

10x  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

# AUDITORIUM DE FORME HEXAGONALE AVEC PLANCHER NERVURE

8 PLANS

Proposé par :  
ARAB CONSULT

Etudié par :  
C. HADDAOUI  
Y. BOUSABA

Dirigé par :  
Mr A. B A L I

PROMOTION : JUIN 1985



Département: *Genie - Civil* ....  
Moteur: *A. B. Li* .....  
Chef Ingénieur: *Haddouci - Bousaba*.

صاحبة: *الهندسة المدنية*.  
وجه: *عبد الرحيم بلي*  
المهندس مهندس: *بوسابا - هداوي*

- الموضوع: *قاعة محاضرات دراسية، الشكل ذات سقف مزيل.*  
- الملخص: *يهدف هذا المشروع إلى دراسة وحساب العناصر، لتقوية الهيكل  
صلب من الخرسانة المسلحة.  
من أجل بناء هذه القاعة في مدينة سطيف، في منطقة  
متوسطة الاهتزازات الزلزالية.  
تمتاز هذه الدراسة الزلزالية على قواعد: *PS69* و *RPA81*.*

Sujet: *Auditorium... de forme hexagonale avec toiture, plancher nervuré.*

Résumé: *Le projet consiste à faire l'étude et le calcul  
des éléments résistants d'une ossature  
autostable en B.A.*

*Qui sera implanté à SETIF, Zone de moyenne  
sismicité, Le calcul sismique sera basé sur le règlement  
PS69 et RPA81.*

Subject: *Hexagonal form Auditorium with piping roof.....*

Abstract: *The aim of the project is to design a reinforced  
concrete autostable structure forming an auditorium  
which will be situated in SETIF medium  
sismic zone.*

*The sismic study is based on the PS69 code  
and the RPA81 code.*



BOUSABA

## - REMERCIEMENTS -

- Nous remercions vivement M<sup>r</sup> A. BALI  
notre promoteur, pour ses conseils et son  
aide précieuse.
- Nos sincères remerciements à tous nos professeurs  
de l'école nationale polytechnique, ainsi que  
tous ceux qui ont contribué à notre formation
- Nos vifs remerciements à tous les membres de  
jury qui nous font l'honneur de juger notre  
modeste travail.
- Nous prions, tous ceux qui ont contribué de près  
ou de loin à cet humble travail de trouver ici  
nos remerciements.

# DEDICACE

Je dedie ce modeste  
travail, avec tous  
mes respects à:

- Mon Père
- Ma Mère
- Mes Soeurs et Frères
- Ma chère Mère MAHMOUD ZOUHAIR
- Mon collègue de travail
- Tous les martyrs de la  
Révolution de la Libération  
du LIBAN, et surtout
- Toute personne qui  
cherche la liberté, la paix,  
la prospérité de l'humanité
- Mes professeurs BOUSABA et  
autres

أشكر الله تعالى

# DEDICACE

Je dédie cette humble  
œuvre à l'hère en signe de Reconnaissance

- Ma mère en signe de respect
- Mon père pour son sacrifice
- mes frères et sœurs.
- ma petite sœur Hassiba.
- Mon neveu le petit Farid.
- Tous ceux qui ont été, sont, et seront mes Amis.
- Tous ceux qui me sont chers.
- Tous ceux qui ont contribué à mon éducation et à ma formation.

HASSAOUI  
Chikh Daoud.

*Hassak*

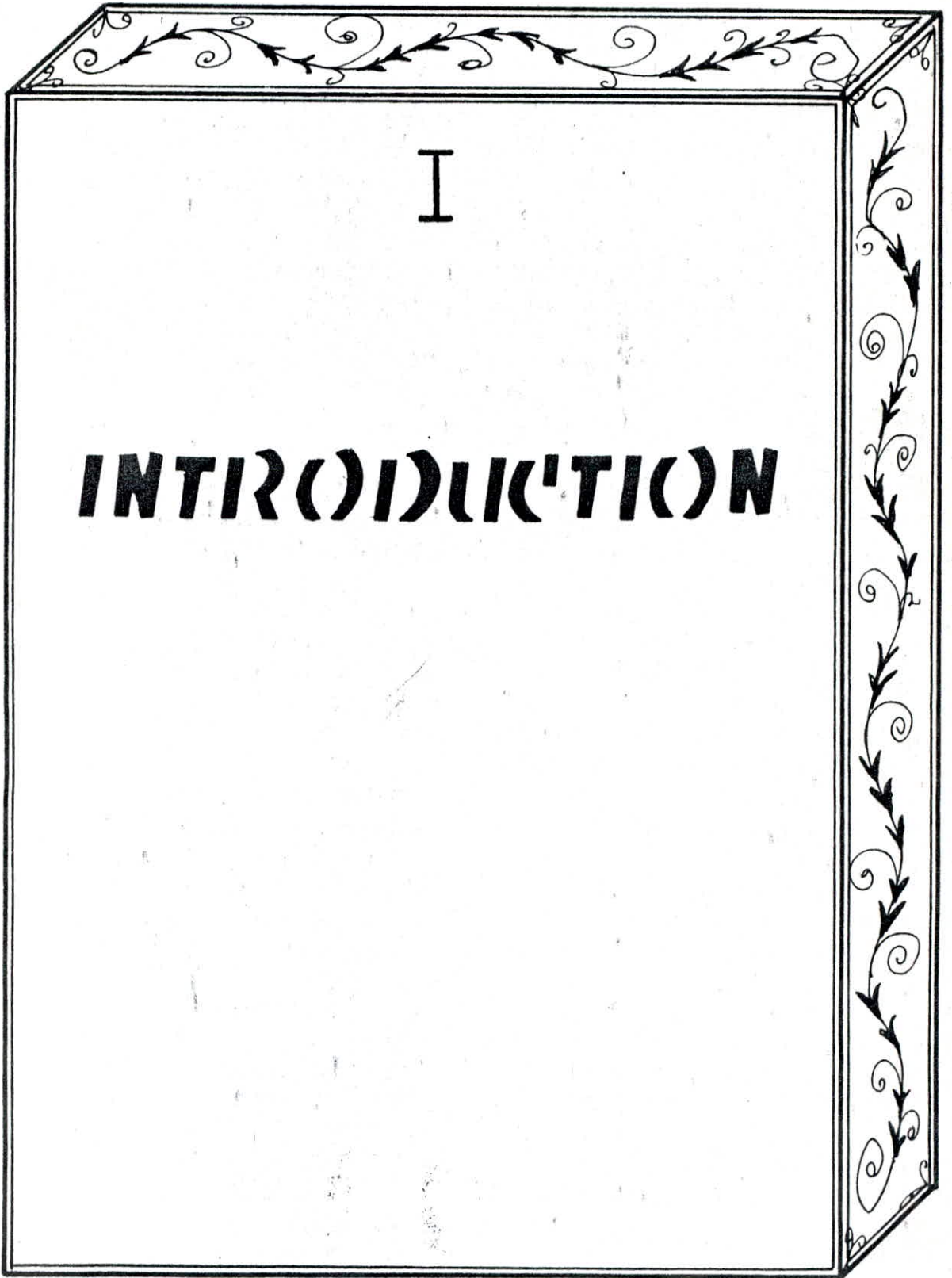
فالبس له ثيابا من التقى

إذا رماك الزمان بظلمه

# SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction :	
- Présentation de l'ouvrage. ....	1
- Caractéristiques des matériaux. ....	2
- Prédimensionnement. ....	4
- Charges et surcharges. ....	5
Chapitre II : Calcul des éléments	
- Acrotère. ....	7
- Escaliers. ....	8
- Nervures. ....	10
- Dalles. ....	12
Chapitre III : Charges verticales. ....	19
Chapitre IV : Calcul des rigidités. ....	22
Chapitre V : Etude sismique.	
- Evaluation des actions sismiques. ....	29
- " " " charges horizontales (RPA)(PS). ....	32
- " " " " verticales (PS69). ....	34
- Vérifications au renversement et déformations. ....	35
Chapitre VI : Etude au vent. ....	36
Chapitre VII : Combinaison des charges (RPA)(PS). ....	37
Chapitre VIII Ferrailage.	
- Poutres. ....	64
- poteaux. ....	71
Chapitre IX : Etude des voiles périphériques. ....	79
Chapitre X : Sol et fondations :	
- Etude du sol. ....	84
- Calcul des fondations. ....	87
- Carrements. ....	92





I

**INTRODUCTION**

## Présentation de L'ouvrage:

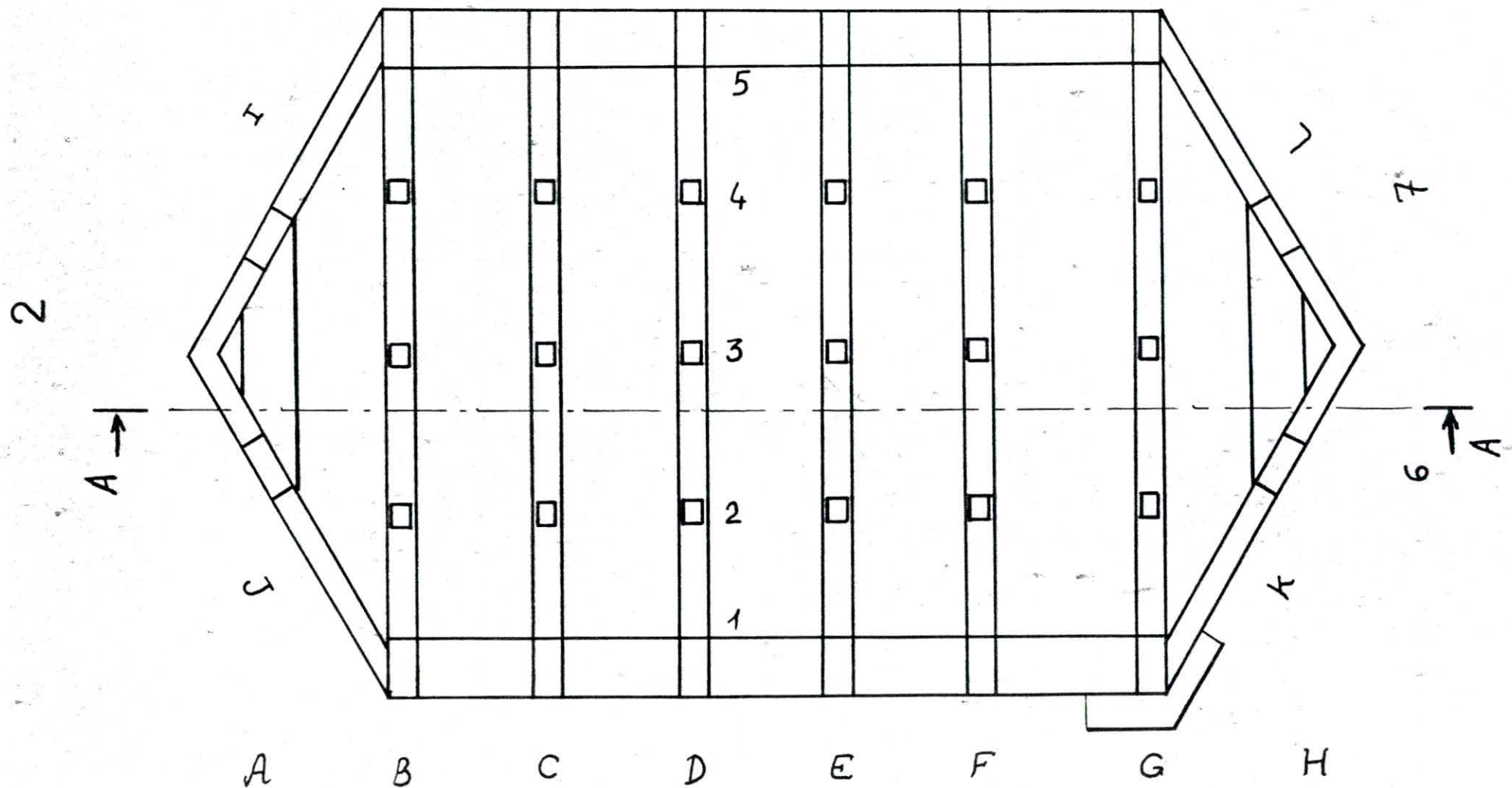
L'ouvrage dont nous avons étudié est un Auditorium de forme hexagonale avec un sous sol. La longueur effective est de 27 m. sa largeur effective est de 16,8 m. Il comporte une rampe qui se situe entre les niveaux 0 et -2,64 m, sur une longueur de 14,4 m. Elle repose sur des voiles périphériques et des poutres transversales. Au niveau +3,46 m, nous avons un plancher nervuré portant dans un seul sens (dalle de compression, nervures).

La rampe sera calculée comme les escaliers. Au niveau -4,14 m se trouve la dalle du sous sol. dalle pleine reposant sur terre, indépendante de l'ossature.

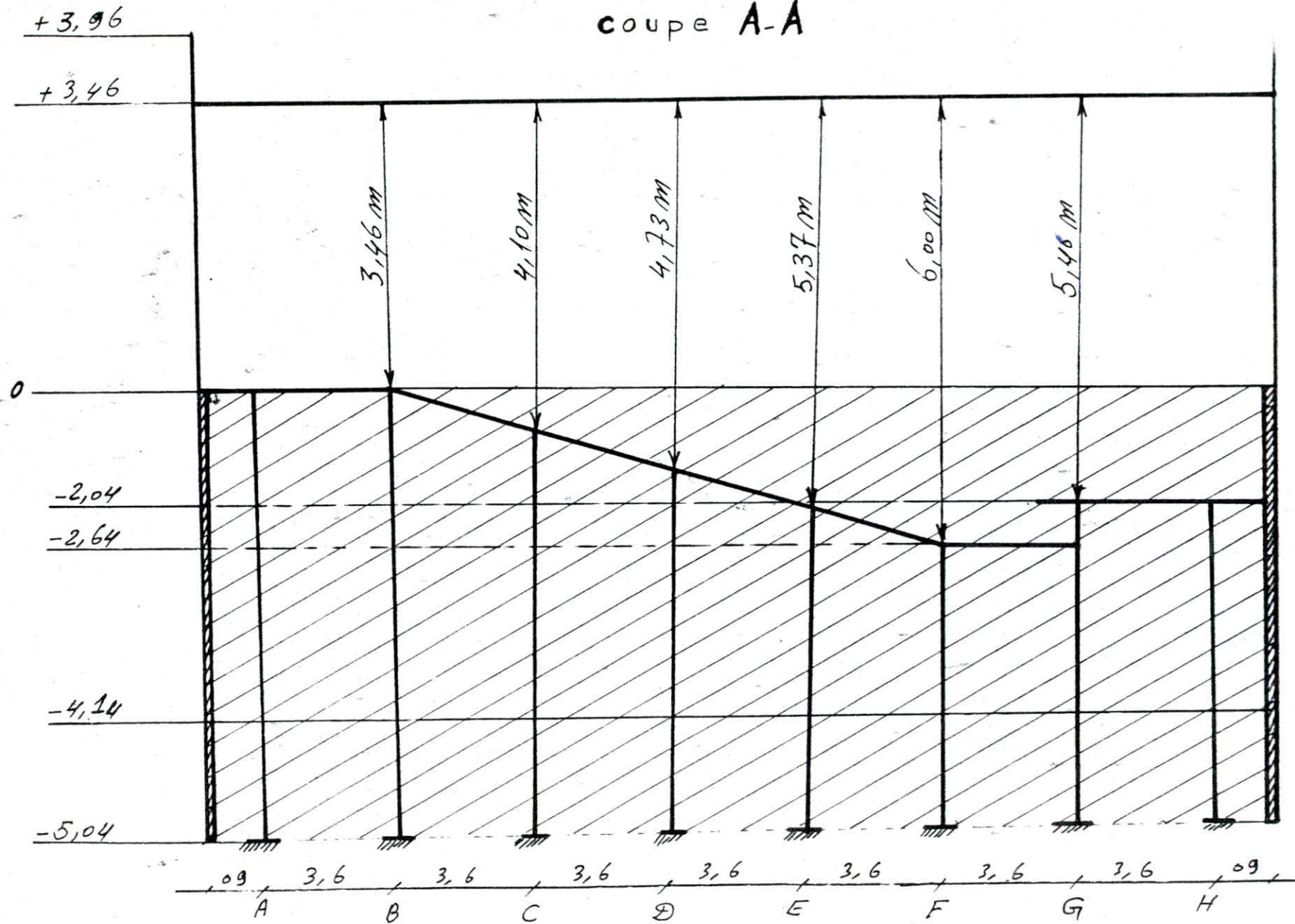
L'ossature est en béton armé (voiles périphériques, portiques).

Une partie de la hauteur de l'ouvrage est ancrée dans le sol pour résister aux efforts sismiques et du vent.

vue en plan de l'ouvrage



coupe A-A



3

# CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

## ① Béton:

Le béton est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 et strictement contrôlé

- Résistance nominale de Compression:

$$\sigma_{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2$$

- Résistance nominale à la traction:

$$\sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Dosage d'1 m<sup>3</sup> de béton:

800 L gravillons  $\phi_s \leq 25 \text{ mm}$

400 L sable  $\phi_s \leq 5 \text{ mm}$

350 L ciment CPA 325

175 L d'eau.

### a. Contraintes de Compression Admissible simple:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sigma'_{28} \cdot E \quad (\text{P. CHARON P. 70}). \quad \alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \theta = 0,3$$

- Sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre SP1

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 81 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sous sollicitation du 2<sup>e</sup> genre SP2

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 81 = 121,5$$

### b. Contraintes admissibles en flexion simple:

- Sous SP1:  $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous SP2:  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 162 = 243 \text{ Kg/cm}^2$

### c. Contrainte de traction de référence:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28} \quad \text{Avec } \theta = 0,0258$$

Sous SP1:  $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ Kg/cm}^2$

Sous SP2:  $\bar{\sigma}_b = 7 \cdot 1,5 = 10,5 \text{ Kg/cm}^2$

② **ACIERS**: on distingue 2 catégories d'Aciers:

a. **Aciers doux**:

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1; \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_2; \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

b. **Aciers de haute adhérence**: H.A.

$$\text{Pour } \phi \leq 20 \text{ mm } \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2; \phi > 20 \text{ mm } \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \leq 20 \text{ mm } SP_1 - \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$SP_2 - \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm } SP_1 - \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$SP_2 - \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

c. **Treillis soudés**:

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1; \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2; \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1; \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2; \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

~ **Condition de non fissuration**:

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\text{ou: } \sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega} f}{1 + 10 \hat{\omega} f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$\phi$ : diamètre en mm de la plus grosse barre tendue

$\sigma_1$ : contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2$ : " " " " accidentelle.

$K$ : coefficient de conséquence de la fissuration  $K = 1,5 \cdot 10^6$  fins. peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$  " " préjudiciable.

$K = 0,5 \cdot 10^6$  " " très nuisible.

$\eta$ : coeff. de fissuration.

$\eta = 1$  pour acier Adx.

$\eta = 1,6$  " " HA.

$\hat{\omega} f$ : pourcentage de fissuration

$$\hat{\omega} f = \frac{A(\text{tendues})}{\text{Séc. du béton enveloppant les barres}} = \frac{A}{Bf}$$

# 6 PREDIMENSIONNEMENT

## 1. DALLES:

Dalle sur 4 appuis  $l \leq 2l$   $l/50 < e < l/40$ ,  $L > 2l$  et  $l/20$   
 - terrasse:  $L > 2l$   $e \geq 18 \text{ cm}$ .

On prend une dalle nervurée avec dalle de compression 5 cm  
 et des nervures 14/17 tous les 64 cm.

- salle:  $l < 2l$   $12 \text{ cm} < e < 18 \text{ cm}$ .

. dalle inclinée : marches 85/16,5  $e = 15 \text{ cm}$ .

. dalle horizontale  $e = 13 \text{ cm}$ .

. dalle de la sceine  $e = 15 \text{ cm}$ .

. dalle du sous sol  $e = 15 \text{ cm}$ .

## 2. POUTRES:

$ht \geq l/16$  Continue  $l/20 \leq ht \leq l/15$  hyperstatique  
 En respectant les conditions du RPA 81.

- terrasse:

Poutre transversale central principale  $b \times ht = 40 \times 90$   $l = 15,2 \text{ m}$

" " de rive secondaire  $b \times ht = 50 \times 35$   $l = 4,32 \text{ m}$

" diagonale "  $b \times ht = 35 \times 60$   $l = 9,18 \text{ m}$

" longitudinale secondaire  $b \times ht = 80 \times 35$   $l = 3,2 \text{ m}$

- (D) Salle:

Poutre transversale centrale  $b \times ht = 35 \times 45$

" " voisine de rive  $b \times ht = 30 \times 73$ .

## 3. POTEAUX:

RPA 81. (art 42.11).

En respectant les conditions du RPA 81.

Poteaux principaux 40.80

" diagonaux 35.50

" centraux 30.30.

# 7 CHARGES ET SURCHARGES

## 1- Plancher terrasse:

a. Charge Permanente  $G_2$ :

- Dalle de Compression 5cm

$$2500 \cdot 0,05 = 125 \text{ Kg/m}^2$$

- Nervures  $2500 \cdot \frac{0,12 \cdot 0,14}{0,64} = 65,6$  "

- Béton de pente 90 "

- Étanchéité (3 couches + liège)  $20+30=50$  "

- Protection en gravillon 70 "

- faux plafond (enduit + Plâtre) 34 "

$$G_2 = 434,6 \text{ Kg/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation  $P_2$ :

terrasse non accessible (sauf entretien)

$$P_2 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

c. Neige:

$$S_2 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

## 2- (salle) Plancher courant

a. Charge Permanente  $G_1$ : " dalle inclinée "

- Pailleasse

$$2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$$

- marches

$$2500 \cdot 0,5(0,165) = 206 \text{ Kg/m}^2$$

- terrassement  $2200 \cdot 0,05 = 110 \text{ Kg/m}^2$

- Siège + revêtement 100 "

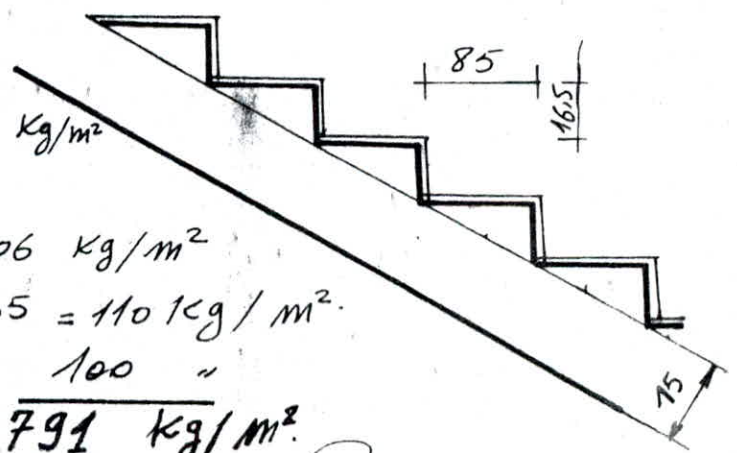
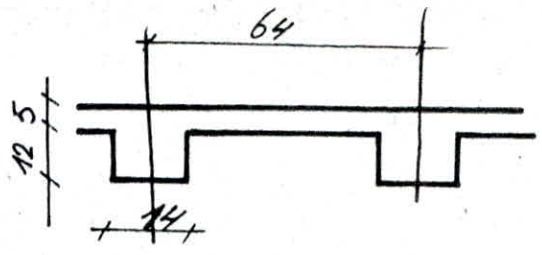
$$G_1 = 791 \text{ Kg/m}^2$$

a'. Charge Permanente  $G_1'$ : " dalle horizontale "

- dalle  $2500 \cdot 0,13 = 325 \text{ Kg/m}^2$

- revêtement + terrassement 125 "

$$G_1' = 450 \text{ Kg/m}^2$$





a. Charge permanente  $G_1''$  de la scène:

pois de la sciène en bois  $80 \text{ Kg/m}^2$

dalle pleine  $0,15 \cdot 2500 = \dots 375$

revêtement + cloison + sieges  $\frac{190}{\dots}$

$$G_1'' = 645 \text{ Kg/m}^2.$$

b. surcharge d'exploitation:

salle recevant du public  $P_2 = 500 \text{ Kg/m}^2$

Remarque:

Pour le cas de la salle, on majore la surcharge par 50 % et cela est due aux vibrations de la salle sous l'effet d'applaudissement de la foule

$$G + 1,5P$$

3. Maçonnerie:

murs en brique creuse + Platre 1,5 cm sur chaque face:

Épaisseur	Brique		Platre
10 cm	100	+	60 = 160 $\text{kg/m}^2$
20 cm	290	+	60 = 350 "
(20+10) cm	290+100	+	60 = 450 "

4. Acrotère:

épaisseur  $e = 10 \text{ cm}$ . hauteur  $H = 50 \text{ cm}$ .



II

**CALCUL**

**DES**

**ELEMENTS**

# 9 ACROTÈRE

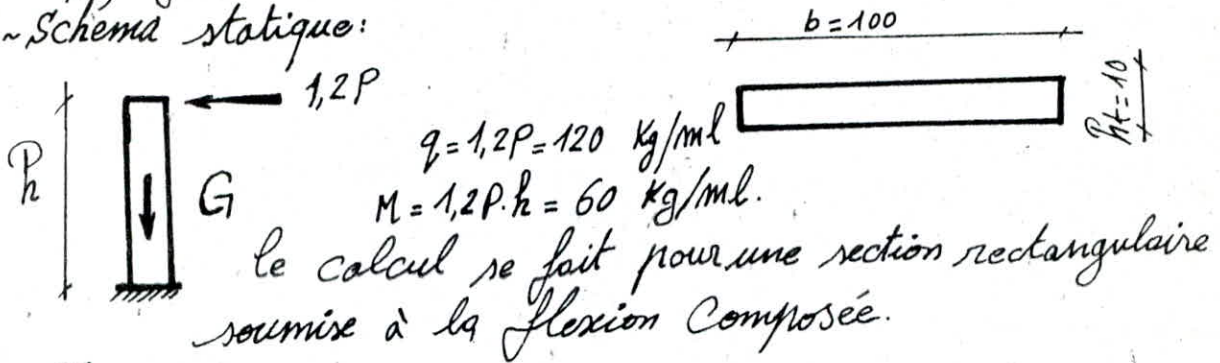
L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher.  
La section dangereuse est celle de l'encastrement.

## 1. Charges et surcharges:

Poids propre :  $G = 125 \text{ kg/ml} = N$

surcharge due à la main courante  $P = 100 \text{ kg/ml}$ .

## 2. Schema statique:



## 3. FERRAILLAGE:

F	M	N	Co	sollec.	$\Sigma \text{kg/ml}$	$\mu$	E	Afs	Afe
51	60	125	48	SPC	63,75	0,0053	0,967	0,29	0,25

## 4. VERIFICATIONS:

a - Condition de non fragilité (art 52. CCBA 68)

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \Rightarrow A \geq 0,92 \text{ soit } 4T6/\text{ml} (1,13 \text{ cm}^2)$$

b - Contrainte du béton:

M	A	$\bar{w}$	$\epsilon$	K	$\sigma_a$	$\sigma_b$	verifiée
63,75	1,13	0,141	0,9381	65,5	751,7	42,7	

c - Condition de non fissuration:

A	$\bar{w}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	verifiée
4T6 1,13	0,0028	734	3279	

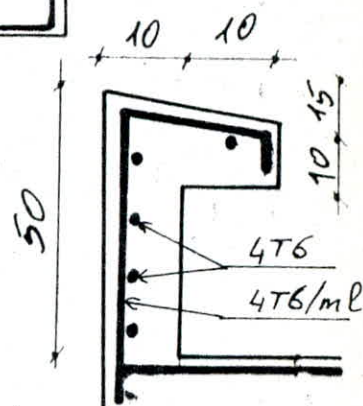
d - verification à l'effort tranchant:

$$A \sigma_a \geq T + \frac{M}{3} \quad T = 1,2P$$

$T + \frac{M}{3} \leq 0$  inutile de prévoir des étriers.

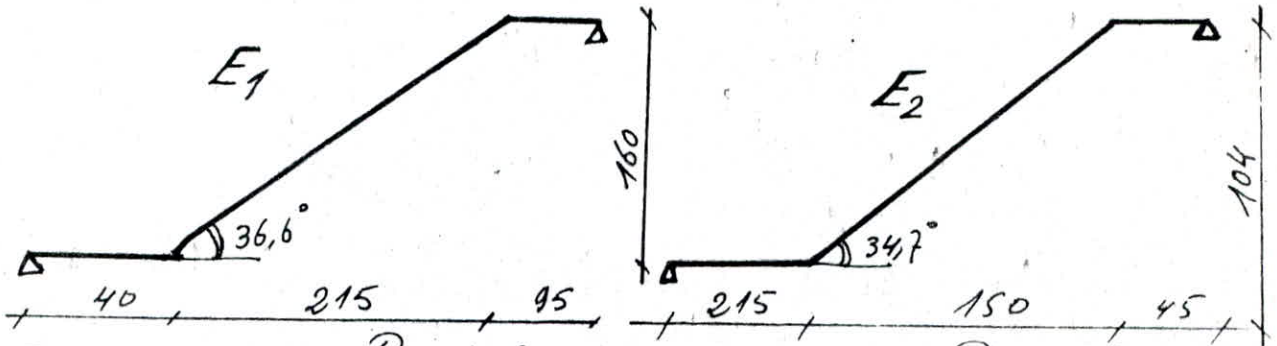
e - Verification au seisme:

$$F_p = 2I \cdot C_p \cdot w_p \quad F_p = 119 \text{ verifiée comme } F_p < 1,2P$$



# ESCALIERS

A. ESCALIERS « sortie de l'Auditorium » :



E1 - n = 8 marches + palier  
e = 12 cm.

E2: 5 marches + palier  
e = 14 cm.

## 1. Charges et surcharges:

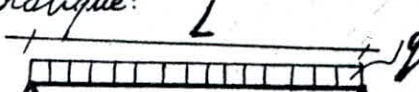
$$G_1 = 667,3 \text{ Kg/m}^2$$

$$G_2 = 719,3 \text{ Kg/m}^2 \quad P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_1 = G_1 + 1,2P = 1147,3 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2 = G_2 + 1,2P = 1199,3 \text{ Kg/m}^2$$

## 2. Schema statique:



$$E_1: M = 1756,8 \text{ Kg m/ml}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad T = \frac{qL \cos \alpha}{2}$$

$$T = 1611,9 \text{ Kg/ml}$$

$$E_2: M = 2398,6 \text{ Kg m/ml}$$

$$T = 1972 \text{ Kg/ml}$$

$$E_1: M_t = 0,85 M_0 = 1493,3 \text{ Kg m/ml}$$

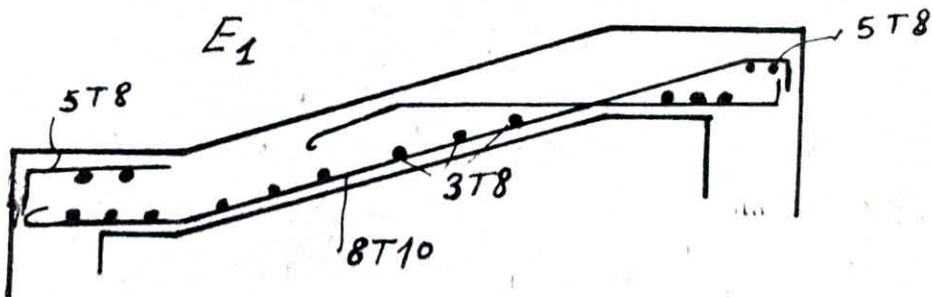
$$M_a = 0,3 M_0 = 527 \text{ Kg m/ml}$$

$$E_2: M_t = 2038,8 \text{ Kg m/ml}$$

$$M_a = 719,6 \text{ Kg m/ml}$$

## 3. FERRAILLAGE:

~	$M_t$	$A_x^t$	$A_x^t \text{ adap.}$	$A_y^t$	$A_y^t \text{ adap.}$	$M_a$	$A^a$	$A^a \text{ adap.}$
E1	1493,3	6,02	8T10,6,3	1,5	3T8,1,5	527	2,15	5T8
E2	2038,8	8,37	11T10,8,58	2,1	5T8 2,51	719,6	2,94	6T8



B. Poutre palière:

$b = 20 \text{ cm}$      $ht = 30 \text{ cm}$ .     $l = 2,45 \text{ m}$ .

1. Charges et surcharges:

$E_1$ .  $R_A = 1872,1 \text{ kg/ml}$ .

$R_B = 1782,2 \text{ kg/ml}$ .

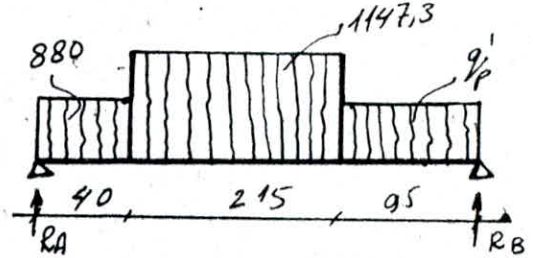
$E_2$ .  $R_A = 1981,2$  "

$R_B = 2142,7$  "

2. Schema statique  $q = R + P.P.P.$

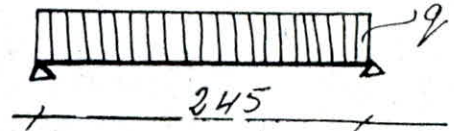
$E_1$ :  $q = 2072,1 \text{ kg/ml}$ .

$T = 2538,8 \text{ kg}$ .



$E_2$ :  $q = 2342,7 \text{ kg/ml}$

$T = 2869,8 \text{ kg}$



$E_1$ :  $M_t = 1555 \text{ kgm/ml}$ .

$M_t = 1321,8 \text{ kgm/ml}$ .

$M_a = 466,5 \text{ kgm/ml}$

$E_2$ :  $M_t = 1757,7$  "

$M_t = 1494$  "

$M_a = 527,3$  "

3. FERRAILLAGE:

	$M_t$	$A^t$	$A^t \text{ adap.}$	$M^a$	$A^a$	$A^a \text{ adap.}$
$E_1$	1321,8	2	2T 14,3,08	466,5	0,7	2T 8 · 1cm <sup>2</sup>
$E_2$	1494	2,25	2T 14 3,08	527,3	0,8	2T 8 1cm <sup>2</sup>

.. Armature transversale:

$E_1$ . cadre  $\phi 8$  Z.N.  $t = 6 \text{ cm}$  Zc

$t = 20 \text{ cm}$ .

$E_2$ . cadre  $\phi 8$  ZN  $t = 6 \text{ cm}$  Zc.

$t = 20 \text{ cm}$ .

4. Verifications "escaliers":

a. Non fragilité:

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,15 \text{ cm}^2$  vérifiée  $E_1, E_2$ .

b. Flèche:

$A \leq 43 \frac{b \cdot h}{\sigma_{en}} = 10,24 \text{ cm}^2$

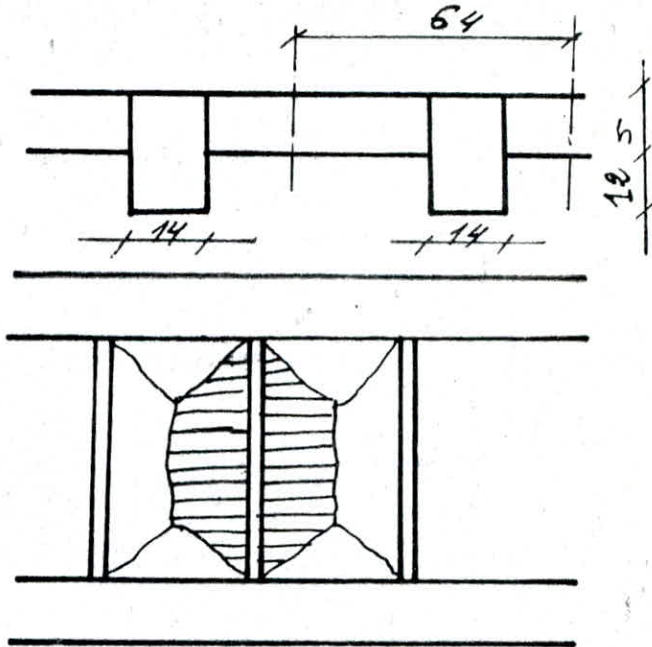
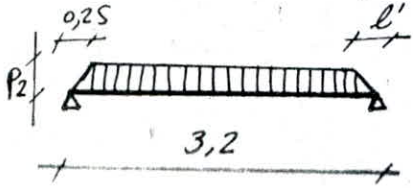
vérifiée.

	$A$	$\bar{\omega}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
$E_1$	6,28	0,016	3130	3111
$E_2$	8,58	0,01	2182	3111

c. fissuration.

# NERVURES

1. Schema statique:



$P_1 = 87,5$  kg/ml charge uniformement repartie.

$P_2 = 317,5$  kg/ml charge trapezoidale.

$$M_0 = \frac{P_1 l^2}{8} + \left[ \frac{P_2 l^2}{8} - \frac{P_2 l'^2}{6} \right] \quad M_0 = 515 \text{ kgm.}$$

$$T_0 = \frac{P_1 l}{2} + \left[ \frac{P_2 l}{2} - \frac{P_2 l'}{2} \right] \quad T_0 = 608,3 \text{ kg.}$$

2. Moments flechissants:

La methode utilisee, methode forfaitaire: CCBA68 art 55

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

$$P \leq 1,5G$$

Surimposition non prejudiciable

les 3 conditions sont remplies

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$$

$$M_t^{\max} = 386 \text{ kgm}$$

$$M_0^t = 154 \text{ kgm}$$

$$M_b^i \max = 257,5 \text{ kgm.}$$

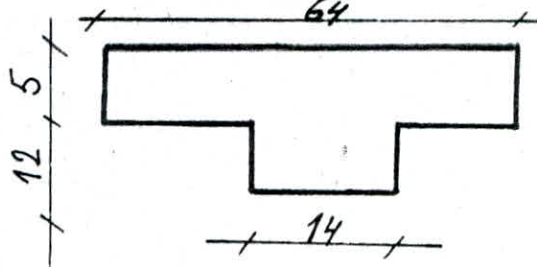
Determination de  $b$ :

$$b_1 \leq \begin{cases} l/10 = 32 \text{ cm} \\ l/2 = 25 \text{ cm} \\ 2/3 \alpha = 106 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 64 \text{ cm.}$$



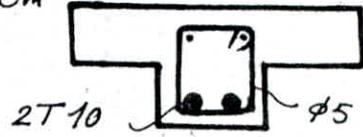
3. Ferrailage:

a. Armature en travée: Methode P. CHARON.

$M = 386 \text{ Kgm.}$

$A_{ax}^t = 1,04 \text{ cm}^2$

soit 2T10 (1,57)



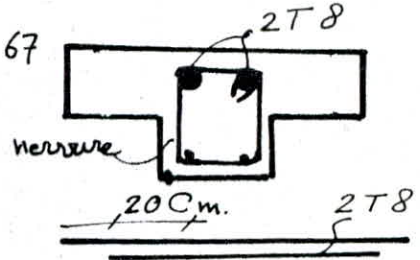
b. Armature sur appui:

1. Appui intermédiaire:

$M = 257,5 \text{ Kgm.}$

$A_a^i = 0,67$

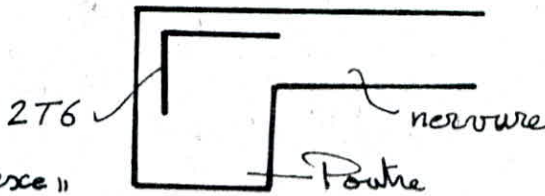
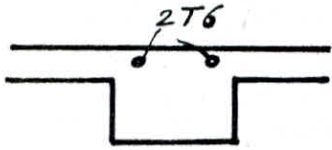
soit 2T8 (1)cm<sup>2</sup>



2. Appui de rive:

$M = 154 \text{ Kgm.}$

$A_a^r = 0,39 \text{ cm}$  soit  
2T6 (0,56).



(Vérifications voir annexe)

c. Armatures transversales:

"CCBA 68 art 55,2" On prend 1,1 Tø Appui de rive  
Tø appui intermédiaire.

	T	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	At	t cm	$\bar{t}$ cm
App. de rive	669,2	3,64	24,5	2φ5 0,39	11	12,6
App. inter.	608,3	3,31	24,5	2φ5 0,39	11	13

# DALLES

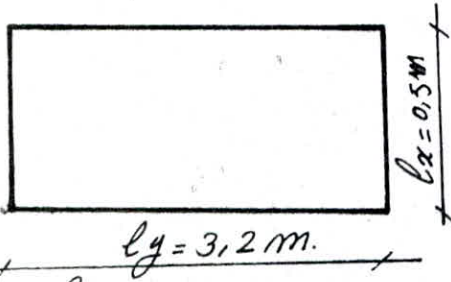
A. - Terrasse:

Plancher à surcharges modérées

$$P < 1,5G \text{ "art. 55 CCBA68"}$$

$$q = G_2 + P_2 + V = 634,6 \text{ kg/m}^2$$

soit un panneau de dalle.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,156 < 0,4$$

On calcule le panneau de dalle comme étant une poutre de longueur  $l_x$  et de largeur un mètre.

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 19,83 \quad T_{0x} = q \frac{l_x}{2} = 158,6$$

Les moments sont choisis avec cette inégalité "art. 55,31. BA68"

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$$

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a^{inf} = 0,6 M_0$$

$$M_a^{sup} = 0,5 M_0$$

$$M_{max} = 11,9 \text{ kgm/ml}$$

$$M_{max}^t = 16,85 \quad M_{max}^a = 5,95$$

1. - Ferrailage:

a - ... Armature en travée sens x:

$$A_x^t = 0,16 \text{ Cm}$$

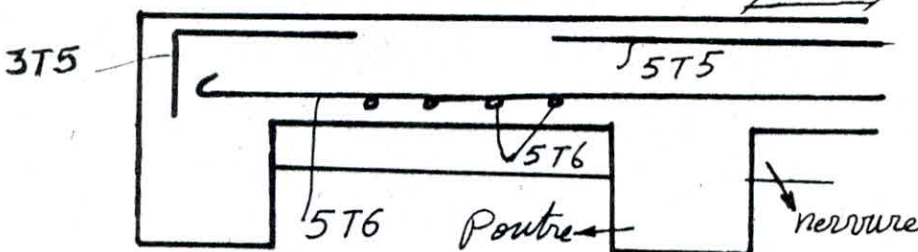
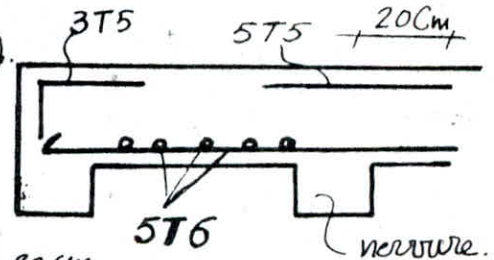
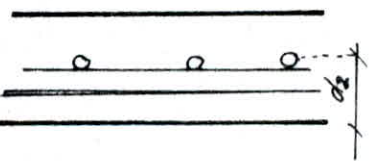
Donc on prévoit des armatures de principe "armature minimale" soit

un Cadrillage 5T6/ml. (1,41)

b - ... Armatures supérieures:

Appui de rive 3T5/ml

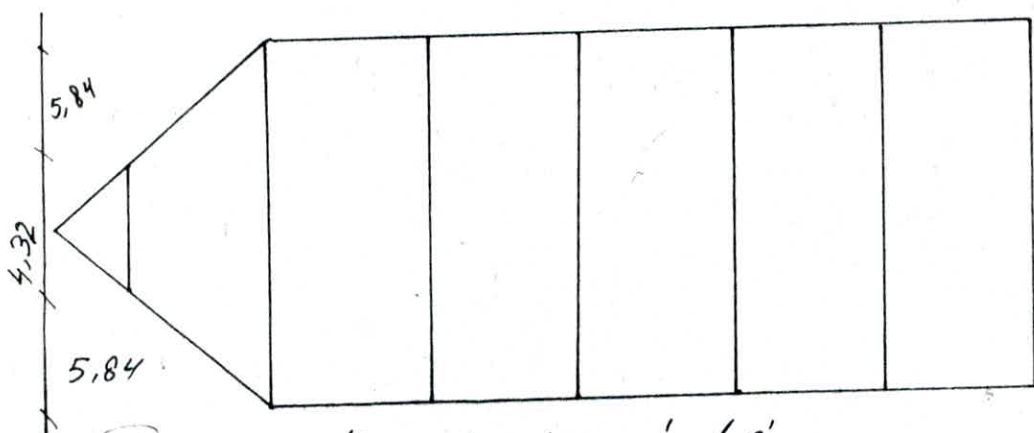
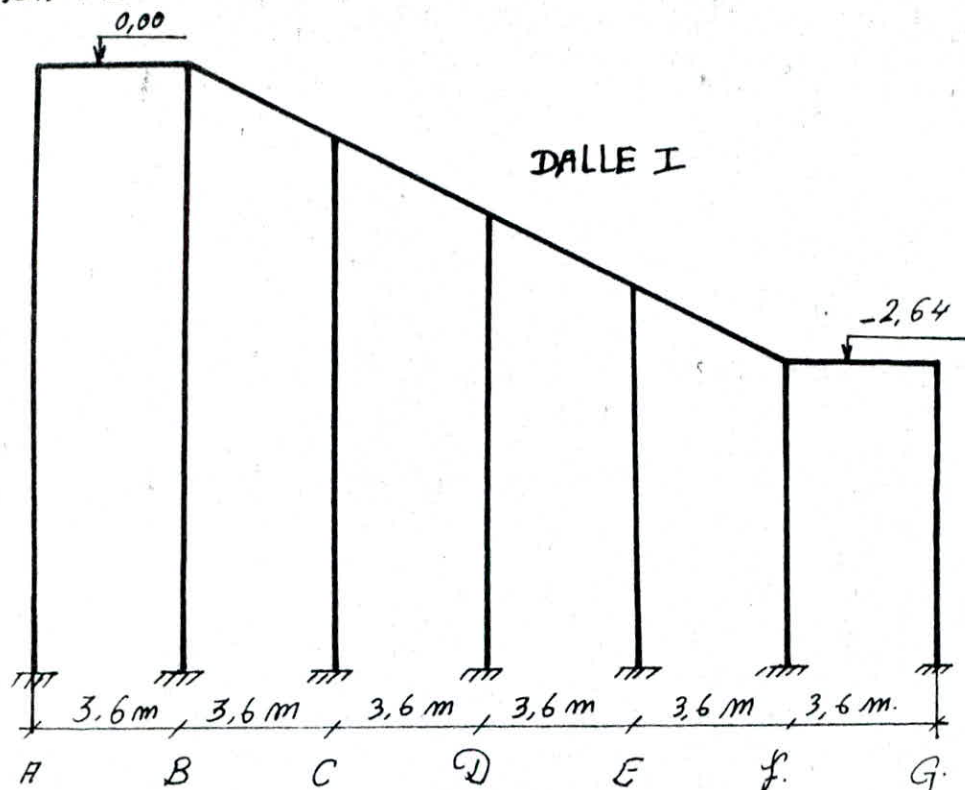
Appui intermédiaire 5T5/ml



Pour la vérification voir annexe.



B...SALLE:



$$q = G + 1,5P$$

paillasse

$$q' = 1541 \text{ Kg/m}^2$$

dalle plane

$$q'' = 1200 \text{ Kg/m}^2$$

Decomposition de  $q$  en  $q'_1$  et  $q'_2$ .

$q'_1$  - Perpendiculaire à la paillasse  $q'_1 = q' \cos \alpha$

$q'_2$  - parallèle à la paillasse  $q'_2 = q' \sin \alpha$

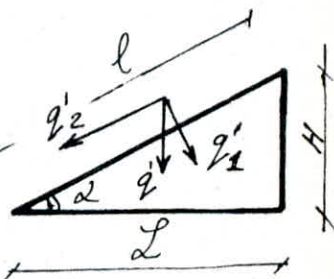
$q' \cos \alpha$  flechit la paillasse de portée  $l$ , mais  $q' \cos \alpha$  interesse 1m horizontal, la charge du

metre courant incliné n'est que  $q' \cos^2 \alpha$ , le moment de flexion dans la paillasse est donc:

$$M = \frac{q' \cos^2 \alpha \cdot l^2}{8}, \quad l = \frac{L}{\cos \alpha}, \quad M = q' \frac{L^2}{8}$$

$$T = q' \cos^2 \alpha \cdot \frac{l}{2} = q' \frac{L}{2} \cos \alpha.$$

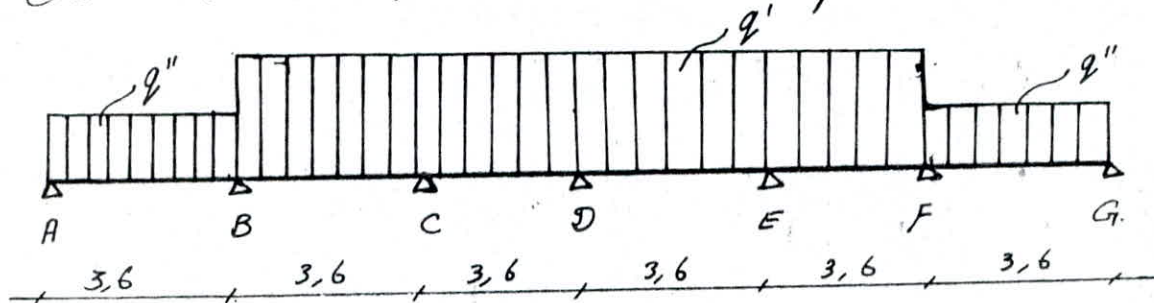
La composante  $q' \sin \alpha$  est un effort normal par unite de longueur horizontale. L'effort total vaut  $q' L \sin \alpha$ .



et il se décompose en chaque extrémité en  $q' \frac{L \sin \alpha}{2}$ ,  
 ceci donne pour une travée de la poutre un effort  
 normal de traction variant de 0 à  $q' \frac{L \sin \alpha}{2}$ , cela pour la  
 moitié supérieure de la travée, par contre la moitié inférieure  
 reçoit une compression  $q' \frac{L \sin \alpha}{2}$  est négligeable. et à l'extrémité  
 $q' \frac{L \sin \alpha}{2}$  va s'ajouter à l'effort tranchant  $q' \frac{L \cos \alpha}{2}$  et donne  
 une résultante verticale  $\frac{q' L}{2}$

1. ~. Schéma statique:

On considère la dalle comme une poutre d'1 m. de largeur.



2. ~. Détermination des efforts:

La méthode utilisée est celle des <sup>3</sup> moments:

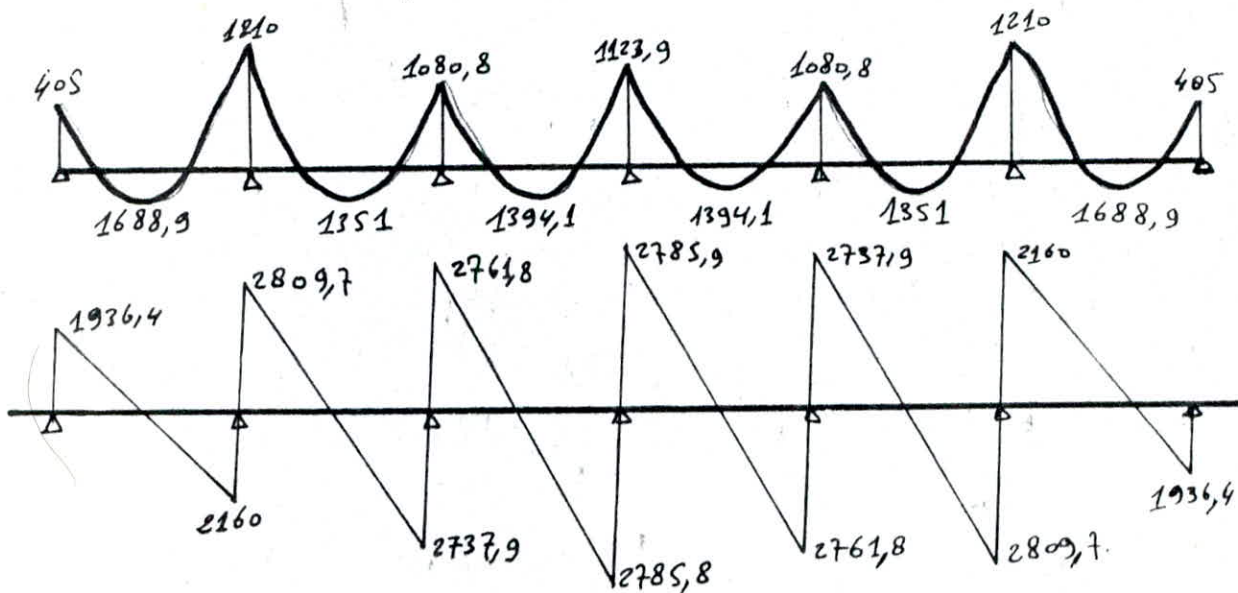
$$m_{i-1} l_i + 2m_i (l_i + l_{i+1}) + m_{i+1} l_{i+1} = \frac{q l_i^3}{6} + \frac{q l_{i+1}^3}{6}$$

$$\Leftrightarrow = -6 \left[ \frac{\pi l_i a_i}{l_i} + \frac{\pi l_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

Les valeurs des efforts seront reportées sur le diagramme.

$$M_A = M_G = 0,2 q'' l^2 / 8 = 405 \text{ kg/ml.}$$

Les moments aux appuis sont pris égaux à  $\frac{2}{3}$  des moments aux appuis  
 calculés: " C.C.B.A. art 5532 "



3. Ferrailage:

a- Armature en travée sens x et y methode P. CHARON.

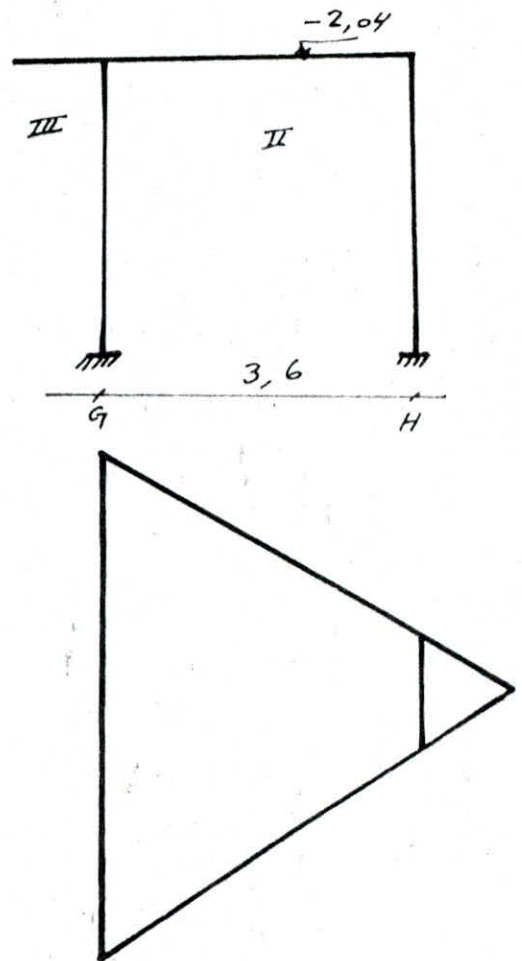
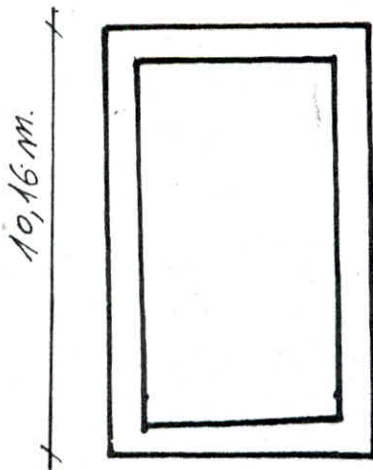
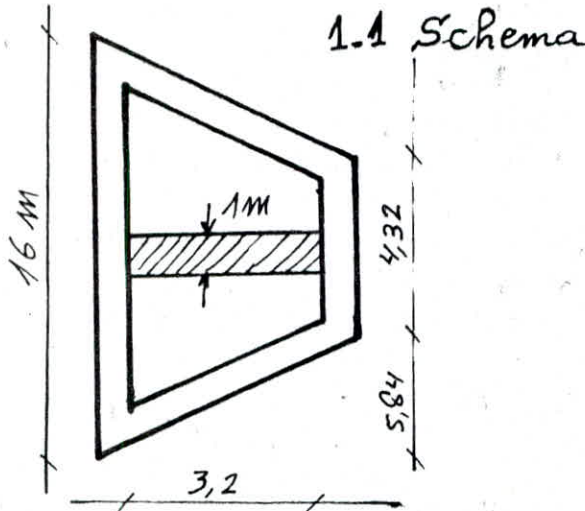
dalle	M	$\mu$	$\epsilon$	K	$A_x^t$	$A_x^t$ adapt.	$A_y^t$	$A_y^t$ adapt.
I	1688,9	0,0535	0,9034	36,7	5,13	5T12 5,65	1,28	3T10 2,35

b- Armature a l'appui:

$M_a^t$	M	$\epsilon$	$A_a^t$	$A_a^t$ adapt.	$M_a^t$	$\mu$	$\epsilon$	$A_a^t$	$A_a^t$ adapt.
405	0,015	0,9457	1,27	3T8 1,5	1210	0,045	0,9104	3,95	4T12 4,52

C. Dalle de la scène:

C.1. Dalle II.



$l_x = 3,2 \text{ m}$  ,  $l_y = 9,91$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,324 < 0,4$

on calcule la dalle comme étant une poutre de longueur  $l_x$  et de largeur 1m.  $M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8}$  ,  $T_{0x} = q \frac{l_x}{2}$

$M_x^t = 0,85 M_{0x}$  .  $M_x^a = 0,5 M_{0x}$        $M_x^a = 0,4 M_{0x}$

## 1.2. Détermination des efforts

effort	$M_{0x}$	$T_{0x}$	$M_x^t$	$M_x^{ai}$	$M_x^{ap}$
valeurs	1785,6	2232	1517,8	892,8	714,2

## 1.3. Ferrailage:

a. Armature en travée:

dalle	M	$\mu$	$\epsilon$	$A_x^t$	$A_x^t$ adapt.	$A_y^t$	$A_y^t$ adapt.
II	1517,8	0,081	0,9077	4,59	5T12 5,65	1,15	3T8 1,5

b. Armature à l'appui:

$M_a^t$	$\mu$	$\epsilon$	$A_x^t$	$A_x^t$ adapt.	$M_a^i$	$\mu$	$\epsilon$	$A_x^i$	$A_x^i$ adapt.
714,2	0,0226	0,9342	2,1	5T8 2,51	892,8	0,0283	0,9273	2,64	4T10 3,14

c.2 Dalle III, reposant sur 3 cotés.

## 2.2. Détermination des efforts:

$$l_x < \frac{l_y}{2}$$

$$\mathcal{M}_x = q \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2}{3} q \cdot l_x^3 \quad \left. \begin{array}{l} \mathcal{C}_x = q (l_y - l_x) l_x \\ \mathcal{C}_y = q \frac{l_x^2}{2} \end{array} \right\}$$

$$\mathcal{M}_y = q \cdot \frac{l_x^3}{6}$$

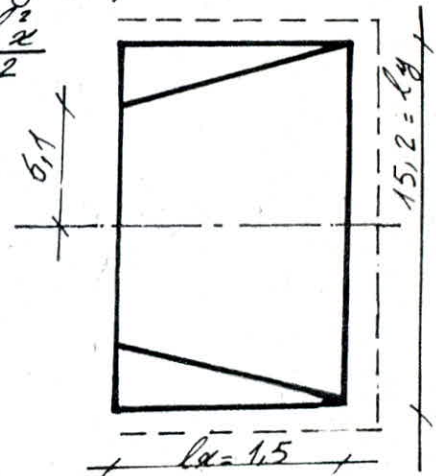
- efforts par mètre de largeur:

$$M_x = \frac{\mathcal{M}_x}{l_y} \quad M_y = \frac{\mathcal{M}_y}{l_x}$$

$$T_x = q (l_y - l_x) \frac{l_x}{l_y}$$

$$T_y = q \frac{l_x}{2}$$

## 2.1. Schema:



efforts	q	$\mathcal{M}_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$\mathcal{C}_x$	$\mathcal{C}_y$	$T_x$	$T_y$
valeurs	1395	2071,57	784,7	1362,9	523,1	28666,7	1569,7	1886	1046,2

## 2.3. Ferrailage:

a. Armature en travée:

dalle	$M_x^t$	M	$\epsilon$	$A_x^t$	$A_x^t$ adapt.	$M_y^t$	$A_y^t$	$A_y^t$ adapt.
III	1158,5	0,0367	0,918	3,47	4T12 4,52	444,6	1,24	3T8 1,5

b... Armature à l'appui

$M_a^i$	$\mathcal{M}$	$E$	$A_a^i$	$M_a^r$	$\mathcal{M}$	$E$	$A_a^r$	$A_{adapt.}$
681,4	0,0216	0,934	2,01	209,2	9,0066	0,963	0,6	3T8

4 v. Verifications " dalles " :

a - Espacements des aciers:

Charge uniformément répartie. art. 57,33. c.c.BA68

$$\begin{aligned} \bar{E}_x &= \max \{ 3h, 33 \text{ cm} \} & \bar{E}_x &= 33 \text{ cm} \\ \bar{E}_y &= \max \{ 4h, 45 \text{ cm} \} & \bar{E}_y &= 45 \text{ cm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \bar{E}_x \\ \bar{E}_y \end{aligned}} \right\} \text{verifiée.}$$

b - Condition de non fragilité:

$$A_x \geq 0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{2 \cdot \mathcal{J}}{2} = A_{fx}$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1 \cdot \mathcal{J}}{4} = A_{fy}$$

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

Dalles	$A_x$ travée	$A_y$	$A_a^+$ appui	$A_a^i$	$A_{fx}$ travée	$A_{fy}$	$A_f$
I	5,65	2,35	1,5	4,52	0,83	0,71	0,83
II	5,65	1,5	2,51	3,14	1,49	1,49	1,49
III	4,52	1,5	1,5	3,39	1,49	1,49	1,49

verifiée

c - fissuration:

Dalles	$w_{fx}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$w_{fy}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
I	0,014	2456	2840	0,0059	1337	3111
II	0,014	2456	2840	0,0037	1084	3478
III	0,011	2036	2840	0,0037	1084	3478

verifiée

d - flèche:

$$1, \frac{h_o}{l_a} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$2, \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

Dalles	$h_o/h_x$	$\frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$	$A/bh$	$\frac{20}{\sigma_{en}}$
I	0,0469	0,0428	0,0043	0,0048
II	0,0469	0,0425	0,0043	0,0048
III	0,1	0,0425	0,0035	0,0048

verifiée.

le calcul de la flèche est inutile.

e. ~ Effort tranchant « Cisaillement » :

Dalles	T	$h$	$\tau_b$
I	2809,7	13	2,47
II	2232	13	1,96
III	1886	13	1,66

$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b$   
 $\bar{\tau}_b = 8,05 \text{ kg/cm}^2$   
 Verifiée.

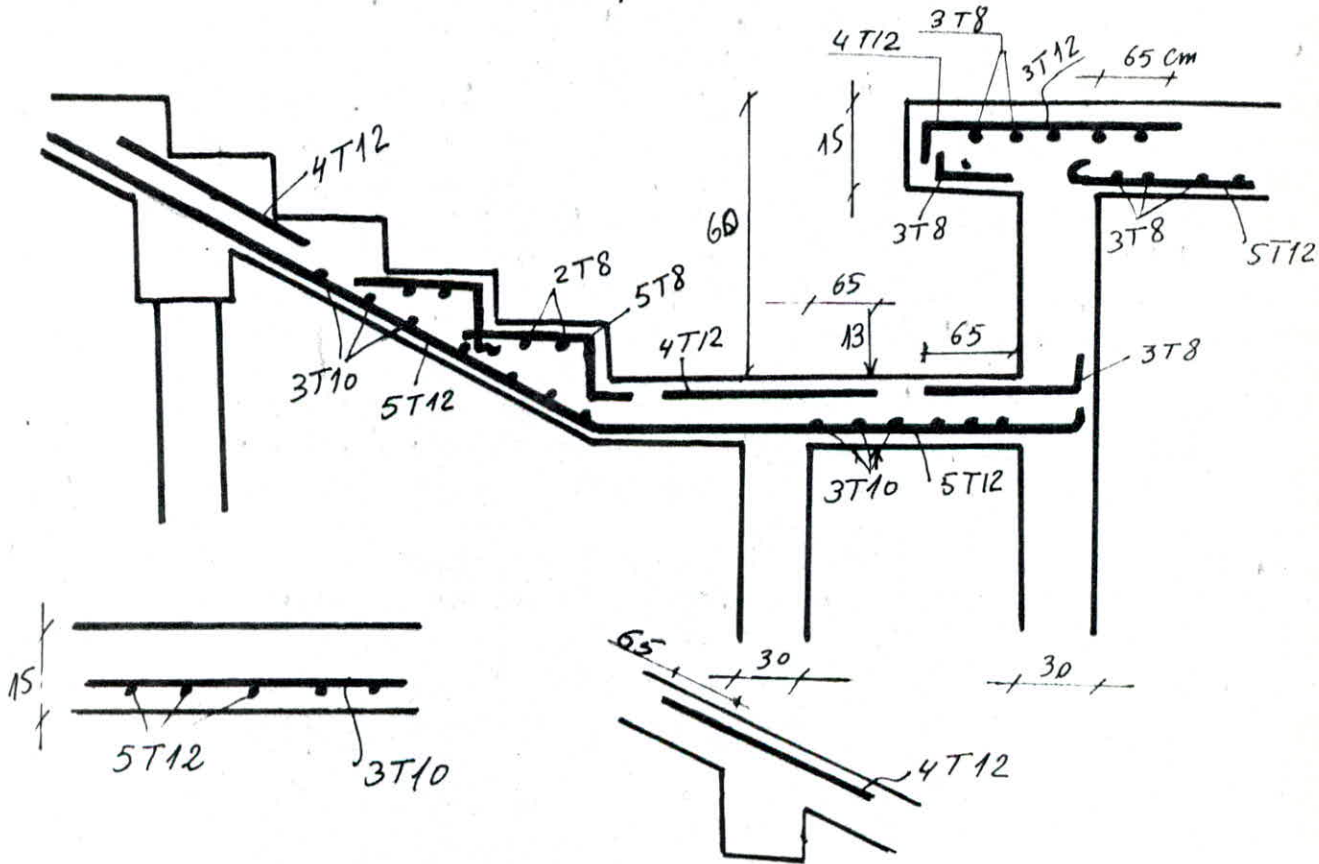
f. ~ Craquelure des armatures inf. n. aux appuis:  
 $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

Dalles	app. intermédiaire			Appui. de rive	
	T	M	$T + M/3$	T	$T/\bar{\sigma}_a$
I	2809,7	1210	< 0	1936,4	0,69
II	2232	892,8	< 0	-	-
III	1886	681,4	< 0	1042,2	0,37

verifiée  
 l'Armature inf.  
 n'est pas  
 nécessaire.

g. ~ Longueurs des chapeaux:

max {  $l_d$ ,  $l \times 15$  }    max {  $3l/5 = 84 \text{ cm}$ ,  $l_d = 42,6$  }     $l_{ch} = 65 \text{ cm}$ .



A decorative border with a repeating floral and scrollwork pattern runs along the top and right edges of the page.

III

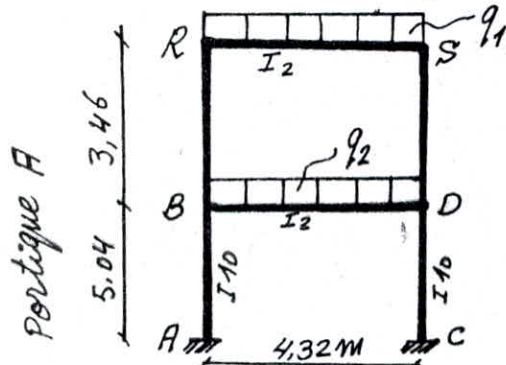
**C'HARGES'**

**VERTIC'ALES'**

# CHARGES VERTICALES

## 1. Les efforts:

Les efforts avec lesquels nous calculerons nos sollicitations proviennent de G, P. q's se répartiront en kg/ml et de la manière suivante:

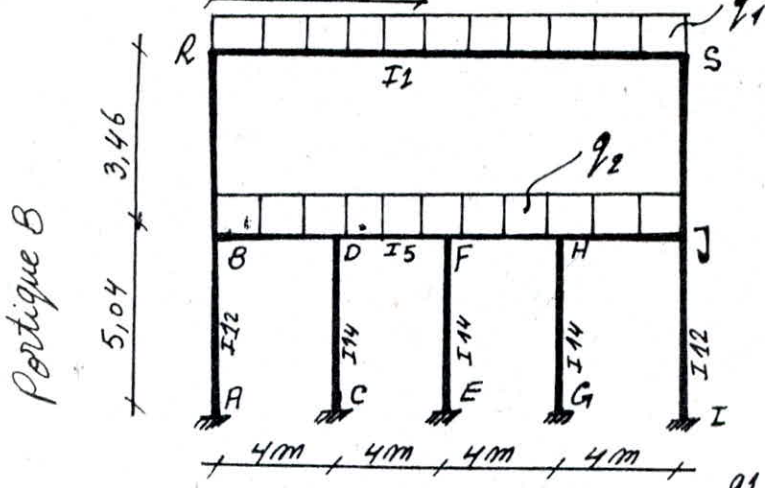


$$q'_G = 2136,75 \text{ kg/ml}$$

$$q'_P = 810 \text{ kg/ml}$$

$$q^2_G = 2942,6 \text{ kg/ml}$$

$$q^2_P = 1800 \text{ kg/ml}$$

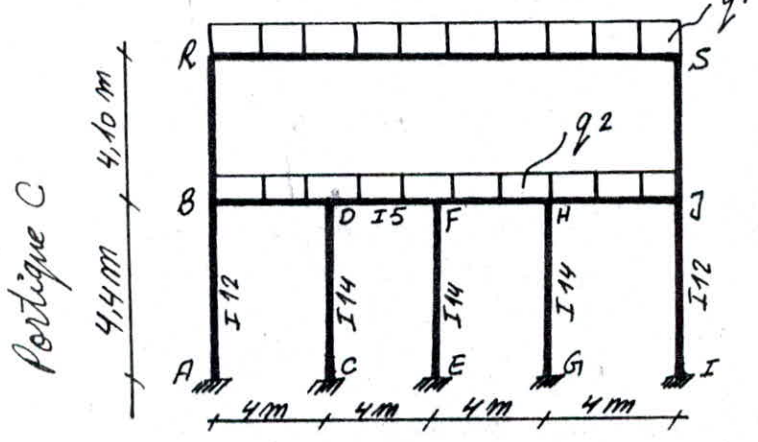


$$q'_G = 2341,6 \text{ kg/ml}$$

$$q'_P = 685,8 \text{ kg/ml}$$

$$q^2_G = 2841,64 \text{ kg/ml}$$

$$q^2_P = 1728,5 \text{ kg/ml}$$



$$q'_G = 2416 \text{ kg/ml}$$

$$q'_P = 720 \text{ kg/ml}$$

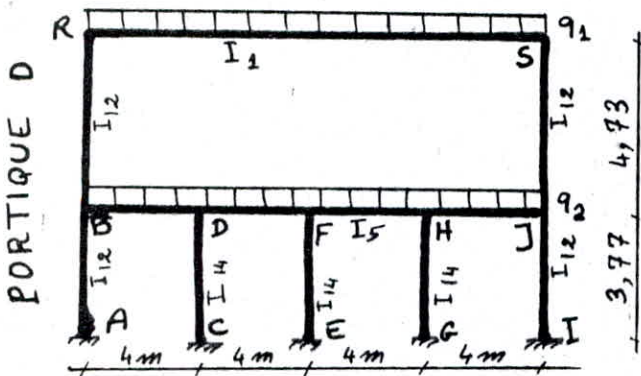
$$q^2_G = 2988,62 \text{ kg/ml}$$

$$q^2_P = 1827,75 \text{ kg/ml}$$

## 2. Les moments d'inertie des Plateaux et des poutres: en m<sup>4</sup>

$I_1$	$I_2$	$I_3$	$I_4$	$I_5$	$I_6$	$I_7$
$24,3 \cdot 10^{-3}$	$1,78 \cdot 10^{-3}$	$2,85 \cdot 10^{-3}$	$6,3 \cdot 10^{-3}$	$2,66 \cdot 10^{-3}$	-	$9,72 \cdot 10^{-3}$
$I_8$	$I_9$	$I_{10}$	$I_{11}$	$I_{12}$	$I_{14}$	$I_{13}$
$3,64 \cdot 10^3$	$1,786 \cdot 10^3$	$3,176 \cdot 10^3$	$4266 \cdot 10^3$	$17,07 \cdot 10^3$	$0,675 \cdot 10^{-3}$	$13,87 \cdot 10^{-3}$





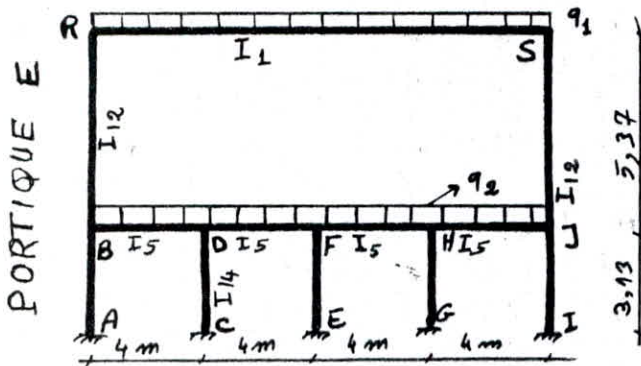
$$q_G^1 = 2416 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^1 = 720 \text{ kg/ml}$$

$$q_G^2 = 2989 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^2 = 1827,85 \text{ kg/ml}$$

$$I_1 = 24,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

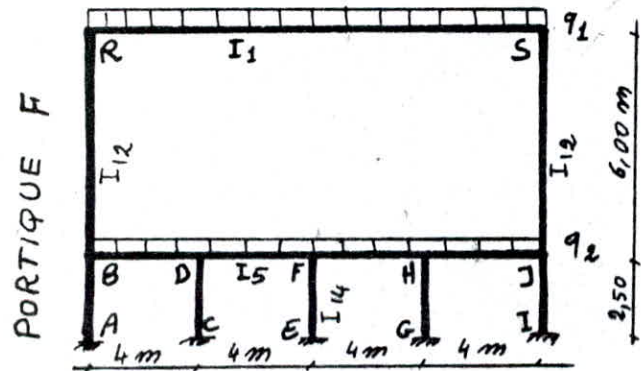


$$q_G^1 = 2416 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^1 = 720 \text{ kg/ml}$$

$$q_G^2 = 2989 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^2 = 1827,85 \text{ kg/ml}$$

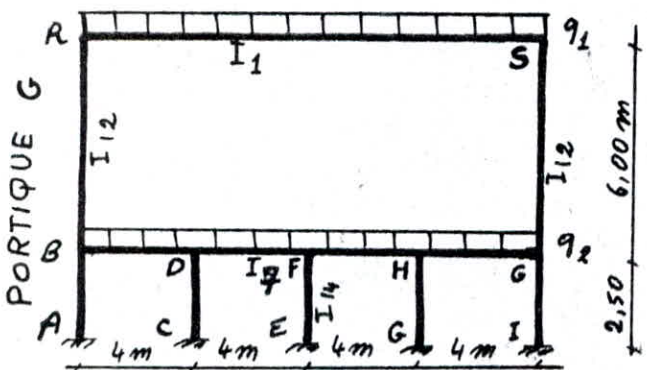


$$q_G^1 = 2416 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^1 = 720 \text{ kg/ml}$$

$$q_G^2 = 2989 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^2 = 1827,85 \text{ kg/ml}$$



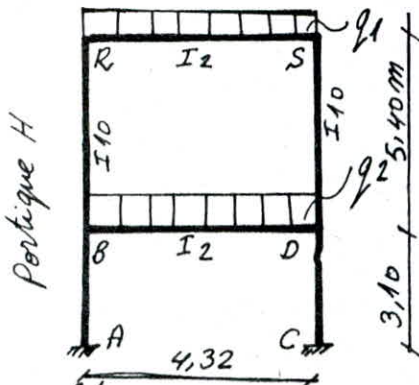
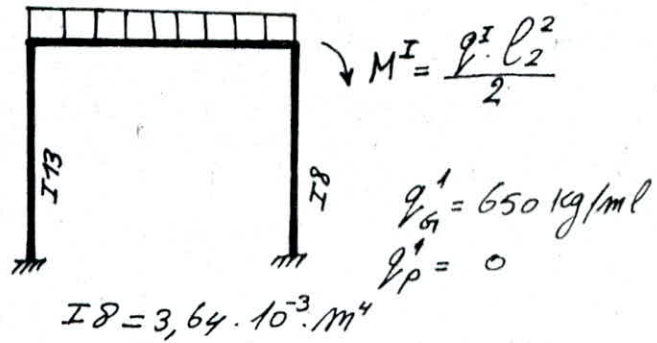
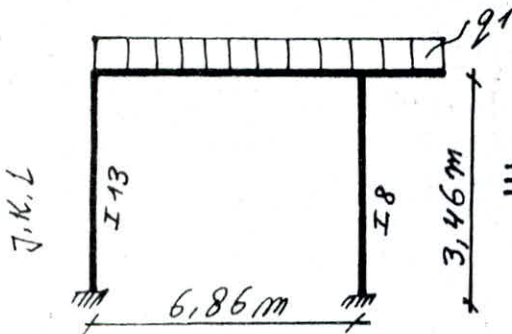
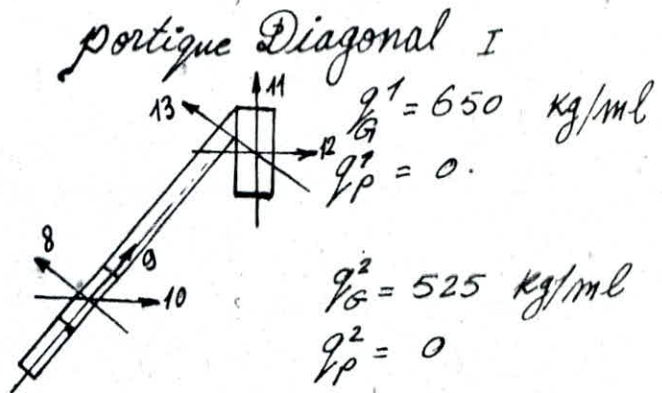
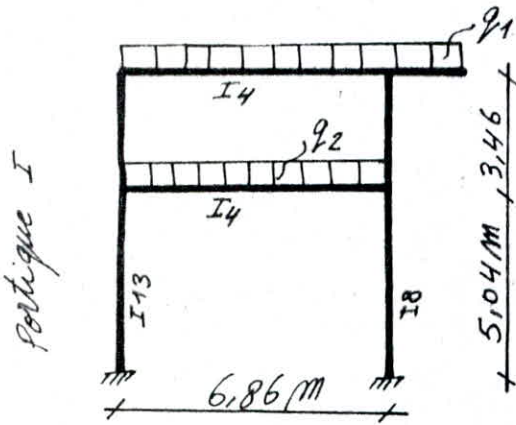
$$q_G^1 = 2341,6 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^1 = 685,8 \text{ kg/ml}$$

$$q_G^2 = 3649,8 \text{ kg/ml}$$

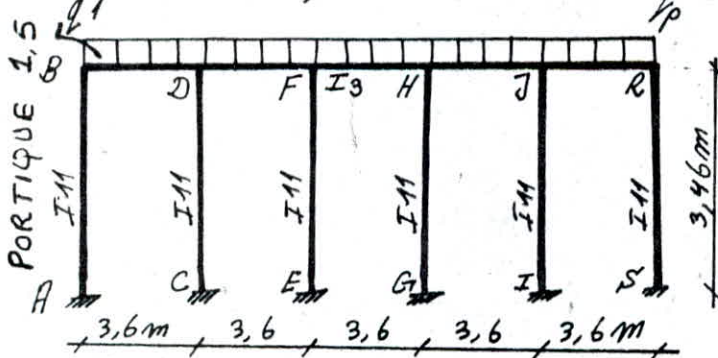
$$q_P^2 = 2550 \text{ kg/ml}$$

$$I_7 = 9,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



$I_{13} = I_H \cdot \cos^2 60 + I_{12} \cdot \sin^2 60 = 13,87 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$   
 $I_4 = 6,3 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$

$q_G^1 = 2136,75 \text{ kg/ml}$   
 $q_P^1 = 810 \text{ kg/ml}$   
 $q_G^2 = 2684,75 \text{ kg/ml}$   
 $q_P^2 = 2025 \text{ kg/ml}$



$I_{10} = I_8 \cos^2 30 + I_9 \sin^2 30$   
 $= 3,176 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$

$q_G^1 = 825 \text{ kg/ml}$   
 $q_P^1 = 0$

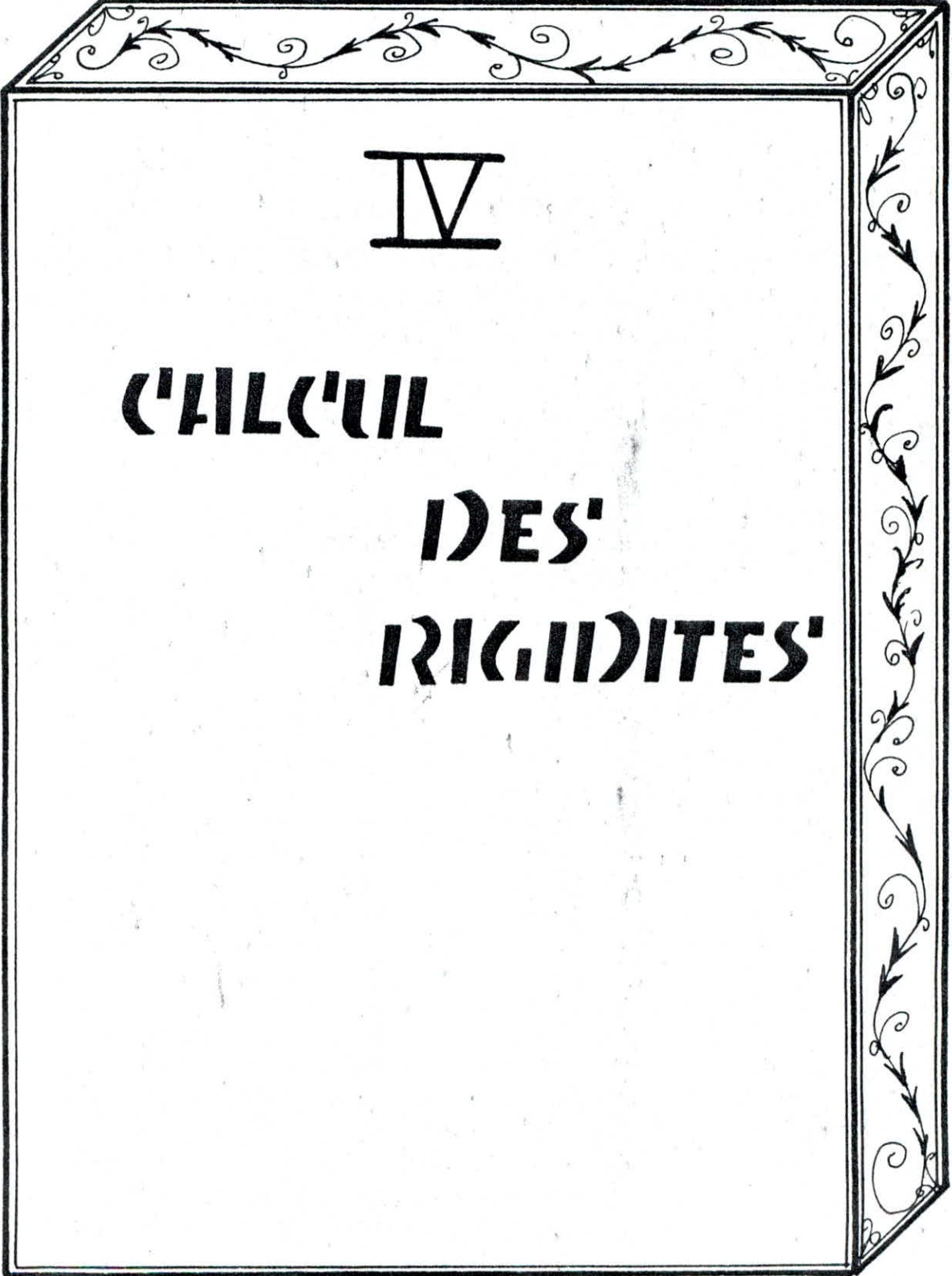
$I_3 = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$   
 $I_{11} = 4,266 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$

$I_9 = 1,786 \cdot 10^{-3} \cdot m^4$

Le calcul des sollicitations se fera par la méthode des Rotations. nous considérons 2 systèmes

- 1- système à nœuds indéplaçables
- 2- " " " déplaçables

- Toutes les distances sont prises entre axes des poutres ou des poteaux.



IV

**CALCUL**

**DES**

**RIGIDITES**

## CALCUL DES RIGIDITES

Le calcul des rigidités, et le calcul des efforts sous les charges horizontales seront faits par la méthode de MUTO  
cette méthode est basée sur la notion de rigidité de niveau.

### 1. Domaine d'Application:

Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan, ayant une ossature composée des portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.

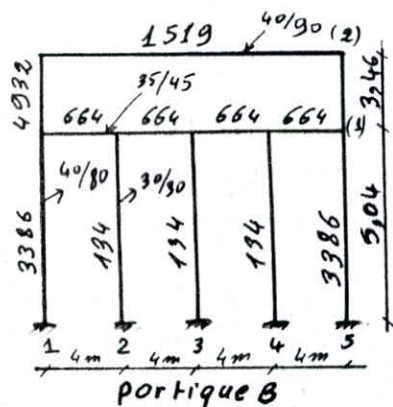
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers
- Le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent), soit triangulaire (cas de séisme)
- Pour obtenir une précision convenable, il faut que la raideur ( $\frac{I}{L}$ ) des poutres ne soit pas trop faible devant la raideur ( $\frac{I}{h}$ ) des poteaux et dans le cas où  $K < 0,2$  les poteaux doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.
- Les raideurs ( $\frac{I}{L}$ ) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être différentes (Rapport 0,5 ÷ 2)
- La raideur ( $\frac{I}{h}$ ) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris 0,5 et 2)
- On ne doit pas avoir la variation brusque des rigidités entre deux niveaux adjacents.

### 2. Etape de calcul:

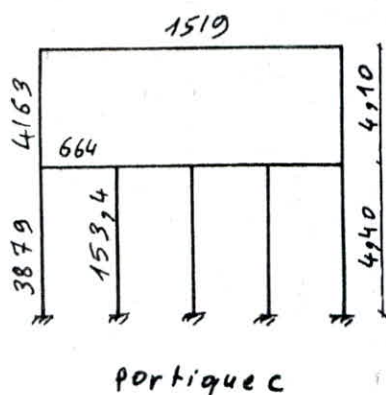
Voir "Conception et calcul des structures soumises aux séismes." page 18

### 3. Calcul des rigidités de niveau:

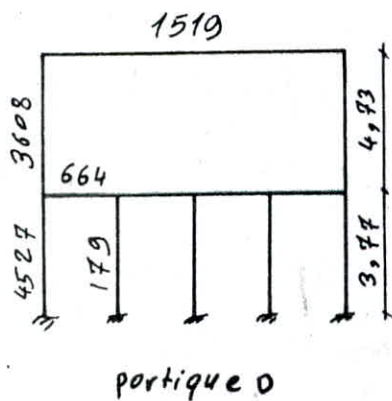
la méthode de muto est applicable.



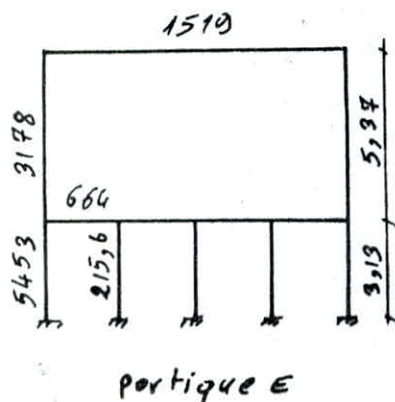
niveau	Fil de poteau	$\bar{k}$	$\alpha$	$k_p = \frac{I}{(cm^4)L}$	$\alpha k_p$	$D_j = \sum \alpha k_p$	$\frac{\alpha k_p}{D_j}$	$R_{ij} = \frac{12ED_j}{h_j^2}$	
2	1	0,221	0,1	4932	493,2	986,4	0,5	37404	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,196	0,317	3386	1073	2497,4	0,43	4483,2	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	0,910	0,874	194	117,12		0,047		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"	"	"		



niv.	Fil de pot.	$\bar{k}$	$\alpha$	$k_p$	$\alpha k_p$	$D_j$	$\frac{\alpha k_p}{D_j}$	$R_{ij}$	
2	1	0,262	0,116	4163	482,5	965	0,5	26177	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,171	0,309	3879	1199,18	2793,6	0,43	65804	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	0,657	0,859	153,4	131,8		0,047		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"	"	"		



niv.	Fil de pot.	$\bar{k}$	$\alpha$	$k_p$	$\alpha k_p$	$D_j$	$\frac{\alpha k_p}{D_j}$	$R_{ij}$	
2	1	0,302	0,191	3608	474	948	0,5	19323,8	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,146	0,301	4527	1363,7	3179	0,43	101992	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	0,419	0,840	179	150,5		0,047		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"	"	"		

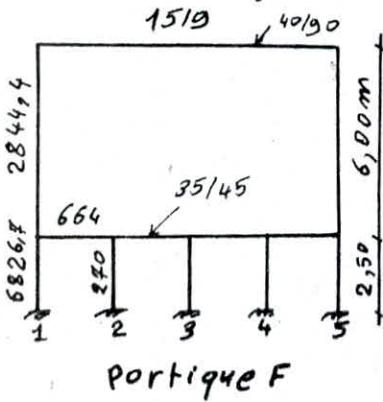


niv.	Fil de pot.	$\bar{k}$	$\alpha$	$k_p$	$\alpha k_p$	$D_j$	$\frac{\alpha k_p}{D_j}$	$R_{ij}$	
2	1	0,347	0,146	3178	465,8	931,5	0,5	14730,4	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,122	0,292	5453	1598	3729,8	0,43	143325,5	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	0,16	0,816	215,6	175,9		0,047		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"	"	"		

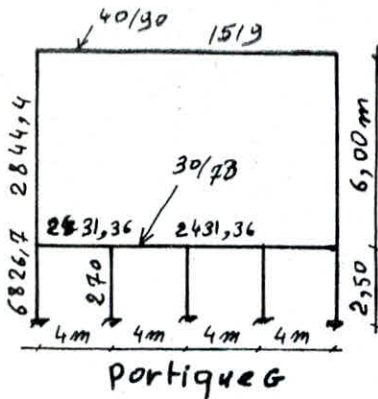
26

$$I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} \rightarrow k = \frac{I}{L}$$

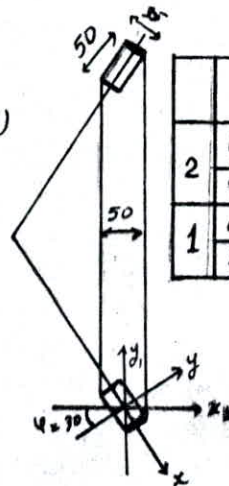
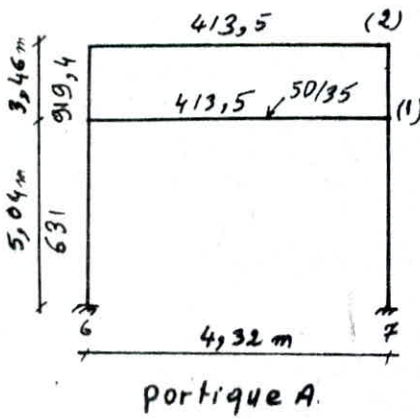
$$R_{ij} = \frac{12EI_j}{h_j^2} \quad D_j = \sum a_{kp} \quad E = 3,8 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$



niv.	fil de pot.	$\bar{K}$	$\bar{a}$	$k_p$	$a_{kp}$	$D_j$	$\frac{a_{kp}}{D_j}$	$R_{ij}$	
2	1	0,284	0,161	2844,4	457,9	915,8	0,5	11600	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,097	0,285	6826,7	1944	4522,4	0,475	329952,8	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	4,918	0,783	270	211,46		"		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"		"		"



niv.	fil de pot.	$\bar{K}$	$\bar{a}$	$k_p$	$a_{kp}$	$D_j$	$\frac{a_{kp}}{D_j}$	$R_{ij}$	
2	1	0,694	0,258	2844,4	793	1466,1	0,5	18571	
	5	"	"	"	"		"		"
1	1	0,356	0,363	6826,7	2480,6	5710,5	0,43	416656,6	
	5	"	"	"	"		"		"
	2	18,01	0,925	270	249,76		"		"
	3	"	"	"	"		"		"
	4	"	"	"	"		"		"

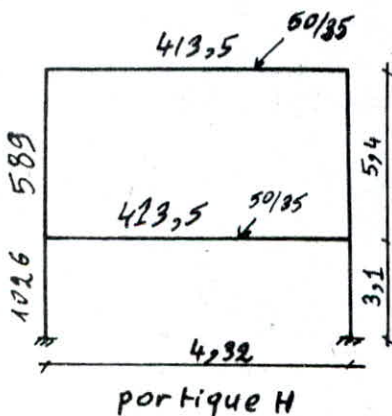


niv.	fil de pot.	$\bar{K}$	$\bar{a}$	$k_p$	$a_{kp}$	$D_j$	$\frac{a_{kp}}{D_j}$	$R_{ij}$
2	6	0,45	0,18	919,4	168,8	337,6	0,5	12858,7
	7	"	"	"	"		"	
1	6	0,65	0,49	631	274,5	549	0,5	9857
	7	"	"	"	"		"	

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \cdot 50^3}{12} = 364583 \text{ cm}^4$$

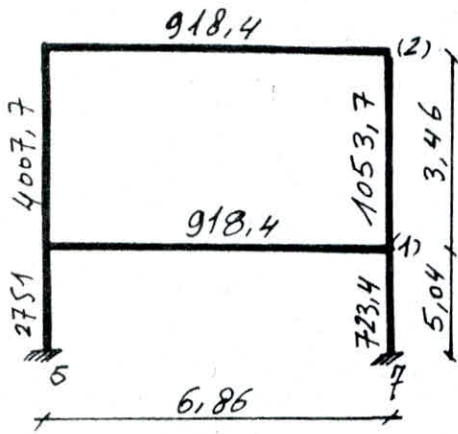
$$I_y = \frac{50 \cdot 35^3}{12} = 178646 \text{ cm}^4 \quad \varphi = 30^\circ$$

$$\Rightarrow I_x = I_y \cos^2 \varphi + I_y \sin^2 \varphi = 318099 \text{ cm}^4$$

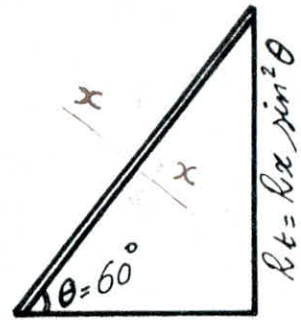
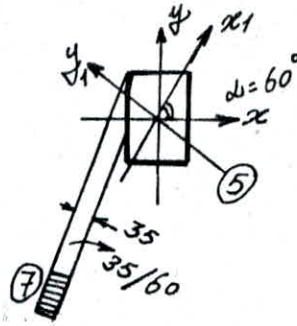


niv.	fil de pot.	$\bar{K}$	$\bar{a}$	$k_p$	$a_{kp}$	$D_j$	$\frac{a_{kp}}{D_j}$	$R_{ij}$
2	6	0,702	0,26	589	153	306	0,5	4786,2
	7	"	"	"	"		"	
1	6	0,403	0,758	1026	385,5	771,12	0,5	36590
	7	"	"	"	"		"	

sens y: portiques encastrees à la base des poteaux  
sens x: " " " sommets " voiles.



Portique I



$R_l = R_x \cos^2 \theta$

$\varphi = 60^\circ$   
 $I_{x_1} = I_x \cos^2 \varphi + I_y \sin^2 \varphi$   
 $I_{y_1} = I_x \sin^2 \varphi + I_y \cos^2 \varphi = 1386667 \text{ cm}^4$

Niv	Pot	$\bar{K}$	$a$	$K_P$	$a K_P$	$\mathcal{D}_j$	$\frac{a K_P}{\mathcal{D}_j}$	$R_j$	$R_{jy} = R_t$	$R_{jx} = R_l$
2	5	0,229	0,103	4007,7	412	731,8	0,563	27875,2	20906,4	6969
	7	0,872	0,303	1053,7	319,8		0,437			
1	5	0,334	0,357	2751	982,9	1374,4	0,1715	24673,1	18505	6168,3
	7	1,27	0,541	723,4	391,5		0,285			

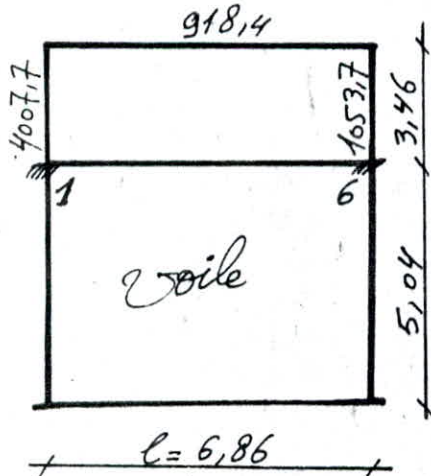
4- Rigidite des voiles:

Déformation:  $\Delta = \Delta_f + \Delta_T$

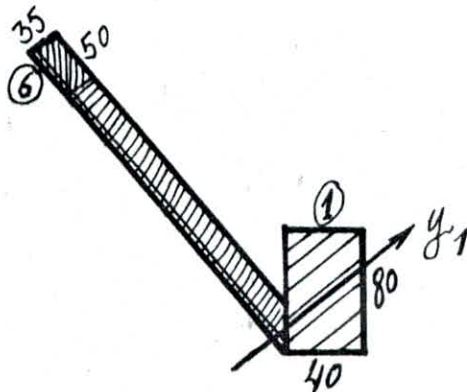
$\Delta = \frac{5 P h^3}{12 E I} + \frac{1,2 V h}{G A}$

ou:  $G = 0,4 E$  ;  $A = e \cdot d$  ;  $I = \frac{e d^3}{12}$

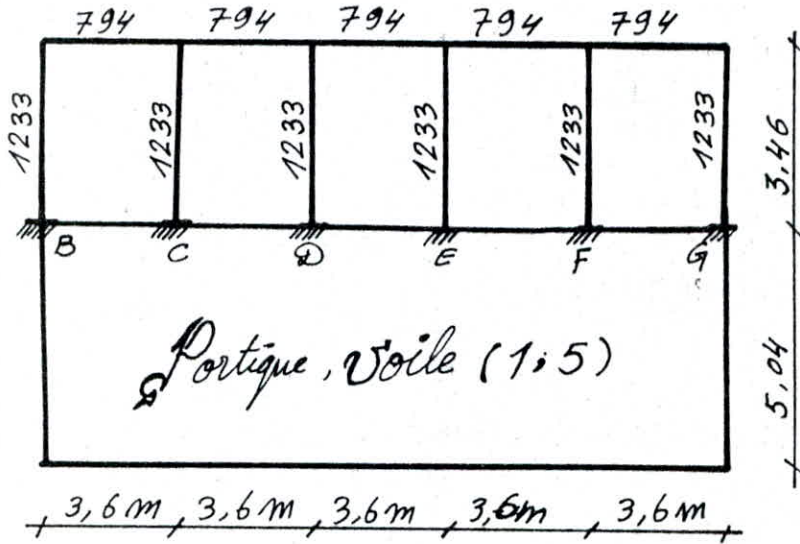
$R = \frac{V}{\Delta} = \frac{E e}{\left[ \left( \frac{P}{h} \right)^3 + 3 \left( \frac{P}{d} \right) \right]}$



Portique J, K, et L



Niv	Pot	$\bar{K}$	$a$	$K_P$	$a K_P$	$\mathcal{D}_j$	$\frac{a K_P}{\mathcal{D}_j}$	$R_j (1 \text{ kg/cm})$	$R_{jy} = R_t$	$R_{jx} = R_l$
2	1	0,229	0,327	4007,7	1311	1814,15	0,1723	69101	51826	17275
	6	0,8716	0,4776	1053,4	503,15		0,277			
1								$54,77 \cdot 10^5$	$41,08 \cdot 10^5$	$13,69 \cdot 10^5$



Niv.	fil de Pot.	$\bar{K}$	$\bar{a}$	$K_P$	$a K_P$	$D_j$	$\frac{a K_P}{D_j}$	$R_j x = \frac{12 E D_j}{l^2}$
(2)	B	0,644	0,4327	1233	533,48	3215,4	0,166	122473,3
	G	"	"	"	"		"	
	C	1,288	0,54377	"	670,47		0,2085	
	D	"	"	"	"		"	
	E	"	"	"	"		"	
	F	"	"	"	"		"	
(1)								$112,8 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}$

5. Détermination du centre de masse:

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Niveau	2	1
$x_G$	0,18	1,26
$y_G$	0	0,19



## 6. Détermination du centre de torsion

voir C.C.S.S.S.

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^{t=k} R_{jx} x_i}{\sum_{i=1}^{t=k} R_{jx}}$$

$$y_c = \frac{\sum R_{jy} \cdot y_i}{\sum R_{jy}}$$

7 - Calcul de la rigidité de l'étage j:

ou sens longitudinal.  $R_{jx} = \sum R_{jx}$  (kg/cm)ou " transversal.  $R_{jy} = \sum R_{jy}$  (kg/cm)

Niv.	2	1
$R_{jx}$	303740,6	6168,30
$R_{jy}$	322003,5	1197494,9

8 - Coordonnées du centre de torsion:

Niv.	2	1
$x_c^{(m)}$	0,08	4,21
$y_c^{(m)}$	0	0,01

9 - Calcul des excentricités entre C et G:

Niv.	$x_G$	$x_c$	$ x_G - x_c $	$y_G$	$y_c$	$ y_G - y_c $
2	0,18	0,08	0,1	0	0	0
1	1,26	4,21	2,95	0,19	0,01	0,18

D'après le RPA 81 " art 3.35 "

Niv	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
2	22,5	16	112,5	112,5
1	22,5	16	2,95	112,5

D'après le RPA on a à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs suivantes:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle).

- excentricité théorique résultant du calcul  

$$e_x = \max(|x_G - x_C|; 0,05L)$$

$$e_y = \max(|y_G - y_C|; 0,05L)$$

$$L = \max(L_x, L_y)$$

10 - Calcul des coordonnées des portiques par rapport au Centre de torsion:

Portiques transversaux:

niv \ Port.		Port.							
		A	B	C	D	E	F	G	H
$x_j$ (m)	2	-12,6	-9	-5,4	-1,8	1,8	5,4	9	12,6
	1	-16,81	-13,21	-9,61	-6,01	-2,41	1,19	4,79	8,39

Portiques longitudinaux:

niv \ Port.		Port.	
		1	5
$y_j$ (m)	2	8	8
	1	8	8

Portiques diagonaux

niv \ Port.		Port.			
		I	J	K	L
$x_j$	2	-10,8	-10,8	10,8	10,8
	1	-15,01	-	-	-
$y_j$	2	4,8	-4,8	-4,8	4,8
	1	4,8	-	-	-

11 - Détermination de la rigidité à la torsion:

$$R_{j0} = \sum R_{jy}^t [x_j^t]^2 + \sum R_{jx}^l [y_j^l]^2$$
 ;  $x_j, y_j$  sont les coordonnées des portiques par rapport au repère (Cxy) de torsion

Niv	2	1
$R_{j0}$	$4,57 \cdot 10^{11}$	$3,83 \cdot 10^{11}$

en (kgcm)



V

**ETUDE**

**S'ISMIQUE**

## ETUDE AU SEISME

### 1- Généralité :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité.

### 2- Calcul sismique :

- Stabilité vis à vis des sollicitations d'ensemble.
- La vérification de cette stabilité peut se faire de deux manières :

a- Par un calcul dynamique direct :

Toutefois on peut se contenter de cette étude si toutes les conditions exigées par le RPA sont remplies

b- Par un calcul statique : substitue aux effets dynamiques réels, les sollicitations statiques résultantes de la considération des systèmes de forces fictives qui sont censées équivaloir ceux de l'action sismique.

On admet que les calculs soient effectués pour deux directions perpendiculaires (Direction longitudinale, et Direction transversale).

### 3- Évaluation des actions sismiques :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques agissant non simultanément dans les deux directions, conformément à la formule :

$$S = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W \quad (\text{RPA 81})$$

PS 69

$$S_H = 0,4 \cdot W$$

$$S_V = \pm 0,4 \cdot W$$

Poids des Planchers :

$$W = G + 0,5 P \quad \text{art 3.3.1.5 RPA 81}$$

terrasse (Niv 2)  $W_2 = 452 \text{ t}$

solle (Niv 1)  $W_1 = 646,1 \text{ t}$

}  $\rightarrow W = W_1 + W_2 = 1098,1 \text{ t}$   
Pd de la structure

### 3-1 Action sismique longitudinale et transversale (RPA 81)

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

où A : Coefficient d'accélération de zone

groupe d'usage 1 }  
zone sismique II }  $\rightarrow A = 0,25$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

Contreventement par assuturo en BA  
regle 3.112 PS69

H - hauteur du bâtiment  $H = 9 \text{ m}$ .

L - dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

$$L_x = 22,5 \text{ m}$$

$$T_x = 0,17 \text{ sec. } \left. \begin{array}{l} \text{sol ferme} \\ \text{sol ferme} \end{array} \right\}$$

$$L_y = 16 \text{ m}$$

$$T_y = 0,20 \text{ sec.}$$

$$D = 2$$

B: facteur de comportement de la structure  
Portique auto stable en BA  $B = 1/4$

Q: facteur de qualité.

- |   |     |
|---|-----|
| 1: Condition minimale des fûtes         | 0   |
| 2: surabondance en plan                 | 0,1 |
| 3: symétrie en plan                     | 0   |
| 4: Régularité en élévation              | 0,1 |
| 5: Contrôle de la qualité des matériaux | 0,1 |
| 6: " " " " de la construction           | 0,1 |

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

$$0,4$$

$$Q = 1,4$$

$$V = 192,2 \text{ t}$$

1.1 Distribution des forces laterales:

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$ : force concentrée au sommet

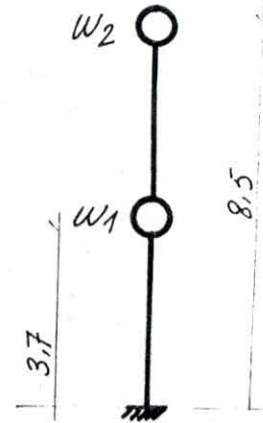
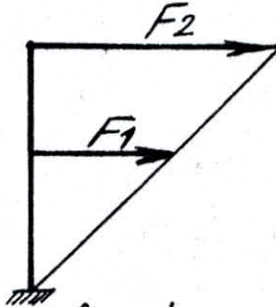
$$T \leq 0,7 \text{ s. } \rightarrow F_t = 0$$

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot P_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

$F_k$ : force horizontale au niveau K

Niv	W (t)	H (m)	F (t)
2	452	8,5	118,47
1	646,1	3,7	73,7



3.2 Action sismique longitudinale et transversale (PS69)  
efforts sismiques horizontaux

$S_H = \sigma_H \cdot W$      $\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient d'intensite  $\alpha$ :

Zone II  $\alpha = 1,2$  salle recevant du public.

Coefficient de reponse  $\beta$ :

$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$  amortissement normal.

$L_x = 22,8 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,17 \text{ s} \rightarrow \beta_x = 0,117$  }  $\beta_x = \beta_y = 0,10$   
 $L_y = 16 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,20 \text{ s} \rightarrow \beta_y = 0,11$   
 $\beta_{max} = 0,10$  PS69: art 3.112.

Coefficient de distribution:  $\delta$

$\delta_h = h \cdot \frac{E \cdot Z \cdot W}{\sum Z^2 \cdot W}$  regle: 3.112.143.2.

Niv. / Port.	B	C	D	E	F, G	8m
2	1,23	1,26	1,27	1,28	1,26	1,26
1	0,73	0,65	0,56	0,47	0,37	0,53

Coefficient de fondation:  $\gamma$

$\gamma = 1,15$  semelle filante, terrain de moyenne consistence.

$\beta_x = \beta_y$  ;  $\sigma_{Hx} = \sigma_{Hy}$  ;  $S_{Hx} = S_{Hy}$ .

2.1 Efforts sismiques Horizontaux:

Niv(2) terrasse  $S_{H2} = 78,69 \text{ t}$      $\sigma_{H2} = 0,174$ .

Niv(1) salle  $S_{H1} = 47 \text{ t}$      $\sigma_{H1} = 0,073$ .

2.2 Efforts sismiques verticaux:

$$G_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot G_H$$

$G_v = \pm 0,159$  ----- niveau 2.

$G_v = \pm 0,067$  ----- niveau 1.

Efforts tranchants de niveau  $j$  revenant à chaque portique sens longitudinal :

$$T_{jx} = \sum_j x \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + \sum_j x \cdot \frac{R_{jx} \cdot y_j \cdot e_y}{R_{j0}} + \sum_j y \frac{R_{jx} \cdot y_j \cdot e_x}{R_{j0}}$$

Sens transversal:

$$T_{jy} = \sum_j y \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \sum_j y \cdot \frac{R_{jy} \cdot x_j \cdot e_x}{R_{j0}} + \sum_j x \frac{R_{jy} \cdot x_j \cdot e_y}{R_{j0}}$$

4- (RPA 81) Evaluation des charges horizontales Portiques longitudinaux:

Port niv	$\sum_j x^{(t)}$	$T_{jx}^{(t)}$	1	5
2	118,5	$T_{2x}$	42,05	53,48

Portiques transversaux:

Port. niv	$\sum_j y^{(t)}$	$T_{jy}^{(t)}$	A	B	C	D	E	F	G	H
2	118,5	$T_{2y}$	3,78	11,85	8,81	6,91	5,57	4,63	7,81	2,11
1	192,2	$T_{1y}$	1,8	4,91	2,37	3,81	19,21	44,78	25,95	12,12

Portiques diagonaux:

Port. niv	$\sum_j^{(t)}$	$T_j^{(t)}$	I	J	K	L
2	118,5	$T_{2x}$	2,91	6,25	6,25	7,22
1	192,2	$T_{1x}$	0,7	-	-	-
2	118,5	$T_{2y}$	6,37	15,81	22,33	22,33
1	192,2	$T_{1y}$	2,7	-	-	-

Portiques Longitudinaux: (PS69)

Port. niv.	$Q_{jx}^{(t)}$	$T_{jx}^{(t)}$	1	5
2	78,69	$T_{2x}$	33,87	29,58

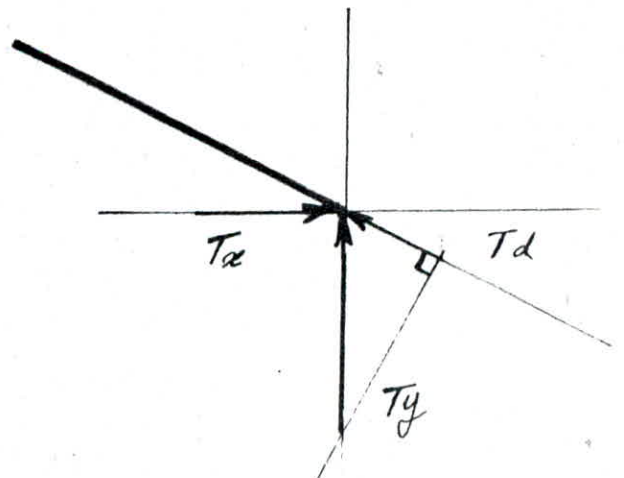
Portiques transversaux:

Port. niv.	$Q_{jy}^{(t)}$	$T_{jy}^{(t)}$	A	B	C	D	E	F	G	H
2	78,69	$T_{2y}$	2,79	8,44	6,09	4,65	3,66	2,97	4,9	1,3
1	125,69	$T_{1y}$	3,24	3,2	1,5	2,51	12,6	39,85	17,04	7,94

Portiques diagonales:

Port. niv.	$Q_j^{(t)}$	$T_j^{(t)}$	I	J	K	L
2	78,69	$T_{2y}$	1,23	10,5	14,83	14,83
1	125,69	$T_{1y}$	1,77	-	-	-
2	78,69	$T_{2x}$	1,93	4,15	4,15	4,8
1	125,69	$T_{1x}$	0,40	-	-	-

Remarque: Pour les portiques diagonales I, J, K, L, l'effort tranchant de calcul sera la projection de l'effort tranchant maximum dans les 2 directions  $T_x, T_y$





## 5. Evaluation des charges verticales dues au seisme

Sollicitation niv. poteau	G (kg)		P (kg)		W (kg)		v <sub>v</sub>		F (kg)		F (kg/ml)	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
A	13050	8766	6480	1296	16290	9414	±0,664	±0,159	±1082	±1497	±2504	±3465
B	52728	40480	26820	5364	66138	43162	=	=	±4391	±6863	±2744	±429
C, D, E, F	57581	45485	30240	6048	72701	48509	=	=	±4827	±7713	±302	±482
G	64956	45905	40800	6048	85356	48029	=	=	±5668	±7636	±3542	±4773
H	13050	9615	6480	1296	16290	10263	=	=	±1082	±1632	±2504	±3777
I, S	-	102878	-	15120	"	110438	=	=	-	±17560	-	±9755
J, K, L	-	23497	-	1890	"	24442	=	=	-	±38863	-	±4224
I	28497	"	9450	"	33222	"	"	"	±2206	±38863	±2398	±4224

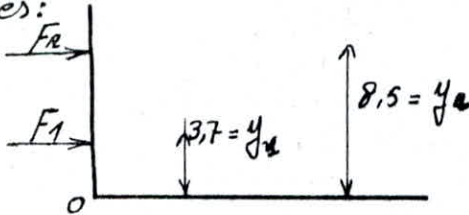
$$W = G + P/2$$

$$F_v = \pm v_v \cdot W$$

Remarque : pour la détermination des sollicitations M, N, T on a utilisé la méthode de CARUOT exposée au CCBA 68 annexe 1

### 6.1: VERIFICATION AU RENVERSEMENT

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



Moment de renversement: Moment extérieur en console (0)

Moment en console (0) =  $\sum F_i y_i = M_r$  renversement.

Moment résistant  $M_{R.S} = \sum w_i b_i$

Sens longitudinal

Sens transversal:

Niv	$h_i$ (m)	$F_i$ (t)	$F_i h_i$ (t.m)	$w_i$ (t)	$b_i$ (m)	$w_i b_i$ (t.m)
2	8,5	118,47	1007	452	11,07	5003,6
1	3,7	192,17	711	646,1	10	6461

Niv	$h_i$	$F_i$	$F_i h_i$	$w_i$	$b_i$	$w_i b_i$
2	8,5	118,47	1007	452	8	3616
1	3,7	192,17	711	646,1	7,8	5039,6

$\frac{M_{résistant}}{M_{renvers.}} = \frac{11464,6}{1718} = 6,67 > 1,5$  vérifiée. (S. log).  
 et. = 5 > 1,5 (S. transversal).

### 6.2: DEFORMATIONS HORIZONTALES

Détermination des déplacements relatifs d'étages:

$\delta_j = \frac{R_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B}$ , où  $R_j$ : effort tranchant d'étage j  
 $R_j$  - rigidité relative d'étage j;  
 $B$  - facteur de comportement de la structure.

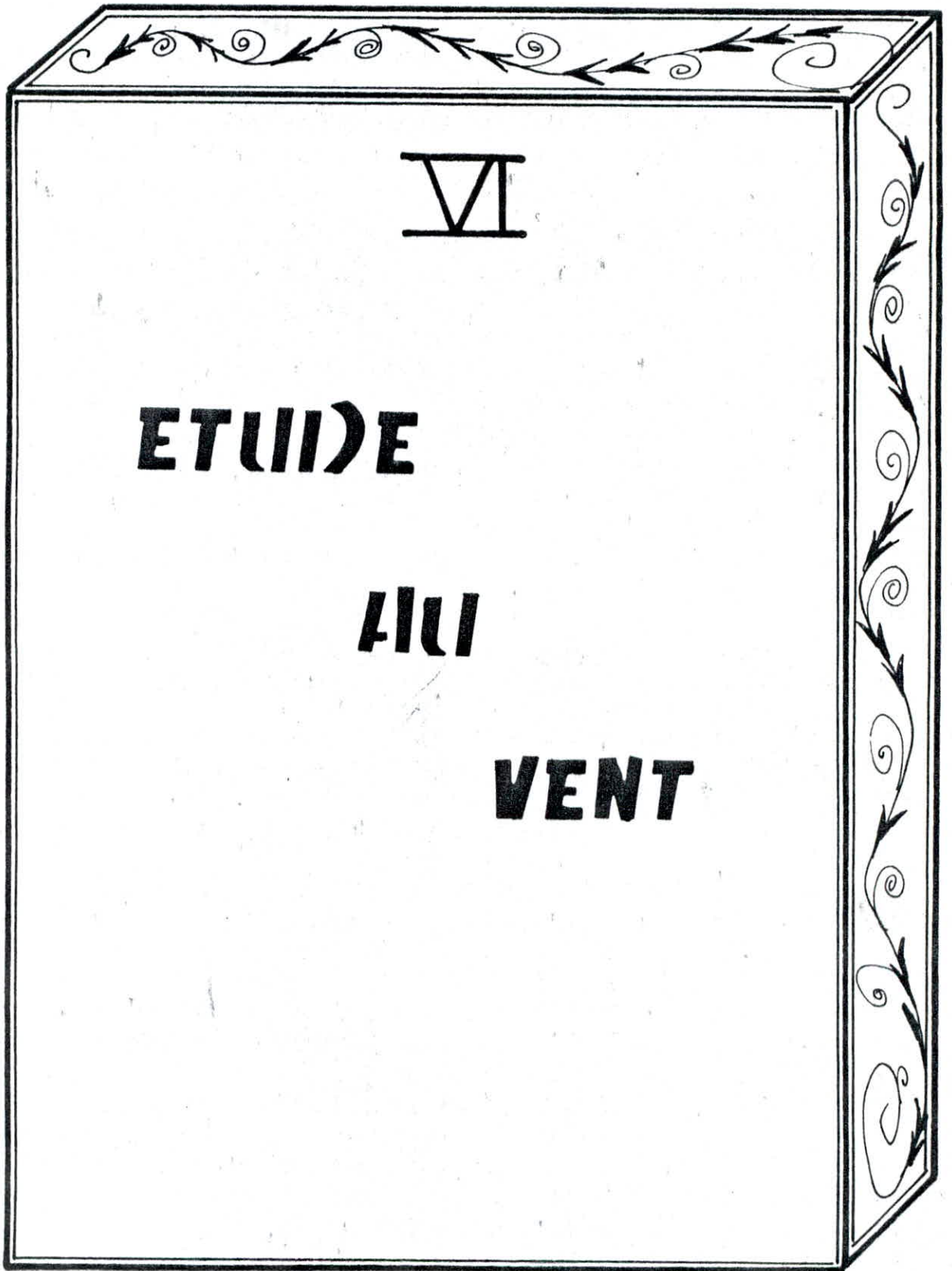
(RPA 81) - les déplacements relatifs d'un étage ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage.

Sens longitudinal.

Sens transversal.

Niv	$R_{jx}$	$R_{jx}$	$\delta_{jx}$	$\bar{\delta}_{jx}$
2	118,47	30374,6	0,78	3,6
1	192,17	12329,00	0,03	2,1

Niv	$R_{jy}$	$R_{jy}$	$\delta_{jy}$	$\bar{\delta}_{jy}$
2	118,47	32200,1	0,73	3,6
1	192,17	11974,94,9	0,32	2,1



VI

**ETUI DE**

**ALI**

**VENT**

## ETUDE AU VENT

Malgré que la hauteur de la structure n'est pas importante, et que la totalité de cette dernière est ancrée dans le sol on a fait une étude au vent. Cette étude sera faite conformément aux règles en vigueur en ALGERIE à savoir le NV 65

Il y a 2 sortes de vents :

- Vent normal  $V_n$  ; vent extrême  $V_e = 1,75 V_n$

vous avons une construction prismatique à base polygonale à toiture terrasse  $a = 27\text{ m}$   $b = 16,8\text{ m}$   $h = 4\text{ m}$ .

1- pression dynamique  $q_d = q \cdot \beta$ .

$q$  - pression statique  $\beta$  - Coeff. dynamique.

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \sigma \cdot C_t$$

$q_H$  - pression de base au niveau H.

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

$q_{10}$  - pression dynamique de base normale.

region II  $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$  ,  $q_H = 60,16 \text{ kg/m}^2$ .

$K_s$  - Coeff. de site

region II, site exposé  $K_s = 1,3$

$K_m$  - Coeff. de masque.  $K_m = 0,75$

$\sigma$  - Coeff. de dimension.

sens transversal.  $H \leq 30\text{ m}$ .  $l = 16,8\text{ m}$ .  $\sigma = 0,8\text{ m}$ .

" longitudinal  $H \leq 30\text{ m}$ .  $l = 27\text{ m}$ .  $\sigma = 0,78\text{ m}$ .

$C_t$  : Coefficient de forme  $C_t = 8 C_{t_0}$   $\lambda = \frac{h}{d}$

sens transversal  $h = 4\text{ m}$   $d = 27\text{ m}$   $\lambda = 0,148 \Rightarrow \gamma = 0,9$

sens longitudinal  $h = 4\text{ m}$   $d = 16,8\text{ m}$   $\lambda = 0,23 \Rightarrow \gamma = 0,9$

Prisme de plus de 4 cotés catégorie II  $C_{t_0} = 0,95$

$$C_t = 0,855$$

pression statique  $q$

sens transv.  $q = 40,12 \text{ kg/m}^2$

" longitr.  $q = 39,1 \text{ kg/m}^2$ .

$\beta$  - coefficient dynamique  $\beta = \theta (1 + \sqrt{\gamma})$ .

où  $\theta = 1$  construction prismatique à base polygonale.

$z$ : Coeff de pulsation  $z = 0,36$   $H < 10 \text{ m}$   
 $\xi$ : " " repose  $T = 0,2 \Delta \Rightarrow \xi = 0,2$  }  $\beta = 1,1$   
 Pression dynamique corrigée:  
 $q_c = 44 \text{ kg/m}^2$

2. Actions Exterieures:

vent:  $\alpha = 60^\circ$   $s = 0,9$   $C_e = 0,5$  au vent.  $C_{e2} = -0,6$  sous vent  
 vent:  $\alpha = 0^\circ$   $s = 0,9$   $C_e = -0,95$  sous vent et au vent  
 vent  $\uparrow$ :  $\alpha = 30^\circ$   $s = 0,9$   $C_e = -0,6$  au vent  
 $C_e = -0,7$  sous vent.  
 vent  $\uparrow$ :  $\alpha = 90^\circ$   $s = 0,9$   $C_e = 1$  au vent  
 $C_e = -0,6$  sous vent.

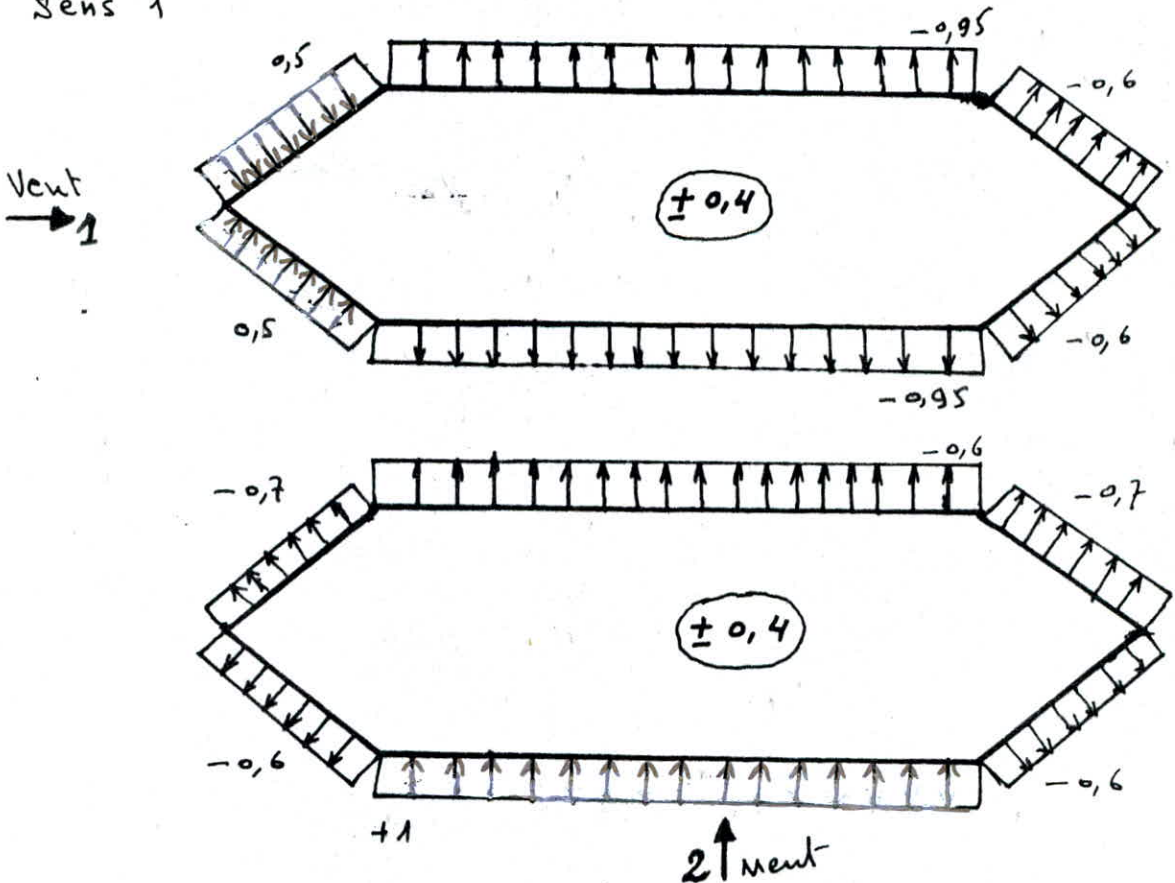
3. Actions interieures:

Construction fermée permeabilite  $\mu \leq 5$   
 surpression  $C_i = 0,6(1,5 - C_e) = 0,4$   
 depression  $C_i = -0,6(1,5 - C_e) = -0,4$

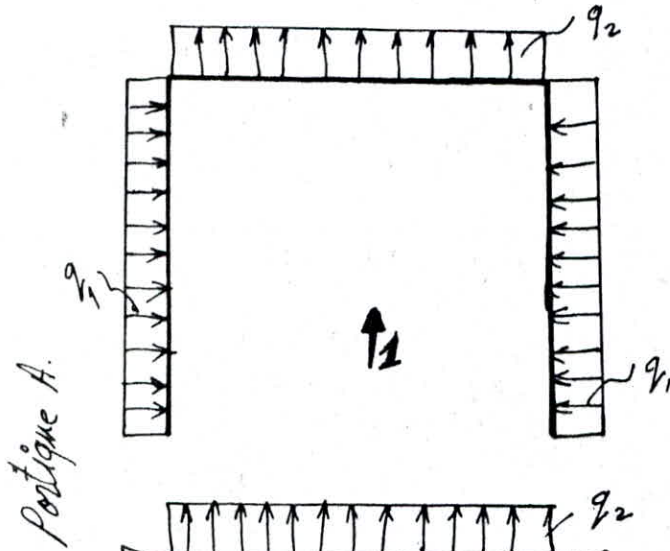
4. Actions resultantes:

$$q = (C_e - C_i) \cdot q_c$$

Sens 1

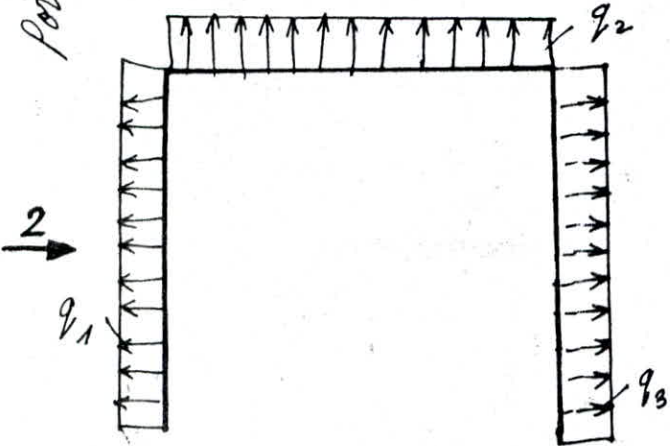


5. Repartition des efforts sur les portiques:

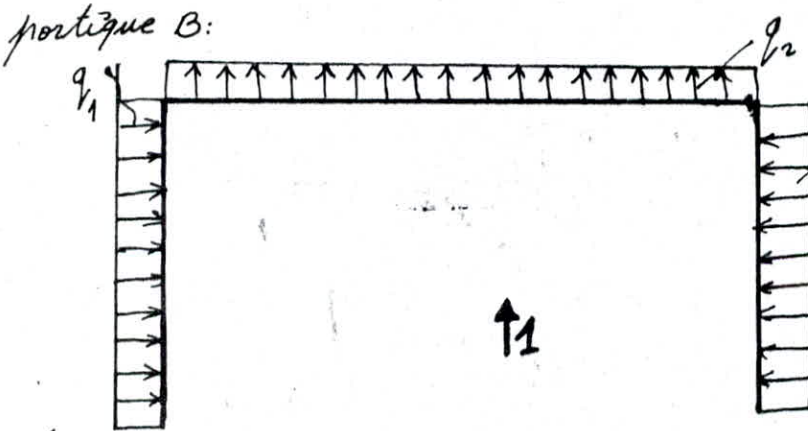


Au vent:  $q = 39,6 \text{ kg/m}^2$   
 sans vent:  $q = -59,4$  "

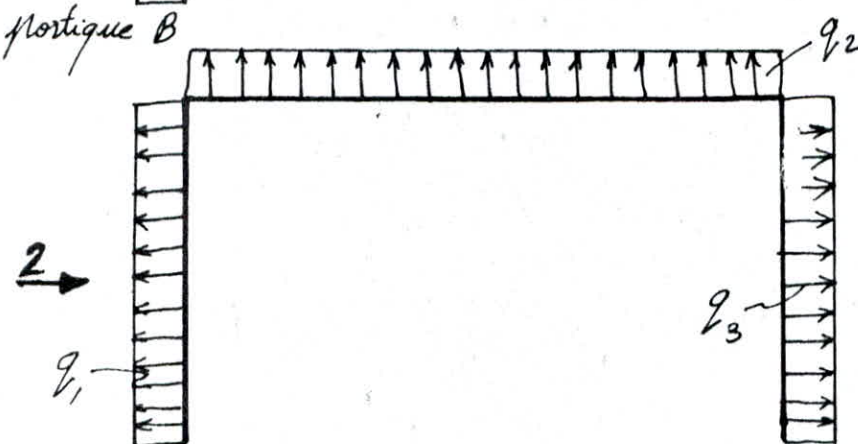
$q_1 = 228,5 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = -178,2 \text{ kg/ml}$



$q = -44 \text{ kg/m}^2$  au vent  
 $q = -48 \text{ kg/m}^2$  sans vent  
 $q_1 = -253,9 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = -132 \text{ kg/ml}$   
 $q_3 = -279,3 \text{ kg/ml}$



du vent:  $q = 39,6 \text{ kg/m}^2$   
 sans vent:  $q = -24,2 \text{ kg/m}^2$   
 $q_1 = 92,3 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = -192,46 \text{ kg/ml}$



Au vent  $q = 26,4 \text{ kg/m}^2$   
 sans vent  $q = -44$   
 $q = -48,4 \text{ kg/m}^2$   
 $q_1 = -103,4 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = -158,4 \text{ kg/ml}$   
 $q_3 = -245,2 \text{ kg/ml}$

## Repartition des efforts sur les portiques

Portique	SENS 1					SENS 2				
	Au vent	sans vent	$q_1$	$q_2$	$q_3$	Au vent	sans vent	$q_1$	$q_2$	$q_3$
A	39,6	-59,4	228,5	-178,2	228,5	-44	-48,4	-253,9	-279,3	-132
B	39,6	-24,2	92,3	-192,5	92,3	26,4	$\frac{-44}{-48,4}$	-103,4	-245,2	-158,4
C, D, E, F	-	-59,4	-213,8	-213,8	-213,8	61,6	-44	221,8	-158,4	-158,4
G	-	$\frac{-59,4}{-44}$	-257,8	-192,5	-257,8	26,4	$\frac{-44}{-48,4}$	-103,4	-245,2	-158,4
H	-	$\frac{-59,4}{-44}$	-253,9	-178,2	-253,9	-	$\frac{-44}{-48,4}$	-253,9	-279,3	-132
1	39,6	$\frac{-44}{-59,4}$	364,3	-623,7	-404,8	-	-44	-404,8	-462	-404,8
5	39,6	$\frac{-44}{-59,4}$	364,3	-623,7	-404,8	-	-48,4	-445,3	-462	-445,3

Remarque: Détermination des efforts:  
 Le calcul des sollicitations est fait par la méthode de  
 Cross exposée dans le livre:  
 "La méthode de CROSS" . P. CHARON.



VII

**C'OMBINIS'ON**

**DES**

**C'HARGES'**



## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons de forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous; Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par ces combinaisons des charges sur la base des règlements de béton en vigueur RPA81; CCBA68; PS 69. Dans les justifications relatives à l'équilibre statique de résistance et à la stabilité de forme, on aura à considérer les sollicitations pondérées suivantes:

**G**: Sollicitations dues à la charge permanente

**P**: Sollicitations dues à la surcharge d'exploitation

**SI**: Sollicitations dues aux séismes

1. Moments en travée des poutres (CCBA68 art 12)

Moments en travée "M<sub>bt</sub>"

$$\text{Sous } (G+1,2P) \Rightarrow M_{bt} = M_0(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

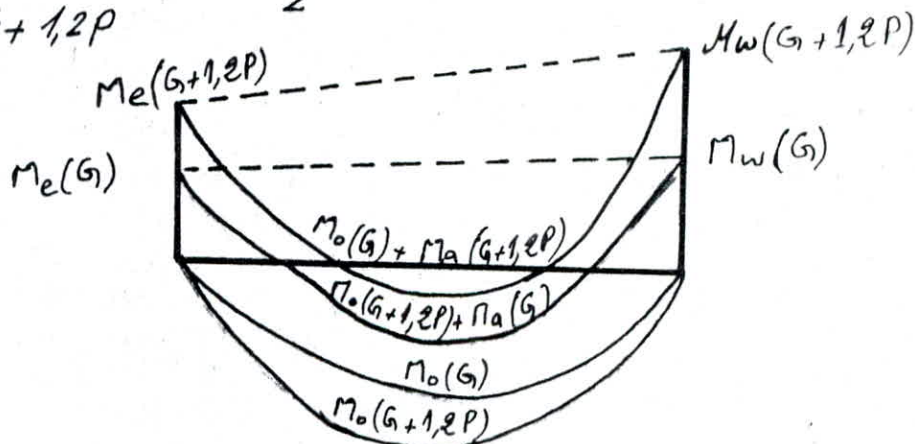
$$\text{Avec: } M_0(G+1,2P) = \frac{(G+1,2P) l^2}{8}$$

$$\text{Sous } (G+P+\overleftarrow{SI}) \rightarrow M_{bt} = M_0(G+P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2} + M_t(\overleftarrow{SI})$$

$$\text{Sous } (0,8G+\overleftarrow{SI}) \rightarrow M_{bt} = M_0(0,8G) - \frac{M_e(0,8G) + M_w(0,8G)}{2} + M_t(\overleftarrow{SI})$$

$$\text{Sous SI} \quad M_{bt} = \frac{M_{e-} - M_{w-}}{2}$$

2. Exemple:  $G+1,2P$



## 3. Moments aux appuis "Ma"

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

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

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

## 4. Efforts tranchants: "T"

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

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

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

## 5. Efforts normaux:

$$N = T_e - T_w.$$

RPA81:	$G+P+\overline{SI}$	$G+P+1,2\overline{SI}$
	$0,8G+\overline{SI}$	$0,8G+\overline{SI}$

CCBA68	$G+1,2P$
	$G+P+U$
	$G+1,5(P+U)$

PS69

$$G+P+S_{\frac{I}{U}}\uparrow + \overline{SI}_H.$$

## 6. Remarques:

- Les effets de retrait et de température sont négligés du fait que la longueur de notre structure n'est pas importante.

- Malgré que la hauteur de notre structure n'est pas importante, et que la totalité de celle-ci est ancrée dans le sol, on a fait une étude au vent.

moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA81)

Por. 5	G					SI					Vent 1					Vent 2				
	Me	Mw	Te	Tw	Me	Me	Mw	Te	Tw	Me	Me	Mw	Te	Tw	Me	Me	Mw	Te	Tw	Me
B-C	-558	-1019	1357	-1613	547,9	12287	-7995	-5634	-5634	2146	4785	5068	-1115	1131	-517,7	527,4	625,5	-804	859	-172
C-D	-938	-874	1503	-1467	431	7995	-7995	-4442	-4442	0	502	498	-1124	1122	-511	894,7	482	-946	717	-60
D-E	-887	-887	1485	-1485	450	7995	-7995	-442	-442	0	499	499	-1123	1123	-512	843	499	-927	736	-77
E-F	-874	-938	1467	-1503	430	7995	-7995	-4442	-4442	0	499	502	-1122	1124	-510	841	523	-920	743	-66
F-G	-1019	-558	1613	-1357	548	7995	-12287	-5634	-5634	-2146	507	478	-1131	1115	-518	911	813	-859	804	114

Portique I

travées 5-7		G	SI	Console G	travée 5-7			
niv. 2	Me	-1676,6	6078,5	-1779,6	niv. 1	Me	-1732,5	6917,1
	Mw	-2953,5	-5010,2	1521		Mw	-1911,4	-4731,5
	Te	2043,4	-1616,4			Te	1774,7	-1698
	Tw	-2415,6	-1616,4			Tw	-1826,8	-1698
	Me	1508,5	534,1			Me	1266,3	1092,8

moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA81)

Por. G	G					P					SI				
niv. 1	Me	Mw	Te	Tw	Mc	Me	Mw	Te	Tw	Mc	Me	Mw	Te	Tw	Mc
1-2	-7849	-3652	8349	-6250	1549	-3877	-3206	5268	-4932	1559	17125	-638	-4441	-4441	8244
2-3	-4497	-5051	7161	-7438	2526	-3341	-3429	5078	-5122	1715	638	-638	-319	-319	0
3-4	-5051	-4497	7438	-7161	2526	-3429	-3341	5122	-5078	1715	638	-638	-319	-319	0
4-5	-3652	-7849	6250	-8349	1549	-3206	-3877	4932	-5268	1559	638	-17125	-4441	-4441	-8244

Por. G - niv. 2	G	P	SI	Vent 1	Vent 2
Me	-39055	-11483,9	14054,4	3593,3	3042,3
Mw	-39055	-11483,9	-14054,4	3593,3	2858,4
Te	18732,8	5486,4	-1756,8	-1539,7	-1451,1
Tw	-18732,8	-5486,4	-1756,8	1539,7	1083,3
Mc	35875,8	10461,7	0	-2565,4	-2118,4

Por. B	G					P					SI				
niv. 1	Me	Mw	Te	Tw	Mc	Me	Mw	Te	Tw	Mc	Me	Mw	Te	Tw	Mc
1-2	-5234	-3159	6202	-5164	1487	-2631	-2162	3574	-3340	1060	10628	-262	-2722	-2722	5183
2-3	-3666	-3850	5637	-5729	1925	-2277	-2319	3447	-3467	1159	262	-262	-131	-131	0
3-4	-3850	-3666	5729	-5637	1925	-2319	-2277	3467	-3447	1159	262	-262	-131	-131	0
4-5	-3159	-5234	5164	-6202	1487	-2162	-2631	3340	-3574	1060	262	-10628	-2722	-2722	-5183

Por. B - niv. 2	G	P	SI	Vent 1	Vent 2
Me	-42544,8	-12510,2	11487,5	3547,7	3042,3
Mw	-42544,8	-12510,2	-11487,5	3547,7	2858,4
Te	18732,8	5486,4	-1435,9	-1539,7	-1278,7
Tw	-18732,8	-5486,4	-1435,9	1539,7	1255,7
Mc	32386,4	9435,4	0	-2611	-2118,4

Por. A - tra. 6-7	G	P	SI	Vent 1	Vent 2	
niv. 2	Me	-2886,9	-1157,5	3931	184,5	235
	Mw	-2886,9	-1151,5	-3931	184,5	197,5
	Te	4615,4	1749,6	-1820	-384,9	-293,7
	Tw	-4615,4	-1749,6	-1820	384,9	276,5
	Mc	2097,7	738,1	0	-231,2	-91,5
niv. 1	Me	-4153	-2499	4210,8		
	Mw	-4153	-2499	-4210,8		
	Te	6356	3888	-1949,4		
	Tw	-6356	-3888	-1949,4		
	Mc	2711,5	1700	0		

moments et efforts tranchants dans les poutres (PS69)

poutre 1-5	G	P	SI <sub>h</sub> <sup>→</sup>	SI <sub>v</sub> <sup>↓</sup>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	
B	Me	-42544,8	-12510,2	8179	-7151,1	3547,7	3042,3
	Mw	-42544,8	-12510,2	-8179	-7151,1	3547,7	2858,4
	Te	18732,8	5486,4	-1022,4	3431,2	-1539,7	-1278,7
	Tw	-18732,8	5486,4	-1022,4	-3431,2	+1539,7	+1255,7
	Me	-32386,4	9435,4	0	+6573,7	-2611	-2118,4
C	Me	-42856,5	-12823,3	7239	-7838,7	3983	3169,4
	Mw	-42856,5	-12823,3	-7239	-7838,7	3983	2676,4
	Te	19328	5760	-904,9	3856,8	-1710,7	-1298,2
	Tw	-19328	-5760	-904,9	-3856,8	+1710,7	1236,4
	Me	34455,5	10216,7	0	7588,5	-2860	-2145,9
D	Me	-41903,4	12536,6	6593	-7651	3983	3169,4
	Mw	-41903,4	12536,6	-6593	-7651	3983	2676,4
	Te	-19328	5760	-824,1	3856,8	-1710,7	-1298
	Tw	-19328	-5760	-824,1	3856,8	+1710,7	1236,4
	Me	345408,6	10503,4	0	7776,2	-2860	2145,9

moments et efforts tranchants dans les poutres (1503)

PORTIQUE B

PORTIQUE C

travée	G		P		$\vec{S}I_H$		$SIV \downarrow$		G		P		$\vec{S}I_H$		$SIV \downarrow$	
	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw
1-2	-5233	-3159	-2631	-2162	+6745	-52	-302	-331	-5447	-3338	-27870	-2289,6	5621	-88	-331,2	-363,5
2-3	-3666	-3850	-2277	-2319	52	-52	-331	-331	-3872	-4041	-2411	-2449,8	88	-88	-363,5	-363,5
3-4	-3850	-3666	-2319	-2277	52	-52	-331	-331	-4041	-3872	-2449	-2411,3	88	-88	-363,5	-363,5
4-5	-3159	-5234	-2162	-2631	52	-6745	-331	-302	-3338	-5447	-2290	-2770	88	-5621	-363,5	-331,2
travée	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
1-2	6202	-5164	3574	-3339,8	-1699	-1699	541,7	-556	6505	-5449,8	3577	-3337	-1427	-1427	595	-611,5
2-3	5637	-5729	3447	-3467	-26	-26	548,8	-548,8	5935	-6019	3447	-3467	-44	-44	603,4	-603,4
3-4	5729	-5637	3467	-3447	-26	-26	548,8	-548,8	6019	-5935	3467	-3447	-44	-44	603,4	-603,4
4-5	5164	-6202	3340	-3574	-1699	-1699	555,9	-542	5449	-6505	3337	-3577	-1427	-1427	611,5	-595,3
travée	Me		Me		Me		Me		Me		Me		Me		Me	
1-2	1487		1060		3346,5		232,3		1584,5		927,1		2766,5		256	
2-3	1925		1159		0		218,2		2020,6		1026,4		0		239,9	
3-4	1925		1159		0		218,2		2020,6		1026,4		0		239,9	
4-5	1487		1060		-3346,5		232,3		1584,5		927,1		-2766,5		256	

47

moments en tete et base des poteaux et éqsls normaux (10/10+)

325

Portiques	G			P			SI			
	pot.	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
niveau 1 B	1	7670,2	-3835,1	24934,8	1733,2	-866,6	9060,6	-1606	-9030,6	-4158,2
	2	507,7	-253,8	10801,6	120,3	-60,1	6786,4	-523,2	639,4	2591,5
	3	0	0	11458,4	0	0	6934,8	-523,2	639,4	0
	4	-507,7	253,3	10801,6	-120,3	60,1	6786,4	-523,2	639,4	-2591,5
	5	7670,2	-3835,1	24934,8	1733,2	-866,6	9060,6	-1606	9030,6	4158,2
niveau 2 G	1	8900,4	-4450,2	27081,6	1423,8	-711,9	10754,2	7755,3	-20425,3	-6197,5
	2	844,2	-422,1	13411,3	135,2	-67,6	10010	-1275,7	1559,2	4121,8
	3	0	0	14876,6	0	0	10244,2	-1275,7	1559,2	0
	4	-844,2	422,1	13411,3	-135,2	67,6	10010	-1275,7	1559,2	-4121,8
	5	8900,4	-4450,2	27081,6	1423,8	-711,9	10754,2	-7755,3	20425,3	6197,5

Port.	G			P			SI			Vent 1			Vent 2			
	Pot.	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
niveau 2 B	1	-42550	12895	18733	-12512	4362,4	5486,4	11487	-9022	-1436	3548	-1912	-1540	3042	-1546	-12787
	5	-42550	12895	18733	-12512	4362,4	5486,4	11487	9022	1436	3548	-1912	-1540	2858	-882,3	-12557
niveau 2 G	1	-39060	16749	18732,8	-11492	5301	5486,4	14054	-9370	-1757	3593	-1681	-1540	3042	-1546	-1451
	5	-39060	16749	18732,8	-11492	5301	5486,4	-14054	9370	1757	3593	-1681	-1540	2858	-882	-1083

moments en tête et base des poteaux et effets normaux (RPA81)

Port. 5	G			SI			Vent 1			Vent 2		
	Pot	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>
B	-558,2	279,1	1357,1	9660,7	-14491	-4430	478,5	-427,1	-1115	527,4	-1076,4	-804,3
C	-80,1	40,1	3115,8	-12572	17763	98,8	4,9	-2,4	-2254	-269,1	402,7	-1805,1
D	13,1	-6,5	2952	-12572	17763	0	-0,7	0,3	-2244	-359,5	446,9	-16438
E	-13,1	6,5	2952	-12572	17763	0	0,1	-0,3	-2244	-342,2	440	-1656,3
F	80,1	-40,1	3115,9	-12572	17763	-938	4,9	2,4	-2254	-388,2	459,3	-1602,3
G	-558,2	279,1	1357,1	-9660,7	14491	4430	478,5	-427,1	-1115	812,6	-704,6	-804,3

Port. I	G			SI			
	Pot.	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
niv. 2	5B	-1675	889	2043	-5010	3340	1616
	7A	-1175	1388,3	3936	6078	-4679	-1616
niv. 1	5B	-843	42,9	3818	-1391	1973	3314
	7A	-524	361,3	5763	2238	-6204	-3314

Port. A	G			P			SI			Vent 1			Vent 2			
	Pot.	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
niv. 2	6	-2886	2858	4615	-1151	1580	1750	3931	-2621	-1820	184,5	-433,7	-385	235	-233	-294
	7	-2886	2858	4615	-1151	1580	1750	-3931	2621	1820	184,5	-433,7	-385	198	-348	-276
niv. 1	6	-1295	647	10971	-919	459	5638	1590	-2953	-3769						
	7	-1295	647	10971	-919	459	5638	-1590	2953	3769						

67



moments en base et tête des poteaux, efforts normaux

niveau I (PS 69)

50

portiques	G			P			SIH			SIV ↓			
	poteaux	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
B	1	7670,2	-3835,1	24934,8	1733,2	-866,6	9060,6	318,7	-1792	-2721,6	-115,5	+57,7	3972,9
	2	507,7	-253,8	10801,6	120,3	-60,1	6786,4	-104	127	1673,2	0	0	1104,7
	3	0	0	11458,4	0	0	6934,8	-104	127	0	0	0	0
	4	-507,7	253,8	10801,6	-120,3	60,1	6786,4	-104	127	-1673,2	0	0	1104,7
	5	7670,2	-3835,1	24934,8	1733,2	-866,6	9060,6	-318,7	1792	+2721,6	-115,5	57,7	+3972,9
C	1	8861,2	-4430,6	25832,5	2019	-1009,5	9337,1	379	-3180	2332,1	-151	75,5	4452,1
	2	534	-267	11384,7	121	-60,5	6784,2	-176	215	1383,2	0	0	1214,9
	3	0	0	12038,8	0	0	6933,2	-176	215	0	0	0	1206,8
	4	-534	267	11384,7	-121	60,5	6784,2	-176	215	-1383,2	0	0	1214,9
	5	8861,2	-4430,6	25832,5	2019	-1009,5	9337,1	-379	3180	+2332,1	-151	75,5	+4452,1
D	1	9758,6	-4879,3	25807,8	2204	-1102	9528,9	420	-5449	-2064,2	-175,7	87,8	4452,1
	2	526,4	-263,2	11418,5	118,9	-59,4	7189,7	-291	356	1167,4	0	0	1214,9
	3	0	0	12027,2	0	0	7327,2	-291	356	0	0	0	1206,8
	4	-526,4	263,2	11418,5	-118,9	59,4	7189,7	-291	356	-1167,4	0	0	1214,9
	5	9758,6	-4879,3	25807,8	2204	-1102	9528,9	-420	5449	+2064,2	-175,7	87,8	+4452,1

52

moment 70

		G+1,2P			G+P			0,8G			
travées		$M_{0+M_{\frac{1}{2}}}$	q	$M_0$	$M_E$	q	$M_0$	$M_E$	q	$M_0$	$M_E$
B niv 1	1-2	4196	4916	9832	5636	4570	9140	4944	2273	4547	1190
	2-3	3758	4916	9832	6073	"	"	5382	"	"	1540
	3-4	3758	4916	"	"	"	"	"	"	"	1540
	4-5	4196	4916	"	5636	"	"	4944	"	"	1190
G niv 1	1-2	5751	6710	13420	7669	6200	12400	6649	2920	5840	1239
	2-3	4774	"	"	8646	6200	"	7626	"	"	2021
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	5751	"	"	7669	"	"	6649	"	"	1239
B niv 2	42545	3164,6	101267	58722	3027,4	96877	54332	1873,3	59945,6	25910	
G niv 2	39055	"	"	62211,6	"	"	57821	"	"	28701	
Por. A tr. 6-7	mi. 1	4153	5103	11903	7750	4743	11063	6910	2354	5492	2169
	mi. 2	2887	3109	7252	4365	2047	6874	3987	1709	3988	1678
		G			0,8G						
Portique 1 travées	B-C	788,5	825	1336,5	548	660	1069,2	438,4			
	C-D	906	"	"	430,5	"	"	344,4			
	D-E	886,8	"	"	449,7	"	"	359,8			
	E-F	906	"	"	430,5	"	"	344,4			
	F-G	788,5	"	"	548	"	"	438,4			
I	mi. 2	2315	650	3824	1508,6	520	3059	1207			
	mi. 1	1822	525	3088	1266	420	2471	1013			
		G+1,2P			G+P						
travées		q(G)	$M_{0(G)}$	$M_E+M_{\frac{1}{2}}$	$M_E$	$M_E+M_{\frac{1}{2}}$	$M_E$				
Por. B	1-2	2842	5683	7072	-1389	6593	-909				
	2-3	"	"	6515	-832	6056	-373				
niv 1	3-4	"	"	"	"	"	"				
	4-5	"	"	7072	-1389	6593	-909				
Por. G	1-2	3650	7300	10000	-2701	9292	-1993				
	2-3	"	"	8836	-1537	8159	-859				
niv. 1	3-4	"	"	"	"	"	"				
	4-5	"	"	10000	-2701	9292	-1993				

moment &lt; 0

moments en travée niveau I (PS69)

travées de rives

travées intermédiaires

portiques	travées de rives							travées intermédiaires							
	G	G+1,2P			G+P+SIV ↓				G	G+1,2P			G+P+SIV ↓		
travées	$\frac{M_e+M_w}{2}$	q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	travée	q(G)	M <sub>0(G)</sub>	$\frac{M_e+M_w}{2}$	M <sub>t</sub>	$\frac{M_e+M_w}{2}$	M <sub>t</sub>	
B	1-2	4196	49158	9831,6	5635,6	4844,5	9689	5493	2-3	2841,6	5683,2	6515,4	-832,2	6386,5	-703,3
	4-5	4196	49158	9831,6	5635,6	4844,5	9689	5493	3-4	2841,6	5683,2	6515,4	-832,2	6386,5	-703,3
C	1-2	4392,7	5181,9	10363,8	59711	5118,1	10236,2	5843,5	2-3	2988,6	5977,2	6873,3	-896,1	6750,6	-773,4
	4-5	4392,7	5181,9	10363,8	59711	5118,1	10236,2	5843,5	3-4	2988,6	5977,2	6873,3	-896,1	6750,6	-773,4
D	1-2	4367,1	5182,4	10364,8	5997,7	5118,2	10236,2	5869,1	2-3	2989	5978	6880,1	-902,1	6757,1	-779,1
	4-5	4367,1	5182,4	10364,8	5997,7	5118,2	10236,2	5869,1	3-4	2989	5978	6880,1	-902,1	6757,1	-779,1
E	1-2	4327,4	5182,4	10364,8	6037,4	5118,2	10236,2	5908,8	2-3	2989	5978	6885,5	-907,5	6762,4	-784,4
	4-5	4327,4	5182,4	10364,8	6037,4	5118,2	10236,2	5908,8	3-4	2989	5978	6885,5	-907,5	6762,4	-784,4
F	1-2	4277	5182,4	10364,8	6087,8	5118,1	10236,2	5959,2	2-3	2989	5978	6892,1	-914,1	6768,8	-790,8
	4-5	4277	5182,4	10364,8	6087,8	5118,1	10236,2	5959,2	3-4	2989	5978	6892,1	-914,1	6768,8	-790,8
G	1-2	5750,7	6709,8	13419,6	7668,9	6554	13108	7357,3	2-3	3649,8	7299,6	8836,2	-1536,6	8585,8	-1286,2
	4-5	5750,7	6709,8	13419,6	7668,9	6554	13108	7357,3	3-4	3649,8	7299,6	8836,2	-1536,6	8585,8	-1286,2

53

moments en travées intermédiaires niv. I

travée 1-5 niveau II (PS69)

54

PORTIQUES	niv. I							niveau II (PS69)							
	G	G+1,2P			G+P+SIv↓			G	G+1,2P			G+P+SIv↓			
travées	$\frac{M_e+M_w}{2}$	q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	$\frac{M_e+M_w}{2}$	q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	
B	2-3	3758,1	4915,8	9831,6	6073,5	4844,5	9689	59309	42545	31645	101264	58722	34563	110602	68057
	3-4	3758,1	4915,8	9831,6	6073,5	4844,5	9689	59309							
C	2-3	3956,4	5181,9	10363,8	6407,2	5118,1	10236,2	6279,6	24857	3280	104960	62104	3618,1	115779	72923
	3-4	3956,4	5181,9	10363,8	6407,2	5118,1	10236,2	6279,6							
D	2-3	3961,2	5181,9	10363,8	6402,6	5118,1	10236,2	6275	41903	3280	104960	63057	3618,1	115779	73876
	3-4	3961,2	5181,9	10363,8	6402,6	5118,1	10236,2	6275							
E	2-3	3966,1	5181,9	10363,8	6397,7	5118,1	10236,2	6270,1	41004	3280	104960	63956	3618,1	115779	74775
	3-4	3966,1	5181,9	10363,8	6397,7	5118,1	10236,2	6270							
F	2-3	3971,3	5181,9	10363,8	6392,5	5118,1	10236,2	6264,8	40194	3280	104960	64766	3618,1	115779	75585
	3-4	3971,3	5181,9	10363,8	6392,5	5118,1	10236,2	6264,8							
G	2-3	4773,9	6709,7	13419,6	8645,7	6554	13108	8334,1	39055	31645	101264	62212	3504,7	112150	73095
	3-4	4773,9	6709,7	13419,6	8645,7	6554	13108	8334,1							

## moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA81)

Portique B		$T_e$	$T_w$	$M_e$	$M_w$	$M_t$	
niveau 2	travée 1-5	$G+1,2P$	25317	-25317	-57557	-57557	58722
		$G+P+V_1$	22680	-22680	-51507	-51507	39211
		$G+P+V_2$	22941	-22964	-52013	-52197	39703
		$G+P+\vec{S}I$	22783	-25655	-43567	-66543	54332
		$G+P+\overleftarrow{S}I$	25655	-22783	-66543	-43568	54332
		$0,8G+\vec{S}I$	13550	-16422	-22548	-45523	25910
		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	16422	-13550	-45523	-22548	25910
		$G+1,5(P+V_1)$	24653	-24653	-55988	-55989	42623
		$G+1,5(P+V_2)$	25044	-25044	-56747	-57023	43362
niveau 1	tra. 1-2	$G+1,2P$	10491	-917,2	-8390,8	-5753,1	5635,6
		$G+P+\vec{S}I$	7053,9	-11226,5	2763	-5582,3	10127,2
		$G+P+\overleftarrow{S}I$	12498,5	-5781,9	-18492	-5059	-238,8
		$0,8G+\vec{S}I$	2239,3	-6853,8	6440,8	-2788,4	6372,8
		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	7683,9	-1409,2	-14814,4	-2265,2	-3993,2
	tra. 2-3	$G+1,2P$	9773,1	-9890,1	-6398,5	-6632,4	6073,5
		$G+P+\vec{S}I$	8953	-9327,4	-5681,5	-6439,3	5382,1
		$G+P+\overleftarrow{S}I$	9214,6	-9065,8	-6204,7	-5907,1	5382,1
		$0,8G+\vec{S}I$	4379	-4714,2	-2671,4	-3341,7	1540,1
		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	4640,6	-4452,6	-3194,6	-2818,5	1540,1
	tra. 3-4	$G+1,2P$	9890,1	-9773,1	-6632,4	-6398,5	6073,5
		$G+P+\vec{S}I$	9065,8	-9214,6	-5907,1	-6204,7	5382,1
		$G+P+\overleftarrow{S}I$	9327,4	-8953	-6439,3	-5681,5	5382,1
		$0,8G+\vec{S}I$	4452,6	-4640,6	-2818,5	-3194,6	1540,1
		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	4714,2	-4379	-3341,7	-2671,4	1540,1
tra. 4-5	$G+1,2P$	9172,2	-1049,1	-5753,1	-8390,8	5635,6	
	$G+P+\vec{S}I$	5781,9	-12498,5	-5059,1	-18492,2	-238,8	
	$G+P+\overleftarrow{S}I$	11226,5	-7053,9	-5582,3	2763	10127,2	
	$0,8G+\vec{S}I$	1409,2	-7683,9	-2265,2	-14814	-3993,2	
	$0,8G+\overleftarrow{S}I$	6853,9	-2239,3	-2788,4	6440,8	6372,8	

## moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA81)

Portique G		$T_e$	$T_w$	$M_e$	$M_w$	$M_t$	
niveau 2	travée 1-5	G+1,2P	25316,5	-25316,5	-52836,1	-52836,1	82211,6
		G+P+V <sub>1</sub>	22679,5	-22679,5	-46946	-46946	43772,1
		G+P+V <sub>2</sub>	22768,1	-23136	-47497	-47680,1	44219,1
		G+P+ $\vec{S}_I$	22462,4	-25976	-36484,9	-64593,7	57821,4
		G+P+ $\overleftarrow{S}_I$	25976	-22462,4	-64593,7	-36484,9	57821,4
		0,8G+ $\vec{S}_I$	13229,4	-16743	-17189,9	-45298,7	28701,3
		0,8G+ $\overleftarrow{S}_I$	16743	-13229,4	-45298,7	-17189,9	28701,3
		G+1,5(P+V <sub>1</sub> )	24652,8	-24652,8	-50891,3	-50891,3	47720,2
		G+1,5(P+V <sub>2</sub> )	24785,7	-25337,4	-51717,8	-51993,6	48390,7
niveau 1	tra. 1-2	G+1,2P	14670,2	-12168,9	-12501,6	-7499,2	7668,9
		G+P+ $\vec{S}_I$	9175,9	-15623,2	5398,7	-7495,9	14892,4
		G+P+ $\overleftarrow{S}_I$	18057,3	-6741,8	-28851,1	-6220,3	-1594,6
		0,8G+ $\vec{S}_I$	2238,3	-9441	10845,6	-3559,7	9482,5
		0,8G+ $\overleftarrow{S}_I$	11119,7	-559,6	-23404,2	-2284,1	-7004,5
niveau 1	tra. 2-3	G+1,2P	13254,3	-13584,8	-8505,7	-9166,7	8645,7
		G+P+ $\vec{S}_I$	11919,8	-12879,3	-7199,7	-9118,6	7625,7
		G+P+ $\overleftarrow{S}_I$	12557,6	-12241,5	-8475,3	-7843	7625,7
		0,8G+ $\vec{S}_I$	5409,8	-6269,8	-2959,5	-4678,8	2020,5
		0,8G+ $\overleftarrow{S}_I$	6047,6	-5632	-4235,1	-3403,2	2020,5
niveau 1	tra. 3-4	G+1,2P	13584,8	-13254,3	-9166,7	-8505,7	8645,7
		G+P+ $\vec{S}_I$	12241,5	-12557,6	-7843	-8475,3	7625,7
		G+P+ $\overleftarrow{S}_I$	12879,3	-11919,8	-9118,6	-7199,7	7625,7
		0,8G+ $\vec{S}_I$	5632	-6047,6	-3403,2	-4235,1	2020,5
		0,8G+ $\overleftarrow{S}_I$	6269,8	-5409,8	-4678,8	-2959,5	2020,5
niveau 1	tra. 4-5	G+1,2P	12168,9	-14670,2	-7499,2	-12501,6	7668,9
		G+P+ $\vec{S}_I$	6741,8	-18057,3	-6220,3	-28851,1	-1594,6
		G+P+ $\overleftarrow{S}_I$	15623,2	-9175,9	-7495,9	5398,7	14892,4
		0,8G+ $\vec{S}_I$	559,6	-11119,7	-2284,1	-23404,2	-7004,5
		0,8G+ $\overleftarrow{S}_I$	9441	-2238	-3559,7	10845,6	9482,5

moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA81)

Portique 5		Te	Tw	Me	Mw	Me	
B-C	travée	G+1,2P	1357,1	-1612,9	-558,4	-1018,7	548
		G+P+V1	242,3	-482,3	-79,9	-511,9	30,2
		G+P+V2	552,8	-754,1	-31	-393,2	375,9
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-4276,9	-7246,9	11728,6	-9013,7	2694
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	6991,1	4021,1	-12845,4	6976,3	-1598
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-4548,3	-6924,3	11849,3	-8810	2584,4
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	6719,7	-4343,7	-12733,7	7180	-1707,6
		G+1,5(P+V1)	-315,1	83	159,3	-258,5	-228,6
G+1,5(P+V2)	150,6	-324,7	232,7	-80,4	289,9		
C-P	travée	G+1,2P	1502,9	-1467	-939,3	-873,7	430,5
		G+P+V1	379,1	-345,4	-436,4	-375,8	-80
		G+P+V2	556,6	-750,1	-43,6	-391,8	370,4
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-2938,7	-5908,6	7056,7	-8868,7	430,5
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5944,5	2974,6	-8933,3	7121,3	430,5
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-3239,3	-5615,2	7244,4	-8694	344,4
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5643,9	3268	-8745,6	7296	344,4
		G+1,5(P+V1)	-182,8	215,4	-195,4	-126,8	-335,2
G+1,5(P+V2)	83,4	-391,6	403,7	-150,8	340,3		
D-E	travée	G+1,2P	1485	-1485	-886,8	-886,8	449,7
		G+P+V1	362,5	-3942,2	-388,2	-387,6	-61,8
		G+P+V2	558,1	-3249,9	-44,3	-387,5	372,2
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-2956,6	-5926,6	7108,2	-8881,8	449,7
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5926,6	2956,6	-8881,8	7108,2	449,7
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-3253,6	-5629,6	7285,6	-8704,4	359,8
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5629,6	3253,6	-8704,4	7285,6	359,8
		G+1,5(P+V1)	-198,7	-5170,8	-198,9	-138	-317,5
G+1,5(P+V2)	94,6	-4118,8	376,9	-197,8	333,4		
E-F	travée	G+1,2P	1467	-1502,9	-873,7	-938,4	430,5
		G+P+V1	345,1	-379,4	-374,7	-436,4	-79,5
		G+P+V2	547	-759,7	-32,6	-415,4	364,1
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-2974,6	-5944,5	27121,3	-8933,3	430,5
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5908,6	2938,7	-8868,7	7056,7	430,5
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-3268	-5643,9	7296	-8745,6	344,4
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	5615,2	3239,2	-8694	7244,4	344,4
		G+1,5(P+V1)	-215,8	182,3	-125,2	-125,4	-334,5
G+1,5(P+V2)	87	-2642,4	387,9	153,9	330,9		
F-G	travée	G+1,2P	1612,9	-1357,1	-1018,7	-558,4	548
		G+P+V1	482,3	-242,3	-1525,5	-79,9	30,3
		G+P+V2	753,8	-553	-107,2	254,2	661,5
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-4021,7	-6991,1	6976,3	-12845,4	-1598,8
		G+P+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	7246,9	4276,9	-9013,7	11728,6	2694
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>→</sup>	-4343,7	-6719,7	7180	-12733,7	-1707,6
		0,8G+S <sub>I</sub> <sup>←</sup>	6924,3	4548,3	-8810	11849,3	2584,4
		G+1,5(P+V1)	-83	315,1	-258,5	159,3	-228,6
G+1,5(P+V2)	324,2	-150,9	348,5	660,5	718,3		

583  
moments et efforts tranchants dans les poutres (RPA82)

Portique A			Te	Tw	Me	Mw	Me
niveau 2	travée 6-7	G+1,2P	6714,9	-6714,9	-4268,7	-4268,7	4365,2
		G+P+V1	5980,1	-5980,1	-3853,9	-3853,9	2604,6
		G+P+V2	6071,3	-6088,5	-3803,4	-3840,6	2744,3
		G+P+SI	4545	-8185	-107,4	-7969	3987,2
		G+P+SII	8185	-4545	-7969	-107,4	3987,2
		0,8G+SII	1872,3	-5512,3	1621,5	-6240,5	1678,2
		0,8G+SII	5512,3	-1872,3	-6240,5	1621,5	1678,2
		G+15(P+V)	8412	-8412	-4337	-4337	2858
		G+15(P+V)	8549	-6825	-4262	-4317	3068
		niveau 1	travée 6-7	G+1,2P	11021,6	-11021,6	-7151,8
G+P+SII	8294,6			-12193,4	-2441,2	-10862,8	6910,5
G+P+SII	12193,4			-8294,6	-10862,8	-2441,2	6910,5
0,8G+SII	3135,4			-7034,2	888,4	-9310	2169,2
0,8G+SII	7034,2			-3135,4	-9310	888,4	2169,2

Portique I			Te	Tw	Me	Mw	Me
niveau 2	travée 5-7	G+1,2P	2043,4	-2415,6	-1676,6	-2953,5	1508,6
		G+P+SII	427	4032	4402	-7963,7	2042,7
		G+P+SII	3659,8	-799,2	-7755,1	2056,7	984,5
		0,8G+SII	11,32	-3548	4734,2	-7373	1741
		0,8G+SII	3251,1	-316,1	-7419,8	2647,4	672,8
niveau 1	travée 5-7	G+1,2P	1774,7	-1826,8	-1732,5	-1911,4	1266,3
		G+P+SII	76,7	-3524,8	5184,6	-6642,9	2359
		G+P+SII	3472,7	-128,8	-8649,6	2820,1	173,5
		0,8G+SII	-278,2	-3159,4	5531,1	-6260,6	2354,2
		0,8G+SII	3117,8	236,6	-8303,1	3202,4	168,6



# moments et efforts tranchants dans les poutres (PS 69)

PORTIQUE B niv. (1)						PORTIQUE C niv. (1)					PORTIQUE B niveau 2					
Travée (1-2)	Te	T <sub>w</sub>	Me	M <sub>w</sub>	Me	Te	T <sub>w</sub>	Me	M <sub>w</sub>	Me	Te	T <sub>w</sub>	Me	M <sub>w</sub>	Me	
G+1,2P	10491	-9172	-8391	-5753	5636	10797	-9454	-8772	-6085	5971	G+1,2P	25316	-25316	-57557	-57557	59722
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	8619	-10759	-1422	-5703	8840	9250	-10825	-2928	-6079	8610	G+P+V1	22679	-22679	-51507	-51507	39211
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	7535	-9647	-817,3	-5042	5662	8059	-9602	-2865	-5352	5022	G+P+V2	22940	-24652	-52013	-52197	39703
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	12017	-7361	-14912	-5599	2147	12104	-7971	-14170	-5903	3077	G+1,5(P+V1)	24653	24653	-55988	55988	42623
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	10934	-6249	-14307	-4938	-1031	10913	-5117	-13507	-5176	-511	G+1,5(P+V2)	25044	-25044	-56747	-57022	49362
<sup>(2-3)</sup> G+1,2P	9773	-9890	-6399	-6632	6074	10072	-10180	-6766	-6981	6407	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	26628	-28673	-54027	-70385	68057
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	9607	-9771	-6222	-6551	5931	9942	-10133	-6559	-6942	6280	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	19766	-21810	-39725	-56083	35218
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	8509	-8674	-5561	-5890	2866	8734,9	-8927	-5832	-6215	2807	G+1,5(S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓)	21810	-19766	-56083	-7038	35248
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	9659	-9743	-6326	-6447	5931	10090	-10045	-6735	-6766	6280	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	28678	-26628	-70385	-54027	68057
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	8561	-8622	-5665	-5786	2866	8823	-8839	6008	-6039	2807						
<sup>(3-4)</sup> G+1,2P	9890	-9773	-6632	-6398	6074	10179	-10072	-6981	-6766	6407	PORTIQUE C niveau 2					
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	9719	-10558	-6447	-6326	5931	10045	-10030	-6766	-6735	6280	G+1,2P	26240	-26240	-58244	-58244	62103
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	8622	-9461	-5786	-5665	2866	8839	-8823	-6039	-6008	2807	G+P+V1	23377	-23377	-51697	-83003	41812
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	8674	-10507	-6551	-6222	5931	10133	-9942	-6942	-6559	6280	G+P+V2	23852	-23952	-52510	-56117	39666
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	8	-9409	-5890	-5561	2866	8927	-8735	-6215	-5832	2807	G+1,5(P+V1)	25402	-25402	-56117	-58077	45491
<sup>(4-5)</sup> G+1,2P	9172	-10491	-5753	-8391	5636	9454	-10797	-6981	-6766	6407	G+1,5(P+V2)	26021	-26113	-57397	-70757	46562
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	7361	-12017	-5599	-14912	2146	7971	-12104	-6766	-6735	6280	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	28040	-29850	-56279	-55080	72923
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	6249	-10934	-4938	-14307	-1031	6748	-10913	-6039	-6008	2807	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	20326	-22136	-40602	-56279	34224
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	10759	-8619	-5703	-1422	8840	10825	-9250	-6942	-6559	6280	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↓	29950	-28040	-70757	-51697	72923
G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	15897	-7535	-5042	-817	5662	9602	-8059	-6215	-5832	2807	G+P+S <sub>IH</sub> +S <sub>IV</sub> ↑	22136	-20326	-55080	-40602	34224

moments et efforts normaux dans les poteaux (RPA81)

Portique A		niveau 2			niveau 1		
Poteaux		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
G+1,2 P	6	-4267,9	4753	6715	-2398	1199	17736
	7	-4267,9	4753	6715	-2398	1199	1736
G+P+V <sub>1</sub>	6	-3853	4003,6	5980,1	-2214	1107	16609
	7	-3853	4003,6	5980,1	-2214	1107	16609
G+P+V <sub>2</sub>	6	-3803	4204	6071	-2214	1107	16609
	7	-3839	4089	6088	-2214	1107	16609
G+P+1,2 $\vec{S}_I$	6	679,6	1292,6	4181	-306	-2437	12086
	7	-10114	7582	8549	-4122	4651	21132
G+P+1,2 $\overleftarrow{S}_I$	6	-10114	7582	8549	-4122	4651	21132
	7	679,6	1293	4181	-305,6	-2437	12086
0,8 G + $\vec{S}_I$	6	1622	-334,4	1872,3	554,4	-2435	5007
	7	-6240	4907	5512	-2626	3471	12546
0,8 G + $\overleftarrow{S}_I$	6	-6240	4907	5512	-2626	3471	12546
	7	1622	-334,4	1872	554,4	-2435	5008
G+1,5(P+V <sub>1</sub> )	6	-4336	4576	6662	-2673	1337	19428
	7	-4336	4576	6662	-2673	1337	19428
G+1,5(P+V <sub>2</sub> )	6	-4261	4877	6799	-2673	1337	19428
	7	-4316	4705	6825	-2673	1337	19428

61  
moments et efforts normaux dans les poteaux (RPA81)

niveau 2		Portique B			Portique G		
Poteaux		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
G+1,2 P	1	-57564,4	18190,4	25316,5	-52850	23110	25317
	5	-57564,4	18190,4	25316,5	-52850	23110	25317
G+P+V <sub>1</sub>	1	-51514	15346	22679	-46959	20369	22679
	5	-51514	15346	22679	-46959	20369	22679
G+P+V <sub>2</sub>	1	-52020	15712	22940	-47510	20504	22768
	5	-52204	16376	22964	-47694	21168	23136
G+P+1,2 $\vec{S}_I$	1	-41277	6432	22496	-93687	10806	22111
	5	-68847	28084	25942	-67417	33293	26327
G+P+1,2 $\overleftarrow{S}_I$	1	-68847	28084	25942	-67417	33293	26327
	5	-41277	6432	22496	-33687	10806	22111
0,8G + $\vec{S}_I$	1	-22552	1295	13550	-17194	4029	13229
	5	-45527	19338	16422	-45303	22769	16743
0,8G + $\overleftarrow{S}_I$	1	-45527	19338	16422	-45303	22769	16743
	5	-22552	1295	13550	-17194	4029	13229
G+1,5(P+V <sub>1</sub> )	1	-55996	16571	44522	-50908	22179	24653
	5	-55996	16571	44522	-50908	22179	24653
G+1,5(P+V <sub>2</sub> )	1	-56755	17120	44914	-51735	22381	24786
	5	-57030	18115,6	25079	-52010	23377	25337

Portique I		niveau 2			niveau 1		
Poteaux		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
G+1,2 P	5,1	-1675,5	889	2043	-842,8	42,9	3818
	7,6	-1175,5	1388,3	3937	-524,1	361,3	5763
G+P+1,2 $\vec{S}_I$	5,1	-7688	4897,1	3983	-2512	2411	7795
	7,6	6119	-4227	1997	2161	-7083	1786
G+P+1,2 $\overleftarrow{S}_I$	5,1	4337	-3119	103,7	826,9	-2325	-159,2
	7,6	-8470	7003,6	5876	-3209	7806	9741
0,8G + $\vec{S}_I$	5,1	-6351	4051,3	3251	-2065	2007,8	6369
	7,6	5138	-3569	1533	1818,4	-5915	1296
0,8G + $\overleftarrow{S}_I$	5,1	-3669,8	-2629	1813	717,2	-1939	-260
	7,6	-7019	5790	4766	-2657	6493	7925

62

moments et efforts normaux dans les poteaux (RPA81)

niveau 1		Portique B			Portique G		
poteaux		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
G+1,2P	1	9750	-4875	35807,5	10602	-5304,5	39986,6
	2	652,1	325,9	18945,3	1006,4	-503,2	25423,3
	3	0	0	19789,2	0	0	27169,6
	4	-652,1	325,9	18945,3	1006,4	503,2	25423,3
	5	9750	-4875	35807,5	10609	-5304,5	39986,6
G+P+V	1		-5135	38525,7	10324,2	-5162,1	37835,8
	2	688,1	-343,9	20981,2	979,4	-489,7	23421,3
	3	0	0	21869,6	0	0	25120,8
	4	-688,1	343,9	20981,2	-979,4	489,7	23421,3
	5	10270	-5135	38525,7	10324,2	-5162,1	37885,8
G+P+1,2 $\vec{S}_I$	1	11390,6	-15538,4	29005,6	19639,6	-25587	30399
	2	9,16	453,4	20697,8	-551,4	1381,3	28367
	3	-627,8	767,3	18393,2	-1275,7	1559,2	25121
	4	-1255,8	1089,7	14478,2	-2510,2	2360,7	18475,1
	5	9403,4	6135	38985,2	1017,8	23433	45273
G+P+1,2 $\overleftarrow{S}_I$	1	9403,4	6135	38985,2	1017,8	23433	45273
	2	1255,8	-1089,7	14478,2	2510,2	-2360,7	18475
	3	627,8	-767,3	18393,2	1275,7	-1559,2	25121
	4	9,16	-453,4	20697,8	551,4	-1381,3	28367
	5	11390,6	-15538,4	29005,6	19639,6	-25587	30399
0,8G + $\vec{S}_I$	1	7742,2	-12098,7	15789,6	14875,6	-23985	15468
	2	-117	436	11232,8	-600,3	1221,5	14875
	3	-523,2	639,4	9166,7	-1275,7	1559,2	
	4	929,4	842	6049,8	-1951,1	1896,9	6607,2
	5	4539,2	-5962,5	24106	-635	16865,1	27862
0,8G + $\overleftarrow{S}_I$	1	4539,2	-5962,5	24106	-635	16865,1	27863
	2	929,4	-842,4	6049,8	1951,1	-1896,9	6607,2
	3	523,2	-639,4	9166,7	1275,7	-1559,2	11901
	4	117	-436	11232,8	600,3	-1221,5	14851
	5	7742,2	-12098,7	15789,6	14875	-23985	15467,8
G+1,5(P+V)	1	10270	-5135	38525,7	11086,1	-5518	43213
	2	688	-343,9	20981,2	1047	-523,5	28426
	3	0	0	21869,6	0	0	30243
	4	-1688,1	343,9	20981,2	-1047	523,5	28426
	5	10270	-5135	38525,7	11036	-5518	43213

moments et efforts normaux dans les poteaux (RPA89)

Portique 5				
Poteaux		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
G + 1,2 L	B	-558,2	279,1	1357,1
	C	-80,1	40,1	3115,8
	D	13,1	-6,5	2952
	E	-13,1	6,5	2952
	F	85,1	-40,1	3115,8
	G	-558,2	279,1	1357,1
	G + P + V <sub>1</sub>	B	-79,7	-148
C		-75,2	37,7	861,4
D		12,4	-6,2	707,9
E		13	6,2	707,9
F		85	-37,7	861,4
G		-79,7	-148	242,3
G + P + V <sub>2</sub>		B	-30,8	-797,3
	C	-349,2	442,8	1310,7
	D	-346,4	440,4	1308,2
	E	-355,3	446,5	1295,7
	F	-308,1	49,2	1513,5
	G	-254,4	-425,5	552,8
	G + P + 1,2 SI →	B	14185,8	-21836,9
C		-19268,1	27149,3	4546,7
D		-19174,9	27102,7	2952
E		-19201,1	27115,7	2952
F		-19107,9	27069,1	1684,9
G		-15302,2	22395,1	8117,9
G + P + 1,2 SI ←		B	-15302,2	22395,1
	C	19107,9	-27069,1	1684,9
	D	19201,1	-27115,7	2952
	E	19174,9	-27102,7	2952
	F	19268,1	-27149,3	4546,7
	G	14185,8	-21836,9	-5403,7
	0,8G + SI →	B	11840,1	-18206,4
C		-16054,1	22623,1	3685
D		-15979,5	22585,8	2361,6
E		-16000,5	22596,2	2361,6
F		-15925,9	22558,9	1300,2
G		-12733,3	18653,3	6719,7
0,8G + SI ←		B	-12733,3	18653,3
	C	15925,9	-22558,9	1300,2
	D	16000,5	-22596,2	2361,6
	E	15979,5	-22585,8	2361,6
	F	16054,1	-22623,1	3685
	G	11840,1	-18206,4	-4548,3
	G + 1,5(P + V <sub>1</sub> )	B	159,5	-361,5
C		-72,8	36,5	-265,8
D		12,9	-6	-414,1
E		-12,9	6	-414,1
F		72,8	-36,5	-265,8
G		159,5	-361,5	-315,1
G + 1,5(P + V <sub>2</sub> )		B	232,9	-1335,5
	C	-483,8	644,8	408,1
	D	-525,9	663,8	486,3
	E	-526,4	666,5	467,5
	F	-502,2	648,8	712,3
	G	660,7	-777,8	150,6

64

moments en tête et base des poteaux et efforts normaux (PS69)

		PORTIQUE B			PORTIQUE C		
combinaisons	Poteaux	niveau 2			niveau 2		
		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
G+1,2P	1	-57564,4	18190,4	25316,5	-58251,0	20043,3	26240
	5	-57564,4	18190,4	25316,5	-58251,0	20043,3	26240
G+P+V <sub>1</sub>	1	-51514,3	15346	22680	-51698,1	17414,3	23377
	5	-51514,3	15346	22680	-51698,1	17414,3	23377
G+P+V <sub>2</sub>	1	-52019,8	15711,8	22941	-52516,8	16686,4	23790
	5	-52203,6	16375,6	22963,5	-53009,8	18467,5	23851,6
G+1,5(P+V)	1	-55996,4	16571,2	44522,4	-56123,9	18972,2	25401,9
	5	-55996,4	16571,2	44522,4	-56123,9	18972,2	25401,9
G+1,5(P+V <sub>0</sub> )	1	-56754,7	17110,9	44913,9	-57344,4	17880,3	26021
	5	-57030,4	18115,6	25078,8	-58083,9	20552	26113,4
G+P+ $\vec{S}_H + S_{IV}$	1	-39731,9	10645,1	19765,6	-40608,4	13663,6	20326,3
	5	-56089,9	23497,1	21810,4	-55086,4	24147,6	22136,1
G+P+ $\vec{S}_H + S_{IV}$	1	-54034,1	11018,7	26628	-56285,8	14024	28039,9
	5	-70392,1	23870,7	28672,8	-70763,8	24508	29849,7
G+P+ $\overleftarrow{S}_H + S_{IV}$	1	-70392,1	23870,7	28672,8	-70763,8	24508	29849,7
	5	-54034,1	11018,7	26628	-56285,8	14024	28039,9
G+P+ $\overleftarrow{S}_H + S_{IV}$	1	-56089,9	23497,1	21810,4	-55086,4	24147,6	22136,1
	5	-39731,9	10645,1	19765,6	-40608,4	13663,6	20326,3

65

moments en tête et base des poteaux et efforts normaux (PS69)

PORTIQUE B

PORTIQUE C

Combinaisons	Poteaux	niveau 1			niveau 1		
		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N
G + 1/2 P	1	9750	-4875	33807	11284	-5615	37037
	2	652,0	-325,9	18945	679,2	-339,6	19526
	3	0	0	19780,2	0	0	20359
	4	-652,0	325,9	18945	-679,2	339,6	19526
	5	9750,0	-4875	35007	11284	-5615	37037
G + 1,5(P+V)	1	10270	-5135	38526	118897	-5918	39838
	2	688,15	-343,9	20981	715,5	-357,7	21561
	3	0	0	21860	0	0	22438
	4	-688,15	343,9	20981	-715,30	357,75	21561
	5	10270	-5135	38525	11889,7	-5918,8	39838
G + P + $\vec{S}_{IH} + S_{IV}$	1	9606,6	-6436	35247	11108,2	-8517,6	37289,6
	2	524	-186,9	20366	479	-112,5	20767
	3	-104	127	18393,2	-176	215	20178,8
	4	-732	440,9	17019,5	-831	542,5	18009,6
	5	8969,2	-2852	40690	10359,2	-2157,6	41954
G + P + $\vec{S}_{IH} + S_{IV} \uparrow$	1	9837,6	-6551,4	27301	11410,2	-8668,6	28385
	2	524	-186,9	18156	479	-112,5	18337
	3	-104	127	18393,2	-176	215	17765
	4	-732	440,9	14810	-831	542,5	15570
	5	9200,2	-2967	32744	10652,2	-2308,6	33049,6
G + P + $\overleftarrow{S}_{IH} + S_{IV} \downarrow$	1	8962,2	-2852	40689,9	10350,2	-2157,6	41954
	2	732	-440,9	17019,5	831	-542,5	18001
	3	104	-127	18393,2	176	-215	17765
	4	-524	186,9	20365,9	-479	112,5	20767
	5	9606,6	-6436	35246,7	11108,2	-8517,6	37289,6
G + P + $\overleftarrow{S}_{IH} + S_{IV} \uparrow$	1	9200,2	-2967	32744	10652	-2308,6	33049
	2	732	-440,9	14810	831	-542,5	15570,8
	3	104	-127	18393	176	-215	20179
	4	-524	186,90	18156,5	-479	112,50	18337
	5	9837,6	-6551	27301	11410	-8668	28385



VIII

**FERRAILLAGE**



## FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article 15 du CCBA68 les poutres seront calculées en flexion simple et il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celle-ci. Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on comparera  $1,55P_1$  à  $SP_2$ . La méthode utilisée pour le ferrailage est la méthode de P. CHARON.

## 1. Prescriptions relatives aux armatures « art. 42.3.2.1 RPA81 »

- $\bar{w}_{min} \geq 0,3\%$  Aciers à haute adhérence.
- $\bar{w}_{min} \geq 0,5\%$  Aciers lisses.
- $\bar{w}_{max} \leq 2,5\%$
- Les poutres supportant les charges verticales des planchers, doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) indiqué sur la figure.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en trevée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

## 2. Armatures transversales : « art 42.32.2. RPA81 »

La qualité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0,003 t \cdot b$

$$\bar{\rho}_b = \frac{T}{b \cdot s} \quad \bar{\rho}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\bar{\rho}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

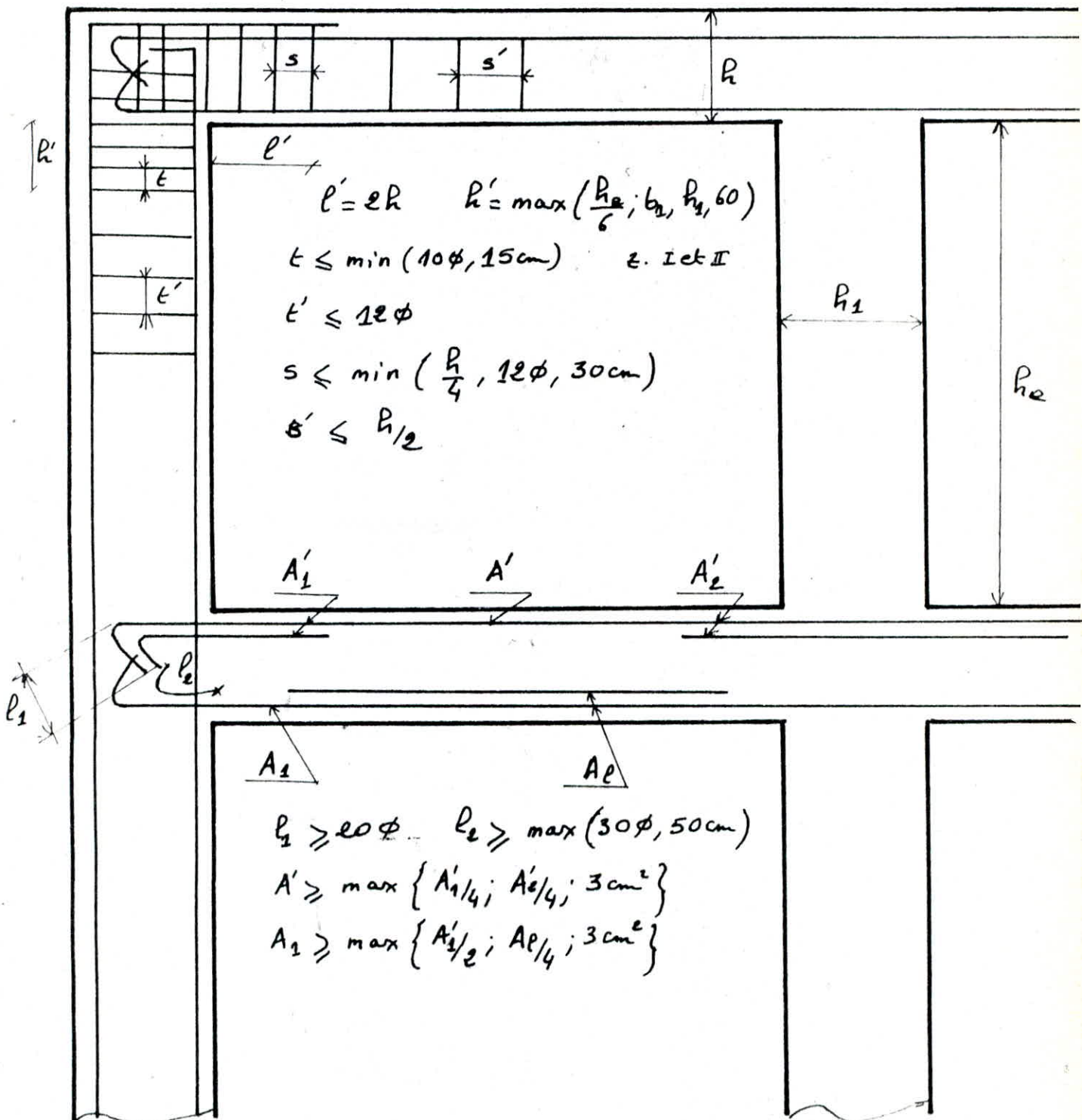
$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2 h_i \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\rho}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{an}$$

$$f_{at} = \frac{2}{3} \text{ si il y a reprise de bétonnage}$$

$$f_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}; \left( 1 - \frac{\bar{\rho}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right\} \text{ Pas de reprise.}$$

2. Recommandations et prescriptions relatives au ferrailage  
(RPA81 art 4.3.2.)



### 3 - Ferrailage des poutres

### 3.1 - Armature longitudinale

Portique B	niveau 2			niveau 1							
	Appui 1	travée 1-5	Appui 5	Appui 1		travée 1-2		Appui 2		travée 2-3	
M(SR)	-57557	58722	-57557		-8391	5635,6	-1388,8		-6398	6073,5	-832,2
$\mu$	0,1067	0,1088	0,1067		0,0803	0,0539	0,0133		0,0612	0,0612	0,0581
$\sigma_b$	118,1	0,8698	118,1		98,2	76,5	33,9		82,8	82,8	80,2
A (cm <sup>2</sup> )	27,77	28,37	27,77		8,46	5,57	1,31		6,36	6,03	0,77
M(SR <sub>2</sub> )	-66543	54332	-66542	6441	-18492	10127	-6092,4		6204,7	5382,1	-3727
$\mu$	0,0822	0,0671	0,0822	0,0411	0,1179	0,0646	0,0388		0,0396	0,0343	0,0024
$\sigma_b$	149,5	131,6	149,5	97,7	189,2	128,4	94,2		95,4	87,5	32,8
A (cm <sup>2</sup> )	21,1	17,03	21,1	4,19	12,72	6,73	3,96		4,03	3,48	0,23
A adop.	9T20 28,27	10T20 31,41	9T20	2T20 6,28	5T20 15,4	3T20 9,42	2T20 6,28		3T20	3T20	1T20 3,14

	Appui 3	travée 3-4	Appui 4	travée 4-5	niveau 2			
M(SR)	-6632,4	6073,5	-832,2	-6398	5635,6	-1389		-8391
$\mu$	0,0634	0,0581	0,009	0,0612	0,0539	0,0133		0,0103
$\sigma_b$	84,6	80,2	25,7	82,8	76,5	33,9		98,2
A (cm <sup>2</sup> )	6,61	6,03	0,77	6,36	5,57	1,31		8,46
M(SR <sub>2</sub> )	-6430	5382	-3727	-6205	10127	-6092	6440,8	-18492
$\mu$	0,0410	0,0343	0,0024	0,0396	0,0646	0,0388	0,0411	0,1179
$\sigma_b$	97,2	87,5	32,8	95,4	128,4	94,2	97,7	189,2
A (cm <sup>2</sup> )	4,19	3,48	0,23	4,03	6,73	3,96	4,19	12,72
A adop.	3T20	3T20	1T20	3T20	3T20	2T20	2T20	5T20

niveau 2  
 $b = 40 \text{ cm}$   
 $h_e = 90 \text{ cm}$   
 $h = 85 \text{ cm}$

niveau 1  
 $b = 35 \text{ cm}$   
 $h_e = 45 \text{ cm}$   
 $h = 40 \text{ cm}$

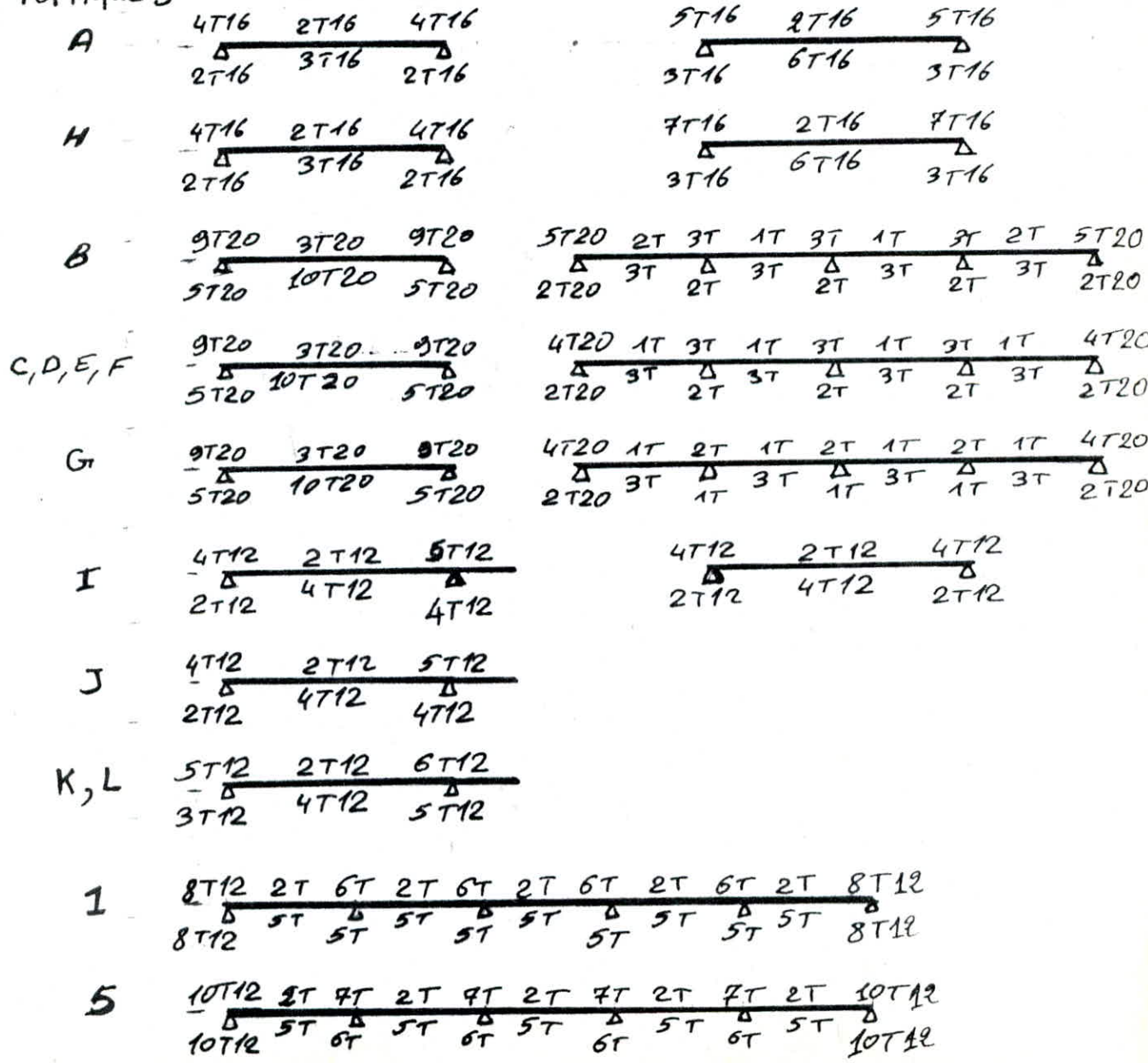
639

Por. I	Appui 5		tra. 5-7		Appui 7		Appui 5		tra. 5-7		Appui 7	
M(SP <sub>1</sub> )		-1677	1509		-2954		-1733	1266				-1911
$\mu$		0,0085	0,0046		0,0149		0,0088	0,0064				0,0094
$\epsilon$		0,9583	0,9606		0,9451		0,958	0,9637				0,9558
K		105	112		77,2		104	123				98
$\sigma_b$		26,7	25		36,27		26,9	22,7				28,6
A (cm <sup>2</sup> )		1,14	1,02		2,02		1,17	0,85				1,29
M(SP <sub>2</sub> )	4737	-7755	2043	2647	-7964	5591	-8650	2359	3202			-6643
$\mu$	0,0160	0,0268	0,0079	0,0089	0,0269	0,0186	0,0292	0,0079	0,0108			0,0224
$\epsilon$	0,9438	0,9296	0,96	0,9576	0,9288	0,9398	0,9259	0,96	0,9533			0,9346
K	74	56	110	103	55	68	52,5	110	92			61,5
$\sigma_b$	56,7	75	38,2	41,8	76,4	61,8	80	38,2	45,6			68,3
A (cm <sup>2</sup> )	2,17	3,61	0,92	1,20	3,71	2,55	4,04	1,06	1,45			3,08
A adop.	4T12 3,26	4T12	4T12	2T12	5T12	2T12	4T12	4T12	2T12	4T12	4T12	4T12

Portiques

niv. 2

niv. 1



3.2 ~ Armatures transversales

Poutre/port.	$T_{max}$	$Z_b$	$\bar{Z}_b$	$A^t_{cm^2}$	$\bar{G}_{at}$	$t$	$\bar{E}$	$\frac{RPA}{t}$	$t_{adp.}$
Act.H. m <sup>(2)</sup>	8185	6,84	24,5	4 $\phi$ 8 2,01	2162,3	13,9	22	9	9
Act.H. m <sup>(1)</sup>	13838,1	10,5	22,6	6 $\phi$ 8 3,01	2000	11,4	16,5	9	9
B...G. (2)	26397,1	8,87	21,2	6 $\phi$ 8 3,01	2062,1	17,5	52,7	22	16
B...G (1)	18057,3	6,07	24,5	4 $\phi$ 8 2,01	2168,8	8,4	29,6	11	8
I, J, K, L	5308,8	3,15	"	4 $\phi$ 8 2,01	2280	41,5	47,6	14,4	13
1,5	7771	3,7	"	6 $\phi$ 8 3,01	2259	23	25,2	9	9

a ~ Disposition pratique des cadres:

Le premier plan d'armature transversale sera placée à t/2 de l'appui. Pour les écartements suivants on adapte la suite de CAQUOT : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60  
le nombre de cours est  $\frac{L}{2} = n$

1.1 ~ Pourcentage d'armature longitudinale:

Poutres des portiq.	A, H (I, II)	B, C, D, E, F, G (II)	B, C, D, E, F (I)	G (I)	I, J, K, L	1,5
$\bar{w} \%$	0,57	1,13	0,8	0,57	0,32	0,3

$\bar{w}_{min} \geq 0,3 \%$

$\bar{w}_{max} \leq 2,5 \%$  vérifiée.

2.1 ~ Pourcentage d'armature transversale:

Poutres des port.	A, H (II)	A, H (I)	B...G (II)	B...G (I)	I, J, K, L	1,5
$w_t = \frac{A^t}{t \cdot b}$	0,0031	0,0055	0,0047	0,0072	0,0044	0,003

$\bar{w}_t \min \geq 0,03 \%$

4 ~ Vérifications:

a ~ Vérifications des Contraintes:  $\bar{w} = \frac{100A}{bh}$ ,  $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e}$ ,  $\sigma_b = \frac{G_a}{K}$ ;

- Portique A, H -

	Appui		travée		Appui		travée	
	SP1	SP2	SP1	SP2	SP1	SP2	SP1	SP2
M	4268,7	7969,4	4659,8	4281,8	7211,8	14563	8111,2	7166,3
A	8,04	8,04	6,03	6,03	14,07	14,07	12,06	12,06
$\bar{w}$	0,536	0,536	0,402	0,402	0,938	0,938	0,804	0,804
E	0,8906	0,8906	0,9027	0,9027	0,8840	0,884	0,8718	0,8718
K	30,7	30,7	36,4	36,4	21,8	21,8	24	24
$G_a$	1987	3709,6	2853,5	2622	1971,5	3993	2571,5	2272
$G_b$	91,2	136,8	76,9	115,4	128,4	192,6	116,5	175

Portique B, C, D, E, F, G.

	appui		travée		appui		travée	
	SP1	SP2	SP1	SP2	SP1	SP2	SP1	SP2
M	58244,5	66542,1	64766	60158	8771,6	18492,2	6407,2	10127,2
A	28,27	28,27	31,41	31,41	15,7	15,7	9,42	9,42
$\bar{w}$	0,831	0,831	0,924	0,924	1,121	1,121	0,673	0,673
$\bar{e}$	0,87	0,87	0,8646	0,8646	0,8548	0,8548	0,8801	0,8801
K	23,5	23,5	22	22	19,5	19,5	26,7	26,7
$\bar{\sigma}_a$	2786	3183	2806	2606	1634	3444,8	1932	3054
$\bar{\sigma}_b$	119,1	178,1	127,3	191	143,6	215,4	104,9	157,3

b. ~ Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{Gen} \cdot b \cdot h = A_f$$

Porte des port.	A, H (II, I)	B, C, D, E, F, G (II)	B, C, D, E, F (I)	G (I)	I, J, K, L	1,5
A	6,03	28,27	9,42	9,42	4,52	5,65
A <sub>f</sub>	1,725	3,91	1,61	2,346	2,214	2,76

verifiée.

c. ~ Verification à la fixation :

Portes des portiques B, C, D, E, F, G.

	appui	travée	appui	travée	appui	appui	travée
A	9T20 28,27	10T20 31,41	5T20 15,7	3T20 9,42	4T20 12,56	4T20 12,56	3T20 9,42
$\bar{w}$	0,071	0,078	0,045	0,0475	0,036	0,042	0,0314
$\bar{\sigma}_1$	4982	5294	3724	3712	3176	3549	2887
$\bar{\sigma}_2$	2199,6	2199,6	2199,6	2199,6	2199,6	2199,6	2199,6

verifiée

d. ~ Verification de la flèche " art. 61. CCBA 68 "

$$h_t \geq \frac{l}{16} \quad h_t \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{Gen}$$

On vérifie la plus restrictive  $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{Gen}$ .

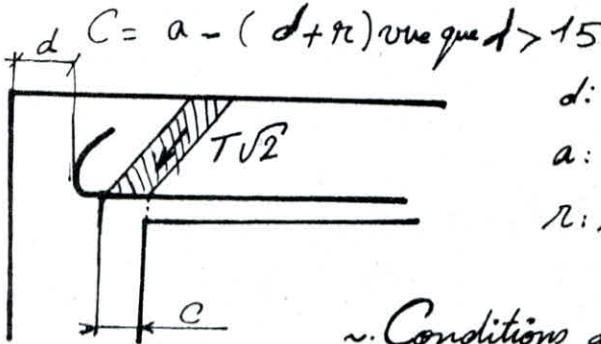
Portes des portiq.	A	b.h. 43/Gen
A et H (II, I)	6,03 ; 12,06	15,35
B, C, D, E, F, G (II)	31,41	34,8
B, C, D, E, F, G (I)	9,42	14,3
G (I)	9,42	20,9
I, J, K, L	4,52	19,7
1,5	5,65	24,6

verifiée

e. Conditions aux appuis:

$$C \geq C_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$$

$C_0$ : largeur de la bielle de béton  
 $T$ : effort tranchant à l'appui de rive



$d$ : enrobage.

$a$ : largeur d'appui

$r$ : rayon de courbure  $r = 5,5 \phi HA$

f. Conditions de non écrasement du béton

CCBA art. 30.62.

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{2}\right) \bar{\sigma} = R$$

$\bar{\sigma} = 1$ . 1 lit de barre  $\bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma} = 5/3$  2 lits de barre.

$\bar{\sigma} = 7/3$  3 lits de barre.

Pont. des pont.	T (kg)	R cm	r cm	C <sub>0</sub> cm	a cm	C cm
A et H (I, II)	13838,1	7,7	8,8	6,8	35	22,2
B, C, D, E, F, G (II)	26397,4	10,4	11	16,3	80	65
B, C, D, E, F, G (I)	12498,5	"	"	18,8	"	"
G (I)	18057,3	"	"	14,9	"	"
I, J, K, L	5308,8	5,4	6,6	3,7	50	39,4
1,5	7246,9	"	"	3,2	40	29,4

vérifiée

g. Armatures inférieures:

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/3 \quad M: \text{étant pris avec son signe}$$

dans tous les cas  $T + M/3 < 0$ .

Les armatures inférieures sont ancrées totalement ou delà de l'appui et peuvent équilibrer un effort égal à  $T + M/3$ .

h. Condition de non entrainement des barres:

$$\bar{\sigma}_d = 24 \bar{\sigma}_b \quad , \quad \bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z}$$

Pont. des pont.	T <sub>max</sub> kg	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm <sup>2</sup>
A et H (I)	13838,1	17,5	21
B, C, D, E, F, G (II)	26397,4	6,9	"
B, C, D, E, F, G (I)	12498,5	18,9	"
G (I)	18057,3	16,1	"
I, K, J, L	5308,8	7,3	"
A et H (II)	7949,7	20,1	"
1,5	7246,9	14,6	"

vérifiée

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments flechissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Le calcul sera fait sous SPl et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on optera pour la plus grande des sections d'aciers.

On distingue 3 types d'efforts:

- $N^{\min}$ ,  $M^{\text{car}}$  → pour le calcul des armatures tendues.
- $N^{\max}$ ,  $M^{\text{car}}$  } pour le calcul du béton comprimé
- $N^{\text{car}}$ ,  $M^{\text{ax}}$  } et éventuellement pour les armatures comprimées

On utilisera pour le calcul des ferrailles la méthode de P. CHARON

1- Prescriptions relatives aux armatures « R.P.A.81 art. 423 »

a. Armatures longitudinales:

- Pourcentage minimal 1% zone II
- Pourcentage maxi 4%
- La longueur mini. des recouvrements et de 50% zone I et II.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteaux ne doit pas dépasser 25 cm zone I et II
- La longueur de recouvrement mini. est de 50% zone II, I

b. Armatures transversales:

$$S' \leq 12 \phi \text{ l}_{\text{min}} \text{ zone courante}$$

$$S = \min (10 \phi, 15 \text{ cm}) \text{ zone nodale.}$$

- Pourcentage mini d'armatures transversales

$$\frac{A_t}{S B_1} = 0,004 \text{ zone II.}$$

CCBA 68 art. 32.3.2.

(a) Zone courante

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi t - 15 \phi l_{\text{max}}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'}\right) \phi l_{\text{min}} \end{array} \right.$$

$$\text{si } \sigma_b' = \sigma_{b0}' \quad \phi t \geq 0,3 \phi l_{\text{max}} \quad t \leq 15 \phi l_{\text{min}}$$

(b) zone de recouvrement:

le nombre de cours à disposer sur le recouvrement de



2 barres longitudinales doit satisfaire a':

$$- v \geq 3$$

$$- v = 0,4 \frac{\phi l^2}{\phi^2} \frac{G_{eu} l}{G_{eu} t}$$

2. Prescriptions au flambement:

CCBA 68 art. 52.23

- Pièces chargées de façon excentrée dans le plan de flambement

Pour 1,  $\lambda < 35$  on ne tient pas compte de l'excentricité accidentelle

2,  $35 < \lambda < 50$   $f_{1c} = 0,16(\lambda - 35)e_0$  excentricité complémentaire

$$e = e_0 + f_{1c} \text{ excentricité de calcul.}$$

Port. poteaux		deux sens		sens transversal			sens longitudinal			
		$l_0$ (m)	$l_c = 0,7l_0$	$l_c = 0,9l_0$	$i$ (cm)	$\lambda$	$l_c = 0,7l_0$	$l_c = 0,9l_0$	$i$ (cm)	$\lambda$
A <sub>6</sub> , A <sub>7</sub>	1	5,04	3,53		13,5	26,1		4,54	14,4	31,4
	2	3,46	2,42			17,9		3,11		21,6
B <sub>1</sub> , B <sub>5</sub>	1	5,04		4,53	23,1	19,6	3,53		11,5	30,7
	2	3,46		3,11		13,5	2,42			21
B <sub>2,3,4</sub>	1	5,04	3,53		8,7	40,8	3,53		8,7	40,6
C <sub>1</sub> , C <sub>5</sub>	1	4,4		3,96	23,1	17,1	3,08		11,5	26,8
	2	4,1		3,69		16	2,87			24,9
C <sub>2,3,4</sub>	1	4,4	3,08		8,7	35,4	3,08		8,7	35,4
D <sub>1,5</sub>	1	3,77		3,39	23,1	14,7	2,64		11,5	22,9
	2	4,73		4,26		18,4	3,31			28,8
D <sub>2,3,4</sub>	1	3,77	2,64		8,7	30,3	2,64		8,7	30,3
E <sub>1,5</sub>	1	3,13		2,82	23,1	12,2	2,13		11,5	19
	2	5,37		4,83		20,9	3,76			32,7
E <sub>2,3,4</sub>	1	3,13	2,19		8,7	25,2	2,19		8,7	25,2
F <sub>1,5</sub>	1	2,5		2,25	23,1	9,7	1,75		11,5	15,2
	2	6		5,4		23,4	4,2			36,5
F <sub>2,3,4</sub>	1	2,5	1,75		8,7	20,1	1,75		8,7	20,1
G <sub>1,5</sub>	1	2,5		2,25	23,1	9,7	1,75		11,5	15,2
	2	6		5,4		23,4	4,2			36,5
G <sub>2,3,4</sub>	1	2,5	1,75		8,7	20,1	1,75		8,7	20,1
H <sub>6,7</sub>	1	3,1	2,17		13,5	16,1		2,79	14,4	19,4
	2	5,4	3,78			28		4,86		33,75

3 ~ Ferrailage des poteaux 3-1 ~ Armatures longitudinales

Soll.	SP <sub>1</sub>				SP <sub>2</sub> N <sup>min</sup> M <sup>cor</sup>				SP <sub>2</sub> N <sup>max</sup> M <sup>cor</sup>				SP <sub>2</sub> M <sup>max</sup> N <sup>cor</sup>			
	trans.		diagonal		transversal		diagonal		trans.		diago.		trans.		diago.	
dir.	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
N	6715	17763	3937	5763	1872	3082	1015	1296	8549	22838	6385	9741	8549	22838	13735	9741
M	4753	3693	1388	524	1622	12441	25759	5915	10114	17462	29449	7806	10114	17462	30940	7806
e <sub>0</sub>	0,708	0,208	0,353	0,091	0,866	4,037	25,37	4,563	1,183	0,765	4,61	0,801	1,183	0,765	22,5	0,801
Soll.	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc	SPc
$\bar{\sigma}_b'$	162	162	162	162	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243
f	0,833	0,333	0,553	0,291	0,991	4,162	25,57	4,763	1,308	0,89	4,81	1,001	1,308	0,89	22,73	1,001
$\Omega$	5594	5915	2177	1677	1855	12126	25961	6174	11182	20326	30750	9750	11182	20326	31178	9750
$\mu$	0,066	0,0704	0,0164	0,027	0,0147	0,1011	0,1308	0,0311	0,0887	0,1613	0,1549	0,0491	0,0887	0,1613	0,1571	0,0491
$\varepsilon$	0,8938	0,8913	0,9134	0,9498	0,9462	0,8733	0,8599	0,924	0,8801	0,8483	0,8507	0,9067	0,8801	0,8483	0,8499	0,9067
k	32,1	31	73	84,5	78	24,5	20,7	31,3	26,7	17,9	18,5	38,6	26,7	17,9	18,3	38,6
$\sigma_b'$	87,2	90,3	32,3	33,1	53,8	171,4	202,9	134,2	157,3	234,6	227	108,8	157,3	234,6	229,5	108,8
APs	7,45	7,9	1,83	1,4	1,56	11,66	15,97	3,53	10,08	19,02	19,12	5,69	10,08	19,02	10,4	5,69
APc	5,05	1,56	0,42	<0	1,11	10,93	15,7	3,22	8,04	13,58	17,6	3,37	8,04	13,58	10,08	3,37

75

sens transversal b=50; h<sub>t</sub>=35  
sens diagonal b=35; h<sub>t</sub>=50

poteaux { A, H }<sub>6,7</sub>

Trans.  $b = 40$   
 Long.  $b = 80$   
 $b = 80$   
 $b = 35$   
 Diagonal.  $b = 80$   
 $b = 80$

	SP1				SP2				SP2				SP2						
	Trans.	Long.	Diagonal		Trans.	Long	Diagonal		Transver.	Long	Diagonal		Transver.	Long	Diagonal				
Afc	2812	L0	091	L0	6105	2109	1094	006	048	2215	L0	1629	198	L0	2215	198	3128	L0	
APs	3416	118	080	1108	2118	1119	008	008	041	2813	419	1812	169	143	2813	8186	1812	3119	143
σ2	153	4518	141	1012	1005	4518	1118	05	299	1013	009	1518	619	2214	1013	0918	1518	5814	2214
k	1813	2410	19	118	5110	369	120	150	110	215	1912	2213	690	0910	215	1614	2213	415	09
E	08499	09938	80798	06690	09120	09275	09091	09690	09908	0890	09189	08818	09380	19569	0890	09144	08818	09122	09561
A	01579	00521	14041	00046	00402	00281	00939	00994	14004	01295	00365	00861	01018	56095	01295	00445	00861	01012	00995
OB	66329	22201	099	2542	07299	14981	14782	0845	-2270	77827	1001	23629	10914	5229	77827	25525	29623	19864	5229
F	2192	092	056	121	112	142	209	209	14129	0	013	215	214	094	0	088	215	231	0164
ill	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590	590
eo	2124	0124	011	089	1169	044	1124	007	-1419	2195	0124	0124	0124	0124	0124	0124	0124	0124	0124
M	54564	6450	55812	1809	22553	12069	1426	1910	2325	98847	6409	22395	6089	2513	98847	15538	22395	6999	2512
N	21314	05808	7554	1010	13590	15469	3344	1819	-159	25942	38985	8118	1604	7799	25942	29006	8118	-105	7799

## 1.1. Calcul des armatures minimales:

Armatures longitudinales minimales CCBA68 art. 32,2

$$SPE : A_l^{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{sm}}{\bar{\sigma}_{b0}} \cdot B \quad \bar{\sigma}_{sm} = \frac{N}{b \cdot y_1}$$

$$y_1 = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} \cdot h$$

SEC. et C.S

$$A_l^{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} \quad \bar{\sigma}'_{sm} = \frac{N}{B}$$

Pot.	Sens	Niv	salle	N	$\bar{\sigma}'_b$	$y_1$	$\bar{\sigma}'_{sm}$	$\theta_2$	$A_l^{min}$
{B, G} 1,5 $\theta_1 = 1,8$	trans.	2	SPC	25316,5	146,6	33	19,18	4,6	11,8
		1	SPC	39986,6	75,7	21,64	46,2	4,03	25
	long.	2	SPC	1357,1	19,7	3,34	5,08	3,8	2,6
		-	-	-	-	-	-	-	-
{C, D, E, F} 1,5 $\theta_1 = 1,4$	trans.	2	SPC	26240	155	34	19,29	4,6	7,65
		1	SPC	37037	80	22,5	41,15	3,64	15,63
	long.	2	SPC	3115,8	20	3,39	11,49	3,8	4,56
{A, H} 6,7 $\theta_1 = 1,8$	trans.	2	SPC	6714,9	87,3	9,55	14,06	3,91	4,03
		1	SPC	17762,8	90,3	9,78	36,32	3,71	9,89
	long.	2	SPC	3936,6	38,3	7,66	14,68	4,74	5,11
		1	SPC	5763,4	33,1	6,78	24,29	4,49	8
{B, C, D, E, F, G} 2,3,4 $\theta_1 = 1$	trans.	1	SEC	27169,6	81	-	30,19	4,21	2,66
		-	-	-	-	-	-	-	-
	long.	-	-	-	-	-	-	-	-

## 1.2. Armatures minimales et maximales (RBA81)

$A_{min} = 1\%$  de la section du béton en zone II.

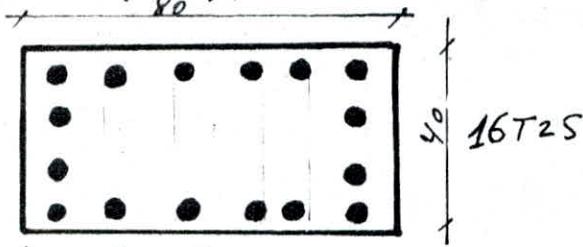
$A_{max} = 4\%$  de la section du béton.

$$\{B, C, D, E, F, G\}_{1,5} \quad A_{min} = 32 \text{ cm}^2 \quad A_{max} = 128 \text{ cm}^2$$

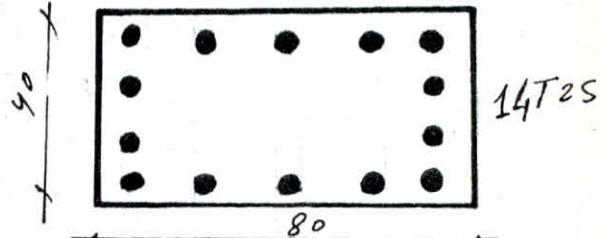
$$\{B, C, D, E, F, G\}_{2,3,4} \quad A_{min} = 9 \text{ cm}^2 \quad A_{max} = 36 \text{ cm}^2$$

$$\{A, H\}_{6,7} \quad A_{min} = 17,5 \text{ cm}^2 \quad A_{max} = 70 \text{ cm}^2$$

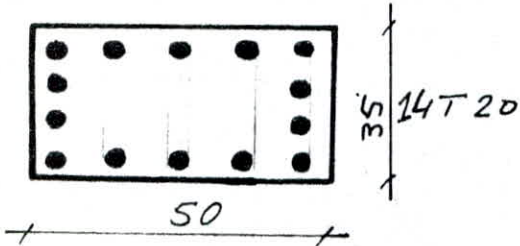
Poteaux {B, G} 1,5



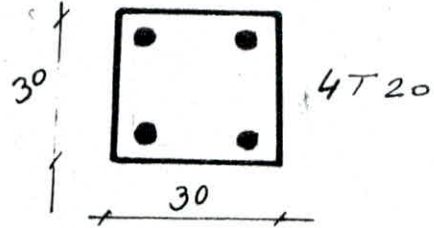
Poteaux {C, D, E, F} 1,5



Poteaux {A, H} 6,7



Poteaux {B, C, D, E, F, G} 2,3,4



### 3.2. Armatures Transversales:

- Verification au seisme:

Les armatures transversales doivent être capables de reprendre les efforts tranchants dus au seisme.

#### 2.1. Espacements des armatures transversales:

$$S = \frac{A_t \cdot \sigma_{st}}{T} \quad \bar{S} = \text{Max} \left\{ 0,2h; \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_{st}}{\sigma_b}\right) h \right\}$$

- Sens transversal: T: effort dû au seisme.

Poteaux	T <sub>max</sub> kg	A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> kg/cm <sup>2</sup>	h cm	S <sub>cm</sub>	̄S <sub>cm</sub>	SRPA
{A, H} <sup>(2)</sup> <sub>6,7</sub>	1893,5	6 φ 10 4,71	1,4	30	104,3	28,2	15
{A, H} <sup>(1)</sup> <sub>6,7</sub>	6058,5	6 φ 10 4,71	4,6	30	32,6	24	"
{B, G} <sup>(2)</sup> <sub>1,5</sub>	5927,5	4 φ 10 3,14	2,2	75	55,6	67,9	"
{B, G} <sup>(1)</sup> <sub>1,5</sub>	11272,2	4 φ 10 3,14	4,3	75	29,2	61	"
{C, D, E, F} <sup>(2)</sup> <sub>1,5</sub>	4405	4 φ 10	1,7	75	74,8	69,5	"
{C, D, E, F} <sup>(1)</sup> <sub>1,5</sub>	21271,4	4 φ 10	8,1	75	15,5	49	"
{B, ... G} <sup>(2)</sup> <sub>2,3,4</sub>	1134	2 φ 10 1,57	1,54	28	54,3	26	15

Zone de recouvrement "espacement des armatures".

Pour φl = 25 mm.

$$\nu \geq 3, \quad \nu \geq 0,4 \frac{\phi l^2}{\phi t^2}, \quad \frac{\sigma_{st}}{\sigma_b} = 4,2$$

5 cours d'armatures transversales disposées sur la zone de recouvrement sur une longueur l<sub>rv</sub>, 50. φ = 125 cm soit l<sub>rv</sub> = 130 cm

Pour φl = 20 mm  $\nu \geq 3, \quad \nu \geq 0,4 \frac{\phi l^2}{\phi t^2}, \quad \frac{\sigma_{st}}{\sigma_b} = 2,8$ . 3 cours d'armatures transversales sur une longueur l<sub>rv</sub> = 100 cm.

- sens longitudinal :

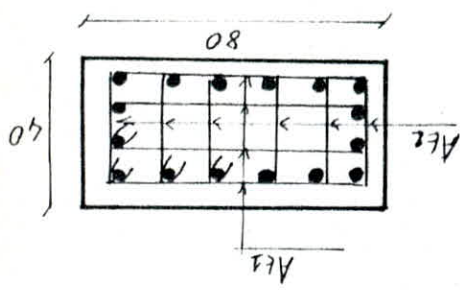
Poteaux	Tmax kg	At cm <sup>2</sup>	R cm	E b <sub>15%</sub>	S cm	S <sub>SRPA</sub>
{A,H} 6,7 (2)	13984,8	4φ10 <sup>3,14</sup>	4,5	10,1	14,1	25,5
{A,H} 6,7 (1)	1674,9	4φ10	4,2	11,1	12,7	"
{B,G} 1,5 (2)	8877,7	6φ10	3,6	29,6	29,6	"
{C,D,E,F} 4,5 (2)	1150,7	6φ10 <sup>4,71</sup>	4,5	20,7	20,7	"
{B,G} 1,5 (1)	1134	2φ10 <sup>3,14</sup>	4,5	26	26,2	"

On adopte S = 10 cm pour les poteaux {B,G,D,E,F,G} 2,3,4  
 S = 15 cm pour les autres

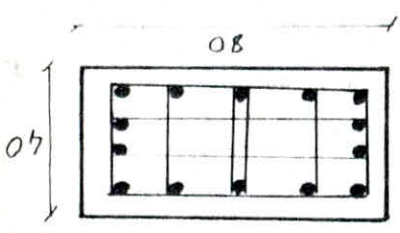
4 ~ vérifications :  
 a ~ pourcentages d'armatures transversales

- poteaux {B,G} 1,5  $f_{ot} = \frac{b_f}{A_t}$

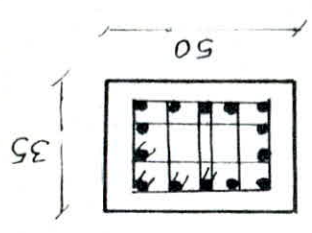
t = 15 cm  
 A<sub>t1</sub> = 4φ10 = 3,14 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>t2</sub> = 6φ10 = 4,71 cm<sup>2</sup>  
 f<sub>at</sub> = 0,52% > 0,4%  
 f<sub>at2</sub> = 0,4% > 0,4%



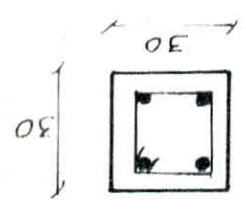
- poteaux {C,D,E,F} 1,5  
 t = 15 cm  
 A<sub>t1</sub> = 4φ10 = 3,14 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>t2</sub> = 6φ10 = 4,71 cm<sup>2</sup>  
 f<sub>at1</sub> = 0,52% ; f<sub>at2</sub> = 0,4% > 0,4%



- poteaux {A,H} 6,7  
 t = 15  
 A<sub>t1</sub> = 4φ10 = 3,14 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>t2</sub> = 6φ10 = 4,71 cm<sup>2</sup>  
 f<sub>at1</sub> = 0,6% > 0,4%  
 f<sub>at2</sub> = 0,63% > 0,4%



- poteaux {B,C} 2,3,4  
 t = 10 cm  
 A<sub>t</sub> = 2φ10 = 1,57 cm<sup>2</sup>  
 f<sub>at</sub> = 0,52% > 0,4%



b.v. Verification a' l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{nT}{b \cdot z}, \quad \bar{\tau}_b = 0,15 \bar{\sigma}_{28}, \quad \bar{\tau}_b = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

Poteaux	T <sub>max</sub> Kg	l	n	h	b	z
{A.H}^y_{6,7} (2)	1893,5	17,9	2	30	50	2,88
{A.H}^x_{6,7} (2)	13984,8	21,6	"	45	35	20,3
{A.H}^y_{6,7} (1)	6058,5	16,1	"	30	50	9,2
{A.H}^x_{6,7} (1)	1674,8	19,4	"	45	35	2,4
{B.G}^y_{1,5} (2)	5927,5	13,5	3	75	40	6,8
{B.G}^x_{1,5} (2)	8877,7	21	2	35	80	7,2
{B.G}^y_{1,5} (1)	11272,2	9,7	3	75	40	12,9
{C.D.E.F}^y_{1,5} (2)	4405	16	2	"	"	3,3
{C.D.E.F}^x_{1,5} (2)	11150,6	24,9	2	35	80	9,1
{C.D.E.F}^y_{1,5} (1)	21271,4	9,7	3	75	40	24,3
{B...G}^y_{2,3,4}	1134	20,1	2	28	30	3,1

verifiée

5. Remarque: Longrines

Les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2-3-3. RPA). Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 1/15 (pour les terrains de consistance de la plus grande charge verticale.

$$N^{max} = 45272,8 \text{ Kg.} \quad N = \frac{N^{max}}{15} = 3018,2 \text{ Kg.}$$

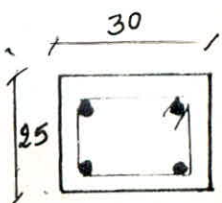
on prendra des longrines (25x30)

En compression:  $\sigma_b = 4,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad A^p < 0$

En traction:  $A_p \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité:  $A \geq 0,77 \text{ cm}^2$

on prendra 4 T 14 (6,16 cm<sup>2</sup>)





IX

**ETUDE**

**DES VOILES**

**PÉRIPHÉRIQUES**



# ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUES

## 1. Vue en plan.

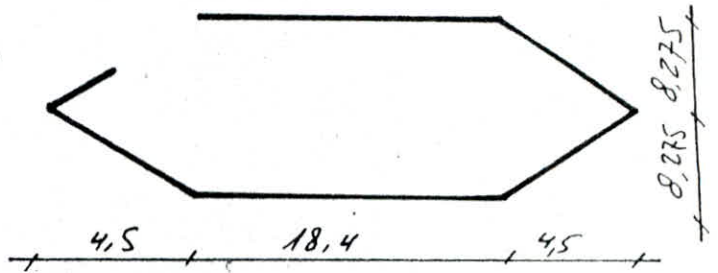
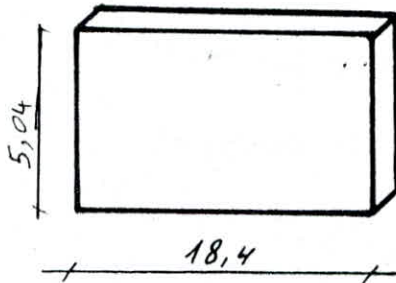
Ces voiles sont fondés et montent des fondations jusqu'au niveau du RDC.

pour nos calculs, nous

negligerons la section des poteaux qui sont encastrés dans les voiles et gardons le ferrailage calculé précédemment.

Les voiles reprendront donc tous les efforts horizontaux et verticaux

## 2. Vue en élévation:



## 3. Centre de masse des voiles:

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \quad , \quad x_G = 1,64 \text{ m} \quad y_G = -0,6 \text{ m}$$

## Centre de torsion:

$$x_C = \frac{\sum (I_x \cdot x)}{\sum I_x} \quad y_C = \frac{\sum (I_y \cdot y)}{\sum I_y} \quad , \quad x_C = 3,75 \text{ m} \quad y_C = -0,07 \text{ m}$$

## 4. Excentricité:

$$e_x = \max \left\{ 5\% L; |x_C - x_G| \right\} \quad e_y = \max \left\{ 5\% L; |y_C - y_G| \right\}$$

$$L = \max \{ l_x, l_y \} \quad L = 27 \text{ m}$$

$$\begin{cases} 0,05 \cdot L = 1,35 \text{ m} \\ |x_C - x_G| = 2,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_x = 2,1 \text{ m}$$

$$\begin{cases} 0,05 L = 1,35 \text{ m} \\ |y_C - y_G| = 0,53 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_y = 1,35 \text{ m}$$

## 5. Efforts tranchants appliqués à chaque voile:

$$\text{sens } x: V_{ix} = \frac{V_{ix} \cdot I_y}{\sum I_y} + \frac{V_{ix} \cdot I_y}{I_0}$$

$I_0$ : inertie de torsion (polaire)

$$\text{sens } y: V_{iy} = \frac{V_{iy} \cdot I_x}{\sum I_x} + \frac{V_{iy} \cdot I_x}{I_0}$$

5.1. Moments d'inerties:

Moments	$I_{y_{1,5}}$	$I_{J,K,L}$	$I_{J,K,L x}$	$I_{J,K,L y}$	$I_{\theta}$
voiles	129,8	18	13,5	4,5	22563,6

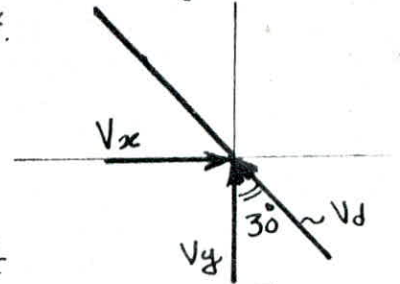
5.2. Effort tranchant dans les refends longitudinaux, transversaux:

eff. des voiles	$V_x (t)$	$V_y (t)$	$\sum I_{x_m^4}$	$\sum I_{y_m^4}$	$V_{x_{1,5}} (t)$	$V_{x_{J,K,L}}$	$V_{x_{J,K,L}}^{(e)}$
-	125,68	125,68	40,5	273,1	60,71	2,1	42,05

5.3. Effort tranchant dans les refends diagonaux:

Cet effort est la projection du max de  $\{V_x, V_y\}$

$$V_{d_{J,K,L}} = V_y \cdot \cos 30^\circ = 36,42 t.$$



5.4. Sollicitations dans les voiles:

Les charges verticales qui engendreront l'effort normal dans les voiles sont l'ensemble des charges permanentes  $G$  du RDC revenant à chacun des voiles, ainsi que des surcharges d'exploitation et enfin du poids du voile lui-même, s'ajoute à tout ceux-ci le poids des murs extérieurs revenant à chaque voile.

voiles	$N$	plancher sous sol	Murs	$N_G$	$N_P$	$N_G + 1,2N_P$
1	57960	131376	36207,5	225543,5	77280	318279,5
S	"	"	"	"	"	"
J	30019,5	32130	14838,2	76987,7	18900	99667,7
K	"	16065	19774,7	65859,2	9450	77199,2
L	"	"	"	"	"	"

Le moment dans chaque voile est engendré par l'effort tranchant venant du RDC et reparti sur chaque voile.

voile	$T$	$h$	$M$
1,5	60710	5,04	305978,4
J,K,L	36420	"	183556,8

6. Sollicitations dues aux poussées des terres:

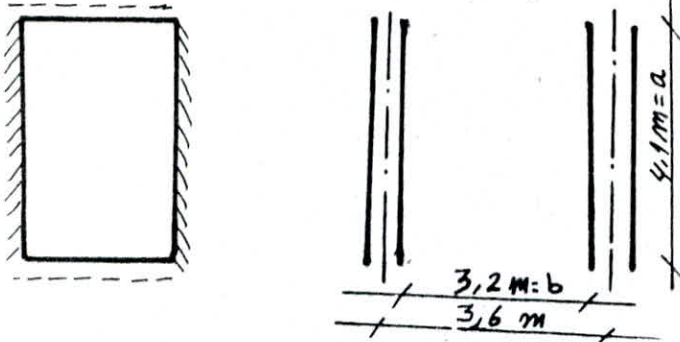
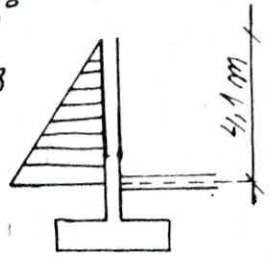
a. voiles: 1,5

$\sigma = K_a \cdot \gamma H$ .  $\sigma = 2596,6 \text{ Kg/m}^2$

$\varphi = 30^\circ$   
 $K_a = 1/3$

remblai  $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$

Le voile sera calculé comme une dalle appuyée sur 2 cotés et encastree sur les deux autres avec une charge triangulaire.



$a < b$   
 $\frac{a}{b} = 1,3$

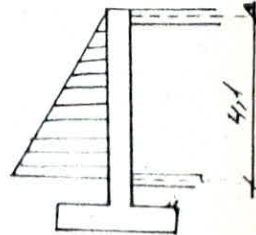
$x = \frac{a}{2}; y = 0 \rightarrow \beta_2 = 0,039$   
 $x = a/2; y = b/2 \rightarrow \beta = 0,079$   
 $x = a/2; y = 0 \rightarrow \beta_1 = 0,02$   
 $M_x = \beta_1 \cdot \sigma \cdot b^2$ .  $M_y = \beta_2 \cdot \sigma \cdot b^2$ .  $M_{oy} = \beta \cdot \sigma \cdot b^2$ .

Moments	$M_x$ (kgm/cml)	$M_y$ (kgm/cml)	$M_{oy}$ (kgm/cml)
Valeurs	265,9	518,5	1050,3

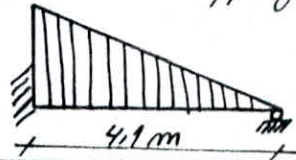
b. voile J:

$\sigma = 2596,6 \cdot \text{Kg/m}^2$

Dans ce cas le voile sera calculé comme une poutre d'1 m de largeur encastree d'un côté et appuyée simplement de l'autre côté.



$P = q \cdot l/2$   $M_{ec} = -Pl/7,5$   
 $M_t = Pl/16,8$



$q = 2596,6 \text{ kg/m}^2$

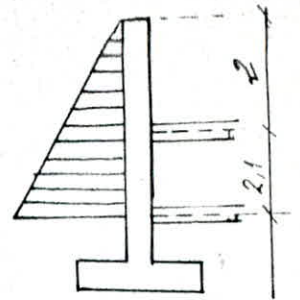
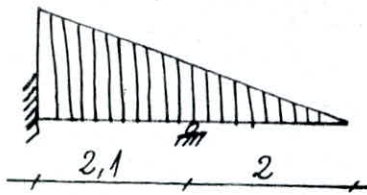
Sollicit.	P	Mec	Mt
valeurs	5330	2913,7	1300,8

c. voiles K, L:

$\sigma = 2596,6 \text{ kgm/ml}$ .

Dans ce cas le voile sera calculé comme une poutre encastree d'un côté et appuyée au milieu  $q = 2596,6 \text{ kg/ml}$ .

$M_{ec} = 3566,9 \text{ kgm/ml}$ .



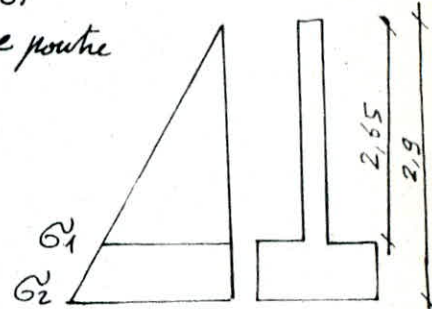
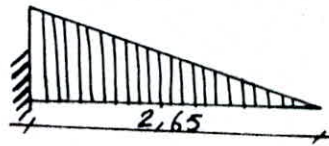
d. voile supportant l'escalier :

$$\sigma_1 = 1680 \text{ kg/m}^2, \quad \sigma_2 = 1836 \text{ kg/m}^2$$

Dans ce cas la voile sera calculé comme une poutre d'1 m de largeur en console.

$$q = 1680 \text{ kg/ml}$$

$$M_{ec} = -\frac{q l^2}{6} = -1966,3 \text{ kgm/ml.}$$

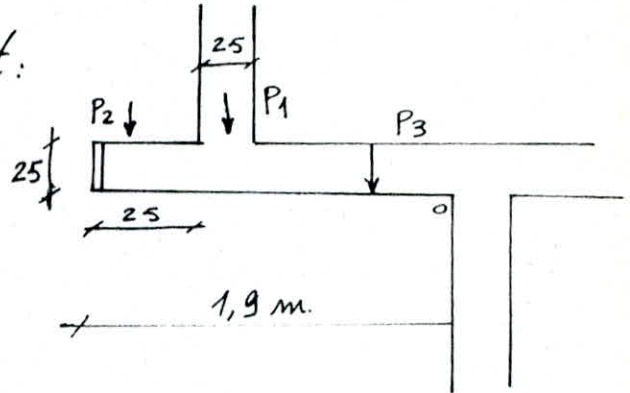


7. Verification au Renversement :

$$M_{oR} = \frac{q l^2}{6} \cdot q = 1836 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{oR} = 2573,5 \text{ kgm/ml.}$$

$\vec{M}_{oR}$  : moment de renversement dû à la poussée des terres.



Moment stabilisant :

$$P_1 = 1656,2 \text{ kg/ml}$$

$$M_{o1} = 2525,7 \text{ kgm/ml}$$

$$P_2 = 1258,7 \text{ "}$$

$$M_{o2} = 2234,3 \text{ "}$$

$$P_3 = 1187,5 \text{ "}$$

$$M_{o3} = 1128,1 \text{ "}$$

$$\rightarrow M_{o5} = 5888,1 \text{ "}$$

Coefficient de securité au renversement

$$F_{r2} = \frac{M_{o5}}{M_{oR}} = 2,29 > 1,5 \text{ ml n'ya pas de risque de renversement.}$$

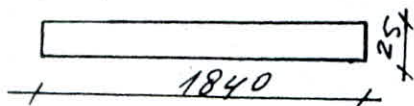
8. Ferrailage des voiles :

Le pourcentage imposé par le RPA 81 :

$$0,15 \% \text{ de la section si } \rho_b < 0,025 \sigma_{28}$$

$$0,25 \% \text{ " " " " } 0,025 \sigma_{28}' < \rho_b < 0,12 \sigma_{28}'$$

a. voile 1,5 :



$$\rho_b = 1,4 \cdot \frac{1,4T}{b \cdot h} \text{ (RPA 81)}$$

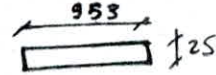
$$\rho_b = 0,025 \sigma_{28}' = 6,75$$

- Armatures verticales et Horizontales

efforts dûs	M $kg$	N $kg$	T $kg$	$\sigma_b$ $kg/cm^2$	$A_V$	$A_V' = A_V^{adapt}$
ch. verticales	305978,4	318279,5	60710	2,59	< 0	4 T 10/ml 3,14
effort dû	Mt $kg/m$	AV	Meac	A'V	$A_V^{RPA 81}$	
Poussée terre	1050,3	1,98	-518,5	0,96	1,88	

AH

- Armatures verticales et horizontales:



b - voile J -

efforts dûs	M	N	T	$\sigma_b$	$A_V$	$A_V = A_H^{adapt}$	$A_V'$ adopt.
ch. verticales	183556,8	99667,7	36420	3	< 0	4 T 10 3,14	4 T 16/ml 6,16
effort dû	Mt	AV	Meac	A'V	$A_V^{RPA}$	"	"
Poussée terre	1300,8	2,47	-2913,7	5,68	1,88	"	"

- Armatures transversales:

$\phi_D < 16 \rightarrow \phi_t = 5$

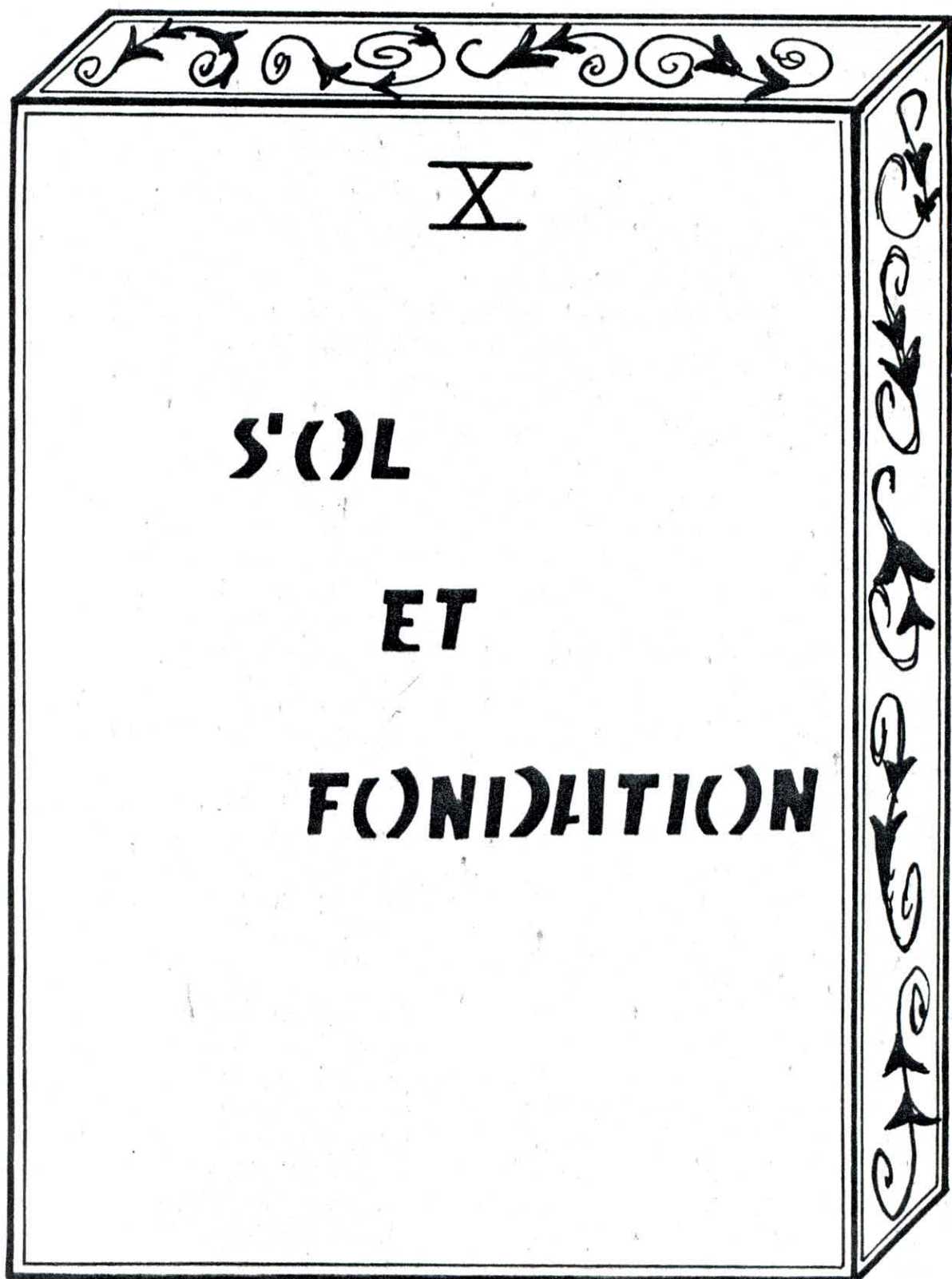
$t = 15 \phi_V = 15 \text{ cm}$

c - voiles: K, L:

effort dû	M	N	T	$\sigma_b$	$A_V$	$A_V = A_H$	$A_V'$ adopt.
ch. vertica.	183556,8	77199,2	36420	3	< 0	4 T 10 3,14	4 T 16/ml 8,04
effort dû	Meac	A'V	-	-	$A_V^{RPA}$	"	"
Poussée terre	-3566,9	7,01	-	-	1,88	"	"

d - voile supportant les escaliers:

effort dû	Meac	A'V	A'V adapt.	$A_H = A_V$ adapt.
Poussée des terre	-1966,3	3,77	4 T 12 4,52	4 T 10/ml



X

**S'OL**

**ET**

**FONIDATION**

## ETUDE DU SOL

### 1- Caractéristiques géologiques du terrain et topographiques:

Coordonnées Lambert:  $x = 323 \text{ Km}$  .  $y = 742 \text{ Km}$ ,  $z = 1054 \text{ Km}$ .

Le terrain se présente en forme de cuvette et présente une déclivité maximale de l'ordre de 5% avec ascendance orientée du N-O vers S-E

### 2- Reconnaissance du site:

Les coupes géologiques et les essais de pénétration dynamique nous ont permis d'établir une coupe du sol nous trouvons:

- Une couche de terre végétale et de remblai variant de 0 à 1 m.
- De l'argile limoneuse jaune à grise à concentration calcaire contenant des silex, des débris de coquilles récentes et des concrétions rougeâtre dont l'épaisseur est variable de 1 à 3 m
- Un substratum de marne bitumineuse similaire à des marnes rhétoises qui est souvent altérée en surface à cause de la couche supérieure qui, elle ayant une certaine perméabilité laisse passer les eaux d'infiltration et créer l'altération des marnes en surface. Les marnes sont des roches meubles dont les principaux minéraux sont des argiles et des carbonates de chaux. Les argiles sont de moins bonne qualité  
 $R_p = 25 \text{ bars}$  pour des profondeurs  $\approx 1,5 \text{ m}$ .

### 3- Identification et caractéristiques mécaniques (Complexe Argilo-limoneuse).

$\gamma_d = 1,46 \text{ t/m}^3$ ;  $\gamma_h = 1,88 \text{ t/m}^3$ ;  $w = 28,5\%$   $S_r = 91,5\%$ ;  $I_c = 1,3$

$\sigma_c = 2,4 \text{ kg/cm}^2$ ;  $C_c = 0,2$ ;  $C_g = 0,068$

$\varphi_{cu} = 0$ ;  $R_c = 1,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow C_u = \frac{R_c}{2} = 0,75 \text{ kg/cm}^2$

$\varphi_{cu} = 10^\circ$ ,  $C_{cu} = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\sigma_0 = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$

a- Pendant la construction ( $\varphi_u = 0$ ;  $C_u = 7,5 \text{ t/m}^3$ )

$\varphi_u = 0 \rightarrow N_8 = 0$  ;  $N_9 = 1$  ;  $N_c = 5,14$

(1)  $q_{ad} = 1,35 \text{ Kg/cm}^2$  . (2)  $q_{ad} = 1,77 \text{ Kg/cm}^2$

b- juste après la construction ( $\varphi_{cu} = 10^\circ$ ;  $C_{cu} = 4 \text{ t/m}^3$ )

$\varphi_{cu} = 10^\circ \rightarrow N_8 = 1$ ;  $N_9 = 2,49$  ;  $N_c = 8,45$

(1)  $q_{ad} = 1,29 \text{ Kg/cm}^2$  (2)  $q_{ad} = 1,63 \text{ Kg/cm}^2$ .

4.1- Capacité portante (contrainte admissible) de la marne bitumineuse:

Essais au penetromètre dynamique :

11 essais entrepris ont un triple but:

- Donner une idée de la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Donner le degré d'homogénéité du sous sol en détectant d'éventuelles anomalies (Cavernes, roches)
- Obtenir le niveau précis du 1<sup>er</sup> horizon dur rencontré.

D'après les diagrammes des 11 essais au penetromètre dynamique lourd, la résistance de pointe du substratum de marne bitumineuse est en moyenne  $95 \text{ Kg/cm}^2$  à une profondeur supérieure ou égale à 5 m.

$\bar{\sigma}_s = \frac{R_p}{25} = \frac{95}{25} = 3,8 \text{ Kg/cm}^2$ .

On prend un taux de travail du sol (marne bitumineuse) égal à  $3 \text{ Kg/cm}^2$ .

les essais de compressibilité oedométrique confirment, la surconsolidation de l'argile. L'argile laisse apparaître des petites fissures propres à la surconsolidation.

4.2- Identification et Caractéristiques Mécaniques (marne bitumineuse):

$\gamma_h = 1,68 \text{ t/m}^3$ ,  $\gamma_s = 2,8 \text{ t/m}^3$  ;  $w = 24\%$  ;  $S_r = 93,5\%$

$C_c = 0,09$  .  $\sigma_c = 3 \text{ Kg/cm}^2$   $R_p = 95 \text{ Kg/cm}^2$



Les essais de pénétromètre accusent des qualités bonne en général. L'essai de compressibilité effectué sur une maene altérée montrait une consolidation sous 3 bars au moins.

### 5. Exploitation des résultats.

On doit se baser sur les essais de cisaillement pour calculer une capacité portante et (un taux de travail) qui soient du côté de la sécurité car les essais de pénétrations conduisent à des valeurs trop optimistes (variables selon les saisons)

Pour les milieux cohérents, on doit faire une double vérification concernant la pression de poinçonnement admissible.

- Avant Consolidation ( $C_u, \varphi_u$ ).

- En fin de Consolidation ( $C_{cu}, \varphi_{cu}$ ).

Capacité portante (Contrainte admissible) de l'argile:

Un calcul basé sur les hypothèses suivantes:

Fondation sur semelle continue (1) et semelle isolée

Carrée (2). ancrée à une profondeur  $D = 1$  m;

la largeur de la semelle  $B = 1$  m.

$$(1) \quad Q_{ad} = \gamma D + \frac{B/2 \cdot \gamma N_s + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F}$$

$$(2) \quad Q_{ad} = \gamma D + \frac{B/4 \cdot \gamma N_s + \gamma D (N_q - 1) + 1,3 C N_c}{F}$$

## CALCUL DES FONDATIONS

Les fondations que nous allons calculer sont superficielles.  
 Nous avons deux types de semelles:

- Semelle filante sous voile.
- Semelle isolée sous poteau.

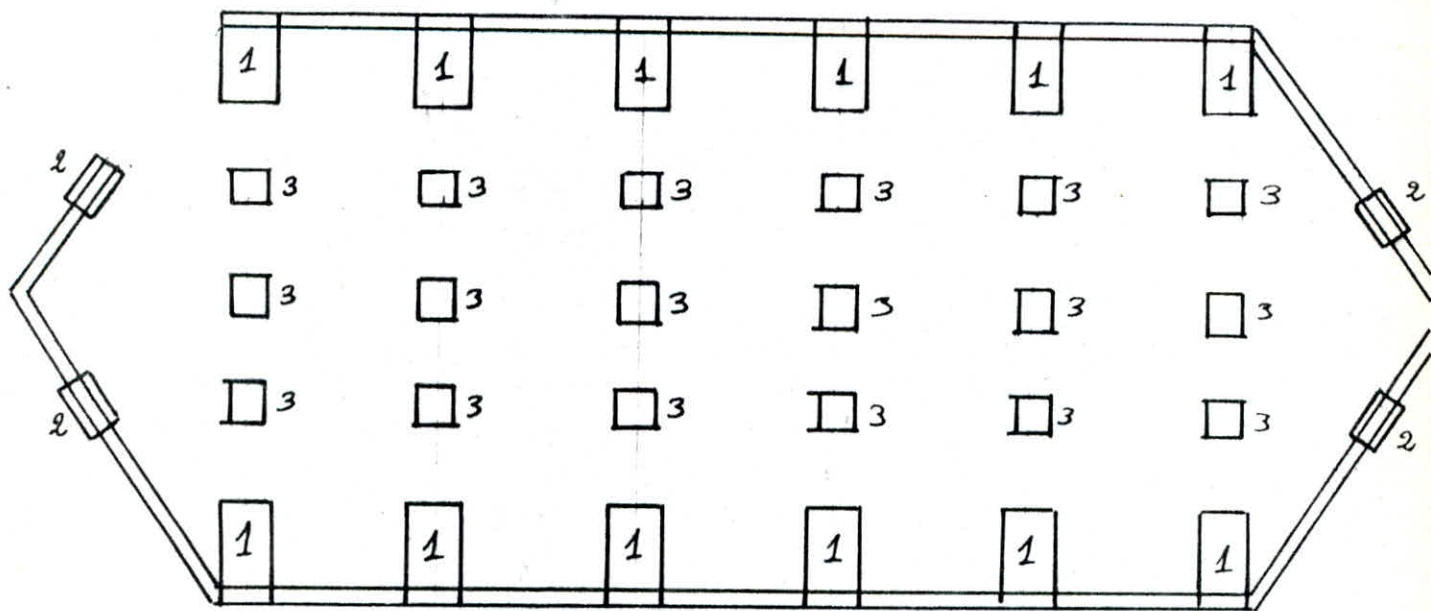
### 1.2. Choix des semelles.

Les semelles isolées ont été choisies, vu l'espacement suffisant entre les poteaux (80 cm minimum pour le travail d'un ouvrier respecté).

Le dimensionnement et le calcul de la semelle se fait sous SP1 et on vérifie la stabilité et les contraintes dans sol sous SP2. Pour le prédimensionnement, on supposera une variation trapézoïdale des contraintes afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.  
 on écrit:

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \bar{\sigma}_s \quad \bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad y = \frac{A}{4}$$

### 2. Vue en plan des fondations:



3.~ Semelle isolée 1:

3.1- Prédimensionnement sous SP1:

On prend  $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2$  (rapport de sol.) et on calcule, le  $\bar{\sigma}_s$  exacte une fois les dimensions de la Semelle sont connues.  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{80}{40} \Rightarrow A = 2B$

SP1:  $M = 7248,3 \text{ kgm.}$   $N = 47024,4 \text{ Kg}$   
 $\bar{\sigma}_s \geq \sigma \left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y.$   $S = A \cdot B = \frac{A^2}{2}$

$$I = \frac{BA^3}{12} = \frac{A^4}{24}, \quad y = \frac{A}{4}$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{2N}{A^2} + \frac{6M}{A^3}$$

$$A = 200 \text{ cm.} \quad ; \quad B = 100 \text{ cm.}$$

3.2- Vérification à la stabilité sous SP2.  $0,8G + \frac{SI}{SI}$

$$M = 29197,6 \text{ kgm.} \quad N = 26781,2 \text{ Kg.}$$

Poids des terres  $N_1 = 8(AB - ab)(D - h)$

Poids de la Semelle  $N_2 = 8BA(A \cdot B \cdot ht)$

$$N_1 = 14842,8 \text{ Kg.} \quad N_2 = 2 \cdot 10^3 \text{ Kg.} \quad N_{\text{tot}} = 43624$$

$$A \geq 4e = 4 \frac{M}{N} \quad A \geq 267 \text{ cm.} \quad \text{Non vérifiée.}$$

On prend  $A = 270 \text{ cm.}$   $B = 135 \text{ cm.}$

3.3- Vérification des contraintes du sol: sous  $G + P + \frac{SI}{SI}$

$$B \geq \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_s A} \cdot \left(1 + \frac{3e}{A}\right)$$

$$M = 36438,6 \quad N = 41444,1 \text{ Kg} \quad N_2 = 74655 \text{ Kg.}$$

$B \geq 94,8 \text{ cm}$  vérifiée.

Pour ne pas avoir à vérifier l'effort tranchant on prend:

$$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} \Rightarrow h = 47 \text{ cm.}$$

$$ht = 50 \text{ cm.}$$

3.4. CALCUL DE  $\bar{\sigma}_s$ :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma D + \rho \frac{\gamma N \gamma + \gamma D N \gamma - \gamma D' + (1 + 0,3 B/A) C N_c}{F}$$

ou

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\rho = \frac{B}{2(1 + B/A)} = B/3 \quad \gamma' = 0,9 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 0^\circ \rightarrow N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,14$$

$$C = 7,5 \text{ t/m}^2$$

$$D = 5,04 \text{ m}$$

$$D' = 0,9 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

## 3.5. Calcul DES CONTRAINTES DU SOL "SP1":

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \quad v = A/2$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 0,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,51 < \bar{\sigma}_s = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

## 3.6. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE:

On utilisera la méthode des bielles:

$$A_a = \frac{\varphi'(A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } \varphi' = \bar{\sigma}(A/4) \cdot B \cdot A$$

$$A_b = \frac{\varphi'(B-b)}{8 h \bar{\sigma}_a}$$

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

semelle	$\bar{\sigma}(A/4)$	$\varphi'$ kg	$h$ cm	$A_a$ cm	$A$ adop.	$A_b$	$A_b$ adap.
1	1,51	55039,5	47	9,93	9T12 10,17	5 cm <sup>2</sup>	10T8 5,02

a. Verification au Non poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_b}} = 34,7 \text{ cm. vérifiée.}$$

b. Verification à l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \varphi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 19,69$$

$$\text{sens } x \quad 1,2 \text{ cm} = \phi < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = 1,9 \text{ cm}$$

$$\text{sens } y \quad 0,9 \text{ cm} = \phi < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} B = 0,95 \text{ cm}$$

$$\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A$$

Pas de crochets

On n'a pas besoin des crochets.

## 4. SEMELLE ISOLÉE 2:

$$1. \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

$$A = 1,43 B$$

$$M = 1846,4 \text{ kgm}$$

$$N = 27244,9 \text{ kg. SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \bar{\sigma}(A/4) = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \rightarrow A = 130 \text{ cm} \quad B = 90 \text{ cm.}$$

2. Verification à la stabilité "sous SP2":

$$M = 13852,8 \text{ kgm.}$$

$$N = 25225,1 \text{ kg.}$$

$$N_1 = 8828,6 \text{ kg.}$$

$$N_2 = 1170 \text{ kg.}$$

$$N_3 = 35223,7 \text{ kg.}$$

$B \geq 120 \text{ cm}$  . vérifiée.

$$R \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} \rightarrow h = 27 \text{ cm} \quad R_{ht} = 30 \text{ cm.}$$

3. v. Calcul de  $\bar{\sigma}_s$ :

$$\bar{\sigma}_s = 2,8 \text{ kg/cm}^2.$$

4. v. Calcul des contraintes du sol: "SP1":

$$\sigma_1 = 1,78 \quad \sigma_2 = 1,06 \quad \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$$

5. v. ferrailage de la semelle:

Semelle	$\sigma(A/4)$	$P'_{1kg}$	$h$ cm	$A_a$ cm	$A_a$ adapt.	$A_b$	$A_b$ adapt.
2	1,6	30720	27	5,59	8T10 <sub>6,28</sub>	4,32	9T84,52

a. v. Vérification au non poinçonnement:

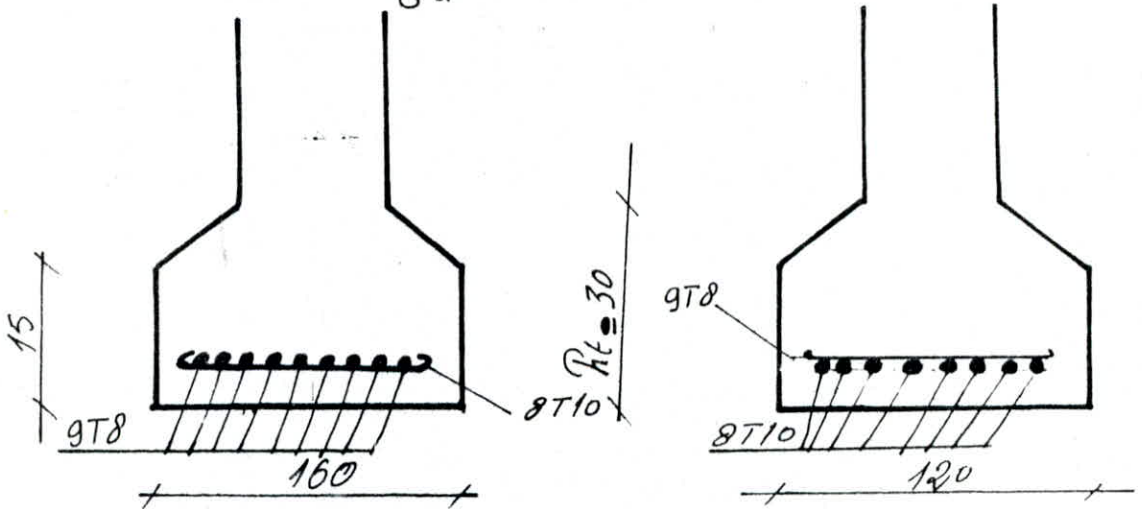
$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{bo}}} = 26,4 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

b. v. Vérification à l'adhérence:

sens x  $1 \text{ cm} = \phi < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = 1,12 \text{ cm.}$

sens y  $98 \text{ cm} = \phi < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = 0,84 \text{ cm.}$

} Pas de crochets



5. v. semelle 3 :

1.  $M = 503,2 \text{ Kgm.}$

$N = 25985 \text{ Kg.}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad A = B$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \sigma(A/4) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} = B = A \rightarrow A = B = 110 \text{ cm.}$$

2. ~ Calcul des contraintes du sol (SP1):

$$\bar{\sigma}_1 = 2,37 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 (A/4) = 2,26 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

3. ~ Ferrailage de la semelle:

Semelle	$\bar{\sigma} (A/4)$	$\Phi \text{ kg}$	$h \text{ cm}$	$A_a \text{ cm}^2$	$A_a \text{ adapt.}$	$A_b \text{ cm}^2$	$A_b \text{ adapt.}$
3	2,26	27346	27	3,62	5T10 3,92	3,62	5T10 3,92

a. ~ Verification au non poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{bo}}} = 25,8 \text{ cm} \quad \text{verifiée.}$$

b. ~ Verification à l'adhérence:

Sens  $x=y$   $1 \text{ cm} = \phi \times \frac{\sqrt{2}d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = 0,77$  on prévoit des crochets

6. ~ Semelle filante sous voile:

1.  $M=0$   $N=17297,8 \text{ Kg/ml.}$

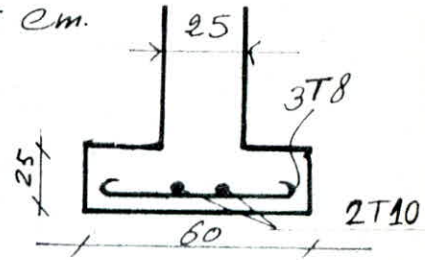
$$B = \frac{N}{1 \cdot \bar{\sigma}_s} \quad B = 57,6 \text{ cm} \quad \text{soit } B = 60 \text{ cm.}$$

$$h_t = 25 \text{ cm.}$$

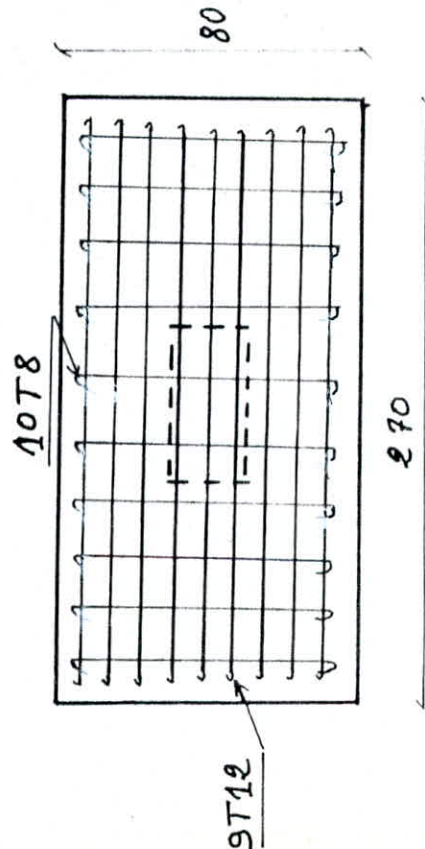
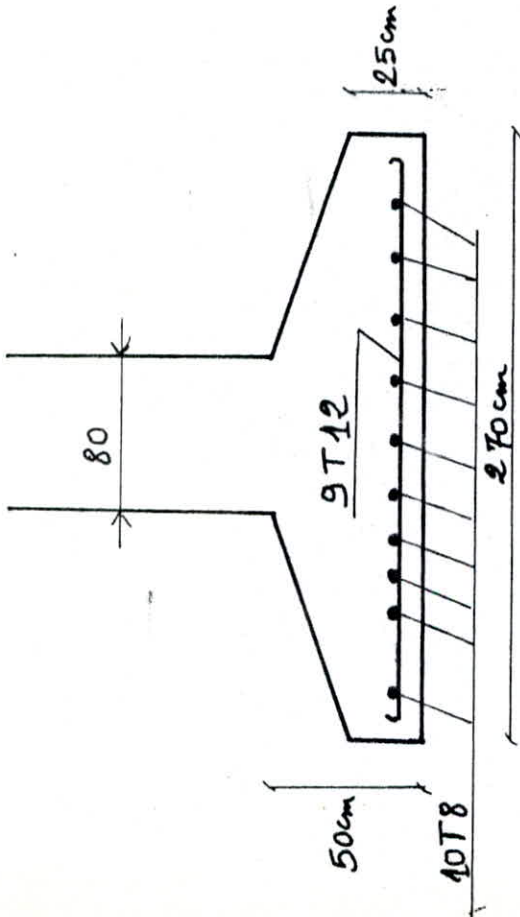
2. ~ Ferrailage:

$$A = \frac{\Phi(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a}$$

$$A = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T8. (1,5).$$



Semelle 1



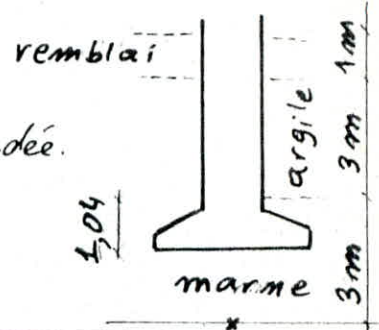
## TASSEMENTS

1. ~ Semelle 1:

Remblai  $\gamma_h = 1,6 \text{ t/m}^3$   
 Argile  $\gamma_h = 1,9 \text{ t/m}^3$   $\gamma_d = 1,46 \text{ t/m}^3$   $sf = 91,5\%$   $w = 28,5\%$   
 Marnes lutumineuses  $\gamma_h = 1,68 \text{ t/m}^3$   $\gamma_s = 2,8 \text{ t/m}^3$   $sf = 93,5\%$   $w = 24\%$

$$G_c = 3 \text{ Kg/cm}^2 \quad C_c = 0,09$$

$0,05 < C_c < 0,1$  sol peu compressible



1.1. ~ Cassement d'une marnes normalement consolidée.

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$$

$\sigma'_0$ : appliquée à mi-hauteur de la couche

semelle	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_0$ $\text{kg/cm}^2$	$\rho$ $\text{kg/cm}^3$	$I = \Delta \sigma / \rho$	$\Delta \sigma$ $\text{kg/cm}^2$	$h$ $\text{cm}$	$\Delta h_{nc}$
1	1,07	0,09	1,074	2,076	0,248	0,515	600	4,4 $\text{cm}$

1.2. ~ Cassement d'une marnes surconsolidée:

Si  $\Delta \sigma < 0,5 (\sigma'_c - \sigma'_0)$   $\frac{\Delta h_{nc}}{10} < \Delta h_{sc} < \frac{\Delta h_{nc}}{4}$   
 $0,44 < \Delta h_{sc} < 1,1$   $\Delta h_{sc} = 0,7 \text{ cm} < \bar{\Delta h} = 5 \text{ cm}$

2. ~ Semelle 2:

semelle	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_0$	$\rho$	$I$	$\Delta \sigma$	$h$	$\Delta h_{nc}$
2	1,07	0,09	1,074	2,33	0,14	0,326	600	3 $\text{cm}$

$$0,3 < \Delta h_{sc} < 0,75 \text{ cm} \quad \Delta h_{sc} = 0,4 \text{ cm} < \bar{\Delta h} = 5 \text{ cm}$$

3. ~ Semelle 3:

semelle	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_0$	$\rho$	$I$	$\Delta \sigma$	$h$	$\Delta h_{nc}$
3	1,07	0,09	1,074	2,4	0,14	0,336	600	3,08

$$0,308 < \Delta h_{sc} < 0,7513 \quad \Delta h_{sc} = 0,4 \text{ cm} < \bar{\Delta h}$$

4. ~ Semelle filante:

semelle	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_0$	$\rho$	$I$	$\Delta \sigma$	$h$	$\Delta h_{nc}$
filante	1,07	0,09	1,074	2,88	0,09	0,26	600	2,46

$$0,246 < \Delta h_{sc} < 0,41 \quad \Delta h_{sc} = 0,3 \text{ cm} < \bar{\Delta h}$$

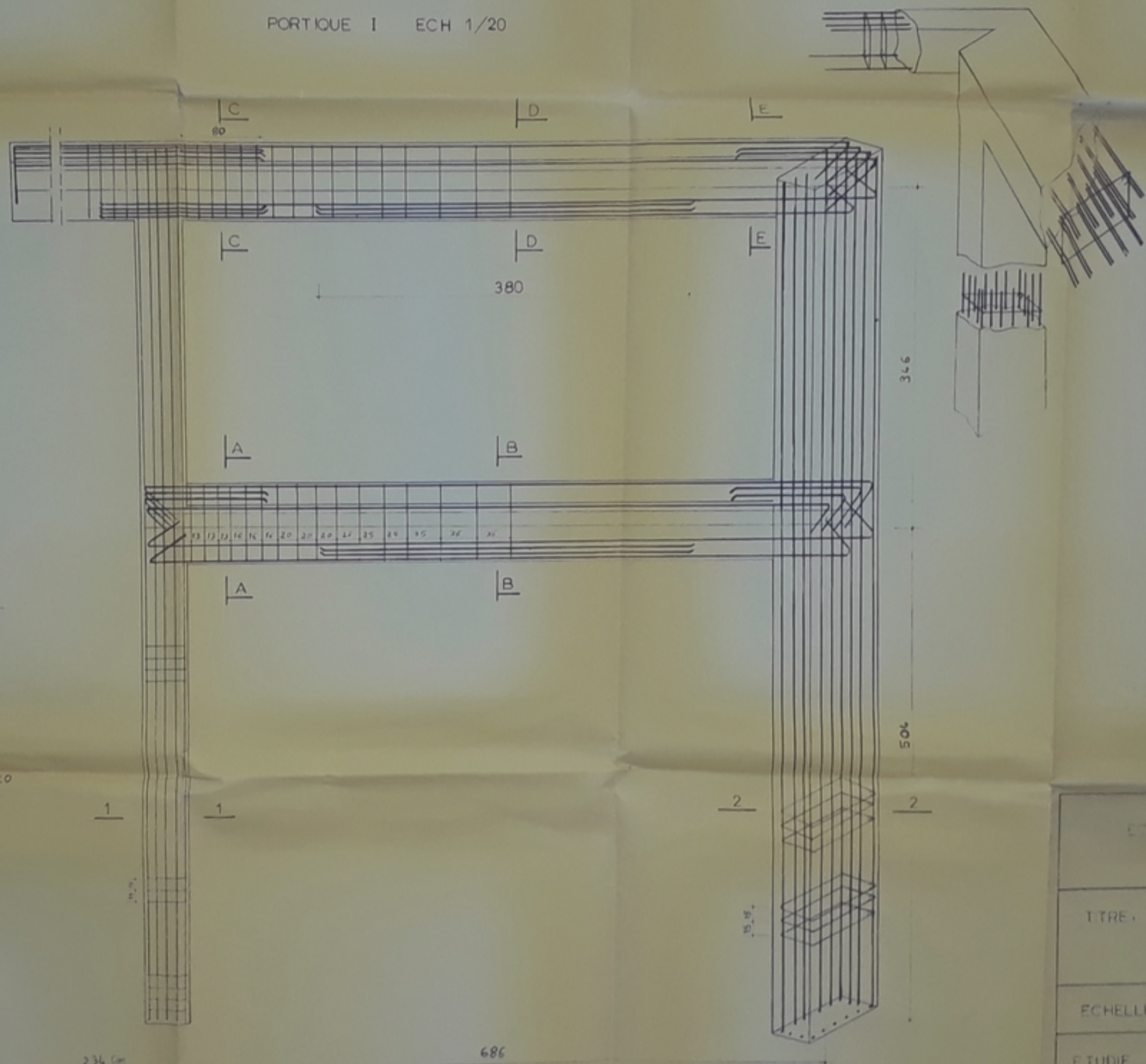
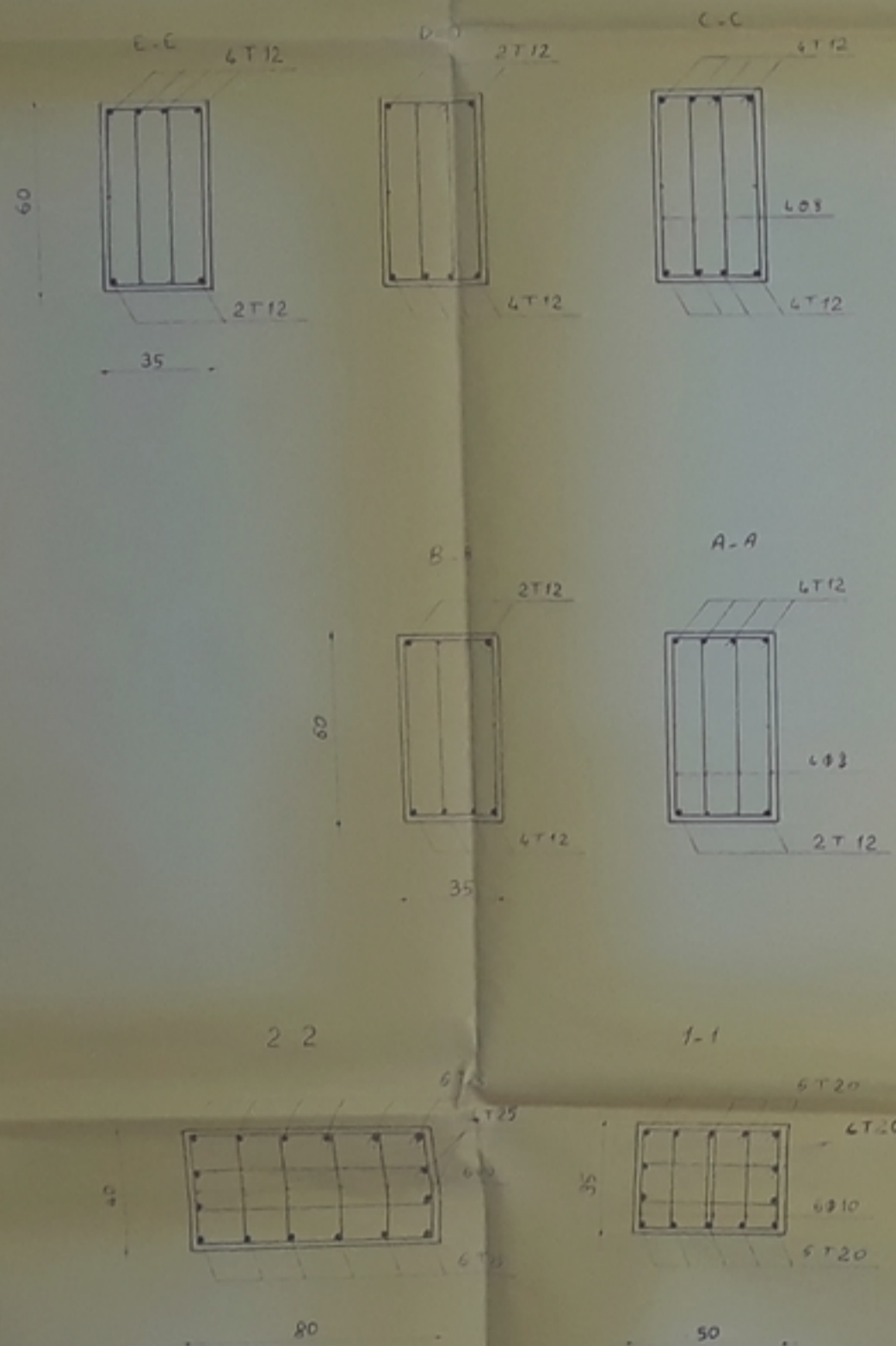
## BIBLIOGRAPHIE

- Calcul des ossatures en B.A.  
Cours de B.A. tome II  
Traité de B.A. tome 4  
Méthode de CROSS  
calcul pratique de mécanique des  
sols T1. et T2.  
calcul et vérification des ouvrages en B.A.  
fondations et soutènements  
Tables pour le calcul des dalles et parois  
C.C.B.A. 68  
R.P.A. 81  
P.S. 69  
N.V. 65  
Aide mémoire R.D.M.  
Aide mémoire B.A.  
Cours de R.D.M. III.
- Dr. Fuentes  
M. Belazougui  
Dr. GUERRIN.  
P. CHARON.  
G. SANGLERAT.  
P. CHARON  
J. PUTATI  
R. BARES  
HAFIDI.



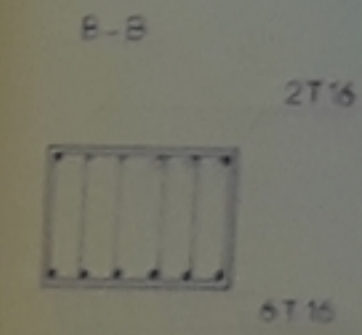
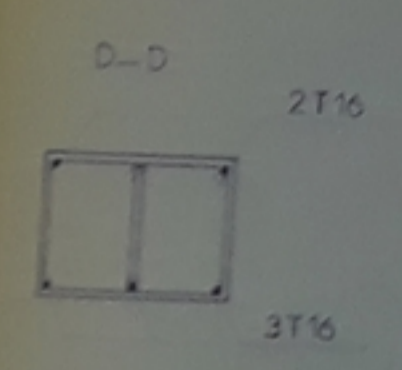
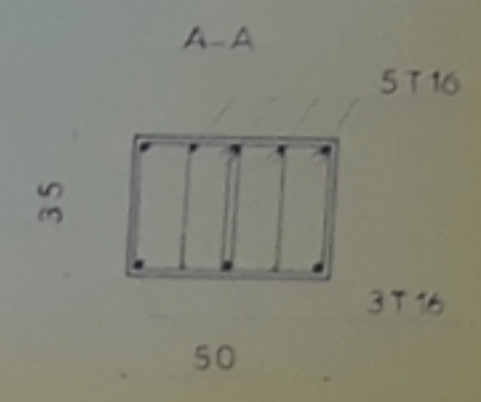
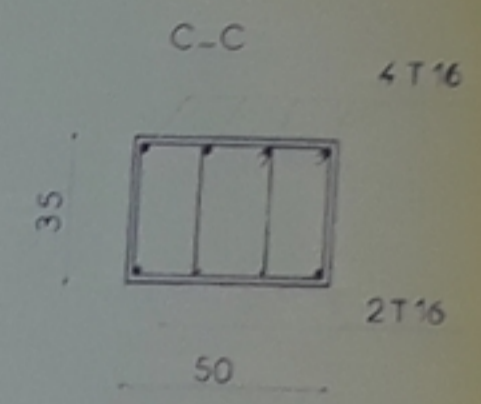
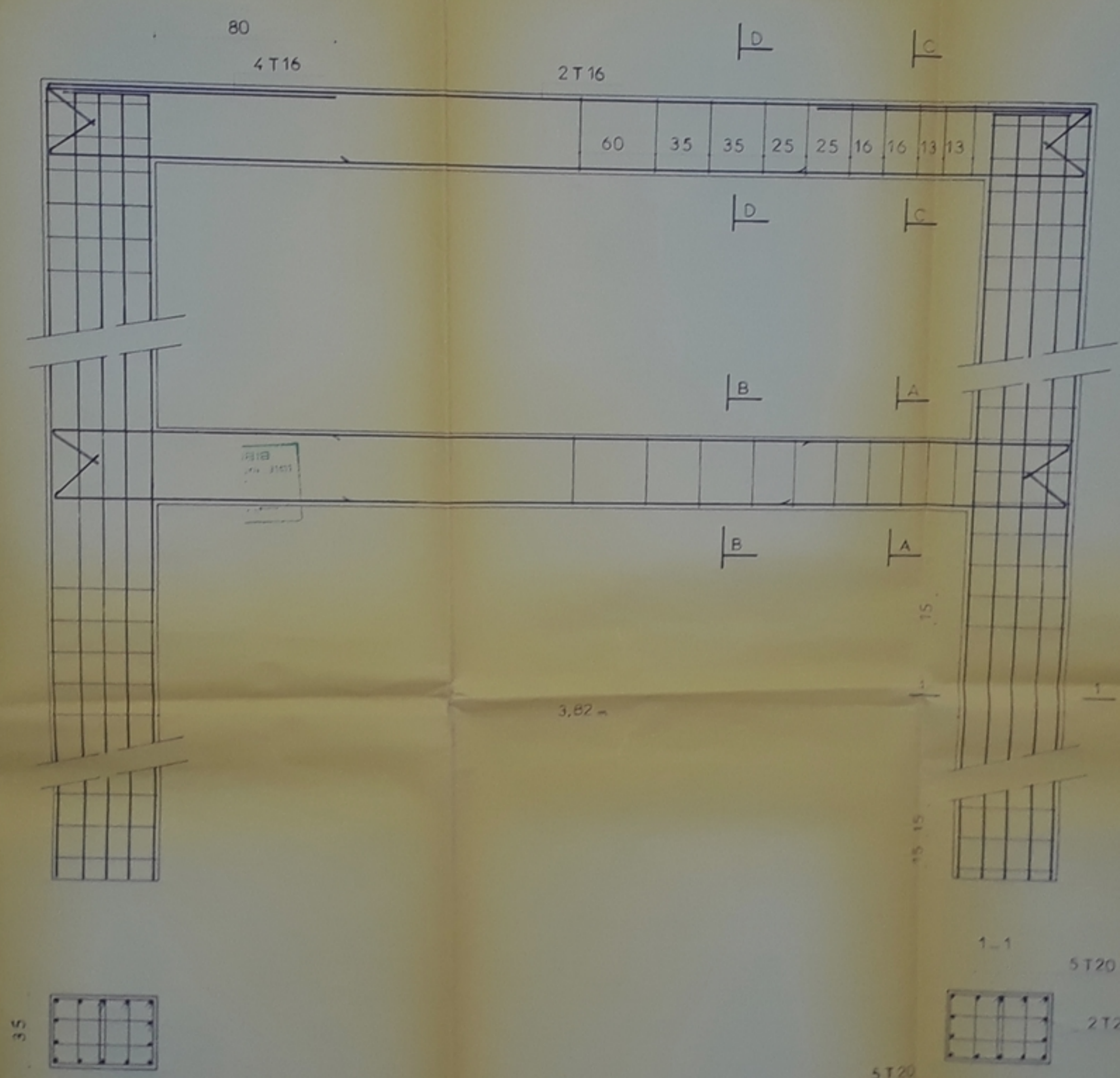
COUPES ECH 1/10

PORTIQUE I ECH 1/20

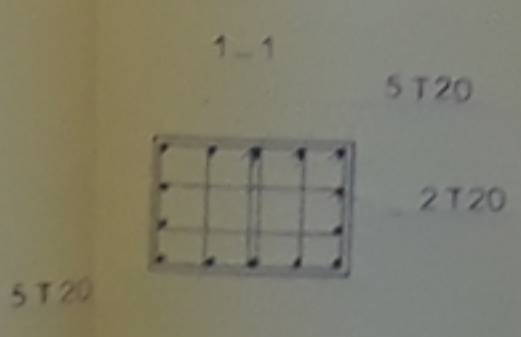
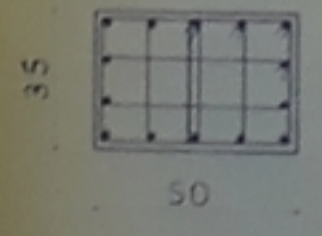


DB 08785  
-1-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE : FERRAILLAGE DU PORTIQUE I
ÉCHELLE 1/20 1/10
ÉTUDIÉ PAR BOUSABA Y MADDAOUI C.
PROMOTION : JAN 85



35 05785  
 2

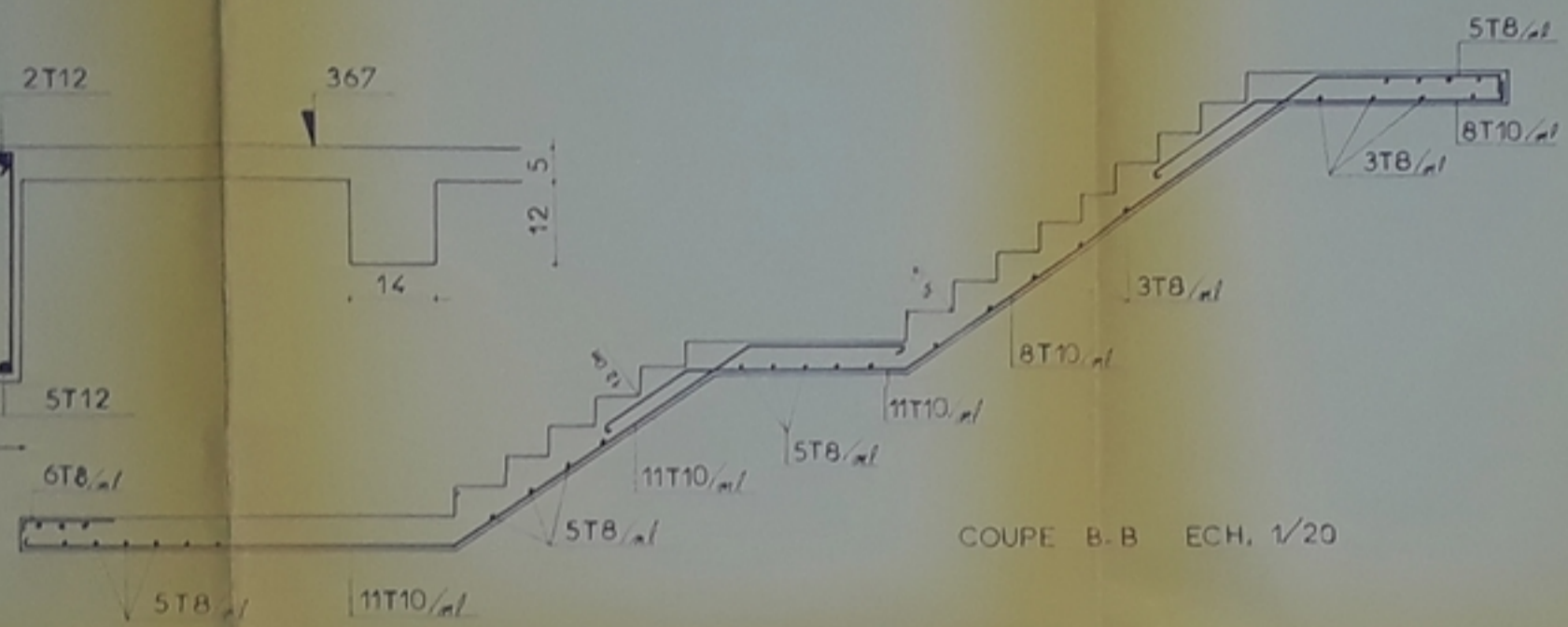
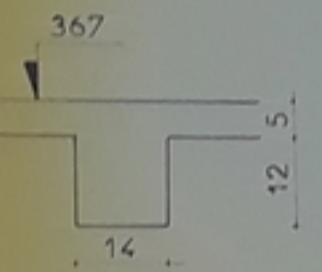
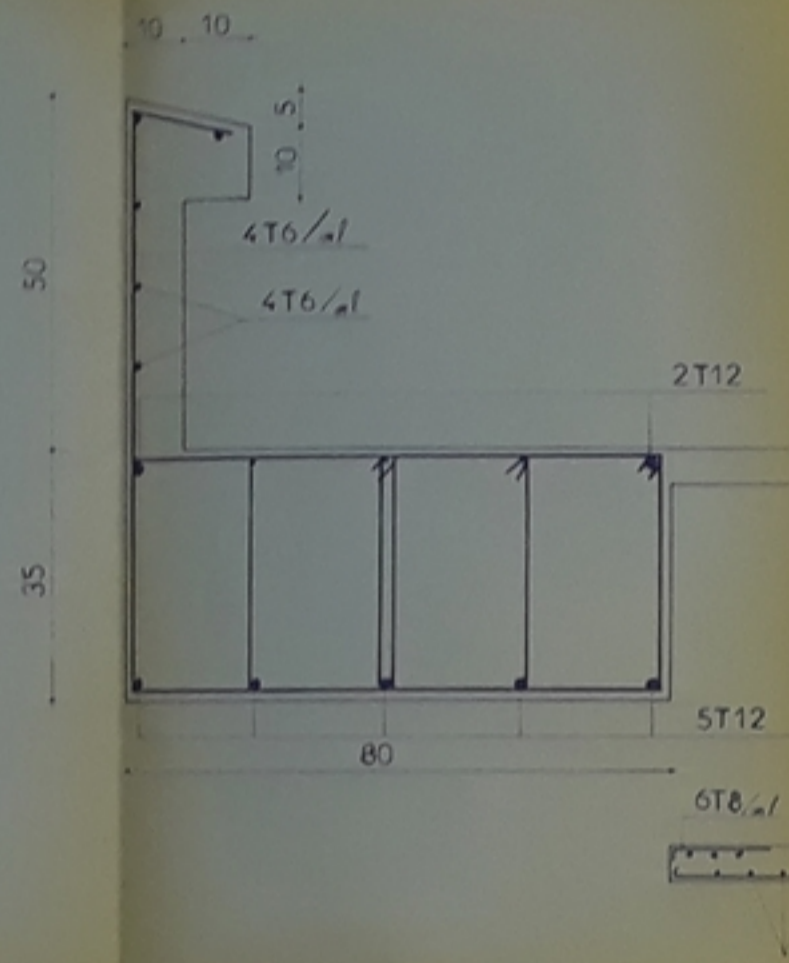


PORTIQUES TRANSVERSALS A . H

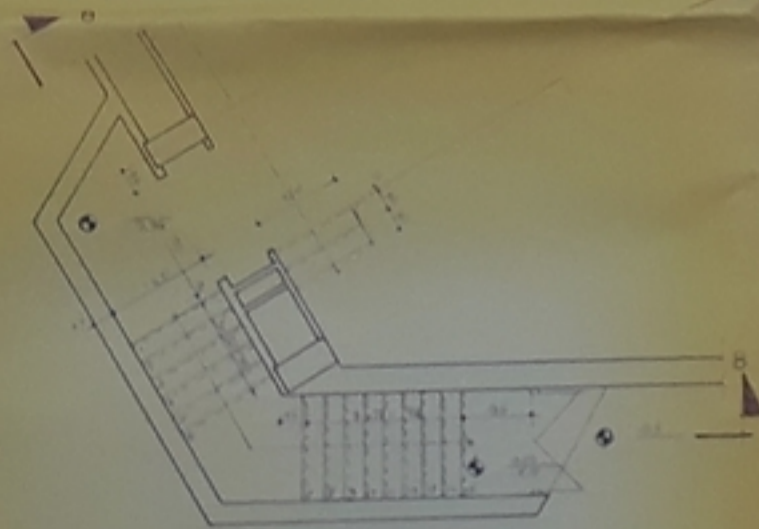
ECOLE	NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE	FERRAILLAGE DES PORTIQUES A . H
ECHELLE	1/10
ETUDE PAR	BOUSABA Y HADDADOU C
PROMOTION	JUN 85

ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

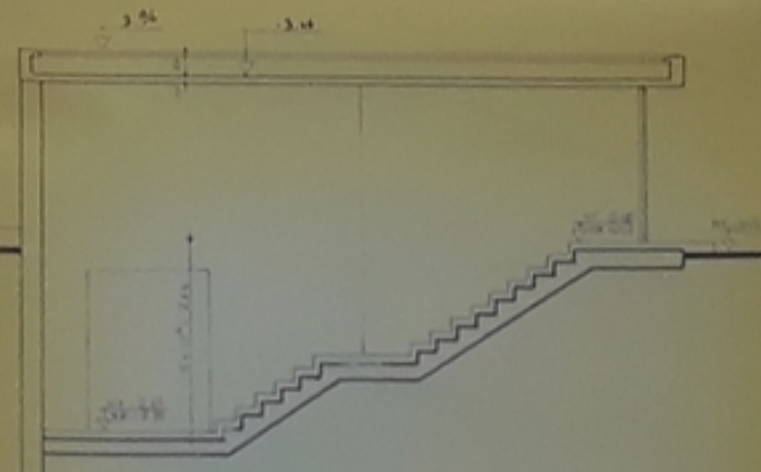
ACROTERE ECH. 1/5



COUPE B-B ECH. 1/20



PLAN  
ECH. 1/50

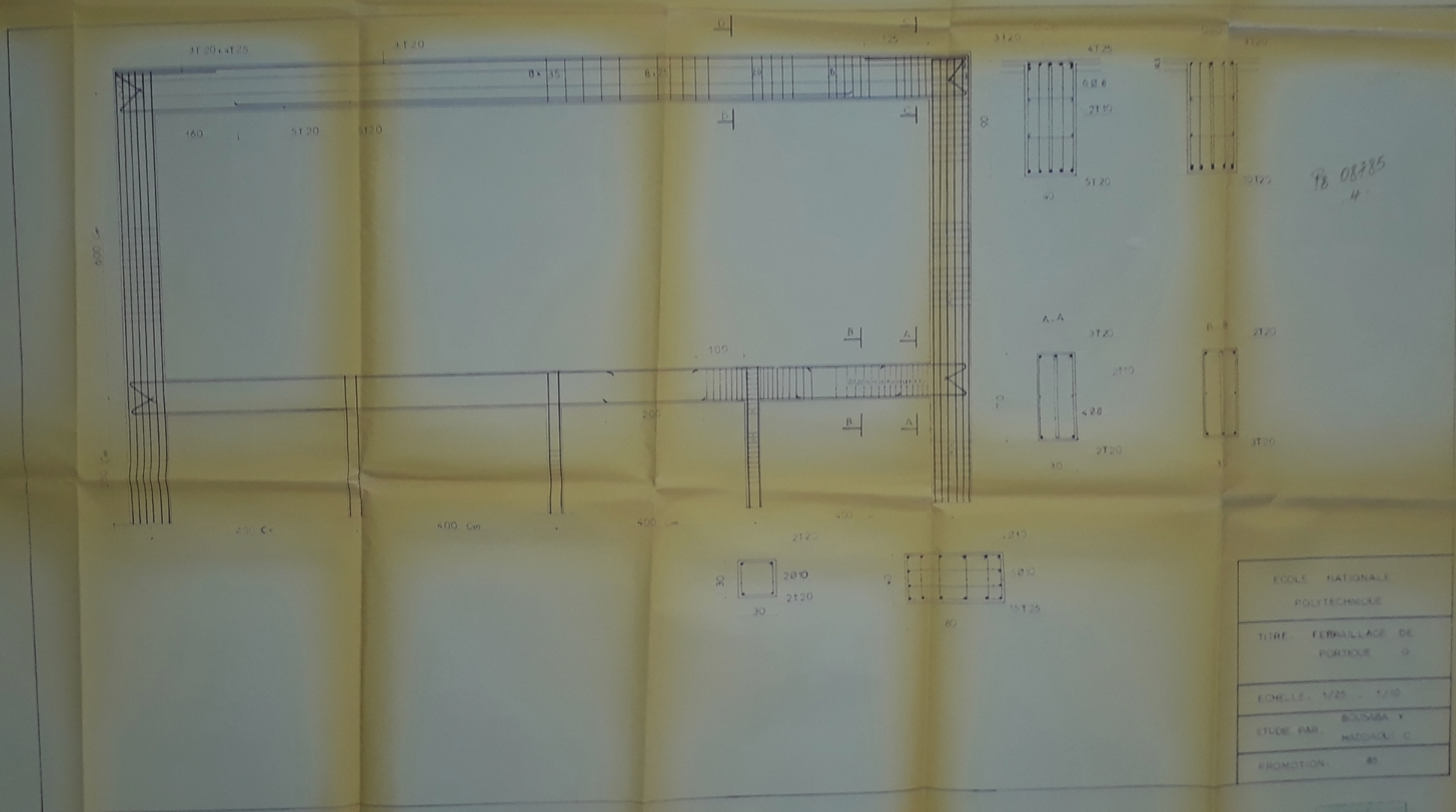


COUPE B-B  
ECH. 1/20

PB 08785  
- 3 -

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE: FERRAILLAGE DES ELEMENTS
ECELLE: 1/5 1/20 1/50
ETUDE PAR: BOUSABA Y HADDAOUI C
PROMOTION: JUN 85

ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

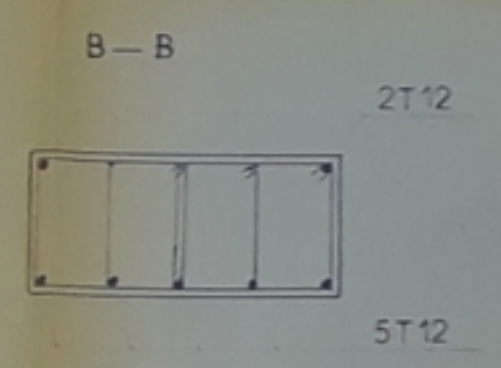
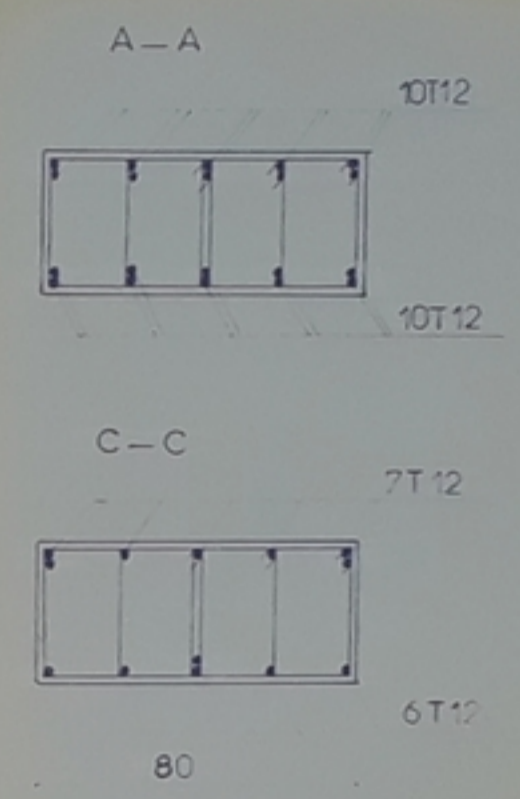
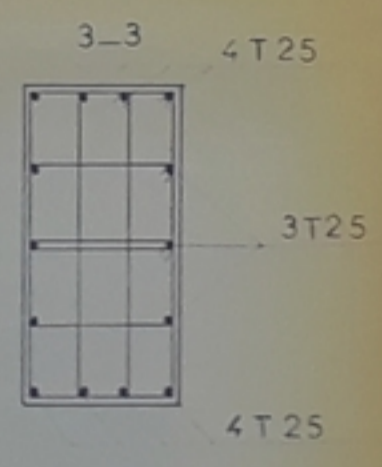
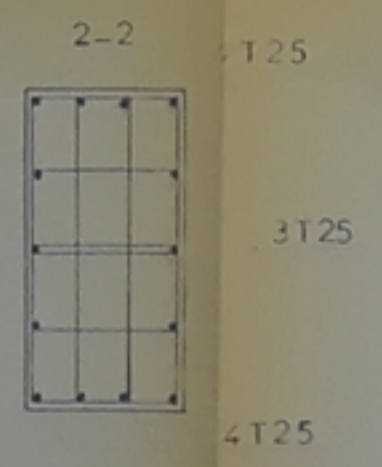
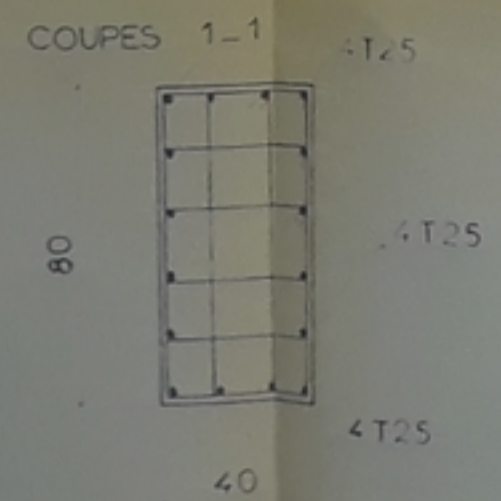
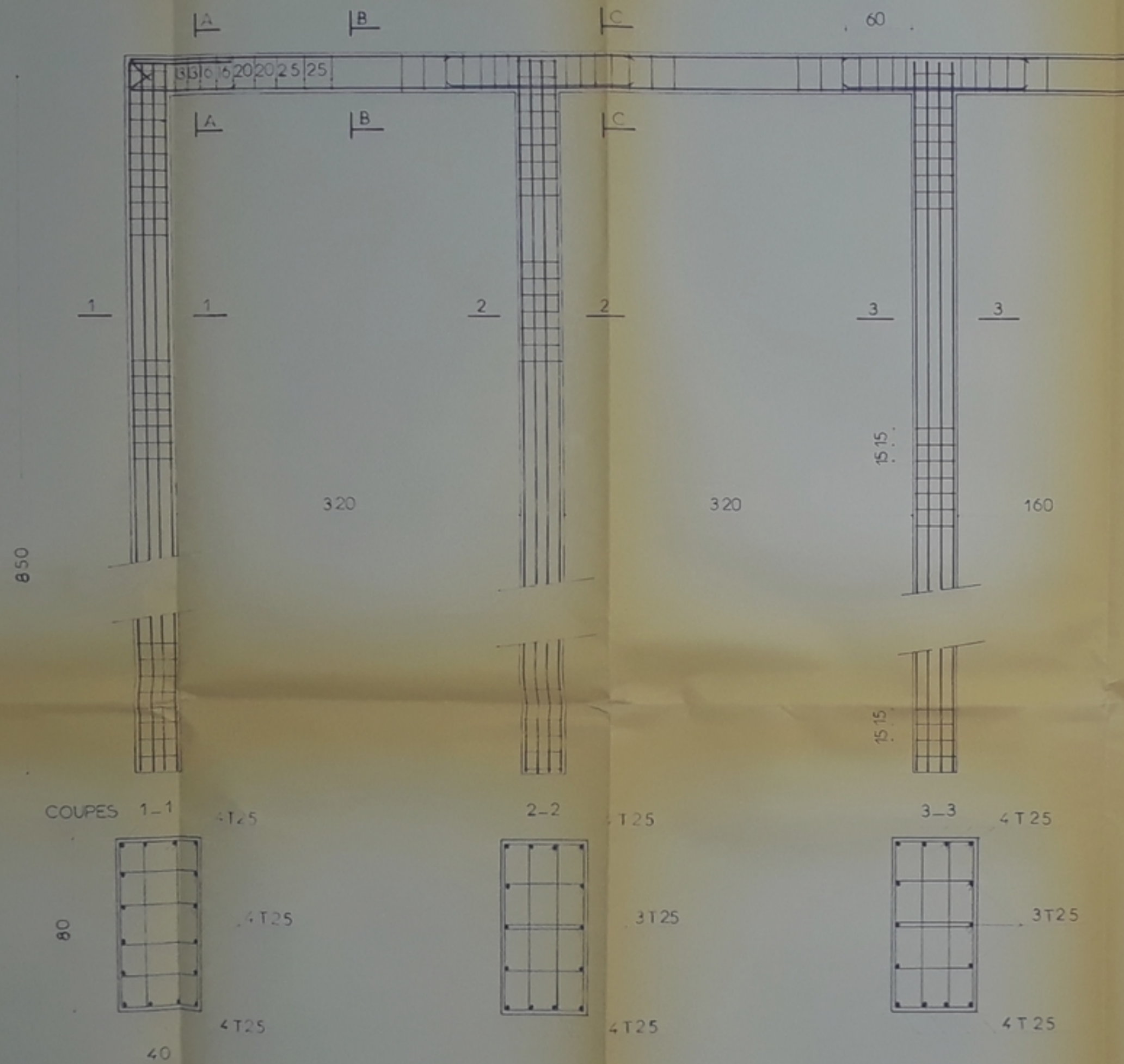


FB 08785  
4

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE: FERRAILLAGE DE PORTIQUE
ECHELLE: 1/25 - 1/10
ETUDE PAR: BOUSABA Y KADDAKI C
PROMOTION: 85

REPUBLIQUE ALGERIENNE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
UNIVERSITE ALGERIENNE

PORTIQUE LONGITUDINALE ECH 1/20



COUPES ECH 1/10

COUPES ECH 1/10

DB 08785  
-5-

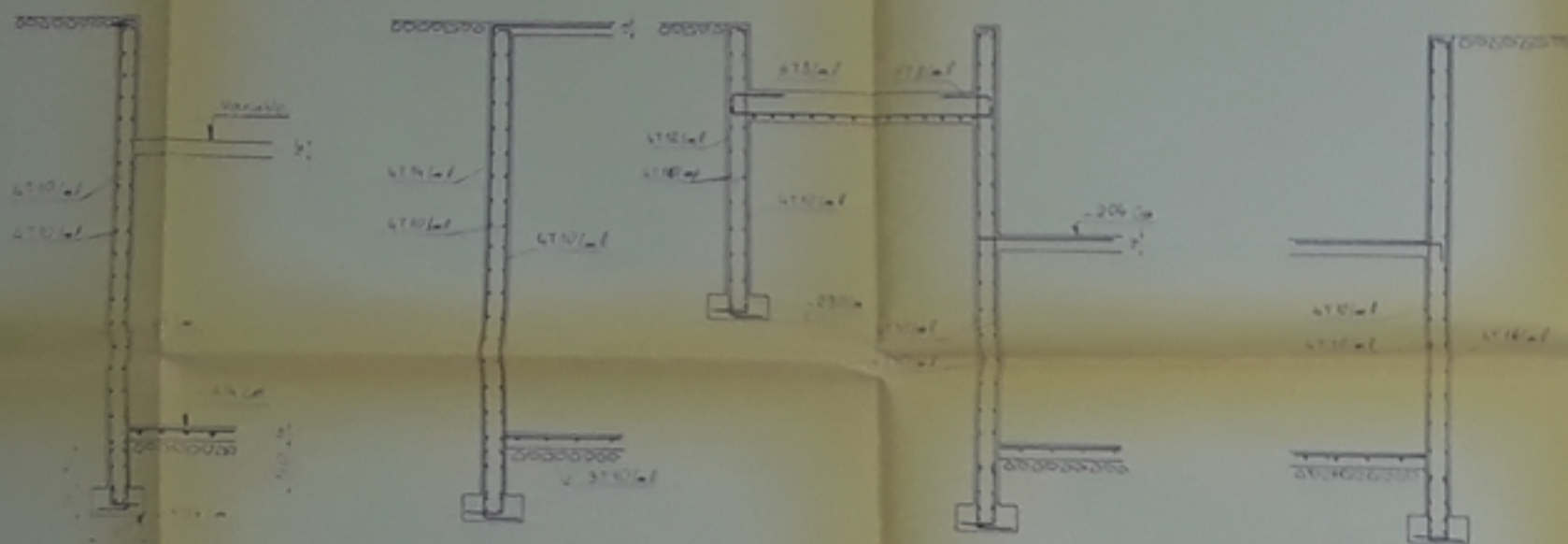
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE : FERRAILLAGE DES PORTIQUES 1-5
ECHELLE : 1/20 - 1/10
ETUDE PAR : BOUSABA Y HABIBOUC C
PROMOTION JUN 85

COUPE A-A Ech 1/30

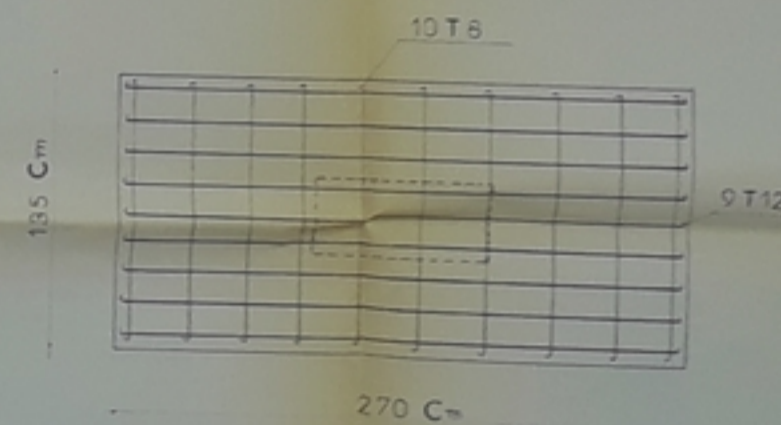
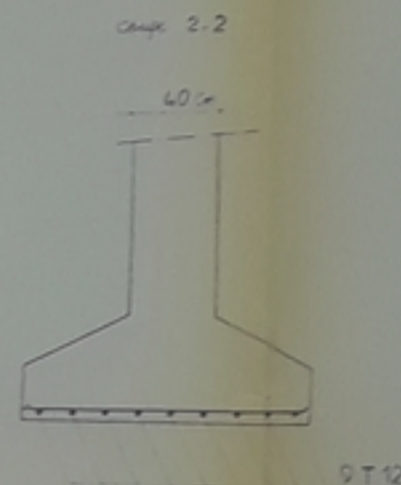
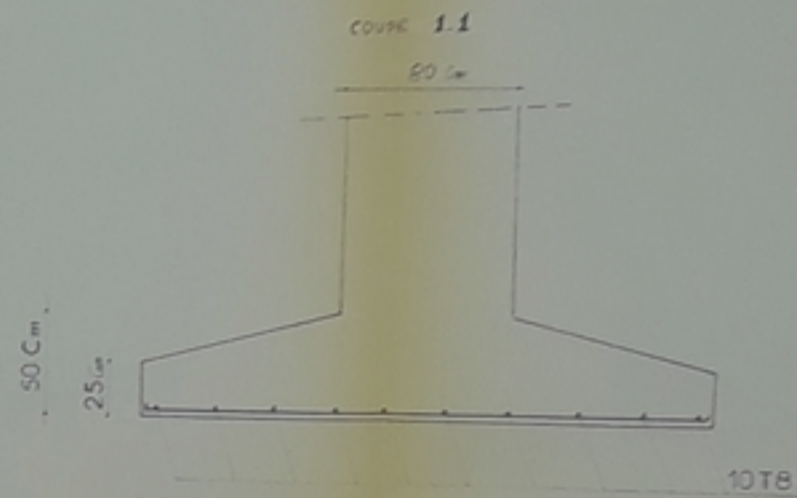
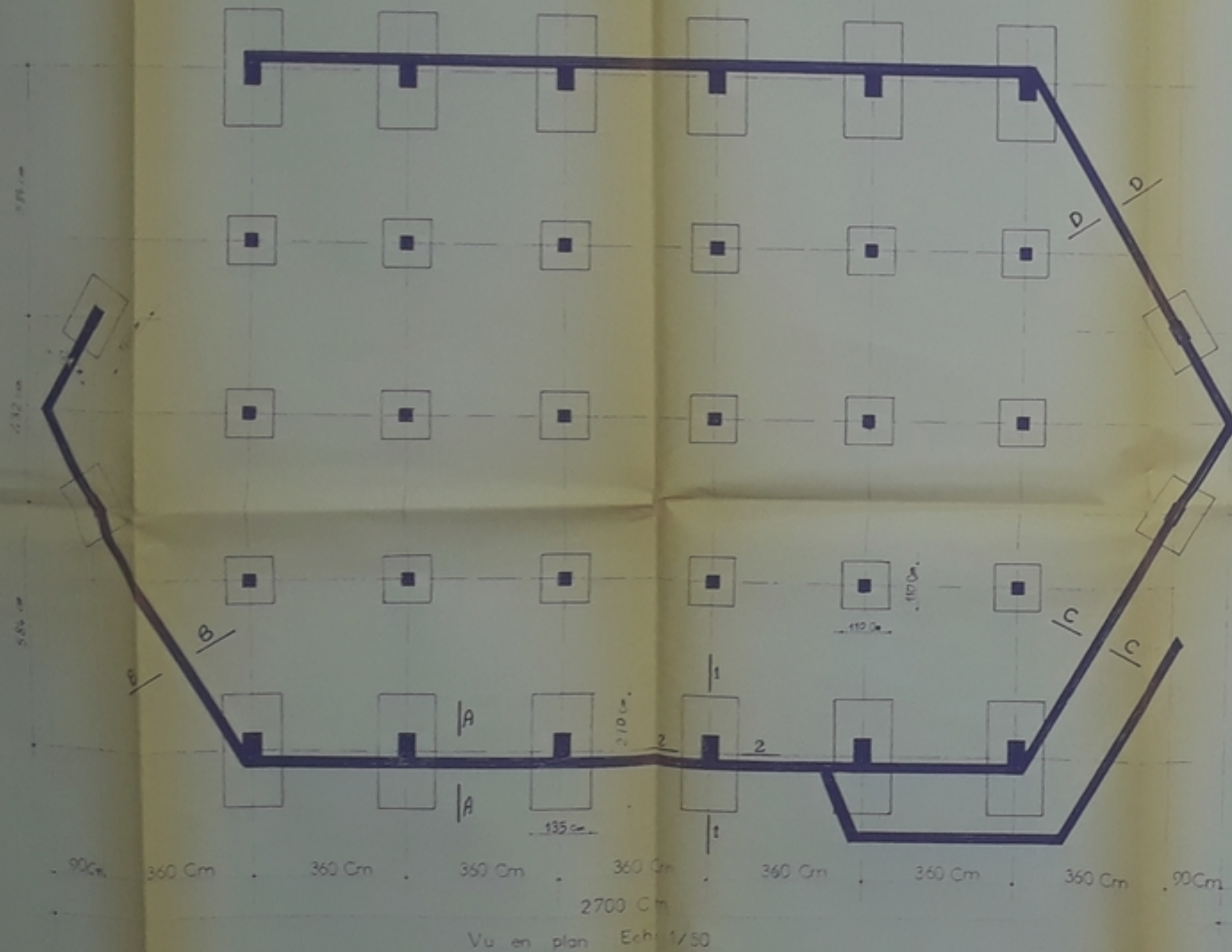
COUPE B-B Ech 1/30

COUPE C-C Ech 1/30

COUPE D-D Ech 1/30



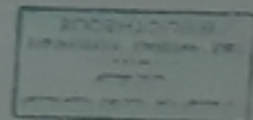
Armatures à l'angle des murs Ech. 1/15



Semelle type 1 Ech. 1/15

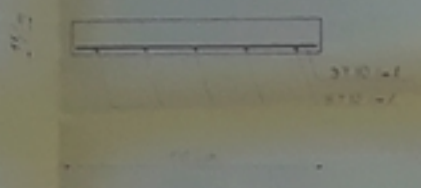
9B 08785  
-6-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE FERRAILLAGE VOIES ET FONDATIONS
ECHELLE: 1/50 - 1/30 - 1/15
ETUDE PAR: BOUSABA Y HADDADOU C
PROMOTION: AIN 65

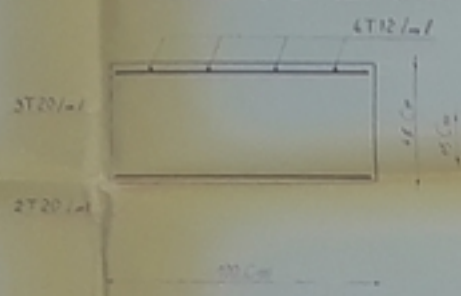


ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

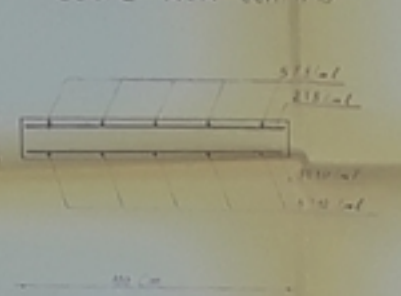
COUPE F.F ech 1/10



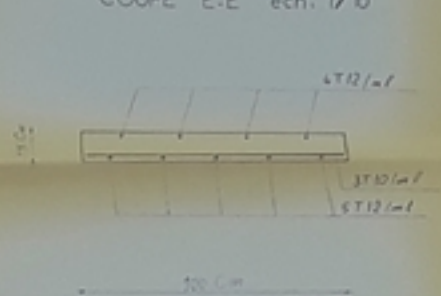
COUPE D-D ech 1/10



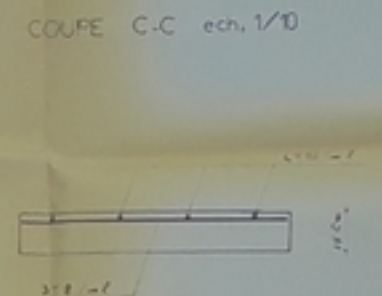
COUPE A-A ech 1/10



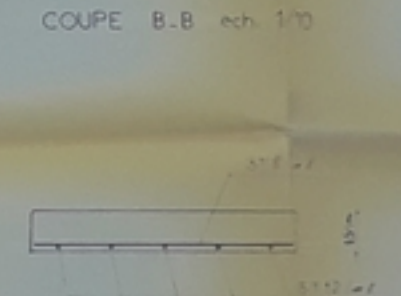
COUPE E-E ech 1/10



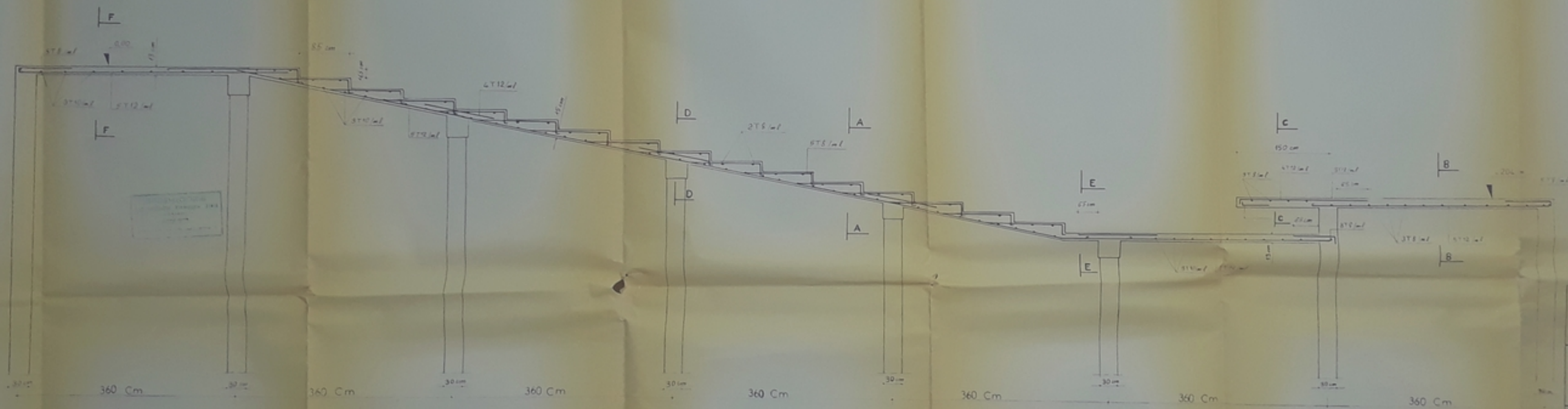
COUPE C-C ech 1/10



COUPE B-B ech 1/10



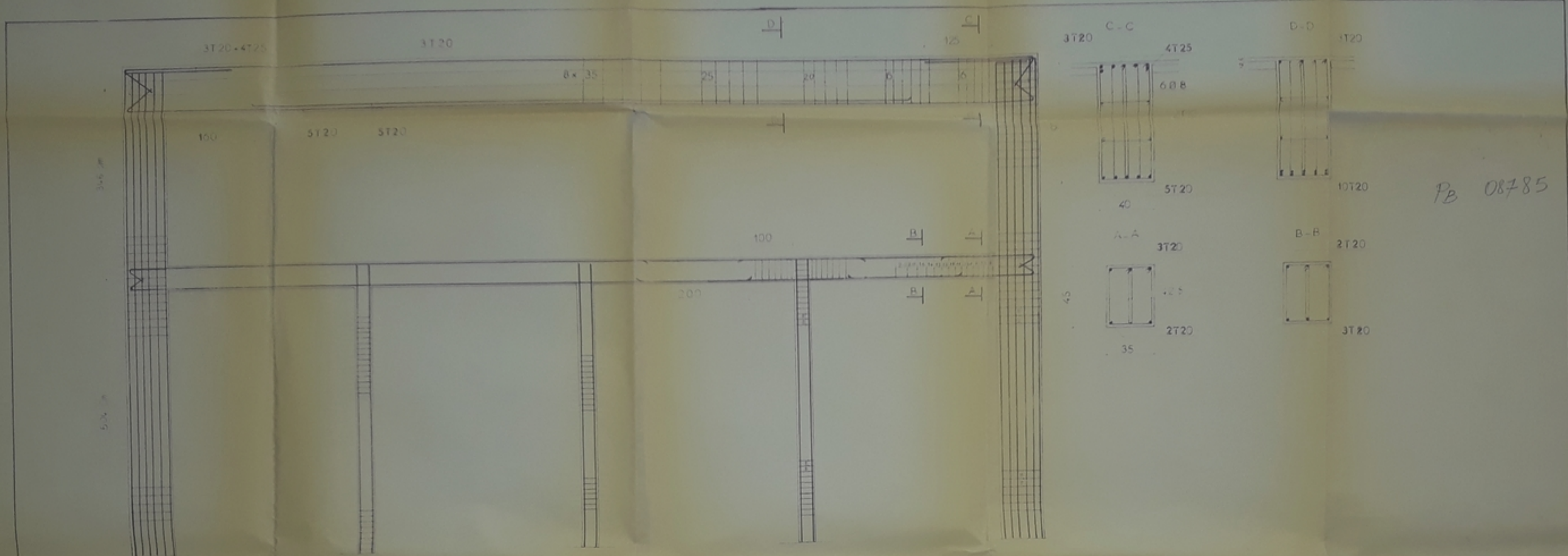
PB 08785  
-8-



COUPE Long Echelle 1/20

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
TITRE: FERRAILLAGE DES GRADINS
ECHELLE: 1/20 1/10
ETUDE PAR: BOUSABA Y. HADDADI C.
PROMOTION: JUN 85

ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE



PB 08785

PORTIQUE TRANSVERSAL B ECH 1/25

COUPES ECH 1/10

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
TITRE : FERRAILLAGE DE PORTIQUE B	
ECHELLE	1/25    1/10
ETUDE PAR	BOUSABA Y HADDAD C
PROMOTION	85



