  $T_k = \frac{d}{Sv}$  Annexe 831, T étant la période propre de la structure; il y a résonance lorsque  $T = T_k$  et par suite:

$$V_{cr} = \frac{d}{S T} \quad 0,25 \leq S \leq 0,30$$

• sens longitudinal:  $l_x = 25,80 \text{ m}$   
 $S = 0,30$   
 $T_x = 0,239 \text{ s}$

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 25,80 \text{ m} \\ S = 0,30 \\ T_x = 0,239 \text{ s} \end{array} \right\} V_{cr_x} = \frac{25,80}{0,3 \cdot 0,239} = 365,96 \text{ m/s}$$

• sens transversal:  $l_y = 15,07 \text{ m}$   
 $S = 0,30$ ;  $T_y = 0,355 \text{ s}$

$$\left. \begin{array}{l} l_y = 15,07 \text{ m} \\ S = 0,30 \\ T_y = 0,355 \text{ s} \end{array} \right\} V_{cr_y} = 141,50 \text{ m/s}$$

Les vitesses critiques dans les deux sens sont nettement supérieures à 25 m/s il est donc inutile de faire le calcul à la résonance.

### Détermination de la force "U"

$$U = C_u \cdot s \cdot q_H \cdot S_u$$

- Coefficient de portance  $C_u$ :  $C_u = C_i - C_e$

$C_i$  étant le coefficient de surpression interne sur la planche terrasse.

Pour une construction fermée dont le coefficient  $M \leq 5$ :

$$C_i = 0,6(1,8 - 1,3x_0) = 0,6(1,8 - 1,3 \cdot 1) = 0,3$$

$$(\alpha = 0 / x_0 = 1) \rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{NV65 fig RIII})$$

$$\text{d'où } C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,80$$

- Coefficient de dimension: pour  $H = 22,30 \text{ m}$   $s = 0,8$

- pression du vent: pour  $H = 22,30 \text{ m}$   $\rightarrow q = 85,69 \text{ Kg/m}^2$

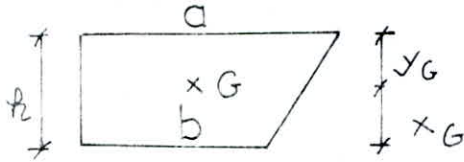
- surface de la terrasse:  $S_u = 328,52 \text{ m}^2$

$$U = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 85,69 \cdot 328,52 = 18,016 \text{ t} \ll G$$

$G$  étant le poids du bâtiment.

Comme le poids du bâtiment est nettement supérieur à la portance  $U$  il n'y a donc pas de risque de soulèvement.

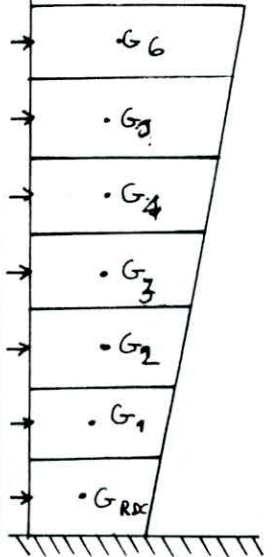
## Efforts au niveau de chaque étage



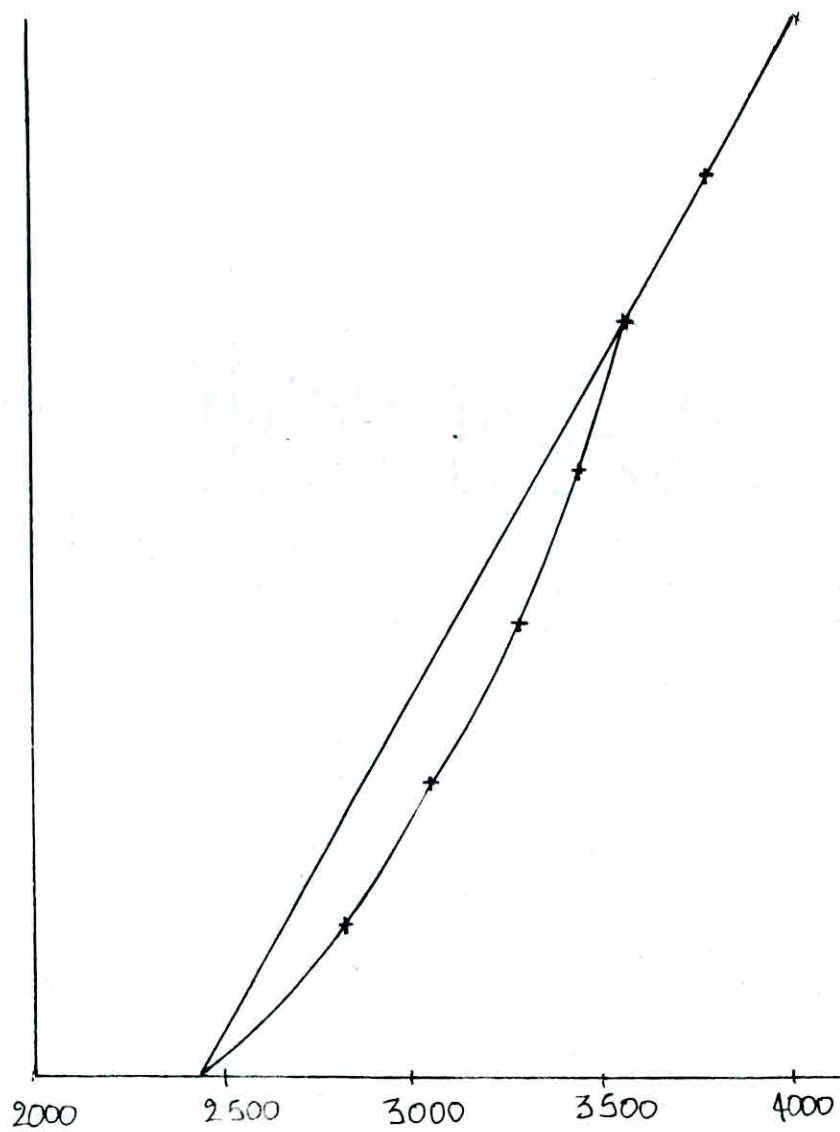
$$T = \frac{1}{2} h (a + b)$$

$$Y_G = h - X_G \quad ; \quad X_G = \frac{h}{3} \frac{(b + 2a)}{(a + b)}$$

Niv	h(m)	$T_e^{long}$ (t)	$T_e^{trans}$ (t)	X(m)	Y(m)	$M_{e(l.m)}^{long}$	$M_{e(l.m)}^{trans}$
T	22,29	0	0	0	0	0	0
6	19,27	11,909	6,956	1,520	1,500	18,107	10,573
5	16,25	23,274	13,595	1,523	1,497	71,375	41,691
4	13,23	34,097	19,916	1,521	1,499	192,199	102,789
3	10,21	44,374	25,919	1,525	1,495	363,443	202,814
2	7,19	54,011	31,548	1,527	1,492	615,723	350,036
1	4,16	62,950	36,769	1,530	1,490	974,448	552,214
RDC	0	70,960	41,447	1,546	1,474	1439,55	814,843

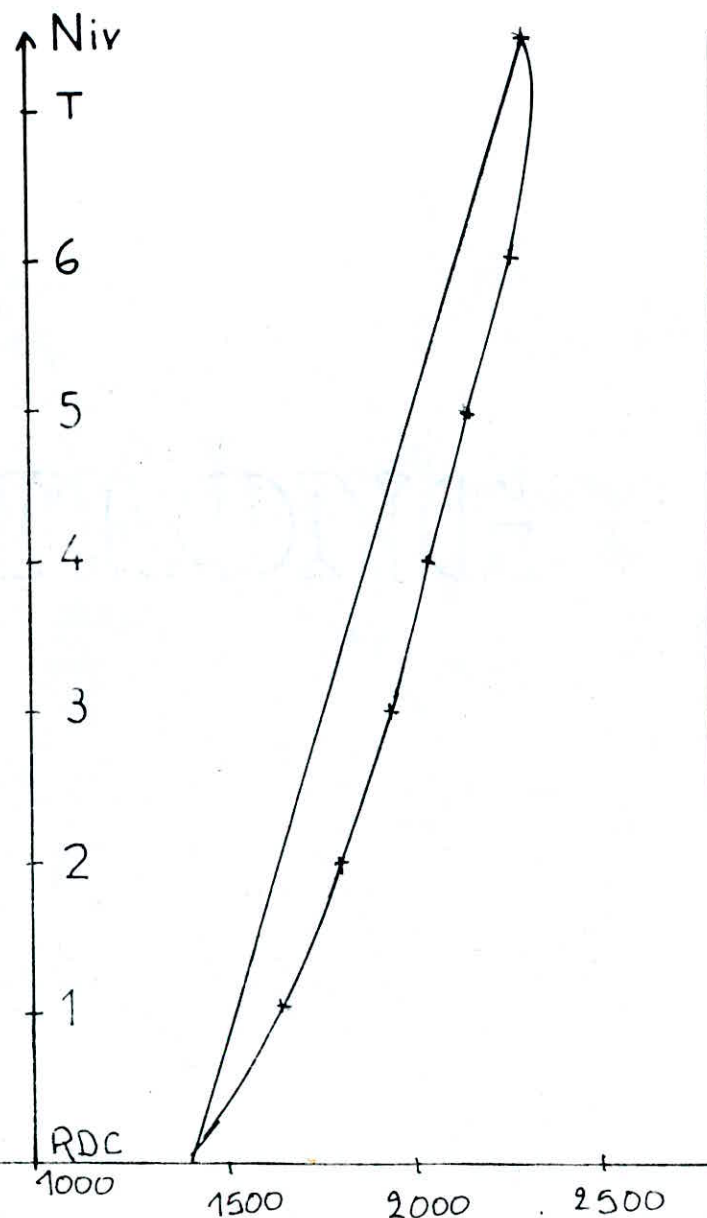


Conclusion Les efforts dus au vent sont nettement plus faibles que ceux dus au séisme, nous ferons donc le calcul du bâtiment sous les efforts sismiques.



FORCES DE TRAINÉE

LONGITUDINALES



FORCES DE TRAINÉE

TRANSVERSALES

# CHAPITRE 5

## CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

## Détermination Du Centre De Torsion

Le fait que les ouvertures soient superposées, crée un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Une telle hypothèse est incompatible avec l'hypothèse de voile indéformable.

On doit considérer que l'ensemble est constitué de deux refends de largeurs égales reliés par des éléments horizontaux (les linteaux).

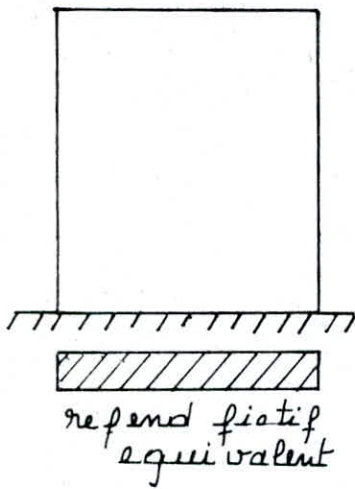
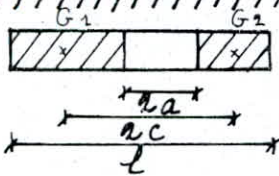
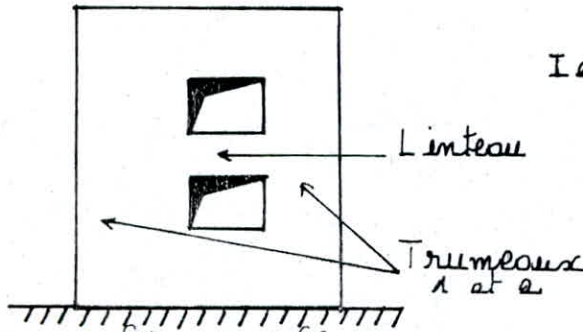
### Hypothèses

1. Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
2. Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé à une structure constituée de deux refends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

### Refends à Une File D'ouverture





$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_a + I_b} \cdot \frac{4b}{\alpha^2} + 1}$$

$$I = I_a + I_b + 2mc.$$

$i$ : inertie du linteau

$I$ : inertie totale du referend

à une file d'ouverture

$E$ : module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux

$E'$ : module de Young longitudinal du matériau constituant les linteaux

$\Omega_1, \Omega_2$ : aires des trumeaux (1) et (2)

$m$ : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au CG de l'ensemble.

$a$ : demi-portée de l'ouverture

$h$ : hauteur d'étage

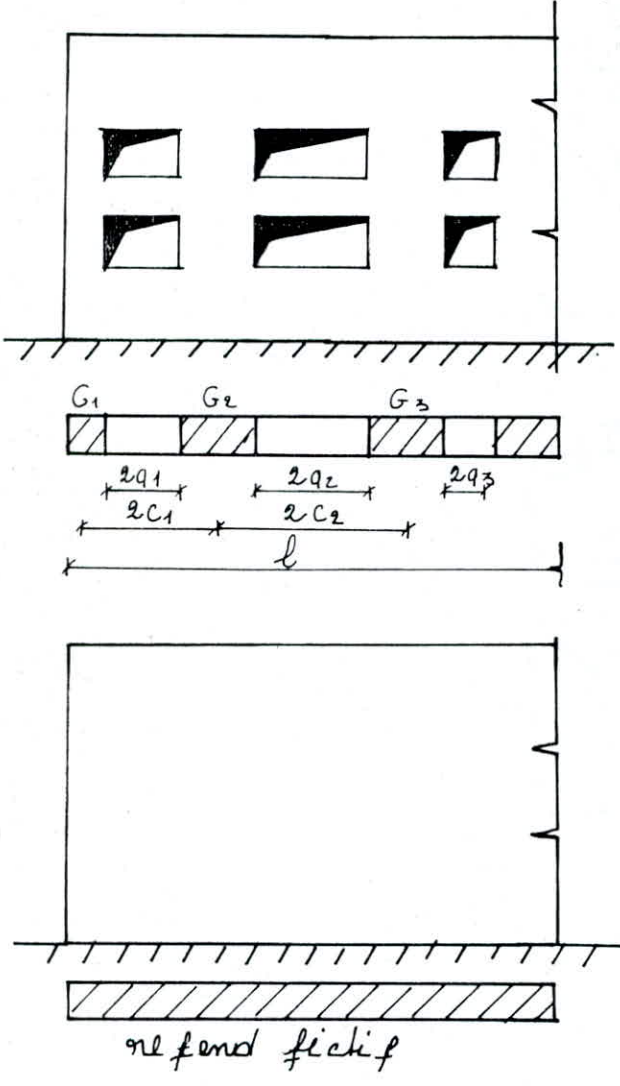
$H$ : hauteur totale du bâtiment.

On a :

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

Calcul de  $\alpha$ :  $\alpha = \bar{\omega} H$  avec  $\bar{\omega}^2 = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)} \frac{1}{m} \frac{c}{a^3 l}$

Refend à n Files D'ouvertures



$I$ : inertie totale (brute) du refend  
 $i_1, i_2, \dots$  inertie des linteaux  
 $a_1, a_2, \dots$  sections des trumeaux  
 $I_1, I_2, \dots$  inerties des trumeaux  
 $c_i$ : demi-portée entre deux trumeaux consécutifs.  
 $a_i$ : portée de l'ouverture de la file "i"

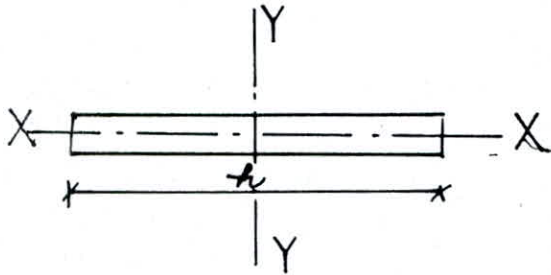
Calcul de  $\alpha$ :  $\alpha = \bar{\omega} H$  avec

$$\bar{\omega}^2 = \frac{6E'}{El(I_1+I_2+\dots)} \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

Calcul de l'inertie équivalente  $I_e$

$$I_e = \frac{I}{\frac{6I}{I_0} \frac{\omega_0^2}{\alpha^2} + 1}$$

Le calcul des inerties des renforts pleins est donné par les formules relatives aux sections rectangulaires :

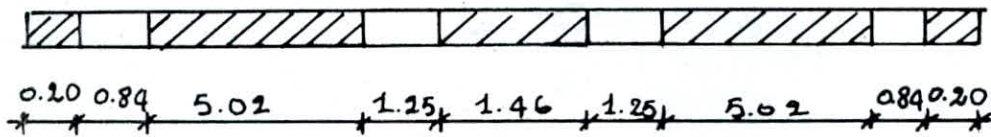


$$I_{xx} = \frac{h b^3}{12} \approx 0 \quad (\text{on néglige l'inertie car } b \ll h)$$

$$I_{yy} = \frac{b h^3}{12}$$

1<sup>er</sup> exemple de calcul

Voile longitudinale N° 3 (VL3)



Le centre de gravité du trumeau ①

$$y_{G1} = 8.07 - 0.1 = 7.97 \text{ m} \quad \cdot 2 a_1 = 0.84 \text{ m} \quad a_1 = 0.42 \text{ m}$$

$$I_1 = 1.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$2 c_1 = 0.1 + 0.84 + 2.51 \text{ m}$$

$$2 c_1 = 3.45 \text{ m}$$

Le trumeau ②

$$y_{G2} = 4.52 \text{ m} \quad \cdot 2 a_2 = 1.25 \text{ m} \quad a_2 = 0.625 \text{ m}$$

$$I_2 = \frac{5,02^3 \cdot 0,2}{12} = 2,11 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 5,02 \cdot 0,2 = 1,004 \text{ m}^2$$

$$Lc_2 = 2,51 + 1,25 + \frac{1,46}{2} = 4,49 \text{ m}$$

Le trumeau ③

$$y_{G_3} = 0$$

$$I_3 = 0,2 \frac{1,46^3}{12} = 0,052 \text{ m}^4$$

Les trumeaux ④ et ⑤ sont identiques, respectivement aux trumeaux ② et ①, ils auront les mêmes caractéristiques

$$\begin{aligned} \sum I_i &= I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 \\ &= 2 \cdot 1,33 \cdot 10^{-4} + 0,052 + 2 \cdot 2,11 \end{aligned}$$

$$\sum I_i = 4,272 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i \overline{y_{G_i}}^2$$

$$I = 4,272 + 2 \cdot 0,04 \cdot 7,97^2 + 2 \cdot 1,004 \cdot 4,49^2$$

$$I = 50,37 \text{ m}^4$$

L'inertie des linteaux :  $h_L = 0,70 \text{ m} \rightarrow i = \frac{0,2 \cdot 0,7^3}{12}$   
 $i_1 = 0,0055 \text{ m}^4$

Le degré de concordance a vent :  $d = \tilde{\omega}^2 H$

$$\text{Avec } \tilde{\omega}^2 = \frac{6}{l \cdot \sum I_i} \left[ \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \frac{i_3 c_3^2}{a_3^3} + \frac{i_4 c_4^2}{a_4^3} \right]$$

$$= \frac{6 \cdot 0,0055}{3,02 \cdot 4,272} \left[ \frac{1,725^2}{0,42^3} + \frac{2,245^2}{0,625^3} + \frac{1,725^2}{0,42^3} + \frac{2,245^2}{0,625^3} \right]$$

$$\tilde{\omega}^2 = 0,311 \longrightarrow \tilde{\omega} = 0,56 \longrightarrow d = 0,56 \cdot 22,29$$

$$d = 12,43 \xrightarrow[\text{M. DIVER}]{\text{Abaque}} \psi_0 = 0,58$$

$$I_e = \frac{50,37}{\frac{8 \cdot 50,37 \cdot 0,58}{4,272 \cdot 12,43^2} + 1} = 35,20 \text{ m}^4$$

2<sup>eme</sup> = exemple de calcul

Voile à une file d'ouvertures VT2

$$2a = 0,84 \longrightarrow a_1 = 0,42 \text{ m}$$

$$2c = 2,945 \text{ m} \longrightarrow c_1 = 1,472 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,16 \cdot \frac{0,42^3}{12} = 1,298 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,16 \cdot \frac{3,75^3}{12} = 0,703 \text{ m}^4$$

$$i = 0,16 \cdot \frac{0,70^3}{12} = 0,0046 \text{ m}^4 \quad \Omega_1 = 0,16 \cdot 0,42 = 0,0736 \text{ m}^2$$

$$\Omega_1 = 0,0736 \text{ m}^2 \quad \Omega_2 = 0,60 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2,945}{\frac{1}{0,0736} + \frac{1}{0,60}} = 0,193 \quad I = I_1 + I_2 + 2mc$$

$$I = 1,273 \text{ m}^4$$

$$\tilde{\omega}^2 = \frac{3 \cdot 0,0046 \cdot 1,273 \cdot 1,472}{0,704 \cdot 0,193 \cdot 0,42^3 \cdot 3,02} = 0,85 \longrightarrow \tilde{\omega} = 0,92$$

$$d = 0,92 \cdot 22,29 = 20,55 \xrightarrow[\text{DIVER}]{\text{abaque}} \psi_0 = 0,66$$

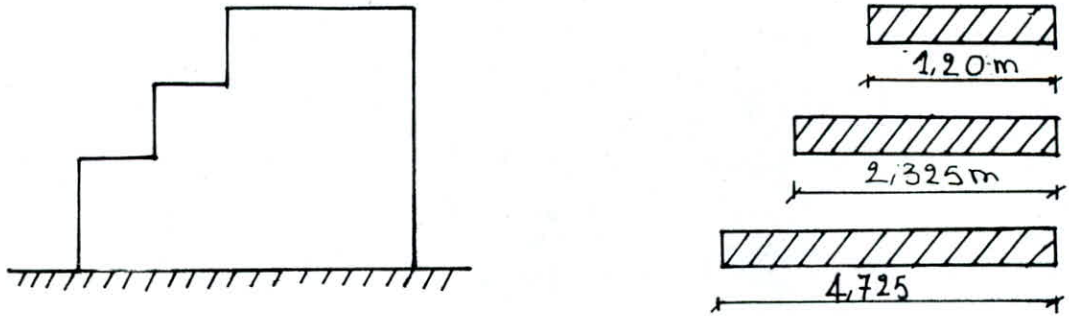
$$I_e = \frac{1,273}{\frac{16 \cdot 0,193 \cdot 1,472 \cdot 0,66 + 1}{0,704 \cdot 20,55^2}} = 1,262 \text{ m}^4$$

Certains voiles du bâtiment présentent des variations de section, nous ferons le calcul détaillé du voile N°: 11 par la méthode exposée dans M. Diver.

Quand les changements de section ne sont pas localisés, ils peuvent remettre en cause le principe de la distribution des sollicitations d'ensemble c'est à dire que les déformées de tous les refends sont des courbes affines.

On utilise un calcul approché :

On effectue la distribution des efforts tranchants d'ensemble pour chaque partie du bâtiment (dans le sens de la hauteur) pour laquelle le rapport des inerties des refends reste constant.



Le voile 11 est divisé en 3 parties :

Une partie comprenant le RDC 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> niveaux ;  $I_1$

Une partie comprenant le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> niveaux ;  $I_2$

Une partie comprenant le 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> niveaux ;  $I_3$

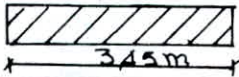
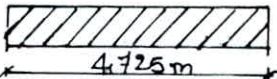
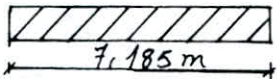
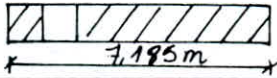
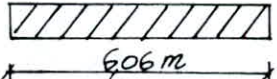

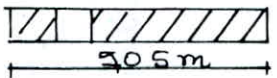
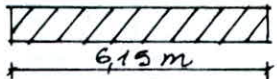
$$I_1 = 0,16 \cdot \frac{4,725^3}{12} = 1,406 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,16 \frac{3,44^3}{12} = 0,547 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,16 \frac{2,325^3}{12} = 0,167 \text{ m}^4$$

Nous ferons le calcul du centre de masse et du centre d'inertie pour les 3 parties.

Pour les autres voiles le calcul se fait de la même manière. On résumera le résultat dans un tableau :

	voiles	Dimensions	m (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\omega$	$\alpha$	$\psi$	$I_e$ (m <sup>4</sup> )
sens longitudinal	2,2' 10,10'		—	0,547	—	—	—	—
	11'		—	1,406	—	—	—	—
sens transversal	4,4'		—	4,945	—	—	—	—
	55'		0,710	4,474	0,696	15,583	0,60	4,324
	6		—	2,967	—	—	—	—
	7,7'		0,111	1,482	1,113	24,92	0,66	1,477
	8,8'		0,193	1,273	0,768	17,195	0,66	1,262
sens	9,9'		—	3,255	—	—	—	—

## CALCUL DU CENTRE DE MASSE

Pour calculer le c.d.g. de l'étage on calculera d'abord le c.d.g. des voiles puis ceux des planchers avec les formules suivantes :

$$x_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

### C.D.G. DES VOILES :

a/ Éléments transversaux :

Voiles	$M_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
4	8,219	4,655	11,542	38,259	94,864
4'	8,219	20,895	11,542	171,736	94,864
5	7,855	8,265	10,454	64,921	82,116
5'	6,933	17,285	10,454	135,774	82,116
6	4,866	12,775	9,44	88,569	65,447
7	4,866	4,665	2,760	22,699	13,469
7'	4,866	20,895	2,760	101,675	13,469
8	4,866	8,265	2,760	40,217	13,469
8'	4,866	17,285	2,760	84,108	13,469
9	7,15	10,275	3,125	73,466	22,344
9'	7,15	13,285	3,125	94,987	22,344
$\Sigma$	72,845			916,411	517,971

$$x_G = 12,580 \text{ m}$$

$$y_G = 7,110 \text{ m}$$



b/ Elements Longitudinaux:

R. D. C ; 1<sup>er</sup> ; 2<sup>e</sup> étages.

Voiles	$M_i (t)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	5,405	2,362	6,830	12,767	36,916
1'	5,405	21,075	6,830	113,249	36,916
2	3,947	2,850	3,075	112,249	12,137
2'	3,947	22,950	3,075	90,504	12,137
3	36,690	6,605	8,050	242,337	295,350
11a	5,405	2,362	10,070	12,767	54,428
11'a	5,405	21,075	10,070	113,910	54,428
12	3,947	2,850	14,030	11,249	55,376
12'	3,947	22,950	14,030	90,503	55,376
$\Sigma$	71,182			674,512	613,064

$$y_G = 8,613 \text{ m}$$

3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étages:

Voiles 1, 1', 2, 2' et 3 en plus des voiles 11b et 11'b

Voiles	$M_i (t)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1, 1', 2, 2', 3	52,478			495,412	393,456
11b	2,660	3,562	10,07	9,475	26,786
11'b	2,660	22,137	10,07	9,475	26,786
$\Sigma$	57,798			514,362	447,028

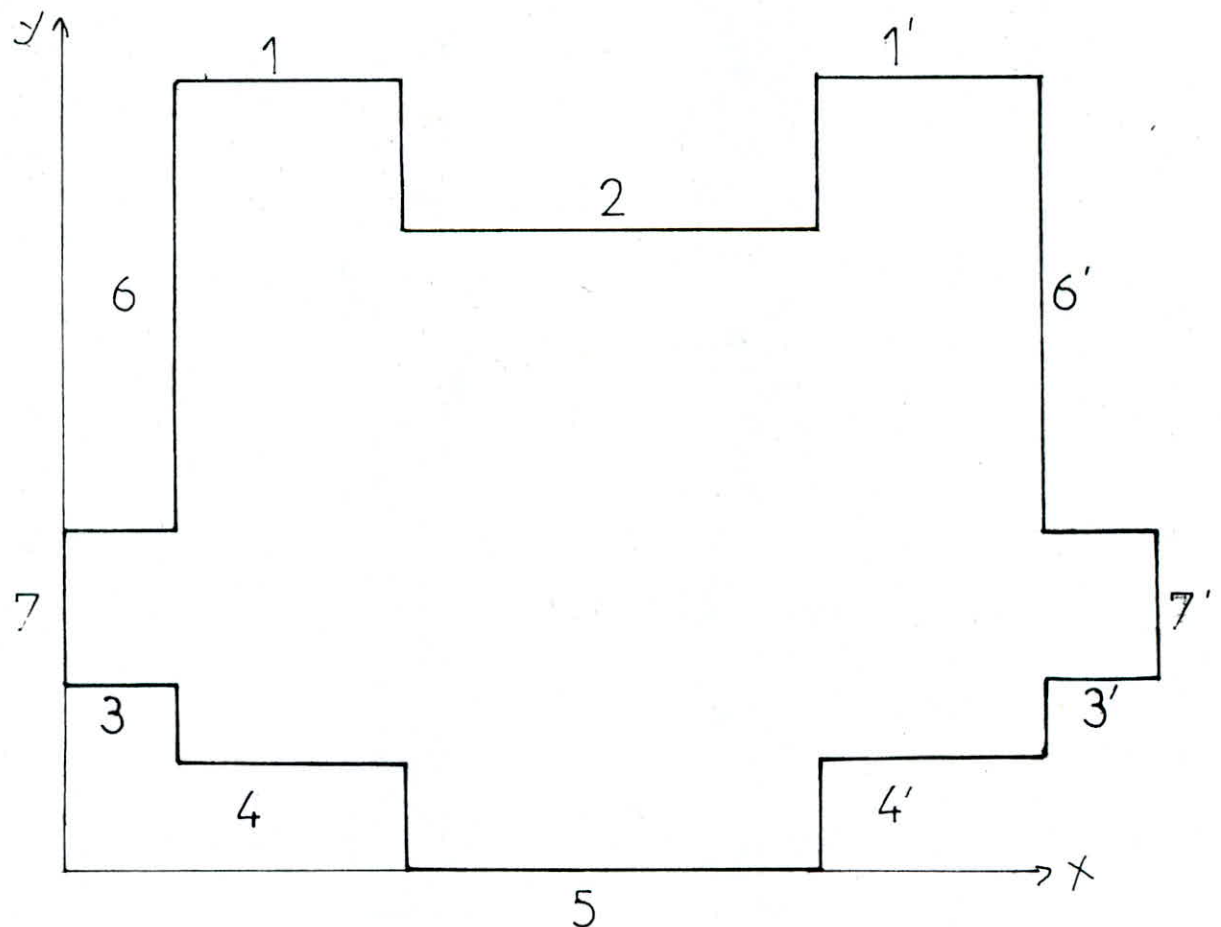
$$y_G = 7,734 \text{ m}$$

6° et 5° étages :

Voiles	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	3,947	2,050	6,830	11,249	36,916
1'	3,947	22,950	6,830	90,584	36,916
2	3,947	2,850	3,075	11,249	12,137
2'	3,947	22,950	3,075	90,584	12,137
3	36,690	6,605	8,050	242,337	295,350
$\Sigma$	52,478			446,003	393,456

$$Y_G = 7,497m$$

c. D. G des façades :



# C.D.G DES FACADES :

5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> étage :

facades	M <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> ·Y <sub>i</sub>
1	4,432	16,435	72,839
1'	4,432	16,435	72,839
2	10,787	15,310	165,149
3	4,528	4,885	22,080
3'	4,528	4,885	22,080
4	7,952	1,700	13,518
4'	7,952	1,700	13,518
5	3,808	0	0
Σ	48,403		359,943

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 7,436 \text{ m}$$

3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étages :

6	4,528	13,465	60,862
6'	4,528	13,465	60,862
7	4,528	8,655	39,190
7'	4,528	8,655	39,190
Σ	66,499		360,047

$$Y_G = 8,442 \text{ m}$$

C.D.G. des dalles :

1. Terrasse :

$$G = 0,659t$$

$$P = 0,1t$$

$$q_t = 0,779t/m^2$$

Dalles	Surfaces $S_i$	$m_i = q_t \cdot S_i$	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$m_i \cdot x_i$	$m_i \cdot y_i$
$D_1$	24,788	19,309	6,610	13,002	127,6	251,055
$D_1'$			12,240	13,002	371,505	251,055
$D_2$	26,361	20,535	10,670	12,440	219,108	255,455
$D_2'$			15,180	12,440	311,721	255,455
$D_3$	17,422	13,572	6,610	5,525	89,709	255,455
$D_3'$			19,240	5,525	261,125	74,905
$D_4$	14,297	11,211	9,920	5,525	111,213	58,058
$D_4'$			14,515	5,525	162,728	58,058
$D_5$	19,237	14,985	12,930	3,375	193,756	50,574
$D_6$	19,296	15,031	12,930	8,810	194,351	132,423
$D_7$	11,902	9,271	2,850	3,185	26,422	29,528
$D_7'$			22,860	3,185	211,935	29,528
$D_8$	7,290	5,679	4,125	9,807	23,426	55,694
$D_8'$			21,725	9,807	123,376	55,694
$\Sigma$		204,688			2427,975	1801,211

$$X_G = 12,862 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,799 \text{ m}$$

5° et 6° étages :

$$q_c = 0,769 \text{ t}$$

$D_{all}$	$S_i$	$M_i = q_c \cdot S_i$	$X_i$	$Y_i$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
$D_1$	24,788	19,062	6,610	13,002	91,588	180,015
$D'_1$			19,24	13,002	266,589	180,015
$D_2$	26,361	20,272	10,670	12,440	157,233	252,18
$D'_2$			15,180	12,440	223,692	252,18
$D_3$	17,422	13,397	6,610	5,525	64,375	74,018
$D'_3$			19,240	5,525	187,378	74,018
$D_4$	14,392	11,067	9,920	5,525	79,806	61,145
$D'_4$			14,515	5,525	116,773	61,145
$D_5$	19,237	14,793	12,930	3,375	139,036	49,926
$D_6$	19,296	14,838	12,930	8,810	139,036	130,723
$D_7$	11,902	9,153	2,850	3,185	10,961	29,152
$D'_7$			22,860	3,185	152,007	29,152
$D_8$	7,290	5,606	4,125	9,807	16,809	54,978
$D'_8$			21,725	9,807	88,529	54,978
$\Sigma$		186,743			2396,864	1483,62

$$Y_G = 8,220 \text{ m}$$

3° et 4° étage :

Dalles	$S_i$	$M_i = q_i S_i$	$x_i$	$Y_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot Y_i$
$D_{A-2-3}$ $D'_{2-3}$		105,462			990,85	1012,426
$D_8$	8,021	4,484	3,562	8,495	15,972	38,091
$D'_8$	8,021	4,484	22,287	8,495	99,932	38,091
$\Sigma$		136,565			1752,81	1112,185

$$X_G = 12,835 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,144 \text{ m}$$

1° et 2° étages :

Dalles	$S_i$	$M_i$	$x_i$	$Y_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot Y_i$
$D_8$	16,307	9,115	2,362	8,495	21,531	63,304
$D'_8$	16,307	9,115	23,487	8,495	214,084	63,304
$D$	11,902	6,653	2,850	12,101	18,962	65,817
$D'$	11,902	6,653	22,860	12,101	152,092	65,817
$\Sigma$		159,133			2043,667	1351,89

$$X_G = 12,840 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,495 \text{ m}$$

R.D.C. :

Dalles	$S_i$	$M_i$	$x_i$	$Y_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot Y_i$
$D_8$	16,307	9,115	2,362	8,495	21,531	63,304
$D'_8$	16,307	9,115	23,487	8,495	214,084	63,304
$D$	11,902	6,653	2,850	12,101	18,962	65,817
$D'$	11,902	6,653	22,860	12,101	152,092	65,817
$\Sigma$		159,133			2043,667	1351,89

$$X_G = 12,8$$

$$Y_G = 8,495$$

C.D.G. DE L'ACROTERE:

$q = 0,269 \text{ t/ml}$

	$L_i \text{ (m)}$	$M_i \text{ (t)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	3,450	0,928	2,850	6,830	2,645	2,454
1'	3,450	0,928	22,950	6,830	21,297	6,338
2	3,450	0,928	2,850	3,075	2,645	2,853
2'	3,450	0,928	22,950	3,075	21,297	2,853
3	3,000	0,807	14,345	0	10,743	0
4	3,770	1,014	6,610	15,135	6,702	15,347
4'	3,770	1,014	19,24	15,135	19,509	15,347
5	8,385	2,555	8,635	10,962	22,371	28,008
5'	8,385	2,555	21,125	10,962	53,974	28,008
6	1,300	0,349	4,805	2,350	1,677	0,820
6'	1,300	0,349	20,965	2,350	7,316	0,820
7	1,700	0,457	11,345	0,850	5,185	0,388
7'	1,700	0,457	14,345	0,850	6,555	0,388
8	3,610	1,014		4,805	1,293	4,872
8'	3,610	1,014	24,585	9,00	24,929	4,872
9	8,860	2,383	12,925	9,00	30,800	36,484
10	6,620	1,781	8,035	15,310	14,310	3,028
10'	6,620	1,781	17,655	1,700	31,443	3,028
$\Sigma$		21,242				155,908

$Y_G = 7,340 \text{ m}$

# CDG DES NIVEAUX :

	<u>3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étage</u>			<u>5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> étage</u>		
$\begin{array}{c} \diagup \\ \diagdown \end{array}$	$M_i$	$Y_i$	$M_i Y_i$	$M_i$	$Y_i$	$M_i Y_i$
planchers	136,565	8,144	1113,181	186,743	8,220	1535,145
Voiles long.	57,798	7,734	447,009	52,470	7,494	393,427
Voiles trans.	72,843	7,110	517,928	72,845	7,110	517,928
Façades	48,403	7,436	359,925	48,403	7,436	359,925
$\Sigma$	315,611		2437,043	360,469		2806,4

$$Y_G = 7,72 \text{ m}$$

$$Y_G = 7,78 \text{ m}$$

	<u>1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage</u>			<u>R.-D.-C</u>		
$\begin{array}{c} \diagup \\ \diagdown \end{array}$	$M_i$	$Y_i$	$M_i Y_i$	$M_i$	$Y_i$	$M_i Y_i$
planchers	159,133	8,495	1351,893	153,379	8,438	1294,241
Voiles long.	71,182	8,613	613,064	35,591	8,613	306,545
Voiles trans.	72,843	7,110	517,928	36,422	7,110	258,960
Façades	66,499	8,422	560,047	66,499	8,422	560,047
$\Sigma$	369,659		3042,932	369,659		3042,932

$$Y_G = 8,23 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,28 \text{ m}$$

## Terrasse

$\begin{array}{c} \diagup \\ \diagdown \end{array}$	planchers	$\frac{1}{2}$ Voiles long.	$\frac{1}{2}$ Voiles trans.	Façades	$\Sigma$
$M_i$	204,68	26,239	36,422	20,242	288,591
$Y_i$	8,799	7,497	7,11	7,340	
$M_i Y_i$	1807,211	196,774	258,960	155,908	2412,793

$$Y_G = 8,36 \text{ m}$$



Centre de torsion:

Voies	$I_y$	$I_x$	Y	X	$I_y \cdot Y$	$I_x \cdot X$	
4		4,945		4,655		23,761	
4'		4,945		20,895		104,067	
5		4,324		8,265		36,386	
5'		4,324		17,285		75,389	
6		2,967		12,775		38,348	
7		0,828		4,655		3,978	
7'		0,828		20,895		17,425	
8		0,703		8,265		5,916	
8'		0,703		17,285		12,257	
9		3,255		11,425		37,188	
9'		3,255		14,435		46,986	
1	9,547	6,53 et 4 <sup>m</sup>	6,83		3,736		
	1,406				RDC 1/2 <sup>m</sup>		9,603
1'	0,547	6,51 300 <sup>m</sup>	6,83		37,36		
	1,406				RDC 1/2 <sup>m</sup>		9,603
2	0,547		3,075		1,685		
2'	0,547		3,075		1,685		
3	34,952		8,05		281,360		
10	0,547		3,075		1,682		
10'	0,547		3,075		1,682		
11	0,167	6,5 <sup>m</sup>	10,07		1,681		
	0,567				3,4 <sup>m</sup>		5,709
	1,406				RDC 1,2		14,158
11'	0,167	6,5	10,07		1,682		
	0,567				3,4 <sup>m</sup>		5,709
	1,406				RDC 1,2		14,158
$\sum (m^4)$	44,952	31,077		R+1+2	332,256	401,701	
	39,992	31,077		3+4	318,718	"	
	39,759	31,077		6+5	298,93	"	

des coordonnées du centre de centre de torsion :

Niveau RDC 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> :  $X_T = \frac{\sum I x_i \cdot x_i}{\sum I x_i} = \frac{332,256}{44,952} = 7,391 \text{ m}$

Niveau 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> :  $X_T = \frac{\sum I x_i \cdot x_i}{\sum I x_i} = \frac{318,718}{39,992} = 7,97 \text{ m}$

Niveau 6<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>, T :  $X_T = 7,52 \text{ m}$

$X_T = \frac{\sum I x_i \cdot y_i}{\sum I y_i} = \frac{401,701}{31,077} = 12,84 \text{ m}$  pour tous les niveaux.

Calcul des excentricités :

• excentricité théorique:  $e_x = X_g - X_T$ ;  $e_y = Y_g - Y_T$ .

	T	6 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>er</sup>	RDC
$X_g(m)$	8,360	7,900	7,720	8,230	8,200
$X_T(m)$	12,840	12,840	12,840	12,840	12,840
$X_T(m)$	/	/	/	/	/
$Y_T(m)$	7,52	7,52	7,97	7,391	7,391
$e_x(m)$	0	0	0	0	0
$e_y(m)$	0,840	0,380	-0,250	0,839	0,809

• excentricité accidentelle :

Le RPA exige que pour les structures comportant des planches horizontales rigides dans leur plan on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité 1<sup>te</sup> au CDT, égale à la plus grande dimension du bâtiment :  $e = 0,05 \cdot 25,84 = 1,29 \text{ m} = e_x = e_y$

**CHAPITRE 6**  
**DISTRIBUTION**  
**DES**  
**EFFORTS**

# Distribution des efforts d'ensemble sur les refends

## Généralités

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de "M. Diver", "Calcul des tours en béton armé".

elle permet de déterminer les sollicitations d'ensemble (efforts tranchants  $H$  et moments fléchissants  $M$  agissant sur le bâtiment à chaque refend.

L'effet du vent sur le bâtiment n'est pas pris en considération ou les petites valeurs des efforts résultants.

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire.

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des forces horizontales peut être décomposée comme suit :

- Une déformation de translation parallèle à la force horizontale.
- Une déformation de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de torsion.

## Hypothèses de la méthode:

- Les refends sont parfaitement encastés à la base
- Les planches sont indéformables horizontalement
- L'insertie des refends est constante ou que les éventuels rétrécissements dans le sens de l'épaisseur n'affectent pas le rapport des inerties des refends.

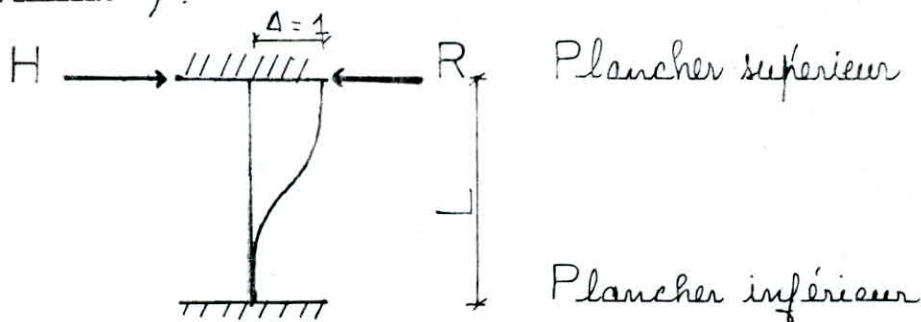
## Méthode du centre de torsion

Le centre de torsion  $C_T$  ou centre 'élastique' d'un groupe de refends est le point caractérisé par :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le  $C_T$  engendre uniquement une rotation.

Les forces horizontales se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités.

La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une (ou un couple)  $H$  produit une translation (ou une rotation).



$$R = \frac{12EI}{L^3}$$

$R$  : rigidité

$I$  : moment d'inertie

$L$  : hauteur d'étage

C

Comme les refends ont le même module d'élasticité  $E$  la même hauteur d'étage nous pouvons simplifier les calculs en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie

## Distribution des efforts

Soient :  $e_x, e_y$  les excentricités du centre de torsion par rapport au centre de masse.

$X_i, Y_i$  les coordonnées du centre de gravité de l'élément "i" par rapport au centre de torsion.

H l'effort tranchant.

- Force sismique dirigée longitudinalement : (X-X)

$$H'_{x\bar{x}} = \frac{H_x I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}} \quad \text{effort de translation.}$$

$$H''_{x\bar{x}} = \frac{H_x e_y I_i^{yy} Y_i}{\sum I_i^{yy} Y_i^2 + \sum I_i^{xx} X_i^2} \quad \text{effort de rotation.}$$

- Force sismique dirigée transversalement : (Y-Y)

$$H'_{y\bar{y}} = \frac{H_y I_i^{xx}}{\sum I_i^{xx}} \quad \text{effort de translation}$$

$$H''_{y\bar{y}} = \frac{H_y e_x I_i^{xx} X_i}{\sum I_i^{yy} Y_i^2 + \sum I_i^{xx} X_i^2} \quad \text{effort de rotation.}$$

Les efforts dus au séisme sont :  $V_x = 223,88 \text{ t}; V_y = 274,05 \text{ t}.$

$e_x = e_y = 1,23 \text{ m} \rightarrow$  les nouvelles coordonnées du centre de torsion

niveaux	T	$6,5^{em}$	$4-3^{em}$	$2,1^{em}$	RDC
$X_T^{(m)}$	-	-	-	-	-
$Y_T^{(m)}$	7,13	9,01	8,95	7,00	7,00
$\sum I_{x_i}^2$	1005,736				
$\sum I_{y_i}^2$	44,039				

$$J = \sum I_{x_i} \bar{x}_i^2 + \sum I_{y_i} \bar{y}_i^2$$

$$J_T = 1054,775 \text{ m}^6$$

$$J_{6,5} = 1080,977 \text{ m}^6$$

$$J_{4,3} = 1076,695 \text{ m}^6$$

$$J_{RDC,1,2} = 1143,071 \text{ m}^6.$$

$\times$	$F_{4,4}^{\text{translation}}$	$F_4^{\text{rotation}}$	$F_{4'}^{\text{rotation}}$	$F_4^{\text{totale}}$	$F_{4'}^{\text{totale}}$
T	6,698	-2,168	1,610	8,866	8,308
G	15,926	-5,047	3,744	20,967	19,670
5	23,793	-7,504	5,573	31,297	29,366
4	30,388	-9,685	7,193	40,073	37,581
3	35,544	-11,328	8,413	46,872	43,957
2	39,177	-11,728	8,669	50,905	47,846
1	41,279	-12,299	9,134	53,578	50,413
R	41,279	-12,299	9,134	53,578	50,413

$\times$	$F_{5,5}^{\text{translation}}$	$F_5^{\text{rotation}}$	$F_{5'}^{\text{rotation}}$	$F_5^{\text{totale}}$	$F_{5'}^{\text{totale}}$
T	5,857	-1,156	0,668	7,013	6,526
G	13,926	-2,688	1,554	16,614	15,480
5	20,804	-4,00	2,313	24,804	28,805
4	26,572	-5,164	2,984	31,736	29,556
3	31,080	-6,040	3,491	37,120	34,571
2	34,257	-6,223	3,597	40,480	37,854
1	36,096	-6,557	3,790	42,653	39,886
R	36,096	-6,557	3,790	42,653	39,886

$\times$	$F_{7,7'}^{\text{translation}} (t)$	$F_7^{\text{rotation}} (t)$	$F_{7'}^{\text{rotation}} (t)$	$F_7^{\text{totale}} (t)$	$F_{7'}^{\text{totale}} (t)$
T	1,559	-0,505	0,375	2,064	1,934
6	3,706	-1,173	0,871	5,452	4,577
5	5,518	-1,746	1,297	7,264	6,815
4	7,076	-2,254	1,674	9,330	8,450
3	8,272	-2,636	1,958	10,908	10,230
2	9,118	-2,716	2,020	11,834	11,138
1	9,607	-2,862	2,126	12,469	11,733
RDC	9,607	-2,862	2,126	12,469	11,733

$\times$	$F_{8,8'}^{\text{translation}} (t)$	$F_8^{\text{rotation}} (t)$	$F_{8'}^{\text{rotation}} (t)$	$F_8^{\text{totale}} (t)$	$F_{8'}^{\text{totale}} (t)$
T	1,707	-0,337	0,195	2,044	1,902
6	4,058	-0,783	0,463	4,841	4,511
5	6,062	-1,166	0,674	7,228	6,736
4	7,743	-1,505	0,870	9,248	8,613
3	9,057	-1,760	1,017	10,817	10,074
2	9,982	-1,813	1,048	11,495	11,030
1	10,518	-1,912	1,104	12,429	11,622
RDC	10,518	-1,911	1,104	12,429	11,622



	F translation 11,11' (t)	F rotation 11,11' (t)	F total 11,11' (t)	F translation 10,10' (t)	F rotation 10,10' (t)	F totale 10,10' (t)
T						
6						
5						
4	0,549	0,056	0,605			
3	0,643	0,066	0,709			
2	5,614	1,399	7,013	2,184	1,139	3,323
1	5,916	1,470	7,386	2,302	1,200	3,502
RDC	5,916	1,470	7,386	2,302	1,200	3,502

	F translation 9,9' (t)	F rotation 9' (t)	F rotation 9' (t)	F total 9' (t)	F totale 9' (t)
T	4,200	-0,401	0,040	4,661	4,240
6	9,987	-0,933	0,092	10,920	10,079
5	14,920	-1,389	0,137	16,309	15,057
4	19,056	-1,792	0,177	20,848	19,233
3	22,289	-2,097	0,207	24,386	22,496
2	24,568	-2,160	0,214	26,728	24,782
1	25,886	-2,276	0,225	28,162	26,111
RDC	25,886	-2,276	0,225	28,162	26,111

$\otimes$	$F_{1,1'}^{translation} (t)$	$F_{1,1'}^{rotation} (t)$	$F_{1,1'}^{totale} (t)$	$F_{2,2'}^{translation} (t)$	$F_{2,2'}^{rotation} (t)$	$F_{2,2'}^{totale} (t)$
7	0,401	-0,013	0,414	0,401	-0,124	0,525
6	0,953	-0,165	1,118	0,953	-0,422	1,375
5	1,419	-0,384	1,803	1,419	-0,629	2,048
4	1,800	-0,309	2,109	1,804	-0,803	2,607
3	2,406	-0,362	2,768	2,105	-0,940	3,045
2	5,615	-0,131	5,746	2,184	-0,646	2,830
1	5,916	-0,138	6,054	2,301	-0,681	2,982
RDC	5,916	-0,138	6,054	2,301	-0,681	2,982

$\otimes$	$F_3^{translation} (t)$	$F_3^{rotation} (t)$	$F_3^{totale} (t)$	$F_6^{translation} (t)$	$F_6^{rotation} (t)$	$F_6^{totale} (t)$
J	25,626	2,182	27,808	4,431	-0,191	4,622
6	60,926	-4,67	65,596	10,535	-0,443	10,978
5	90,695	-6,954	94,649	15,738	-0,660	16,398
4	115,051	-10,011	125,040	20,101	-0,852	20,953
3	134,547	-11,711	146,258	23,511	-0,996	24,507
2	139,574	11,587	151,161	25,915	-1,024	26,942
1	147,064	12,209	159,273	27,305	-1,082	28,387
RDC	147,064	12,209	159,273	27,305	-1,082	28,387

## Distribution des efforts tranchants

Niv	V <sub>1,2</sub>	V <sub>1,2'</sub>	V <sub>1,5</sub>	V <sub>1,5'</sub>	V <sub>1,6</sub>	V <sub>1,7</sub>	V <sub>1,7'</sub>	V <sub>1,8</sub>	V <sub>1,8'</sub>	V <sub>1,9</sub>	V <sub>1,9'</sub>	V <sub>1,11'</sub>	V <sub>1,2,2'</sub>	V <sub>1,3</sub>	V <sub>1,11,11'</sub>	V <sub>1,10,10'</sub>
T	8,866	8,308	7,013	6,525	4,622	2,064	1,934	2,044	1,902	10,943	4,240	0,414	0,525	27,808		
6	20,967	19,670	16,614	15,480	10,973	5,452	4,577	4,841	4,511	10,920	10,079	1,118	1,375	65,596		
5	31,297	29,366	24,804	28,885	16,398	7,264	6,815	7,228	6,736	16,309	15,075	1,803	2,043	97,649		
4	40,073	37,58	31,736	29,556	20,953	9,330	8,750	9,248	8,613	20,848	19,233	2,109	2,607	125,04	0,605	
3	46,872	43,957	37,854	34,571	24,507	10,908	10,230	10,817	10,074	24,386	22,782	2,768	3,045	146,258	0,709	
2	50,905	47,846	40,480	37,854	26,942	11,834	11,138	11,795	11,030	26,728	24,78	5,746	2,830	151,161	7,073	3,323
1	53,578	50,413	42,653	39,886	26,387	12,469	11,733	12,429	11,622	28,162	26,111	6,054	2,982	159,273	7,386	3,502
RDC	53,578	50,413	42,653	39,886	26,387	12,469	11,733	12,429	11,622	28,162	26,111	6,054	2,982	159,273	7,386	3,502
	Sens transversal											Sens longitudinal				

## Distribution des moments fléchissants

T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
6	26,775	25,070	21,179	19,705	13,958	6,233	5,841	6,173	5,744	33,048	12,805	1,250	1,585	83,980		
5	90,096	84,493	71,353	66,455	47,112	22,698	19,663	20,793	19,367	66,026	43,243	4,626	5,738	282,08		
4	184,613	173,179	146,262	153,68	96,634	44,636	40,244	42,622	39,709	115,279	88,715	10,072	11,923	576,980	0	
3	305,63	286,673	242,104	242,947	159,912	72,812	66,669	70,550	65,722	178,240	146,799	16,441	19,796	954,607	1,827	
2	447,18	419,424	354,207	347,351	233,923	105,754	97,564	103,218	96,145	251,88	214,737	24,800	28,992	1396,306	3,968	0
1	600,919	563,911	476,456	461,670	315,28	141,493	131,200	138,839	129,455	332,604	289,578	42,153	37,538	1852,812	25,147	10,036
RDC	762,725	716,166	654,319	627,995	425,321	193,48	180,127	190,66	177,920	450,04	398,461	673,98	49,973	2516,98	55,946	24,638
	Sens transversal											Sens longitudinal				

**CHAPITRE 7**  
**ETUDE DES**  
**VOILES**

## Efforts dans les voiles

Le ferrailage des voiles se fait sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées.

Notre structure comporte plusieurs catégories de refends :

- Refends pleins
- Refends avec ouvertures.

L'étude des refends pleins consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{cases}$$

Pour le calcul des refends à une seule file d'ouvertures, nous utilisons la méthode élaborée par "M. MAIBIGES et GOULET" exposée dans l'ouvrage de "M. DIVER". Les linteaux sont remplacés par un milieu continu afin de faciliter la résolution mathématique du problème.

### Hypothèses

Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage. Ces deux hypothèses permettent d'assimiler un refend avec ouvertures à une structure constituée par deux éléments de refends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

## Etude des linteaux

- Referend à une file d'ouverture :

$$\pi = H_0 \frac{m l}{I} \phi$$

avec:  $H_0$ : effort tranchant à la base  
du referend

$m$ : moment statique des deux éléments  
de referend par rapport au C.D.G

$$I = I_1 + I_2 + 2 m c$$

$l$ : hauteur d'étage.

Etapas de calcul :

On établit  $\xi = \frac{z}{Z}$  où  $z$  est la cote du niveau considéré  
et  $Z$  la hauteur du bâtiment.

Ayant  $\alpha$  et  $\xi$  on détermine la valeur de  $\phi$  à partir de l'abaque  
B.23.a.

On calcule l'effort tranchant à la section d'encastement.

Le moment d'encastement est:  $M = \pi a$

Referend à plusieurs files d'ouverture :

L'effort tranchant  $\pi_i$  dans la file de linteaux est :

$$\pi_i = H_0 l \cdot \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi$$

Cet effort tranchant  $\pi_i$  engendre un moment d'encastement

$M = \pi_i \cdot a_i$ ;  $a_i$ : la demi-travée du linteau  $i$ .

Pour la détermination de  $\phi$  on utilise l'abaque B.23.a.

On évalue  $\pi_1, \pi_2, \dots$

## Etude des trumeaux

- Refend à une seule file d'ouverture

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

avec  $\psi$  un coefficient donné par l'abaque B.23.6

- Refend à plusieurs files d'ouverture

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} H_0 z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \psi \right]$$

## Forces axiales

Refend à une file d'ouverture : l'effort normal  $N$  est la somme des efforts  $\pi$  à partir du sommet et jusqu'à l'étage considéré

$$N = \sum \pi$$

Refend à plusieurs files d'ouverture :

$$N_1 = \sum \pi_1 \quad ; \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_3 \quad ; \quad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2, \dots$$

Pour les deux types de refends, il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur.

pour une file d'ouverture :  $M = M_1 + M_2 + 2N \cdot c$

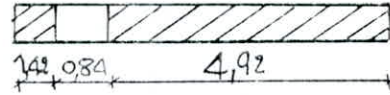
pour plusieurs file d'ouverture :  $M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2(C_2 + \dots) + \dots$

L'effort tranchant  $T$  qui revient à chaque voile sera distribué aux trumeaux proportionnellement à leurs inerties suivant :

$$T = \frac{I_i}{\sum I_i} T$$

Voile 5

$$H = 42,653 \text{ t}$$



$$I = 4,324 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 15,583 ; I_1 = 0,0386 \text{ m}^4$$

$$m = 0,710$$

$$I_2 = 1,588 \text{ m}^4 ; I_1 + I_2 = 1,626 \text{ m}^4$$

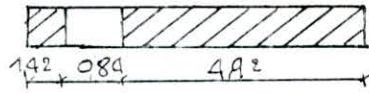
NIVEAU	f	$\psi$	$\emptyset$	A	13	A-13	M	M	$\Pi$	N
T	1	0	0,13	0	0	0	0	0	2,571	2,571
6	0,86	0,03	0,24	0,019	0,019	0	0	0	4,747	7,317
5	0,73	0,08	0,48	0,066	0,053	0,013	11,281	0,274	9,494	16,812
4	0,60	0,14	0,64	0,138	0,092	0,046	39,281	0,970	12,658	29,470
3	0,46	0,24	0,78	0,239	0,158	0,081	70,287	1,708	15,427	44,897
2	0,32	0,36	0,88	0,357	0,237	0,120	104,129	2,537	17,405	62,302
1	0,19	0,48	0,90	0,479	0,316	0,163	141,443	3,438	17,800	80,103
R	0	0,60	0,10	0,667	0,395	0,272	236,027	5,737	2,731	82,834

Voile 5'

$$H_0 = 39,886 \text{ t} ; m = 0,710$$

$$\alpha = 15,583 ; I_1 = 0,038 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 1,588 \text{ m}^4$$



$$I_1 + I_2 = 1,626 \text{ m}^4$$

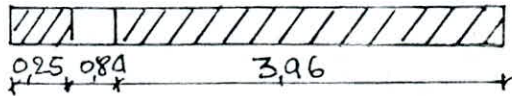
NIVEAU	f	$\psi$	$\emptyset$	A	13	A-13	M	M	$\Pi$	N
T	1	0	0,13	0	0	0	0	0	2,750	2,750
6	0,86	0,03	0,24	0,019	0,019	0	0	0	5,076	7,826
5	0,73	0,08	0,48	0,066	0,053	0,013	12,063	0,293	10,152	17,978
4	0,60	0,14	0,64	0,138	0,092	0,046	42,685	1,037	13,536	31,514
3	0,46	0,24	0,78	0,239	0,158	0,081	75,164	1,827	16,497	48,011
2	0,32	0,36	0,88	0,357	0,237	0,120	111,353	2,707	18,613	66,624
1	0,19	0,48	0,90	0,479	0,316	0,163	151,255	3,678	19,673	86,259
R	0	0,60	0,10	0,667	0,395	0,272	252,461	16,135	2,920	89,179



# Voiles 7,7'

Niveau							voile 7				voile 7'			
	f	ψ	∅	A	13	A-13	M	M	Π	N	M	M	Π	N
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0,860	0,012	0,25	0,079	0,005	0,014	3,890	0,0009	1,262	1,262	3,626	0,001	1,176	1,176
5	0,730	0,070	0,46	0,066	0,027	0,039	10,837	0,003	2,322	3,584	0,001	0,002	2,164	3,340
4	0,600	0,190	0,64	0,138	0,075	0,063	17,505	0,004	3,230	6,814	16,316	0,004	3,070	6,350
3	0,460	0,260	0,80	0,239	0,103	0,136	37,789	0,009	4,037	10,852	35,223	0,008	3,763	10,113
2	0,320	0,370	0,90	0,357	0,146	0,211	58,630	0,014	4,542	15,394	54,647	0,013	4,234	14,346
1	0,192	0,480	0,95	0,479	0,189	0,290	80,581	0,019	4,795	20,188	75,107	0,018	4,468	18,815
R	0	0,660	1,00	0,667	0,261	0,406	112,814	0,027	9,968	27,157	105,151	0,025	6,495	25,310

63



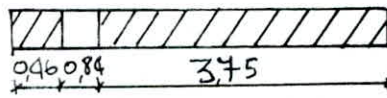
$$H_0^7 = 12,169t \quad H_0^{7'} = 11,733t$$

$$\alpha = 24,92 \quad I_1 = 0,0002m^4 \quad I_2 = 0,828m^4$$

$$I_1 + I_2 = 0,8282m^4, \quad m = 0,111$$

$$H_0^8 = 12,429t \quad I_1 = 0,0013m^4$$

$$H_0^{8'} = 11,622t \quad I_2 = 0,703m^4$$



$$\alpha = 17,195$$

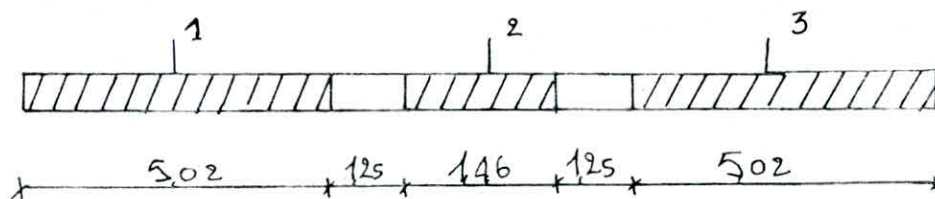
$$m = 0,193$$

							Voile E3			
Niveau	f	ψ	O	A	B	A·B	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Π	N
7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0,86	0,012	0,25	0,019	0,005	0,013	3,516	0,006	1,344	1,344
5	0,73	0,07	0,46	0,066	0,031	0,035	9,050	0,017	2,473	3,817
4	0,60	0,19	0,64	0,136	0,060	0,078	20,169	0,037	3,441	7,257
3	0,46	0,26	0,80	0,239	0,117	0,122	37,546	0,058	4,300	11,558
2	0,32	0,37	0,90	0,359	0,167	0,190	49,729	0,091	4,838	16,396
1	0,19	0,48	0,95	0,479	0,216	0,263	68,005	0,126	5,107	21,503
R	0	0,66	1,0	0,667	0,298	0,369	95,474	0,176	5,376	26,879

voile E3-			
M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Π	N
0	0	0	0
9,007	3,761	1,437	1,437
0,018	9,678	2,645	4,082
0,040	21,569	3,680	7,762
0,062	33,735	4,600	12,362
0,097	52,541	5,174	17,536
0,134	72,727	5,462	22,998
0,188	102,040	5,749	29,747

### Voile 3

Nive	f	$\psi$	$\emptyset$	A	A- $\psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$\pi_1$	$\pi_2$	$N_1$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,360	0	0	0	0	0	19,300	19,270	19,300	0	-19,300
6	0,86	0,042	0,380	0,019	-0,023	-0,0113	-40,253	-1,003	20,372	20,345	39,672	0	-39,672
5	0,73	0,085	0,425	0,066	-0,019	-0,009	-33,253	-0,828	22,785	22,754	62,754	0	-62,451
4	0,60	0,160	0,468	0,138	-0,022	-0,011	-38,503	-0,959	25,090	25,056	87,547	0	-87,547
3	0,46	0,250	0,468	0,239	-0,011	-0,005	-19,251	-0,479	25,090	25,056	112,637	0	-112,637
2	0,32	0,300	0,440	0,357	0,057	0,028	99,758	2,485	23,589	23,557	136,226	0	-136,226
1	0,19	0,355	0,320	0,479	0,124	0,061	217,017	5,406	17,156	17,133	153,382	0	-153,382
R	0	0,400	0	0,667	0,267	0,151	467,287	11,641	0	0	153,382	0	-153,382



$$H_0 = 159,273t \quad \alpha = 12,43 \quad i_1 = 0,0055 m^4 \quad a_1 = a_2 = 0,625 m$$

$$I_1 = I_3 = 1,581 m^4 \quad I_2 = 0,0518 m^4$$

## Voile 7

Charge	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
	T	G	5	4	3	2	1	R	T	G	5	4	3	2	1	R
G	7,479	19,880	32,281	44,682	57,083	69,484	81,885	93,254	1,144	3,041	4,935	6,835	8,732	10,629	12,526	14,265
P	1,014	2,788	4,562	6,336	8,110	9,884	11,658	13,432	0,155	0,426	0,697	0,968	1,239	1,510	1,781	2,052
E	0	1,262	3,584	6,814	10,852	15,394	20,188	27,157	0	-1,262	-3,584	-6,814	-10,394	-15,394	-20,188	-27,157
G+P+E	8,493	23,930	40,427	57,832	76,045	94,762	113,731	133,843	1,299	4,729	9,219	14,617	20,823	27,533	34,495	43,474
G+P-E	8,493	21,406	33,259	44,204	54,341	63,974	73,355	79,529	1,299	2,205	2,051	0,989	-0,881	-3,255	-5,881	-10,810
G <sub>80</sub> +E	5,983	17,166	29,409	42,559	56,518	70,981	85,696	101,760	0,915	3,695	7,534	12,282	17,837	23,897	30,209	38,569
G <sub>80</sub> -E	5,983	14,642	22,240	28,932	34,814	40,193	45,320	47,446	0,915	1,171	0,366	-1,346	-3,866	-6,891	-10,167	-15,745
M	0	3,890	10,837	17,505	27,789	38,630	50,581	63,814	0	0,000	0,003	0,004	0,009	0,014	0,019	0,027

## Voile 7'

Charge	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
	T	G	5	4	3	2	1	R	T	G	5	4	3	2	1	R
G	7,49	19,88	32,281	44,682	57,083	69,484	81,885	93,254	1,144	3,041	4,938	6,835	8,732	10,629	12,526	14,265
P	0	1,176	3,340	6,350	10,113	14,346	18,815	25,310	0	-1,176	-3,340	-6,350	-10,113	-14,346	-18,815	-25,310
E	8,493	23,844	40,183	57,368	75,306	93,714	112,358	131,973	1,299	4,634	8,975	14,153	20,084	26,485	33,122	41,627
G+P+E	8,493	21,492	33,503	42,096	55,08	65,022	74,728	81,367	1,299	2,231	2,295	1,453	-0,142	-2,207	-4,508	-8,993
G+P-E	5,983	17,080	29,165	44,668	55,779	69,933	84,323	99,293	0,915	3,609	7,290	11,818	17,099	22,849	28,836	36,722
G <sub>80</sub> +E	5,983	14,728	22,485	29,396	35,553	41,241	46,693	49,293	0,915	1,257	0,610	-0,882	-3,127	-5,843	-8,794	-13,898
M	0	3,626	10,100	16,316	25,223	34,647	44,507	54,814	0	0,001	0,002	0,004	0,008	0,013	0,018	0,025

Voile 8

	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
G	11,417	29,179	49,941	64,703	82,465	100,227	117,989	134,091	2,409	6,157	9,905	13,653	17,401	21,149	24,897	27,181
P	1,399	3,845	6,291	8,737	11,183	13,629	16,075	18,521	0,295	0,895	1,495	2,095	2,695	3,295	3,895	4,495
E	0	1,237	4,082	7,762	12,362	17,536	22,998	28,747	0	-1,437	-4,082	-7,762	-12,362	-17,536	-22,998	-28,747
P+G+E	12,816	34,461	60,374	81,262	106,010	131,392	157,062	181,355	2,704	8,489	15,482	23,510	32,458	41,980	51,790	60,423
P+G-E	12,816	33,024	56,232	65,678	81,286	96,320	112,062	123,865	2,704	5,615	7,318	7,986	7,734	6,908	5,779	2,929
0,16+E	9,134	24,780	44,035	59,524	78,334	97,717	117,389	136,019	1,927	6,363	12,006	18,684	26,283	34,455	42,916	50,492
0,16-E	9,134	21,906	35,871	44,000	53,610	62,645	71,393	78,526	1,927	3,488	3,842	3,160	1,558	-0,617	-3,08	-7,002
M	0	3,761	9,678	21,569	33,737	52,541	72,727	102,040	0	0,007	0,018	0,040	0,062	0,097	0,134	0,188
charge	T	6	5	4	3	2	1	R	T	1	2	4	3	2	1	R

Voile 8'

	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
G	11,417	29,179	49,941	64,703	82,465	100,227	117,989	134,091	2,409	6,157	9,905	13,653	17,401	21,149	24,897	27,181
P	1,399	3,845	6,291	8,737	11,183	13,629	16,075	18,521	0,295	0,895	1,495	2,095	2,695	3,295	3,895	4,495
E	0	1,344	3,817	7,257	11,558	16,629	21,503	26,879	0	-1,344	-3,817	-7,257	-11,558	-16,396	-21,503	-26,879
G+P+E	12,816	34,368	60,049	80,697	105,200	130,251	155,567	179,491	2,704	8,396	15,217	23,005	31,654	40,840	50,295	58,555
G+P-E	12,816	31,680	49,941	66,183	82,090	97,460	112,567	125,733	2,704	5,708	7,583	8,491	8,534	8,048	7,289	4,797
0,16+E	9,134	24,687	43,770	59,019	77,536	96,577	115,894	134,152	1,927	6,269	11,741	18,179	25,479	33,315	41,421	48,624
0,16-E	9,134	21,999	36,050	44,505	54,414	63,786	72,888	80,394	1,927	3,582	4,107	3,665	2,363	0,523	-1,585	-5,134
M	0	3,516	9,050	20,169	31,546	49,129	68,005	95,414	0	0,006	0,017	0,037	0,058	0,091	0,126	0,176

29

Voile 5

Charges	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
	T	6	5	4	3	2	1	R	T	6	5	4	3	2	1	R
G	11,644	31,094	50,547	70,000	89,454	108,906	128,359	146,165	4,022	10,743	17,464	24,185	30,906	37,627	44,348	50,500
P	1,614	4,439	7,264	10,089	12,914	15,739	18,564	21,389	0,558	1,534	2,510	3,486	4,462	5,438	6,414	7,390
E	2,750	7,826	17,978	31,514	48,011	66,624	86,259	89,179	-2,750	-7,826	-17,978	-31,514	-48,011	-66,024	-86,259	-89,179
G+P+E	16,005	43,359	75,789	111,603	150,378	191,269	233,182	256,733	7,330	20,103	37,952	59,158	83,379	109,68	137,021	147,069
G+P-E	10,505	27,707	39,83	48,575	54,356	58,021	60,664	78,375	1,830	4,451	1,996	-3,843	-12,643	-23,559	-35,497	-31,289
986-E	12,063	32,701	58,416	87,514	119,573	153,749	188,966	206,111	5,967	16,420	31,949	50,862	72,736	96,726	121,737	129,579
986-E	6,563	17,049	22,460	24,486	23,551	20,500	16,428	27,753	0,467	0,768	-4,007	-12,166	-23,286	-36,522	-50,780	-48,718
M	0	0	12,063	42,685	75,164	111,353	151,255	252,461	0	0	0,293	1,037	1,827	2,707	3,670	6,135

Voile 5'

Charges	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
	T	6	5	4	3	2	1	R	T	6	5	4	3	2	1	R
G	11,641	31,094	50,547	70,000	89,453	108,906	128,359	146,165	4,022	10,743	17,464	24,185	30,906	37,627	44,348	50,500
P	1,614	4,439	7,264	10,089	12,914	18,564	18,564	21,389	0,558	1,534	2,510	3,486	4,462	5,438	6,414	7,390
E	2,571	7,317	16,812	29,470	44,897	62,302	80,103	82,834	-2,571	-7,317	-16,812	-29,470	-44,897	-62,302	-80,103	-82,834
G+P+E	15,826	42,850	74,623	109,559	147,264	186,917	227,026	250,388	7,151	19,596	36,786	57,141	80,265	105,367	130,865	140,724
G+P-E	10,684	28,999	40,999	50,619	57,470	62,343	66,820	84,720	2,009	4,960	3,162	-1,799	-9,529	-19,237	-29,341	-24,944
986-E	11,884	24,875	85,470	85,470	116,459	149,427	182,790	119,766	5,789	15,911	30,783	48,818	69,622	92,404	115,581	123,234
986-E	6,742	10,240	23,647	26,530	26,665	24,823	22,584	34,098	0,647	1,277	-2,841	-10,122	-20,172	-32,200	-44,625	-42,434
M	0	0	11,281	39,916	70,287	104,129	141,443	236,027	0	0	0,274	0,970	1,708	2,531	3,438	5,737

Voile 3.

Charge	TRUMEAU 1								TRUMEAU 2							
	T	G	5	4	3	2	1	R	T	G	5	4	3	2	1	R
G	0,816	1,938	3,060	4,182	5,304	6,426	7,548	8,544	7,958	18,961	29,937	40,913	51,880	62,865	73,841	83,580
P	0,124	0,341	0,557	0,774	0,991	1,207	1,424	1,641	1,211	3,331	5,452	7,573	9,693	11,814	13,934	16,055
E	0	0	0	0	0	0	0	0	19,300	39,672	62,457	87,547	112,637	136,226	153,302	193,382
G+P	0,940	2,297	3,617	4,956	6,295	7,633	8,972	10,185	28,469	61,964	97,846	136,033	174,218	210,905	241,157	252,017
G+P-E	0,940	2,297	3,617	4,956	6,295	7,633	8,972	10,185	-10,131	-17,380	-27,068	-39,061	-51,056	-61,547	-65,607	-53,747
0,6+E	0,653	1,550	2,448	3,346	4,243	5,141	6,038	6,835	25,666	54,841	86,467	120,277	154,147	186,518	212,455	220,246
0,86+E	0,653	1,550	2,448	3,346	4,243	5,141	6,038	6,835	-12,936	-24,503	-38,507	-54,817	-71,127	-85,934	-94,309	-86,518
M									0	-40,253	-33,253	-38,503	-19,288	99,750	217,017	467,287

Charge	TRUMEAU 3							
G	3,568	8,472	13,376	18,281	23,185	28,089	32,994	37,346
P	0,541	1,488	2,436	3,384	4,331	5,278	6,226	7,173
E	0	0	0	0	0	0	0	0
G+P+E	4,109	9,960	15,812	21,665	27,516	33,367	39,220	44,519
G+P-E	4,109	9,960	15,812	21,665	27,516	33,367	39,220	44,519
0,86+E	2,854	6,771	10,701	14,707	18,548	22,471	26,395	29,877
0,86-E	2,854	6,771	10,701	14,707	18,548	22,471	26,395	29,877
M	0	-1,003	-0,828	-0,959	-0,479	2,485	5,406	11,641

69

		charges	T	6	5	4	3	2	1	R
4	Efforts Normaux	Q(t)	15,975	37,554	59,133	78,361	97,603	119,182	140,761	160,546
		P(t)	1,820	4,896	7,972	10,401	12,830	15,906	18,982	22,058
		G+P	17,795	42,655	67,105	88,768	110,433	135,088	159,743	182,604
		o,8G	12,780	30,043	47,306	62,694	78,082	95,346	112,608	128,437
4	Moments		0	26,775	90,096	184,613	305,633	447,186	600,919	824,339
			0	25,090	84,493	173,179	286,675	419,424	563,918	774,140
6	Efforts Normaux	G	15,419	41,457	67,495	93,533	119,571	145,609	171,647	195,479
		P	2,163	5,948	9,733	13,518	17,303	21,088	24,873	28,658
		G+P	17,582	47,582	77,228	107,051	136,874	166,697	196,520	224,137
		o,8G	12,335	33,165	53,996	74,826	95,657	116,487	137,317	156,383
6	Moments		0	13,958	47,112	96,634	159,912	233,923	315,280	425,322
			0	13,958	47,112	96,634	159,912	233,923	315,280	425,322
9	Efforts Normaux	P	2,060	5,665	9,270	12,875	16,480	20,085	23,690	27,295
		G	14,801	38,676	62,551	86,426	110,301	134,176	158,051	179,785
		G+P	16,861	44,341	71,821	99,301	126,781	154,261	184,741	207,080
		o,8G	11,841	30,941	50,041	69,141	88,241	107,341	128,441	143,828
9	Moments		0	33,048	66,026	115,279	178,246	251,806	332,604	450,040
			0	12,865	43,243	88,715	146,799	214,737	289,578	398,461
2	Efforts Normaux	G	4,333	13,182	22,031	30,880	39,729	48,578	57,427	65,820
		P	0,446	1,227	2,008	2,789	3,570	4,351	5,132	5,913
		G+P	4,779	14,409	24,039	33,669	43,299	52,929	62,559	71,733
		o,8G	3,466	10,546	17,625	24,704	31,783	38,862	45,942	52,656
2	Moments		0	1,585	5,738	11,923	19,796	28,992	37,538	49,973
			0	1,585	5,738	11,923	19,796	28,992	37,538	49,973



	charges	T	G	5	4	3	2	1	R	
2	Effort Normal	G	4,333	13,182	22,031	30,800	39,729	48,578	57,427	65,820
		P	0,446	1,227	2,008	2,789	3,570	4,351	5,132	5,913
		G+P	4,779	14,409	24,039	33,669	43,299	52,929	62,559	71,733
		986	3,466	10,546	17,625	24,704	31,783	38,862	45,942	52,656
2	Moment		0	1,585	5,738	11,923	19,796	28,992	37,538	49,973
			0	1,585	5,738	11,923	19,796	28,992	37,538	49,973
1	Effort & Normal	G	5,282	15,235	25,188	35,828	46,468	61,695	76,922	86,849
		P	0,590	1,623	2,656	3,876	5,096	7,043	8,990	10,937
		G+P	5,872	16,858	27,844	39,704	51,564	68,738	85,912	97,786
		986	4,227	12,188	20,150	28,662	37,174	49,356	61,537	69,479
1	Moment		0	1,250	4,626	10,072	16,441	24,800	42,153	67,398
			0	1,250	4,626	10,072	16,441	24,800	42,153	67,398
11	Effort & Normal	G				10,408	20,816	31,456	42,096	52,023
		P				0,693	1,386	2,606	3,826	5,046
		G+P				11,101	22,202	34,062	45,922	57,069
		986				8,326	16,653	25,165	33,677	41,678
11	Moment					0	1,817	3,968	25,147	55,946
						0	1,817	3,968	25,147	55,946

**CHAPITRE 8**  
**CALCUL DES**  
**DEFORMATIONS**

## Calcul des déformations:

Le bâtiment est contreventé par voiles nous vérifierons que les déformations horizontales dues au séisme ne déstabilisent pas l'ouvrage. Conformément à l'article 3.3.7.1 RPA 81, les déformations seront multipliées par le coefficient  $1,0/2B > 1$  pour tenir compte de la ductilité de la structure. Ensuite on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents sont inférieures à 0,075 fois la hauteur d'étage.

Les déplacements relatifs doit donner par:

$$S_i = \left[ \frac{f_i - f_{i-1}}{h} \right] \frac{1}{2B} \text{ avec } h = \text{hauteur d'étage}$$

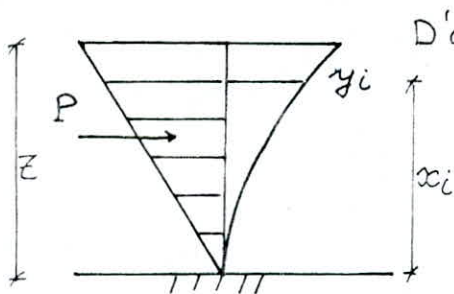
$f_i, f_{i-1}$  flèches aux niveaux  $i, i-1$

Le déplacement admissible est donné par:

$$\Delta = 0,075 \cdot h = 0,075 \cdot 3,02 = 22,65 \text{ mm}$$

### - Déformation d'ensemble du bâtiment:

Pour le calcul des flèches on suppose que le bâtiment est encadré à une extrémité soumise à une charge triangulaire.



D'après l'aide mémoire de RDM on a:

$$y_i = \frac{P x_i^2}{60 E I Z^2} (20 l^3 - 10 l^2 x_i + x_i^3)$$

• Sens longitudinal:

$$P = 323,884 \text{ t}$$

$$E_i = 21000 \sqrt{270}$$

$$I_{L \text{ RDC}} = 44,764 \text{ m}^4, \quad I_{L \text{ 3e}} = 39,992 \text{ m}^4, \quad I_{L \text{ 5e}} = 39,759 \text{ m}^4$$

1e, 2e, 4e, 6e étages

$$y_i = - \frac{323,884 x_i^2}{60.34510^6 \text{ I.L. } 22,30^2} (221493,1 - 4968,44 x_i + x_i^3)$$

$$y_i = - 3,1510^{-9} \frac{x_i^2}{\text{I.L.}} (221493,1 - 4968,44 x_i + x_i^3)$$

Sens transversal:

$$P = 274,0576 \quad I_t = 31,077 \text{ m}^4.$$

Sens transversal

Sens longitudinal.

Niv	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$S_i(m)$
T	22,29	0,00613	0,0017
6	19,27	0,00500	0,0017
5	16,25	0,00388	0,0016
4	13,23	0,00280	0,0009
3	10,21	0,00181	0,0012
2	7,19	0,00097	0,0009
1	4,17	0,00035	0,0005
RDC	0	0	0

Niv	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$S_i(m)$
T	22,29	0,00425	0,0012
6	19,27	0,00346	0,0035
5	16,25	0,00269	0,0011
4	13,23	0,00194	0,0010
3	10,21	0,00126	0,0008
2	7,19	0,00067	0,0006
1	4,17	0,00024	0,0004
RDC	0	0	0

Vérification de la stabilité:

On remarque que le max  $\delta_i = 1,7 \text{ mm} < \Delta = 22,65 \text{ mm}$

Niveau	voile 1 1'			voile 2 2'		
	Effort	$X_i$	$S_{rel i}$	Effort	$X_i$	$S_{rel i}$
1	0,308	361,524	0,00086	0,152	441,90	0,00035
2	0,533	999,420	0,0015	0,262	1147,92	0,00056
3	0,401	1844,020	0,0020	0,442	2135,57	0,00078
4	0,464	2846,850	0,0023	0,573	3311,67	0,00093
5	0,592	3932,120	0,0026	0,672	4591,74	0,00102
6	0,647	5298,651	0,0027	0,797	5924,74	0,00105
7	0,414	6203,300	0,0032	0,525	8488,83	0,00204

Niveau	voile 3			voile 4		
	Effort	$X_i$	$S_{rel i}$	Effort	$X_i$	$S_{rel i}$
1	16,018	39710,91	0,00049	2,730	6497,694	0,0057
2	27,686	110625,50	0,00089	4,721	18095,936	0,0102
3	41,202	205812,78	0,00119	6,799	33654,227	0,0137
4	53,389	319279,00	0,00143	8,809	52195,119	0,0163
5	63,042	442844,85	0,00153	10,272	72379,889	0,0177
6	74,759	571673,94	0,00162	12,148	93434,845	0,0185
7	54,352	702499,03	0,00165	8,866	114789,228	0,0187

Niveau	voile 4'			voile 5		
	Effort	$X_i$	$S_{red i}$	Effort	$X_i$	$S_{red i}$
1	2,730	6497,694	0,0057	2,031	5039,194	0,0005
2	4,721	18095,936	0,0102	3,511	14029,866	0,0009
3	6,799	33654,227	0,0137	5,014	24843,628	0,00108
4	8,809	52195,119	0,0163	6,497	<del>4</del> 0469,827	0,00157
5	10,272	72379,89	0,0177	9,481	56106,026	0,00159
6	12,148	93434,845	0,0185	8,969	72392,331	0,00164
7	8,866	114789,22	0,0187	6,525	88900,019	0,00166

Niveau	voile 5'			voile 6		
	Effort	$X_i$	$S_{red i}$	Effort	$X_i$	$S_{red i}$
1	2,172	5146,990	0,000517	1,344	3397,127	0,00045
2	3,754	14333,767	0,00092	2,498	9461,74	0,000806
3	5,384	26656,645	0,00124	3,555	17597,75	0,00108
4	6,977	41341,652	0,00147	4,606	27291,55	0,00129
5	8,141	57328,205	0,00160	5,382	37845,245	0,00140
6	9,626	74003,615	0,00167	6,360	48853,455	0,00146
7	7,013	90915,949	0,00170	4,661	60017,884	0,00148

Niveau	voile 7			voile 7'		
	Effort	$X_i$	$S_{ind}$	Effort	$X_i$	$S_{ind}$
1	0,635	1560,222	0,00059	0,597	1417,633	0,00053
2	1,097	4346,228	0,00105	1,033	3948,364	0,00095
3	1,582	8087,560	0,00140	1,484	7226,974	0,00124
4	2,051	12549,577	0,00168	1,923	11387,139	0,00157
5	2,384	17410,895	0,00183	2,237	15505,482	0,00157
6	3,141	22483,845	0,00192	2,652	20383,966	0,00175
7	2,064	27626,982	0,00194	1,943	25040,725	0,00184

Niveau	voile E3			voile E3'		
	Effort	$X_i$	$S_{ind}$	Effort	$X_i$	$S_{ind}$
1	0,633	1499,871	0,00052	0,592	1397,27	0,00048
2	1,094	4176,969	0,00092	1,023	3896,99	0,00086
3	1,569	7767,954	0,00124	1,461	7236,22	0,00115
4	2,033	12047,295	0,00147	1,893	10936,012	0,00142
5	2,372	16693,899	0,00160	2,211	15561,950	0,00156
6	2,805	27563,575	0,00168	2,614	20088,367	0,00151
7	2,044	26493,744	0,00170	1,902	24679,040	0,00158

**CHAPITRE 9**

**FERRAILLAGE**

**DES VOILES**



# Ferraillage des voiles.

## Introduction:

Sous l'action des forces verticales et des forces horizontales, un refend est sollicité par un effort normal  $N$  un moment fléchissant  $M$  et un effort tranchant  $T$  appliqués à la base.

Les refends sont calculés en flexion composée.

Les sollicitations à considérer pour la détermination des sections d'acier nécessaires sont le résultat de la superposition des sollicitations dues aux forces verticales et horizontales.

Les étapes de calcul des sections dans les voiles :

- 1- détermination des charges et des surcharges à partir des combinaisons, et les moments sollicitant les voiles.
- 2- calcul des armatures selon le type de sollicitation
- 3- choix des aciers et des espacements.
- 4- calcul des armatures transversales conformément à l'article 4.3.3.
- 5- vérification des contraintes

Remarque: Tous les articles du chapitre 4-3 du RPA 81 version 83 ont été respectés.

## Différents types d'armatures:

On rencontre 3 types d'armatures :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

1- Armatures verticales: disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend. Elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée.

2- Armatures horizontales: disposées également en 2 nappes parallèles aux faces du refend. Leur choix est fonction des armatures verticales en zone courante.

3- Armatures transversales: il est prévu au moins 4 épingle au  $m^2$ .

Les extrémités des voiles doivent comporter un renforcement d'armatures verticales sous forme de potelets incorporés de dimension  $(b, 1,5b)$ . Les dispositions du ferrailage de ces potelets doivent être au moins égales à celles fixées pour le poteau de rive des ossatures autostables en zone I.

Renforcement au niveau des joints de reprise de coulage

Le long des joints de reprise de coulage on prévoit des armatures verticales de couture réparties uniformément en 2 nappes équilibrant la totalité de l'effort tranchant.

$$A_{vj} = \frac{T}{\sigma_{er}}$$

La longueur d'ancrage de ces armatures est égale ou supérieure à  $50\phi$ .

## Précriptions relatives aux éléments de contreventement

Art 4.33.1: Les armatures de la section transversale résistant e à l'effort tranchant doivent être calculées avec:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8 \cdot 100}{\sigma_{28}} \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1,4T}{b \cdot z}$$

$\omega_t$ : % calculé par rapport à la section totale brute de la section, il doit être supérieur à la valeur minimale

suivante:  $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \rightarrow 0,15\%$

$0,025 \sigma'_{28} < \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \rightarrow 0,25\%$

dans les 2 directions

Art 4.33.3 Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue d'un voile est de 0,5%. Il est possible de concentrer des armatures de traction aux extrémités du voile. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale de la section tendue.

Art 4.33.4 L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$e \leq 1,5 b \quad e \leq 30 \text{ cm}$$

Art 4.33.5 Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $\text{m}^2$ . Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art 4.33.6: Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Art 4.3.3.7 L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\pm 1/10$  de la largeur du voile à chaque extrémité du voile.

Art 4.3.3.11 Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $50\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement des signes des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toute la combinaison possible de charges.

### Ferraillage des trumeaux

Les voiles sont calculés sous la sollicitation la plus défavorable :

- .  $0,8G \pm E$
- .  $G + P \pm E$

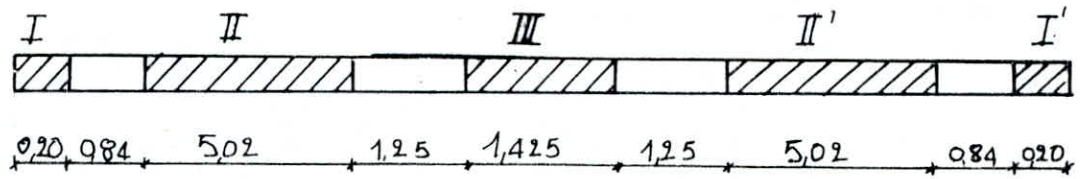
Remarque : Généralement la combinaison la plus défavorable est donnée par  $G + P + E$ . Comme le moment à la base de chaque voile est important, on ferraille sous le plus petit effort normal qui est donné par la combinaison  $0,8G + E$ , car dans ce cas on peut avoir une traction.

Donc on ferraille les sections d'armature sous  $(N_{\min}, M)$  et on vérifie les contraintes avec  $(N_{\max}, M)$

On divise la hauteur de nos voiles en 3 niveaux :

- . Niveau I : RDC 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage
- . Niveau II : 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage
- . Niveau III : 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage.

## Exemple de calcul Voile N°3



### Trameau I, I'

$$\text{Niv I : } \begin{cases} N_{\min} = 5,141 \text{ t} \\ N_{\max} = 16,185 \text{ t} \end{cases}$$

Les trameaux I, I' sont calculés en compression simple. Ils seront ferrillés sous  $N_{\min}$ .

$$A = \frac{N_{\min} - B' \sigma'_b}{n \sigma'_b} ; \quad \sigma'_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{5140 - 20 \times 20 \cdot 102,75}{15 \cdot 102,75} = -23,33 < 0$$

on calcul alors  $A_{\min}$ .

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N_{\min}}{\sigma'_{b0}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ poteau de rive}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{b_c}{4a - 2c} \quad a = 20 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}, \theta_2 = 3,6$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma'_{en}} = 1,5$$

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 1,5 \frac{5140}{102,75} = 0,43 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

### Vérification des contraintes

$$\sigma'_b = \frac{N'_{\max}}{B' + nA'} = \frac{16185}{400 + 15 \cdot 3,14} = 29,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_a = n \sigma'_b = 15 \cdot 29,58 = 443,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Armature transversale:

$\phi_t \geq 0,3 \phi_{Lmax}$ ;  $\phi_L = 10 \Rightarrow \phi_t \geq 3$ , on choisit  $\phi_t = 6mm$ .  
 on choisit un cadre  $\phi 6 = 0,56 cm^2$

les espacements:

zone courante:

$$L \leq \begin{cases} (100\phi_t - 15\phi_L) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \\ 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \end{cases}$$

$$L \leq \begin{cases} (100 \cdot 0,6 - 15 \cdot 1) \left(2 - \frac{29,58}{102,75}\right) = 34,3 cm \\ 15 \left(2 - \frac{29,58}{102,75}\right) = 25,68 cm \end{cases}$$

on choisit:  $t = 20 cm$

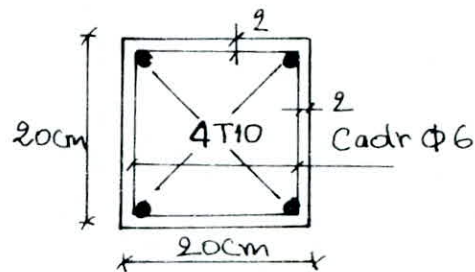
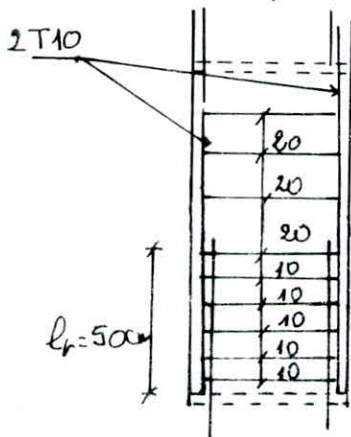
zone de recouvrement:

$l_r = 50\phi = 50 \cdot 1 = 50 cm$ ,  $t \leq \min(10\phi, 15 cm)$ ;  $t_r = 10 cm$   
 soit 5 cadres sur  $l_r = 50 cm$ .

Niveau II:  $N_{min} = 2,448t$ ;  $N_{max} = 6,295t$

$A' = \frac{N' - \sigma'_b b}{n \sigma'_b} < 0$  on calcule  $A_{min} = 0,43 cm^2$ , on choisit la même section d'armature que pour le niveau I.

Les niveaux II et III seront ferrés avec la même section d'armature que pour le niveau I.



Tronçon II, II'  $h_t = 502 \text{ cm}$  ;  $d = d' = 50 \text{ cm}$  ;  $h = 452 \text{ cm}$ .

$$\text{Niv I} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = -94,309 \text{ t} \quad N_{\max} = 252,017 \text{ t} \\ M = 467,287 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

On ferraille la section sous  $(N_{\min}, M)$  et on la vérifie sous  $(N_{\max}, M)$

- Ferrailage

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{467,287}{94,309} = 4,955 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{2} \quad (\text{car } N \text{ est un effort de traction})$$

$$e_1 = \frac{5,02}{2} = 2,51 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$  donc la section est partiellement tendue

- Calcul des armatures verticales

$$M_{rb} = K b h^2 = 37,331 \cdot 20 \cdot 452^2$$

$$M_{rb} = 1525,37 \text{ t.m}$$

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

$$M_f = 94,309 (4,955 - 2,51 + 0,5)$$

$$M_f = 277,740 \text{ t.m} < M_{rb} \text{ donc } A' = 0.$$

$$A = A_{fs} + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} ; \quad A_{fs} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{277,74 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 452 \cdot 4200} = 16,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = 16,72 + \frac{94309}{4200} = 39,175 \text{ cm}^2$$

Le séisme peut agir des deux côtés de la structure alors on prendra un ferrailage symétrique.  $A = A' = 39,175 \text{ cm}^2$

La section minimale d'acier imposée par les règlements RPA 81

pour la partie tendue.  $A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot b (h_t - y)$

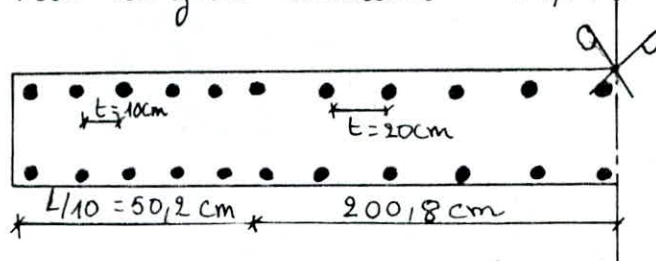
$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} (20 \cdot 502 - 191,196) \quad (\bar{y} = \bar{\alpha} h = 0,423 \cdot 452 = 191,196)$$

$$A_{\min} = 31,08 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \text{ donc on garde } A = A' = 39,175 \text{ cm}^2$$

Choix de la section :

• Pour le potelet on prendra : 6T14 = 9,23 cm<sup>2</sup>

• Pour la zone courante : 39,175 - 9,23 = 29,945 cm<sup>2</sup>



L'espacement  $t \leq (1,5 \cdot 20, 50)$  cm, dans la zone courante, on prend  $t = 20$  cm  
 Aux extrémités du tronçon on doit avoir sur une longueur de  $\frac{L}{10}$   
 un espacement réduit de moitié.

Sur  $\frac{L}{10} = \frac{502}{10} = 50,2$  cm on doit avoir :  $\frac{L}{10 \cdot t} = \frac{502}{10 \cdot 20} = 5,02$  soit 5 barres  
 et reste :  $\frac{L}{2} - \frac{L}{10} = 0,4L \rightarrow \frac{0,4L}{t} = \frac{0,4L}{20} = 10,04$  soit 10 barres

Au total on aura dans la zone courante :  $A'_c = A_c = 2 \times 6T14 + \left. \begin{array}{l} 2 \times 6T12 \end{array} \right\}$   
 $A_c = 41,25 \text{ cm}^2$

$$d = d' = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{2769,5816 + 2 \times 6178 \cdot 175,8}{41,25} = 97,12 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes

$$N_{\max} = 252,017 \text{ t} \quad M = 467,287 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{467,287}{252,017} = 1,85 \text{ m} ; e_1 = \frac{h \cdot t}{6} = \frac{502}{6} = 0,84 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$  section partiellement comprimée

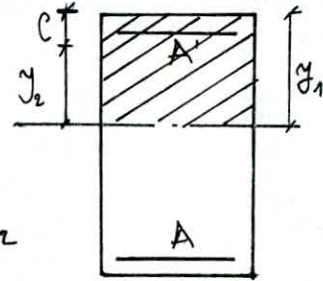
$$c = e_0 - \frac{h \cdot t}{2} = 185 - \frac{502}{2} = -0,66 \text{ m} \text{ donc } c \text{ se trouve à l'intérieur}$$



détermination de la position de l'axe neutre:

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

avec  $P = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h-c)$



et

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h-c)^2$$

$$P = -3(66^2) - \frac{6 \times 15}{20} \times 41,25 [(66 - 97) + (405 + 66)]$$

$$P = 55619,25$$

$$q = -2(66^3) - \frac{6 \times 15 \times 41,25}{20} [(66 - 97)^2 + (405 - 66)^2]$$

$$q = -22085588,125$$

La résolution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré est exposée dans P. Charon Page 259.

on remplace  $y_2$  par  $nt$  on aboutit à l'équation:  $t^3 + \frac{P}{n^2} + \frac{q}{n^3}$

pour  $n = 140$  on trouve:  $q_1 = -8,05$

$$P_1 = 2,84$$

on tire  $t$  de l'abaque 0:  $t = 1,55 \rightarrow y_2 = 140 \cdot 1,55 = 2,17 \text{ m}$

$$y_1 = y_2 + c = 2,17 + 0,66 = 2,83 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \bar{y}_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h - d - y_1)^2$$

$$I = \frac{20 \cdot 2,83^3}{3} + 15 \cdot 41,25 [(2,83 - 97)^2 + (502 - 97 - 2,83)^2]$$

$$I = 181716996,7 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\max} y_2}{I} = \frac{252017 \cdot 2,17}{181716996,7} = 0,301 \rightarrow \sigma'_b = K y_1 = 85,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K (y_1 - d') = 15 \cdot 0,301 (2,83 - 97)$$

$$\sigma'_a = 839,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K (h - d - y_1) = 15 \cdot 0,301 (502 - 97 - 2,83)$$

$$\sigma_a = 550,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

86

### - armatures horizontales:

La distribution de l'effort tranchant sur les trumeaux se fait suivant leurs inerties

$$T_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} T_T = \frac{2083}{4,218} \cdot 159,273 = 78,666 \text{ t}$$

$$\sigma_b = 1,4 \frac{T_1}{b \cdot z} = 1,4 \cdot \frac{78,666}{20,0875 \cdot 405} = 11,099 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{(\sigma - 8)100}{\sigma_{en}} = \frac{(11,099 - 8) \cdot 100}{4200}$$

$$\tilde{\omega}_t = 0,074\%$$

le pourcentage minimum prescrit par le RPA 81:

$$\tilde{\omega}_t = 0,25\% \text{ car } 0,25 \sigma'_{28} < \sigma_b < 0,12 \sigma'_{28}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,25}{100} \cdot 100 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 8 \text{ T10/ml} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 4 T10/ml nappé avec  $t = 25 \text{ cm}$ .

Sur la longueur de recouvrement des barres verticales, on doit ajouter à notre section horizontale une section d'armature de la reprise de soulage qui sera répartie sur toute la longueur des trumeaux.

$$A_{\text{vj/ml}} = 1,1 \cdot \frac{T_1}{\sigma_{en} \cdot l} = 1,1 \cdot \frac{78,660}{4200 \cdot 502} = 5,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = A_{\text{min}} + A_{\text{vj}} = 5 + 5,74 = 10,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } A_r = 10,74 \cdot P_r$$

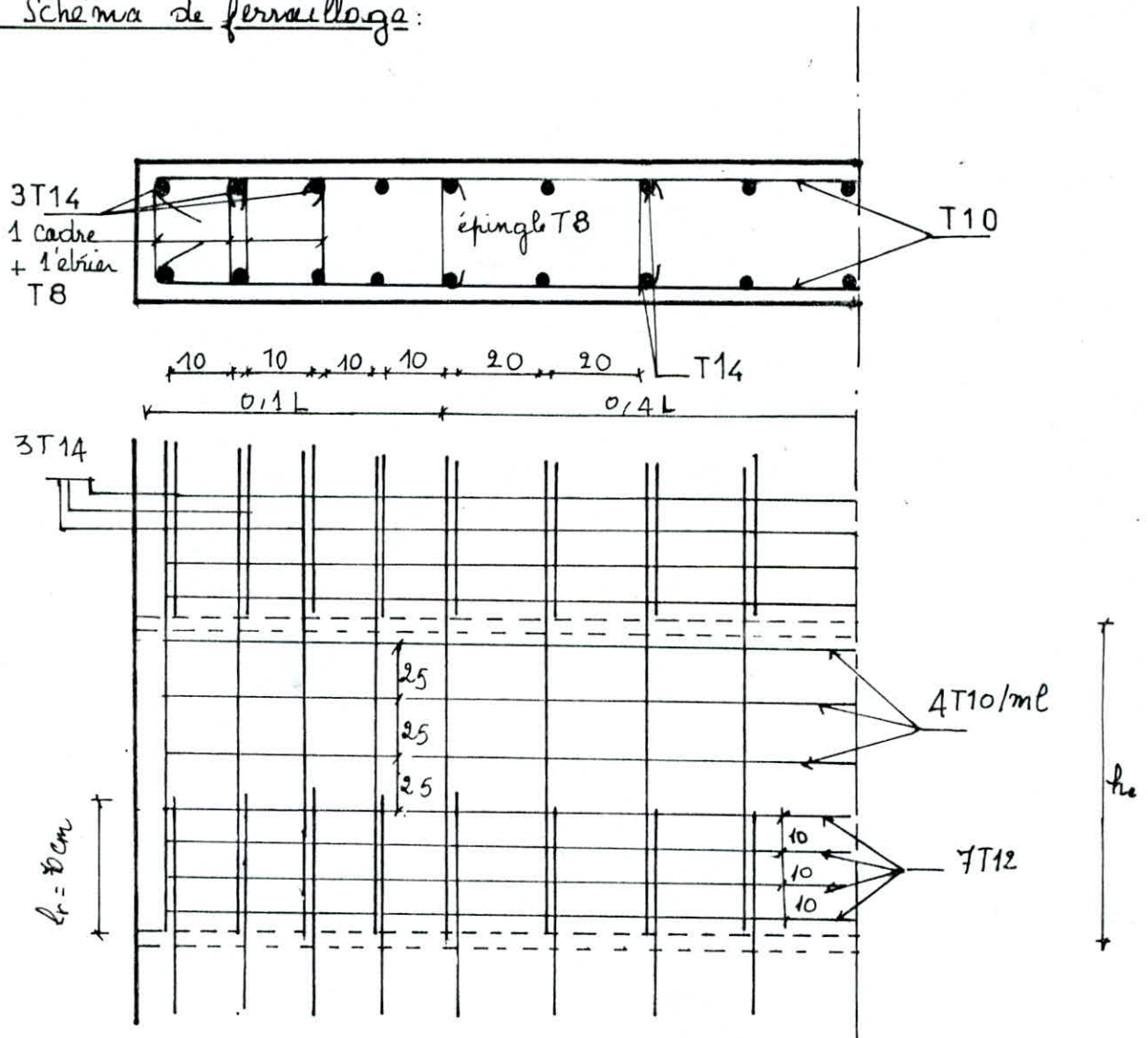
$$l_r = 50 \phi = 50 \cdot 14 = 700 \text{ cm}, \text{ on prend } A_r = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 7 \text{ T12} = 9,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } t = 10 \text{ cm}$$

### - armatures transversales:

des armatures verticales du potelet seront maintenues par un cadre et un étrier. Dans la zone entre potelets on disposera 4 épingles par  $\text{m}^2$ .

Schéma de ferrailage:



Niveau II

$$M = 38,503 \text{ t.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = -71,127 \text{ t} \\ N_{\max} = 174,218 \text{ t} \end{array} \right.$$

on travaille la section sous  $(N_{\min}, M)$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{38,503}{71,127} = 0,541 \text{ m} \\ e_1 = \frac{h_e}{2} = \frac{5,02}{2} = 2,51 \text{ m} \end{array} \right\} e_0 < e_1, \text{ la section est entièrement tendue.}$$

## Ferrailage

- armatures Verticales:

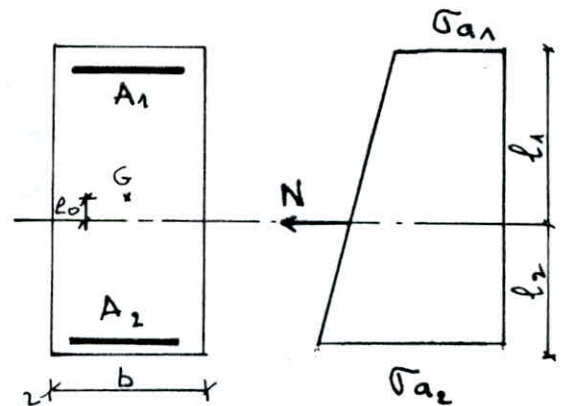
$$d = d' = 50 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{kt}{g} + e_0 - d = 2,51 + 0,541 - 0,5$$
$$l_1 = 1,469 \text{ m}$$

$$l_2 = z - l_1 = (5,02 - 2,05) - 1,469$$
$$l_2 = 2,551 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \sigma_{en}} = \frac{71127 \cdot 1,469}{4,02 \cdot 4200} = 6,29 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \sigma_{en}} = \frac{71127 \cdot 2,551}{4,02 \cdot 4200} = 10,923 \text{ cm}^2$$



Le séisme peut agir des deux sens, on prendra alors un ferrailage symétrique :  $A_1 = A_2 = 10,928 \text{ cm}^2$

Calculons les armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h \cdot t = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 502 = 50,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 2A \rightarrow A = \frac{A_{min}}{2} = \frac{50,2}{2} = 25,1 \text{ cm}^2$$

Choix de la section :

$$\text{Poteau incorporé : } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{zone courante : } 2(8T10 + 4T8) = 16,58 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 9,24 + 16,58 = 25,81 \text{ cm}^2$$

$$d = d' = 90 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes

$$N = 174,218 \text{ k} ; e_0 = \frac{38503}{174,218} = 0,221 \text{ m} ; e_1 = \frac{kt}{6} = 0,84 \text{ m}$$

$e_0 < e_1$ , la section est entièrement comprimée.

le moment d'inertie par rapport à  $x, x'$  :

$$I_{xx'} = b \frac{h^3}{12} + 2nA \left( \frac{ht}{2} - d \right)^2$$

$$I = 20 \frac{50^3}{3} - 2 \times 15 \cdot 2 \cdot 258^2 \left( \frac{50}{2} - 90 \right)^2 = 230913977 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1,2} = \frac{N_{\max}}{B' + nA} \pm \frac{M_0}{I} = \frac{174218}{502 \times 20 + 2 \times 15 \cdot 258^2} \pm \frac{38508 \cdot 10^5}{230913977} \cdot 502$$

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} = 24,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{b2} = 7,74 \text{ kg/cm}^2 > 0. \end{cases}$$

$$\sigma'_{a1,2} = n \left[ \frac{N_{\max}}{B' + nA} \pm \frac{M_0}{I_{xx'}} \left( \frac{ht}{2} - d' \right) \right]$$

$$\begin{cases} \sigma'_{a1} = 300,554 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{a2} = 220,017 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

— armatures horizontales

$$T_1 = 78,666t, \quad \sigma_b = 11,099 \text{ kg/cm}^2$$

$$\hat{\omega}_t \min = 0,25\% \text{ car } 0,25 \sigma'_{28} < \sigma_b < 0,12 \sigma'_{28}$$

$$A_c = A_{\min} = \frac{0,25}{100} \cdot 100 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ soit } 8T10 / \text{ml} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 4T10 / ml et par rapport avec  $t = 25 \text{ cm}$

$$A_{vj} / \text{ml} = 1,1 \frac{T_1}{\sigma_{en.2}} = 1,1 \cdot 1,4 \frac{78666}{4200 \cdot 502} = 5,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

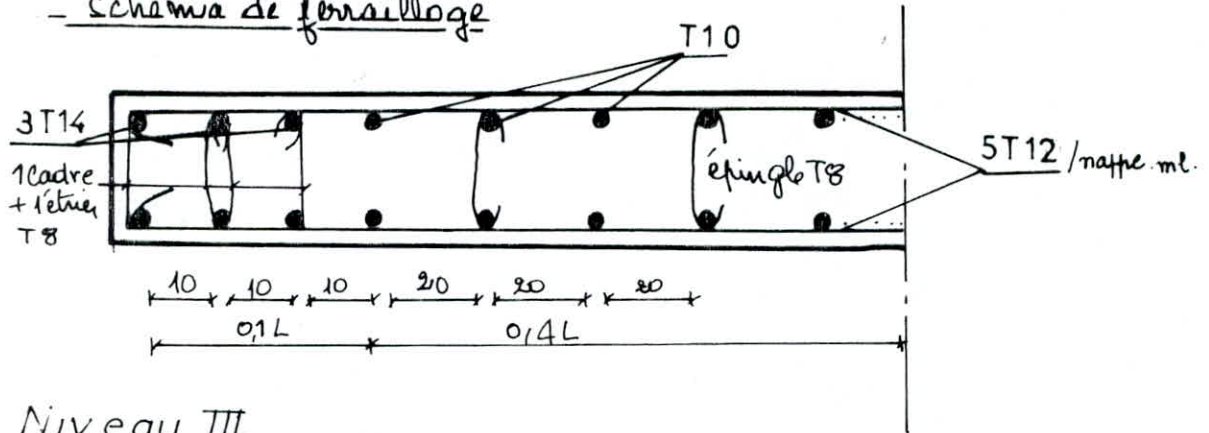
$$A_v = A_c + A_{vj} = 10,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

même ferrailage que le niveau I.

— armatures transversales :

des armatures transversales utilisées sont 1 cadre + 1 étrier pour le potelet et 4 épingle par  $\text{m}^2$  pour la zone courante

- Schéma de ferrailage



Niveau III

$$M = 40,253 \text{ t.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = -38,507 \text{ t} \\ N_{\max} = 57,846 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{40,253}{38,507} = 1,045 \text{ m}$$

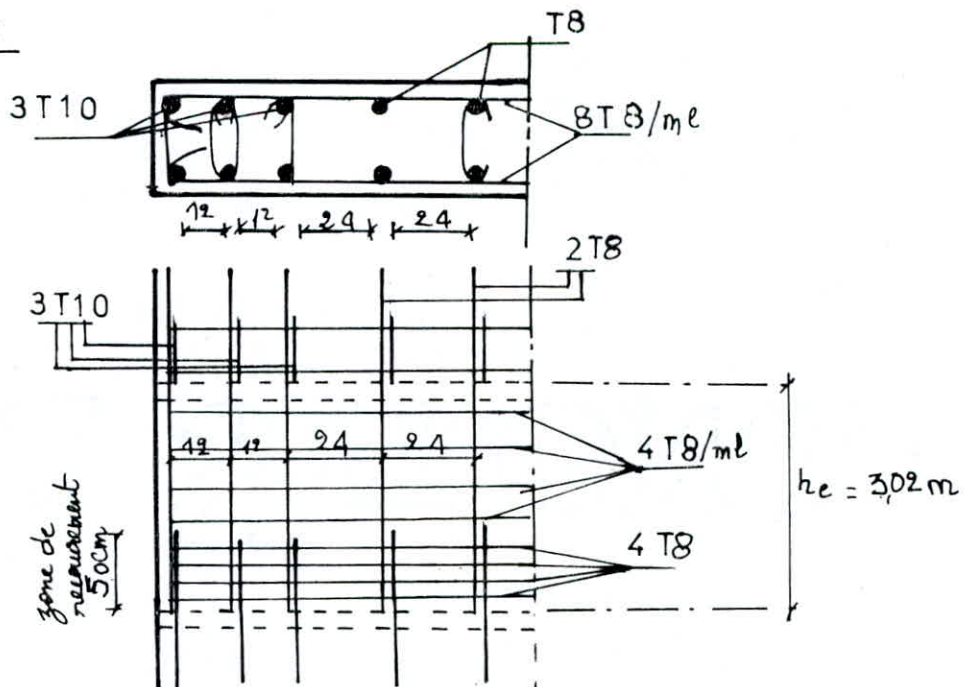
$$e_1 = \frac{h_t}{2} = 2,51 \text{ m}$$

$e_0 < e_1$  la section est entièrement tendue.

Le niveau III sera ferrillé comme le niveau II puisque on adopte comme section d'armature  $A_{\min}$ .

Le résultat du trameau III est résumé dans un tableau:

NIVEAU I



Voiles 7et 7:

		Trumeau 1			Trumeau 2		
		1	2	3	1	2	3
Niveau appart	N <sub>min</sub>	11,658	6,336	1,014	-20,188	-10,852	-3,584
	N <sub>max</sub>	133,843	57,832	40,427	43,474	20,823	9,219
	M	112,814	37,789	10,837	0,019	0,009	0,009
	e <sub>0</sub>	9,68	5,96	10,68			
	e <sub>1</sub>	0,66	0,66	0,66			
	Sollicitation	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.	T.S.	T.S.	T.S.
	A	20,44 cm <sup>2</sup>	20,44 cm <sup>2</sup>	20,44 cm <sup>2</sup>	4,8 cm <sup>2</sup>	4,52 cm <sup>2</sup>	2,01 cm <sup>2</sup>
V	Potelet	4 T12	4 T12		4 T14	4 T12	4 T12
	Zone courante	7 T10 + 5 T12 Par nappe	7 T10 + 5 T12 Par nappe	7 T10 + 5 T12			
	Zone recouvrement						
H	Zone courante	4 T10 / ml t = 25 cm	4 T10 / ml t = 25 cm	4 T10 / ml t = 25 cm			
	Zone recouvrement	l = 60 cm 5 T8 t = 12 cm	l = 60 cm 5 T8 t = 12 cm	l = 60 cm 5 T8 t = 12 cm			
	Armature hors bord	1 cadre + 1 étrier + 4 épingles / m <sup>2</sup>	1 cadre + 1 étrier + 4 épingles / m <sup>2</sup>	1 cadre + 1 étrier + 4 épingles / m <sup>2</sup>	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T6
	e <sub>0</sub>	984	0,653	0,268			
	Sollicitation	S.P.C.	S.E.C.	S.E.C.	C.S.	C.S.	C.S.
	σ <sub>b1</sub>	93,16 kg/cm <sup>2</sup>	16,33	5,83	88,29	44,51	21,423
	σ <sub>b2</sub>	93,16	1,079	5,83			
	σ <sub>a1</sub>	1113,9	221,8	87,52	1324,35	667,65	321,35
	σ <sub>a2</sub>	1128	56,65	87			

Voiles E et E'

	Trumeau 1			Trumeau 2		
	1	2	3	1	2	3
$N_{min}$	62,645	44,000	9,134	-7,002	3,160	1,927
$N_{max}$	181,359	106,010	60,374	60,423	32,458	15,482
M	102,040	33,737	9,678	0,183	0,062	0,018
$e_0$	1,63	0,767	1,06	0,026	0,0196	0
$e_1$	0,62	0,62	0,62			
Sollicitation	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.	T.S.	C.S.	C.S.
A	20,44 cm <sup>2</sup>	20,44 cm <sup>2</sup>	20,44 cm <sup>2</sup>			
V	Potelet	4 T12	4 T12	4 T12	4 T12	4 T12
	Z.C.	14 T12 / nappe	14 T12 / nappe	14 T12 / nappe		
H	Z.R	$l = 60 \text{ cm}$ 4 T10 $t = 15$	$l = 60 \text{ cm}$ 3 T10 $t = 20$	$l = 60 \text{ cm}$ 2 T8 $t = 30$		
	Z.C	2 T10 / ml	2 T10 / ml	2 T8 / ml		
Armatures transversales	1 cadre T8 + 1 éti. T8 + 4 épingle / m <sup>2</sup>	1 cadre + 1 éti. T8 + 4 épingle / m <sup>2</sup>	1 cadre + 1 éti. + 4 ép. / m <sup>2</sup>	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8
$e_0$	0,563	0,318	0,160			
Sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	C.S.	C.S.	C.S.
$\sigma_{b2}$	52,615	24,36	11,51	72,78	60,50	19,77
$\sigma_{b2}$	2,23	7,70	6,73	//	//	//
$\sigma_{a1}$	604,53	304,75	154,10	1091,72	1050,30	296,55
$\sigma_{a2}$	218,18	176,15	119,5	//	//	//



		voiles 1et 1'			voiles 2et 2'		
		1	2	3	1	2	3
Niveau Rport							
N <sub>min</sub>		7043	3,876	1,623	4,351	2,789	1,227
N <sub>max</sub>		97,786	51,564	27,844	71,733	43,299	24,039
M		67,398	16,441	4,626	49,973	19,796	5,738
e <sub>0</sub>		9,57	4,24	2,85	11,48	7,09	4,67
e <sub>1</sub>		0,78	0,576	0,576	0,576	0,576	0,576
Solicitation		S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.
V	A	25,35 cm <sup>2</sup>	20,36	20,36	20,6 cm <sup>2</sup>	20,6	20,6
	potelet	4 T12	4 T12	4 T12	4 T12	4 T12	4 T12
	z. c.	9 T10 + 3 T12 / nappe	9 T12 /nappe	9 T12 /nappe	8 T16 /nappe	8 T16 /nappe	8 T16 /nappe
H	z. r.	ℓ = 60 cm 4 T10 t = 15	ℓ = 60 cm 4 T10	ℓ = 60 cm 4 T10	ℓ = 80 cm 6 T10 t = 14	ℓ = 80 cm 6 T10	ℓ = 80 cm 6 T10
	z. c.	4 T8 /ml	4 T8 /ml	4 T8 /ml	4 T10 /ml	4 T10 /ml	4 T10 /ml
Armatures transversales		1 cadre T8 + 4 épingle/m <sup>2</sup>	1 cadre T8 + 4 épingle/m <sup>2</sup>	1 cadre T8 + 4 ép. /m <sup>2</sup>	1 cadre T8 + 4 ép. /m <sup>2</sup>	1 cadre T8 + 4 ép. /m <sup>2</sup>	1 cadre T8 + 4 ép. /m <sup>2</sup>
		0,689	0,310	0,166	0,696	0,457	0,238
Solicitation		S. E. C.	S. E. C.	S. E. C.	S. P. C.	S. E. C.	S. E. C.
σ <sub>b1</sub>		23,06	8,59	4,00	25,79	11,425	4,042
σ <sub>b2</sub>		0,44	3,88	2,69	25,79	2,68	3,79
σ <sub>a1</sub>		312,97	121,46	58	325,63	158,07	60,26
σ <sub>a2</sub>		45,45	65,78	42,5	194,12	53,55	57,23

	voiles 4 et 4'			voile 6		
	1	2	3	1	2	3
$N_{min}$	95,856	78,082	12,780	116,487	74,826	12,335
$N_{max}$	182,604	110,443	67,105	224,137	166,697	77,228
M	762,725	305,633	90,096	425,322	159,912	47,112
$e_0$	7,95	3,97	7,03	3,65	2,137	3,82
$e_1$	1,19	1,19	1,19	1,01	1,01	1,01
sollicitation	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.
A	18,08	18,08	18,08	23,84	23,84	23,84
Potelet	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14
Z.c	2(6T12)/nappe	2(6T12)/nappe	2(6T12)/nappe	14T12/nappe	14T12/nappe	14T12/nappe
Z.R	$l=70cm$ 5T12 $t=14$	$l=70cm$ 5T12	$l=70$ 5T12	$l=70$ 6T12 $t=11$	$l=70$ 6T12 $t=12$	$l=70$ 4T12 $t=17$
Z.c	3T10/ml	3T10/ml	3T10/ml	3T10/ml	3T10/ml	3T10/ml
Armatures homogènes	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>	1 cad. + + 4 ép./m <sup>2</sup>
$e_0$	4,17	2,76	1,34	1,89	0,95	0,61
sollicitation	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. P. C.	S. E. C.	S. E. C.
$\sigma_{b1}$	73,87	70,12	66,35	68,32	33,52	12,227
$\sigma_{b2}$	//	//	//	//	0,866	2,60
$\sigma_{a1}$	498,92	409,72	353,65	655,52	436,56	169,126
$\sigma_{a2}$	1863,50	1815,30	1258,24	223,14	43,77	53,406

## Ferraillage des linteaux

Les linteaux sont sollicités par un moment  $M$  et un effort tranchant  $T$ , ils sont donc calculés en flexion simple. On utilise la méthode de "P. CHARON" pour la vérification des contraintes.

On doit tenir compte du fait que les efforts horizontaux peuvent changer de sens ce qui modifie le sens des moments il sera plus judicieux de prévoir un ferraillage asymétrique de la section.

Les linteaux sont calculés comme des poutres encadrées à leurs 2 extrémités.

Les contraintes de référence sont:

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

pourcentage minimum d'armature:

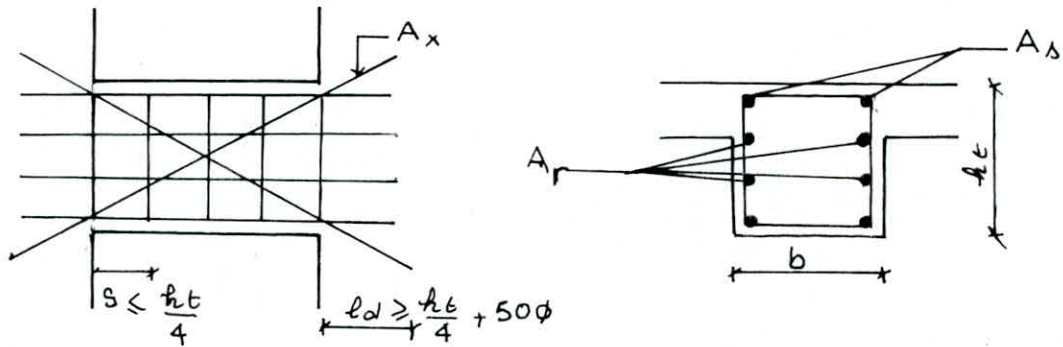
$$A_s \gg 0,0015 b \cdot a$$

$$A_i$$

$$A_r \gg 0,002 b \cdot a$$

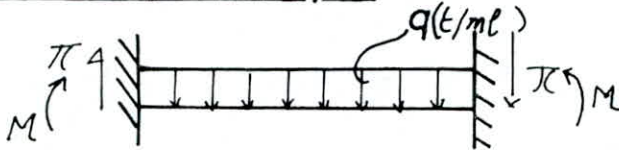
$$A_f \gg 0,0025$$

art. 4.3.3.14: pour  $\epsilon \geq 0,06$  des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci-après.



$$A_x \geq 0,0015 b h_t$$

### Schéma statique



Les moments maximums sont :

$$\text{en travée} : M_T = q \frac{l^2}{24}$$

$$\text{sur appui} : M_a = q \frac{l^2}{12}$$

$$\text{L'effort tranchant est} : T = q \frac{l}{2}$$

### Exemple de calcul

Le choix des linteaux se fait en fonction des efforts tranchants les plus grands. Dans notre cas on fait l'étude de deux linteaux ( $e_1 = 20\text{cm}$ ,  $e_2 = 16\text{cm}$ ).

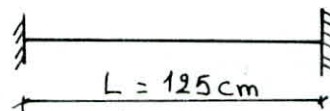
#### Linteau 1

Le voile N° 3 donne l'effort tranchant maximum au niveau du 2<sup>ème</sup> étage.

$$L_1 = 1,25\text{m} ; h_1 = 20\text{cm}$$

$$\pi = 25,0901$$

$$d = d' = 4\text{cm} ; h = 121\text{cm}$$



$$A = \frac{M}{f \bar{\sigma}_a} = \frac{16,07 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 121 \cdot 4200} = 3,61 \text{ cm}^2$$

$$A = A' = 3,61 \text{ cm}^2 ; \quad A_{\min} = A_s = A_i \geq 0,0015 b h t = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 3,75 \text{ cm}^2, \text{ on choisit } A_s = A_i = 4 \text{ T12}$$

### Vérifications

• des contraintes: (avec P. charon)

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 402}{20 \cdot 121} = 0,166 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,9334 \\ k = 60 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{16,07 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 0,9334 \cdot 121} = 3539,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3539,46}{60} = 58,99 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

• à la fissuration:  $\sigma_1 = \frac{k M \bar{\omega} f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega} f)}$   $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k M \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$$\bar{\omega} f = \frac{A}{B f} = 0,025 ; \quad \sigma_1 = 4016 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2585 \text{ kg/cm}^2$$

mais  $(\sigma_1 \sigma_2) = 4016 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 3539,46 \text{ kg/cm}^2$

- armature de répartition:  $A_r \geq 0,002 b h t = 5 \text{ cm}^2$

on choisit  $2 \times 3 \text{ T12} = 6,78 \text{ cm}^2$

la longueur d'ancrage est:  $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{125}{4} + 50 \cdot 1,2 = 91,25 \text{ cm}$   
on prend  $l_d = 95 \text{ cm}$ .

- armatures transversales:  $\bar{\tau}_b = \frac{1,4 T}{b \cdot f} = \frac{1,4 \cdot 36,999 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 121} = 24,20 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot f} = \frac{36,999}{20 \cdot 0,875 \cdot 121} = 17,288 \text{ kg/cm}^2$$

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

$s < \frac{h}{4}$  ;  $s \leq 31,25 \text{ cm}$  on prend  $s = 16 \text{ cm}$ .

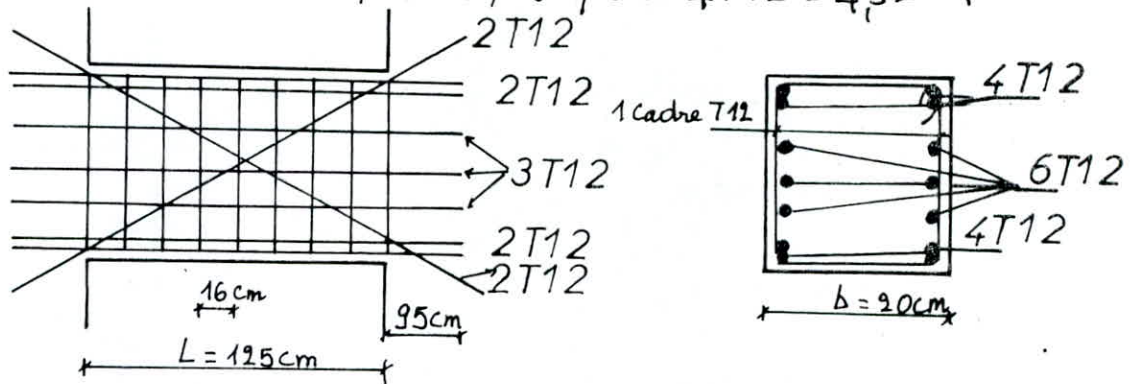
$$A_t = \frac{1,4T}{3\bar{\sigma}_{at}} = \frac{1,4 \cdot 36607}{0,875 \cdot 121 \cdot 4200} = 0,115 \longrightarrow A_e = 0,115 \cdot 16 = 1,84 \text{ cm}^2$$

on choisit un cadre T12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

- armatures d'angles :  $\bar{\sigma}_b = 24,20 \text{ kg/cm}^2 > 0,065'_{22} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$

les armatures d'angles sont nécessaires :  $A_x \geq 0,0015 b h t$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot 20 \cdot 125 = 3,75 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$



## Linteau 2

$$L = 84 \text{ cm}; \quad b = 16 \text{ cm}$$

le linteau le plus sollicité est celui du voile N° 5 et au niveau du 1<sup>er</sup> étage.  $\pi = 19,635 \text{ t}$

$$d = d' = 4 \text{ cm}. \quad h = 80 \text{ cm}.$$

- Charge permanente :

largeur du plancher revenant au linteau est :  $\frac{345}{2} + 0,16 = 1,885 \text{ m}$

$$G_1 = 0,559 \times 1,885 = 1,054 \text{ t/ml}$$

$$G_2 = 2,5 \times 0,84 \times 0,16 = 0,336 \text{ t/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_1 = 1,054 \text{ t/ml} \\ G_2 = 0,336 \text{ t/ml} \end{array} \right\} G = 1,39 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } T_g = 0,584 \text{ t} \text{ et } M_g = 90817 \text{ t.m}$$

- Charge d'exploitation :  $P = 0,175 \times 1,885 = 0,330 \text{ t/ml}$

$$\text{d'où } T_p = 0,138 \text{ t} \text{ et } M_p = 9019 \text{ t.m}$$

- Charge sismique  $T_E = 1,4\pi = 27,489 \text{ t}$  et  $M = \pi a = 8,247 \text{ t.m}$

- Charge permanente :  $q = 0,559 \text{ t/m}^2$ .

largeur du plancher revenant au linteau :  $\frac{6,06}{2} + 0,2 = 3,23 \text{ m}$

$$G_1 = 0,559 \times 3,23 = 1,805 \text{ t/ml}$$

pois propre du linteau :  $G_2 = 2,5 \times 1,25 \times 0,2 = 0,625 \text{ t/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,43 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } T_g = G \frac{l}{2} = 2,43 \frac{1,25}{2} = 1,52 \text{ t}$$

$$M_g = G \frac{l^2}{8} = 2,43 \frac{1,25^2}{8} = 0,316 \text{ t.m}$$

- Charge d'exploitation :  $P' = 0,175 \text{ t/m}^2$

$$P = 0,175 \times 3,23 = 0,565 \text{ t/ml}$$

$$T_P = P \frac{l}{2} = 0,565 \frac{1,25}{2} = 0,353 \text{ t/ml}$$

$$M_P = P \frac{l^2}{12} = 0,565 \frac{1,25^2}{12} = 0,074 \text{ t.m}$$

- Charges sismiques :  $T_E = 1,4\pi = 1,4 \cdot 25,090 = 35,126 \text{ t}$

$$M_E = \pi \cdot a = 25,090 \cdot \frac{1,25}{2} = 15,68 \text{ t.m}$$

Combinaison des efforts :

la combinaison la plus défavorable est donnée par  $G + P + E$

$$T = T_G + T_P + T_E = 1,52 + 0,353 + 35,126 = 36,999 \text{ t}$$

$$M = M_G + M_P + M_E = 0,316 + 0,074 + 15,68 = 16,07 \text{ t.m}$$

Détermination des armatures :

- armatures longitudinales :

$$M_{rb} = K b h^2 = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \sigma_b b h^2 ; \bar{\alpha} = 0,423 \quad \bar{\gamma} = 0,859$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} 0,423 \cdot 0,859 \cdot 205,5 \cdot 20 \cdot 121^2$$

$$M_{rb} = 109,3 \text{ t.m} > M_f = 16,07 \text{ t.m} \text{ donc } A' = 0.$$

### Combinaison des efforts :

$$T = T_G + T_P + T_E = 28,2111 \text{ t}$$

$$M = M_G + M_P + M_E = 8,348 \text{ t.m.}$$

### Détermination des armatures :

$$M_{rb} = K b h^2 = 37,331 \cdot 16 \cdot 80^2 = 38,227 \text{ t.m} > M_f \text{ donc } A' = 0$$

armatures longitudinales :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8,348 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 80 \cdot 4200} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = A_s = A_i \geq 0,0016 b h t = 2,016 \text{ cm}^2$$

$$\text{on choisit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

### Vérifications

des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b h} = 0,945 \begin{cases} \varepsilon = 0,9206 \\ k = 48 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 3601,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3601,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 75,025 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 209,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\sigma'_b} \right\} \text{ vérifiées}$$

à la fissuration :  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0245$

$$\sigma_1 = 4727 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 2831,6 \text{ kg/cm}^2, \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4727 > \sigma_a$$

Vérifiée.

armatures transversales

$$\bar{\tau}_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 282111}{16 \cdot 0,875 \cdot 80} = 35,264 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{282111}{0,875 \cdot 80 \cdot 16} = 25,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$



$$s \leq \frac{h_t}{4}; \quad s \leq \frac{84}{4}; \quad s \leq 21 \text{ cm, on prend } s = 12 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq \frac{s \cdot 1,4T}{3 \sigma_{at}}; \quad A_t \geq 1,122 \text{ cm}^2$$

on choisit un cadre T10 = 157 cm<sup>2</sup>

- armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t = 2,688 \text{ cm}^2, \text{ on prend } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- armature d'angles:

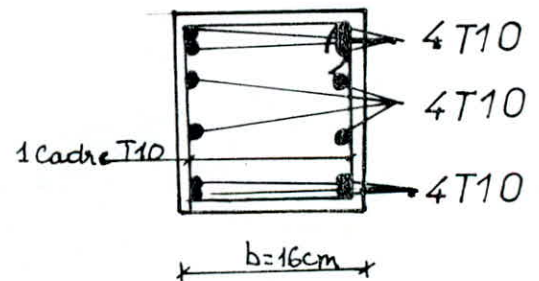
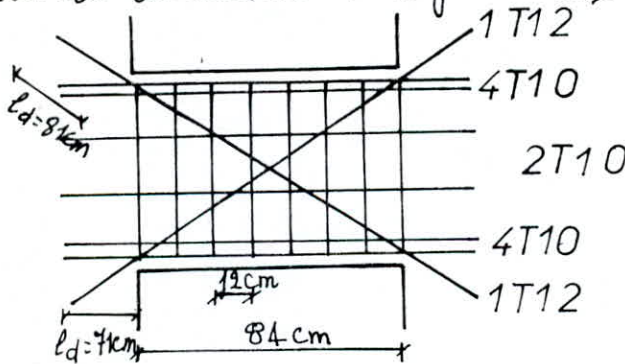
$$\bar{\sigma}_b = 35,26 \text{ kg/cm}^2 > 0,006 \sigma'_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_x \text{ ne s'essieus}$$

$$A_x \geq 0,015 h_t \cdot b = 2,016 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

longueur d'ancrage:

pour les armatures longitudinales:  $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi; \quad l_d \geq 21 + 50 \cdot 1$   
 $l_d \geq 71 \text{ cm}$

pour les armatures d'angles:  $l_d \geq 21 + 50 \cdot 1,2 = 81 \text{ cm}$ .



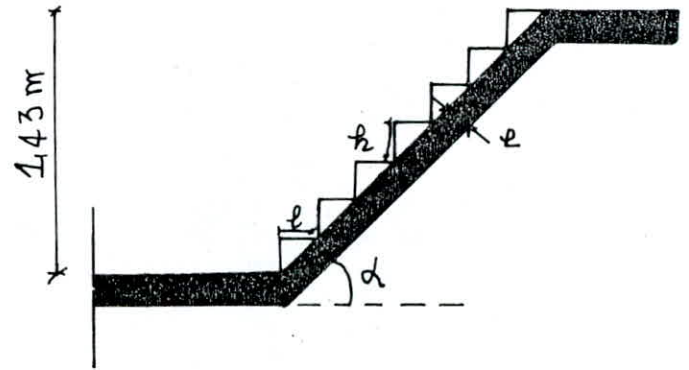
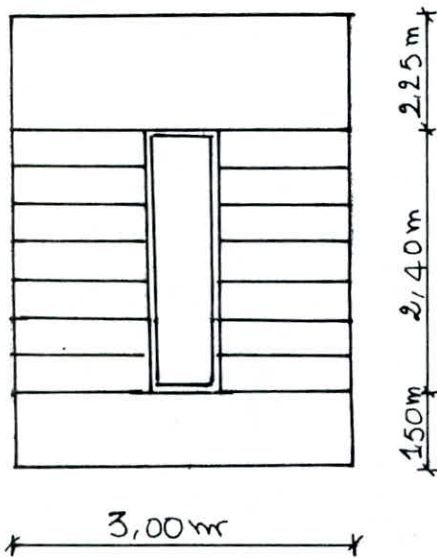
**CHAPITRE 10**

**ETUDE DES**

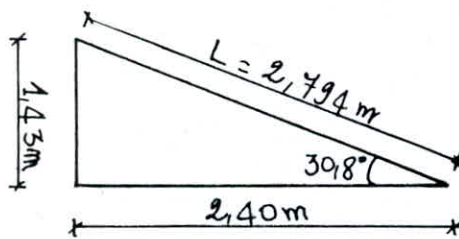
**ELEMENTS**

## Calcul de l'escalier

Le bâtiment est constitué d'escaliers préfabriqués appuyés sur le palier par l'intermédiaire des béquets. Les paliers sont coulés sur place, ceux-ci sont encastrés dans les refends alors que la volée repose simplement sur les deux paliers.



### Calcul de la volée



$$\tan \alpha = \frac{1,43}{2,40} \Rightarrow \alpha = 30,8^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,858 = \frac{2,40}{L} \Rightarrow L = 2,794$$

Les dimensions des escaliers doivent vérifier la condition de "Blondel" :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ (cm)}$$

$$m : \text{nombre de marche } m = 8 \Rightarrow h = \frac{1,43}{8} \rightarrow h = 18 \text{ cm.}$$

$$g + 2 \times 18 = 64 ; g = 64 - 36 = 28 \text{ cm} ; g = 28 \text{ cm}$$

## Etude de la paillasse:

La paillasse sera calculée en flexion simple sous les charges normales  $G+1,2P$ . Elle est assimilée à une dalle appuyée sur 2 côtés dont l'épaisseur doit vérifier la relation:

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L = 2,40 + 2,25 + 1,50 =$$

$$15,0 \leq e \leq 18,5; \quad \text{on prend } e = 16 \text{ cm.}$$

### Calcul des charges:

- Charge permanente:

Poids propre	$\frac{0,16 \times 2,5}{0,858} = 0,466 \text{ t/m}^2$
Poids d'une marche	$\frac{0,18 \times 2,2}{2} = 0,198 \text{ t/m}^2$
Matier (1 cm)	$2 \times 0,01 = 0,02 \text{ t/m}^2$
Revêtement (4 cm)	$0,04 \times 2,2 = 0,088 \text{ t/m}^2$
Enduit de plâtre (1 cm)	$1,7 \times 0,01 = 0,017 \text{ t/m}^2$
	<hr/> $G = 0,789 \text{ t/m}^2$

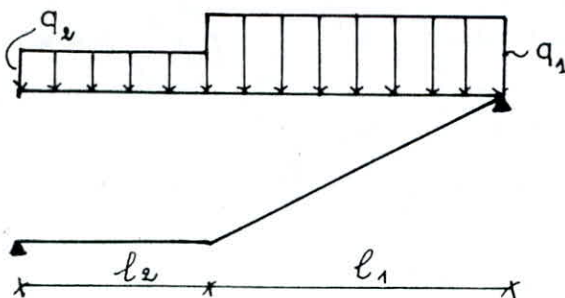
- Surcharge d'exploitation:  $P = 0,250 \text{ t/m}^2$

$$q = 0,789 + 1,2 \cdot 0,250 \quad ; \quad q = 1,089 \text{ t/m}^2$$

$$q = 1,089 \times 1,30 \quad ; \quad q = 1,416 \text{ t/ml}$$

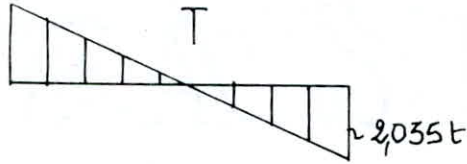
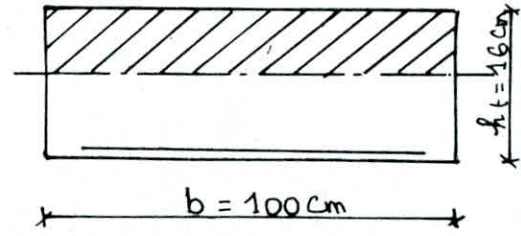
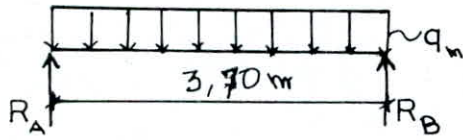
### Calcul des efforts

Palier: dalle en béton armé  $0,16 \times 2,5 \times 1,30 = 0,52 \text{ t/m}^2$

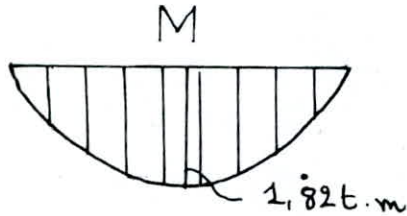


$$q_m = \frac{q_2 l_2 + q_1 l_1}{l_1 + l_2} = \frac{0,52 \times 1,50 + 1,416 \times 2,40}{1,50 + 2,40}$$

$$q = 1,10 \text{ t/ml}$$



$$R_A = R_B = T_A = T_B = \frac{1,1 \times 3,7}{2} = 2,035 \text{ t}$$



$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,1 \times 3,7^2}{8} = 1,882 \text{ t.m}$$

### Ferraillage de l'escalier :

Sur la pailleuse s'exerce un effort normal  $N$  et un moment de flexion  $M$ .

$$N = q \frac{l}{2} \sin \alpha = 1,116 \frac{2,794}{2} \sin(30,8) = 1,013 \text{ t}$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} = \frac{1,013}{0,16 \times 100} = 6,33 \text{ t/m}^2$$

Comme la valeur de la contrainte due à l'effort normal  $N$  est négligeable, on fera le calcul en flexion simple.

- calcul du moment résistant du béton :

$$M_{r_b} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 ; \quad d = 3 \text{ cm d'où } h = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = 0,423 ; \quad \bar{\gamma} = 0,859 \cdot K = 24,890$$

$$M = 24,89 \times 100 \times 13^2 = 4,206 \text{ t.m} > M_g = 1,882 \text{ t.m}, \quad A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \gamma h} = \frac{1,882 \times 10^5}{2800 \times 0,859 \times 13} = 6,02 \text{ cm}^2$$

On choisit 8 T10 / ml = 6,28 cm<sup>2</sup> / ml

$$\frac{1}{4} A \leq A_r \leq \frac{1}{2} A ; \quad \frac{6,02}{4} \leq A_r \leq \frac{6,02}{2} ; \quad 1,505 \leq A_r \leq 3,01 \text{ cm}^2$$

On prendra  $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Pour les armatures de montage on choisira  $A' = 4T6 = 1,131 \text{ cm}^2$

### Vérification des contraintes:

Position de l'axe neutre:

$$y = \frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0 ; \quad \frac{100x^2}{2} - 15,6,28(13-x)$$

$$x^2 + 94,2x - 1224,6 = 0 \rightarrow x = 4,096 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = \frac{100 \cdot 4,096^3}{3} + 15 \times 6,28(13-4,096)$$

$$I = 9758,94 \text{ cm}^4$$

### Vérification

Condition de non fragilité ( $\text{cm}^2$ )	Vérification des contraintes (%)		Vérification de non fragilité (%)		Vérification de la flèche (cm)		Vérification de l'effort tranchant	
	$\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$f$	$\bar{f}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$
1,264	76,38	2491	2280,5	2856,1	0,68	2,23	1,79	6,80

Toutes les vérifications sont satisfaites.

### Calcul des béquets

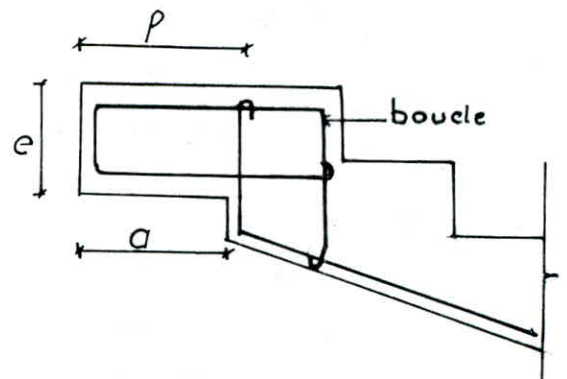
L'épaisseur des béquets des poutrelles et des paliers est donnée par les recommandations techniques du C.T.C.

$$a \geq 7 \text{ cm}$$

$$e \geq 7 \text{ cm pour les paliers}$$

$$e \geq 8 \text{ cm pour les poutrelles}$$

$$l \geq \begin{cases} a+2 \\ e \end{cases}$$



on prend  $a = 15 \text{ cm}$   $e = 8 \text{ cm}$   $l = 15 + 2 = 17 \text{ cm}$

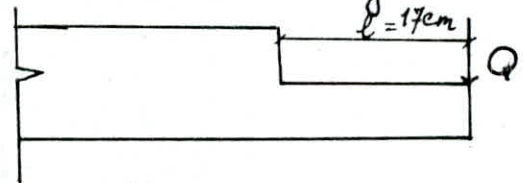
chaque bécquet de la paillasse et de la poutre palier doit <sup>vêtu</sup> être calculé pour une charge linéaire  $Q = \delta_q \cdot l \cdot q$ .

$\delta_q$  : Coefficient de comportement ;  $\delta_q = 1,4$

$$l = 2,40 \text{ m} , q = 1,1 \text{ t/ml} \rightarrow Q = 1,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 3,696 \approx 3,7 \text{ t}$$

Les armatures en boucles des bécquets, des paillasses et des paliers seront calculées en flexion simple avec une portée  $l = 17 \text{ cm}$ .

On prendra le cas le plus défavorable où la charge  $Q$  est appliquée à l'extrémité.



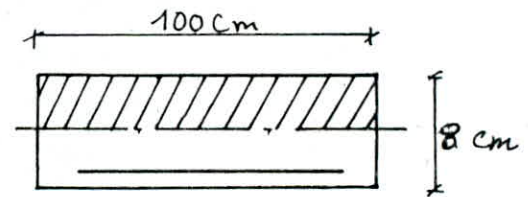
Moment d'une console encastrée :  $M = Q \cdot l$

$$M = 3,7 \times 0,17 = 0,63 \text{ t.m.}$$

### Détermination des armatures

On fera le calcul pour 1 ml

$$h = h_f - d = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$$



$$M_{rb} = K_b h^2 = 24,89 \cdot 100 \cdot 6^2 = 0,90 \text{ t.m} > M_f \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,63 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 6 \cdot 2800} = 4,28 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6 \text{ T}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

l'espacement  $t \leq 2e = 2 \times 8 = 16 \text{ cm}$ ,  $t = 14 \text{ cm}$

( $t = 14 \text{ cm}$  entre boucles).

### armatures de répartition :

Les bécquets comportent des armatures longitudinales de répartition de section totale supérieure ou égale à  $0,5 \text{ cm}^2$

$$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} ; \quad 1,07 \leq A_{rep} \leq 2,14 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_r = 3 \text{ T}8$$

## Vérification au cisaillement

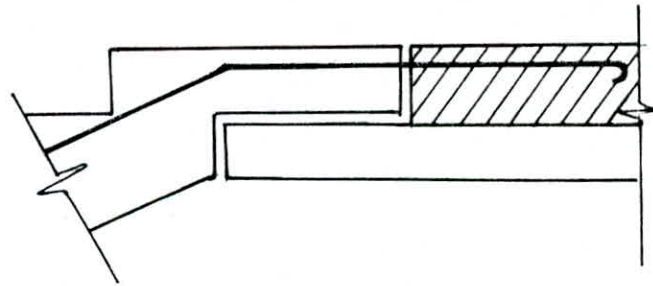
$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot l \quad \gamma_q = 1 ; Q = 1 \cdot 1,1 \cdot 2,4 = 2,64 \text{ t/m}.$$

$$\sigma_b \frac{T}{\frac{7}{8} h \cdot b} = \frac{8 \cdot 2,64 \cdot 10^3}{7 \cdot 6 \cdot 100} = 5,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## Liaison palier\_pailleasse

Afin d'assurer tout risque d'effondrement de la pailleasse, il devra obligatoirement être prévue une liaison des pailleasses et des paliers par des armatures, notamment des extrémités de la pailleasse préfabriquée. Les axes de liaison devront être disposés au droit des cadres de la poutre palière. Ils doivent être totalement ancrés dans le chaînage coulé sur place et dans la pailleasse préfabriquée.



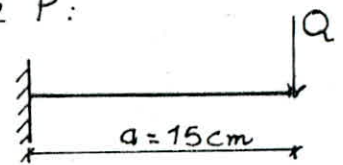
## Calcul des axes de liaison :

chaque liaison sera calculée pour une charge P :

$$P = q \cdot 2,49 = 1,1 \cdot 2,49 = 3,07 \text{ t}$$

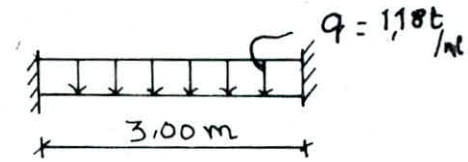
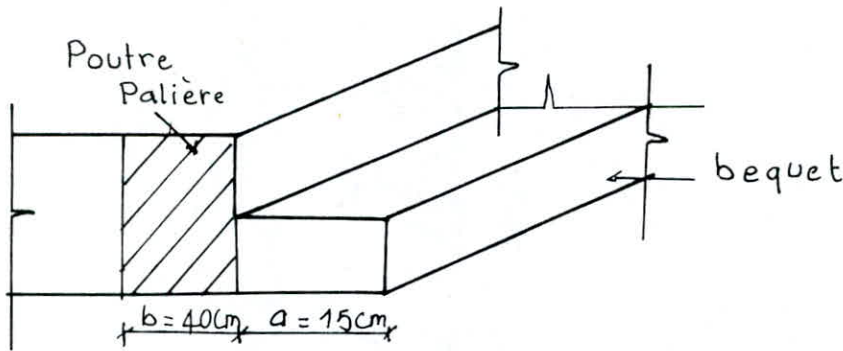
$$M = q \cdot a = 3,07 \cdot 0,15 = 0,46 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{0,46 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 6 \cdot 2800} = 3,12 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$



## Calcul de la poutre palière :





Charges à considérer:

$$q_1 = \text{réaction de la volée} = \frac{1,1 \times 279}{3} = 1023 \text{ t}$$

$$q_2 = \text{noeuds treillis de la poutre palière} = 2,5 \times 0,16 \times 0,4 = 0,16 \text{ t}$$

$$q = q_1 + q_2 = 1,18 \text{ t}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{12} = 1,18 \frac{3^2}{12} = 0,885 \text{ t.m} ; M_t = q \frac{l^2}{24} = 1,18 \frac{3^2}{24} = 0,443 \text{ t.m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1,18 \frac{3}{2} = 1,77 \text{ t}$$

Dimensionnement de la poutre:

$$h_t / 10 > l / 10 \quad M_t / M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,33 \text{ t.m}$$

$$\text{soit } h_t > 3 \cdot \frac{0,443}{1,33} = 0,999 \approx 1 \text{ m} \quad \text{soit } h_t = 16 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} < 3,5 \bar{\sigma}_b \quad b \geq \frac{T}{3,5 \bar{\sigma}_b \cdot 7/8 \cdot h} = 7,25 \text{ cm, on prend } b = 40 \text{ cm.}$$

Ferraillage de la poutre

$$d = d' = 2,5 \text{ cm} \quad h = 13,5 \text{ cm} \quad M_{rb} = 1,81 \text{ t.m} > M \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a = 2,67 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10 \quad \text{et} \quad A_t = 1,335 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T10$$

Vérifications

- des contraintes:  $S_x = \frac{b x^2}{2} - n A (h - x) + m A' (x - d)$

$$S_x = \frac{40}{2} \cdot x^2 - 15 \times 3,14 (13,5 - x) = 20x^2 - 635,85 + 47,12x = 0$$

$$x = 4,58 \text{ cm} \rightarrow I = \frac{b x^3}{3} + 15 A (h - x)^2 = 5028,536 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{9885105}{5028,536} = 17,59 \rightarrow \sigma'_b = K x = 17,59 \cdot 4,58 = 80,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \pi K (R - x) = 2353,54 \text{ kg/cm}^2$$

- à la flexion :

Vérficée.

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = 0,0157 \quad \sigma_1 = 3256,69 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 2857,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3256,69 > \sigma_a = 2353,54 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifié}$$

- à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1770}{0,875 \cdot 13,5 \cdot 40} = 3,75 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

- à la non fragilité :  $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$  ;  $A \geq 0,52 \text{ cm}^2$   
Vérficée.

- de la flèche :  $f = \frac{5 q l^4}{384 EI} = \frac{5 \cdot 1,18 \cdot 10^3 \cdot 300^4}{384 \cdot 1,27 \cdot 10^5 \cdot 8201,25} = 0,119 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = 1 \text{ cm} > f = 0,119 \text{ cm}$$

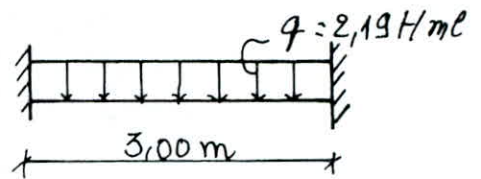
### Etude du palier intermédiaire

Le palier intermédiaire sera calculé comme une dalle encastree sur les deux cotes et libre sur les deux autres. Il sera soumis à son poids propre  $q_1 = 2,25 \cdot 2,5 \cdot 0,16 = 0,5 \text{ t/ml}$ , à la surcharge

$P = 1,2 \cdot 2,25 \cdot 0,250 = 0,675 \text{ t/ml}$  et à la réaction de la volée

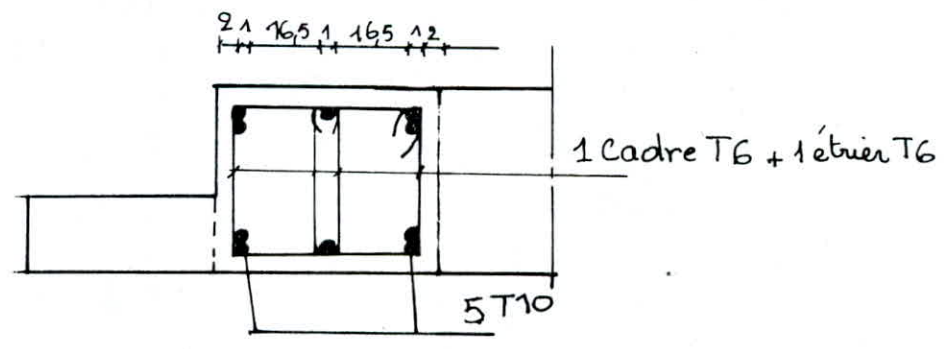
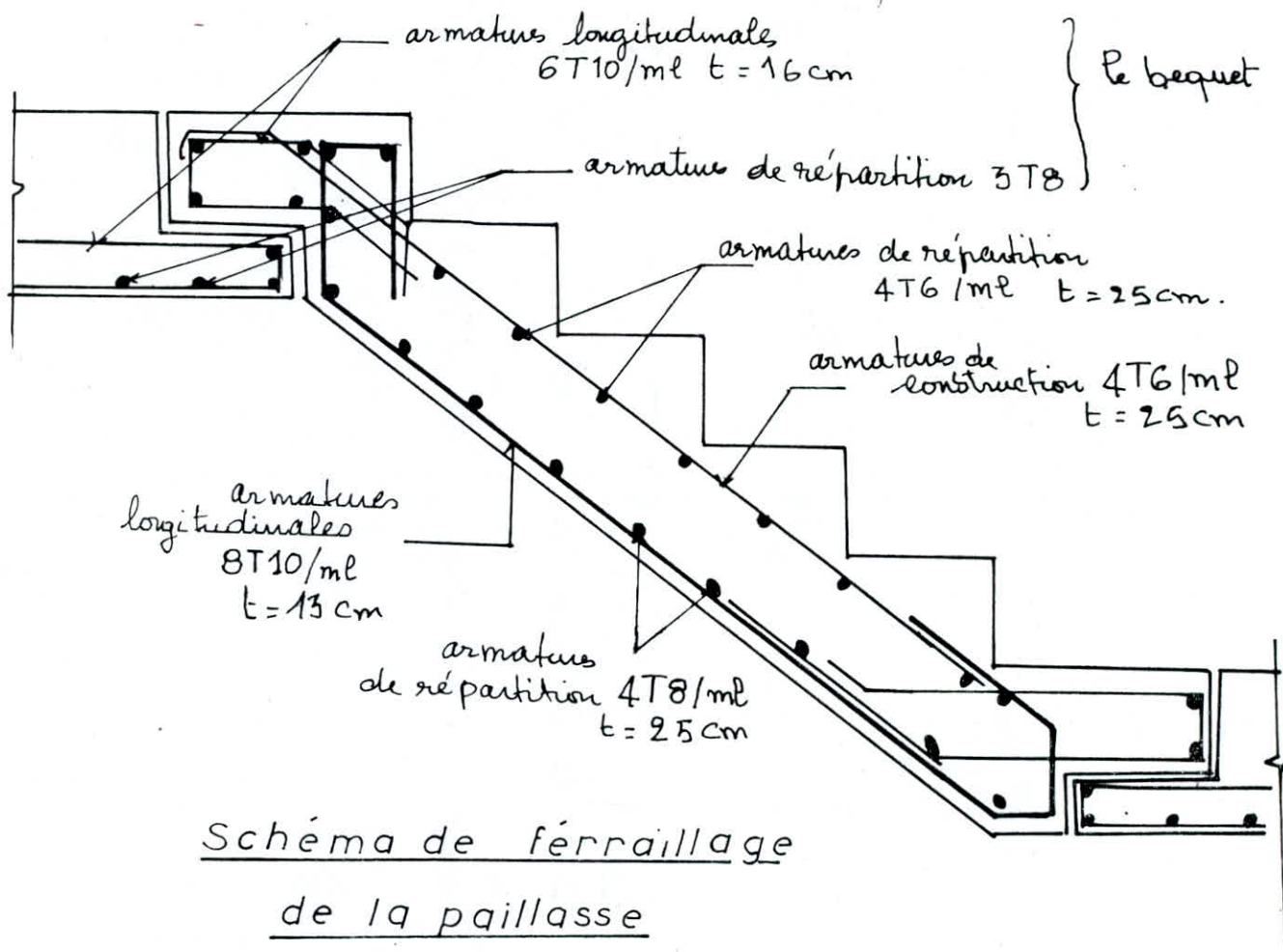
$$q_2 = 1,023 \text{ t/ml}$$

$$q = q_1 + P + q_2 = 2,19 \text{ t/ml}$$



$$M_{rb} = K b h^2 = 4,54 \text{ t} \cdot \text{m} > M_f \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = 4,98 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T10/ml}; A_t = 2,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T10/ml}.$$



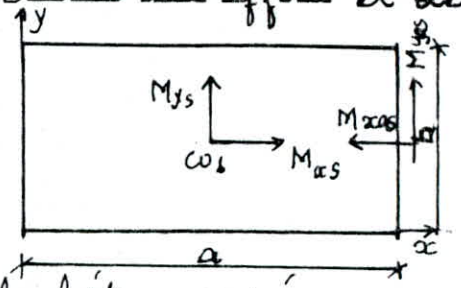
## Calcul des planchers

Notre bâtiment est constitué de deux types de planchers:

- plancher d'étage courant (dalles pleines)
- plancher rez-de chaussée (pré-dalles)

### Etage courant

Le plancher est constitué d'une dalle pleine de 16cm d'épaisseur. On utilise les tables de "Bares" pour le calcul des efforts et des flèches sur les panneaux de dalle.



Les étapes de calcul sont:

on détermine  $\delta = \frac{a}{b}$

le coefficient de poisson  $\nu = 0,15$  pour le béton armé.

à partir de ces coefficients on tire les valeurs suivantes:

- .  $w_s$ : coefficient de la flèche au milieu de la dalle.
- .  $w_{b_s}$ : coefficient de la flèche au bord de la dalle
- .  $H_{x_s}$ : coefficient du moment au milieu de la dalle suivant  $x$
- .  $H_{y_{s_a}}$ : coefficient du moment au milieu du bord libre selon  $y$
- .  $H_{y_s}$ : coefficient du moment au milieu de la dalle selon  $y$

On détermine ensuite les flèches et les moments fléchissants:

$$f_{b_s} = w_s \frac{q a^4}{E h^3}; \quad f_{b_s} = w_{b_s} \frac{q a^4}{E h^3}$$

$$M_{x_s} = H_{x_s} q a^2; \quad M_{y_s} = H_{y_s} q a^2; \quad M_{y_{s_a}} = H_{y_{s_a}} q b^2; \quad M_{x_{s_a}} = \mu M_{y_{s_a}}$$

avec  $q$  charge uniformément répartie sur la dalle.

$$E = 7000 \sqrt{1,2 \sigma_{28}}, \quad E = 128394 \text{ Kg/cm}^2$$

## Calcul des panneaux de dalle:

### - Charges et surcharges

. Plancher terrasse:  $G + 1,2 P = q$ :  $q = 0,779 \text{ t/m}^2$

. Plancher d'étage courant:  $q = 0,769 \text{ t/m}^2$

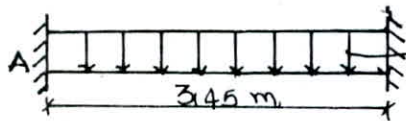
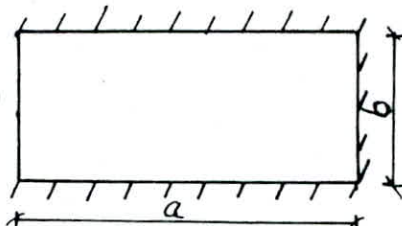
Les panneaux de dalle (planchers courant et terrasse) seront calculés sous la charge  $q = 0,769 \text{ t/m}^2$ .

### Panneaux 1,1'

$$\mu = 0,15 \quad b = 3,45 \text{ m} \quad a = 6,985 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,985}{3,45} = 2,024$$

$\gamma > 2$  alors le panneau se calcule comme une poutre encastree sur deux cotés.

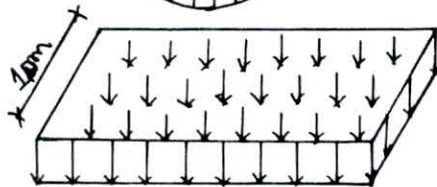


$$q = 0,769 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0,769 \text{ t/ml}$$

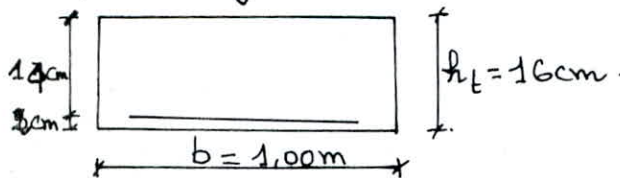


$$M_A = M_B = q \frac{l^2}{12} = 0,769 \cdot \frac{3,45^2}{12} = 0,763 \text{ t.m}$$

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = 0,381 \text{ t.m}$$



### F. Armillage:



$$A_a = \frac{M_a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,763 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2800} = 2,224 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on prend 5T8 /ml =  $2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,381 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2800} = 1,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \text{ On prend 5T6} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

espacement

$$e_a = 20 \text{ cm}; \quad e_b = 20 \text{ cm}$$

### Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

$$0,556 \leq A_r \leq 1,112 \text{ cm}^2$$

on prend  $A_r = 3 \text{ TG/ml} = 0,384 \text{ cm}^2$

$$t = 33 \text{ cm.}$$

### Vérification de la flèche :

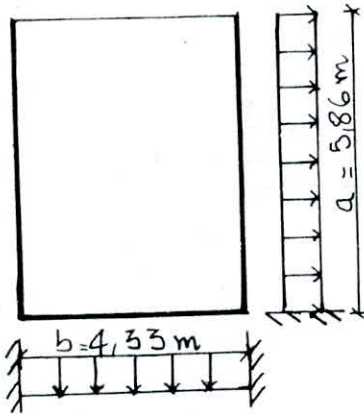
$$f = \frac{q l^4}{384 EI} ; E = 1,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{0,16^3 \cdot 1,00}{12} = 3,413 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{0,769 \cdot 3,45^4}{384 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 3,413 \cdot 10^{-4}} = \frac{12}{0,6926 \cdot 10^{-3}} \text{ m} = 0,692 \text{ cm}$$

$$f = 0,69 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm} \text{ Vérifié.}$$

### Panneaux 2 et 2'



$$\delta = \frac{a}{b} = \frac{5,86}{4,33} = 1,353$$

Comme  $\delta = 1,353$  ne figure pas dans les tables de "Bares", on extrapolera donc

entre  $\delta_1 = 1,2$  et  $\delta_2 = 1,5$

$$\omega_s = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} \omega_{s1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \omega_{s2}$$

$$\omega_s = A \omega_{s1} + B \omega_{s2}$$

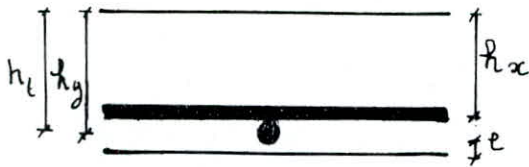
$$\omega_{bs} = A \omega_{bs1} + B \omega_{bs2}$$

$$M_{xs} = A M_{xs1} + B M_{xs2}$$

$q \text{ (m)}$	$b \text{ (m)}$	$f_s \text{ (cm)}$	$f_{bs} \text{ (cm)}$	$\bar{f}_a \text{ (cm)}$	$\bar{f}_{bs} \text{ (cm)}$	$M_{xs} \text{ (t.m)}$	$M_{xvs} \text{ (t.m)}$	$M_{ys} \text{ (t.m)}$	$M_{yas} \text{ (t.m)}$	$M_{yvs} \text{ (t.m)}$	$M_{yva} \text{ (t.m)}$
5,86	4,33	0,16	0,86	0,86	1,142	0,393	-0,999	1,106	1,679	-1,102	-1,221

### Ferraillage

Le sens porteur est l'axe  $y-y$ :  $M^t = 1,679 \text{ t.m}$   $A^t = \frac{M}{f \cdot \bar{f}_a}$



$$\phi \leq 12 \text{ mm} \quad \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$e \geq 10 \text{ mm} \quad e = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} h_x = h_t - e - 3\frac{\phi}{2} = 13,5 \text{ cm} \\ h_y = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 14,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Direction y :  $A^t = \frac{1,679 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14,5 \cdot 2800} = 4,726 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $7 \phi 10 / \text{ml} = 5,497 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $t = 14 \text{ cm}$

$A^a = \frac{1,221 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14,5 \cdot 2800} = 3,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $5 \phi 10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $t = 20 \text{ cm}$

Direction x :  $A^t = \frac{0,398 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13,5 \cdot 2800} = 1,145 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $6 \phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $t = 17 \text{ cm}$

$A^a = \frac{0,999 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13,5 \cdot 2800} = 2,512 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $5 \phi 8 = 3,014 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $t = 20 \text{ cm}$ .

### Vérfications :

- non fragilité :  $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{an}}$  ;  $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 16 \frac{59}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$   
Vérfié

- la flèche :  $f = \frac{q \cdot l^4}{384 EI} = 0,109 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{433}{500} = 0,866 \text{ cm}$   
Vérfié

- la fissuration :  $\sigma_1 = \frac{K_M \tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0183}{10 \cdot (1 + 0,183)}$   
 $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,497}{2 \times 100 \times 1,5} = 0,0183$

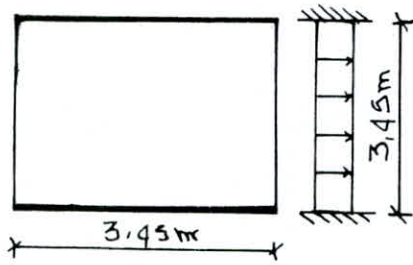
$\sigma = 2,14 \sqrt{\frac{K_M \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,14 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}}$   
 $\sigma_1 = 2855 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3716,6 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ , pas de risque de fissuration

- l'effort tranchant :  $T_{\max} = q \frac{l}{2} = 0,769 \cdot 433 = 1,665 \text{ t}$

$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,49 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1665}{14,5 \cdot \frac{7}{8}} = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

Panneaux 6,6' (8,8 du RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)



$$\gamma = \frac{a}{b} = 1$$

a (m)	b (m)	f <sub>s</sub> (cm)	f <sub>bs</sub> (cm)	f <sub>a</sub> (cm)	f <sub>bs</sub> (cm)	M <sub>xs</sub> (t.m)	M <sub>zxs</sub> (t.m)	M <sub>yb</sub> (t.m)	M <sub>yas</sub> (t.m)	M <sub>yys</sub> (t.m)	M <sub>yva</sub> (t.m)
3,45	3,45	0,05	0,07	0,69	0,69	0,114	-0,512	0,264	0,398	0,607	-0,779

de tous porteur est y-y.

Ferraillage:

Direction y:  $A^t = 1,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $4 \phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A^a = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $5 \phi 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Direction x:  $A^t = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $6 \phi 6 / \text{ml} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A^a = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on prend  $6 \phi 6 / \text{ml} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérifications:

- non fragilité:  $A \geq 1,55 \text{ cm}^2$  vérifiée

- la flèche:  $f = 0,069 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm}$  vérifiée

- la fissuration:  $\tilde{\omega}_f = 0,0084$ ;  $\sigma_1 = 2316,2 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$  il n'y a pas de risque de

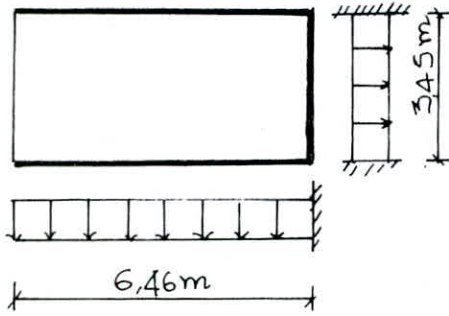
fissuration

- l'effort tranchant:  $T = q \frac{l}{2} = 1,326 \text{ t}$

$\tau_b = 1,045 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$  vérifiée.



Panneaux 5,5'3,3'4,4'



$\gamma = \frac{6.46}{3.45} = 1.872$   
 $\gamma = 1.872$  ne l'aime pas dans les tables de "Barès" on doit faire une extrapolation entre  $\gamma_1 = 1.5$  et  $\gamma_2 = 2.0$  on trouve  $A = 0.25$  et  $B = 0.74$

$q a^2 = 32.09 \text{ t.m}$      $q b^2 = 9.15 \text{ t.m}$      $\omega s = A \omega s_1 + B \omega s_2$

a (m)	b (m)	f <sub>s</sub> (cm)	f <sub>bs</sub> (cm)	F <sub>a</sub> (cm)	F <sub>bs</sub> (cm)	M <sub>xs</sub> (t.m)	M <sub>xvs</sub> (t.m)	M <sub>ys</sub> (t.m)	M <sub>yas</sub> (t.m)	M <sub>yvs</sub> (t.m)	M <sub>ya</sub> (t.m)
6.46	3.45	0.0459	0.0864	1.2920	0.6900	0.4268	-0.5290	0.2746	0.4073	-0.7432	-0.7659

Ferrailage

sens x-x						sens y-y					
M <sub>E</sub> <sup>x</sup> (t.m)	M <sub>a</sub> <sup>x</sup> (t.m)	A <sub>E</sub> <sup>x</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>x</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>E</sub> <sup>x</sup> adop (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>x</sup> adop (cm <sup>2</sup> )	M <sub>E</sub> <sup>y</sup> (t.m)	M <sub>a</sub> <sup>y</sup> (t.m)	A <sub>E</sub> <sup>y</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>y</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>E</sub> <sup>y</sup> adop (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>y</sup> adop (cm <sup>2</sup> )
0.4268	0.529	1.244	1.60	6φ6 (1.69)/ml	6φ6/ml 1.69	0.4073	0.7659	1.130	2.159	6φ6/ml 1.69	5φ8/ml 3.017

Vérifications

fragilité (cnt)	flèche (cm)	fissuration	effort tranchant (kg/cm <sup>2</sup> )
1.55	0.54 < 1.030	$\sigma_1 = 2741$ $\sigma_2 = 3193 > \bar{\sigma}_a = 2800$	2.484 < 6.79

## Plancher du R.D.C

Le plancher RDC est constitué de prédalles préfabriquées qui évitent le gaspillage d'un coffrage.

Une prédalle est élément préfabriqué en béton armé de largeur standard fabriqué en usine ou sur chantier.

Les prédalles subissent 3 états de charges différents : de la préfabrication jusqu'au durcissement de la lame de béton coulé sur place. Seule la phase 2 est à considérer puisqu'elle donne le cas le plus défavorable.

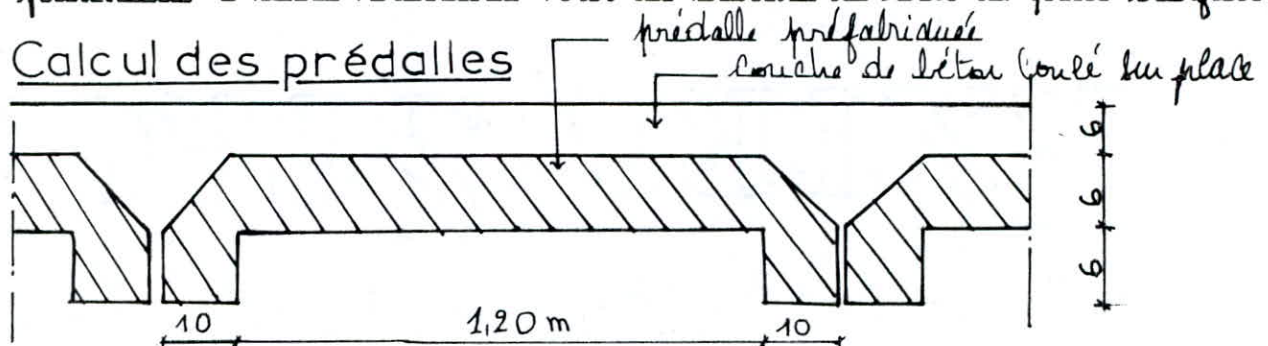
### Dimension des prédalles :

La largeur d'une prédalle est prise égale à la petite portée du panneau plus 10 cm de chaque côté qui serviront d'appui pour les voiles.

Panneaux	1, 1'	2, 2'	3, 3', 4, 4'	7	8, 8', 6, 6'	5, 5'
longueur (m)	6,985	5,86	6,46	7,85	3,45	4,725
largeur (m)	3,45	4,33	3,45	3,45	3,45	3,45

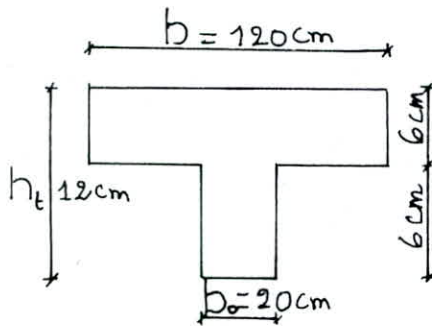
Les panneaux 1, 2, 3 ont presque les mêmes dimensions; seul le panneau 1 sera calculé car il donne le cas le plus défavorable.

### Calcul des prédalles



On fera le calcul pour une bande de 1m de largeur.

## 2<sup>em</sup> Phase



Poids propre de la tréedalle:  $2,5(0,2 \cdot 0,06 + 1,2 \cdot 0,06)$   
 $= 0,210 \text{ t/ml}$

Béton coulé (6cm):  $1,2 \cdot 0,06 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 0,216 \text{ t/ml}$

Surcharge de chantier majorée:  $1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,1 = 0,144 \text{ t/ml}$

$q = 0,570 \text{ t/ml}$

## Ferrailage:

$M = \frac{q l^2}{8} = 0,57 \cdot \frac{4,35^2}{8} = 1,35 \text{ t.m}$ ;  $T = \frac{q l}{2} = 0,57 \cdot \frac{4,35}{2} = 1,24 \text{ t}$

## Position de l'axe neutre:

$d = d' = 2 \text{ cm}$ .  $\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$   
 $h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

$y = \bar{\alpha} h = 0,423 \cdot 10 = 4,23 \text{ cm}$  /  $h_0 = 6 \text{ cm}$  donc l'axe neutre tombe dans la table et la sou se calcule comme une sou rectangulaire de dimensions  $b = 120 \text{ cm}$  et  $h_t = 12 \text{ cm}$ .

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1,35 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 10 \cdot 2800} = 5,51 \text{ cm}^2$  On prend 6T12.

## Vérifications

- des contraintes:  $I = \frac{b y^3}{3} + m A (h_t - d - y) = 120 \cdot \frac{4,23^3}{3} + 15,648 (10 - 4,23)$   
 $I = 6413,367 \text{ cm}^4$ ;  $K = \frac{M}{I} = \frac{1,35 \cdot 10^5}{6413,367} = 21,05$   
 $\bar{\sigma}'_b = K y = 21,05 \cdot 4,23 = 89,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

- de non fragilité:  $A = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200}$

$A > 0,190 \text{ cm}^2$  vérifié

- de non fissuration :  $\bar{\omega}_p = \frac{A}{B_f} = \frac{678}{2.20.2} = 0,085$   $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 9140,56 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 9140,56 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$  : aucun risque de fissuration

- de la flèche :  $f = \frac{q l^4}{384 EI}$  ;  $q = 0,57 \text{ t/ml}$  ;  $l = 4,33 \text{ m}$   
 $E = 1,28.10^6 \text{ kg/m}^2$  ;  $I = 1,012^3 =$

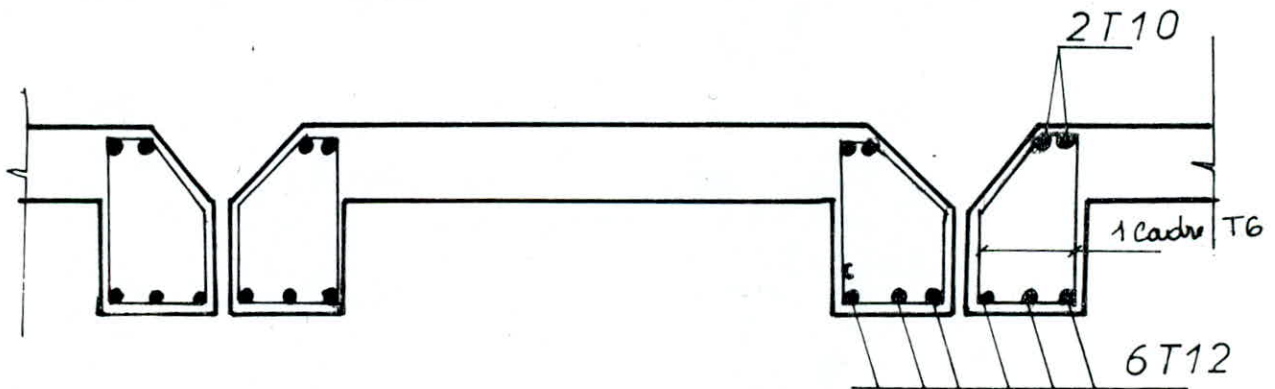
$f = 0,288 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{433}{500} = 0,866 \text{ cm}$  vérifié.

### Armatures transversales

$T = 1,24 \text{ t}$  ;  $\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1240}{100.0875.10} = 1,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  étant vérifiée les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Disposition des armatures :



**CHAPITRE 11**

**ETUDE DES**

**FONDACTIONS**

## Calcul des fondations

Le choix du type de fondation est fonction de la qualité du sol, c'est-à-dire de la contrainte admissible du sol et de la charge apportée par le bâtiment.

Une étude du sol a donné le résultat suivant :

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$$

Après un rapide prédimensionnement des semelles filantes, le résultat a donné un chevauchement de deux semelles. L'entreaxe entre le voile N° 3 et le voile le plus voisin est de 1,20 m. on a été dans l'obligation d'opter pour un radier général.

Poids total de l'ouvrage :

$$\left. \begin{array}{l} G = 2515 \text{ t} \\ P = 262 \text{ t} \end{array} \right\} \text{Combinaison du 1}^{\text{er}} \text{ genre: } Q = G + 1,2P$$

$$Q = 2830 \text{ t}$$

Surface nécessaire du radier :

$$\sigma = \frac{Q}{S} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow S \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2830 \cdot 10^3}{2,5} ; \bar{S} \geq 113,2 \text{ m}^2$$

Surface du radier avec débord :  $d = 50 \text{ cm}$ .

$$S = 332,75 \text{ m}^2 ; S \geq \bar{S}$$

pression sur le radier : on ne tient pas compte du poids propre du radier.  $P = \frac{Q}{S} = \frac{2830}{333} = 8,5 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2$

Prédimensionnement du radier :

Etant donné qu'il n'est pas commode de mettre des étriers dans une dalle, l'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement.

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \rightarrow z \geq \frac{T_{\max}}{1,15 b \bar{\sigma}_b}$$

$z \geq \frac{P \cdot l_{\max}}{2 \cdot 1,15 b \bar{\sigma}_b}$  ;  $l_{\max}$  est la plus grande portée entre 2 voiles

$$l_{\max} = 4,33 \text{ m} \rightarrow z \geq \frac{8,5 \times 4,33}{2 \cdot 1,15 \cdot 0,5 \cdot 9} = 0,28 \text{ m}$$

$$z \geq 28 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire :  $h_t \geq \frac{l}{10}$  ;  $h \geq \frac{433}{10}$  ;  $h \geq 43,3 \text{ cm}$   
 finalement on adopte un radier d'épaisseur  $h_t = 45 \text{ cm}$ .

Vérification à la rigidité :

On calcule d'abord la longueur élastique qui est donnée par "Fuentes".

$$l_e = \left( \frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b} \right)^{1/4} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{avec } I = \frac{b h^3}{12} \\ E \text{ module d'élasticité du béton} \\ K \text{ coefficient du balast: } K=4 \text{ pour un sol moyen, } \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars} \end{array} \right.$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot b h^3}{K \cdot b \cdot 12}} \geq (l_i - a) \frac{2}{\pi}$$

$$h^3 \geq \left[ (l_i - a)^4 \frac{16}{\pi^4} \right] \frac{3K}{E}$$

$l_i$  = la plus petite portée = 1,20 m  
 $a$  = épaisseur du voile = 20 cm

$$h^3 \geq \left[ (1,20 - 0,20)^4 \frac{16}{\pi^4} \right] \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 10^5} \rightarrow h \geq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{radier rigide.}$$

Vérification au poinçonnement :

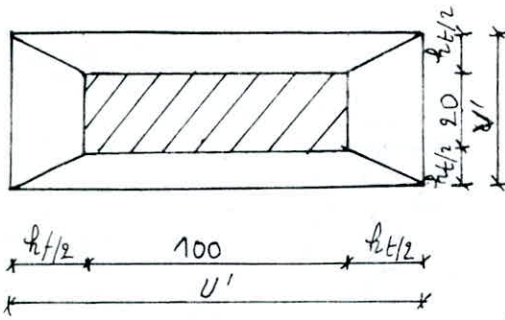
Conformément aux règles C.C.B.A 68 art 39-54 on fera une vérification au poinçonnement. Cette vérification se fait pour le voile le plus sollicité : Voile N° 3.

$$l = 16,4 \text{ m} ; G = 225,45 \text{ t} ; P = 42,56 \text{ t} ; G + 1,2P = 276,528 \text{ t}$$

$$\text{la charge par ml : } q = \frac{276,528}{16,4} = 16,86 \text{ t/ml.}$$

La condition de non poinçonnement sur mur est donnée par :

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{où } P_c : \text{périmètre du contour cisailé}$$



$$U' = 100 + r_t = 145 \text{ cm}$$

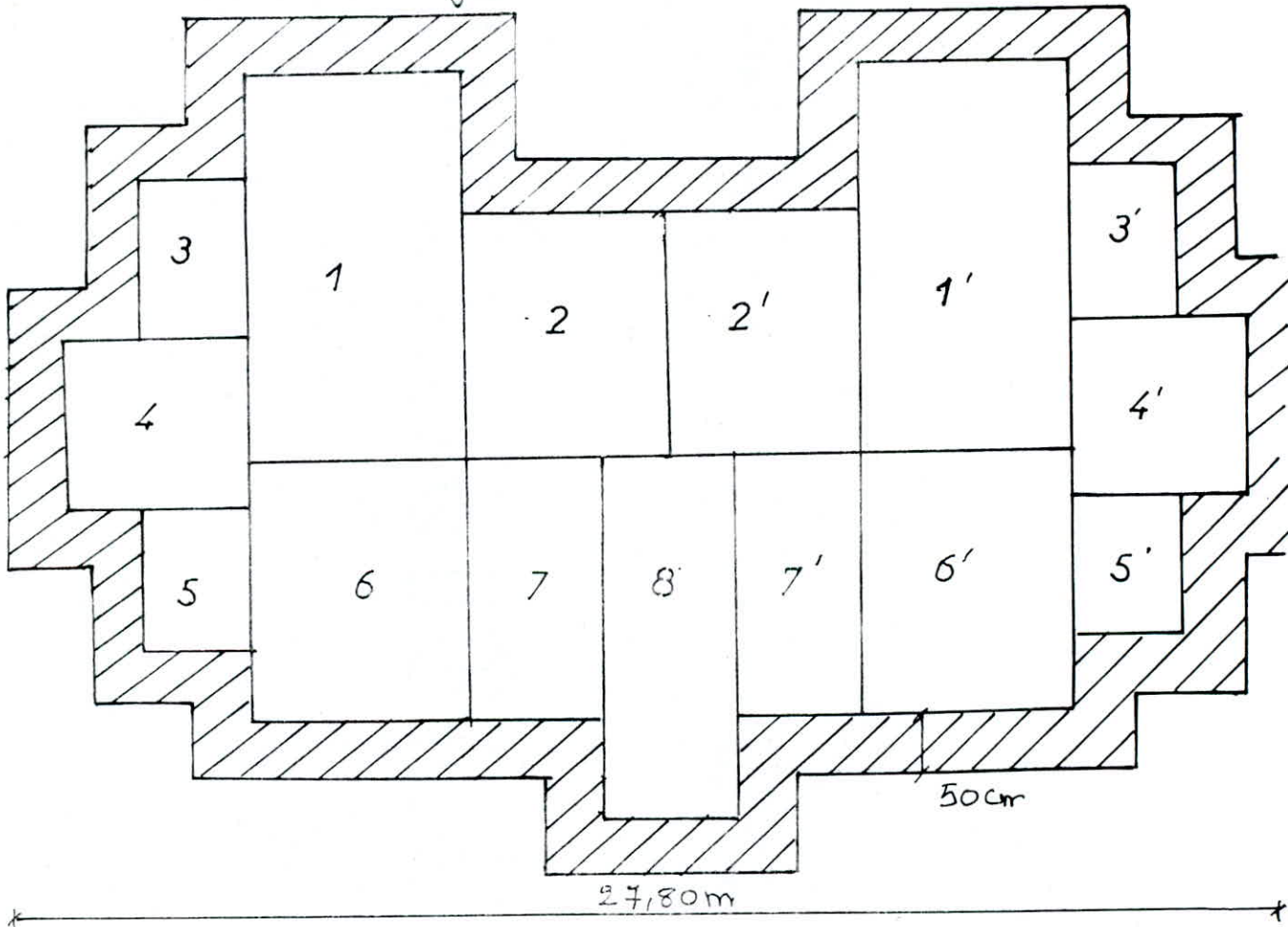
$$V' = 20 + r_t = 65 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(U' + V') = 420 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot \frac{16186}{420 \cdot 45} = 1,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

le poinçonnement est vérifié

Schéma du radier général :



Stabilité du radier :

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre: poids du radier  $9,45 \times 2,15 \times 333$

$$G_{\text{rad}} = 374,625 \text{ t} ; G_t = 2889,62 \text{ t}$$

$$N = G + 1,2P = 3204,025 \text{ t.}$$



$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{3204,025}{333} = 9,62 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2.$$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:

La vérification de la stabilité du radier se fera en calculant les contraintes sous celui-ci.

Sous l'effet du moment de renversement  $M$  et de l'effort normal  $N$  qui sollicitent le radier à sa base, on doit éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier susceptible d'altérer sa stabilité.

Sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre la combinaison à considérer est la suivante.  $N = G + P = 2899,62 + 262 = 3161 \text{ t}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M V}{I_{\text{rad}}}$$

$$M = M_{\text{RDC}} + H_{\text{RDC}} \cdot Z$$

Sens transversal

$$H_x = 274,057 \text{ t}; M_x = 4179,209 \text{ t.m}; I_{xx} = 32653,418 \text{ m}^4$$

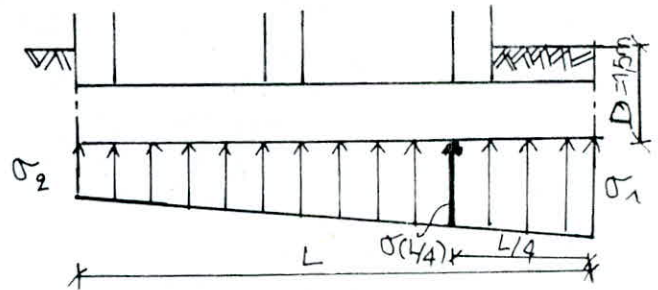
Sens longitudinal:

$$H_y = 323,884 \text{ t}; M_y = 4939,047 \text{ t.m}; I_{yy} = 93631,551 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que  $\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  reste toujours inférieure à  $1,33 \bar{\sigma}_s$  sans que  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  dépassent  $1,5 \bar{\sigma}_s$ . On doit également vérifier que  $\sigma_2$  est toujours positive (ceci pour éviter toute traction sous le radier).

Sens transversal:  $M = 4179,209 + 274,057 \cdot 1,50 = 4590,294 \text{ t.m}$

Sens longitudinal:  $M = 4939,047 + 323,884 \cdot 1,50 = 5424,873 \text{ t.m}$



## Calcul des contraintes selon:

- l'axe transversal:  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_x} V_x = \frac{3151,3}{333} \pm \frac{4590,294}{32653,418} 13,4$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 11,35 \text{ t/m}^2 < 37,5 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 7,58 \text{ t/m}^2 < 37,5 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

- l'axe longitudinal:  $\sigma_{1,2} = \frac{3151,3}{333} \pm \frac{5424873}{93681,551} \cdot 7,535$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 9,91 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 9,03 \text{ t/m}^2 \end{cases} < 1,5 \bar{\sigma}_s = 37,5 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_t(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 10,41 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 33,25 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_p(L/4) = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = 9,69 \text{ t/m}^2 < 33,25 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

## Détermination de la sollicitation la plus défavorable

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier.

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $q(SP_1) = \sigma_1 - \frac{\text{Pds du radier}}{\text{Surface du radier}}$

$$q(SP_1) = 7,37 \text{ t/m}^2$$

$$q_t(SP_2) = 10,22 \text{ t/m}^2 ; q_p(SP_2) = 8,8 \text{ t/m}^2$$

pour savoir quelle charge on doit prendre, il faut comparer

les rapports suivants:  $\frac{q(SP_1)}{\bar{\sigma}_a}$  et  $\frac{q(SP_2)}{\bar{\sigma}_{en}}$  ;

$$\frac{q(SP_1)}{\bar{\sigma}_a} = \frac{7,37 \cdot 10^{-1}}{2800} = 2,63 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{q(SP_2)}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{10,22 \cdot 10^{-1}}{4200} = 2,43 \cdot 10^{-4}$$

la sollicitation du 2<sup>er</sup> genre est la plus défavorable.

Donc la contrainte à considérer est  $\sigma = 7,37 \text{ t/m}^2$

## Férrailage des panneaux de dalles:

Tous les panneaux de dalles sont appuyés sur 4 côtés et les efforts sont déterminés par les abaques de Pigeaud.

Les moments au milieu de la dalle dans une bande de 1m de largeur:

$$M_x = P(M_1 + \mu M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + \mu M_1)$$

avec  $\mu = 0,15$  coefficient de poisson

et  $P = q \cdot l_x \cdot l_y$ , charge revenant au panneau de dalle.

$M_1$  et  $M_2$  les moments unitaires pour une charge uniformément répartie qui sont données par l'abaque de Pigeaud en fonction de  $\rho_1 = \frac{l_x}{l_y}$  et  $\rho_2 = \frac{l_y}{l_x}$ . Les moments  $M_x$  et  $M_y$  seront répartis en travée et sur appui en fonction du moment isostatique

$M_0$  avec la condition suivante:  $M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 M_0$

D'après les prescriptions du CC BA 68 art 54-2, on a:

- en travée: pour un panneau de rive  $M_t = 0,85 M_0$   
pour un panneau intermédiaire  $M_t = 0,75 M_0$
- sur appui: de rive:  $M_a = 0,3 M_0$   
intermédiaire:  $M_a = 0,5 M_0$

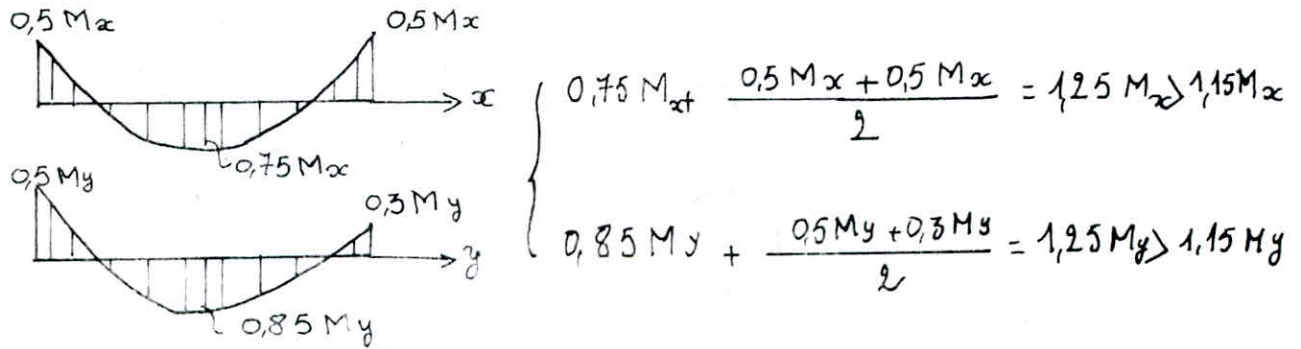
## exemple de calcul

Panneau N° 1:  $l_x = 3,45 \text{ m}$   
 $l_y = 7,20 \text{ m}$  }  $\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,45}{7,2} = 0,479$ ;  $\rho_2 = \frac{1}{\rho_1} = 2,086$   
 $q = 0,74 \text{ t/m}^2 \rightarrow P = 0,74 \cdot 3,45 \cdot 7,20 = 211,114 \text{ t}$

$$\rho_1 = 0,479 \rightarrow M_1 = 0,048 ; \rho_2 = 2,086 \rightarrow M_2 = 0,008$$

$$M_x = (M_1 + 0,15 M_2) P = (0,048 + 0,15 \cdot 0,008) 211,114 = 8,69 \text{ t.m / ml}$$

$$M_y = (M_2 - 0,15 M_1) P = (0,008 - 0,15 \cdot 0,048) 211,14 = 3,21 \text{ t.m/ml}$$



$$M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \cdot 8,69 = 6,51 \text{ t.m}$$

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \cdot 8,69 = 4,345 \text{ t.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 3,21 = 2,728 \text{ t.m}$$

$$M_y^{a1} = 0,3 M_y = 0,3 \cdot 3,21 = 0,963 \text{ t.m}$$

$$M_y^{a2} = 0,5 M_y = 0,5 \cdot 3,21 = 1,605 \text{ t.m}$$

Panneau N° 2:  $l_x = 4,33 \text{ m}$      $\rho_1 = 0,714$  }  $P = 223,038 \text{ t}$   
 $l_y = 6,06 \text{ m}$      $\rho_2 = 1,339$

$$M_1 = 0,048 \text{ t.m/ml} \quad M_2 = 0,021 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x = (0,048 + 0,15 \cdot 0,021) \cdot 223,038 = 11,41 \text{ t.m/ml}$$

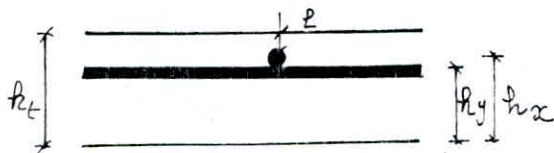
$$M_y = (0,021 + 0,15 \cdot 0,048) \cdot 223,038 = 6,289 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x^t = 0,75 M_x = 8,55 \text{ t.m/ml}; \quad M_x^a = 0,5 M_x = 5,705 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 5,34 \text{ t.m/ml}; \quad M_y^{a1} = 0,3 M_y = 1,88 \text{ t.m/ml}; \quad M_y^{a2} = 3,14 \text{ t.m/ml}$$

Le panneau N° 2 donne les efforts les plus grands, donc nous ferraillassons les panneaux N° 1, 1', 2 et 2' avec les efforts maximums.

Ferrailage des panneaux:



On choisit  $\phi = 12 \text{ mm}$  et  $e = 4 \text{ cm}$

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 45 - 4 - \frac{12}{2} = 40,4 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \frac{3\phi}{2} = 45 - 4 - \frac{3 \cdot 12}{2} = 39,2 \text{ cm}$$

Direction x :

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{3x\bar{\sigma}_a} = \frac{8,55 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 40,4 \cdot 2800} = 8,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 8T12/ml = 9,05 cm<sup>2</sup>

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{3x\bar{\sigma}_a} = \frac{5,405 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 40,4 \cdot 2800} = 5,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 8T10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>

Direction y :

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{3y\bar{\sigma}_a} = \frac{5,34 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 39,2 \cdot 2800} = 5,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 8T10/ml

$$A_y^{a_1} = \frac{M_y^{a_1}}{3y\bar{\sigma}_a} = 1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ on choisit 4T10/ml}$$

$$A_y^{a_2} = \frac{M_y^{a_2}}{3y\bar{\sigma}_a} = 3,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ on choisit 5T10/ml}$$

## Vérfications

- des contraintes : (par la méthode de P. Charon)

$$\bar{\omega} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100A}{bh} = \frac{15}{15} \cdot \frac{100 \cdot 9,05}{100 \cdot 39,2} = 0,231 \rightarrow \epsilon = 0,9231, \mu = 0,0319$$

$$K = 50$$

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M}{\mu b h^2} = \frac{15 \cdot 8,55 \cdot 10^5}{0,0319 \cdot 100 \cdot 39,2^2} = 2616,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérfifié

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{261634}{50} = 52,327 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 134 \text{ kg/cm}^2$$

Vérfifié

- à la fissuration :  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{9,05}{2 \times 100 \cdot 3} = 0,0151$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2623,80 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607,1 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2623,8 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 2616 \text{ kg/cm}^2$$

Vérfifié.

- à la non fragilité :  $A_x \geq 0,69 b h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left( \frac{2 - f_x}{2} \right)$  ;

$$f_x = 0,714 ; A_x \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 40,4 \cdot \frac{5,8}{4200} \left( \frac{2 - 0,714}{2} \right)$$

$$A_x \geq 247 \text{ cm}^2 \text{ Vérfifié.}$$

tableau des efforts

Panneaux	1, 1'	2, 2'	3, 3' 5, 5'	6, 6'	7, 7'	8	4, 4'
$L_x(m)$	3,45	4,33	3,45	3,45	2,85	2,85	3,770
$L_y(m)$	7,20	6,031	3,45	6,25	6,25	7,95	4,725
$p_1$	0,479	0,714	1	0,55	0,456	0,358	0,798
$p_2$	2,086	1,399	1	1,811	2,193	2,789	1,253
$M_{1l}(tm)$	0,048	0,048	0,035	0,048	0,047	<del> </del>	0,044
$M_{2l}(tm)$	0,008	0,027	0,035	0,012	0,005	<del> </del>	0,026
$M_{1x}(tm)$	8,69	11,41	4,072	9,13	7,23	<del> </del>	7,250
$M_{2x}(tm)$	3,21	6,289	4,072	3,52	1,855	<del> </del>	4,940

tableau des moments en travée et sur appui :

Panneaux	$M_{1x}^t(t.m)$	$M_{2x}^a(t.m)$	$M_{1y}^t(t.m)$	$M_{2y}^a(t.m)$	$M_{3y}^a(t.m)$
1, 1'	6,510	4,345	2,728	0,963	1,605
2, 2'	8,550	5,705	5,340	1,88	3,14
3, 3' 5, 5'	3,460	1,222	3,460	1,222	2,036
4, 4'	5,440	3,625	4,199	1,482	2,47
6, 6'	6,850	4,56	2,990	1,056	1,76
7, 7'	5,422	3,615	1,577	0,556	0,927
8	2,870	5,750	<del> </del>	<del> </del>	<del> </del>

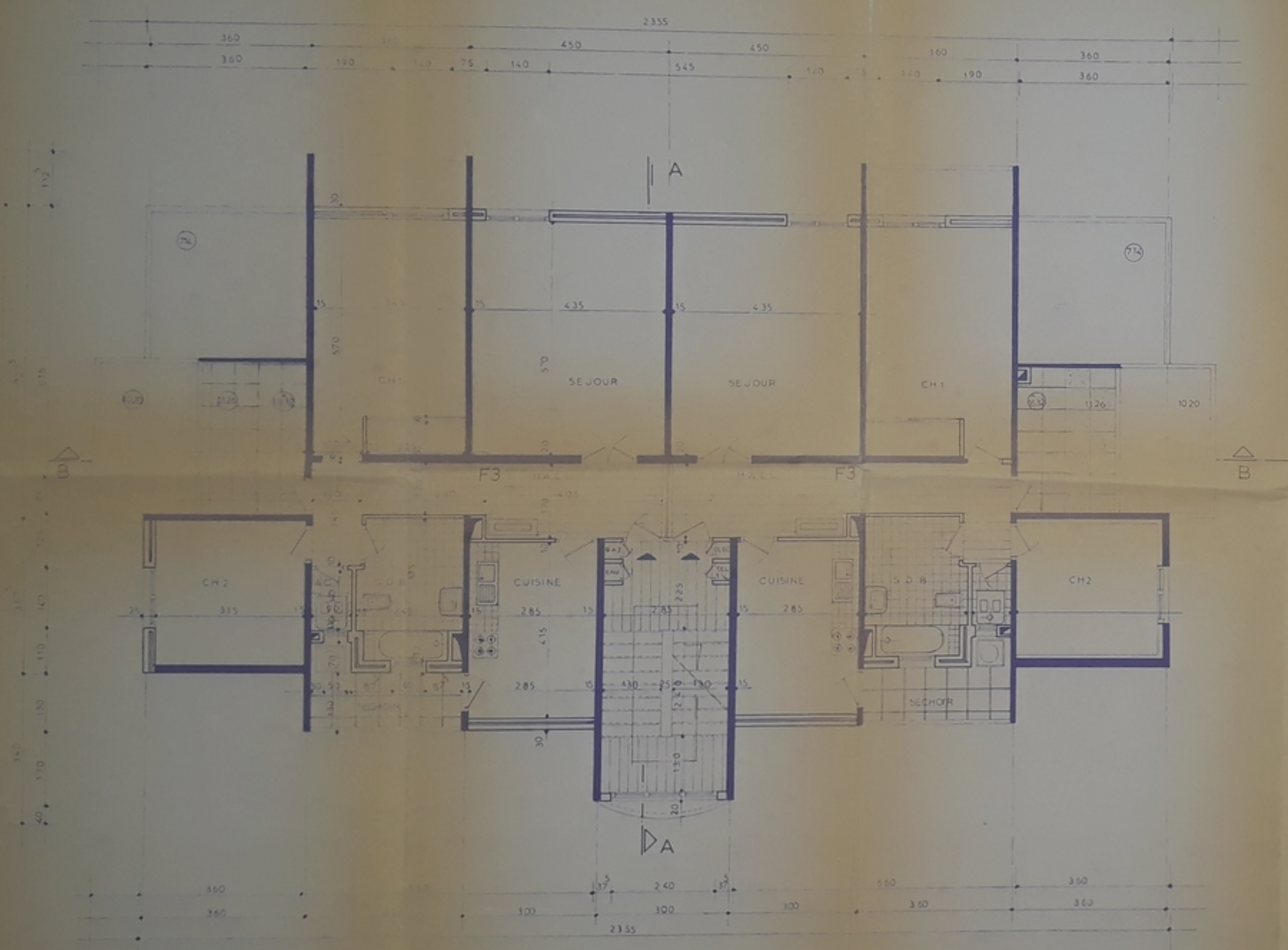
# tableau du ferrailage

panneaux		1, 1', 2, 2'	3, 3', 4, 4', 5, 5'	6, 6', 7, 7', 8, 8'	
ferrailage-travée	sens xx	$\Delta X$ (cm <sup>2</sup> /ml) calculée	8,64	5,49	6,92
		$\Delta X$ (cm <sup>2</sup> /ml) adoptée	8T12 (9,05cm)	7T10 (5,49)	7T12 (7,92)
		f espacem. (cm)	13	14	14
	sens y-y	$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) calculée	5,56	4,37	3,11
		$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) adoptée	8T10 (6,28)	6T10 (4,71)	5T10 (3,92)
		f (cm)	13	17	20
ferrailage sur appui	sens xx	$\Delta X$ (cm <sup>2</sup> /ml) calculée	5,76	3,66	4,61
		$\Delta X$ (cm <sup>2</sup> /ml) adoptée	8T10 (6,28)	5T10 (3,92)	6T10 (4,71)
		f (cm)	13	20	17
	sens y-y	$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) calculée	1,96	1,54	1,099
		$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) adoptée	4T10 (3,11)	4T10 (3,11)	4T10 (3,11)
		f (cm)	25	25	25
		$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) calculée	3,27	2,57	1,83
		$\Delta Y$ (cm <sup>2</sup> /ml) adoptée	5T10 (3,92)	4T10	4T10
	f (cm)	20	25	25	


# BIBLIOGRAPHIE

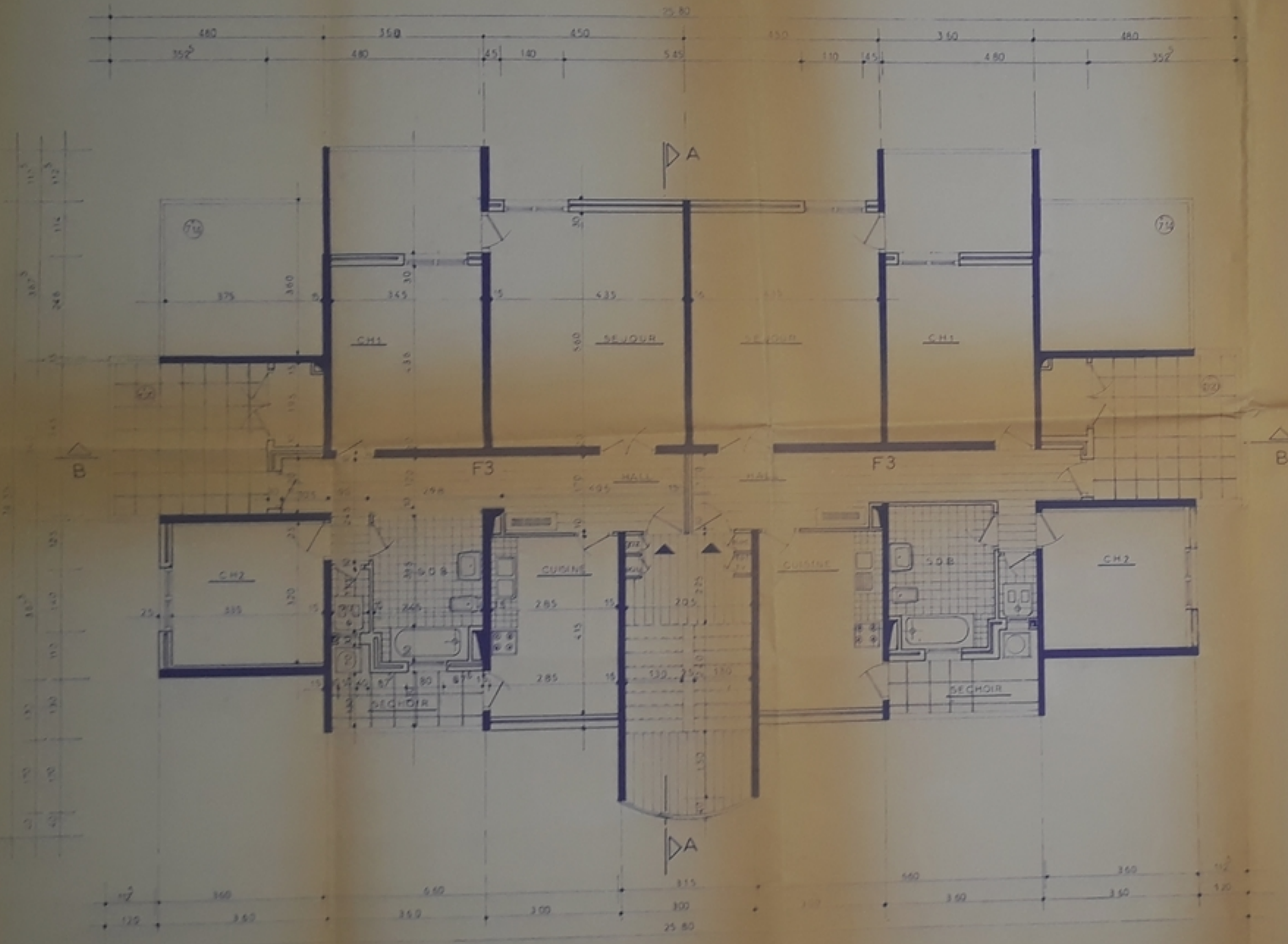
- 1\_ BELAZOUGUI Calcul des ouvrages en  
béton armé
- 2\_ P. CHARON Calcul et vérification des  
ouvrages en béton armé
- 3\_ M. DIVER Calcul pratique des tours  
en béton armé
- 4\_ Cours de béton armé 1,2,3
  
- 5\_ Règlements parasismique Algérien 81
- 6\_ Concèption et calcul des structures  
soumises aux séismes. (Annexes RPA 81)
- 7\_ Règles neige et vent 68
- 8\_ Règles CCBA 68
- 9\_ R. PETROVICI Structures résistantes aux  
séismes 1976





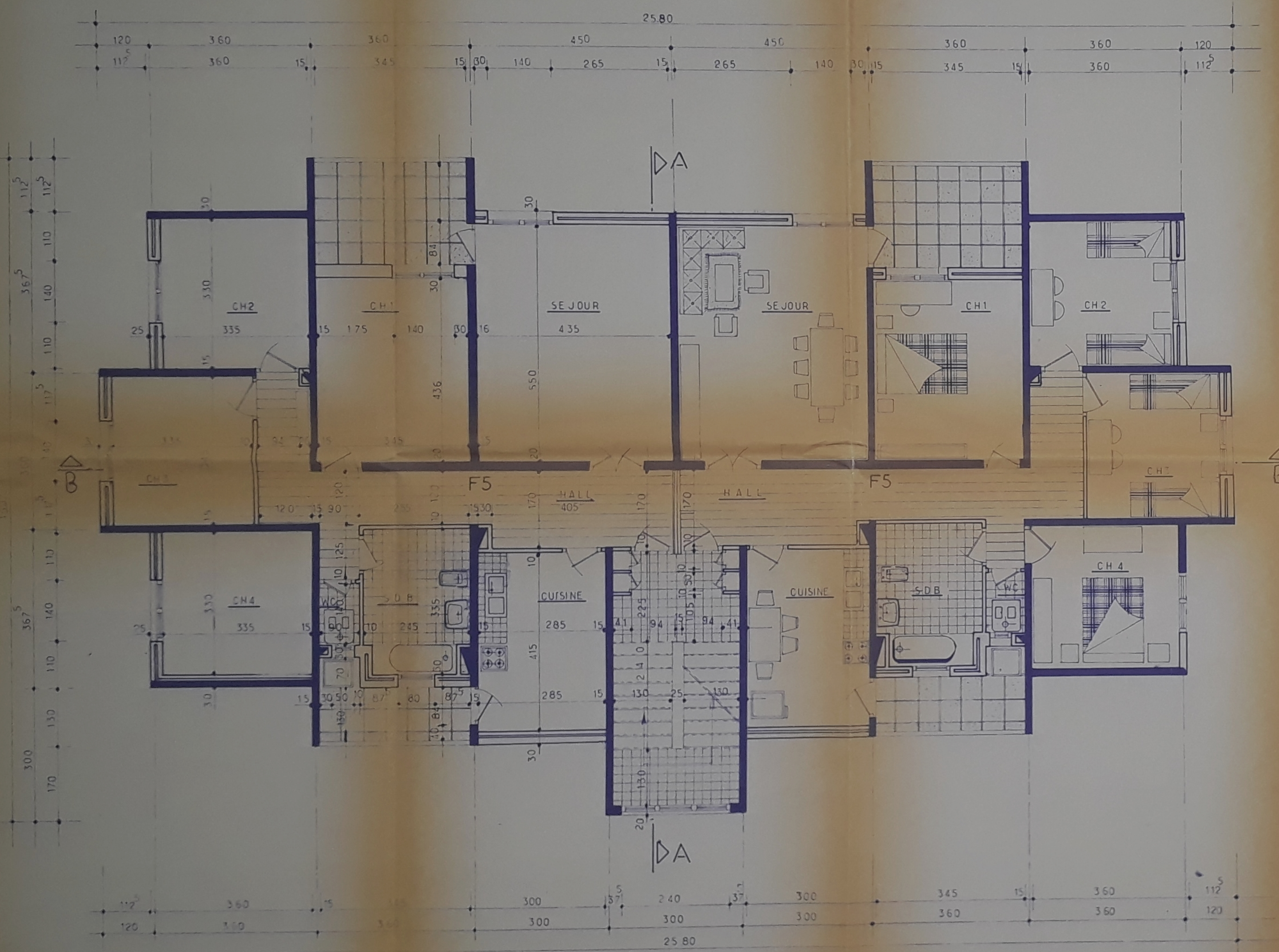
PROU587  
-1-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
PLAN DU	
	
5-6 ETAGE	
DESSINE PAR KOUBI FARIDA BENSALAH SOUMIA	ECHELLE 1/50
ANNEE UNIVERSITAIRE 1986-1987 SEMESTRE 2	
PROJET DE FIN D'ETUDE	



9201583  
-2-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
PLAN DU 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> ETAGE	
DESSINE PAR KOUBI FARIDA BENSALAH SOUMIA	ECHELLE
ANNEE UNIVERSITAIRE 1986-1987 SEMESTRE 2	
PROJET DE FIN D'ETUDE	



PB04587  
- 4 -

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE CIVIL

PLAN DU

RDC, 12 ETAGE

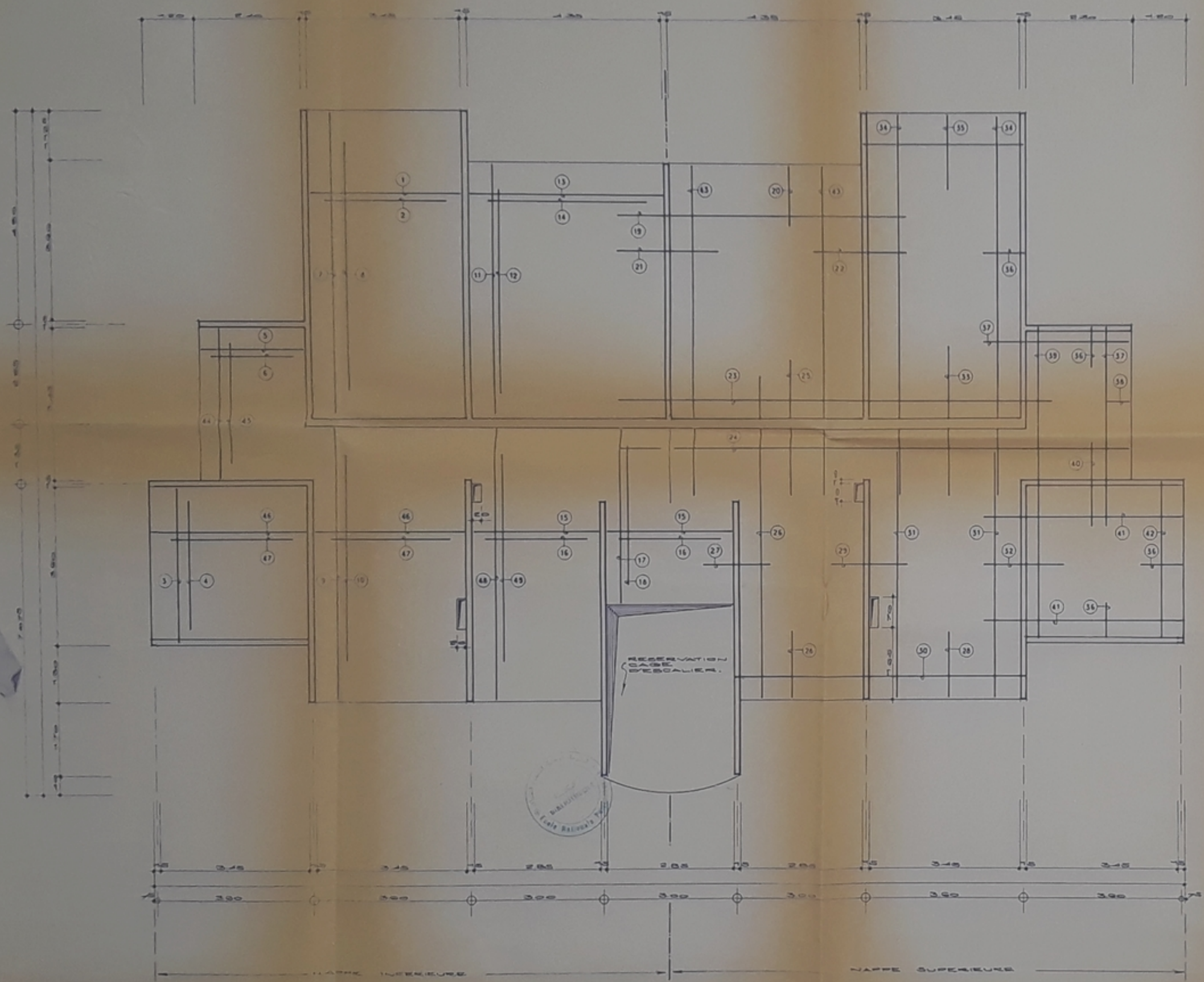
DESSINE PAR  
KOUBI FARIDA  
BENSALAH SOUMIA

ECHELLE  
1/50

ANNEE UNIVERSITAIRE  
1986-1987 SEMESTRE 2

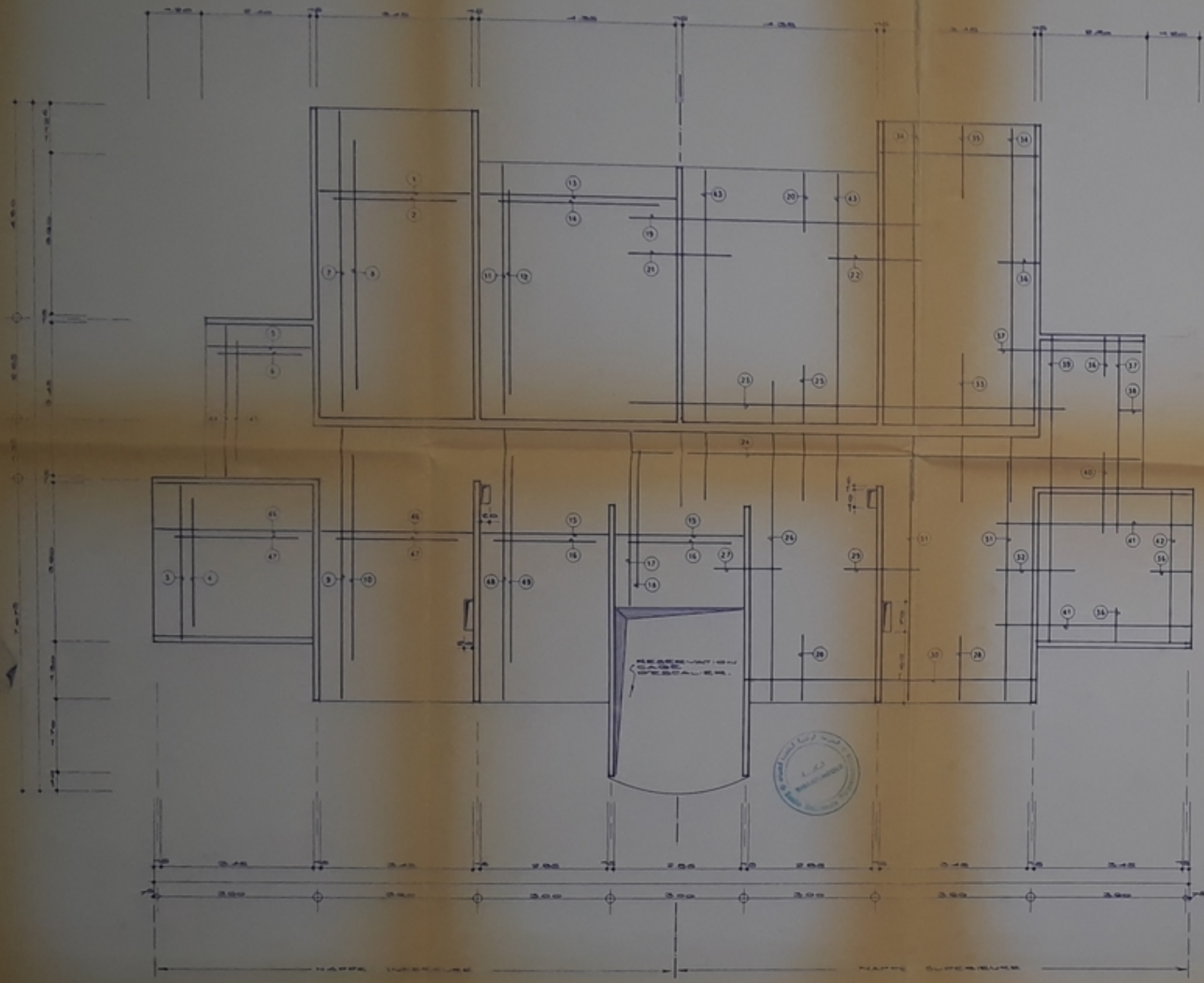
PROJET DE FIN D'ETUDE

PB04527  
-5-



5e ETAGE

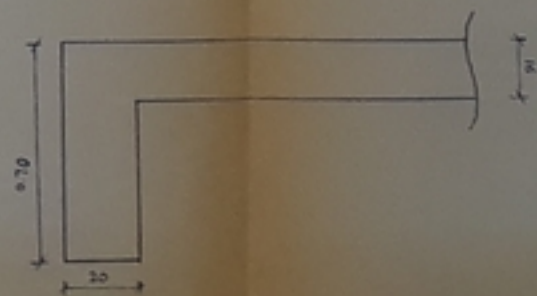
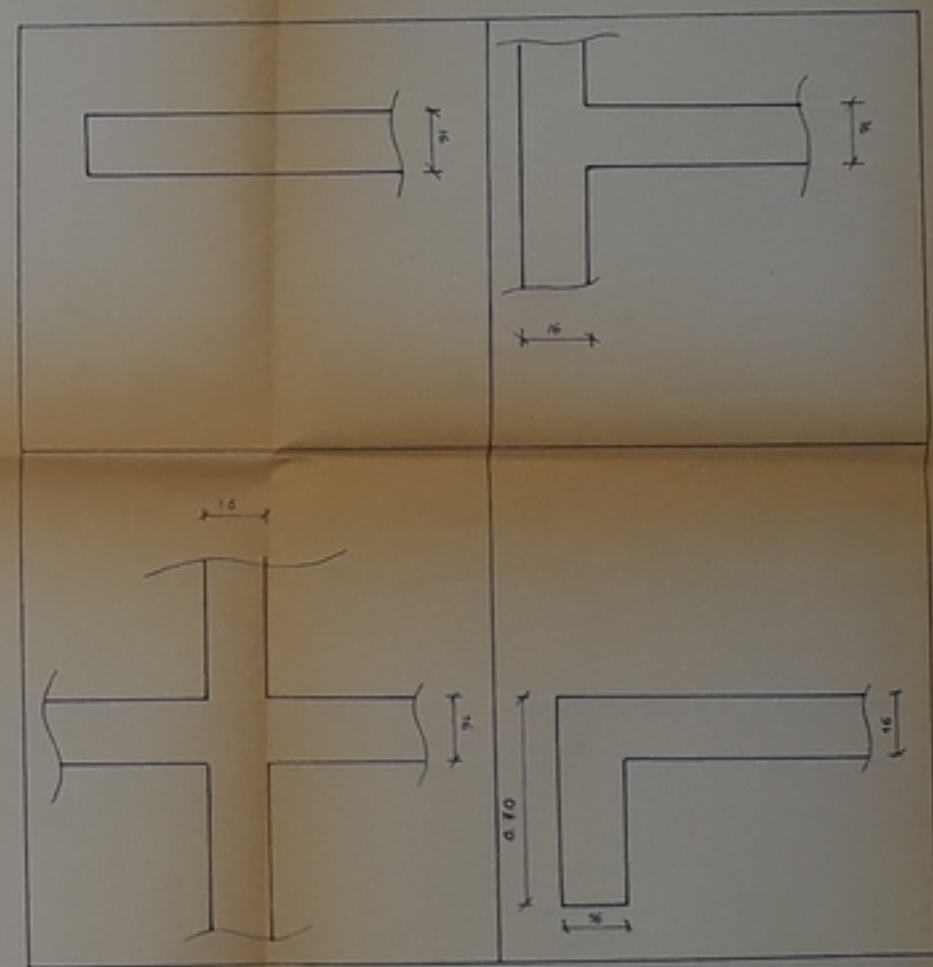
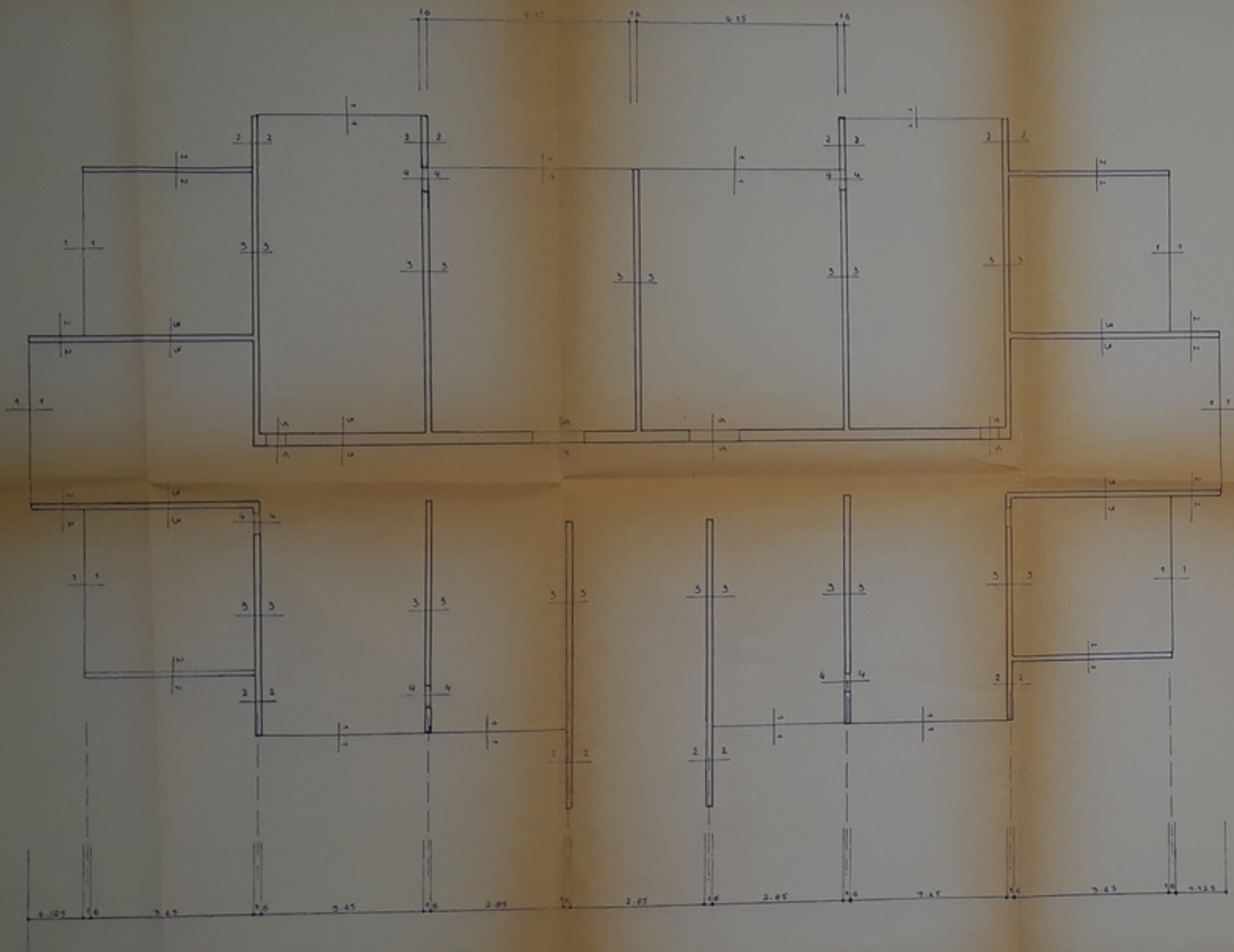
REP	T	LONG	ESP.	OBSERVATION
1	0	3.45	20	
2	0	2.75	20	1.2 INTERCALER
3	0	3.55	25	
4	0	2.65	25	3.1 INTERCALER
5	0	2.45	25	
6	0	1.55	25	5.2 INTERCALER
7	0	0.95	30	
8	0	5.60	30	7.8 INTERCALER
9	0	6.20	25	
10	0	1.85	25	8.10 INTERCALER
11	10	5.80	14	
12	10	4.05	14	11.15 INTERC.
13	0	4.35	16	
14	0	3.00	16	12.14 INTERC.
15	0	2.65	16	
16	0	2.30	16	13.10 INTERC.
17	0	1.80	16	
18	0	1.50	16	14.17 INTERC.
19	0	3.70	20	
20	10	1.40	14	
21	0	2.30	20	
22	0	2.15	20	
23	0	3.25	20	
24	0	4.70	16	
25	0	3.20	20	
26	0	7.45	16	
27	0	1.50	16	
28	0	1.55	16	
29	0	1.75	20	
30	0	0.80	20	
31	0	5.70	16	
32	0	1.80	16	
33	0	3.50	35	
34	0	0.70	35	
35	0	1.05	35	
36	0	1.00	20	
37	0	3.25	16	
38	0	0.20	16	
39	0	7.30	20	
40	0	1.25	16	
41	0	4.55	20	
42	0	3.65	20	
43	10	7.50	20	
44	0	3.45	25	
45	0	2.75	25	14.15 INTERC.
46	0	3.45	16	
47	0	2.75	16	15.17 INTERC.
48	0	0.80	16	
49	0	1.50	16	16.15 INTERC.
50	0	1.50	16	



REP.	T	LONG.	ESP.	RESERVATION
1	A	3.45	20	
2	C	2.75	20	1.2 INTERCALER
3	A	3.00	25	
4	A	2.65	25	2.2 INTERCALER
5	A	2.45	25	
6	A	1.50	25	3.2 INTERCALER
7	C	2.00	25	
8	C	2.00	25	4.2 INTERCALER
9	A	2.00	25	
10	C	1.50	25	5.2 INTERCALER
11	C	2.50	14	
12	C	1.50	14	6.2 INTERCALER
13	C	1.50	14	
14	C	2.00	14	7.2 INTERCALER
15	C	2.00	14	
16	C	2.00	14	8.2 INTERCALER
17	C	1.50	14	
18	C	2.00	14	9.2 INTERCALER
19	A	2.45	20	
20	A	1.50	14	
21	C	1.50	25	
22	A	2.00	20	
23	A	2.00	20	
24	C	1.70	14	
25	A	2.00	20	
26	A	2.00	20	
27	C	1.50	14	
28	C	1.50	14	
29	A	1.50	20	
30	C	2.40	20	
31	A	2.70	14	
32	C	1.50	14	
33	C	2.50	25	
34	C	2.70	25	
35	C	1.50	25	
36	C	1.50	25	
37	C	2.00	14	
38	C	2.00	14	
39	A	1.50	20	
40	C	1.50	14	
41	A	1.50	20	
42	A	2.00	20	
43	C	1.50	20	
44	A	2.45	25	
45	A	2.75	25	10.2 INTERCALER
46	C	2.45	14	11.2 INTERCALER
47	C	2.00	14	12.2 INTERCALER
48	C	2.00	14	
49	C	1.50	14	13.2 INTERCALER
50				



3e 4e ETAGE



P6045 82  
- 2 -

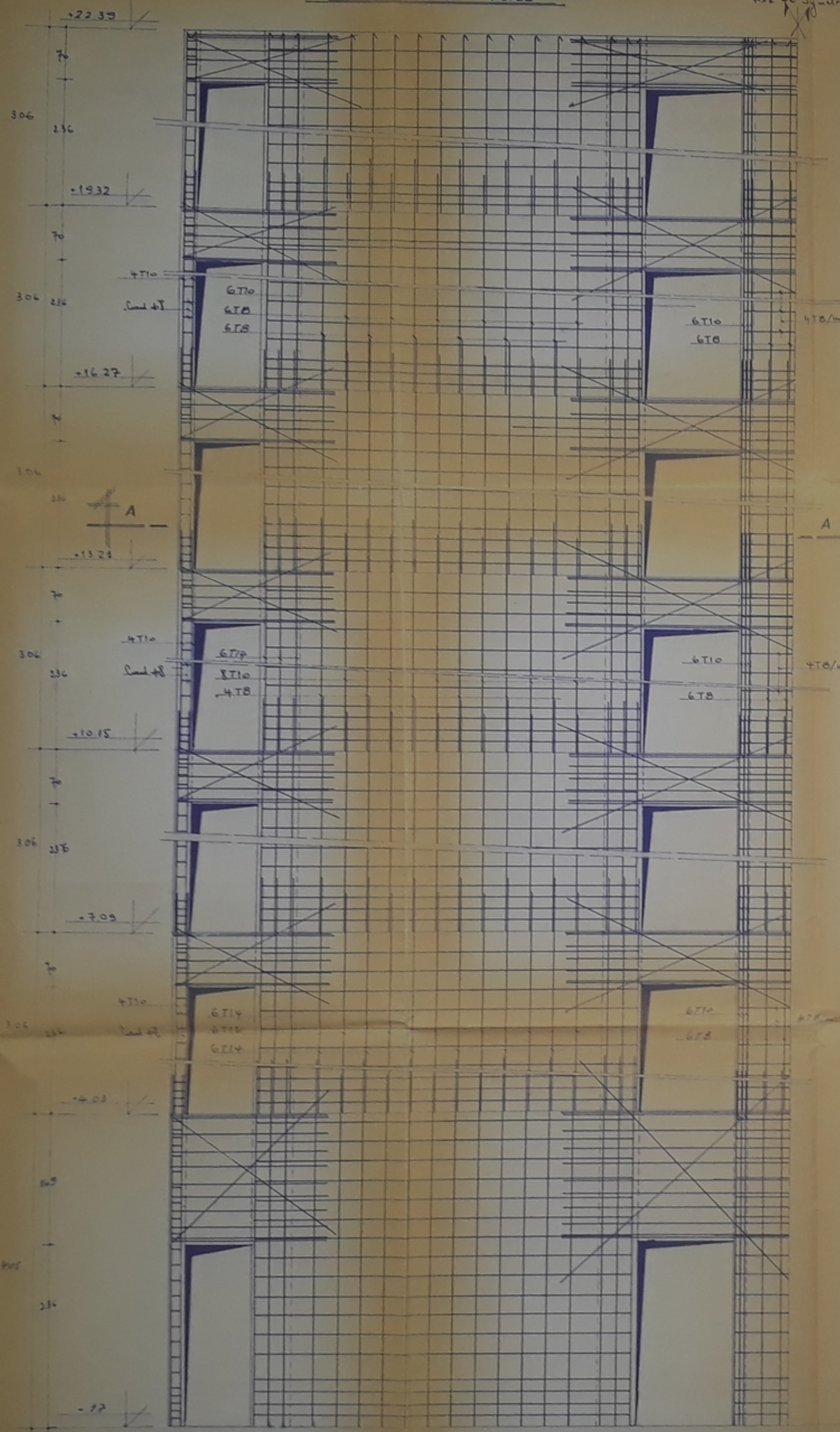


PLAN DE COFFRAGE

ETAGE COURANT

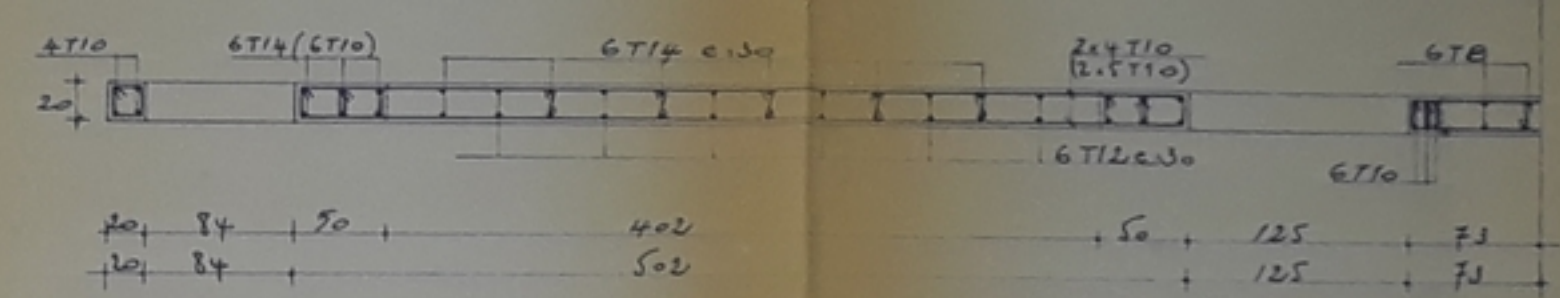
- FERRAILLAGE VOILE -

Axe de Symétrie



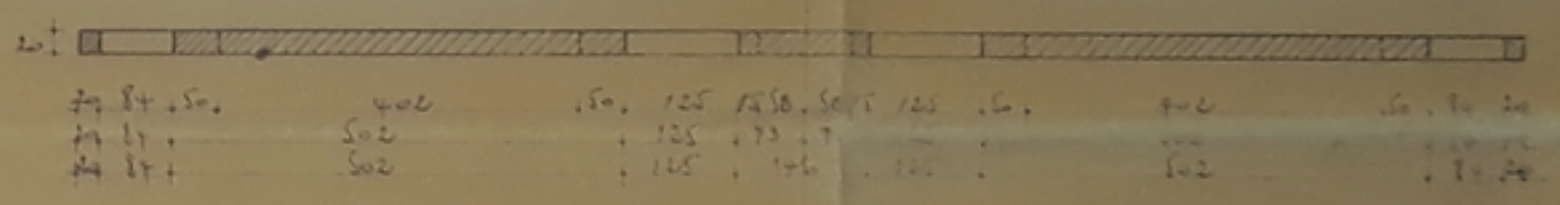
- COUPE A-A -

Axe de Symétrie



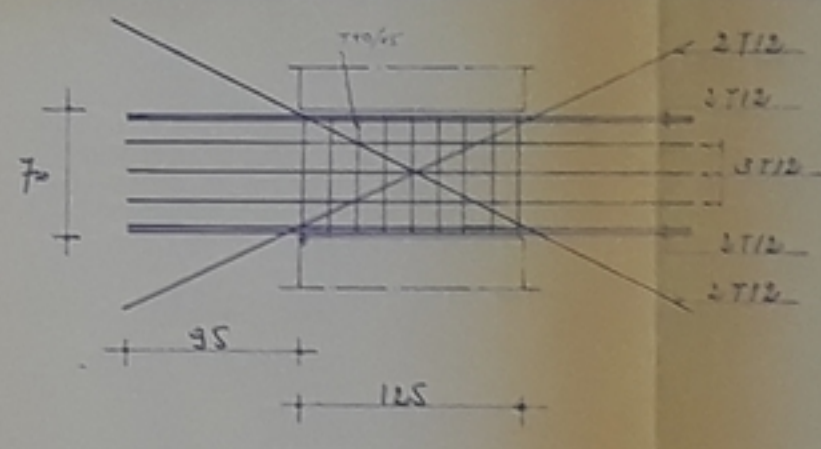
Coupe generale

Axe de Symétrie



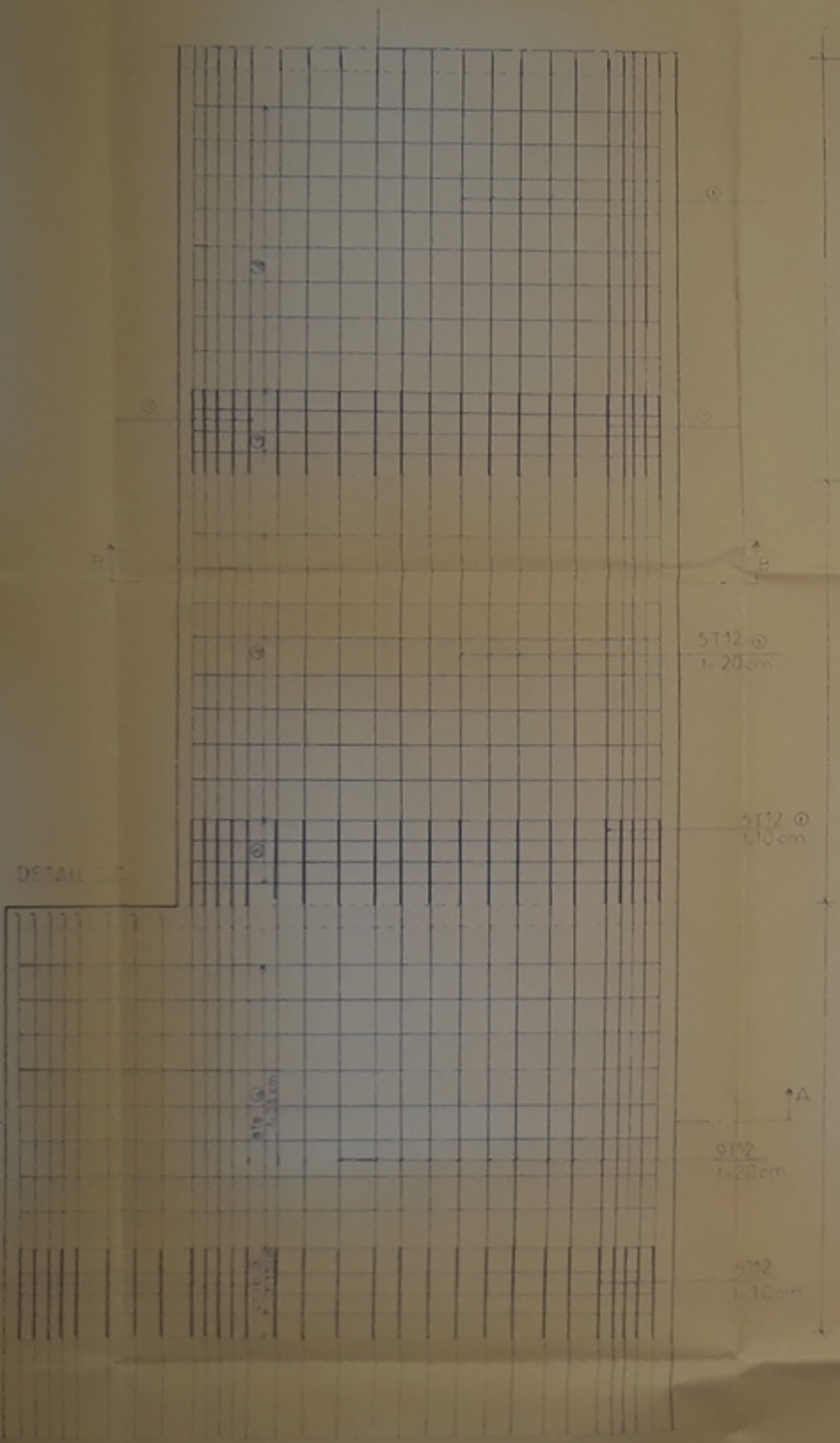
Note  
Le recouvrement des barres est de 50 φ

- FERRAILLAGE LINTEAUX -



PB04582  
- 8 -

FERRAILLAGE DU  
VOILE 3



1er étage

2ème étage

3ème étage

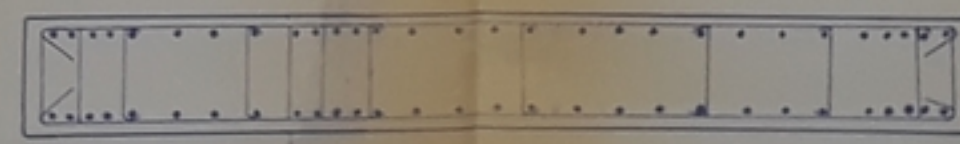
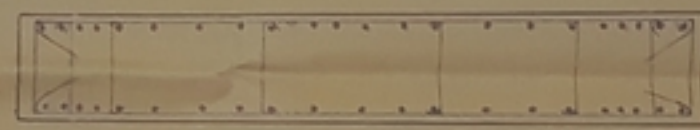
5T12 @ 1.20cm

5T12 @ 1.10cm

9T12 @ 1.20cm

5T12 @ 1.10cm

DETAIL CC



barres de renforcement

DETAIL CC

P60455  
- 9 -



