

40/79

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE  
PROJET DE FIN D'ETUDES

**BATIMENT ADMINISTRATIF**  
**TRANSIT ALGER (R + 3)**

9 PLANCHES

PROPOSÉ PAR SONATRACH — B.E.T.

DIRIGÉ PAR M.

**ENESCU**

*Maître Assistant*

ÉTUDIÉ PAR MM.

**BOUTELDJA Saïd et LAGGOUN Hocine**

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT ADMINISTRATIF

TRANSIT ALGER (R + 3)

PROPOSÉ PAR SONATRACH — B.E.T.

DIRIGÉ PAR M.

**ENESCU**

*Maître Assistant*

ÉTUDIÉ PAR MM.

**BOUTELDJA Saïd et LAGGOUN Hocine**

Jé dedie ce modeste travail

A ma Mère qui a sacrifié toute  
une vie pour moi et mes poeurs.

Au Gros Bébé dont je n'ai pu  
conserver l'affection.

A ma poeur Farida, A ma famille.

A tous mes amis.

A tous ceux qui ont contribué  
à ma formation.

Jauri

« A mon père avec mon éternelle reconnaissance pour les sacrifices consentis à mon égard. »

« A ma mère pour ce qu'aucun être au monde n'aurait fait à sa place. »

« A Fatima pour le soutien morale et affectif dont j'ai bénéficié tout au long de mon travail »

« A mes sœurs : Yamna, Fatma-Zohra, Sakila, Halima. »

« A mes amis, ainsi qu'à tous les enseignants qui m'ont formé et qui continuent à former les jeunes algériens »

El-Hamach le 10 Juin 1979.

Antel

# TABLE DES MATIERES

ges

- 1 - Introduction
- 2 - Caracteristiques mécaniques
- 5 - Charges et surcharges
- 9 - Plancher
  - 9 - Poutrelles
  - 19 - Dalles
- 23 - Etude de portique
  - 25 - Exposé de la Methode de Caquot.
  - 28 - Etudes des surcharges.
  - 38 - Etude du seisme.
  - 47 - Exposé de la Methode de Bowman.
  - 56 - Etude au vent.
  - 63 - Combinaisons des sollicitations.
  - 81 - Efforts tranchants
  - 87 - Efforts normaux.
  - 95 - Efforts dans les poteaux.
- 107 - Ferrailage des poteaux
- 122 - Ferrailage des poutres
- 139 - Fondations
- 149 - Escaliers.
- 172 - Bibliographie.

# INTRODUCTION

Le bâtiment, à usage de bureau, objet de notre étude, se compose de 3 blocs séparés par 2 joints de 2cm d'épaisseur, chaque bloc comportant 3 niveaux. Implantation ALGER.

Le bloc étudié comporte 4 portiques dans le sens transversal et 5 portiques dans le sens longitudinal.

Au R.D.C on a 1 restaurant avec cuisine magasin etc...  
Ainsi qu'une installation de conditionnement d'air.

Au 1<sup>er</sup> étage on a principalement des bureaux et 1 salle de cou

Au 2<sup>o</sup> étage on a des bureaux et une salle d'archives

Au 3<sup>e</sup> étage même disposition que l'étage précédent.

Hauteur	12,25 m
Largeur	19,8 m
Longueur	26,4 m

Ossatures: Un système de poteaux et de poutres en Béton Armé

Plancher: Le plancher est de types, plancher à poutrelles entre-croisées

3 poutrelles dans chaque sens.

L'exécution peut être avantageuse du point de vue économique de temps et de coffrage, par l'emploi de caissons qu'on peut déplacer après une courte période, seul un étaillage des poutrelles pourra assurer la résistance du béton sous son propre poids, ceci jusqu'au durcissement du béton.

Escalier: Chaque volée repose sur, d'une part une poutre et d'autre part sur un palier intermédiaire en console semi-encasté dans le voile.

Maçonnerie:

Murs extérieurs en briques creuses 150x200x400 épaisseur 20cm

Cloison intérieur en briques creuses 75x150x300 épaisseur 10cm

# CARACTERISTIQUES MECANIQUES

## I Béton

— Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  (Ciment CPA 325)  
à contrôle atténué

— Résistances nominales (données par le BA 68 art. 9,7)

- Résistance nominale de compression  $\sigma'_c = 270 \text{ bars}$
- Résistance nominale de traction  $\sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$

— Contraintes de compression admissible (BA 68 art 9,4)

$$\boxed{\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_n} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

- $\alpha$  fonction de la classe de ciment utilisé ( $\alpha=1$  pour CPA 325)
- $\beta$  fonction de l'efficacité du contrôle (contrôle atténué  $\beta=5/6$ )
- $\gamma$  Dépend des épaisseurs relatives entre celles de la construction et celle du granulat le plus gros

$\delta$  Dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$  en compression simple

$\delta = 0,6$  en flexion simple  
en flexion composée avec traction

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \quad \text{si} \quad \delta < 0,6 \\ \delta &= 0,6 \quad \text{dans le cas contraire} \end{aligned} \right\} \text{En Flexion Composée} \\ \text{quand l'effort} \\ \text{normale est une} \\ \text{Compression.}$$

avec  $e_0$  designant l'excentricité de la force extérieure par rapport à la section complète du béton seul.

et  $e_1$  distance de la limite du noyau central au CDG de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

( $\delta$  est multiplié par 1,5 dans le cas de sollicitations du second genre)

-  $\varepsilon$  depend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$$\varepsilon = 1 \text{ en compression simple}$$
$$0,5 < \varepsilon < 1 \text{ dans les autres cas}$$

En vertu de ce qui précède on détermine les contraintes admissibles

En compression Simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1.5/6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1.5/6 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 101,3 \text{ bars (SP}_2\text{)}$$

En flexion Simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5/6 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5/6 \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 205,5 \text{ bars (SP}_2\text{)}$$

Contrainte de référence en traction (BA 68 art. 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \sigma'_n \quad \text{avec } \beta_b = \alpha \beta \gamma \theta \quad \left( \begin{array}{l} \text{Mêmes définitions} \\ \text{que précédemment} \end{array} \right)$$

$$\text{et } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$$

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_b = 1.5/6 \cdot 1 \cdot \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) 270 = 5,8 \text{ bars}$$



## II ACIERS

On a 3 catégories d'aciers qui sont utilisés le plus souvent dans les constructions courantes.

— Treillis soudés  
grillages de fils d'acier lisse

limites élastiques pour  $\phi \leq 6\text{mm}$  on a  $\sigma_{en} = 5200$  bars  
et pour  $\phi > 6\text{mm}$  on a  $\sigma_{en} = 4470$  bars

— Aciers doux:

Ronds lisses de nuence Fe E 24 ( $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ )

Contrainte admissible (traction ou compression)

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$$

— Aciers à hautes adhérence.

Nuence Fe E 40 ( $\phi \leq 20\text{mm}$ )  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$$

## III Fissuration

A partir du pourcentage de fissuration  $\tilde{\omega}_f \% = \frac{A}{B_f}$ , on définit deux types de fissurations:

— Fissuration systématique: l'effort de traction dans le béton transmis par les armatures tendues, est supérieur à la limite de rupture par traction qui est donnée par

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 70\tilde{\omega}_f}$$

— Fissuration non systématique: dues au retrait, ou aux variations de températures

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}$$

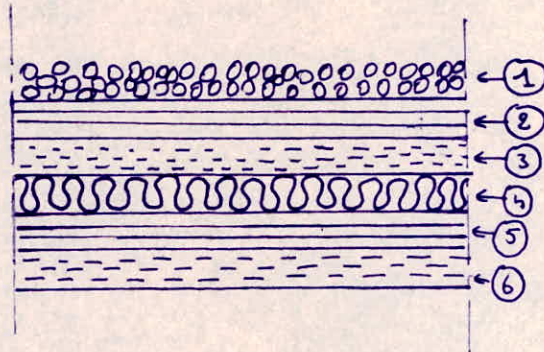
$\phi$  diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue.  
 $\eta$  coefficient de fissuration (= 1 barres lisses et  $\eta = 1,6$  pour acier H  
 $k = (1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible,  $1 \cdot 10^6$  si la fissuration est préjudiciable)  
 $0,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est très préjudiciable)  
= limite de traction de référence.

# CHARGES ET SURCHARGES

## NIVEAU TERRASSE

### 1) Charges permanentes

#### a) Isolation



① Gravier (ep. 4cm)	68 kg/m <sup>2</sup>
② Etanchéité multicouches	10 "
③ Forme de pente 2% (Béton de liège)	50 "
④ Isolation thermique (ep. 5cm)	7,5 "
⑤ Etanchéité multicouches	10 "
⑥ Mortier	40 "

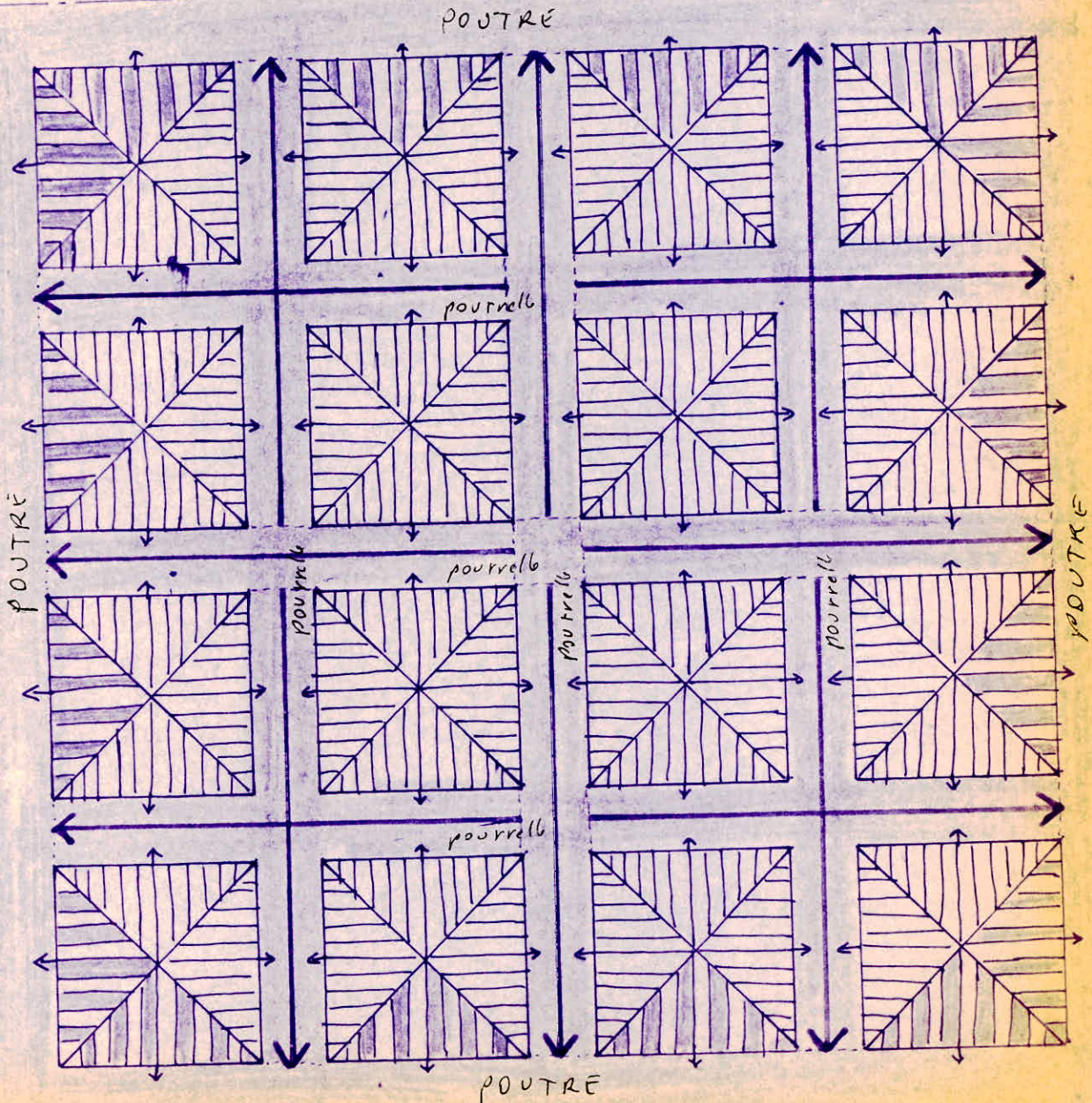
---

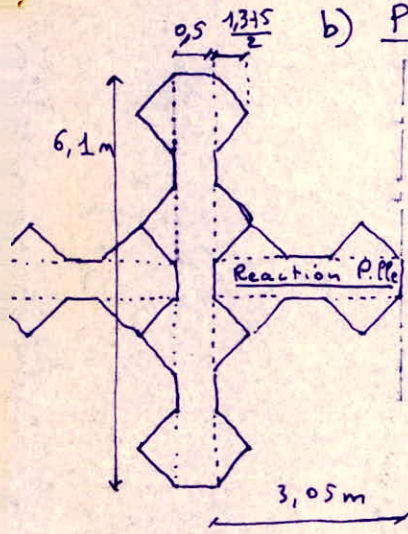
Isolation 185,5 kg/m<sup>2</sup>

# Schéma de répartition des charges et Surcharges

Les travées étant égales dans les deux sens, on répartira les charges agissantes sur un plancher, équitablement au 4 poutres qui participe au support de ce dit plancher.

Les poutrelles agissent par l'intermédiaire de réactions concentrées appliquées aux poutres.





b) Poids propre total

poids de la dalle  $0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$

- charge uniformement répartie

$$\left[ 8 \left( \frac{1,375}{2} \cdot 1,375 \right) \frac{1}{2} + 0,5 \cdot 6,1 \right] \left( \frac{185,5 + 200}{6,1} \right) + \underbrace{(0,5 \cdot 0,4 + 0,3 \cdot 0,2)}_{\text{poids propre poutre}} 2500 = 1082 \text{ kg/ml.}$$

- charge concentrée apportée par 2 poutrelles

$$2 \left[ (185,5 + 200) \left( \frac{1,375}{2} \cdot 1,375 \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot 4 + 488 \right] = 2904 \text{ kg}$$

2) Surcharge

terrasse non accessible :

On admet que les surcharges d'exploitation n'agissent pas en même temps que les surcharge de neige.

On prend comme surcharge  $100 \text{ kg/m}^2$

- Surcharge uniformement répartie.

$$\left[ 8 \left( \frac{1,375}{2} \cdot 1,375 \right) \frac{1}{2} + 0,5 \cdot 6,1 + 0,5 \cdot 6,1 \right] \cdot \frac{100}{6,1} = 112 \text{ kg/ml.}$$

- Surcharge apportée par 2 poutrelles.

$$2 \left[ 4 \cdot \frac{1,375}{2} \cdot \frac{1,375}{2} + 0,2 \cdot 3,05 \right] 100 = 500 \text{ kg.}$$

ETAGE courant

1) Poids Propre  
Revetement

Chappe (3cm)	0,03 . 2200	= 66 kg/m <sup>2</sup>
Carrelage (2cm)	2 . 22	= 44 kg/m <sup>2</sup>
dalle (8cm)	0,08 . 2500	= 200 kg/m <sup>2</sup>
		<hr/>
		310 kg/m <sup>2</sup>

- charge uniformément répartie  
Même calcul que pour le niveau terrasse.

$$\left[ 6,83 \right] \frac{310}{6,1} = 347,09 \text{ kg/ml}$$

- charge apportée par 2 poutrelles.

$$2 \cdot \left[ 2,5 \right] \cdot 310 + (488) \cdot 2 = 2526 \text{ kg}$$

2) Surcharges: On a 2 types de surcharges { Bureaux  
Archives

a) Bureaux ( Surcharge d'exploitation 250 kg/m<sup>2</sup> pt cloison 100 kg/m<sup>2</sup>)

— surcharge uniformément répartie

$$6,83 \times (250 + 100) \cdot \frac{1}{6,1} = 392 \text{ kg/ml}$$

— surcharge apportée par les poutrelles.

$$2 \left[ 2,5 (250 + 100) \right] = 1750 \text{ kg}$$

b) Archives ( Surcharge d'exploitation 1000 kg/m<sup>2</sup>)

— surcharge uniformément répartie

$$6,83 (1000 + 100) \frac{1}{6,1} = 1232 \text{ kg/ml}$$

— surcharge apportée par les poutrelles.

$$2 \left[ 2,5 (1000 + 100) \right] = 5500 \text{ kg}$$

PLANCHER

# I Calcul des Poutrelles

Les planchers sont tous constitués de poutrelles entrecroisées sur lesquelles est coulé une dalle de 8 cm. Les poutrelles sont distantes de 1,60 m entre axes dans les deux sens, ont 20 cm d'épaisseur et 32 cm de retombée.

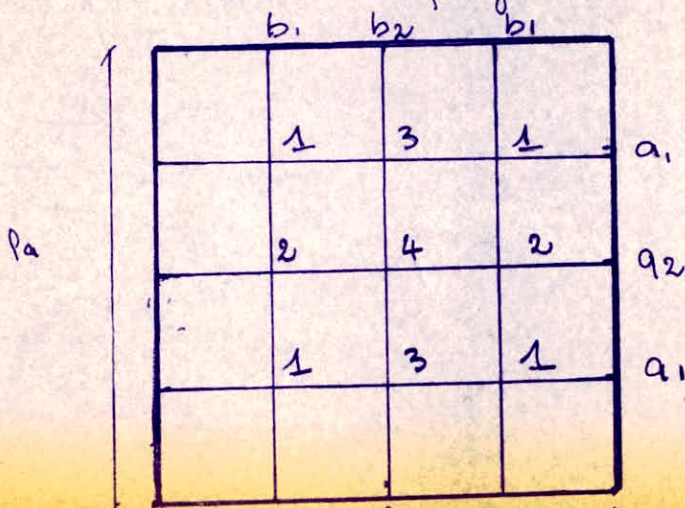
Les coefficients des moments fléchissants et des efforts tranchants sont extraits de l'aide mémoire de R.D.M. DUNOD.

A l'intérieur d'un rectangle de côtés  $l_a$  et  $l_b$ , on considère une poutraison comprenant  $m$  poutrelles (a) et  $n$  poutrelles (b) de portée  $l_a$  et  $l_b$  régulièrement espacées et simplement appuyées.

Toutes les poutrelles ont même inertie, le produit  $EI$  est constant, la raideur des poutres à la torsion est tenue pour négligeable.

On suppose que les charges sont appliquées uniformément et qu'elles sont concentrées à l'intersection des poutrelles; ainsi chaque noeud supporte une charge égale à  $P$ .

Les efforts tranchants aux appuis et les moments fléchissants dans les principales sections de poutrelles, ainsi que la répartition de la charge  $P$  à chaque noeud, en  $Pa$  et  $P_b$ , agissant respectivement sur les poutrelles a et b sont données pour  $l_a = l_b$  dans le tableau de la page suivante



$$l_a = l_b = 6,6 \text{ m}$$

$$m = n = 3$$

Poutrelles a <sub>1</sub> et b <sub>1</sub>	Poutrelles a <sub>2</sub> et b <sub>2</sub>	P <sub>a</sub>	P <sub>b</sub>
T = 0,667 P	T = 0,917 P	en 1 0,5 P	0,5 P
M <sub>1</sub> = 0,167 P.l	M <sub>2</sub> = M <sub>3</sub> = 0,229 P.l	en 2 0,667 P	0,333 P
M <sub>3</sub> = M <sub>2</sub> = 0,207 P.l	M <sub>4</sub> = 0,292 P.l	en 3 0,333 P	0,667 P
		en 4 0,5 P	0,5 P

$P_b = P - P_a$

Charges et Surcharges

- Terrasse

isolation + dalle 385,5 kg/m<sup>2</sup>

Poutrelle 0,2 x 2500 = 500 kg/m<sup>2</sup>

G = 885,5 kg/m<sup>2</sup>

S = 100 kg/m<sup>2</sup> ; 1,2 S = 120 kg/m<sup>2</sup>

G + 1,2 S = 1005,5 kg/m<sup>2</sup>

- Niveaux III et II (travées centrales)

chappe 66 kg/m<sup>2</sup>

dalle 200 kg/m<sup>2</sup>

carrelage 44 kg/m<sup>2</sup>

poutrelles 500

G = 810 kg/m<sup>2</sup>

S = 1000 kg/m<sup>2</sup> ; 1,2 S = 1200 kg/m<sup>2</sup>

G + 1,2 S = 2010 kg/m<sup>2</sup>

- Niveau I (et travées de rive niveaux III et II)

G = 810 kg/m<sup>2</sup>

S = 350 kg/m<sup>2</sup> ; 1,2 S = 525 kg/m<sup>2</sup>

G + 1,2 S = 1335 kg/m<sup>2</sup>



## Calcul des Poutrelles

Terrasse :  $P = 1005,5 \cdot 1,6^2 = 2574,1 \text{ kg}$

Poutrelles  $a_1$  et  $b_1$  :  $T = 0,667P = 1716,9 \text{ kg}$   
 $M_1 = 0,167Pl = 2837,2 \text{ kg.m.}$   
 $l = 6,6 \text{ m.}$   $M_2 = M_3 = 0,207Pl = 3516,73 \text{ kg.m}$

Poutrelles  $a_2$  et  $b_2$  :  $T = 0,917P = 2360,45 \text{ kg}$   
 $M_3 = M_2 = 0,229P.l = 3890,5 \text{ kg.m}$   
 $M_4 = 0,292P.l = 4960,8 \text{ kg.m}$

$M_{\max} = 4961. \text{ kg.m}$ $T_{\max} = 2361 \text{ kg.}$
--

### Niveaux III et II (travées centrales)

$$P = 2010 \cdot 1,6^2 = 5145,6 \text{ kg}$$

Poutrelles  $a_1$  et  $b_1$  :  $T = 0,667P = 3432,12 \text{ kg}$   
 $M_1 = 0,167P.l = 5671,4 \text{ kg.m}$   
 $M_2 = M_3 = 0,207P.l = 7030 \text{ kg.m}$

Poutrelles  $a_2$  et  $b_2$  :  $T = 0,917P = 4718,5 \text{ kg}$   
 $M_3 = M_2 = 0,229P = 7777 \text{ kg.m}$   
 $M_4 = 0,292P = 9916,6 \text{ kg.m}$

$M_{\max} = 9916,6 \text{ kg.m}$ $T_{\max} = 4718,5 \text{ kg}$
--

Niveau I (et travées dérivées niveaux III et II)

$$P = 1335 \cdot 1,6^2 = 3417,6 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = 6586,4 \text{ kg.m}$$

$$T_{\max} = 3134 \text{ kg}$$

Détermination des armatures

les poutrelles sont calculées à la flexion simple par la méthode de CHARON.

①  $M_{\max} = 4961 \text{ kg.m}$   
 $T_{\max} = 2361 \text{ kg.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 4961 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,097$$

$$k = 25,2$$

$$\bar{w} = 0,740$$

$$\sigma'_b = 111 \text{ kg.cm}^2$$

$$A = 5,48 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T16  $\rightarrow A = 6,03 \text{ cm}^2$

$M_{\max}$	$T_{\max}$	$\mu$	$k$	$\sigma'_b$	$\bar{w}$	$A$	$A'$	$A\bar{w}$
6586,4	3134	0,129	20,9	134	1	7,4	/	> T
4961	2361	0,097	25,2	111	0,74	5,48	/	> T
9916,6	4718,5	/	18,5	137	1,21	11,49	3,82	> T

\*  $A = 5,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T14}$

\*  $A = 11,49 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T16}$   
 $A' = 3,82 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T12}$

\*  $A = 7,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T16}$

(b) Niveaux III et II

$M_{max} = 9916,6 \text{ kg.m}$

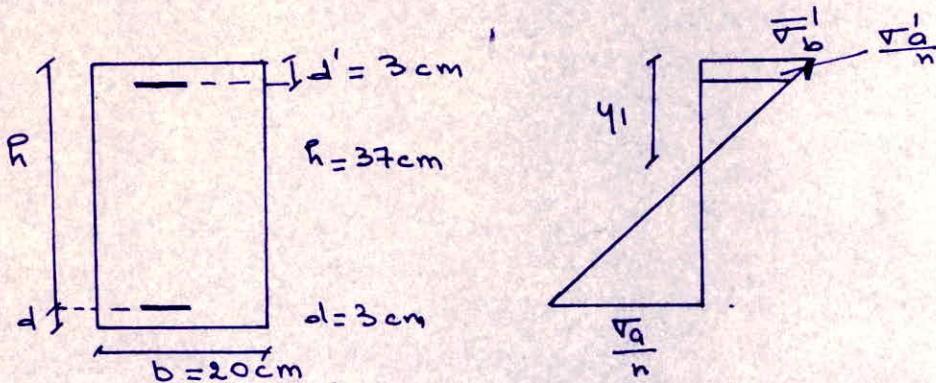
$T_{max} = 4718,5 \text{ kg}$

$u = 0,205$

$k = 15,2 \rightarrow \sigma'_b = 2800/k = 184 > \bar{\sigma}'_b$

la section a besoin d'aciars comprimés.

Determination des armatures



On fixe  $k < k_1 = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{137} = 20,44$

On prend  $k = 18,5 \rightarrow \sigma_a = 18,5 \cdot 137 = 2534,5 \text{ kg/cm}^2$

$w = 1,21 ; \alpha = 0,4477$

$u' = 0,2061 ; s' = d'/R = 3/37 = 0,081$

$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - s')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \sigma'_a = \frac{15(0,4477 - 0,081)}{0,4477} \cdot 137 =$

$\sigma'_a = 1683,2 \text{ kg/cm}^2$

$M_b = u' b R^2 \bar{\sigma}'_b = 0,2061 \cdot 20 \cdot 37^2 = 7730,93 \text{ kg.m}$

$\Delta M = M - M_b = 9916,6 - 7730,93 = 2185,67 \text{ kg.m}$

$A' = \frac{\Delta M}{(R - d') \sigma'_a} \rightarrow A' = 3,82 \text{ cm}^2$

$A = \bar{w} \frac{b R}{100} + \frac{\Delta M}{(R - d') \sigma_a} \rightarrow A = 11,49 \text{ cm}^2$

## Vérification de la contrainte d'adhérence et points d'ancrages des armatures

$$\sigma_d = \frac{T}{P \cdot z}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 37$$

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

T	2361	4720	3140
P	4π1,4	6π1,6	4π1,6
z <sub>d</sub>	4,15	4,83	4,82
C	4 cm	8 cm	6 cm

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

### Aciers transversaux

T (kg)	z <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{t}$ (cm)	t <sub>ccm</sub>	t <sub>adopté</sub> (cm)
2361	3,65	2232	30	> $\bar{t}$	25
4720	7,3	2064	23	> $\bar{t}$	20
3140	4,86	2160	27	> $\bar{t}$	25

$$- z_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 37$$

$$- z_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_b$$

vérifiée ds les 3 cas

On peut mettre des cadres verticaux soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  en prenant 4 φ 8.

## Verification des conditions

### - condition de flèche

Elle n'est pas vérifiée pour la poutrelle centrale des niveaux III et II

$$4360 \text{ N}$$

$$A \leq \frac{4360 \text{ N}}{\sigma_{en}}$$

$$A \leq 7,58 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,5 \text{ cm}^2$$

La condition de flèche n'étant pas vérifiée, on se propose de faire un calcul de flèche pour la poutrelle centrale [Salles Archives] selon l'art. 62. 21 du B.A. 68.

La flèche prise par la poutrelle va être la somme des flèches suivantes :

- les flèches  $f_{g0}$  et  $f_{g00}$  due à l'ensemble des charges permanentes
- la flèche  $f_{js}$  due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons
- la flèche  $f_{q0}$  due à l'ensemble des charges et surcharges.

La flèche totale sera ainsi

$$\Delta f_T = f_{g00} - f_{js} + f_{q0} - f_{g0}$$

## Charges et Surcharges

plancher

700 kg/m<sup>2</sup>

cloison

75 kg/m<sup>2</sup>

$$j_0 = 775$$

revêtement

110

$$g = 885 \text{ kg/m}^2$$

surcharge

1000

$$q = 1885 \text{ kg/m}^2$$

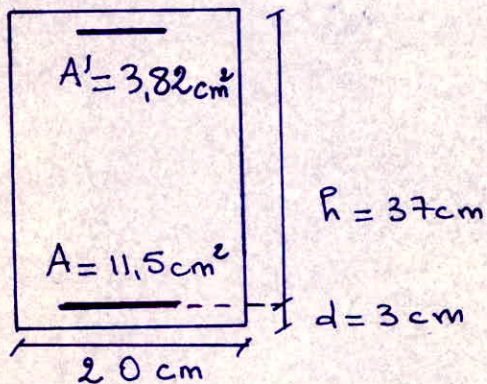
## Moments

$$\begin{aligned} M_j &= 3604,7 \text{ kg.m} \\ M_g &= 4116 \text{ kg.m} \\ M_q &= 8768 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

## Moment d'inertie $I_f$

Pour tenir compte de l'existence de fissures éventuelles dans la zone tendue, on substitue dans ce calcul, au moment d'inertie  $I_t$  de la section totale rendue homogène, le moment d'inertie  $I_f$  définie par la relation

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \mu}$$



$$I = I_t + S y_G$$

$$\Rightarrow I_t = I - S y_G$$

$I_t$  moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I = \frac{20 \cdot 40^3}{3} + 15 \cdot 11,5 \cdot 37^2 + 15 \cdot 3,82 \cdot 3^2 = 663335 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{20 \cdot 40^2}{2} + 15 \cdot 11,5 \cdot 37 + 15 \cdot 3,82 \cdot 3 = 22554 \text{ cm}^3$$

$$A = B + nA + nA' = 1030 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{S}{A} = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } I_t = 167147 \text{ cm}^4$$

On substitue à  $I_t$ , le moment  $I_f$  définie par la relation précédemment définie.

Calcul de  $k$  et de  $\mu$

- charge de faible durée d'application  
 $k_i = 1,06$
- charge permanentes  
 $k_v = 0,423$

$\mu$  donnée par la formule suivante:

$$\mu = 1 - \frac{5 \sqrt{\sigma_b}}{4 \bar{w} \sigma_a + 3 \sqrt{\sigma_b}}$$

est fonction de la contrainte réelle de traction dans les aciers

on a :

$$\begin{aligned} \mu_g &= 0,69 \\ \mu_q &= 0,66 \\ \mu_q &= 0,82 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\sigma_a &= 968,2 \text{ kg/cm}^2) \\ (\sigma_a &= 1105,5 \text{ kg/cm}^2) \\ (\sigma_a &= 2355 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

Modules de déformation

$$\begin{aligned} E \nu &= 7000 \sqrt{1,28 \sigma'_d} \\ E \nu &= 127161,3 \text{ kg/cm}^2 \\ E_i &= 3E \nu = 381484 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma'_d = 275 \text{ kg/cm}^2$$

Flèche relative à chaque cas de charge

-  $f_{g\infty}$

$$I_{fv} = 130667,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E \nu I_{fv}} = 1,08 \text{ cm}$$

-  $f_{j0}$

$$I_{fi} = 100861,15$$

$$f_{j0} = \frac{M_j \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,41 \text{ cm}$$

-  $f_{q0}$

$$I_{fi} = 89422,24 \text{ cm}^4$$

$$f_{q0} = 1,11 \text{ cm}$$

-  $f_{g0}$

$$I_{fi} = 98345,8 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\underline{\Delta f_t = 1,3 \text{ cm}}$$

La portée  $l$  étant supérieure à 5 m, on a une flèche admissible:  $f_a = 0,5 + \frac{660}{1000} = 1,16 \text{ cm}$

$$\underline{\Delta f_t = 1,3 \text{ cm} > f_a = 1,16 \text{ cm}}$$

### Remarque

La surcharge de 1000 kg/m<sup>2</sup> attribuée aux salles archives est trop importante et ne peut pratiquement pas être atteinte

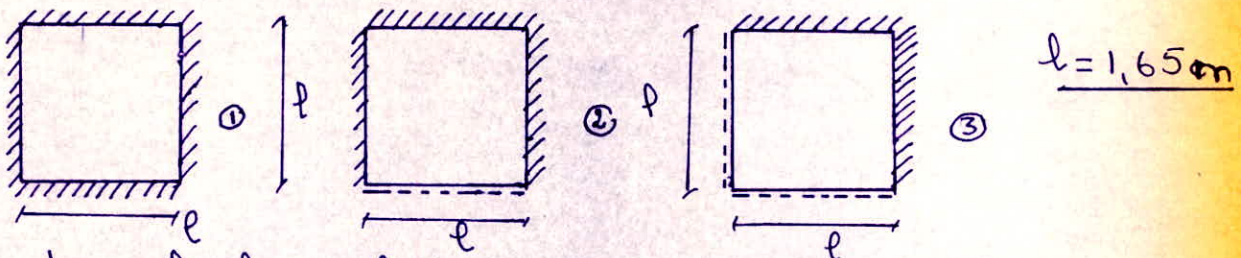
Nous pouvons donc admettre la flèche obtenue: soit  $f = 1,3 \text{ cm}$



## II Calcul des Dalles

Nous avons 3 sortes de dalles à calculer à chaque niveau.

- dalles avec encastrement partiel aux 4 extrémités
- dalles avec encastrement partiel à 3 extrémités, articulée à l'autre extrémité
- dalle ayant deux extrémités partiellement encastrees, deux articulées.



Le calcul sera fait pour une dalle articulée sur 4 côtés. Les moments de flexion maximums calculés de ce cas de l'articulation seront réduits de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement. Les moments sur appuis seront pris égaux à 50/100 du moment maximum isostatique pour les dalles continues et à 30/100 pour les dalles liées à des appuis de rive.

Les moments et efforts tranchants seront calculés pour une bande de 1,00 de largeur et de  $h_0 = 8$  cm d'épaisseur.

### a) Evaluation des charges et Surcharges

- Terrasse :  $G = 385,5 \text{ kg/m}^2$

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

$q = G + 1,2 P$

$q = 505,5 \text{ kg/m}^2$

#### - Niveau III et II

\* Salles Archives  $G = 310 \text{ kg/m}^2$

$P = 1000 \text{ kg/m}^2$

$q = 1510 \text{ kg/m}^2$

\* Salles-bureaux

(Ainsi que N.I)  $G = 310 \text{ kg/m}^2$

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

$q = 610 \text{ kg/m}^2$

## ② Principe de Calcul

La dalle sera donc une plaque carrée simplement appuyée sur ses 4 côtés et soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul sera fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$p = 1 \rightarrow M_x = M_y = 0,0423 q l^2$$

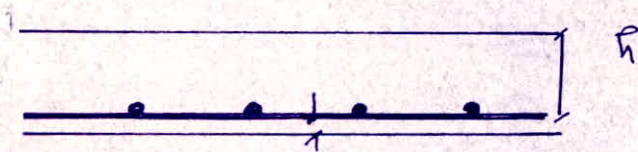
$$T = \frac{P}{3l} = \frac{q l^2}{3l} = \frac{q l}{3}$$

Niveaux	q	$M_0$	ME	$M_{aenc.}$	$M_{appui}$	T
IV	505,5	58,2	49,5	29,1	17,5	278
III - II	1510	174	148	87	52,2	830,5
I	610	70,3	60	30	18	335,5

## ③ Détermination des armatures

Nous utiliserons des treillis soudés de diamètre maximum  $\frac{h_0}{10} = 8 \text{ mm}$

Aoit  $\phi = 6 \text{ mm}$  enrobage 1 cm



- hauteur utile dans le sens porteur

$$h = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 6,7 \text{ cm}$$

- hauteur utile dans le sens de répartition

$$h = h_0 - e - \phi - \frac{\phi}{2} = 6,1 \text{ cm}$$

$$\phi = 6 \text{ mm} \quad \rightarrow \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP1)}$$

$$u = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad h = 5,8 \text{ cm}$$

(Méthode CHARON)

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

$M_t / \text{kg.m}$	$\epsilon$	$R$	$A_{t/cm^2}$	$M_{a1}$	$A_1$	$M_{a2}$	$A_2$
49,5	0,9612	114	0,295	29,1	0,19	17,5	0,11
148	0,9351	62	0,91	87	0,57	52,2	0,34
60	0,958	104	0,36	30	0,31	18	0,19

### Choix des écartement

#### En travée

$$A = 0,36 \text{ cm}^2 \quad e = 1 \text{ m}$$

$$\rightarrow 1 \phi . 8 \rightarrow 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,91 \text{ cm}^2 \quad e = 0,4 \text{ m}$$

$$\rightarrow 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,91 \text{ cm}^2$$

Or l'art 39,6 du BA.68 fixe l'écartement à  $3h_0 = 24 \text{ cm}$  dans le cas des plaques armées orthogonalement et ne supportant que des charges uniformément réparties ce qui est le cas. Nous prendrons donc dans les deux sens un écartement égal à  $20 \text{ cm}$

$A = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  dans les deux sens

TS 6 / 200 x 200

## Verifications

- Condition de non fragilité

Dans une plaque rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés, les armatures tendues doivent présenter une section minimale déterminée d'après les règles du c.c.BA 68 Art 52.2

A la section d'acier par bande de largeur suivant les deux sens,  $b_{hx}$  et  $b_{hy}$  les hauteurs utiles, on doit avoir:

$$- \frac{A}{b h_x} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b h_x} = \frac{2,5}{100 \cdot 6,6} = 0,0038$$

$$\frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 = \frac{0,54}{2} \cdot 1 \cdot \frac{5,9}{3000} \left[ \frac{8}{6,6} \right]^2 = 0,00078$$

$$- \frac{A}{b b_{hy}} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_0}{h_y} \right)^2 \quad \text{vérifiée.}$$

## Armatures transversales

Les dalles ne comportent pas d'armatures principales sous certaines conditions satisfaites dans ce cas (c.c.BA. 68. Art. 27. 1)

# ETUDE DE PORTIQUE

## Introduction

Les portiques qui feront l'objet de notre étude seront sollicités, par deux types de charges :

### 1 - Charges verticales

G : poids propre

P : surcharge d'exploitation

S<sub>v</sub> : Seisme verticale.

Pour ce type de chargement on utilisera, pour déterminer les efforts dans les portiques, la méthode de Caquot ; méthode qui sera exposée ultérieurement conformément aux recommandations du CCBA 68 annexe A<sub>1</sub>

### 2 - Charges horizontales.

V : Vent agissant dans un sens ou dans l'autre  
S<sub>1H</sub> : Seisme également pouvant agir dans les deux sens.

Pour ce type de chargement on utilisera dans nos calcul des efforts dans les portiques, une méthode appelée Méthode de Bowman

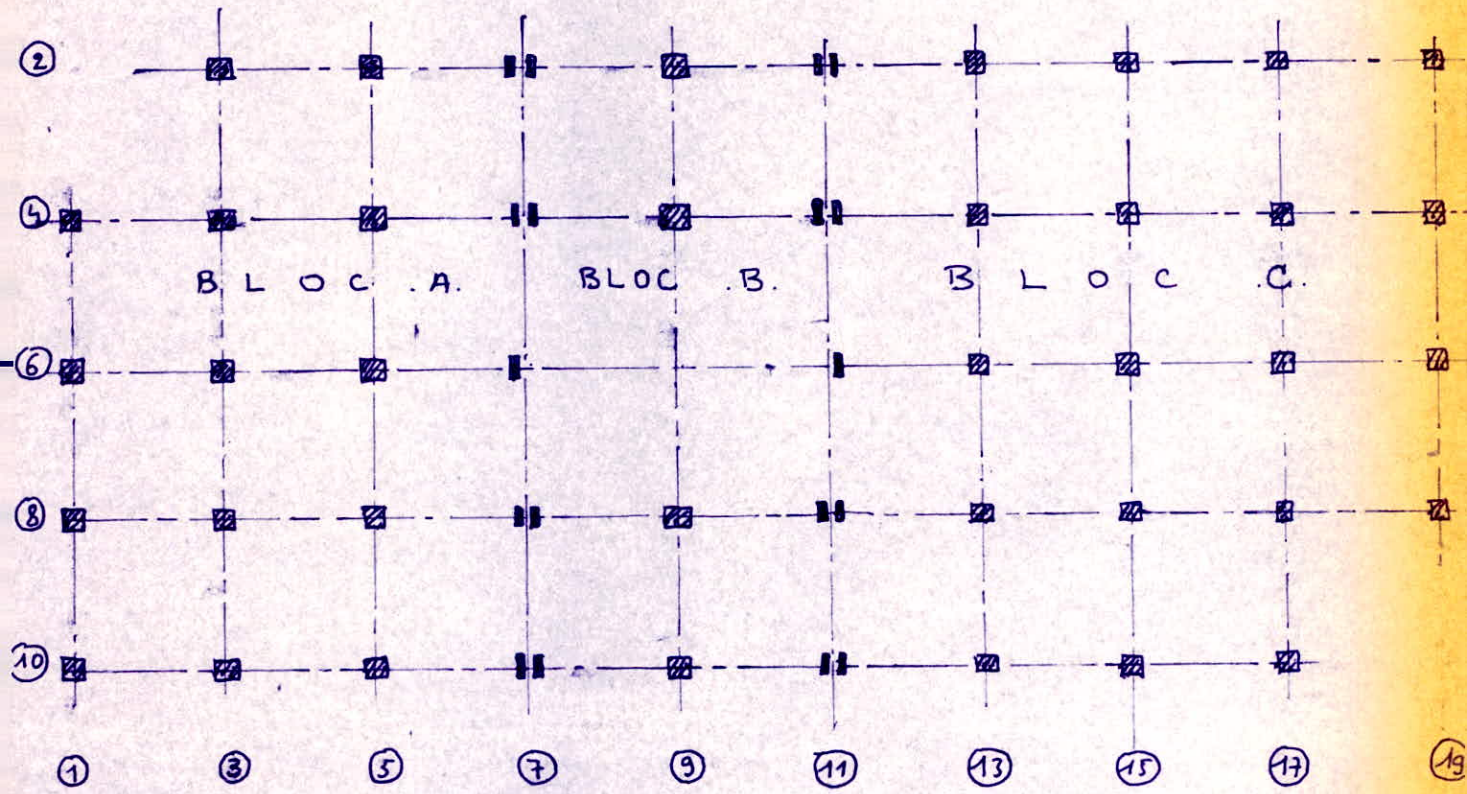
### 3 - Combinaisons considérées

- |                       |   |                             |
|-----------------------|---|-----------------------------|
| 1 <sup>er</sup> genre | ① | $G + 1,2 P$                 |
|                       | ② | $G + P + V \oplus$          |
|                       | ③ | $G + P + V \ominus$         |
| 2 <sup>em</sup> genre | ④ | $G + 1,5 P + 1,5 V \oplus$  |
|                       | ⑤ | $G + 1,5 P + 1,5 V \ominus$ |
|                       | ⑥ | $G + P/5 + S_{1H} \oplus$   |
|                       | ⑦ | $G + P/5 + S_{1H} \ominus$  |
|                       | ⑧ | $G + S_{iv} + P$            |

Après la détermination des efforts dans les portiques, sous chacune des combinaisons ci-dessus, on retiendra celle qui nous donnera la section d'acier la plus défavorable

Répérage des portiques sur lesquels on a porté notre choix concernant l'étude du bloc A.

Ces portiques sont les plus chargés, de ce fait on pourra généraliser aux autres portiques, les résultats trouvés, ceci dans le sens de la sécurité.

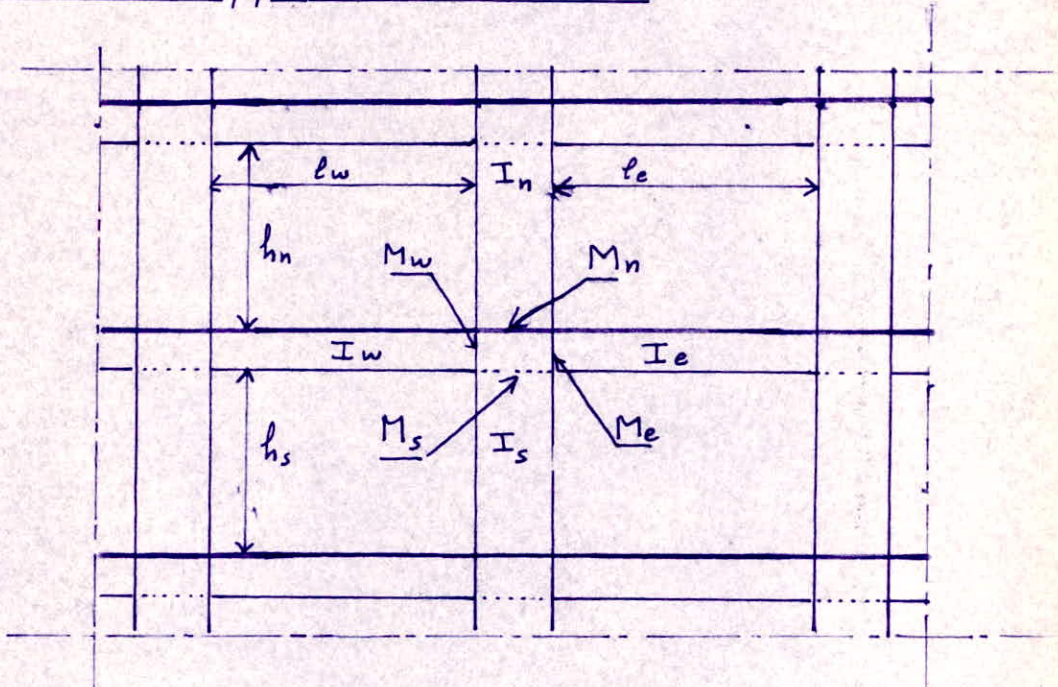


EXPOSE DE LA METHODE  
DE CAQUOT (BA 68)

Domaine d'application

D'après l'article A 10,1, cette méthode peut être appliquée à notre bâtiment qui est constitué par des planchers à nervures

Moments d'appui dans un nœud



On considère concernant les poteaux des hauteurs fictives

$h'_n = 0,9 h_n$  si le nœud considéré appartient à l'avant  
dernier plancher.  
 $h'_n = 0,8 h_n$  dans les autres cas.

$$h'_s = 0,8 h_s$$

Pour les poutres les longueurs fictives seront définies par:

— Travée intermédiaire

$$l'_w = 0,8 l_w$$

$$l'_e = 0,8 l_e$$

Soit  $q_w$  (resp.  $q_e$ ) la charge uniformément répartie par mètre linéaire sur la travée ouest (respectivement est)

Et  $Q_w$  (resp.  $Q_e$ ) les charges concentrées sur la travée ouest (resp. est), et  $a_w$  (resp.  $a_e$ ) sa distance au nu de l'appui.

Les moments créés par le chargement des deux travées gauche et droite, et qui doivent être répartis proportionnellement aux inertias, seront donnés par les formules :

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

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

Les coefficients  $k_w$  (resp.  $k_e$ ) sont donnés par l'échelle fonctionnelle (CCSA 68 page 147) en fonction du rapport  $\frac{a_w}{l'_w}$  (respectivement  $\frac{a_e}{l'_e}$ )

Les moments se distribueront aux poutres et aux poteaux suivant le rapport de leurs raideurs ainsi définies :

$$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$k_n = \frac{I_n}{h_n}$$

$$k_s = \frac{I_s}{h_s}$$

On pose  $D = k_w + k_e + k_n + k_s$ .

Finalement on a la valeur, en valeur absolue, des moments aux nus de l'appui.

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

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

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

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

### Convention de Signe

Poutres :

Les moments sont négatifs

Poteaux :

Supérieur : face tendue du côté de la travée, la plus

Inférieur : l'inverse



Noeud voisin de noeud de rive

$l_w$  est prise égale à  $\chi l_w$   $\chi$  défini par :

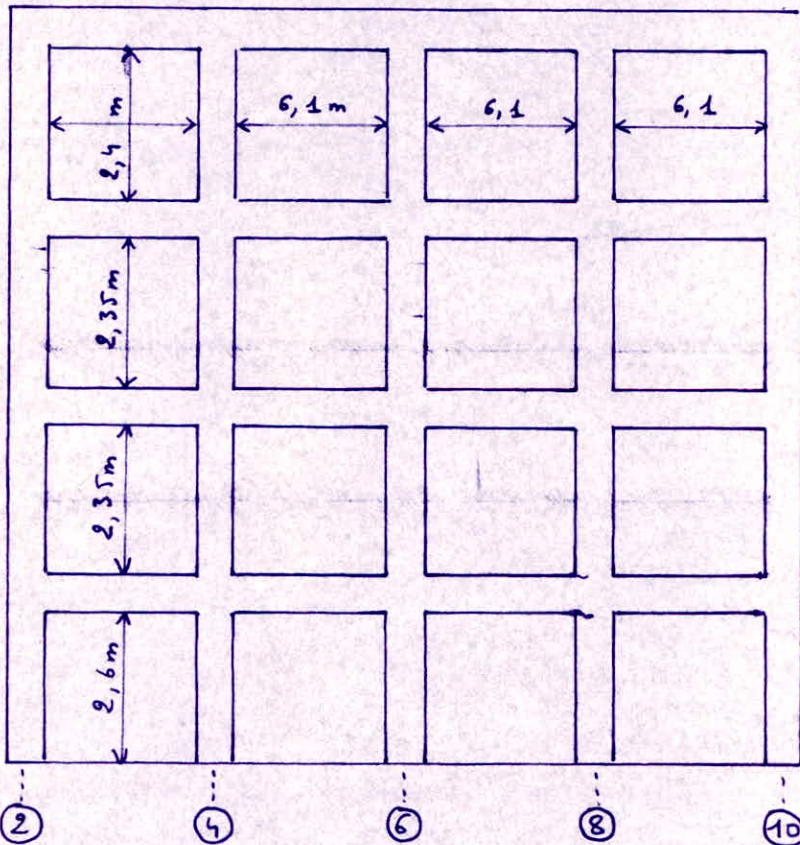
-  $\chi$  compris entre 0,8 et 1

$\chi = 0,8$  pour  $k_s + k_n \geq 1,5 k_e$  (noeud de rive)

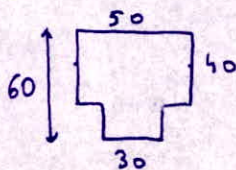
$\chi = 1 - \frac{k_s + k_n}{3,5 k_e}$  pour  $k_s + k_n < 1,5 k_e$  ( $k_s, k_n, k_e$  relatifs au noeud de rive)

## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Portique ⑤-⑤



Poutres



$$I_{poutre} = 70,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Poteaux : 50 x 50

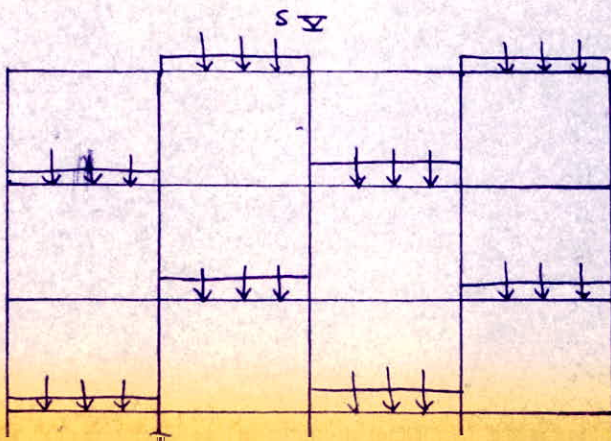
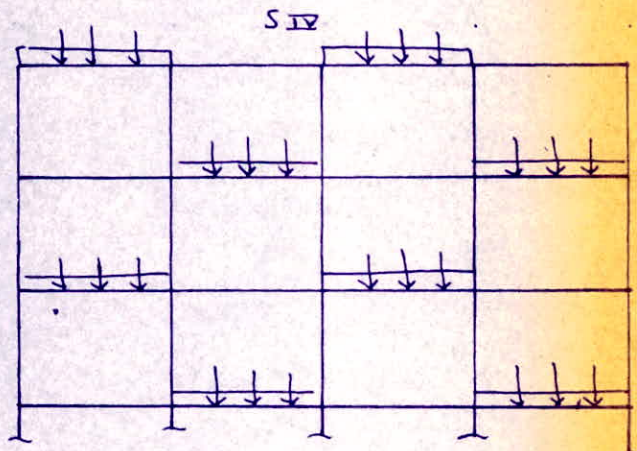
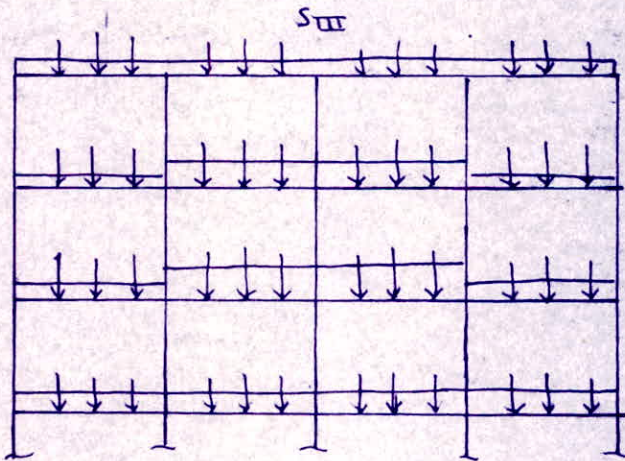
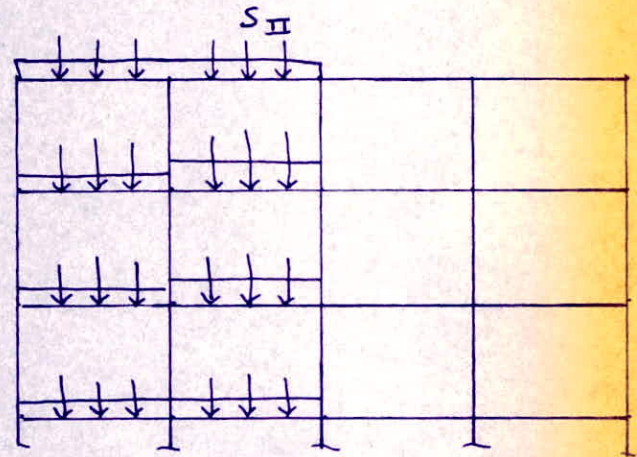
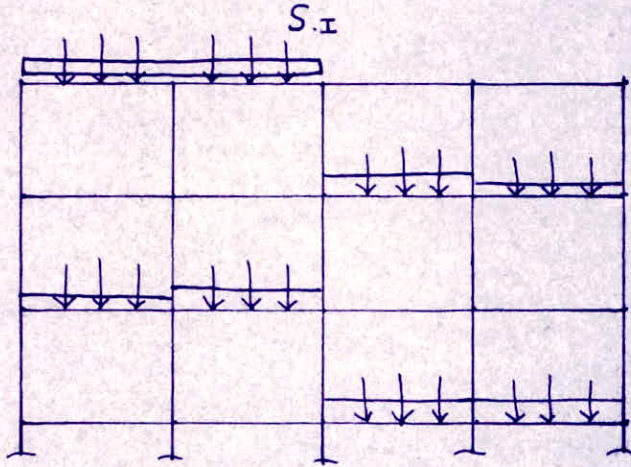
$$I_{poteaux} = 52 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

## ETUDES DES SURCHARGES

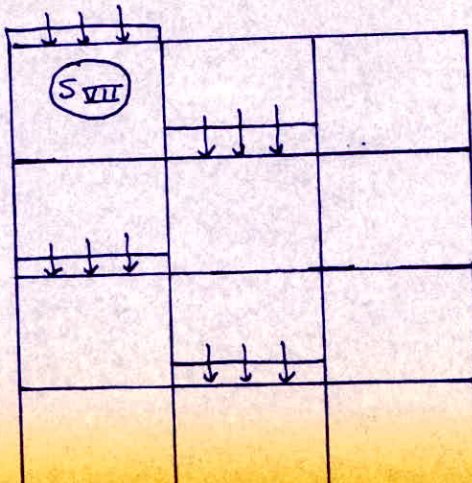
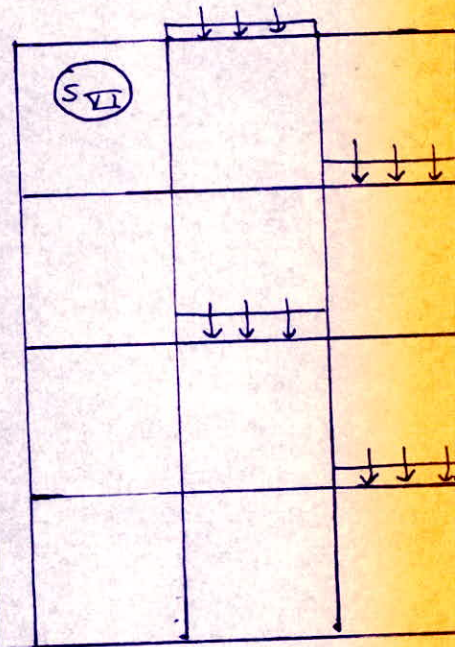
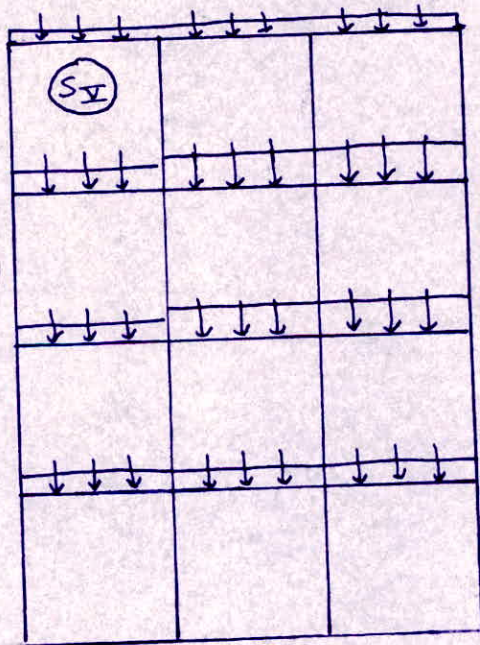
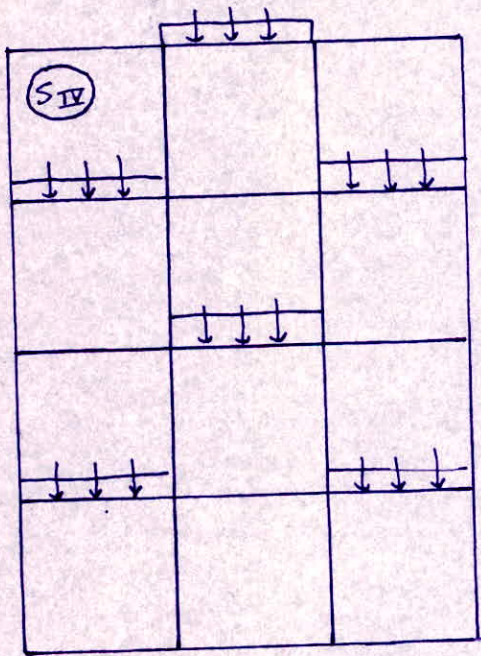
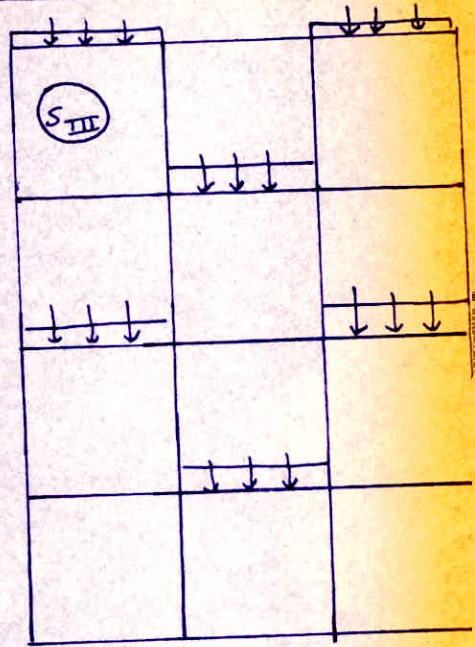
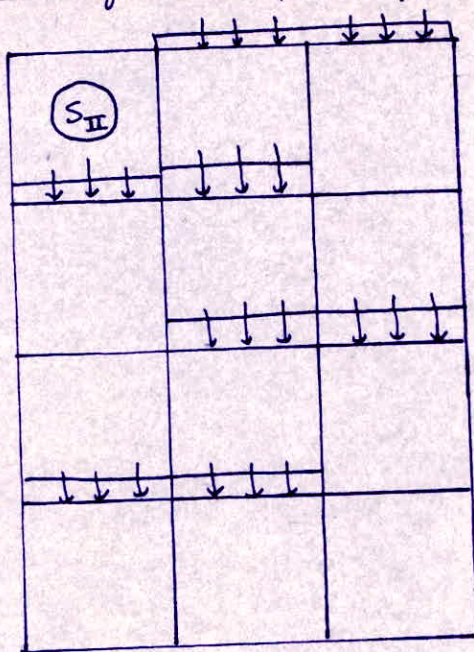
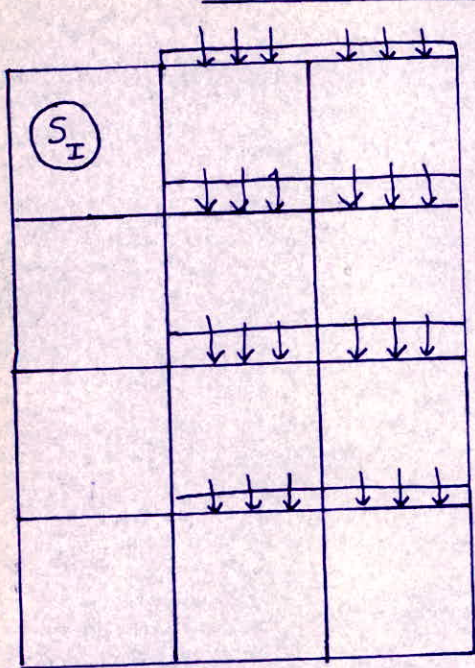
Conformément aux dispositions de l'article 7,3 (CCBA 68) on a tenu compte des différentes possibilités de surcharge ainsi que l'absence de charge.

Ces possibilités de surcharge sont présentés ci-dessous

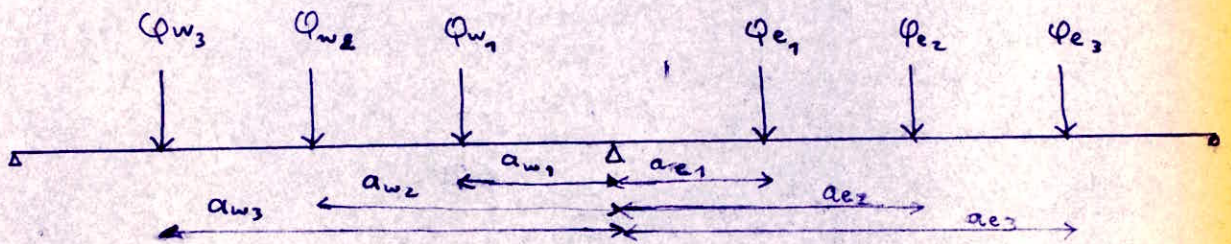
Portique (5) - (5)



Cas de surcharge du portique (6-6)



On exposera complètement un système de chargement, et on portera, uniquement les résultats numériques, dans un tableau, pour l'ensemble des systèmes de chargement.



Pour raison de symétrie on a égalité entre les distances  $a_{wi}$  et  $a_{ei}$  (respectivement.)

Travée intermédiaire :

$$l'_w = 0,8 \cdot 6,1 = 4,88 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \cdot 6,1 = 4,88 \text{ m}$$

et  $a_{w1} = a_{e1} = \frac{6,1}{4} = 1,525 \text{ m}$ .

$$a_{w2} = a_{e2} = 2 \cdot 1,525 = 3,05 \text{ m}$$

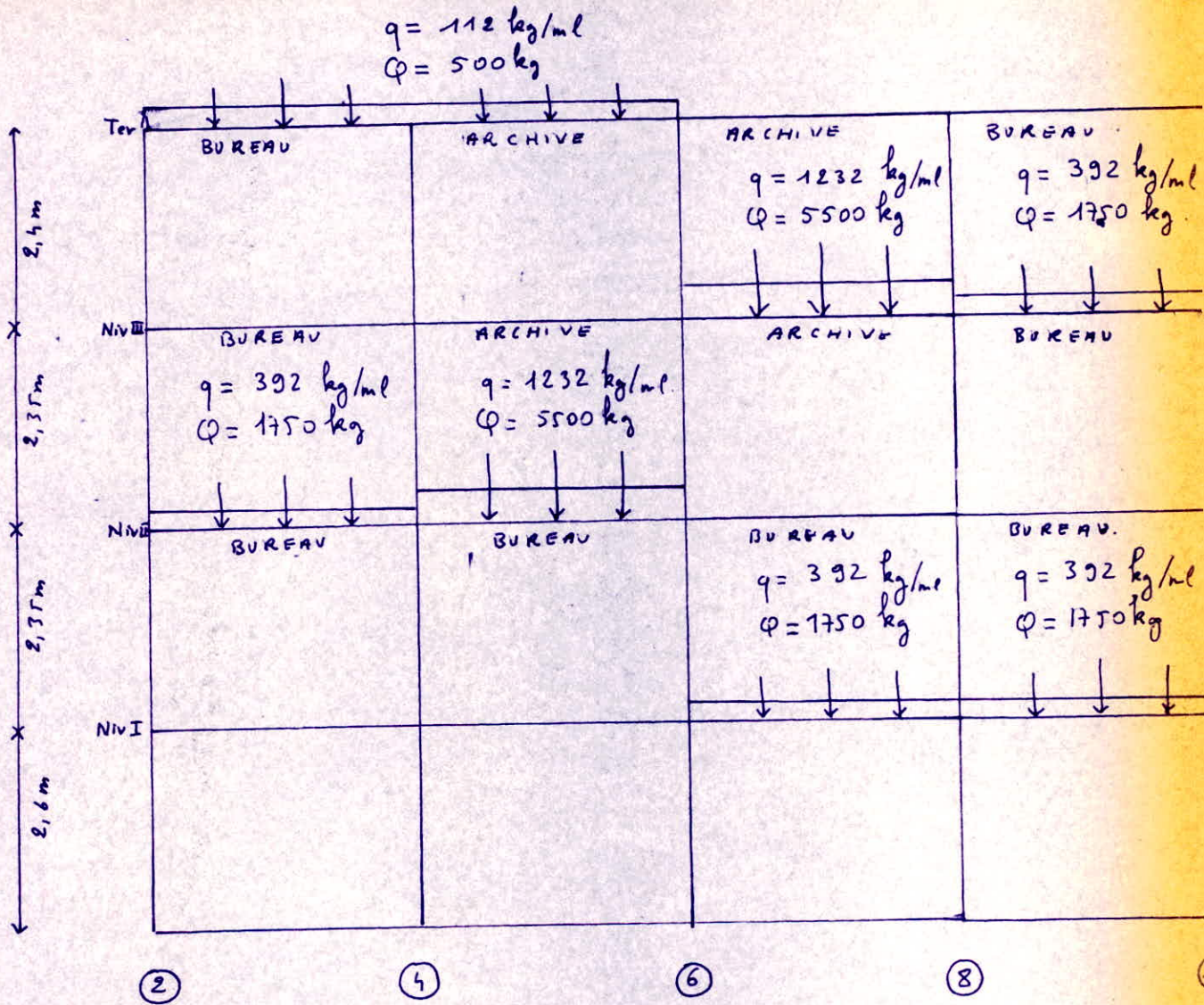
$$a_{w3} = a_{e3} = 3 \cdot 1,525 = 4,575 \text{ m}$$

$$\frac{a_{w1}}{l'_w} = \frac{a_{e1}}{l'_e} = 0,312 \rightarrow k_{w1} = k_{e1} = 0,17$$

$$\frac{a_{w2}}{l'_w} = \frac{a_{e2}}{l'_e} = 0,624 \rightarrow k_{w2} = k_{e2} = 0,753$$

$$\frac{a_{w3}}{l'_w} = \frac{a_{e3}}{l'_e} = 0,936 \rightarrow k_{w3} = k_{e3} = 0,03$$

ETUDE DU PORTIQUE (5) (5) SOUS LES SURCHARGES SI



Determination des moments  $M'$  sur les différentes travées

Travées de terrasse

$$M' = \frac{112}{8,5} (4,88)^2 + 4,88 \cdot 500 (0,17 + 0,153 + 0,03)$$

$$M' = 1,175 \text{ t.m.}$$

Travée de bureau

$$M' = \frac{392}{8,5} (4,88)^2 + 4,88 \cdot 1750 (0,353) = 4,17 \text{ t.}$$

Travée d'archive

$$M' = \frac{1232}{8,5} (4,88)^2 + 4,88 \cdot 5500 \cdot 0,353 = 12,9$$

NIVEAU TERRASSENœud ②

$$\begin{array}{lll}
 l_w = 0 & l'_w = 0 & k_w = 0 \\
 l_e = 6,1 & l'_e = 4,88 & k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\
 h_n = 0 & h'_n = 0 & k_n = 0 \\
 h_s = 2,4 & h'_s = 1,92 & k_s = 27 \cdot 10^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{lll} l_w = 0 \\ l_e = 6,1 \\ h_n = 0 \\ h_s = 2,4 \end{array}} \right\} D = 47,4 \cdot 10^2$$

$$\begin{array}{l}
 M'_w = 0 \\
 \pi'_e = 1,175
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 M_w = 0 \\
 M_e = 1,175 \left( 1 - \frac{14,4}{47,4} \right) = 0,766 \text{ t.m.} \\
 \pi_n = 0 \\
 \pi_s = \frac{27}{47,4} (1,175) = 0,766 \text{ t.m.}
 \end{array}$$

Nœud ④ nœud voisin de rive

$$k_{s_2} + k_{n_2} = 27 \cdot 10^2 > 1,5 \cdot 14,4 \Rightarrow \chi = 0,8$$

$$\begin{array}{lll}
 l'_w = 4,98 & k_w = 14,4 \cdot 10^2 & \\
 l'_e = 4,88 & k_e = 14,4 \cdot 10^2 & \\
 h'_n = 0 & k_n = 0 & \\
 h'_s = 1,92 & k_s = 27 \cdot 10^2 &
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{lll} l'_w = 4,98 \\ l'_e = 4,88 \\ h'_n = 0 \\ h'_s = 1,92 \end{array}} \right\} D = 55,8 \cdot 10^2$$

$$\pi'_w = 1,175$$

$$\pi'_e = 1,175$$

$$M_w = 1,175 \frac{14,4}{55,8} + 1,175 \left( 1 - \frac{14,4}{55,8} \right) = 1,175$$

$$\pi_e = 1,175 \left( 1 - \frac{14,4}{55,8} \right) + 1,175 \left( \frac{14,4}{55,8} \right) = 1,175$$

$$\pi_n = \pi_s = 0$$

Nœud ⑥

$$\begin{array}{lll}
 k_w = 14,4 \cdot 10^2 & \\
 k_e = 14,4 \cdot 10^2 & \\
 k_n = 0 & \\
 k_s = 27 \cdot 10^2 &
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{lll} k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_n = 0 \\ k_s = 27 \cdot 10^2 \end{array}} \right\} D = 55,8 \cdot 10^2$$

$$\pi'_w = 1,175$$

$$\pi'_e = 0$$

$$M_w = 1,175 \left( 1 - \frac{14,4}{55,8} \right) = 0,87$$

$$\pi_e = 1,175 \cdot \frac{14,4}{55,8} = 0,3$$

$$\pi_n = 0$$

$$\pi_s = \frac{27}{55,8} (-1,175) = -0,57$$

Nœuds ⑧ et ⑩

Ils ne sont pas chargés

NIVEAU IIINoeud ⑩

$$\left. \begin{array}{lll}
 l_w = 6,1 & l'_w = 4,88 & k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\
 l_e = 0 & l'_e = 0 & k_e = 0 \\
 h'_n = 2,4 & h'_n = 2,16 & k_n = 24 \cdot 10^2 \\
 h'_s = 2,35 & h'_s = 1,88 & k_s = 27,65 \cdot 10^2
 \end{array} \right\} D = 66 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} M'_w = 4, \\ R'_e = 0 \end{array}$$

$$M_w = 4,11 \left( 1 - \frac{14,4}{66} \right) = 3,2 \text{ t.m}$$

$$M_e = 0 = 0$$

$$\pi_n = \frac{24}{66} (-4,11) = -1,49 \text{ t.m}$$

$$\pi_s = \frac{27,65}{66} (-4,11) = -1,72 \text{ t.m}$$

Noeud ⑧ noeud voisin de noeud de rive

$$k_{s,0} + k_{n,0} = 24 + 27,65 > 1,5 \cdot 14,4 \Rightarrow X = 0,8$$

$$\left. \begin{array}{lll}
 l'_w = 4,88 & k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\
 l'_e = 4,88 & k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\
 h'_n = 2,16 & k_n = 24 \\
 h'_s = 1,88 & k_s = 27,65
 \end{array} \right\} D = 80,4 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \pi'_w = 12,9 \text{ t.m} \\ \pi'_e = 4,11 \text{ t.m} \end{array}$$

$$M_w = 4,11 \cdot \frac{14,4}{80,4} + 12,9 \left( 1 - \frac{14,4}{80,4} \right) = 11,32 \text{ t.m}$$

$$\pi_e = 4,11 \left( 1 - \frac{14,4}{80,4} \right) + 12,9 \left( \frac{14,4}{80,4} \right) = 5,68 \text{ t.m}$$

$$\pi_s = \frac{27,65}{80,4} (4,11 - 12,9) = -3,02 \text{ t.m}$$

$$\pi_n = \frac{24}{80,4} (4,11 - 12,9) = -2,62 \text{ t.m}$$

Noeud ⑥

$$\left. \begin{array}{lll}
 l'_w = 4,88 & k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\
 l'_e = 4,88 & k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\
 h'_n = 2,16 & k_n = 24 \cdot 10^2 \\
 h'_s = 1,88 & k_s = 27,65 \cdot 10^2
 \end{array} \right\} D = 80,4 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \pi'_w = 0 \\ \pi'_e = 12,9 \text{ t.m} \end{array}$$

$$\pi_w = 12,9 \cdot \frac{14,4}{80,4} = 2,3$$

$$\pi_e = 12,9 \left( 1 - \frac{14,4}{80,4} \right) = 10,59$$

$$\pi_s = \frac{27,65}{80,4} (12,9) = 4,43$$

$$\pi_n = \frac{24}{80,4} (12,9) = 3,85$$

Noeuds ⑤ et ⑦

Ne sont pas chargés

NIVEAU II

Noeud ②

$$\left. \begin{array}{l} L'_w = 0 \\ L'_e = 4,88 \\ h'_n = 1,88 \\ h'_s = 1,88 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_w = 0 \\ k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ k_s = 27,65 \cdot 10^2 \end{array} \quad D = 69,7 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \pi'_w = 0 \\ \pi'_e = 4,11 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M_w &= 0 \\ \pi_e &= 4,11 \left(1 - \frac{14,4}{69,7}\right) = 3,26 \text{ t.m} \\ \pi_n &= \frac{27,65}{69,7} (4,11) = -1,63 \text{ t.m} \\ \pi_s &= \frac{27,65}{69,7} (4,11) = -1,63 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Noeud ⑤ noeud voisin de rive

$$\begin{array}{l} k_{s_1} + k_{n_2} = 27,65 + 27,65 > 1,5 \cdot 14,4 \quad \chi = 0,8 \\ \left. \begin{array}{l} L'_w = 4,88 \\ L'_e = 4,88 \\ h'_n = 1,88 \\ h'_s = 1,88 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ k_s = 27,65 \cdot 10^2 \end{array} \quad D = 84,1 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \pi'_w = 4,11 \text{ t} \\ \pi'_e = 12,9 \text{ t} \end{array}$$

$$\begin{aligned} M_w &= 12,9 \frac{14,4}{84,1} + 4,11 \left(1 - \frac{14,4}{84,1}\right) = 5,6 \\ \pi_e &= 12,9 \left(1 - \frac{14,4}{84,1}\right) + 4,11 \left(\frac{14,4}{84,1}\right) = 11,39 \\ \pi_s &= \frac{27,65}{84,1} (12,9 - 4,11) = 2,88 \\ \pi_n &= \frac{27,65}{84,1} (12,9 - 4,11) = 2,88 \end{aligned}$$

Noeud ⑥

$$\left. \begin{array}{l} L'_w = 4,88 \\ L'_e = 4,88 \\ h'_n = 1,88 \\ h'_s = 1,88 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ k_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ k_s = 27,65 \cdot 10^2 \end{array} \quad D = 84,1 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \pi'_w = 12,9 \\ \pi'_e = 0 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M_w &= 12,9 \left(1 - \frac{14,4}{84,1}\right) = 10,69 \\ \pi_e &= 12,9 \frac{14,4}{84,1} = 2,2 \\ \pi_s &= \frac{27,65}{84,1} (-12,9) = -4,24 \\ \pi_n &= \frac{27,65}{84,1} (-12,9) = -4,24 \end{aligned}$$

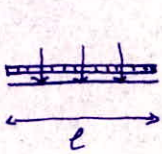
Noeud ③ ④

Ces noeuds ne sont pas chargés



Calcul des moments isostatiques en travée sous les surcharges

Terrasse



$$q = 112 \text{ kg/m}$$

$$Q = 500 \text{ kg}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} + \frac{P.l}{2} = 2,045 \text{ t.m}$$

Travée de bureau

$$q = 302 \text{ kg/m}$$

$$Q = 1750 \text{ kg}$$

$$M_0 = 302 \cdot \frac{6,9^2}{8} + \frac{1750 \cdot 6,9}{2} = 7,16 \text{ t.m}$$

Travée d'archive

$$q = 1232 \text{ kg/m}$$

$$Q = 5500 \text{ kg}$$

$$M_0 = 1232 \cdot 4,65 + 5500 \cdot 3,05 = 22,5 \text{ t.m}$$

Calcul des moments en travée du port. ⑤-⑤ sous le système S<sub>I</sub>

Formule générale  $M_t = M_0 - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right)$

terrasse	travée 2-4	$M_t = 2,045 - \left( \frac{0,76 + 4,175}{2} \right) = 1,07 \text{ t.m}$
	travée 4-6	$M_t = 2,045 - \left( \frac{0,87 + 1,775}{2} \right) = 1,02 \text{ t.m}$

NIVEAU III	travée 6-8	$M_t = 22,5 - \left( \frac{10,59 + 11,32}{2} \right) = 11,55 \text{ t.m}$
------------	------------	---

	travée 8-10	$M_t = 7,16 - \left( \frac{5,68 + 3,2}{2} \right) = 2,72 \text{ t.m}$
--	-------------	---

NIVEAU II	travée 2-4	$M_t = 7,16 - \left( \frac{3,26 + 5,1}{2} \right) = 2,73 \text{ t.m}$
-----------	------------	---

	travée 4-6	$M_t = 22,5 - \left( \frac{11,39 + 10,69}{2} \right) = 11,46 \text{ t.m}$
--	------------	---

NIVEAU I	travée 6-8	$M_t = 7,16 - \left( \frac{3,38 + 4,11}{2} \right) = 3,4 \text{ t.m}$
----------	------------	---

	travée 8-10	$M_t = 7,16 - \left( \frac{4,99 + 3,22}{2} \right) = 3,5 \text{ t.m}$
--	-------------	---

NIVEAU INœud ⑩

$$\left. \begin{array}{ll} L'_w = 4,88 & K_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ L'_e = 0 & K_e = 0 \\ h'_n = 2,16 & K_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ h'_s = 2,08 & K_s = 25 \cdot 10^2 \end{array} \right\} D = 67 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} M'_w = 0 \\ \Pi'_e = 0 \end{array}$$

$$M_w = 4,11 \left( 1 - \frac{75,5}{67} \right) = 3,22 \text{ t.m}$$

$$\Pi_e = 0$$

$$\Pi_s = \frac{25}{67} (-4,11) = -1,53 \text{ t.m}$$

$$\Pi_n = \frac{27,65}{67} (-4,11) = -1,69 \text{ t.m}$$

Nœud ⑧

nœud voisin de rive

$$K_{s,n} + K_{n,e} = 52,65 > 1,5 \cdot 14,4 \Rightarrow X = 0,8$$

$$\left. \begin{array}{ll} L'_w = 4,88 & K_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ L'_e = 4,88 & K_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ R'_n = 2,16 & K_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ R'_s = 2,08 & K_s = 25 \cdot 10^2 \end{array} \right\} D = 87,45 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} M'_w = 4, \\ \Pi'_e = 4, \end{array}$$

$$M_w = 4,11 \left( \frac{14,4}{87,45} \right) + 4,11 \left( 1 - \frac{14,4}{87,45} \right) = 4,11 \text{ t.m}$$

$$\Pi_e = 4,11 \left( 1 - \frac{14,4}{87,45} \right) + 4,11 \left( \frac{14,4}{87,45} \right) = 4,11 \text{ t.m}$$

$$\Pi_s = \Pi_n = 0$$

Nœud ⑥

$$\left. \begin{array}{ll} L'_w = 4,88 & K_w = 14,4 \cdot 10^2 \\ L'_e = 4,88 & K_e = 14,4 \cdot 10^2 \\ h'_n = 2,16 & K_n = 27,65 \cdot 10^2 \\ R'_s = 2,08 & K_s = 25 \cdot 10^2 \end{array} \right\} D = 87,45 \cdot 10^2 \quad \begin{array}{l} \Pi'_w = \\ \Pi'_e = \end{array}$$

$$M_w = 4,11 \cdot \frac{14,4}{87,45} = 0,73 \text{ t.m}$$

$$\Pi_e = 4,11 \left( 1 - \frac{14,4}{87,45} \right) = 3,38 \text{ t.m}$$

$$\Pi_n = \frac{27,65}{87,45} (4,11) = 1,26 \text{ t.m}$$

$$\Pi_s = \frac{25}{87,45} (4,11) = 1,39 \text{ t.m}$$

Nœuds ② et ⑤

Non chargés

Moments Max aux noeuds dues aux surcharges. Port. ⑤ - ⑤

NIVEAU	TERRESSE					NIVEAU I					NIVEAU II					NIVEAU III									
	I	II	III	IV	V	Max	I	II	III	IV	V	Max	I	II	III	IV	V	Max	I	II	III	IV	V	Max	
2	Mw	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ne	0,76	0,76	0,76	0,84	0,84	-	3,2	3,2	3,2	3,53	3,5	-	3,26	3,26	3,26	3,58	-	3,58	-	1,69	1,69	-	1,68	1,69
4	Mw	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ne	0,76	0,76	0,76	0,84	0,84	-	1,72	1,72	1,72	1,89	1,89	-	1,63	1,63	1,63	1,79	-	1,79	-	1,53	1,53	-	1,86	1,86
6	Mw	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ne	0,84	0,84	1,175	0,96	0,96	1,175	2,3	10,59	12,9	11,6	2,5	12,9	2,2	10,69	10,69	12,9	2,4	2,5	12,9	3,38	0,73	3,18	4,11	0,8
8	Mw	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ne	1,175	1,175	1,175	0,96	0,96	1,175	5,68	5,68	5,68	5,68	5,68	-	5,6	2,4	2,4	5,6	0,8	5,6	4,11	-	4,11	-	4,11	0,8
10	Mw	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ne	1,07	1,07	1,07	1,14	1,14	1,07	3,2	3,2	3,2	3,53	3,53	-	3,26	3,26	3,26	3,58	-	3,58	3,58	3,22	-	3,2	3,53	-

## ETUDE DU SEISME

### I Les effets du seisme

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité soit  $9,80 \text{ m/s}^2$ . Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque.

On conçoit pour cela deux composantes, l'une verticale, l'autre horizontale. Ces composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique, et on admet qu'elle s'adresse aux masses mêmes de la construction.

Les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher. Dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes, et éventuellement la fraction de surcharge correspondante au plancher considéré.

### Recommandations de conception générale des batim.

Il faut:

- \* Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- \* Éviter les grandes ouvertures.
- \* Éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- \* Prévoir si possible, un sous-sol rigide (qui ancre la construction au sol).
- \* Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

Pour la superstructure

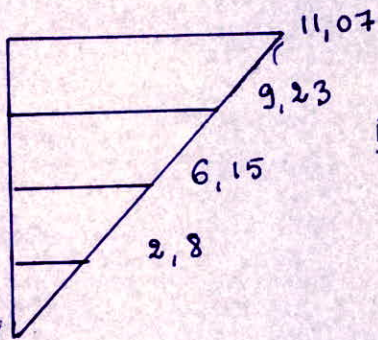
- \* abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- \* réaliser des nœuds rigides.

Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.

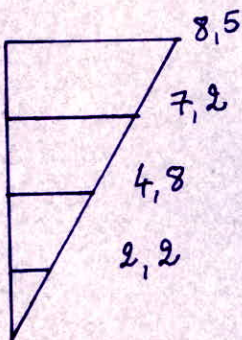
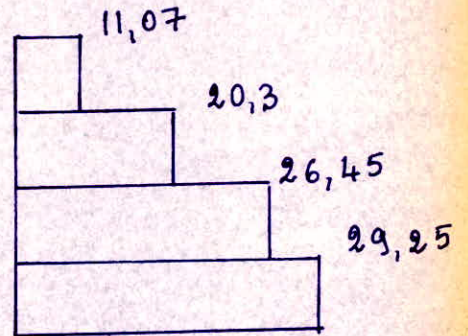
Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.

Forces sismiques horizontales

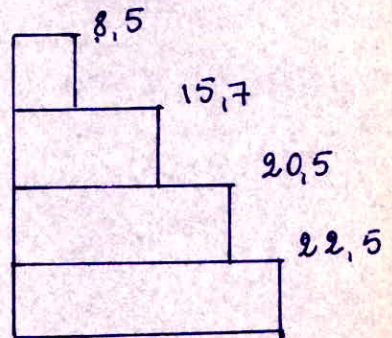
	Niveau	G (t)	P (t)	$\frac{P}{G}$	$G + \frac{P}{5}$	$F_H = \sqrt{2} W$
Portique 5	4	134,9	17,5	3,5	138,4	11,07
	III	128,5	126,4	25,3	153,8	9,23
	II	128,5	126,4	25,3	153,8	6,15
	I	128,5	61,0	12,2	140,7	2,8
Portique 6	IV	103,2	13,1	2,6	105,8	8,5
	III	97,1	111,1	22,2	119,3	7,2
	II	97,1	111,1	22,2	119,3	4,8
	I	97,1	45,8	9,2	106,3	2,2



Portique V



Portique VI



## II Calcul sismique : (PS 69)

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (FH)
- d'un système de forces élémentaires verticales (SV)
- d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical (ST)

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

Le Bloc à étudier présente une symétrie, la rigidité est uniforme. Dans l'ensemble, nous appliquerons le calcul sismique pour deux portiques :

- un portique transversal
- et un portique longitudinal. (Page )

### Calcul des sollicitations sismiques

Nous déterminerons d'abord les masses soumises à l'action sismique pour chaque portique.

Les règlements admettent par simplification que dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

Dans le cas des murs, cloisons, façades régnant sur toute la hauteur d'un étage et bloqués contre les planchers, cette distribution peut se faire au niveau des planchers limitant l'étage.

( les masses soumises à l'action sismique pour chaque portique voir page )

### Détermination des coefficients sismiques

- dans la direction horizontale

$$v_z = \alpha B \delta S$$

-  $\alpha$  = coefficient d'intensité, il dépend de l'intensité nominale  $i_n$  pour laquelle est demandée la protection de la construction. Notre bâtiment sera implanté à Alger qui est une zone de faible sismicité ( $i_n < 7$ ), on prend  $i_n = 7 \Rightarrow \alpha = 0,5$

- $\beta$  = coefficient de réponse, il caractérise l'importance de la structure réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend :
- a) de la période  $T$  du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
  - b) du degré d'amortissement de l'ouvrage.
  - c) accessoirement de la nature du sol de fondation.

Valeurs du coefficient de réponse B

- Amortissement normal

On considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments traditionnels à usage d'habitation ou de bureaux. Et d'une façon générale, comme normal l'amortissement dans les bâtiments dont les murs et les cloisons de par la densité de leur répartition et de par la valeur de l'importance de leurs liaisons naturelles, sont susceptibles de contribuer de façon notable à la dissipation de l'énergie communiquée à la construction par les séisme.

$$B = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \quad 0,05 \leq B \leq 0,1$$

T période du mode fondamental

Le contreventement est assuré par une ossature en béton armé

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

H = hauteur du bâtiment  
L<sub>x</sub> = longueur du portique

$$H = 11,85m \rightarrow T = 0,09 \cdot \frac{11,85}{\sqrt{L_x}} = \frac{1,066}{\sqrt{L_x}}$$

La valeur de B pour chaque portique sera donnée par

$$B = \frac{0,065}{\sqrt{1,066 L_x}}$$

ou lue directement sur abaque, (fig.18 page 86.) PS.69, qui donne B en fonction de T

Coefficient de distribution  $\delta$

Ce coefficient ne dépend de de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques,  $\delta$  peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

Si l'on désigne par n le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang r est :

$$\delta_r = \frac{3r}{2n+1}$$

pour n = 4

n°	1	2	3	4
$\delta_r$	0,33	0,66	1	1,33



Coefficient de fondation  $\delta$ :

Indépendant des propriétés dynamiques de la construction, c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Pour les semelles superficielles et les terrains de consistance moyenne  $\delta = 1,15$

on a donc  $\sigma_x = \alpha \cdot B \cdot \delta = 0,5 \cdot 1,15 \cdot \delta \cdot B$

Tableau donnant les longueurs des portiques étudiés et la valeur correspondante de  $B$ .

Portique	5	6
$L_x$	26,4	19,8
$B$	0,109	0,104

$$B = \frac{0,065}{\sqrt[3]{1,066 L_x^{-\frac{1}{2}}}}$$

Valeurs de  $\sigma_x$

Niveau Portique	1	2	3	4
5	0,02	0,04	0,06	0,08
6	0,02	0,04	0,06	0,08

$$\sigma_x = 0,5 \cdot 1,15 \cdot \delta \cdot B$$

- Coefficient sismique dans la direction verticale

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\alpha = 0,5$$

$$\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T) = \sigma_x$$

Niveau Portique	1	2	3	4
5	0,03	0,06	0,08	0,11
6	0,03	0,06	0,08	0,11

Les masses soumises aux effets du séisme pour chaque portique les forces sismiques verticales et horizontales sont données dans les tableaux suivants.

Niveau	Designation	Charge / unité de mesure	Charge totale <sup>Kg</sup>	Surcharge <sup>Kg</sup>	Surcharge Totale <sup>Kg</sup>
IV	Plancher	385,5 kg/m <sup>2</sup>	67169,5	100	17424
	Poutres L	650 kg/m	17160	—	—
	Poutres T	650 kg/m	21450	—	—
	Poutrelles	160 kg/m	25344	—	—
	$\frac{1}{2}$ poteaux	625 kg/m	3750	—	—
	$\Sigma$		134.874	—	17424
III	Planchers	310 kg/m <sup>2</sup>	54014,4	1100 + 350	126.324
	Poutres L	650	17160	—	—
	Poutres T	650	21450	—	—
	Poutrelles	160	25344	—	—
	Poteaux	625	7500	—	—
	$\Sigma$		128469		126.324
II	Plancher	310 kg/m <sup>2</sup>	54014,4	1100 + 350	126.324
	Poutres L	650	17160	—	—
	Poutres T	650	21450	—	—
	Poutrelles	160	25344	—	—
	Poteaux	625	7500	—	—
	$\Sigma$		128.469	—	126.324
I	Plancher	310 kg/m <sup>2</sup>	54014,4	350	60.984
	Poutres L	650	17160	—	—
	Poutres T	650	21450	—	—
	Poutrelles	160	25344	—	—
	Poteaux	625	7500	—	—
	$\Sigma$		128.469	—	60984

Niveau	Désignation	charge/unité de mesure	Charge Totale kg	Surcharge/kg <sup>2</sup>	Surcharge Totale kg
IV	Plancher	385.5 kg/m <sup>2</sup>	50377	100	13068
	Poutres L	650 kg/m	12870	—	—
	Poutres T	650 kg/m	17160	—	—
	Poutrelles	160 kg/m	19008	—	—
	1/2 poteaux	625 kg/m	3750	—	—
	Σ		103.165	—	13068
III	Plancher	310 kg/m <sup>2</sup>	40511	1100+350	111078
	Poutres L	650	12870	—	—
	Poutres T	650	17160	—	—
	Poutrelles	160	19008	—	—
	1/2 poteaux	625	7500	—	—
	Σ		97049	—	111078
II	Plancher	310	<del>40511</del>	1100+350	111078
	Poutres L	650	12870	—	—
	Poutres T	650	17160	—	—
	Poutrelles	160	19008	—	—
	Poteaux	625	7500	—	—
	Σ		97049	—	111078
I	Plancher	310	40511	350	45.738
	Poutres L	650	12870	—	—
	Poutres T	650	17160	—	—
	Poutrelles	160	19008	—	—
	Poteaux	625	7500	—	—
	Σ		97049	—	45.738

Forces sismiques verticales

		Niveaux	$\Delta_V$	$W(H)$	$S_{IV}(t)$	$S_{IV} t / m^p$
$L = 26,4 m$	Portique IV	I	0,03	140,7	4,22	0,16
		II	0,06	153,8	9,2	0,35
		III	0,08	153,8	12,3	0,47
		IV	0,11	138,4	13,23	0,5
$L = 19,8 m$	Portique III	I	0,03	106,3	3,19	0,16
		II	0,06	119,3	7,16	0,36
		III	0,08	119,3	9,54	0,48
		IV	0,11	105,8	11,68	0,59

$S_{IV}$ : charge totale verticale appliquée au centre de gravité d'un niveau donné.

EXPOSÉ DE LA METHODE DE BOWMAN

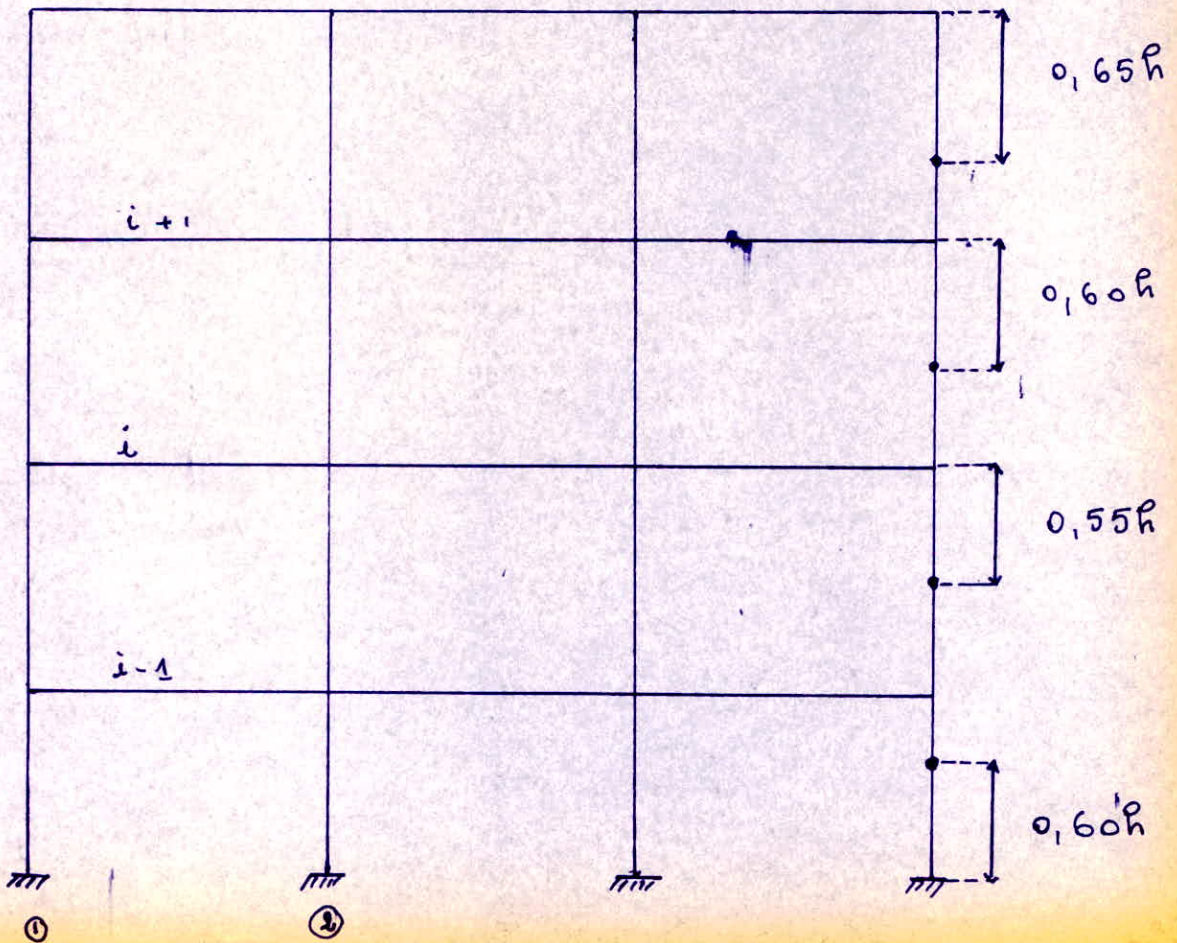
Le calcul des portiques sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de BOWMAN.

Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus avec des méthodes exactes.

L'effort tranchant total, à chaque niveau & partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent :

- au dernier niveau à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau
- à l'avant dernier niveau, à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau
- au ~~niveau~~ niveau directement au dessous, à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau.
- à tous les niveaux, sauf au premier niveau à  $0,50h$
- au premier niveau à  $0,60h$  à partir de la base du poteau



Le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

### Hypothèses de Calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres, parallèles aux forces appliquées et solidaires, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- que les forces horizontales agissantes sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie de ces poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive sont affectés du coefficient 0,8

- que les poteaux des étages consécutifs sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies plus haut.

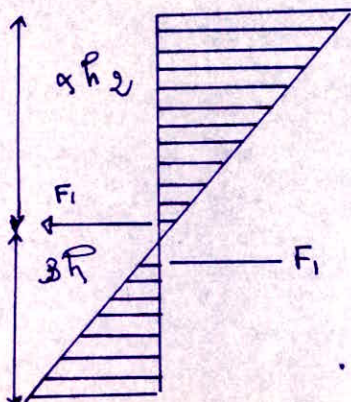
Nous pouvons écrire compte tenu de ces hypothèses :

$$\pm \text{ Pour un seul niveau : } F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n$$

$$\text{avec } F_1 = \frac{F \times 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} \quad (\text{de même pour } F_n)$$

$$F_2 = \frac{F \times I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} \quad (\text{de même que } F_3 \text{ à } F_{n-1})$$

Les moments fléchissants seront :



on calcule les moments à la base et à la tête des poteaux

- à la base  $M = F_1 \beta h$

- à la tête  $M = F_1 \alpha h$

$\alpha$  et  $\beta$  les coefficients de Bowman définis plus haut.

### Dans les poutres

le moment du poteau doit être équilibré par le moment fléchissant des poutres.

Les moments seront pour le noeud de file ① :

$$M = F_1 \cdot h$$

Les moments seront pour le noeud de la file ② :

- à gauche du noeud ②  $M = F_2 \cdot h \cdot \frac{K_g}{K_d + K_g}$
- à droite du noeud ②  $M = F_2 \cdot h \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$

avec  $K_g = \frac{I_g}{l_g}$  ;  $K_d = \frac{I_d}{l_d}$

### Pour un étage intermédiaire

Au niveau du plancher de rang  $i$

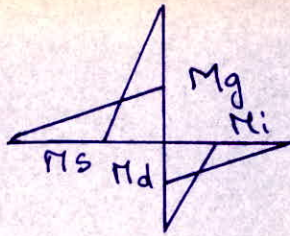
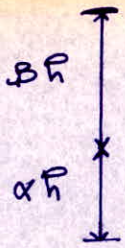
$$F = \sum F_i = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n}$$

A l'étage de rang  $i+1$ , nous savons que l'effort  $\sum F_{i+1}$  crée au pied des poteaux supportant le plancher  $i+1$  des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage  $5e \sum F_{i+1}$ ), soit par exemple pour le poteau 2 de l'étage  $i+1$

$$M = - F_2 \cdot h \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{\sum F_{i+1} \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort  $\sum F_i$  qui nous permet de déterminer les moments au têtes des poteaux supportant l'étage de rang  $i$ .

Au droit d'un noeud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce noeud en fonction des moments  $M_s$  et  $M_i$  obtenus pour le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce noeud.



$$M_g = -(\pi_s + \pi_i) \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$M_d = -(\pi_s + \pi_i) \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

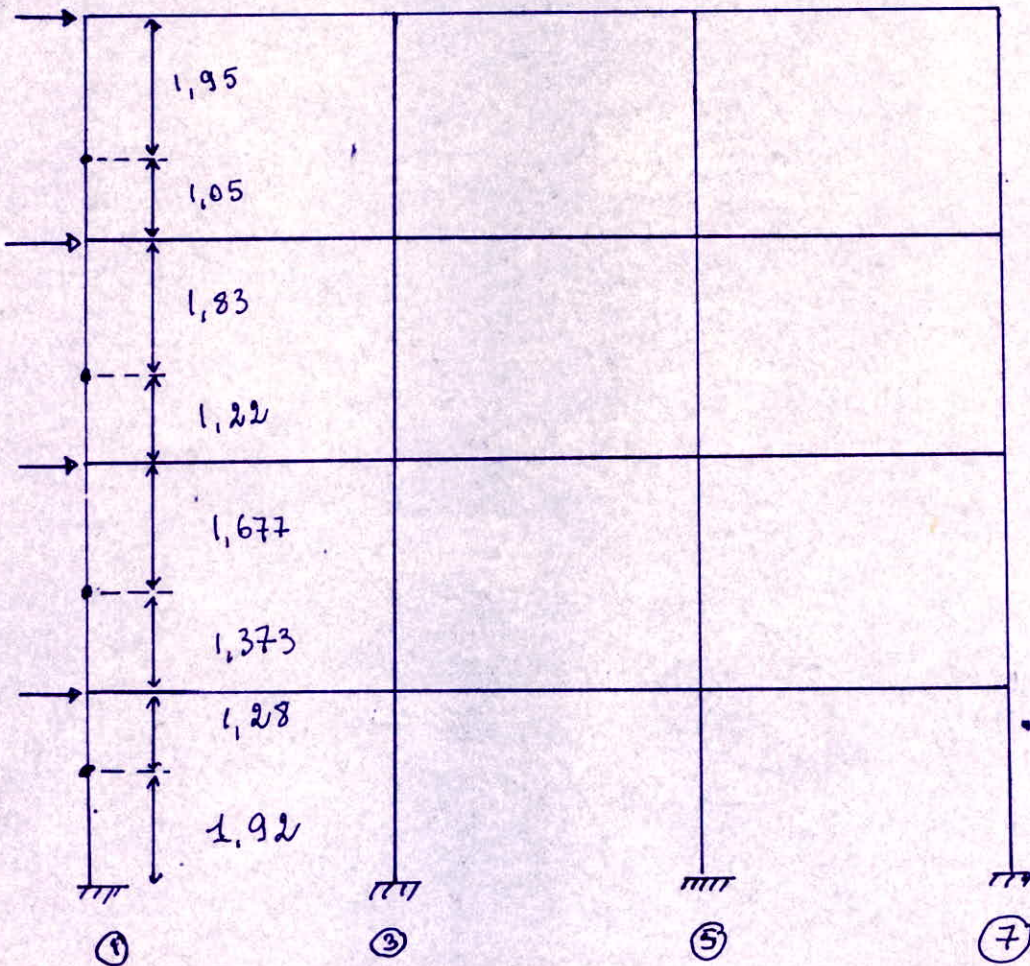
Pour un noeud intermédiaire

Pour un noeud de rive :

$M_g$  ou bien  $M_d$  sera égal à  $-(\pi_s + \pi_i)$

Les hypothèses étant satisfaites, la méthode de Bowman est applicable au calcul des portiques

Nous détaillerons l'application de cette méthode pour le calcul des efforts sous SIH dans le portique VI



portées  
 $I = 70,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

poteaux ①; ③; ⑤  
 $I = 52 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

poteau ⑦  
 $I = 6,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$



Noeud ①  $\frac{k_d}{k} = 1$  ( $k_g = 0$ )

Noeuds ③ - ⑤  $k_g/k = k_d/k = 0,5$

Noeud ⑦  $k_g/k = 1$  ( $k_d = 0$ )

$$I = 0,8 I_1 + 2 I + 0,8 I_7$$

$$= (0,8 \cdot 52 + 2 \cdot 52 + 0,8 \cdot 6,5) \cdot 10^4 = 150,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Niveau IV.  $F_{IV} = 8,5 t$

$$F_1 = \frac{8,5 \times 0,8 \cdot 52 \cdot 10^4}{150,8 \cdot 10^4} = 2,345 t$$

$$F_3 = F_5 = \frac{8,5 \cdot 52 \cdot 10^4}{150,8 \cdot 10^4} = 2,93 t$$

$$F_7 = \frac{8,5 \cdot 0,8 \cdot 6,5 \cdot 10^4}{150,8 \cdot 10^4} = 0,29 t$$

Niveau	IV	III	II	I
$F/\text{Niveau (t)}$	8,5	15,7	20,5	22,5
$F_1$ (t)	2,345	4,33	5,66	6,2
$F_5 = F_3$ (t)	2,93	5,4	7,07	7,76
$F_7$ (t)	0,29	0,54	0,71	0,78

Niveau IV

File ①

Moments des poteaux

$$M_s = 2,345 \times 1,95 = 4,57 \text{ t.m}$$

$$M_i = 2,345 \times 1,05 = 2,46 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_d = - M_s \cdot k_d / k = - 4,57 \cdot 1 = - 4,57 \text{ t.m}$$

File ③ et ⑤

Moments dans les poteaux

$$M_s = 2,93 \cdot 1,95 = 5,71 \text{ t.m}$$

$$M_i = 2,93 \cdot 1,05 = 3,08 \text{ t.m}$$

Moments dans les travées

$$M_g = M_d = - 5,71 \cdot 0,5 = - 2,86 \text{ t.m}$$

File ⑦

Moments dans le poteau

$$M_s = 0,29 \times 1,95 = 0,57 \text{ t.m}$$

$$M_i = 0,29 \times 1,05 = 0,30 \text{ t.m}$$

Moment de la travée

$$M_g = - 0,57 \cdot 1 = - 0,57 \text{ t.m}$$

Niveau III

File ①

Moments dans les poteaux

$$M_s = 4,33 \cdot 1,83 = 7,92 \text{ t.m}$$

$$M_i = 4,33 \cdot 1,22 = 5,28 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_d = - (7,92 + 5,28) \cdot 1 = - 13,20 \text{ t.m}$$

File ③ et ⑤

Moments dans les poteaux

$$M_s = 5,4 \times 1,83 = 9,88 \text{ t.m}$$

$$M_i = 5,4 \times 1,22 = 6,58 \text{ t.m}$$

Moments dans les travées

$$M_g = M_d = -(9,88 + 3,08) \cdot 0,5 = -6,48 \text{ t.m}$$

File ⑦

Moments dans les poteaux

$$M_s = 0,54 \cdot 1,83 = 0,99 \text{ t.m}$$

$$M_i = 0,54 \cdot 1,22 = 0,66 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_g = -(0,99 + 0,30) = -1,29 \text{ t.m}$$

Niveau II

File ①

Moments dans les poteaux

$$M_s = 5,66 \cdot 1,68 = 9,51 \text{ t.m}$$

$$M_i = 5,66 \cdot 1,37 = 7,75 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_d = -(9,51 + 5,28) \cdot 1 = -14,79 \text{ t.m}$$

File ③ et ⑤

Moments dans les poteaux

$$M_s = 7,07 \cdot 1,68 = 11,88 \text{ t.m}$$

$$M_i = 7,07 \cdot 1,37 = 9,69 \text{ t.m}$$

Moments dans les travées

$$M_g = M_d = -(11,88 + 6,59) \cdot 0,5 = -9,23 \text{ t.m}$$

File ④      Momento dans les poteaux

$$M_s = 0,71 \cdot 1,68 = 1,19 \text{ t.m}$$

$$M_i = 0,71 \cdot 1,37 = 0,97 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_g = -(1,19 + 0,66) \cdot 1 = -1,85 \text{ t.m}$$

Niveau I

File ①      Momento dans le poteau

$$M_s = 6,2 \times 1,28 = 7,94 \text{ t.m}$$

$$M_i = 6,2 \times 1,92 = 11,9 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_d = -(7,94 + 7,75) = -15,69 \text{ t.m}$$

File ③ et ④

Moments dans les poteaux

$$M_s = 7,76 \times 1,28 = 9,93 \text{ t.m}$$

$$M_i = 7,76 \times 1,92 = 14,9 \text{ t.m}$$

Moments dans les travées

$$M_g = M_d = -(9,93 + 9,69) \cdot 0,5 = -9,81 \text{ t.m}$$

File ⑦

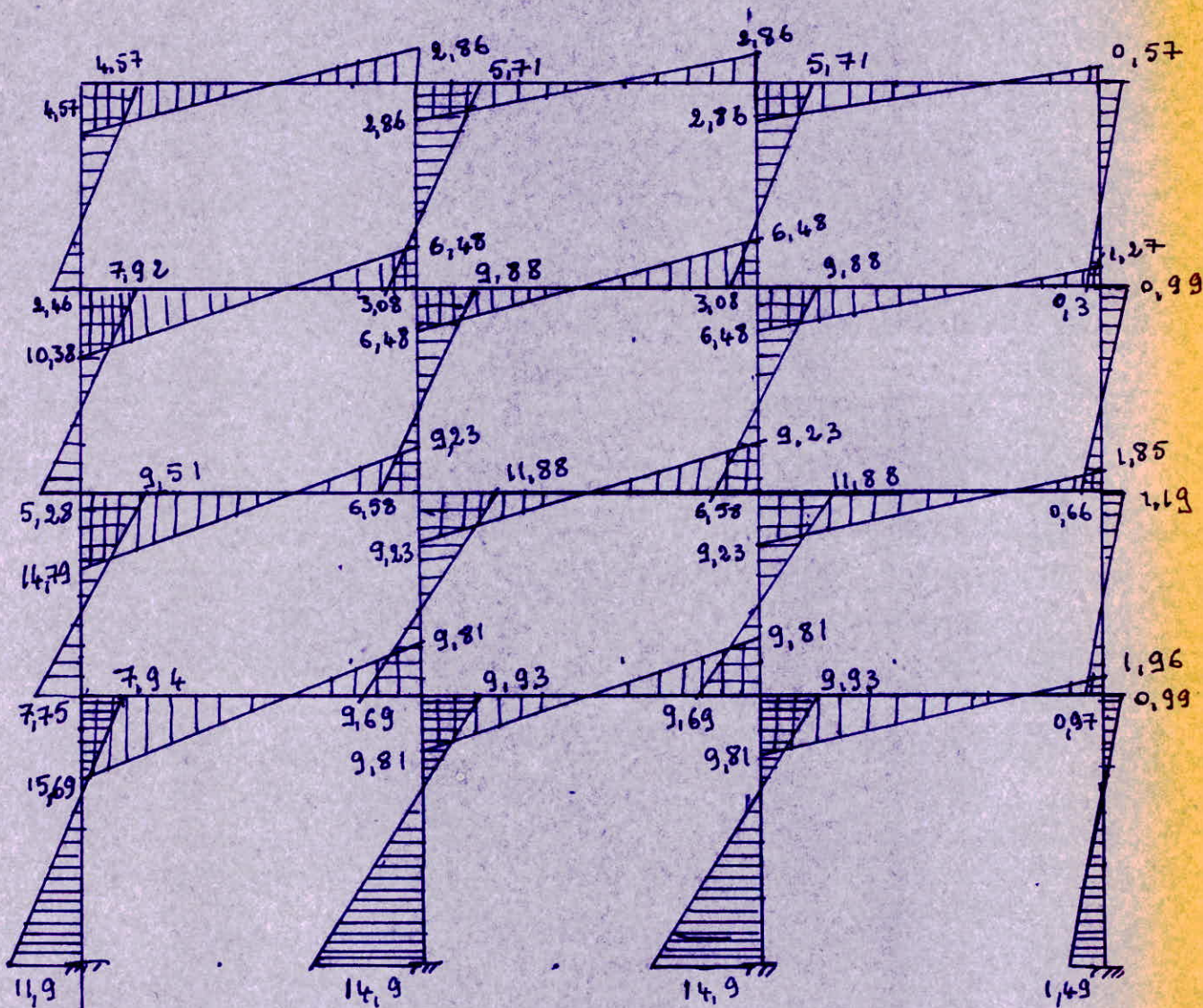
Momento de le poteau

$$M_s = 0,78 \cdot 1,28 = 0,998 \text{ t.m}$$

$$M_i = 0,78 \cdot 1,92 = 1,498 \text{ t.m}$$

Moment dans la travée

$$M_g = -(0,998 + 0,97) = -1,97 \text{ t.m}$$



Moments dans le portique VI sous  $\vec{S}_{1H}$

## ETUDE AU VENT

Verification des hypothèses de calcul de la Méthode de Bowman.

— Les poteaux d'un même étages sont de même hauteur

— Raideurs d'une travée  $\frac{70,2 \cdot 10^4}{610} = 1150,8 \text{ cm}^3$

$\frac{1}{5}$  de la raideur du poteau  
Le plus raide  $\frac{52 \cdot 10^4}{5 \cdot 300} = 346,6 \text{ cm}^3$

$1150,8 > 346,6$  . La condition est vérifiée

D'après les règlements provisoires valables en ALGERIE

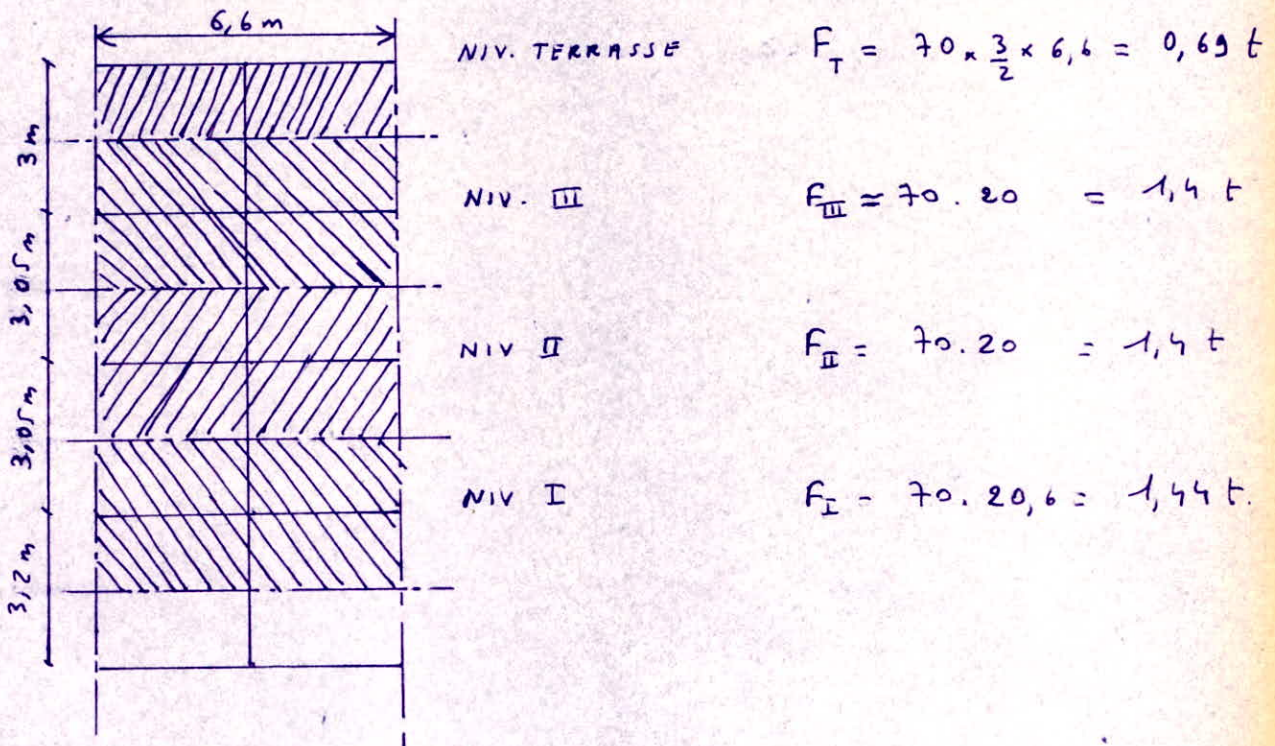
On prend comme pression de base  $70 \text{ kg/m}^2$ , et comme

notre bâtiment sera implanté à ALGER, et que

sa hauteur ne dépasse que légèrement la hauteur

de  $10 \text{ m}$ , on gardera la même pression pour tous

les niveaux.



## Détermination des forces revenant à chaque poteau Portique ⑤-⑤

### NIVEAU TERRASSE

Force totale  $F_T = 0,69 \text{ t}$

poteaux de rive  $F_2 = F_{10} = \frac{0,69 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2}}{(0,8 + 3 + 0,8) \sqrt{2}} = 0,12 \text{ t}$

poteaux intermédiaires  $F_4 = F_6 = F_8 = \frac{0,69 \cdot 5,2}{(0,8 + 3 + 0,8) \sqrt{2}} = 0,15 \text{ t}$

### NIVEAU III

Force totale cumulée  $F_{III} = 0,69 + 1,4 = 2,09 \text{ t}$

poteaux de rive  $F_2 = F_{10} = \frac{2,09}{4,6} \cdot 0,8 = 0,36 \text{ t}$

poteaux intermédiaires  $F_4 = F_6 = F_8 = \frac{2,09}{4,6} = 0,45 \text{ t}$

### NIVEAU II

Force totale cumulée  $F_{II} = 2,09 + 1,4 = 3,49 \text{ t}$

poteaux de rive  $F_2 = F_{10} = \frac{3,49 \cdot 0,8}{4,6} = 0,6 \text{ t}$

poteaux intermédiaires  $F_4 = F_6 = F_8 = \frac{3,49}{4,6} = 0,76 \text{ t}$

### NIVEAU I

Force totale cumulée  $F_I = 3,49 + 1,44 = 4,93 \text{ t}$

poteaux de rive  $F_2 = F_{10} = \frac{4,93 \cdot 0,8}{4,6} = 0,86 \text{ t}$

poteaux intermédiaires  $F_4 = F_6 = F_8 = \frac{4,93}{4,6} = 1,07 \text{ t}$

## Détermination des moments dues au vent port. (5)-(5)

### TERRASSE

- Poteaux (2) et (10)  $\pi_i = 0,12 \cdot (0,65 \cdot 3) = 0,23 \text{ t.m}$
- Poteaux (4), (6), (8)  $\pi_i = 0,15 \cdot (0,65 \cdot 3) = 0,29 \text{ t.m}$
- Poutres de rive  $\pi_d \text{ (2)} = 0,23 \text{ t.m}$
- Poutres de rive  $\pi_g \text{ (10)} = 0,23 \text{ t.m}$
- Poutres intermédiaires  $\pi_d = \pi_g = \frac{0,29}{2} = 0,15 \text{ t.m}$

### NIVEAU III

- Poteaux (2) et (10)  $\pi_s = 0,12 \cdot (0,35 \cdot 3) = 0,13 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 0,36 \cdot (0,6 \cdot 3,05) = 0,63 \text{ t.m}$
- Poteaux (4), (6), (8)  $\pi_s = 0,15 \cdot (0,35 \cdot 3) = 0,16 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 0,45 \cdot (0,6 \cdot 3,05) = 0,8 \text{ t.m}$
- Poutres de rive  $\pi_d \text{ (2)} = \pi_g \text{ (10)} = 0,13 + 0,63 = 0,76 \text{ t.m}$
- Poutres intermédiaires  $\pi_d = \pi_g = \frac{0,16 + 0,8}{2} = 0,48 \text{ t.m}$

### NIVEAU II

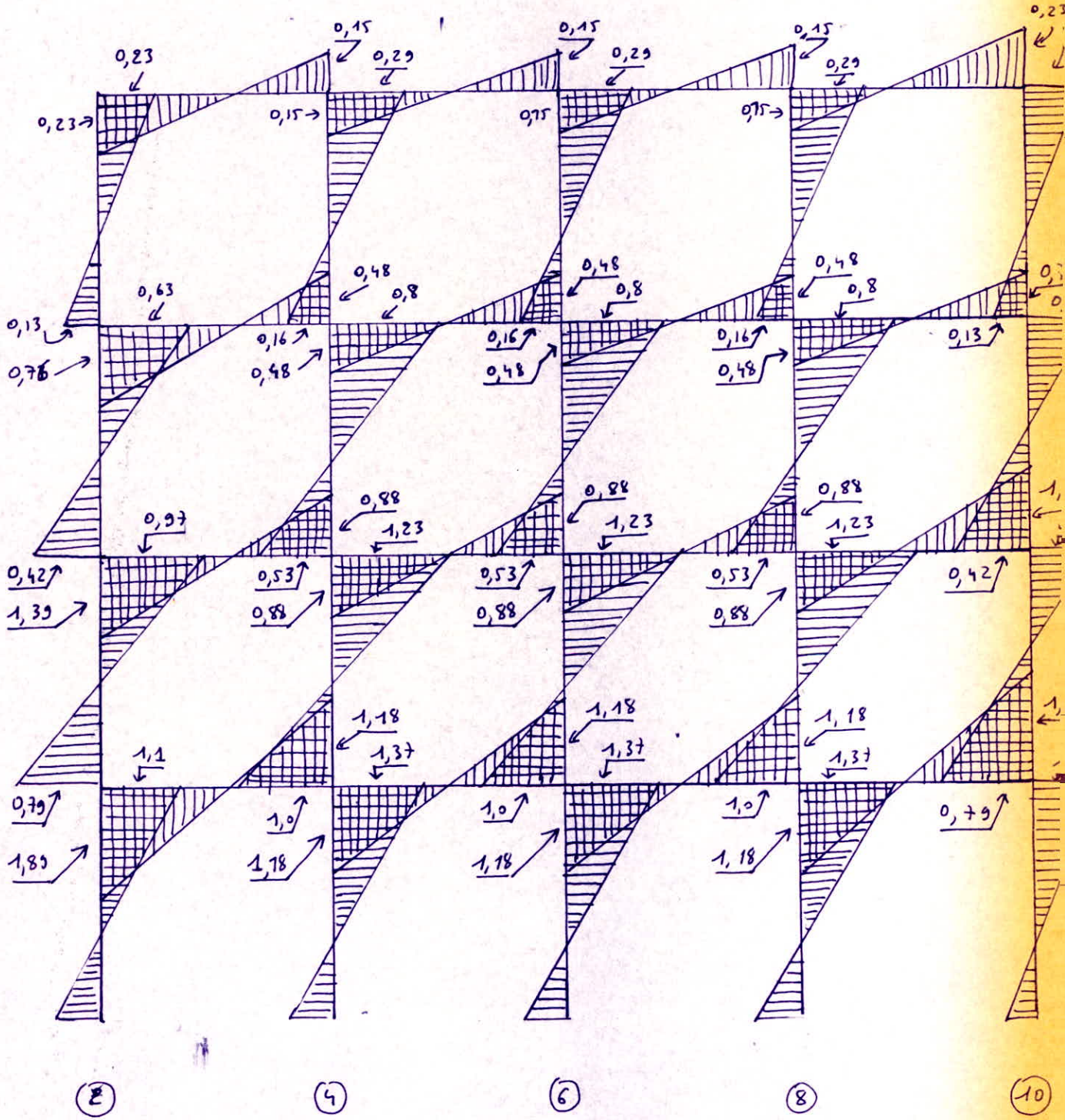
- Poteaux (2) et (10)  $\pi_s = 0,36 \cdot (0,4 \cdot 3,05) = 0,42 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 0,6 \cdot (0,55 \cdot 3,05) = 0,97 \text{ t.m}$
- Poteaux (4), (6), (8)  $\pi_s = 0,45 \cdot (0,4 \cdot 3,05) = 0,53 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 0,76 \cdot (0,55 \cdot 3,05) = 1,23 \text{ t.m}$
- Poutres de rive  $\pi_d \text{ (2)} = \pi_g \text{ (10)} = (0,42 + 0,97) = 1,39 \text{ t.m}$
- Poutres intermédiaires  $\pi_d = \pi_g = \frac{0,53 + 1,23}{2} = 0,88 \text{ t.m}$

### NIVEAU I

- Poteaux (2) et (10)  $\pi_s = 0,6 \cdot (0,45 \cdot 3,05) = 0,79 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 0,86 \cdot (0,4 \cdot 3,2) = 1,1 \text{ t.m}$
- Poteaux (4), (6), (8)  $\pi_s = 0,76 \cdot (0,45 \cdot 3,05) = 1 \text{ t.m}$   
 $\pi_i = 1,07 \cdot (0,4 \cdot 3,2) = 1,37 \text{ t.m}$
- Poutres de rive  $\pi_d \text{ (2)} = \pi_g \text{ (10)} = (0,79 + 1,1) = 1,89 \text{ t.m}$
- Poutres intermédiaires  $\pi_d = \pi_g = \frac{1,07 + 1,37}{2} = 1,22 \text{ t.m}$



DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LE PORT. (5) (5)



DETERMINATION DES FORCES REVENANT A CHAQUE POTEAU

Portique ⑥ - ⑥

NIVEAU TERRASSE

Force totale  $F_T = 0,69 t$

— Poteau ①  $F_1 = \frac{0,69 \cdot 0,8 \cdot 52}{0,8 \cdot 52 + 52 + 52 + 0,8 \cdot 6,5} = \frac{0,69}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 52 = 0,19 t$

— Poteau ⑦  $F_7 = \frac{0,69 \cdot 0,8 \cdot 6,5}{150,8} = 0,02 t$

— Poteaux ③ et ⑤  $F_3 = F_5 = \frac{0,69}{150,8} \cdot 52 = 0,24 t$

NIVEAU III

Force totale cumulée  $F_{III} = 0,69 + 1,4 = 2,09 t$

— Poteau ①  $F_1 = \frac{2,09}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 52 = 0,58 t$

— Poteau ⑦  $F_7 = \frac{2,09}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 6,5 = 0,073 t$

— Poteaux ③ et ⑤  $F_3 = F_5 = \frac{2,09}{150,8} \cdot 52 = 0,73 t$

NIVEAU II

Force totale cumulée  $F_{II} = 2,09 + 1,4 = 3,49 t$

— Poteau ①  $F_1 = \frac{3,49}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 52 = 0,96 t$

— Poteau ⑦  $F_7 = \frac{3,49}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 6,5 = 0,12 t$

— Poteaux ③ et ⑤  $F_3 = F_5 = \frac{3,49}{150,8} \cdot 52 = 1,2 t$

NIVEAU I

Force totale cumulée  $F_I = 3,49 + 1,44 = 4,93 t$

— Poteau ①  $F_1 = \frac{4,93}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 52 = 1,36 t$

— Poteau ⑦  $F_7 = \frac{4,93}{150,8} \cdot 0,8 \cdot 6,5 = 0,17 t$

— Poteaux ③ et ⑤  $F_3 = F_5 = \frac{4,93}{150,8} \cdot 52 = 1,7 t$

Remarque:

Le poteau ⑦ a pour moment d'inertie

$$I_7 = \frac{50 \cdot 25^3}{12} = 6,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Determination des moments dues au vent portique ⑥-⑥TERRASSE

— Poteau ①	$\Pi_i = 0,19 \cdot (0,65 \cdot 3) = 0,37 \text{ t.m}$
— Poteau ⑤	$\Pi_i = 0,02 \cdot (0,65 \cdot 3) = 0,04 \text{ t.m}$
— Poteaux ③ et ④	$\Pi_i = 0,24 \cdot (0,65 \cdot 3) = 0,47 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ①	$\Pi_d = 0,37 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ⑤	$\Pi_d = 0,04 \text{ t.m}$
— Poutre intermédiaire	$\Pi_d = \Pi_g = \frac{0,47}{2} = 0,23 \text{ t.m}$

NIVEAU III

— Poteau ①	$M_s = 0,19 \cdot (0,35 \cdot 3) = 0,2 \text{ t.m}$
— Poteaux ③ et ④	$\Pi_i = 0,58 \cdot (0,6 \cdot 3,05) = 1,03 \text{ t.m}$
— Poteau ⑤	$\Pi_s = 0,24 \cdot (0,35 \cdot 3) = 0,25 \text{ t.m}$
	$\Pi_i = 0,73 \cdot (0,6 \cdot 3,05) = 1,29 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ①	$\Pi_s = 0,02 \cdot (0,35 \cdot 3) = 0,02 \text{ t.m}$
	$\Pi_i = 0,073 \cdot (0,6 \cdot 3,05) = 0,13 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ⑤	$\Pi_d = \frac{0,2 + 1,03}{2} = 1,23 \text{ t.m}$
— Poutres interm.	$\Pi_g = \frac{0,02 + 0,13}{2} = 0,15 \text{ t.m}$
	$\Pi_d = \Pi_g = \frac{1,29 + 0,25}{2} = 0,77 \text{ t.m}$

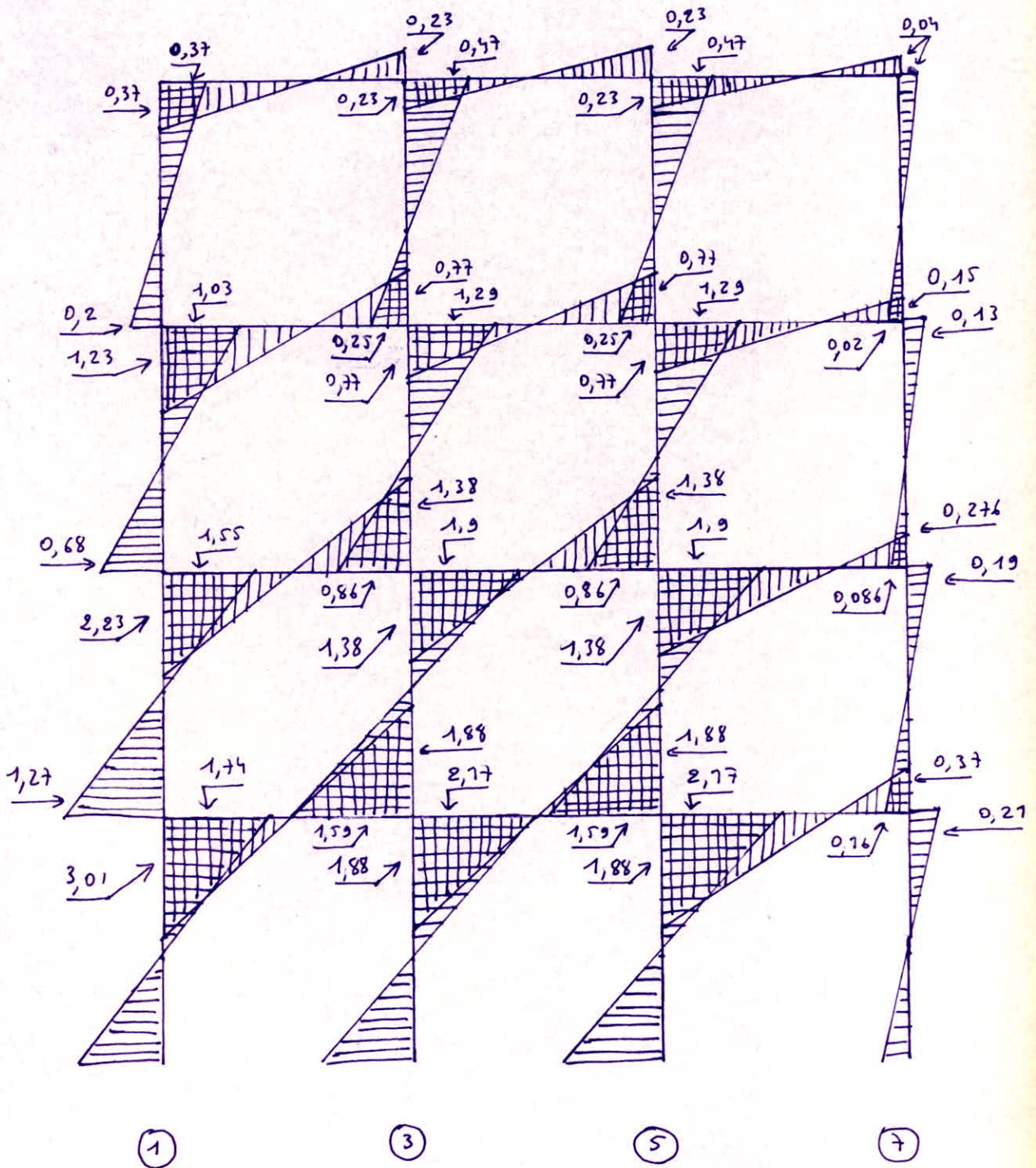
NIVEAU II

— Poteau ①	$M_s = 0,58 \cdot (0,4 \cdot 3,05) = 0,68 \text{ t.m}$
— Poteaux ③ et ④	$\Pi_i = 0,96 \cdot (0,55 \cdot 3,05) = 1,55 \text{ t.m}$
— Poteau ⑤	$\Pi_s = 0,73 \cdot (0,4 \cdot 3,05) = 0,86 \text{ t.m}$
	$\Pi_i = 1,2 \cdot (0,55 \cdot 3,05) = 1,9 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ①	$\Pi_s = 0,073 \cdot (0,4 \cdot 3,05) = 0,086 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ⑤	$\Pi_i = 0,12 \cdot (0,55 \cdot 3,05) = 0,19 \text{ t.m}$
— Poutre interm.	$\Pi_d = (0,68 + 1,55) = 2,23 \text{ t.m}$
	$\Pi_g = (0,086 + 0,19) = 0,276 \text{ t.m}$
	$\Pi_d = \Pi_g = \frac{0,86 + 1,9}{2} = 1,38 \text{ t.m}$

NIVEAU I

— Poteau ①	$\Pi_s = 0,96 \cdot (0,45 \cdot 3,05) = 1,27 \text{ t.m}$
— Poteaux ③ et ④	$\Pi_i = 1,34 \cdot (0,4 \cdot 3,2) = 1,74 \text{ t.m}$
— Poteau ⑤	$\Pi_s = 1,2 \cdot (0,45 \cdot 3,05) = 1,59 \text{ t.m}$
	$\Pi_i = 1,7 \cdot (0,4 \cdot 3,2) = 2,17 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ①	$\Pi_s = 0,12 \cdot (0,45 \cdot 3,05) = 0,16 \text{ t.m}$
— Poutre nœud ⑤	$\Pi_i = 0,17 \cdot (0,4 \cdot 3,2) = 0,21 \text{ t.m}$
— Poutres interm.	$\Pi_d = (1,27 + 1,74) = 3,01 \text{ t.m}$
	$\Pi_g = (0,16 + 0,21) = 0,37 \text{ t.m}$
	$\Pi_d = \Pi_g = \frac{1,59 + 2,17}{2} = 1,88 \text{ t.m}$

DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LE PORTIQUE (6)-6



# COMBINAISONS

Après l'étude des portiques (5)-(5) et (6)-(6)

sous les différentes charges :

Charges verticales : Par la méthode de Caquot on détermine les moments aux nœuds

Et par la formule  $M_t = M_0 - \left(\frac{M_w + M_c}{2}\right)$  les moments en travée.

Charges horizontales : Par la méthode de Bowman on détermine les moments aux nœuds

Les moments en travée sont négligeables.

On a considéré les combinaisons suivantes :

Combinaisons du 1<sup>er</sup> genre :

①  $G + 1,2P$

②  $G + P + V \oplus$

③  $G + P + V \ominus$

} On prendra la combinaison la plus défavorable

Combinaisons du 2<sup>o</sup>-genre.

④  $G + 1,5P + 1,5V \oplus$

⑤  $G + 1,5P + 1,5V \ominus$

⑥  $G + P/5 + S_{1H} \oplus$

⑦  $G + P/5 + S_{1H} \ominus$

⑧  $G + S_{1V} + P$

} On prendra la combinaison

la plus défavorable

On portera les valeurs numériques dans des tableaux.

NIVEAU TERRASSE (Solllicitations 1<sup>er</sup> genre) Portique (5-5)

noeud.		G	P	1,2P	V			①	②	③		Max.
2	Mw	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ne	5,68	0,84	1	±0,23			6,68	6,75	6,29		+6,75
	Mu	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ns	5,68	0,84	1	±0,23			6,68	6,75	6,29		6,75
	Nt	6,6	-0,16 +1,14	-0,19 1,37	/			7,97	7,74	7,74		7,97
4	Mw	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Ne	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Mu	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ns	/	±0,63	±0,76	±0,29			±0,76	0,92	-0,92		±0,92
	Nt	5,1	-0,38 +1,4	-0,4 1,68	/			6,78	6,5	6,5		6,78
6	Mw	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Ne	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Mu	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ns	/	±0,63	±0,76	±0,29			±0,76	0,92	-0,92		±0,92
	Nt	5,1	-0,33 +1,08	-0,4 1,3	/			6,4	6,18	6,18		6,4
8	Mw	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Ne	8,7	1,175	1,4	±0,15			10,1	9,99	9,77		10,1
	Mu	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ns	/	±0,63	±0,76	±0,29			±0,76	0,92	-0,92		±0,92
	Nt	6,6	-0,15 +1,14	-0,18 1,37	/			7,97	6,74	6,74		7,97
10	Mw	5,68	0,84	1	±0,23			6,68	6,7	6,34		6,7
	Ne	/	/	/	/			/	/	/		/
	Mu	/	/	/	/			/	/	/		/
	Ns	-5,68	±0,84	±1	±0,23			-6,68	-6,29	-6,75		-6,75

Solllicitations

- ① G + 1,2 P
- ② G + P + V (val ⊕)
- ③ G + P + V (val ⊖)

NIVEAU III (Sollicitations 1<sup>er</sup> genre)

Port. ⑤⑤

nœuds		G	P	1,2P	V	①	②	③	Max
2	$\pi_w$	<del>5,2</del> /	/	/	/	/	/	/	/
	$\pi_e$	5,2	3,5	4,2	$\pm 0,73$	9,4	9,43	7,97	9,43
	$\pi_n$	2,4	1,64	1,97	$\pm 0,13$	4,37	4,77	3,9	4,37
	$\pi_s$	2,8	1,89	2,27	$\pm 0,63$	5,07	5,32	4,06	5,32
	$\pi_t$	7,75	-1,27 +4,99	-1,52 +5,99	/	7,74	6,74	6,74	7,74
4	$\pi_w$	6,7	5,68	6,8	$\pm 0,48$	13,5	12,86	11,9	13,5
	$\pi_e$	6,7	11,7	14,04	$\pm 0,48$	20,74	18,98	17,9	20,74
	$\pi_n$	/	-1,34 4,24	-1,6 +5	$\pm 0,16$	-1,6 +5	-1,76 +4,4	-1,5 +4,08	-1,6 5
	$\pi_s$	/	-1,55 4,9	-1,86 +5,88	$\pm 0,8$	-1,86 +5,88	-0,75 +5,7	-2,35 +4,7	-2,35 5,88
	$\pi_t$	1	-3,7 11,56	-3,7 +73,87	/	-2,7	-2,7	-2,1	-2,7
6	$\pi_w$	6,7	12,9	15,48	$\pm 0,48$	22,78	20	19,18	22,78
	$\pi_e$	6,7	12,9	15,48	$\pm 0,48$	22,78	20	19,18	22,78
	$\pi_n$	/	-4,2 +4,2	$\pm 5,04$	$\pm 0,16$	$\pm 5,04$	-4,04 +4,36	-4,36 4,04	$\pm 5,04$
	$\pi_s$	/	$\pm 4,9$	$\pm 5,88$	$\pm 0,8$	$\pm 5,88$	-4,7 5,7	-5,7 4,7	$\pm 5,88$
	$\pi_t$	1	-1,65 11,56	-1,98 +73,87	/	-0,98	-0,65	-0,65	-0,98
8	$\pi_w$	6,7	11,56	+73,87	$\pm 0,48$	20,57	18,74	17,78	20,57
	$\pi_e$	6,7	11,6	+73,87	$\pm 0,48$	20,57	18,74	17,78	20,57
	$\pi_n$	/	5,68	+6,8	$\pm 0,16$	6,8	6,16	5,5	6,8
	$\pi_s$	/	-4,2 1,35	-5,04 +1,6	$\pm 0,8$	-5,04 +1,6	-3,4 +2,15	-5 +0,75	-5,04 2,15
	$\pi_t$	7,75	-1,25 3,54	-1,5 +4,24	/	5,79	+5,29	5,29	5,79
10	$\pi_w$	5,2	3,53	+4,24	$\pm 0,73$	9,44	9,46	+8	9,46
	$\pi_e$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$\pi_n$	-2,4	-1,64	-1,97	$\pm 0,13$	-4,37	-3,9	-4,77	-4,37
	$\pi_s$	-2,8	-1,89	-2,27	$\pm 0,63$	-5,07	-4,06	-5,32	-5,32

Sollicitations

- ①  $G + 1,2P$
- ②  $G + P + V(\text{val.} \oplus)$
- ③  $G + P + V(\text{val.} \ominus)$

NIVEAU II (Sollicitations 1<sup>er</sup> genre) Port. ⑤-⑥

mod		G	P	1,2P	V	①	②	③	Max
2	$\pi_w$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$\pi_e$	5,2	3,58	4,29	$\pm 1,39$	9,4	10,17	7,39	10,17
	$\pi_n$	2,6	1,79	2,15	$\pm 0,42$	4,75	4,8	3,97	4,8
	$\pi_s$	2,6	1,79	2,15	$\pm 0,97$	4,75	5,36	3,42	5,36
	$\pi_t$	1,75	-1,25	-1,5	/	5,95	5,25	5,25	5,95
4	$\pi_w$	6,7	5,6	6,72	$\pm 0,88$	13,42	13,18	11,42	13,42
	$\pi_e$	6,7	11,6	13,9	$\pm 0,88$	20,6	19,18	17,42	20,6
	$\pi_n$	/	-1,49	-1,79	$\pm 0,53$	-1,79	-1		-1,79
			+4,2	5,04		5,04	4,73	3,6	5,04
	$\pi_s$	/	-1,49	-1,79	$\pm 1,23$	-1,79	-0,26		-1,79
6	$\pi_t$	1	-1,58	-1,9	/	-0,9	-0,58	-0,58	-0,9
			15,45	18,5		19,5	16,45	16,45	19,5
	$\pi_w$	6,7	12,9	15,48	$\pm 0,88$	22,18	20,48	18,72	22,18
	$\pi_e$	6,7	12,9	15,48	$\pm 0,88$	22,18	20,48	18,72	22,18
	$\pi_n$	/	-4,24	-5,08	$\pm 0,53$	-5,08	-3,7	-4,77	-5,08
8			+4,68	5,6		5,6	5,2	4,15	5,6
	$\pi_s$	/	-4,24	-5,08	$\pm 1,23$	-5,08	-3,7	-5,47	-5,47
			+4,68	5,6		5,6	5,97	3,45	5,97
	$\pi_t$	1	-7,65	-9,78	/	-8,78	-6,65	-6,45	-8,78
			+10,74	12,88		13,88	11,74	11,74	13,88
10	$\pi_w$	6,7	11,76	14,11	$\pm 0,88$	20,8	19,18	17,58	20,8
	$\pi_e$	6,7	5,6	6,72	$\pm 0,88$	13,42	13,18	11,42	13,42
	$\pi_n$	/	-4,68	-5,6	$\pm 0,53$	-5,6	-4,15	-5,2	-5,6
			1,34	1,6		1,6	1,87	0,8	1,87
	$\pi_s$	/	-4,68	-5,6	$\pm 1,23$	-5,6	-3,45	-5,9	-5,9
10			1,55	1,86		+1,86	0,32	0,32	1,86
	$\pi_t$	1,75	-1,2	-1,44	/	7,7	6,72	6,72	7,7
			4,97	5,96					
	$\pi_w$	5,2	3,58	4,29	$\pm 1,39$	9,49	10,17	7,39	10,17
10	$\pi_e$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$\pi_n$	-2,6	-1,79	-2,15	$\pm 0,42$	-4,75	-3,97	-4,8	-4,8
	$\pi_s$	-2,6	-1,79	-2,15	$\pm 0,97$	-4,75	-3,42	-5,26	-5,26

Sollicitations

- ①  $G + 1,2 P$
- ②  $G + P + V$  (val $\oplus$ )
- ③  $G + P + V$  (val $\ominus$ )



NIVEAU I (Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre) Part. ⑤-⑤

nœuds		G	P	1,2P	V	①	②	③	Max
2	$\Pi_w$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$\Pi_e$	5,2	3,54	4,25	$\pm 1,89$	9,45	10,6	6,85	10,6
	$\Pi_n$	2,6	1,69	2,03	$\pm 0,79$	4,63	5,08	3,5	5,08
	$\Pi_s$	2,6	1,86	2,23	$\pm 1,1$	4,83	5,56	3,36	5,56
	$\Pi_t$	1,75	-0,4 3,54	-0,48 4,25	/	6	5,29	5,29	6
4	$\Pi_w$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_e$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_n$	/	$\pm 1,5$	$\pm 1,8$	$\pm 1$	$\pm 1,8$	-0,5 2,5	-2,5 0,5	$\pm 2,5$
	$\Pi_s$	/	$\pm 1,4$	$\pm 1,8$	$\pm 1,37$	$\pm 1,8$	2,77	-2,77	$\pm 2,77$
	$\Pi_t$	1	-0,8 3,46	-0,96 4,15	/	5,15	4,46	4,46	5,15
6	$\Pi_w$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_e$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_n$	/	$\pm 1,5$	$\pm 1,8$	$\pm 1$	$\pm 1,8$	-0,5 2,5	-2,5 0,5	$\pm 2,5$
	$\Pi_s$	/	$\pm 1,4$	$\pm 1,68$	$\pm 1,37$	$\pm 1,8$	2,77	-2,77	$\pm 2,77$
	$\Pi_t$	1	-0,8 3,46	-0,96 4,15	/	5,15	4,46	4,46	5,15
8	$\Pi_w$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_e$	6,7	4,71	4,93	$\pm 1,18$	11,63	11,99	9,6	11,99
	$\Pi_n$	/	$\pm 1,5$	$\pm 1,8$	$\pm 1$	$\pm 1,8$	-0,5 2,5	-2,5 0,5	$\pm 2,5$
	$\Pi_s$	/	$\pm 1,4$	$\pm 1,68$	$\pm 1,37$	$\pm 1,8$	2,77	-2,77	$\pm 2,77$
	$\Pi_t$	1,75	-0,4 3,54	-0,48 4,25	/	6	5,29	5,29	6
10	$\Pi_w$	5,2	3,54	4,25	$\pm 1,89$	9,45	10,6	6,85	10,6
	$\Pi_e$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$\Pi_n$	-2,6	$\pm 1,69$	$\pm 2,03$	$\pm 0,79$	-4,63	-3,5	-5,08	-5,08
	$\Pi_s$	-2,6	-1,86	-2,23	$\pm 1,1$	-4,83	-3,36	-5,56	-5,56

Sollicitations

- ①  $G + 1,2P$
- ②  $G + P + V$  (val $\ominus$ )
- ③  $G + P + V$  (val $\ominus$ )

Niveau IV

Portique    ⑥-⑥

Nœuds		G	P	12P	V	①	②	③	$M_{max}$
1	$M_w$	/	/	/	/		/	/	/
	$M_e$	5,68	0,85	0,96	0,37	6,64	6,9	6,16	6,9
	$M_n$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$M_s$	5,68	0,85	0,96	0,37	6,64	6,9	6,16	6,9
3	$M_t$	6,7	0,98	1,18	/	7,89	7,38	7,98	7,98
	$M_w$	8,7	1,29	1,55	0,23	10,25	10,22	9,76	10,25
	$M_e$	8,7	1,29	1,55	0,23	10,25	10,22	9,76	10,25
	$M_n$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$M_s$	/	+0,63	+0,76	0,47	+0,76	+1,1	+0,16	+1,1
	$M_t$	4,84	0,71	0,85	/	5,68	5,18	5,64	5,68
5	$M_w$	9,4	1,38	1,66	0,23	11,06	11,29	10,83	11,29
	$M_e$	10,7	1,56	1,88	0,23	12,58	12,49	12,03	12,68
	$M_n$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$M_s$	1,3	+0,68	+0,82	0,47	2,12	2,45	1,51	2,45
	$M_t$	7,34	1,14	1,37	/	8,70	8,35	8,62	8,70
7	$M_w$	2,7	0,25	0,3	0,04	2,7	2,69	2,61	2,7
	$M_e$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$M_n$	/	/	/	/	/	/	/	/
	$M_s$	-2,4	-0,25	-0,3	-0,04	-2,7	-2,69	-2,61	-2,7

Niveaux III

Part. ⑥ - ⑥

measures		G	P	2P	V	①	②	③	Max
1	Mw	—	—	—	—	—	—	—	—
	Me	5,24	3,85	4,6	1,23	9,8	10,32	7,86	10,32
	Mn	2,44	1,76	2,1	0,2	4,54	4,4	4	4,54
	Ms	2,8	2,02	2,4	1,03	5,2	5,85	3,79	5,85
	Mt	4,76	2,11	2,53	—	7,3	5,86	7,86	7,86
3	Mw	6,69	6,24	7,5	0,77	14,19	13,7	12,16	14,19
	Me	6,69	12,46	14,95	0,77	21,64	19,92	18,38	21,64
	Mn	/	-1,33 +4,88	-1,6 +5,87	0,25	-1,6 5,87	-1,08 5,13	-1,58 +4,63	-1,6 5,87
	Ms	/	-1,36 +4,33	-1,6 +5,2	1,29	-1,6 +5,2	-0,07 5,62	-2,65 +3,04	-2,65 5,62
	Mt	3,88	8,89	10,67	—	14,56	11,82	13,74	14,56
5	Mw	4	14,76	17,7	0,77	24,7	22,9	20,6	24,7
	Me	8,17	16,89	20,3	0,77	28,47	25,83	24,29	28,47
	Mn	0,57	+4,68	+5,62	0,25	-5,05 +6,19	-3,86 +5,5	-4,36 +5	-5,05 6,19
	Ms	0,57	+4,82	+5,8	1,29	-5,23 +6,37	-2,29 +6,68	-5,54 +4,1	-5,54 6,68
	Mt	5,56	8,95	10,74	—	16,26	13,92	15,12	16,26
7	Mw	2,16	10,2	12,3	0,43	14,46	12,79	11,93	14,46
	Me	—	—	—	—	—	—	—	—
	Mn	4,07	-5,03	-6,1	-0,24	-7,17	-6,39	-5,89	-7,17
	Ms	-1,09	-5,17	-6,2	-0,22	-7,29	-6,48	-6,04	-7,29

Sollicitations

- ① G + 1, 2 P
- ② G + P + V →
- ③ G + P + V ←

Niveau II

Port. ② ②

noeuds		G	P	1,8P	v	①	②	③	Max
1	Mw	—	—	—	—	—	—	—	—
	Me	5,3	3,58	4,3	2,23	9,6	11,11	6,65	11,11
	Mn	2,65	1,79	2,2	0,68	4,85	5,12	3,76	5,12
	Ms	2,65	1,79	2,2	1,55	4,85	5,99	2,89	5,99
	Mt	4,73	2,29	2,75	—	7,47	5,19	8,8	8,8
3	Mw	6,69	6,17	4,4	1,38	14,1	14,24	11,48	14,24
	Me	6,69	12,53	15,1	1,38	21,79	20,6	17,84	21,79
	Mn	—	-1,5 +4,67	-1,8 +5,6	0,86	-1,8 5,6	-0,4 5,53	-2,36 3,81	-2,36 5,6
	Ms	—	-1,5 +4,67	-1,8 +5,6	1,9	-1,8 5,6	-0,4 6,57	-0,4 2,77	-1,8 6,57
	Mt	3,89	8,86	10,63	—	11,54	11,37	14,13	14,13
5	Mw	6,99	14,75	17,7	1,38	24,69	23,12	20,36	24,69
	Me	8,13	16,89	20,3	1,38	28,16	26,4	23,64	28,16
	Mn	0,57	+4,8	+5,76	0,86	-5,19 6,33	-3,37 6,23	-5,09 4,51	-5,19 6,33
	Ms	0,57	+4,8	+5,76	1,9	-5,19 6,33	-2,33 7,27	-6,13 3,47	-6,13 7,27
	Mt	5,58	11,76	14,71	—	19,8	16,5	18,16	19,8
7	Mw	2,17	4,6	5,52	0,276	7,69	7,05	6,5	7,69
	Me	—	—	—	—	—	—	—	—
	Mn	1,08	-2,3	-2,8	-0,086	-3,88	-3,47	-3,29	-3,88
	Ms	-1,08	-2,3	-2,8	-0,19	-3,88	-3,57	-3,19	-3,88

Niveau I

Part. ⑥-⑥

Niveau		G	P	1,2P	V	①	②	③	Max
1	Mw	/	/	/	/	/	/	/	/
	Me	5,25	3,54	4,3	3,04	9,55	1,78	5,78	1,78
	Mn	2,75	1,86	2,23	1,27	4,98	5,88	3,34	5,88
	Ms	2,5	1,68	2	1,74	4,5	5,92	2,44	5,92
	Mt	4,76	3,14	3,77	/	8,52	5,44	10,33	10,33
3	Mw	6,69	4,5	5,4	1,88	12,09	13,07	9,31	13,07
	Me	6,69	4,5	5,4	1,88	12,09	13,07	9,31	13,07
	Mn	/	+1,54	+1,85	1,59	+1,85	3,13	-3,13	+3,13
	Ms	/	+1,38	+1,66	2,17	+1,66	3,55	-3,55	+3,55
	Mt	3,88	2,56	3,07	/	6,95	4,54	8,3	8,3
5	Mw	7	4,7	5,6	1,88	12,6	13,58	9,82	13,58
	Me	8,16	5,37	6,45	1,88	14,61	15,41	11,65	15,41
	Mn	0,55	+1,58	1,9	1,59	2,45	3,72	-2,62	3,72
	Ms	0,61	+1,42	1,7	2,17	2,31	4,2	-2,98	4,2
	Mt	5,6	3,58	4,29	/	10,1	8,22	10,47	10,47
7	Mw	2,1	1,42	1,7	0,37	3,8	3,89	3,15	3,89
	Me	/	/	/	/	/	/	/	/
	Mn	-1,0	-0,68	-0,82	-0,16	-1,82	-1,84	-1,52	-1,84
	Ms	-1,1	-0,75	-0,9	-0,21	-1,9	-2,06	-1,64	-2,06

Niveau IV

Part. ⑥-⑥

Niveau		G	P	$\frac{P}{S}$	1,5P	1,5V	S <sub>IH</sub>	S <sub>IIV</sub>	④	⑤	⑥	⑦	⑧	Max
1	M <sub>w</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>e</sub>	5,68	0,85	0,17	1,3	±0,55	±4,57	±1,08	7,53	6,43	10,42	4,28	7,61	10,42
	M <sub>n</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>s</sub>	5,68	0,85	0,17	1,3	±0,55	±4,57	±1,08	7,53	6,43	10,42	4,28	7,61	10,42
	M <sub>t</sub>	6,7	0,98	0,20	1,47	—	—	1,38	7,69	8,59	3,19	10,6	9,06	10,6
3	M <sub>w</sub>	8,7	1,29	0,26	1,94	±0,34	±2,86	1,65	10,98	10,3	11,82	6,1	11,64	11,82
	M <sub>e</sub>	8,7	1,29	0,26	1,94	±0,34	±2,86	1,65	10,98	10,3	11,82	6,1	11,64	11,82
	M <sub>n</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>s</sub>	—	±0,63	±0,13	±0,94	±0,7	±5,71	—	+1,64 -0,24	-1,64 +0,24	+5,84 -5,84	-5,84 +5,84	±0,63	±5,84
	M <sub>t</sub>	4,84	0,71	0,14	1,06	—	—	0,99	5,55	6,24	2,12	7,84	6,54	7,84
5	M <sub>w</sub>	9,4	1,38	0,28	2,07	±0,34	±2,86	1,86	11,8	11,13	12,54	6,82	12,64	12,64
	M <sub>e</sub>	10,7	1,56	0,3	2,34	±0,34	±2,86	2,25	13,38	12,69	13,86	8,14	14,51	14,51
	M <sub>n</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>s</sub>	1,3	±0,68	±0,4	±1,02	±0,7	±5,71	0,39	3,02 0,6	-0,4 7,41	7,41 -4,81	-4,81 2,37	7,41 -4,81	7,41 -4,81
	M <sub>t</sub>	7,34	1,14	0,23	1,71	—	—	1,46	8,84	9,24	5,86	9,29	9,94	9,94
7	M <sub>w</sub>	2,4	0,25	0,05	0,38	±0,06	±0,57	0,32	2,84	2,72	3,02	1,88	2,97	3,02
	M <sub>e</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>n</sub>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M <sub>s</sub>	-2,4	-0,25	-0,05	-0,38	±0,06	±0,57	-0,32	-2,84	-2,72	-3,02	-1,88	-2,97	-3,02

Niveau II

Part. ⑥-⑥

Niveau		G	P	$\frac{P}{S}$	1,5P	SIW	SIH	1,5V		④	⑤	⑥	⑦	⑧	Max
1	Mw	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Me	5,3	3,58	0,72	5,37	0,79	±14,79	±3,34	14,0	7,32	20,8	-8,77	9,67	20,8	
	Mn	2,65	1,79	0,36	2,69	0,37	±5,28	±1	6,36	4,32	8,29	-9,27	4,81	8,3	
	Ms	2,65	1,79	0,36	2,69	0,42	±9,51	±2,33	7,66	3,01	12,5	-6,5	4,86	12,5	
	Me	4,73	2,29	0,46	3,44	—	—	±2,72	5,44	10,84	-6,82	17,20	8,17	17,20	
3	Mw	6,69	6,17	1,24	9,26	0,79	±9,23	±2,1	18,0	13,88	17,16	-1,3	14,2	18	
	Me	6,69	12,53	2,5	18,8	0,79	±9,23	±2,1	27,56	23,4	18,4	-9,04	20,07	27,6	
	Mn	—	-1,5	-0,3	-2,25	—	±6,58	±1,29	-0,26	-3,54	6,28	-6,88	-1,5	8,3	
	Ms	—	-1,5	-0,3	-2,25	—	±11,88	±2,85	8,29	+5,7	7,52	-6,88	+4,7	-6,9	
	Me	3,89	8,86	1,77	13,29	—	—	±2,1	9,85	-5,2	12,12	-12,18	-1,5	±12,18	
5	Mw	6,99	14,75	2,95	22,1	1,07	±9,23	±2,1	15,12	19,26	-3,56	14,92	14,05	19,26	
	Me	8,13	16,89	3,4	25,3	1,33	±9,23	±2,1	31,16	27,02	19,17	0,71	22,8	31,16	
	Mn	0,57	±4,8	±0,96	±7,2	0,13	±6,58	±1,29	-5,34	-7,22	8,1	-6,97	5,5	9,06	
	Ms	0,57	±4,8	±0,96	±7,2	0,13	±11,88	±2,85	9,06	6,48	8,1	-6,97	-4,1	-7,9	
	Me	5,58	11,76	2,35	17,41	—	—	±1,25	-3,78	-9,48	13,41	-12,97	5,5	13,4	
7	Mw	2,17	4,6	0,92	6,9	0,32	±1,85	±0,41	10,6	4,82	13,41	-12,97	-4,1	-12,3	
	Me	—	—	—	—	—	—	—	2,2	24,47	2,37	13,46	18,77	24,47	
	Mn	-1,08	-2,3	-0,5	-3,45	-0,16	±0,66	±0,13	9,48	8,66	4,95	1,24	7,09	9,5	
	Ms	-1,08	-2,3	-0,5	-3,45	-0,16	±1,19	±0,28	—	—	—	—	—	—	
	Me	—	—	—	—	—	—	—	-4,66	-4,4	-2,94	-0,92	-3,54	-4,7	
									-4,81	-4,24	-2,77	-0,39	-3,54	-4,8	

Niveau I

Part. ⑥-⑥

		G	P	$\frac{P}{S}$	1,5P	1,5V	SiH	SiV		④	⑤	⑥	⑦	⑧		Max
1	Mw	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—		—
	Me	5,25	3,54	0,71	5,31	±4,5	±15,69	0,35		15,07	6,04	21,65	-9,73	9,14		21,6 -9,7
	Mn	2,75	1,86	0,37	2,78	±1,9	±7,75	0,16		7,45	3,64	10,87	-4,63	4,77		10,9 -4,6
	Ms	2,5	1,68	0,34	2,52	±2,6	±7,94	0,19		7,63	5,02	10,78	-5,1	4,37		10,8 -5,1
	Mt	4,76	3,14	0,63	4,71	—	—	0,35		5,78	13,11	-7,37	18,13	8,29		18,13 -7,4
3	Mw	6,69	4,5	0,9	6,75	±2,8	±9,81	0,35		16,26	10,62	17,4	-2,22	11,54		17,4 -2,2
	Me	6,69	4,5	0,9	6,75	±2,8	±9,81	0,35		16,26	10,62	17,4	-2,22	11,54		17,4 -2,2
	Mn	—	±1,54	±0,31	±2,31	±2,38	±9,69	—		4,69	-4,69	10	-10	±1,54		10 -10
	Ms	—	±1,38	±0,28	±1,8	±3,25	±9,93	—		5,05	-5,05	10,21	-10,21	±1,38		±10,2
	Mt	<del>3,58</del>	2,56	0,51	3,84	—	—	0,33		4,87	10,5	-5,42	14,2	6,75		14,2 -5,4
5	Mw	7	4,7	0,94	7,05	±2,8	±9,81	0,48		16,87	11,23	17,75	-1,87	12,18		17,75
	Me	8,16	5,37	1,1	8,05	±2,8	±9,81	0,59		19,03	13,39	19,07	9,26	14,12		19,07
	Mn	0,55	±1,58	±0,32	±2,37	±2,38	±9,69	0,06		5,3	-4,2	10,66	-9,46	2,19		10,7 -9,5
	Ms	0,64	±1,42	±0,3	±2,13	±3,25	±9,93	0,06		5,99	-4,77	10,84	-9,6	2,09		10,8 -9,6
	Mt	5,6	3,58	0,71	5,37	—	—	0,38		9,54	12,9	0,44	12,21	9,72		12,9
7	Mw	2,1	1,42	0,3	2,13	±0,26	±1,97	0,14		4,78	3,67	4,37	0,43	3,66		4,78
	Me	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—		—
	Mn	-1	-0,68	-0,14	-1,02	±0,24	±0,97	-0,07		-2,26	-1,78	-2,11	-0,17	-1,75		-2,26
	Ms	-1,1	-0,75	-0,15	-1,13	±0,22	±1	-0,07		-2,54	-1,91	-2,25	-0,25	-1,92		-2,54





# NIVEAU TERRASSE

(Solicitation du 2<sup>eme</sup> genre) Port. ⑤

nœuds		G	P	P/5	1,5P	1,5V	S <sub>IH</sub>	S <sub>IV</sub>			④	⑤	⑥	⑦	⑧		Max
2	Π <sub>w</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>e</sub>	5,68	0,84	0,17	1,26	±0,36	±3,17	0,91	7,3	6,66	9,32	2,38	7,43	9,32	9,32		
	Π <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>s</sub>	5,68	0,84	0,17	1,26	±0,36	±3,47	0,91	7,3	6,58	9,32	2,38	7,43	9,32	9,32		
	Π <sub>t</sub>	6,6	-0,16 +1,14	-0,03 0,23	-0,24 1,75	/	/	1,77	8,3	8,3	6,83	6,83	8,9	8,9			
4	Π <sub>w</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>e</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>s</sub>	/	±0,63	0,13	±0,95	±0,44	±4,34	/	1,39	+0,51 -1,39	4,47	-4,2	±0,63	-4,2 4,47			
	Π <sub>t</sub>	5,7	-0,33 1,4	-0,07 +0,28	-0,5 2,1	/	/	0,92	7,2	7,2	5,38	5,38	7,12	7,2			
6	Π <sub>w</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>e</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>s</sub>	/	±0,63	±0,13	±0,95	±0,44	±4,34	/	1,39	-1,39	4,47	-4,2	±0,63	-4,2 +4,47			
	Π <sub>t</sub>	5,7	-0,33 1,08	-0,07 +0,22	-0,5 1,6	/	/	0,92	6,7	6,7	5,32	5,32	7,7	7,7			
8	Π <sub>w</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>e</sub>	8,7	1,775	0,24	1,76	±0,23	±2,17	1,4	10,6	10,26	11,11	6,77	11,27	11,27			
	Π <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>s</sub>	/	±0,63	±0,13	±0,95	±0,44	±4,34	/	1,39	+0,51 -1,39	4,47	-4,47	±0,63	±4,47			
	Π <sub>t</sub>	6,6	-0,15 1,14	-0,03 0,23	-0,24 1,71	/	/	1,77	8,3	8,3	6,83	6,83	8,9	8,9			
10	Π <sub>w</sub>	5,68	0,84	0,17	1,26	±0,36	±3,47	0,9	7,2	6,66	9,32	2,38	7,43	9,32			
	Π <sub>e</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>s</sub>	-5,68	±0,84	±0,17	±1,26	±0,36	±3,47	-0,9	-6,58	-7,3	-2,38	-9,32	-7,43	-9,32			
	Π <sub>t</sub>	6,6	-0,15 1,14	-0,03 0,23	-0,24 1,71	/	/	1,77	8,3	8,3	6,83	6,83	8,9	8,9			

nœuds		G	P	P/S	1,5P	1,5V	S <sub>IH</sub>	S <sub>Iv</sub>		④	⑤	⑥	⑦	⑧		Max
2	Π <sub>w</sub>	/	/	/	/	/	/	/		/	/	/	/	/		/
	Π <sub>e</sub>	5,2	3,5	0,7	5,25	±1,09	±8,76	1,02		11,51	9,36	14,66	-2,86	9,72		-2,86 14,66
	Π <sub>n</sub>	2,4	1,64	0,33	2,46	±0,2	±2,31	0,48		5,06	4,66	5,04	0,42	4,52		5,06
	Π <sub>s</sub>	2,8	1,89	0,38	2,83	±0,95	±6,45	0,54		6,58	4,68	9,6	-3,27	5,23		-3,27 9,6
	Π <sub>t</sub>	1,75	-1,27 4,99	-0,25 1	-7,9 7,49	/	/	1,03		-0,15 9,24	-0,15 9,24	2,75	2,75	7,77		-0,15 9,24
4	Π <sub>w</sub>	6,7	5,68	1,14	8,52	±0,72	±5,48	1,3		15,94	14,5	13,3	2,36	13,68		15,94
	Π <sub>e</sub>	6,7	11,7	2,34	17,55	±0,72	±5,48	1,3		24,97	23,53	14,5	3,56	19,7		24,97
	Π <sub>n</sub>	/	-1,34 4,24	-0,27 0,85	-2,01 6,36	±0,24	±2,9	/		-1,77 6,6	-2,25 6,12	3,75	-3,77	-1,34 +4,24		-3,77 6,6
	Π <sub>s</sub>	/	-1,55 4,9	-0,3 0,98	-2,33 7,35	±1,2	±8,06	/		-1,13 8,55	-3,53 6,75	9,04	-8,36	-1,55 +4,9		-8,36 9,04
	Π <sub>t</sub>	1	-3,1 11,56	-0,62 2,3	-4,65 17,34	/	/	0,89		-3,65 18,34	-3,65 18,34	3,3	3,3	13,45		-3,65 18,34
6	Π <sub>w</sub>	6,7	12,9	2,58	19,35	±0,72	±5,48	1,3		26,77	25,33	14,76	3,8	20,9		26,77
	Π <sub>e</sub>	6,7	12,9	2,58	19,35	±0,72	±5,48	1,3		26,77	25,33	14,76	3,8	20,7		26,77
	Π <sub>n</sub>	/	±4,2	±0,84	-6,3 +6,3	±0,24	±2,9	/		-6,06 6,54	-6,54 6,06	3,75	3,75	±4,2		±6,54
	Π <sub>s</sub>	/	±4,9	±0,98	±7,35	±1,2	±8,05	/		8,55	5,75	9,03	-9,03	±4,9		±9,03
	Π <sub>t</sub>	1	-1,65 11,56	-0,33 2,3	-2,47 17,34	/	/	0,89		18,34	-1,47 18,34	3,3	3,3	13,45		-1,47 18,34
8	Π <sub>w</sub>	6,7	11,56	2,3	17,34	±0,72	±5,48	1,3		24,76	23,3	14,48	3,52	19,56		24,76
	Π <sub>e</sub>	6,7	11,6	2,3	17,4	±0,72	±5,48	1,3		24,76	23,3	14,48	3,52	19,56		24,76
	Π <sub>n</sub>	/	5,68	1,14	8,52	±0,24	±2,9	/		8,76	8,28	4,04	-1,76	5,68		-1,76 8,76
	Π <sub>s</sub>	/	-4,2 1,35	-0,84 0,27	-6,36 +2	±1,2	±8,05	/		-5,16 3,2	-7,56 +0,8	8,32	-8,89	-4,2 +1,35		-8,89 8,32
	Π <sub>t</sub>	1,75	-1,25 3,54	-0,25 0,7	-1,88 5,3	/	/	1,03		-0,73 7,05	-0,13 7,05	2,45	2,45	6,32		-0,73 7,05
10	Π <sub>w</sub>	5,2	3,53	0,7	5,3	±1,09	±8,76	1,02		11,59	9,4	14,66	-2,86	9,75		-2,86 14,66
	Π <sub>e</sub>	/	/	/	/	/	/	/		/	/	/	/		/	
	Π <sub>n</sub>	-2,4	-1,64	-0,33	-2,46	±0,2	±2,3	-0,48		-4,66	-5,06	-0,23	-5,03	-4,5		-5,06
	Π <sub>s</sub>	-2,8	-1,89	-0,38	-2,83	±0,95	±6,45	-0,54		-4,68	-6,58	3,27	-9,6	-5,23		-9,6 3,27

NIVEAU II (Sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre) Port. ⑤-⑤

nœuds		G	P	P/S	1,5P	1,5V	S <sub>IH</sub>	S <sub>IV</sub>		④	⑤	⑥	⑦	⑧		Max
2	N <sub>w</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	N <sub>e</sub>	5,2	3,58	0,7	5,37	± 2,09	± 12,7	0,78	12,66	8,48	18,6	-6,8	9,56	-6,8	18,6	
	N <sub>n</sub>	2,6	1,79	0,36	2,68	± 0,63	± 4,3	0,39	8,5	4,65	7,26	-1,34	4,78	-1,34	8,5	
	N <sub>s</sub>	2,6	1,79	0,36	2,68	± 1,46	± 8,42	0,39	6,73	3,82	11,38	-5,46	4,78	-5,46	11,38	
	N <sub>t</sub>	1,75	-1,25 +3,5	-0,25 0,7	-1,88 +5,25	/	/	0,75	-0,13 7	-0,13 7	2,45	2,45	6	-0,13 7	-0,13 7	
4	N <sub>w</sub>	6,7	5,6	1,72	8,4	± 1,32	± 7,94	0,98	16,42	13,78	15,76	-0,72	13,28	-0,72	16,42	
	N <sub>e</sub>	6,7	11,6	2,32	17,4	± 1,32	± 7,94	0,98	24,4	22,78	16,96	1,08	19,28	24,4		
	N <sub>n</sub>	/	-1,49 +4,2	-0,3 0,84	-2,24 +6,3	± 0,8	± 5,38	/	-1,44 7,1	-3,04 5,5	6,22	-5,68	4,8	-1,44 7,1	-5,68 7,1	
	N <sub>s</sub>	/	-1,49 +4,2	-0,3 0,84	-2,37 6,3	± 1,85	± 10,5	/	-0,39 8,75	-4,09 4,45	11,34	-10,8	4,2	-1,49 11,34	-10,8 11,34	
	N <sub>t</sub>	1	-1,58 15,45	-0,32 3,09	-2,37 23,78	/	/	0,65	-1,37 24,78	-1,37 24,78	4,09	4,09	17,1	-1,37 24,18	-1,37 24,18	
6	N <sub>w</sub>	6,7	12,9	2,58	19,35	± 1,32	± 7,94	0,98	27,37	24,73	17,22	1,34	20,58	27,37		
	N <sub>e</sub>	6,7	12,9	2,58	19,35	± 1,32	± 7,94	0,98	27,37	24,73	17,22	1,34	20,58	27,37		
	N <sub>n</sub>	/	-4,24 4,68	-0,85 0,94	-6,36 +7,02	± 0,8	± 5,38	/	-5,56 7,82	-7,16 6,22	6,32	-6,23	4,68	-7,16 7,82	-7,16 7,82	
	N <sub>s</sub>	/	-4,24 4,68	-0,85 0,94	-6,36 7,02	± 1,85	± 10,5	/	-4,5 8,87	-8,2 5,17	11,47	-11,35	4,68	-4,24 11,47	-11,35 11,47	
	N <sub>t</sub>	1	-7,65 10,74	-1,53 2,75	-11,47 16,71	/	/	0,65	-10,47 17,71	-10,47 17,71	3,75	3,75	-6 12,39	-10,47 12,39	-10,47 12,39	
8	N <sub>w</sub>	6,7	11,76	2,35	17,64	± 1,32	± 7,94	0,98	25,66	22,78	16,99	1,11	19,44	25,66		
	N <sub>e</sub>	6,7	5,6	1,72	8,4	± 1,32	± 7,94	0,98	16,42	13,78	15,76	-0,72	13,28	-0,72	16,42	
	N <sub>n</sub>	/	-4,68 1,34	-0,94 0,27	-7,02 2,07	± 0,8	± 5,38	/	-6,22 2,8	-7,82 1,2	5,65	-6,32	1,34	-4,68 5,65	-7,82 5,65	
	N <sub>s</sub>	/	-4,68 1,55	-0,94 0,3	-7,02 2,33	± 1,85	± 10,5	/	-5,17 4,78	-8,87 0,48	10,8	-11,44	1,55	-4,68 10,8	-11,44 10,8	
	N <sub>t</sub>	1,75	-1,2 4,97	-0,24 1	-1,8 7,46	/	/	0,75	9,2	9,2	2,75	2,75	7,47	9,2		
10	N <sub>w</sub>	5,2	3,58	0,7	5,37	± 2,09	± 12,7	0,78	12,66	8,48	18,6	-6,8	9,56	-6,8	18,6	
	N <sub>e</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	N <sub>n</sub>	-2,6	-1,79	-0,36	-5,69	± 0,63	± 4,3	-0,39	-7,66	-8,12	1,34	-7,26	-4,78	-8,12	1,34	
	N <sub>s</sub>	-2,6	-1,79	-0,36	-5,69	± 1,46	± 8,4	-0,39	-6,83	-9,75	5,44	-11,36	-4,78	-6,83	-9,75	
	N <sub>t</sub>	1,75	-1,25 +3,5	-0,25 0,7	-1,88 +5,25	/	/	0,75	-0,13 7	-0,13 7	2,45	2,45	6	-0,13 7	-0,13 7	

NIVEAU I (Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre) Part. ⑤-⑤

nœuds		G	P	P/S	1,5P	1,5V	S <sub>1H</sub>	S <sub>1V</sub>		④	⑤	⑥	⑦	⑧		Max
2	Π <sub>w</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Π <sub>e</sub>	5,2	3,54	0,7	5,3	±2,83	±12,1	0,35	13,3	7,67	18	-6,2	9,09		-6,2	
	Π <sub>n</sub>	2,6	1,69	0,34	2,54	±1,79	±5,6	0,18	6,33	3,95	8,54	-2,66	4,47		-2,66	
	Π <sub>s</sub>	2,6	1,86	0,37	2,79	±1,65	±6,5	0,17	5,39	3,74	9,47	-3,5	4,63		-3,5	
	Π <sub>t</sub>	1,75	-0,4	-0,08	-0,6	/	/	0,34	7,05	7,05	2,45	2,45	5,63		7,05	
4	Π <sub>w</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>e</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>n</sub>	/	±1,5	±0,3	±2,25	±1,5	±8,0	/	-0,75	-3,75	8,3	-8,3	±1,5		±8,3	
	Π <sub>s</sub>	/	±1,4	±0,28	±2,1	±2,06	±7,0	/	4,16	-4,16	7,28	-7,28	±1,4		±7,28	
	Π <sub>t</sub>	1	-0,8	-0,16	-1,2	/	/	0,29	-0,2	-0,2	1,69	1,69	4,75		-0,2	
6	Π <sub>w</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>e</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>n</sub>	/	±1,5	±0,3	±2,25	±1,5	±8,0	/	-0,75	-3,75	8,3	-8,3	±1,5		±8,3	
	Π <sub>s</sub>	/	±1,4	±0,28	±2,1	±2,06	±7,0	/	4,16	-4,16	7,28	-7,28	±1,4		±7,28	
	Π <sub>t</sub>	1	-0,8	-0,16	-1,2	/	/	0,29	-0,2	-0,2	6,19	6,19	1,69	1,69	4,75	-0,2
8	Π <sub>w</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>e</sub>	6,7	4,11	0,82	6,17	±1,77	±7,56	0,45	14,64	11,1	15,08	-0,04	11,26		-0,04	
	Π <sub>n</sub>	/	±1,5	±0,3	±2,25	±1,5	±8,0	/	-0,75	-3,75	8,3	-8,3	±1,5		±8,3	
	Π <sub>s</sub>	/	±1,4	±0,28	±2,1	±2,06	±7,0	/	4,16	-4,16	7,28	-7,28	±1,4		±7,28	
	Π <sub>t</sub>	1,75	-0,4	-0,08	-0,6	/	/	0,34	7,05	7,05	2,45	2,45	5,63		7,05	
10	Π <sub>w</sub>	5,2	3,54	0,7	5,3	±2,83	±12,1	0,35	13,3	7,67	18	-6,2	9,09		13,3	
	Π <sub>e</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	Π <sub>n</sub>	-2,6	±1,69	±0,34	±2,54	±1,79	±5,6	-0,18	-3,95	-6,33	2,66	-8,54	-4,47		-8,54	
	Π <sub>s</sub>	-2,6	-1,86	-0,37	-2,79	±1,65	±6,5	-0,17	-3,74	-7,04	3,5	-9,47	-4,6		-9,47	

TABLEAU RECAPULATIF DES NOYONS Max Portique (5) - (5)

noyons	NIV. TERRASSE				NIVEAU III				NIVEAU II				NIVEAU I				
	1 <sup>er</sup> genre		2 <sup>em</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre		2 <sup>em</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre		2 <sup>em</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre		2 <sup>em</sup> genre		
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	
2	Nw	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	Ne	6,75	/	9,32	/	9,43	/	14,66	2,86	10,17	/	18,6	6,8	10,6	/	18,3	6,2
	Nn	/	/	/	/	4,37	/	5,06	/	4,8	/	8,5	7,34	5,08	/	8,54	2,66
	Ns	6,75	/	9,32	/	5,32	/	9,6	3,27	5,36	/	11,38	5,46	5,56	/	9,47	3,5
	Nt	7,97	/	8,9	/	7,74	/	9,24	0,15	5,95	/	7	0,13	6	/	7,05	/
4	Nw	10,7	/	11,27	/	13,5	/	15,94	/	13,42	/	16,42	0,12	11,99	/	15,08	0,04
	Ne	10,7	/	11,27	/	20,74	/	24,97	/	20,6	/	24,4	/	11,99	/	15,08	0,04
	Nn	/	/	/	/	5	1,6	6,6	3,77	5,04	1,79	7,7	5,68	2,5	2,5	8,3	8,3
	Ns	0,92	0,92	4,47	4,2	5,88	2,35	9,04	8,36	5,43	1,79	11,34	10,8	2,77	2,77	7,28	7,28
	Nt	6,78	/	7,2	/	14,87	2,7	18,34	3,65	19,5	0,9	24,18	1,37	5,15	/	6,19	0,2
6	Nw	10,7	/	11,27	/	22,18	/	26,77	/	22,18	/	27,37	/	11,99	/	15,08	0,04
	Ne	10,7	/	11,27	/	22,18	/	26,77	/	22,18	/	27,37	/	11,99	/	15,08	0,04
	Nn	/	/	/	/	5,04	5,04	6,54	6,54	5,6	5,08	7,82	7,16	2,5	2,5	8,3	8,3
	Ns	0,92	0,92	4,47	4,2	5,88	5,88	9,03	9,03	5,91	5,47	11,44	11,35	2,77	2,77	7,28	7,28
	Nt	6,4	/	7,7	/	14,87	0,98	18,34	1,47	13,88	8,78	12,39	10,47	5,15	/	6,19	0,2
8	Nw	10,7	/	11,27	/	20,57	/	24,76	/	20,8	/	25,66	/	11,99	/	15,08	0,04
	Ne	10,7	/	11,27	/	20,57	/	24,76	/	13,42	/	16,42	0,12	11,99	/	15,08	0,04
	Nn	/	/	/	/	6,8	/	8,76	7,76	1,87	5,6	5,65	7,82	2,5	2,5	8,3	8,3
	Ns	0,92	0,92	4,47	4,47	2,75	5,04	8,32	8,89	1,86	5,9	10,8	11,44	2,77	2,77	7,28	7,28
	Nt	7,97	/	8,9	/	5,79	/	7,05	0,13	7,7	/	9,2	/	6	/	7,05	/
10	Nw	6,7	/	9,32	/	9,46	/	14,66	2,86	10,17	/	18,6	6,8	10,6	/	13,3	/
	Ne	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	Nn	/	/	/	/	4,37	/	5,06	/	4,8	1,34	8,72	/	5,08	2,66	8,54	
	Ns	/	6,75	/	9,32	/	5,32	3,27	9,6	/	5,36	5,44	11,36	/	5,56	3,5	9,47

# EFFORTS TRANCHANTS

L'effort tranchant dans les poutres est donné par les moments aux nœuds extrémités de chaque poutre.

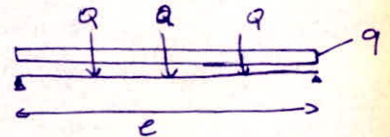
Formules  
générales

$$\frac{M_w}{T_d} \quad \frac{M_e}{T_g}$$

$$\left. \begin{aligned} T_d &= T_0 + \frac{M_w - M_e}{e} \\ T_g &= T_0 + \frac{M_e - M_w}{e} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{En valeurs absolues} \\ \text{et } T_0 \text{ effort tranchant} \\ \text{isostatique} \end{array}$$

## EFFORTS TRANCHANTS ISOSTATIQUES

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{3}{2} \varphi$$



Sous G

Terrasse  $T_0 = \frac{7082 \cdot 6,1}{2} + \frac{3}{2} \cdot 2904 = 7,67 \text{ t}$

Etage courant  $T_0 = \frac{347 \cdot 6,1}{2} + \frac{3}{2} \cdot 2526 = 4,89 \text{ t}$

Sous P

Terrasse  $T_0 = \frac{112 \cdot 6,1}{2} + \frac{3}{2} \cdot 500 = 1,09 \text{ t}$

Travée bureau  $T_0 = \frac{392 \cdot 6,1}{2} + \frac{3}{2} \cdot 1750 = 3,82 \text{ t}$

Travée archive  $T_0 = \frac{1232 \cdot 6,1}{2} + \frac{3}{2} \cdot 5500 = 12 \text{ t}$

Sous Siv

Terrasse  $T_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,5 \cdot 6,1}{2} = 1,5 \text{ t}$

NIV. III  $T_0 = \frac{0,47 \cdot 6,1}{2} = 1,43 \text{ t}$

NIV. II  $T_0 = \frac{0,35 \cdot 6,1}{2} = 1,07 \text{ t}$

NIV. I  $T_0 = \frac{0,16 \cdot 6,1}{2} = 0,49 \text{ t}$

Sous SIV et V

$$T_0 = 0$$

Tableau des valeurs de  $T_0$  portique (5)-(5)  
(Unité tonne)

NIVEAU	Combi. travée	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
TERR.	2-4	8,97	8,76	8,76	9,3	9,3	7,89	7,89	10,29
	4-6	8,97	8,76	8,76	9,3	9,3	7,89	7,89	10,29
	6-8	8,97	8,76	8,76	9,3	9,3	7,89	7,89	10,29
	8-10	8,97	8,76	8,76	9,3	9,3	7,89	7,89	10,29
III	2-4	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	9,37
	4-6	18,46	16,06	16,06	12,06	12,06	6,46	6,46	17,49
	6-8	18,46	16,06	16,06	12,06	12,06	6,46	6,46	17,49
	8-10	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	9,37
II	2-4	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,95
	4-6	18,46	16,06	16,06	12,06	12,06	6,46	6,46	17,13
	6-8	18,46	16,06	16,06	12,06	12,06	6,46	6,46	17,13
	8-10	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,95
I	2-4	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,37
	4-6	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,37
	6-8	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,37
	8-10	8,64	7,88	7,88	9,79	9,79	4,82	4,82	8,37



TABEAU DES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (pont. 5)

NIVEAUX	Sollicitation	T <sub>2d</sub>	T <sub>1g</sub>	T <sub>4d</sub>	T <sub>6g</sub>	T <sub>cd</sub>	T <sub>8g</sub>	T <sub>8d</sub>	T <sub>10g</sub>
TERRASSE	G + 1,2P	8,47	9,53	8,97	8,97	8,97	8,97	9,58	8,47
	G + P + V <sub>⊕</sub>	8,23	9,3	8,76	8,76	8,76	8,76	9,3	8,23
	G + P + V <sub>⊖</sub>	8,19	9,3	8,76	8,76	8,76	8,76	9,32	9,3
	Max	8,47	9,53	8,97	8,97	8,97	8,97	9,58	9,3
III	G + 1,2P	8,39	8,89	18,46	18,46	18,46	18,46	8,89	8,39
	G + P + V <sub>⊕</sub>	7,3	8,44	15,8	16,18	16,27	16,85	9,4	6,36
	G + P + V <sub>⊖</sub>	7,24	8,52	14,87	17,25	16,29	15,83	9,48	6,28
	Max	8,39	8,89	18,46	18,46	18,46	18,46	9,48	8,39
II	G + 1,2P	8,39	8,89	18,46	18,46	18,46	18,46	8,89	8,39
	G + P + V <sub>⊕</sub>	7,46	8,37	15,85	16,27	16,27	15,85	8,37	7,46
	G + P + V <sub>⊖</sub>	7,22	8,54	15,85	16,27	16,25	15,87	8,54	7,22
	Max	8,39	8,89	18,46	18,46	18,46	18,46	8,89	8,39
I	G + 1,2P	8,39	8,89	8,64	8,64	8,64	8,64	8,89	8,39
	G + P + V <sub>⊕</sub>	7,65	8,1	7,88	7,88	7,88	7,88	8,1	7,65
	G + P + V <sub>⊖</sub>	7,43	8,33	7,88	7,88	7,88	7,88	8,33	7,43
	Max	8,39	8,89	8,64	8,64	8,64	8,64	8,89	8,39

Tableau des Valeurs des efforts tranchants  
Solicitations du 1<sup>er</sup> genre port. ⑥-⑥

Niveau	Solicitation	T <sub>1d</sub>	T <sub>3g</sub>	T <sub>3d</sub>	T <sub>5g</sub>	T <sub>5d</sub>	T <sub>7g</sub>
IV	G+1,2P	9,56	8,38	9,1	8,84	7,35	10,59
	G+P+↗	9,29	8,21	8,92	8,58	7,15	10,35
	G+P+↖	9,29	8,21	8,92	8,58	7,21	10,29
	Max	9,56	8,38	9,1	8,84	7,35	10,59
III	G+1,2P	11,32	9,88	20,94	19,94	18,15	22,75
	G+P+↗	10,4	9,3	18,49	17,5	15,87	20,13
	G+P+↖	10,56	9,16	18,36	17,64	16,0	20,0
	Max	11,32	9,88	20,94	19,94	18,15	22,75
II	G+1,2P	11,34	9,86	20,91	19,97	17,09	23,79
	G+P+↗	10,37	9,35	18,41	17,59	14,83	21,17
	G+P+↖	10,65	9,07	18,46	17,54	15,19	20,81
	Max	11,34	9,86	20,91	19,97	17,09	23,79
I	G+1,2P	11,01	10,19	10,68	10,5	8,83	12,6
	G+P+↗	10,07	9,65	9,94	9,77	7,97	11,75
	G+P+↖	10,44	9,28	9,94	9,77	8,47	11,25
	Max	11,01	10,19	10,68	10,5	8,83	12,6

TABEAU DES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS  
Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (pont. S)

NIV	Sollicitat.	T <sub>2d</sub>	T <sub>4g</sub>	T <sub>4d</sub>	T <sub>6g</sub>	T <sub>6d</sub>	T <sub>8g</sub>	T <sub>8d</sub>	T <sub>10g</sub>
TER.	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊕	8,76	9,85	9,3	9,3	9,3	9,3	9,86	8,74
	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊖	8,7	8,89	9,3	9,3	9,3	9,3	8,89	8,7
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊕	7,6	8,18	7,89	7,89	7,89	7,89	8,18	7,6
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊖	7,17	8,6	7,89	7,89	7,89	7,89	8,6	7,17
	G+P+S <sub>1V</sub> ↓	9,66	10,9	10,29	10,29	10,29	10,29	10,9	9,66
	Max	9,66	10,9	10,29	10,29	10,29	10,29	10,9	9,66
III	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊕	9,07	10,5	11,76	12,35	12,39	11,76	11,95	7,63
	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊖	8,95	11,32	11,77	12,35	12,39	11,73	12,02	7,5
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊕	5,04	4,6	6,42	6,5	6,5	6,4	4,79	4,85
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊖	3,96	5,68	6,42	6,5	6,5	6,4	5,87	3,77
	G+P+S <sub>1V</sub> ↓	8,66	9,96	17,29	17,69	17,68	17,3	10,92	7,7
	Max	9,07	11,32	17,29	17,69	17,68	17,3	12,02	7,7
II	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊕	9,17	10,4	11,57	12,55	12,34	11,78	10,4	9,17
	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊖	8,92	10,66	11,74	12,38	12,38	11,74	10,66	8,92
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊕	5,29	4,35	6,4	6,5	6,5	6,4	4,35	5,29
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊖	3,53	6,11	5,3	7,6	6,5	6,4	5,9	4,8
	G+P+S <sub>1V</sub> ↓	8,34	9,66	16,92	17,3	17,32	16,9	9,66	8,34
	Max	9,17	10,66	16,92	17,3	17,32	16,9	10,66	9,17
I	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊕	9,57	10	9,79	9,79	9,79	9,79	10	9,57
	G+1,5P+1,5V <sub>+</sub> ⊖	9,23	10,35	9,79	9,79	9,79	9,79	10,35	10,35
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊕	5,3	4,34	4,82	4,82	4,82	4,82	4,34	5,3
	G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>1H</sub> ⊖	3,8	5,83	4,82	4,82	4,82	4,82	5,83	3,8
	G+P+S <sub>1V</sub> ↓	8,0	8,73	8,37	8,37	8,37	8,37	8,73	8,0
	Max	9,57	10,35	9,79	9,79	9,79	9,79	10,35	10,35

Tableau des valeurs des efforts tranchants  
solicitation du 2<sup>e</sup> genre port. ⑥ - ⑥

Niveau	Solicitation	T <sub>1d</sub>	T <sub>3g</sub>	T <sub>3d</sub>	T <sub>5g</sub>	T <sub>5d</sub>	T <sub>7g</sub>
IV	$G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$	8,11	7,65	8	7,76	6,1	9,66
	$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$	8,67	7,09	8	7,76	6,85	8,91
	$G + 1,5P + 1,5\vec{V}$	9,86	8,74	9,43	9,17	7,57	11,03
	$G + 1,5P + 1,5\overleftarrow{V}$	9,93	8,67	9,44	9,16	7,67	10,93
	$G + P + S_{IV}$	11,21	9,89	10,71	10,39	8,66	12,44
	Max	11,21	9,89	10,71	10,39	8,66	12,44
III	$G + 1,5P + 1,5\vec{V}$	12,48	11,06	24,62	23,38	21,3	26,7
	$G + 1,5P + 1,5\overleftarrow{V}$	12,71	10,83	24,62	23,38	21,45	26,55
	$G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$	6,48	7,12	8,55	8,33	6,37	10,51
	$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$	7,76	5,84	8,55	8,33	8,08	8,8
	$G + P + S_{IV}$	11,95	10,69	19,95	18,97	17,17	21,75
	Max	12,71	11,06	24,62	23,38	21,45	26,7
II	$G + 1,5P + 1,5\vec{V}$	12,43	11,11	24,59	23,41	19,7	28,3
	$G + 1,5P + 1,5\overleftarrow{V}$	12,84	10,7	24,59	23,41	20,28	23,72
	$G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$	6,2	7,4	8,57	8,31	5,85	11,03
	$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$	8,45	5,15	8,57	8,31	8,27	8,61
	$G + P + S_{IV}$	11,7	10,22	19,56	18,64	15,95	22,25
	Max	12,84	11,11	24,59	23,41	20,28	28,3
I	$G + 1,5P + 1,5\vec{V}$	11,96	11,56	11,87	11,67	9,43	14,11
	$G + 1,5P + 1,5\overleftarrow{V}$	12,52	11,02	11,87	11,67	10,18	13,36
	$G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$	6,11	7,49	6,86	6,74	4,39	9,21
	$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}_{IH}$	8,03	5,57	6,86	6,74	5,36	8,24
	$G + P + S_{IV}$	10,64	9,96	10,45	10,35	8,64	12,06
	Max	12,52	11,56	11,87	11,87	10,18	14,11

# EFFORTS NORMAUX

Les efforts normaux dans les poteaux sont donnés par les efforts tranchants "amenés" par les poutres. Ceci en plus des poids propre des poteaux eux-même, ainsi que celui des murs de façades, qu'on a fait porter par les poteaux sous la condition d'une maçonnerie de bonne qualité, car si c'est le cas l'effet de voûte justifiera notre méthode.

Poids d'un pan de mur revenant à un poteau de rive (façade nord)

$$3 \times 6,1 \cdot 284 = 5,19t$$

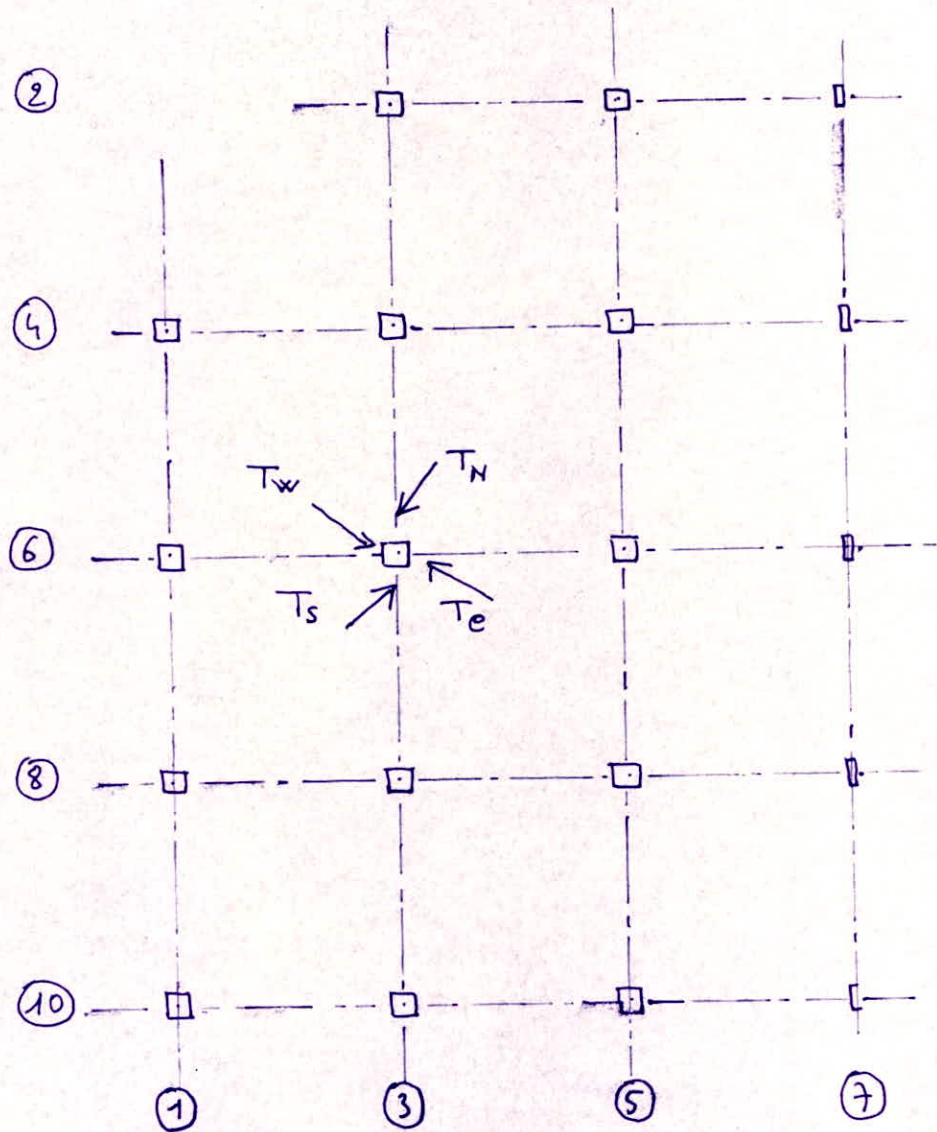
Poids d'un pan de mur revenant à un poteau de rive (façade principale)

Fenêtres  $S = 8,75m^2 \Rightarrow (3 \times 6,1 - 8,75) \cdot 284 = 2,7t$

Poids d'un poteau entre 2 niveaux

$$0,5 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 2500 = 1,89t.$$

Présentation des tableaux de Valeurs.

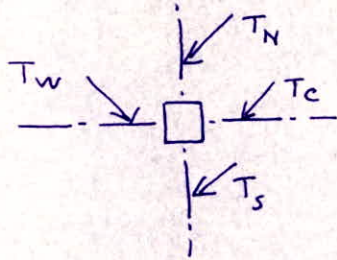


Notation

On appellera le poteau par les numéros des files de poteaux qui y concourent.

Pour chaque niveau on fera la somme des efforts tranchants et du poids propre.

Pour les niveaux inférieurs, on calculera l'effort normal en cumulant l'effort normal supérieur et l'effort normal correspondant à ce niveau.



Les  $T_N$  et  $T_S$  sont donnés par les efforts tranchants du portique (5)-(5)

Les  $T_W$  et  $T_e$  sont donnés par les efforts tranchants du portique (6)-(6)

NIVEAU TERRASSE

Poteaux	P.P	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>1</sub>	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>2</sub>
1-4	1,89	/	8,97	/	9,56	20,42	/	10,29	/	11,21	23,39
1-6	1,89	8,97	8,97	/	9,56	29,39	10,29	10,29	/	11,21	33,68
1-8	1,89	8,97	9,58	/	9,56	30,0	10,29	10,9	/	11,21	34,29
1-10	1,89	9,3	/	/	9,56	20,75	9,66	/	/	11,21	22,74
3-2	1,89	/	8,41	/	9,1	19,4	/	9,66	/	10,71	22,26
3-4	1,89	9,53	8,97	8,38	9,1	37,87	10,9	10,29	9,89	10,71	43,68
3-6	1,89	8,97	8,97	8,58	9,1	37,5	10,29	10,29	9,89	10,71	43,07
3-8	1,89	8,97	9,58	8,58	9,1	38,12	10,29	10,9	9,89	10,71	43,68
3-10	1,87	9,3	/	8,58	9,1	28,87	9,66	/	9,89	10,71	32,75
5-2	1,89	/	8,41	8,84	7,35	26,49	/	9,66	10,39	8,66	30,6
5-4	1,89	9,53	8,97	8,84	7,35	36,58	10,9	10,29	10,39	8,66	42,13
5-6	1,89	8,97	8,97	8,84	7,35	36,02	10,29	10,29	10,39	8,66	47,52
5-8	1,89	8,97	9,58	8,84	7,35	36,63	10,29	10,9	10,39	8,66	42,73
5-10	1,89	9,3	/	8,84	7,35	27,38	9,66	/	10,39	8,66	30,6
7-2	1,89	/	8,41	10,59	/	16,69	/	9,66	12,44	/	23,99
7-4	1,89	9,53	8,97	10,59	/	27,13	10,9	10,29	12,44	/	35,52
7-6	1,89	8,97	8,97	10,59	/	22,45	10,29	10,29	12,44	/	34,91
7-8	1,89	8,97	9,58	10,59	/	21,78	10,29	10,9	12,44	/	35,52
7-10	1,87	9,3	/	10,59	/	19,02	9,66	/	12,44	/	23,99



NIVEAU III

Poteaux	PP non ca	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>1</sub> Cumul	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>2</sub> Cumul
1-4	7,04	/	18,46	/	11,32	57,2	/	17,29	/	12,77	60,39
1-6	7,04	18,46	18,46	/	11,32	84,63	17,69	17,68	/	12,77	88,74
1-8	7,04	18,46	9,48	/	11,32	76,26	17,3	12,02	/	12,77	83,32
1-10	5,81	8,39	/	/	11,32	46,26	7,7	/	/	12,77	49,05
3-2	7,04	/	8,39	/	20,94	55,73	/	9,07	/	24,62	62,95
3-4	7,04	8,89	18,46	9,88	20,94	103,04	11,32	17,29	11,06	24,62	114,97
3-6	1,89	18,46	18,46	9,88	20,94	107,73	17,69	17,68	11,06	24,62	116,07
3-8	1,89	18,46	9,48	9,88	20,94	98,77	17,3	12,02	11,06	24,62	110,57
3-10	4,54	8,39	/	9,88	20,94	72,62	7,7	/	11,06	24,62	80,07
5-2	7,04	/	8,39	19,94	18,15	79,97	/	9,07	23,38	27,45	91,5
5-4	1,89	8,89	18,46	19,94	18,15	103,9	11,32	17,29	23,38	27,45	117,46
5-6	1,89	18,46	18,46	19,94	18,15	112,9	17,69	17,68	23,38	27,45	123,6
5-8	1,89	18,46	9,48	19,94	18,15	104,54	17,3	12,02	23,38	27,45	118,97
5-10	4,54	8,39	/	19,94	18,15	78,4	7,7	/	23,38	27,45	87,67
7-2	3,5	/	8,39	22,75	/	26,24	/	9,07	26,7	/	63,26
7-4	0,94	8,89	18,46	22,75	/	58,5	11,32	17,29	26,7	/	97,77
7-6	0,94	18,46	18,46	22,75	/	63,6	17,69	17,68	26,7	/	97,92
7-8	0,94	18,46	9,48	22,75	/	59,44	17,3	12,02	26,7	/	92,48
7-10	2,29	8,39	/	22,75	/	48,25	7,7	/	26,7	/	60,64

NIVEAU II

Poteau	PP n.cum	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>i</sub> cumle	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>z</sub> cumle
1-4	7,04	/	18,46	/	11,31	94	/	16,92	/	12,84	97,75
1-6	7,04	18,46	18,46	/	11,31	139,99	17,3	17,32	/	12,84	143,22
1-8	7,04	18,46	8,89	/	11,31	127,95	16,9	10,66	/	12,84	130,72
1-10	5,81	8,39	/	/	11,31	77,8	9,17	/	/	12,84	76,87
3-2	7,04	/	8,39	/	20,91	92,03	/	9,17	/	24,59	103,71
3-4	7,04	8,89	18,46	9,86	20,91	168,76	10,66	16,92	11,11	24,59	185,29
3-6	1,89	18,46	18,46	9,86	20,91	176,7	17,3	17,32	11,11	24,59	188,22
3-8	1,89	18,46	8,89	9,86	20,91	158,78	16,9	10,66	11,11	24,59	175,72
3-10	4,54	8,39	/	9,86	20,91	116,32	9,17	/	11,11	24,59	129,48
5-2	7,04	/	8,39	19,97	17,09	132,4	/	9,17	23,41	20,28	157,36
5-4	1,89	8,89	18,46	19,97	17,09	170,2	10,66	16,92	23,41	20,28	190,3
5-6	1,89	18,46	18,46	19,97	17,09	188,77	17,3	17,32	23,41	20,28	203,8
5-8	1,89	18,46	8,89	19,97	17,09	170,84	16,9	10,66	23,41	20,28	192,11
5-10	4,54	8,39	/	19,97	17,09	128,39	9,17	/	23,41	20,28	145,07
7-2	3,5	/	$\frac{8,39}{2}$	23,79	/	57,72	/	9,17	28,3	/	104,23
7-4	0,94	$\frac{8,89}{2}$	$\frac{18,46}{2}$	23,79	/	96,93	10,66	16,92	28,3	/	148,59
7-6	0,94	$\frac{18,46}{2}$	$\frac{18,46}{2}$	23,79	/	106,79	17,3	17,32	28,3	/	167,78
7-8	0,94	$\frac{18,46}{2}$	$\frac{8,89}{2}$	23,79	/	97,51	16,9	10,66	28,3	/	149,22
7-10	2,29	$\frac{8,39}{2}$	/	23,79	/	38,52	9,17	/	28,3	/	100,44

NIVEAU, I.

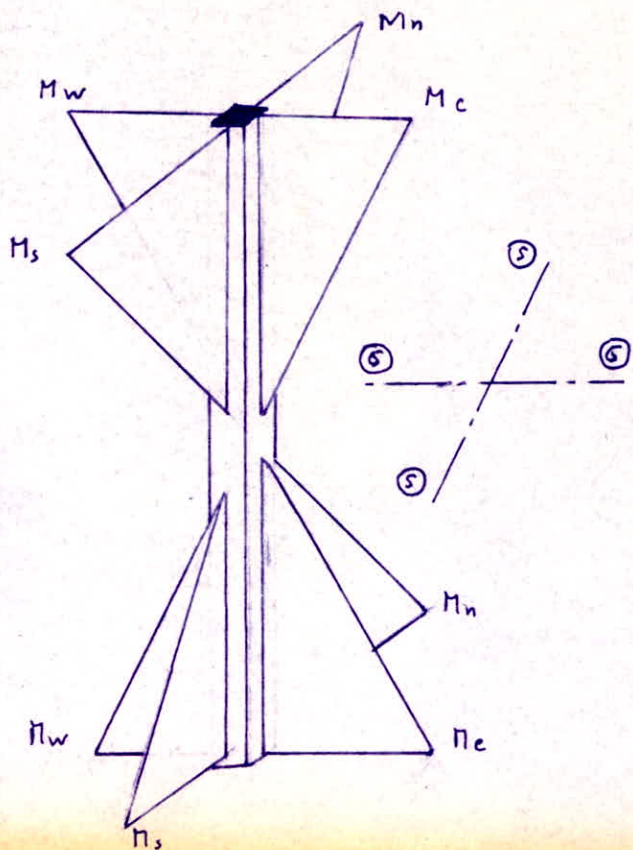
Poteaux	PP	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>i</sub> cumulé	T <sub>N</sub>	T <sub>S</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N <sub>e</sub> cumulé
1-4	7,04	/	8,64	/	11,01	120,65	/	9,79	/	12,52	172,53
1-6	7,04	8,64	8,64	/	11,01	175,18	9,79	9,79	/	12,52	169,80
1-8	7,04	8,64	8,89	/	11,01	157,19	9,79	10,35	/	12,52	176,53
1-10	5,81	8,39	/	/	11,01	97,07	10,35	/	/	12,52	105,55
3-2	7,04	/	8,39	/	10,68	118,1	/	9,57	/	11,87	132,75
3-4	7,04	8,84	8,64	10,79	10,68	213,57	10,35	9,79	11,56	11,87	235,82
3-6	1,89	8,64	8,64	10,79	10,68	276,74	9,79	9,79	11,56	11,87	233,72
3-8	1,89	8,64	8,89	10,79	10,68	199,07	9,79	10,35	11,56	11,87	227,78
3-10	4,54	8,39	/	10,79	10,68	150,72	10,35	/	11,56	11,87	167,8
5-2	7,04	/	8,39	10,5	8,83	167,72	/	9,57	11,67	10,18	189,78
5-4	1,89	8,84	8,64	10,5	8,83	208,9	10,35	9,79	11,67	10,18	234,78
5-6	1,89	8,64	8,64	10,5	8,83	227,27	9,79	9,79	11,67	10,18	247,78
5-8	1,89	8,64	8,89	10,5	8,83	209,59	9,79	10,35	11,67	10,78	235,99
5-10	4,54	8,39	/	10,5	8,83	160,65	10,35	/	11,67	10,78	187,87
7-2	3,5	/	8,39	12,6	/	78	/	9,57	14,71	/	137,47
7-4	0,94	8,84	8,64	12,6	/	119,19	10,35	9,79	14,71	/	183,78
7-6	0,94	8,64	8,64	12,6	/	128,97	9,79	9,79	14,71	/	196,47
7-8	0,94	8,64	8,89	12,6	/	120,14	9,79	10,35	14,71	/	184,4
7-10	2,29	8,39	/	12,6	/	97,6	10,35	/	14,71	/	127,19

# EFFORTS DANS LES POTEAUX

Les poteaux seront calculés en flexion composée.  
(Les efforts tranchants dans les poteaux seront négligés)  
d'après CCBA 68. A1

Les efforts normaux ont été calculés précédemment, les moments seront déterminés de la manière suivante:

En tenant compte du fait de la symétrie, et des considérations d'exécution, on déterminera le moment max. sollicitant le poteau, que soit en tête ou en base, et on calculera le poteau sous  $N$  et sous  $M$  dans les deux directions principales.



-  $M_n$  et  $N_s$  donnés par l'étude du portique (5)-(5)

Tête de poteau  $M_n$  moment positif

$N_s$  moment négatif

Base de poteau (l'inverse)

-  $M_w$  et  $N_e$  donnés par l'étude du portique (6)-(6)

Tête de poteau  $M_w$  moment positif

$N_e$  moment négatif

Base de poteau (l'inverse)

NIVEAU TERRASSE

Moments Sollicitants les poteaux (S.P.<sub>1</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Maximal en Val d'axe
	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	
1-4	0,92	0,92	6,9	/	5,0	1,6	4,54	/	6,9
1-6	0,92	0,92	6,9	/	5,04	5,04	4,54	/	6,9
1-8	0,92	0,92	6,9	/	6,8	/	4,54	/	6,9
1-10	/	6,75	6,9	/	/	4,37	4,54	/	6,9
3-2	6,75	/	1,1	1,1	4,37	/	5,87	1,6	6,75
3-4	0,92	0,92	1,1	1,1	5,0	1,6	5,87	1,6	5,87
3-6	0,92	0,92	1,1	1,1	5,04	5,04	5,87	1,6	5,87
3-8	0,92	0,92	1,1	1,1	6,8	/	5,87	1,6	6,8
3-10	/	6,75	1,1	1,1	/	4,37	5,87	1,6	6,75
5-2	6,75	/	2,45	/	4,37	/	6,19	5,05	6,75
5-4	0,92	0,92	2,45	/	5,0	1,6	6,19	5,05	6,19
5-6	0,92	0,92	2,45	/	5,04	5,04	6,19	5,05	6,19
5-8	0,92	0,92	2,45	/	6,8	/	6,19	5,05	6,8
5-10	/	6,75	2,45	/	/	4,37	6,19	5,05	6,75
7-2	6,75	/	/	2,7	4,37	/	/	7,17	7,17
7-4	0,92	0,92	/	2,7	5,0	1,6	/	7,17	7,17
7-6	0,92	0,92	/	2,7	5,04	5,04	/	7,17	7,17
7-8	0,92	0,92	/	2,7	6,8	/	/	7,17	7,17
7-10	/	6,75	/	2,7	/	4,37	/	7,17	7,17

NIVEAU TERRASSE

Moments sollicitants les poteaux (S<sub>P2</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max en Val. abs.
	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	
1-4	4,47	4,2	10,42	—	3,17	6,6	—	5,34	10,42
1-6	4,47	4,2	10,42	—	6,54	6,54	—	5,34	10,42
1-8	4,47	4,47	10,42	—	1,76	8,75	—	5,34	10,42
1-10	—	9,32	10,42	—	5,06	—	—	5,34	10,42
3-2	9,32	—	5,84	5,84	—	5,06	3,5	7,7	9,32
3-4	4,47	4,2	5,84	5,84	3,17	6,6	3,5	7,7	7,7
3-6	4,47	4,2	5,84	5,84	6,54	6,54	3,5	7,7	7,7
3-8	4,47	4,47	5,84	5,84	1,76	8,75	3,5	7,7	8,75
3-10	—	9,32	5,84	5,84	5,06	—	3,5	7,7	9,32
5-2	9,32	—	7,41	4,81	—	5,06	6,8	7,96	9,32
5-4	4,47	4,2	7,41	4,81	3,17	6,6	6,8	7,96	7,96
5-6	4,47	4,2	7,41	4,81	6,54	6,54	6,8	7,96	7,96
5-8	4,47	4,47	7,41	4,81	1,76	8,75	6,8	7,96	8,75
5-10	—	9,32	7,41	4,8	5,06	—	6,8	7,96	9,32
7-2	9,32	—	—	3,02	—	5,06	8,9	—	9,32
7-4	4,47	4,2	—	3,02	3,17	6,6	8,9	—	8,9
7-6	4,47	4,2	—	3,02	6,54	6,54	8,9	—	8,9
7-8	4,47	4,47	—	3,02	1,76	8,75	8,9	—	8,9
7-10	—	9,32	—	—	5,06	—	8,9	—	9,32

NIVEAU III

Moments sollicitants les poteaux (SP<sub>1</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max en Valeur absolue
	$\Pi_n$	$\Pi_s$	$\Pi_w$	$\Pi_e$	$\Pi_n$	$\Pi_s$	$\Pi_w$	$\Pi_e$	
1-4	5,88	2,35	5,85	—	1,79	5,04	—	5,12	5,88
1-6	5,88	5,88	5,85	—	5,08	5,6	—	5,12	5,88
1-8	2,15	5,04	5,85	—	5,6	1,87	—	5,12	5,85
1-10	—	5,32	5,85	—	4,8	—	—	5,12	5,85
3-2	5,32	—	5,62	2,65	—	4,8	2,36	5,6	5,62
3-4	5,88	2,35	5,62	2,65	1,79	5,04	2,36	5,6	5,88
3-6	5,88	5,88	5,62	2,65	5,08	5,6	2,36	5,6	5,88
3-8	2,15	5,04	5,62	2,65	5,6	1,87	2,36	5,6	5,62
3-10	—	5,32	5,62	2,65	4,8	—	2,36	5,6	5,62
5-2	5,32	—	6,68	5,54	—	4,8	5,19	6,33	6,68
5-4	5,88	2,35	6,68	5,54	1,79	5,04	5,19	6,33	6,68
5-6	5,88	5,88	6,68	5,54	5,08	5,6	5,19	6,33	6,68
5-8	2,15	5,04	6,68	5,54	5,6	1,87	5,19	6,33	6,68
5-10	—	5,32	6,68	5,54	4,8	—	5,19	6,33	6,68
7-2	5,32	—	—	7,29	—	4,8	3,88	—	7,29
7-4	5,88	2,35	—	7,29	1,79	5,04	3,88	—	7,29
7-6	5,88	5,88	—	7,29	5,08	5,6	3,88	—	7,29
7-8	2,15	5,04	—	7,29	5,6	1,87	3,88	—	7,29
7-10	—	5,32	—	7,29	4,8	—	3,88	—	7,29

NIVEAU III

Moments sollicitants les poteaux (S P<sub>2</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max en val. Absolu.
	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	
1-4	9,04	8,36	11,13	4,7	5,68	7,1	4,8	8,3	11,13
1-6	9,03	9,03	11,13	4,7	11,35	11,44	4,8	8,3	11,44
1-8	8,32	8,89	11,13	4,7	7,82	5,65	4,8	8,3	11,13
1-10	3,27	9,6	11,13	4,7	8,12	1,34	4,8	8,3	11,13
3-2	9,6	3,27	10,75	10,75	1,34	8,5	6,9	8,3	10,75
3-4	9,04	8,36	10,75	10,75	5,68	7,1	6,9	8,3	10,75
3-6	9,03	9,03	10,75	10,75	11,35	11,44	6,9	8,3	11,44
3-8	8,32	8,89	10,75	10,75	7,82	5,65	6,9	8,3	10,75
3-10	3,27	9,6	10,75	10,75	8,12	1,34	6,9	8,3	10,75
5-2	9,6	3,27	11,4	10,3	1,34	8,5	7,9	9,06	11,4
5-4	9,04	8,36	11,4	10,3	5,68	7,1	7,9	9,06	11,4
5-6	9,03	9,03	11,4	10,3	11,35	11,44	7,9	9,06	11,44
5-8	8,32	8,89	11,4	10,3	7,82	5,65	7,9	9,06	11,4
5-10	3,27	9,6	11,4	10,3	8,12	1,34	7,9	9,06	11,4
7-2	9,6	3,27	—	9,2	1,34	8,5	4,7	—	9,6
7-4	9,04	8,36	—	9,2	5,68	7,1	4,7	—	9,2
7-6	9,03	9,03	—	9,2	11,35	11,44	4,7	—	11,44
7-8	8,32	8,89	—	9,2	7,82	5,65	4,7	—	9,2
7-10	3,27	9,6	—	9,2	8,12	1,34	4,7	—	9,6



NIVEAU II

Moments Sollicitants les poteaux

(SP<sub>1</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max. en Val. Absolue
	$M_u$	$M_s$	$M_w$	$M_e$	$M_u$	$M_s$	$M_w$	$M_e$	
1-4	5,43	1,79	5,99	—	2,5	2,5	—	5,88	5,99
1-6	5,91	5,47	5,99	—	2,5	2,5	—	5,88	5,99
1-8	1,86	5,9	5,99	—	2,5	2,5	—	5,88	5,99
1-10	—	5,36	5,99	—	5,08	—	—	5,88	5,99
3-2	5,36	—	6,57	1,8	—	5,08	3,13	3,13	6,57
3-4	5,43	1,79	6,57	1,8	2,5	2,5	3,13	3,13	6,57
3-6	5,91	5,47	6,57	1,8	2,5	2,5	3,13	3,13	6,57
3-8	1,86	5,9	6,57	1,8	2,5	2,5	3,13	3,13	6,57
3-10	—	5,36	6,57	1,8	5,08	—	3,13	3,13	6,57
5-2	5,36	—	7,27	6,13	—	5,08	2,62	3,72	7,27
5-4	5,43	1,79	7,27	6,13	2,5	2,5	2,62	3,72	7,27
5-6	5,91	5,47	7,27	6,13	2,5	2,5	2,62	3,72	7,27
5-8	1,86	5,9	7,27	6,13	2,5	2,5	2,62	3,72	7,27
5-10	—	5,36	7,27	6,13	5,08	—	2,62	3,72	7,27
7-2	5,36	—	—	3,88	—	5,08	1,84	—	5,36
7-4	5,43	1,79	—	3,88	2,5	2,5	1,84	—	5,43
7-6	5,91	5,47	—	3,88	2,5	2,5	1,84	—	5,91
7-8	1,86	5,9	—	3,88	2,5	2,5	1,84	—	5,9
7-10	—	5,36	—	3,88	5,8	—	1,84	—	5,8

NIVEAU II

Moments sollicitants les poteaux (SP<sub>2</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max en val. Absolu.
	$N_u$	$N_s$	$N_w$	$M_e$	$N_n$	$N_s$	$N_w$	$N_c$	
1-4	11,34	10,8	12,5	6,5	8,3	8,3	4,6	10,9	12,5
1-6	11,44	11,35	12,5	6,5	8,3	8,3	4,6	10,9	12,5
1-8	10,8	11,44	12,5	6,5	8,3	8,3	4,6	10,9	12,5
1-10	5,44	11,36	12,5	6,5	8,54	2,66	4,6	10,9	12,5
3-2	11,38	5,46	12,18	12,18	2,66	8,54	10	10	12,18
3-4	11,34	10,8	12,18	12,18	8,3	8,3	10	10	12,18
3-6	11,44	11,35	12,18	12,18	8,3	8,3	10	10	12,18
3-8	10,8	11,44	12,18	12,18	8,3	8,3	10	10	12,18
3-10	5,44	11,36	12,18	12,18	8,54	2,66	10	10	12,18
5-2	11,38	5,46	13,4	12,3	2,66	8,54	9,5	10,7	13,4
5-4	11,34	10,8	13,4	12,3	8,3	8,3	9,5	10,7	13,4
5-6	11,44	11,35	13,4	12,3	8,3	8,3	9,5	10,7	13,4
5-8	10,8	11,44	13,4	12,3	8,3	8,3	9,5	10,7	13,4
5-10	5,44	11,36	13,4	12,3	8,54	2,66	9,5	10,7	13,4
7-2	11,38	5,46	—	4,8	2,66	8,54	2,26	—	11,38
7-4	11,34	10,8	—	4,8	8,3	8,3	2,26	—	11,34
7-6	11,44	11,35	—	4,8	8,3	8,3	2,26	—	11,44
7-8	10,8	11,44	—	4,8	8,3	8,3	2,26	—	11,44
7-10	5,44	11,36	—	4,8	8,54	2,66	2,26	—	11,36

NIVEAU I

Moments sollicitants les poteaux (SP<sub>1</sub>)

POTEAUX	TÊTE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max. en Val. Absolue
	$\Pi_h$	$\Pi_s$	$\Pi_w$	$\Pi_e$	$\Pi_h$	$\Pi_s$	$\Pi_w$	$\Pi_e$	
1-4	2,77	2,77	5,92	—	—	—	—	—	5,92
1-6	2,77	2,77	5,92	—	—	—	—	—	5,92
1-8	2,77	2,77	5,92	—	—	—	—	—	5,92
1-10	—	5,56	5,92	—	—	—	—	—	5,92
3-2	5,56	—	3,55	3,55	—	—	—	—	5,56
3-4	2,77	2,77	3,55	3,55	—	—	—	—	3,55
3-6	2,77	2,77	3,55	3,55	—	—	—	—	3,55
3-8	2,77	2,77	3,55	3,55	—	—	—	—	3,55
3-10	—	5,56	3,55	3,55	—	—	—	—	5,56
5-2	5,56	—	4,2	2,98	—	—	—	—	5,56
5-4	2,77	2,77	4,2	2,98	—	—	—	—	4,2
5-6	2,77	2,77	4,2	2,98	—	—	—	—	4,2
5-8	2,77	2,77	4,2	2,98	—	—	—	—	4,2
5-10	—	5,56	4,2	2,98	—	—	—	—	5,56
7-2	5,56	—	—	2,06	—	—	—	—	5,56
7-4	2,77	2,77	—	2,06	—	—	—	—	2,77
7-6	2,77	2,77	—	2,06	—	—	—	—	2,77
7-8	2,77	2,77	—	2,06	—	—	—	—	2,77
7-10	—	5,56	—	2,06	—	—	—	—	5,56

NIVEAU I

Moments sollicitants les poteaux

(SP<sub>2</sub>)

POTEAUX	TETE DE POTEAU				BASE DE POTEAU				Moment Max en val. Absolue
	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	
1-4	7,28	7,28	10,8	5,1	-	-	-	-	10,8
1-6	7,28	7,28	10,8	5,1	-	-	-	-	10,8
1-8	7,28	7,28	10,8	5,1	-	-	-	-	10,8
1-10	3,5	9,47	10,8	5,1	-	-	-	-	10,8
3-2	9,47	3,5	10,2	10,2	-	-	-	-	10,2
3-4	7,28	7,28	10,2	10,2	-	-	-	-	10,2
3-6	7,28	7,28	10,2	10,2	-	-	-	-	10,2
3-8	7,28	7,28	10,2	10,2	-	-	-	-	10,2
3-10	3,5	9,47	10,2	10,2	-	-	-	-	10,2
5-2	9,47	3,5	10,8	9,6	-	-	-	-	10,8
5-4	7,28	7,28	10,8	9,6	-	-	-	-	10,8
5-6	7,28	7,28	10,8	9,6	-	-	-	-	10,8
5-8	7,28	7,28	10,8	9,6	-	-	-	-	10,8
5-10	3,5	9,47	10,8	9,6	-	-	-	-	10,8
7-2	9,47	3,5	-	2,54	-	-	-	-	9,47
7-4	7,28	7,28	-	2,54	-	-	-	-	7,28
7-6	7,28	7,28	-	2,54	-	-	-	-	7,28
7-8	7,28	7,28	-	2,54	-	-	-	-	7,28
7-10	3,5	9,47	-	2,54	-	-	-	-	9,47

NIVEAU TERRASSE : Efforts dans les poteaux

POTEAUX	Sol. 1 <sup>er</sup> genre		Sol. 2 <sup>eme</sup> genre	
	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
1-4	6,9	20,42	10,42	23,39
1-6	6,9	29,39	10,42	33,68
1-8	6,9	30,0	10,42	34,29
1-10	6,9	20,75	10,42	22,76
3-2	6,75	19,4	9,32	22,26
3-4	5,87	37,87	7,7	43,68
3-6	5,87	37,5	7,7	43,07
3-8	6,8	38,12	8,75	43,68
3-10	6,75	28,87	9,32	32,15
5-2	6,75	26,49	9,32	30,6
5-4	6,19	36,58	7,96	42,13
5-6	6,19	36,02	7,96	41,52
5-8	6,8	36,63	8,75	42,13
5-10	6,75	27,38	9,32	30,6
7-2	7,17	16,69	9,32	23,91
7-4	7,17	21,13	8,9	35,52
7-6	7,17	21,45	8,9	34,91
7-8	7,17	21,78	8,9	35,52
7-10	7,17	19,02	9,32	23,99

NIVEAU III Effort dans les poteaux

POTEAUX	Sol 1 <sup>er</sup> genre		Sol 2 <sup>eme</sup> genre	
	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
1-4	5,88	57,2	11,13	60,39
1-6	5,88	84,63	11,44	88,76
1-8	5,85	76,26	11,13	83,32
1-10	5,85	46,26	11,13	49,05
3-2	5,62	55,73	10,75	62,95
3-4	5,88	103,04	10,75	114,97
3-6	5,88	107,13	11,44	116,01
3-8	5,62	98,77	10,75	110,57
3-10	5,62	72,62	10,75	80,07
5-2	6,68	79,97	11,4	97,5
5-4	6,68	103,9	11,4	117,46
5-6	6,68	112,9	11,44	127,6
5-8	6,68	104,54	11,4	118,97
5-10	6,68	78,4	11,4	87,67
7-2	7,29	26,24	9,6	63,26
7-4	7,29	58,5	9,2	91,77
7-6	7,29	63,6	11,44	97,92
7-8	7,29	59,44	9,2	92,48
7-10	7,29	48,25	9,6	60,68

NIVEAU II      Efforts dans les poteaux

POTEAUX	Sol 1 <sup>er</sup> genre		Sol 2 <sup>eme</sup> genre	
	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
1-4	5,99	94	12,5	97,15
1-6	5,99	139,89	12,5	143,22
1-8	5,99	121,95	12,5	130,72
1-10	5,99	71,8	12,5	76,87
3-2	6,57	92,03	12,18	103,71
3-4	6,57	168,16	12,18	185,25
3-6	6,57	176,7	12,18	188,22
3-8	6,57	158,78	12,18	175,72
3-10	6,57	116,32	12,18	129,48
5-2	7,27	132,4	13,4	151,36
5-4	7,27	170,2	13,4	190,3
5-6	7,27	188,77	13,4	203,8
5-8	7,27	170,84	13,4	192,11
5-10	7,27	128,39	13,4	145,07
7-2	5,36	57,72	11,38	104,23
7-4	5,43	96,93	11,34	148,59
7-6	5,91	106,79	11,44	161,78
7-8	5,9	97,55	11,44	149,22
7-10	5,8	78,52	11,36	100,44

NIVEAU I      Efforts dans les poteaux

POTEAUX	Sol. 1 <sup>er</sup> genre		Sol. 2 <sup>eme</sup> genre	
	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
1-4	5,92	120,65	10,8	172,53
1-6	5,92	175,18	10,8	169,82
1-8	5,92	157,49	10,8	116,53
1-10	5,92	97,01	10,8	105,55
3-2	5,56	118,1	10,2	132,15
3-4	3,55	213,51	10,2	235,82
3-6	3,55	216,75	10,2	233,12
3-8	3,55	199,07	10,2	221,18
3-10	5,56	150,12	10,2	167,8
5-2	5,56	167,12	10,8	189,78
5-4	4,2	208,9	10,8	234,18
5-6	4,2	227,27	10,8	247,12
5-8	4,2	209,59	10,8	235,99
5-10	5,56	160,65	10,8	181,81
7-2	5,56	78,0	9,47	131,47
7-4	2,77	119,19	7,28	183,78
7-6	2,77	128,97	7,28	196,47
7-8	2,77	120,14	7,28	184,4
7-10	5,56	97,6	9,47	127,19



## FERRAILLAGE DES POTEAUX

On va étudier le ferrailage des poteaux par niveau, on ferrillera de la même façon les poteaux ayant la même position par rapport au bloc.

C'est à dire on déterminera l'effort maximum s'exerçant sur tous les poteaux d'angles (par exemple), et tous les poteaux d'angle auront le même ferrailage.

La même chose pour les poteaux de rive, poteaux centraux et poteaux centraux intermédiaires.

Voici la liste des poteaux par classement

poteaux centraux            3-6    et    5-6

poteaux centraux intermédiaires  
   3-4 ; 3-8 ; 5-4 ; et 5-8

poteaux de rives            1-6    1-8    3-10    5-2  
   5-10

poteaux d'angles            1-4            1-10    3-2

Remarque :

les poteaux de la file  $\oplus$ - $\oplus$  seront étudiés à part car ces poteaux n'ont pas la même section que les autres.

Les efforts du 1<sup>er</sup> genre sont les plus défavorables car la différence entre les valeurs du 1<sup>er</sup> genre et du 2<sup>em</sup> genre est inférieure à 50% des valeurs du 1<sup>er</sup> genre.

On regroupe dans le tableau ci-dessous les valeurs maximales des efforts dans les poteaux.

Ce sont ces valeurs qui nous donneront le ferrailage des poteaux.

		Pot. Centraux	Pot. Cent. inter.	Pot. de rive	Pot. d'angle
	M	6,19	6,8	7,17	7,17
	N	36,02	38,12	37,03	23,67
	M	6,68	6,68	7,29	7,29
	N	112,9	104,54	97,03	57,1
	M	7,27	7,27	7,27	6,57
	N	188,77	170,84	132,4	92,03
	M	4,2	4,2	5,92	5,92
	N	227,27	209,59	175,18	120,65

① Armatures longitudinales.

Nos poteaux seront armés de façon symétrique, dans les deux directions principales de la section.

Méthodes de Calcul

Suivant la valeur de  $e_0 = \frac{M}{N}$  par rapport au noyau central de la section, on aura soit une section partiellement comprimée, soit une section complètement comprimée.

ⓐ Section partiellement comprimée

Lorsque  $e_0 > e_c = \frac{h_t}{6}$  (aéris négligés)

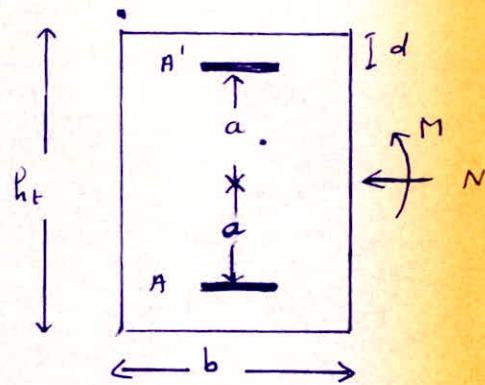
On utilise la méthode des abaques exposée dans :

“Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A” de P. Charon.

On appelle

$M_a^t$  moment des forces ext. situées à gauche de la section, par rapport aux armatures tendues

$\pi_a^c$  moment des mêmes forces par rapport aux armatures comprimées.



$$M_a^t = M + Na$$

$$\pi_a^c = M - Na$$

$$\text{avec } a = \frac{h_t - 2d}{2}$$

$N > 0$  Si N est une compression.

On calcul  $\mu_1 = \frac{n \pi_a^t}{\sigma_a b h^2}$   
 et  $\mu_2 = \frac{n \pi_a^c}{\sigma_a b h^2}$

(l'abaque VI  $\sigma_a$  avec  $\delta' = \frac{d}{h_t} = 0,1$ ) nous donne  $k$

On compare  $k$  avec  $k_0 = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$

Si  $k > k_0$   
 Les valeurs de  $w'$  et  $w$  seront valables.

Si  $k < k_0$

On calcul  $\mu'_1 = \frac{M_a^t}{\sigma'_b b h^2}$  et  $\mu'_2 = \frac{M_a^c}{\sigma'_b b h^2}$

On détermine  $k$  pour le minimum de  $\bar{w} + \bar{w}'$ , avec cette valeur de  $k$  on détermine en fonction de  $\mu'_1$  et  $\mu'_2$  sur l'abaque établie à partir de  $\sigma'_b$ .

Sections d'armature seront données par les formules

$$A = A' = \frac{\bar{w} b h}{100}$$

Exemple de calcul

NIV III Poteaux d'angle

$M = 7,29 \text{ t.m}$

$N = 57,1 \text{ t.}$

Centre de Pression  $e_0 = \frac{7,29}{57,1} = 12,76 \text{ cm}$

noyau central (aciens négligés)

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$

$e_0 > e_1$  La section est partiellement comprimée

$M_a^t = 7,29 + 57,1 \cdot \left(\frac{50}{2} - 4\right) \cdot 10^{-2} = 19,28 \text{ t.m}$

$M_a^c = 7,29 - 57,1 \cdot \left(\frac{50}{2} - 4\right) \cdot 10^{-2} = -4,7 \text{ t.m.}$

$\mu_1 = 0,0975 \rightarrow$  abaque établie à partir de  $\sigma_a \delta = 0,1$  nous donne  $k = 25$

$\mu_2 = -0,025$

$k = 25 < k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} = \frac{2800}{103,28} = 27$

Donc il nous faut déterminer  $\bar{w}$  et  $\bar{w}'$  à partir de l'abaque établie à partir de  $\sigma'_b$

On calcule  $\mu_1 = 0,176$

$\mu_2 = -0,043$

L'abaque relative à la valeur de  $k$  pour un minimum de  $\bar{w} + \bar{w}'$ , nous donne  $k = 8$ .

L'abaque établi à partir de  $\sigma_b$  nous donne  $\bar{w}$  et  $\bar{w}'$  faibles. On prendra donc la section minimale donnée par la compression simple.

② Section entièrement comprimée

lors que  $e_0 < e$ ,

On utilise la méthode exposée dans l'ouvrage de P. Charon.

On a besoin des formules suivantes :

$$\delta' = \frac{d'}{h_t} = \frac{d_c}{h_t}$$

$$\rho = \frac{\sigma_b b h_t}{N'}$$

$$\beta = \frac{6\pi}{N' h_t}$$

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

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

$$E = - (1 + \beta + \rho)$$

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

$$A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{w}' b h_t}{100}$$

Exemple de calcul

NIV I poteaux centraux ( $e_o = 1,85 < e_i = 8,33$ )

$M = 4,2 \text{ t.m}$        $g = 0,8$

$N = 227,27 \text{ t.}$        $\beta = 0,22$

$\bar{\sigma}'_b = 73,44$        $C = 0,152$

$\delta' = 0,08$        $D = 0,047$

$E = -0,42$

$w' = 1,52 \Rightarrow A'_1 = A'_2 = 37,75 \text{ cm}^2$

Verification de la contrainte du beton

$$I = \frac{50 \cdot (50)^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 37,75 \left( \frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 101 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

fibre de beton  $\sigma'_b = \frac{227,27 \cdot 10^3}{2500 + 2 \cdot 15 \cdot 37,75} + \frac{4,2 \cdot 25 \cdot 10^5}{101 \cdot 10^4} = 72 \text{ kg/cm}^2$

la plus comprimée

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 73,44 \text{ kg/cm}^2$  . VERIFIEE

## Armatures minimales en compression simple

$$A_{min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N'}{\sigma_{b0}'}$$

$\theta_1$  facteur faisant intervenir la situation du poteau

$$\theta_1 = 1,8 \quad \text{poteau d'angle}$$

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

$$\theta_1 = 1 \quad \text{autres.}$$

$\theta_2$  facteur faisant intervenir la susceptibilité vis à vis au flambement

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

$l_c = 0,7 l_0$  - cas des poteaux encastres dans un massif de fondations  
 - ou des poteaux assembles à des poutres ayant au moins le même moment d'inertie dans le sens considéré et le traversant de part en part.

$l_c = 0,9 l_0$  (cas des poteaux de rive et d'angle)

a Plus petite dimension de la section transversale  
 c enrobage des armatures longitudinales.

$\theta_3$  facteur introduisant la nuance des aciers longitudinaux

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en} \text{ (bars)}}$$

On reporte sur le tableau ci dessous les valeurs trouvées.

		$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	$A_{min}(cm)$
NIV. TER.	Pot. Centraux	1	2,09	1,5	2,05
	Pot. Cent. Int	1	2,09	1,5	3,9
	Pot. de Rive	1,4	2,4	1,5	2,83
	Pot d'angle	1,8	2,4	1,5	2,78
NIV. III	Pot Centraux	1	2,09	1,5	6,4
	Pot Cent. Int	1	2,09	1,5	5,9
	Pot de Rive	1,4	2,4	1,5	5,5
	Pot d'angle	1,8	2,4	1,5	6,7
NIV. II	Pot. Centraux	1	2,09	1,5	10,74
	Pot. Centraux Int	1	2,09	1,5	9,72
	Pot. de rive	1,4	2,4	1,5	12,71
	Pot. d'angle	1,8	2,4	1,5	10,82
NIV. I	Pot. Centraux	1	2,09	1,5	12,93
	Pot Cent. Int.	1	2,09	1,5	11,93
	Pot de rive	1,4	2,4	1,5	16,02
	Pot d'angle	1,8	2,4	1,5	14,19



② Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales est de positionner les armatures longitudinales, en plus du rôle de diminution de la longueur de flambement des barres.

On rappelle que les efforts tranchants donnés par les moments dans les poteaux sont négligés.

- Espacement des plans d'armatures transversales dans les zones de non recouvrement.

$\bar{E} = \min(t_1, t_2)$  La valeur trouvée doit vérifier  $\bar{E} < 15\phi_{pmin}$

$$t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{e_{max}}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \phi_{e_{min}}$$

Avec :

- $\phi_t$  diamètre des armatures transversales
- $\phi_{e_{max}}$  diamètre maximum des armatures longitudinales
- $\phi_{e_{min}}$  diamètre minimal des armatures longitudinales.
- $\sigma'_b$  contrainte moyenne du béton

Zone de recouvrement

$\nu$  nombre de cours d'armatures transversales par ml de po

$\nu = \max$  de :  $\nu \geq 3$

$$\nu \geq 0,4 \cdot \frac{\phi_{e_{max}}^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma'_{e_{lim}}}{\sigma'_{e_{ent}}}$$

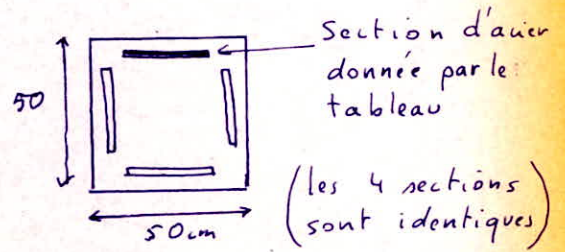
avec  $\sigma'_{e_{lim}}$  limite élastique des armatures longitudinales  
 $\sigma'_{e_{ent}}$  limite élastique des armatures transversales

Dans notre cas

$$\sigma'_{e_{lim}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{e_{ent}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

On donne dans le tableau ci-dessous, les armatures longitudinales, et les armatures transversales ainsi que leurs répartitions.



	Pot. Centraux	Pot. Cent. Int.	Pot. de rive	Pot. d'angle
NIVEAU TERRASSE	4 T 12 $\phi_t = 6$ $\bar{E} = 18$ $\bar{V} = 4$	4 T 12 $\phi_t = 6$ $\bar{E} = 21$ $\bar{V} = 6$	4 T 14 $\phi_t = 6$ $\bar{E} = 24$ $\bar{V} = 5$	3 T 12 $\phi_t = 6$ $\bar{E} = 18$ $\bar{V} = 4$
NIVEAU III	4 T 12 $\phi_t = 5$ $\bar{E} = 18$ $\bar{V} = 5$	4 T 12 $\phi_t = 5$ $\bar{E} = 18$ $\bar{V} = 5$	4 T 14 $\phi_t = 5$ $\bar{E} = 18$ $\bar{V} = 5$	3 T 20 $\phi_t = 8$ $\bar{E} = 24$ $\bar{V} = 5$
NIVEAU II	4 T 25 $\phi_t = 8$ $t = 27$ $\bar{V} = 5$	4 T 20 $\phi_t = 8$ $t = 24$ $\bar{V} = 5$	4 T 14 $\phi_t = 5$ $t = 21$ $\bar{V} = 6$	3 T 20 $\phi_t = 8$ $t = 21$ $\bar{V} = 6$
NIVEAU I	6 T 25 $\phi_t = 8$ $t = 25$ $\bar{V} = 7$	6 T 20 $\phi_t = 8$ $t = 23$ $\bar{V} = 5$	4 T 20 $\phi_t = 8$ $t = 23$ $\bar{V} = 5$	3 T 20 $\phi_t = 8$ $t = 21$ $\bar{V} = 6$

TABLEAU DES vérifications. des Contraintes

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = 8,33 \text{ cm.}$$

NIVEAU	Poteaux Centraux			Pot. Centraux Inbr.			Poteaux derive			Poteaux d'angle.		
	M(kN)	N(k)	e <sub>o</sub> (cm)	M	N	e <sub>o</sub>	M	N	e <sub>o</sub>	M	N	e <sub>o</sub>
NIVEAU TERRASSE	6,19	36,02	17,78	6,8	38,12	17	7,17	31,03	23,1	7,17	23,67	30,29
	Section partiel. comp. $\bar{\sigma}'_b = 114,75$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 90 < \bar{\sigma}'_b$			Section partiel. comp. $\bar{\sigma}'_b = 114,75$ $A = 4,62 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 93 < \bar{\sigma}'_b$			Section partiel. comp. $\bar{\sigma}'_b = 130,82$ $A = 6,03 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 90 < \bar{\sigma}'_b$			Section partiel. comp. $\bar{\sigma}'_b = 137,7$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 82,35 < \bar{\sigma}'_b$		
NIVEAU III	6,68	112,9	5,9	6,68	104,54	6,38	7,29	91,03	8	7,29	57,1	12,76
	Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 84,92$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 71,5 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 84,92$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 68,44 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 91,8$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 65,94 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section. partiel. comp. $\bar{\sigma}'_b = 703,28$ $A = 8,04 \text{ cm}^2$ Abaque établie à partir de $\sigma_a$ $\sigma'_a = 1373 < \bar{\sigma}'_a$ $\sigma_a = 826 < \bar{\sigma}_a$		
NIVEAU II	7,27	188,77	3,85	7,27	170,84	4,26	7,27	132,4	5,49	6,57	92,03	7,14
	Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 80,32$ $A = 18,84 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 75,6 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 80,32$ $A = 12,06 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 79 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 84,9$ $A = 4,62 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 77,8 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entiere. comp. $\bar{\sigma}'_{b1} = 91,8$ $A = 4,62 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 63 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$		
NIVEAU I	4,2	227,27	1,85	4,2	209,59	2	5,92	175,18	3,38	5,92	120,65	4,9
	Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 73,44$ $A = 29,45 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 66,47 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 73,44$ $A = 18,84 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 77,39 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Section entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 78,03$ $A = 12,06 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 76,13 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$			Sect. entier. comp. $\bar{\sigma}'_b = 82,62$ $A = 9,23 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b1} = 62,56 < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma'_{b2} > 0$		

Méthode de détermination des efforts (Portique 7-7)

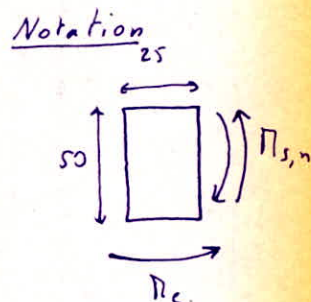
A partir des valeurs des tableaux donnant les efforts dans les poteaux, on groupe les poteaux du portique ⑦-⑦ en deux catégories par niveau.

Poteaux d'angle 7-2 et 7-10

Poteaux de rive 7-4, 7-6 et 7-8

Les efforts pris en compte dans le ferrailage sont ceux du poteau le plus chargé par catégorie et par niveau.

		Poteaux d'angle	Poteaux de rive
NIVEAU TER.	N	19,02 (t)	21,78 (t)
	$M_{s,n}$	6,75 (t.m)	6,8 (t.m)
	$P_c$	7,17 (t)	7,17 (t.m)
NIVEAU III	N	48,25 (t)	63,6 (t)
	$P_{s,n}$	5,3 t.m	5,88
	$P_c$	7,29	7,29
NIVEAU II	N	78,52	106,79
	$P_{s,n}$	5,8	5,9
	$P_c$	3,88	3,88
NIVEAU I	N	97,6	128,97
	$P_{s,n}$	5,56	2,77
	$P_c$	2,06	2,06



Poteaux du portique ⑦-⑦.

Section d'armature minimales en compression Simple

NIVEAU TERRASSE.

Poteaux d'angles  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{19,02 \cdot 10^3}{68,85} = 3,66 \text{ cm}^2$

Poteaux de rive  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,93 \cdot \frac{27,78 \cdot 10^3}{68,85} = 2,17 \text{ cm}^2$

NIVEAU III

Poteaux d'angle  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{48,25 \cdot 10^3}{68,85} = 9,29 \text{ cm}^2$

Poteaux de rive  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{63,6 \cdot 10^3}{68,85} = 9,52 \text{ cm}^2$

NIVEAU II

Poteaux d'angle  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{78,52 \cdot 10^3}{68,85} = 15,12 \text{ cm}^2$

Poteaux de rive  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{106,79 \cdot 10^3}{68,85} = 16,0 \text{ cm}^2$

NIVEAU I

Poteaux d'angle  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{97,6}{68,85} = 18,8 \text{ cm}^2$

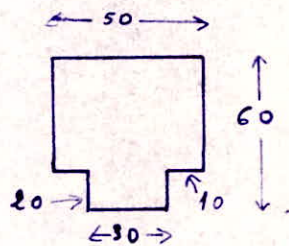
Poteaux de rive  $A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,93 \cdot 1,5 \cdot \frac{128,97 \cdot 10^3}{68,85} = 19,3 \text{ cm}^2$

		Poteaux d'angle	Poteaux de rive
TERRASSE		$N = 19,02$ $M = 6,75$ $e_0 = 35,48 > e_1 = 8,33$ Sect. partiel. comprimée $A = 1,84 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 112 < \bar{\sigma}'_b = 137,7$	$N = 21,78$ $\Pi = 6,8$ $e_0 = 31,22 > e_1 = 8,33$ Sect. partiel. comprimée $A = 1,84 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 112 < \bar{\sigma}'_b = 137,7$
		$N = 19,02$ $M = 7,17$ $e_0 = 37,69 > e_1 = 4,16$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 137,7$ $A = 10,08 \text{ cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 1272,3 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 2790 < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$	$N = 21,78$ $\Pi = 7,17$ $e_0 = 32,92 > e_1 = 4,16$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 137,7$ $A = 10,5 \text{ cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 1272 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 2200 < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$
NIV III		$N = 48,25$ $\Pi = 5,3$ $e_0 = 10,98 > e_1 = 8,33$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 99,32$ Amin	$N = 63,6$ $\Pi = 5,88$ $e_0 = 9,24 > e_1 = 8,33$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 94,5$ $A = 4,37 \text{ cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 1190 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = \dots < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$
		$N = 48,25$ $\Pi = 7,29$ $e_0 = 15,7 > e_1 = 4,16$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 137,7$ $A = 13,12 \text{ cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 7448 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 17990 < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$	$N = 63,6$ $\Pi = 7,29$ $e_0 = 11,46 > e_1 = 4,16$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 132,36$ $A = 8,79$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 1413,6 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 1597 < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$
NIV. II		$78,52$ $\Pi = 5,8$ $e_0 = 7,38 < e_1 = 8,33$ Sect. entiere. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 89,37$ $A = 8,99 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b \max} = 83,26 < \bar{\sigma}'_b$	$N = 106,79 \text{ t.}$ $\Pi = 5,9$ $e_0 = 5,5 < 8,33$ Sect. ent. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 84,2$ $A = 19,63 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b \max} = 75,16 < \bar{\sigma}'_b$
		$N = 78,52$ $\Pi = 3,88$ $e_0 = 4,9 > e_1 = 4,16$ Sect. partiel. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 96,09$ $A = 14,7$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 1210 < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$	$N = 106,79$ $\Pi = 3,88$ $e_0 = 3,6 < 4,16$ Section entierement comp. $\bar{\sigma}'_b = 88,9$ $A = 24,54 \text{ cm}^2$ $\sigma'_{b \max} = 87,8 < \bar{\sigma}'_b$
NIV. I		$N = 97,6$ $\Pi = 5,56$ $e_0 = 5,7 < 8,33$ Sect. entiere. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 84,7$ $A = 14,7$ $\sigma'_{b \max} = 79,6 < \bar{\sigma}'_b$	$N = 128,97$ $\Pi = 2,77$ $e_0 = 2,1 < 8,33$ Sect. entiere. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 74,1$ $A = 19,6$ $\sigma'_b = 69,8 < \bar{\sigma}'_b$
		$N = 97,6$ $\Pi = 2,06$ $e_0 = 2,1 < 4,16$ Sect. entier. comprimée $\bar{\sigma}'_b = 80,6$ $A = 19,6$ $\sigma'_{b \max} = 73 < \bar{\sigma}'_b$	$N = 128,97$ $\Pi = 2,06$ $e_0 = 1,6 < 4,16$ Sect. entiere. comprimée. $\bar{\sigma}'_b = 77,8$ $A = 24,54$ $\sigma'_b = 78 \cong \bar{\sigma}'_b$

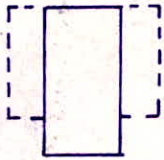
# FERRAILLAGE DES POUTRES.

Vue la forme compliquée de la section des poutres, on considérera dans nos calculs les sections simplifiées suivantes.

Section donnée.

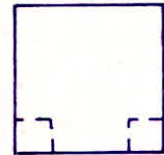


Section de calcul à l'appui




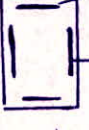

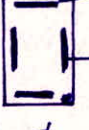

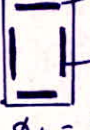


On néglige les ailes dont une partie sera tendue

Section de calcul en travée



On néglige la table de compression l'épaisseur étant petite (8cm).  
On justifiera cette section par la position de l'axe neutre, il doit être au dessus du rétrécissement de la section.

Armatures des poteaux du portique 7-7.

	Poteaux d'angle	Poteaux de rive
NIV. TER.	 $A_1 = (2T20)$ $A_2 = (4T20)$ $\phi_t = 8$ $t = 20\text{cm}$ $v = 5$	 $A_1 = 2T20$ $A_2 = 4T20$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 5$
NIV. III	 $A_1 = (2T25)$ $A_2 = (2T20 + 2T25)$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 7$	 $A_1 = 2T20$ $A_2 = 4T20$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 5$
NIV. II	 $A_1 = (2T25)$ $A_2 = (2T25 + 2T20)$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 7$	 $A_1 = 4T25$ $A_2 = 5T25$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 7$
NIV.	 $A_1 = 3T25$ $A_2 = 4T25$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 7$	 $A_1 = 4T25$ $A_2 = 5T25$ $\phi_t = 8$ $t = 20$ $v = 7$

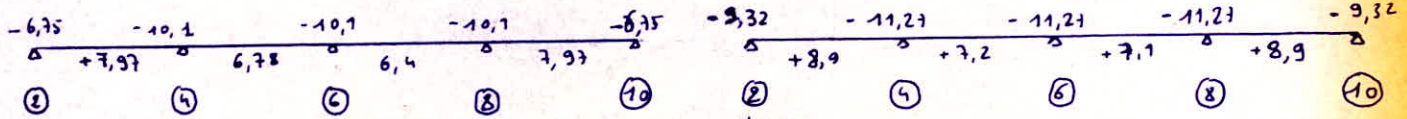


I PORTIQUE (5)-(5)  
NIVEAU TERRASSE

On calcul les sections en Flexion Simple par la Méthode de P. Charon.

1<sup>er</sup> genre.

2<sup>em</sup> genre.



1<sup>er</sup> genre

- Appui ② et ⑩  $M = -6,75$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot (49)^2} = 0,050 \quad \varepsilon = 0,906$$

$$k = 38,2$$

$$\alpha = 0,282$$

$k > k_0 = \frac{2800}{137,7}$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{6,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,906 \cdot 49} = 5,4$$

2<sup>em</sup> genre.

$M = -9,32$

$$\mu = \frac{15 \cdot 9,32 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot (49)^2} = 0,046 \quad \varepsilon = 0,909$$

$$k = 40,2$$

$$\alpha = 0,27$$

$k > k_0 = \frac{4200}{205}$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{9,32 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,909 \cdot 49} = 4,979$$

On prend la section la plus grande

5T10 aciers porteurs  
+ 2T14 en chapeaux

$$\sigma_a = 2172 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 56,85 < \bar{\sigma}'_b$$

- Travées (1<sup>er</sup> genre)

$M_{max} = +7,97 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,97 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot (56)^2} = 0,026 \quad \varepsilon = 0,929$$

$$k = 56$$

$$\alpha = 0,21$$

$k > k_0$   
 $y = 0,2 \cdot 56 = 11,2 < 40 \text{ cm}$

$$A = 5,37 \text{ cm}^2$$

(2<sup>em</sup> genre)

$M_{max} = +8,9$

$$\mu = 0,01956 \quad \varepsilon = 0,9387$$

$$k = 66,5$$

$$\alpha = 0,18$$

$k > k_0$   
 $y < 40$   
 $A = 3,96 \text{ cm}^2$

On prend la section la plus grande

3T16

$$\sigma_a = 2540 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 45,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Appuis ④, ⑥, 8

1<sup>er</sup> genre  $M = -10,1 \text{ t.m}$   
 $\epsilon = 0,888$   
 $\mu = 0,075$   
 $k = 29,8$   
 $k < k_0$   
 $A = 8,28 \text{ cm}^2$

2<sup>eme</sup> genre  $M = -11,27 \text{ t.m}$   
 $\epsilon = 0,901$   
 $\mu = 0,055$   
 $k = 35,8$   
 $k < k_0$   
 $A = 6,07 \text{ cm}^2$

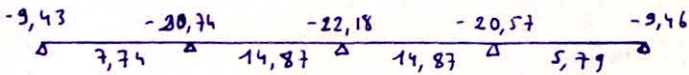
On prend la section la plus grande.

5 T10 aciers de construction  
 + 3 T16 en chapeaux.

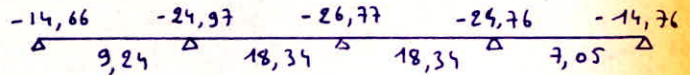
$\sigma_a = 2332 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = 78,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

NIVEAU III

Moments du 1<sup>er</sup> genre



Moments du 2<sup>eme</sup> genre



Travées 2-4 et 8-10.

1<sup>er</sup> genre  $M = +7,74$   
 $\epsilon = 0,9306$   
 $\mu = 0,0254$   
 $\alpha = 0,208$   
 $k = 57$   
 $k > k_0$   
 $y = \alpha h < 40 \text{ cm}$   
 $A = 5,2 \text{ cm}^2$

2<sup>eme</sup> genre  $M = +9,24$   
 $\epsilon = 0,9375$   
 $\mu = 0,0203$   
 $\alpha = 0,1871$   
 $k = 65$   
 $k > k_0$   
 $y = \alpha h < 40 \text{ cm}$   
 $A = 4,11 \text{ cm}^2$

Sûr 3 T16

$\sigma_a = 2464 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = 43,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Travées 4-6 et 6-8

1<sup>er</sup> genre  $M = +14,87 \text{ t.m}$   
 $\epsilon = 0,907$   
 $\mu = 0,0489$   
 $\alpha = 0,278$   
 $k = 38,8$   
 $k = 38,8 > k_0$   
 $y < 40$   
 $A = 10,35$

2<sup>eme</sup> genre  $M = +18,34 \text{ t.m}$   
 $\epsilon = 0,9747$   
 $\mu = 0,0403$   
 $\alpha = 0,256$   
 $k = 43,6$   
 $k > k_0$   
 $y < 40$   
 $A = 8,375 \text{ cm}^2$

Sûr 6 T16

$\sigma_a = 2446 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = 63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Appuis (2) et (10)

1<sup>er</sup> genre  $N = -9,46 \text{ t.m}$

$\varepsilon = 0,8913$

$\mu = 0,0703$

$k = 31$

$k > k_0$

$A = 7,7 \text{ cm}^2$

Sât 3T16  
+ 5T10

2<sup>em</sup> genre  $N = -14,66 \text{ t.m}$

$\varepsilon = 0,8899$

$\mu = 0,0725$

$k = 30,4$

$k > k_0$

$A = 8$

$\sigma_a = 2180 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 70,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Appuis (4), (6) et (8)

1<sup>er</sup> genre  $N = -22,18 \text{ t.m}$

$\varepsilon = 0,847$

$\mu = 0,16479$

$k = 17,7$

$k < k_0$  aciers comprimés nécessaires.

On continuera les aciers en travée.

$A = 19 \text{ cm}^2$

2<sup>em</sup> genre  $N = -27,37 \text{ t.m}$

(Moment Max sur appuis intermédiaires niveau III et II)

$\varepsilon = 0,858$

$\mu = 0,135$

$k = 20,2$

$k > k_0 = 20,08$

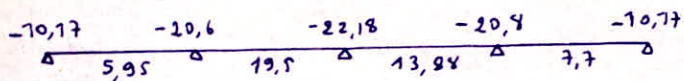
$A = 15,5 \text{ cm}^2$

Sât 5T10 acier de construction  
+ 5T20 en chapeaux

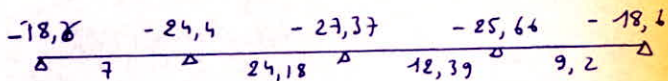
$\sigma_a = 2726 < \bar{\sigma}_a$

NIVEAU II

Moments 1<sup>er</sup> genre



Moments 2<sup>em</sup> genre



Travées (2)-(4) et (8)-(10)

1<sup>er</sup> genre  $M = + 7,7 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,937$   
 $\mu = 0,0253$        $\alpha = 0,20$   
 $k = 57,5$

$k > k_0$   
 $y < 40 \text{ cm}$

$A = 5,18 \text{ cm}^2$

2<sup>em</sup> genre  $M = + 9,2 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,9375$   
 $\mu = 0,0202$        $\alpha = 0,1875$   
 $k = 65$

$k > k_0$   
 $y < 40 \text{ cm}$

$A = 4,07 \text{ cm}^2$

Suit 3 T 16

$\sigma_a = 2479 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 42,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Travées 4-6 et 6-8

1<sup>er</sup> genre  $M = + 19,5 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,8954$   
 $\mu = 0,064$        $\alpha = 0,31$   
 $k = 32,8$

$k > k_0$   
 $y < 40 \text{ cm}$

$A = 12,21 \text{ cm}^2$

2<sup>em</sup> genre  $M = + 24,18 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,9035$   
 $\mu = 0,053$        $\alpha = 0,2896$   
 $k = 36,8$

$k > k_0$   
 $y < 40 \text{ cm}$

$A = 11,178$

Suit 5 T 20

$\sigma_a = 2492 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 75,97 < \bar{\sigma}'_b$

Travée 6-8

Moments négatifs en travée

1<sup>er</sup> genre  $M = - 8,18 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,898$   
 $\mu = 0,0604$        $\alpha = 0,306$   
 $k = 34$

$k > k_0$

$A = 6,6 \text{ cm}^2$

2<sup>em</sup> genre  $M = - 10,47 \text{ t.m}$

$\epsilon = 0,904$   
 $\mu = 0,0518$        $k = 37,4$

$k > k_0$

$A = 5,6 \text{ cm}^2$

Suit 5 T 12 + 1 T 20      aciers de construction  
 prolongement d'ancreau.

$\sigma_a = 2714 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 62,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Appuis ② et ⑩

1<sup>er</sup> genre  $\Pi = - 10,11 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,0755$   $\varepsilon = 0,8879$   
 $k = 29,6$

$k > k_0$   
 $A = 8,34 \text{ cm}^2$

$5 \text{ T } 12$ $+ 3 \text{ T } 16$
--

2<sup>em</sup> genre  $\Pi = - 18,6$   
 $\mu = 0,092$   $\varepsilon = 0,878$   
 $k = 26,1$

$k > k_0$   
 $A = 10,59$

$\sigma_a = 3700 < \bar{\sigma}_a = 4200 (S_{p2})$   
 $\sigma'_b = 141,76 < \bar{\sigma}'_b (S_{p2})$

Appuis ④, ⑥ et ⑧

1<sup>er</sup> genre  $\Pi = - 22,18 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,164$   $\varepsilon = 0,847$   
 $k = 17,7$

$k < k_0$   
 $A = 19 \text{ cm}^2$

$5 \text{ T } 12$ $+ 5 \text{ T } 20$
--

2<sup>em</sup> genre  $\Pi = - 27,37 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,135$   $\varepsilon = 0,858$   
 $k = 20,2$

$k > k_0$   
 $A = 15,5$

$\sigma_a = 2503 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

Appuis ② et ⑩

Moment positif en appui

2<sup>em</sup> genre  $\Pi = + 6,8 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,07494$   $\varepsilon = 0,9457$   
 $\alpha = 0,16$   
 $k = 77$

$k > k_0$   
 $y < 40 \text{ cm}$   $A = 3 \text{ cm}^2$

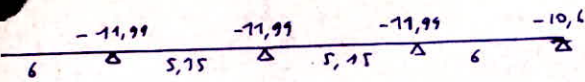
Les aciers en travée seront continués

Soit $3 \text{ T } 16$
------------------------

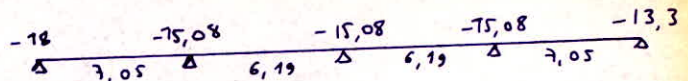
$\sigma_a = 2729 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = 27 < \bar{\sigma}'_b$

U I

Moments 1<sup>er</sup> genre



Moments 2<sup>er</sup> genre



Travées

1<sup>er</sup> genre  $M = + 6 \text{ t.m}$

$\mu = 0,01974$        $\varepsilon = 0,938$   
 $\alpha = 0,185$   
 $k = 66$

$k > k_0$   
 $y < y_0$        $A = 4,00 \text{ cm}^2$

Süt 3T14

2<sup>er</sup> genre  $M = + 7,05 \text{ t.m}$

$\mu = 0,01549$        $\varepsilon = 0,945$   
 $\alpha = 0,16$   
 $k = 76$

$k > k_0$   
 $y < y_0$        $A = 3,11 \text{ cm}^2$

$\sigma_a = 2472 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma_b' = 37,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

Appuis

1<sup>er</sup> genre  $M = - 11,99 \text{ t.m}$

$\mu = 0,089$        $\varepsilon = 0,88$   
 $\alpha = 0,75$   
 $k = 26,7$

$k > k_0$   
 $A = 9,9 \text{ cm}^2$

Süt 3T16 + 5T10

2<sup>er</sup> genre  $M = - 18$

$\mu = 0,089$        $\varepsilon = 0,88$   
 $\alpha = 0,35$   
 $k = 26,7$

$k > k_0$   
 $A = 9,9$

$\sigma_a = 2774 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma_b' = 104,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

ortique ⑥-⑥

Niveau terrasse

- Appui 1

$$M_2(sp.2) = 10,42 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0237$$

$$k = 59,5$$

$$\tilde{w} = 0,169$$

$$A = 4,73 \text{ cm}^2$$

6u prend 5T10 + 2T14

- Travée 1-3

$$M_1(sp.1) = 7,98 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0273$$

$$k = 54,4$$

$$\alpha h < h_0$$

$$w = 0,198$$

$$A = 5,54 \text{ cm}^2$$

6u prend 3T16

- Appui 3

$$M_1 = 10,25 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,035$$

$$k = 47,4$$

$$\tilde{w} = 0,254$$

$$A = 7,12 \text{ cm}^2$$

6u prend 5T10 2T16

- Travée 3-5

$$M_1 = 5,68 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0323$$

$$k = 49,6$$

$$\tilde{w} = 0,234$$

$$\alpha h < h_0$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

6u prend 3T16

- Appui 5

$$M_1 = 12,68 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0433$$

$$k = 41,8$$

$$\tilde{w} = 0,316$$

$$A = 8,85$$

6u prend 5T10 3T16

Travée 1-3

Moment négatif.

$$N_2 = -6,82 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0156$$

$$\tilde{\omega} = 0,11$$

$$A = 3,08 \text{ cm}^2$$

les aciers de construction  
suffisent.

Appui 3

$$N_1 = 21,79 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0744$$

$$\tilde{\omega} = 0,559$$

$$k = 29,9$$

$$A = 15,62 \text{ cm}^2$$

5T12  
4T20

Travée 3-5

$$N_1 = 14,64 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0192$$

$$k = 67$$

$$\alpha h > h_0$$

$$\tilde{\omega} = 0,136$$

$$A = 9,9 \text{ cm}^2$$

4T20

Moment négatif

$$N_2 = -3,56 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0081$$

$$k = 108$$

$$\tilde{\omega} = 0,0565$$

$$A = 1,58$$

les aciers de construction  
suffisent.

Appui 5

$$N_1 = 28,16 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,096$$

$$k = 25,4$$

$$\tilde{\omega} = 0,731$$

$$A = 20,47 \text{ cm}^2$$

5T12

5T20

Travée 5-7

$$N_1 = 19,8 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,026$$

$$k = 56,5$$

$$\alpha h > h_0$$

$$\tilde{\omega} = 0,186$$

$$A = 13,54 \text{ cm}^2$$

4T20

Appui 7

$$N_1 = 7,69 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0263$$

$$k = 56$$

$$\tilde{\omega} = 0,189$$

$$A = 5,1 \text{ cm}^2$$

5T12



- Travée 5-7

$$\Pi_1 = 8,7 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,0114$$

$$k = 89,5$$

$$A = 5,84 \text{ cm}^2$$

On prend 3 T16

$$\omega = 0,0802$$

$$\alpha h > h_0$$

- Appui 7

$$\Pi_1 = 2,7 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,0297$$

$$k = 52$$

$$A = 6,02$$

On prend 5T10  
2T14

$$\tilde{\omega} = 0,215$$

NIVEAU III

Appui 1

$$\Pi_2 = 16,4 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,0374$$

$$k = 45,6$$

$$A = 7,6 \text{ cm}^2$$

5T12  
+ 2T14

$$\tilde{\omega} = 0,271$$

Travée 1-3

$$\Pi_2 = 13,61 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,012$$

$$k = 87$$

$$A = 6,08$$

3T20

$$\tilde{\omega} = 0,0845$$

Moment négatif  $\Pi_2 = - 3,24 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$$\mu = 0,0077$$

$$\tilde{\omega} = 0,0510$$

$$A = 1,43 \text{ cm}^2$$

les aciers de construction  
suffisent largement.

Appui 3

$$\Pi_1 = 21,64 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,0733$$

$$k = 30$$

$$A = 15,54 \text{ cm}^2$$

5T12  
+ 4T20

$$\tilde{\omega} = 0,555$$

Travée 3-5

$$\Pi_1 = 14,56 \cdot 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = 0,019$$

$$k = 67,5$$

$$A = 9,83 \text{ cm}^2$$

4T20

$$\tilde{\omega} = 0,135$$

$$\alpha h > h_0$$

Travée 3-5

Moment négatif

$$M_2 = - 0,87 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,00198$$
$$\tilde{\omega} = 0,0133$$

$$A = 0,97 \text{ cm}^2$$

les aciers de construction  
suffisent.

Appui 5

$$M_1 = 28,4 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0973$$
$$k = 25,2$$
$$\tilde{\omega} = 0,74$$

$$A = 20,72 \text{ cm}^2$$

5T12  
+ 5T20

Travée 5-7

$$M_1 = 16,26 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0214$$
$$k = 63$$
$$\tilde{\omega} = 0,153$$
$$\alpha h > h_0$$

$$A = 11,14 \text{ cm}^2$$

4T20

Appui 7

$$M_1 = 14,46 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0494$$
$$k = 38,6$$
$$\tilde{\omega} = 0,363$$

$$A = 10,16 \text{ cm}^2$$

5T12  
2T20

Niveau II

Appui 1

$$M_2 = 20,81 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,0472$$
$$k = 39,6$$
$$\tilde{\omega} = 0,347$$

$$A = 9,72 \text{ cm}^2$$

5T12  
3T16

Travée 1-3

$$M_2 = 17,28 \cdot 10^5$$

$$\mu = 0,051$$
$$k = 77$$
$$\tilde{\omega} = 0,106$$
$$\alpha h > h_0$$

$$A = 7,72 \text{ cm}^2$$

3T20

NIVEAU I.

Appui 1.

$$N_1 = 21,6 \cdot 10^5$$

$$A = 10,17 \text{ cm}^2$$

On prend

5T12  
3T16

Travée 1-3

$$N_1 = 10,33 \cdot 10^5$$

$$A = 6,94 \text{ cm}^2$$

On prend

3T20.

$$N_2 = -7,4 \cdot 10^5$$

$$A = 3,36$$

les aciers constructifs suffisent.

Appui 3

$$N_1 = 13,07 \cdot 10^5$$

$$A = 9,16 \text{ cm}^2$$

5T12

2T16

Travée 3-5

$$N_2 = 14,2 \cdot 10^5$$

$$A = 6,36 \text{ cm}^2$$

3T20.

$$N_2 = -5,4 \cdot 10^5$$

$$A = 2,46 \text{ cm}^2$$

les aciers constructifs  
suffisent.

Appui 5

$$N_1 = 15,41 \cdot 10^5$$

$$A = 10,81 \text{ cm}^2$$

5T12

+ 3T16

Travée 5-7

$$N_1 = 10,47 \cdot 10^5$$

$$A = 7,11 \text{ cm}^2$$

3T20

Appui 7

$$N_1 = 3,89 \cdot 10^5$$

$$A = 2,61 \text{ cm}^2$$

5T12

# VERIFICATIONS

- Conditions de flêche. (c.c. B.A 68 art. 61, 21)

$$- \frac{h_t}{e} = \frac{60}{610} > \frac{1}{16} \quad (\text{toujours})$$

$$- \frac{h_t}{e} > \frac{1}{10} \cdot \frac{\pi_t}{\pi_0} \quad (\text{toujours})$$

avec  $\frac{A}{b_0 h} < \frac{43}{\sigma_{cu}}$

$b_0 = 30$   
 $h = 56$

$A \leq 17,2 \text{ cm}^2$   
(toujours vérifiée)

- Condition de non fragilité (c.c. BA art. 19)

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

en travée  $A > 2,45 \text{ cm}^2$

en appui  $A > 2,71 \text{ cm}^2$

Toutes les sections trouvées sont prises supérieures à la limite ainsi imposée.

- Contraintes d'adhérence pour l'entraînement des armatures.

$$\bar{\tau}_d = 2 \Psi \bar{\sigma}_b$$

$\Psi_d = 1,5$  (acier H.A)

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

$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  Il faut que  $\tau_d < \bar{\tau}_d$

avec  $\tau_d = \frac{T}{n p z}$

- np perimetre des barres tendues.
- z bras de levier.

## Portique 6-6

NIV.	Tmax (t)	np (cm)	z (cm)	$\tau \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\tau} \text{ kg/cm}^2$
TER.	10,59	$2\pi 1,4 + 5\pi 1,0$	49	8,8	17,7
III	22,75	$2\pi 2,0 + 5\pi 1,2$	49	14,8	17,7
II	23,79	$5\pi 1,2 + 2\pi 2,0$	49	15,46	17,7
I	11,25	$5\pi 1,2$	49	12,18	17,7

portique 5-5

NIV	T <sub>max</sub>	n <sub>p</sub>	z	σ	σ <sub>d</sub>
TER.	9,58	3π 1,6 + 5π 1,0	49	6,35	17,7
III	18,46	5π 2,0 + 5π 1,0	49	7,99	17,7
II	18,46	5π 2,0 + 5π 1,0	49	7,99	17,7
I	8,98	3π 1,6 + 5π 1,0	49	6,35	17,7

Conditions aux appuis.

La longueur c de l'appui à l'extrémité de laquelle devrait commencer, l'ancrage de l'armature doit être telle que :

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma'_{b_0}} \quad b = 50 \text{ cm} \quad c < 50 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

portique 6-6

T <sub>max</sub>	10,59	22,75	23,79	11,25
c	8cm	15cm	15cm	8cm

portique 5-5

T <sub>max</sub>	9,58 (t)	18,46	18,46	8,98
c	5,5 cm	10,78	10,78	5,24

Vérification des armatures inférieurs aux appuis.

Si  $T + \frac{\pi}{3} < 0$  Vérification non nécessaire.

! Sinon  $T + \frac{\pi}{2} \leq A \bar{\sigma}_a$

Portique (5) - (5)

NIV	App	$T(t)$	$M_{t.m}$	$A_{(cm^2)}$	$T + \pi/z(t)$	$A \bar{\sigma}(t)$	Observation
TER	2	8,41	-6,75	7	-5,36	19,6	Verf. int. non hémi-
	10	9,3	-6,7	7	-4,37	19,6	"
III	2	8,39	-9,43	9,95	-10,85	27,86	"
	10	8,39	-9,46	9,95	-10,9	27,86	;
II	2	8,39	-10,17	11,68	-12,36	32,7	"
	10	8,39	-10,17	11,68	-12,76	32,7	"
I	2	8,39	-10,6	9,95	-13,25	27,86	;
	10	8,39	-10,6	9,95	-13,25	27,86	;

On obtient à peu près les mêmes résultats pour la portique (6) - (6).

Portique 5-5

NIVEAU TERRASSE.

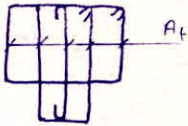
1<sup>er</sup> genre  $\sigma_b = \frac{9580}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 49} = 7,45 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$  (cadres verticaux justifiés)

$\bar{t} = \max \left[ 0,2 h; h \left( 1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = 30 \text{ cm.}$

$\beta_{at} = 1 - \frac{\sigma_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 0,857$

$\bar{\sigma}_{at} = 2057,56 \text{ kg/cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \beta}{T} = 23 \text{ cm} < \bar{t}$



2<sup>me</sup> genre  $\sigma_b = 8,47 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{t} = 34 \text{ cm}$

$\sigma_{at} = 2140,26 \text{ kg/cm}^2$

$t = 21 \text{ cm} < \bar{t}$

On prend comme écartement de base 20cm  
 On commence à  $\frac{t}{2} = 10 \text{ cm}$  la repartition se fera suivant la suite de Caquet c.a.d (... 20, 25, 35) le nombre d'intervalles est calculé de la manière suivante:  
 (partie entière de  $\frac{l}{2}$ )

On reporte les résultats des autres poutres dans le tableau ci-dessous

Portique 5-5

NIV.	TRAVÉES			
	2-4	4-6	6-8	8-10
TER.	t = 20cm	20	20	20
III	t = 20	10	10	20
II	t = 20	10	10	20
I	t = 20	20	20	20

Portique 6-6

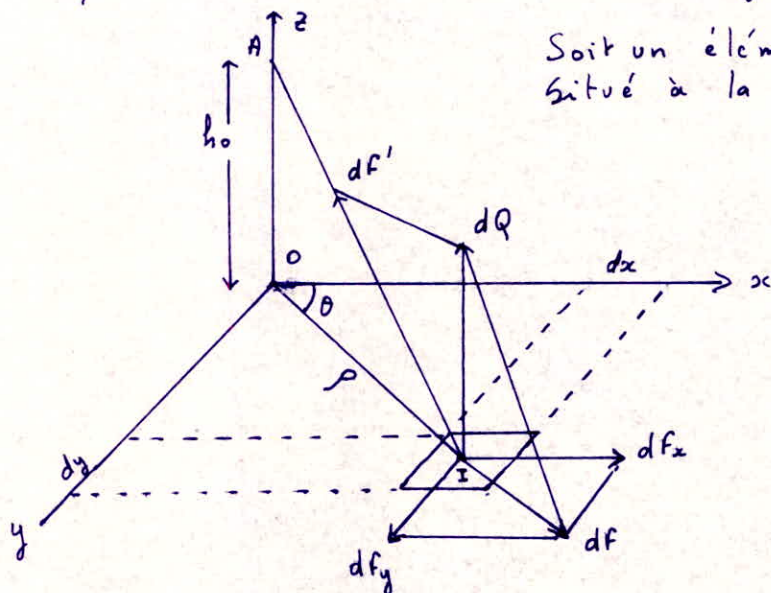
TRAVÉE NIV	1-3	3-5	5-7	
TER	$t = 20 \text{ cm}$	20	20	
III	$t = 20$	10	10	
II	$t = 20$	10	10	
I	$t = 20$	20	20	



## METHODE DE CALCUL

Pour le calcul des semelles on utilisera la methode des bielles qu'on va exposer brievement ci-dessous.

A partir de  $O$  centre de la semelle, on mène un système de coordonnées rectangulaires  $(Ox, Oy, Oz)$



Soit un élément de semelle  $dx dy$  situé à la distance  $\rho$  de  $O$

$$dQ = \sigma_s dx dy \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{Q}{A^2} \quad (\text{Semelle carrée})$$

$$d\vec{Q} = d\vec{F} + d\vec{F}'$$

$dF'$  est prise par le béton  
 $dF$  est prise par les aciers.

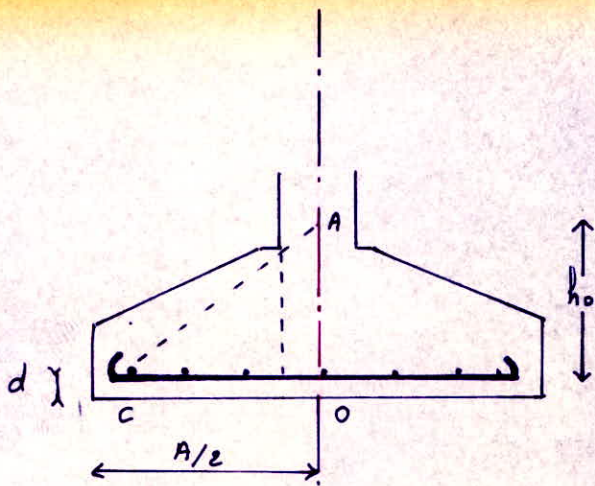
La propriété des triangles semblables nous donne

$$\frac{dF}{dQ} = \frac{OI}{h_0} \Rightarrow dF = \frac{OI}{h_0} dQ \quad (\text{On remplace } dQ \text{ par sa valeur,})$$

$$\Rightarrow dF = \frac{OI}{h_0} \cdot \frac{Q}{A^2} dx dy \quad (\text{On projette suivant les deux directions } Ox \text{ et } Oy)$$

$$dF_x = dF \cos \theta = dF \cdot \frac{x}{OI} = \frac{Q}{A^2} \frac{x}{h_0} dx dy$$

$$F_x = \frac{Q}{A^2 h_0} \int_{-\frac{A}{2}}^{\frac{A}{2}} dy \int_0^{A/2} x dx = \frac{Q A}{8 h_0}$$



les deux triangles étant semblables on tire :

$$\frac{h_t - d}{h_0} = \frac{(A-a)/2}{A/2}$$

$$\frac{h_t - d}{h_0} = \frac{A-a}{A} \text{ ou } A = \frac{(A-a)h_0}{h_t - d}$$

On remplace A par sa valeur dans l'expression de  $F_x$

$$F_x = \frac{Q(A-a)}{8(h_t - d)}$$

Les poteaux ayant une section carrée on prendra

$$F_x = F_y$$

On aura deux nappes superposées

La section d'armature sera donnée par  $A = \frac{F_x}{\sigma_a}$

# FONDACTIONS

On choisit comme type de Fondation, des semelles isolées chaînées entre elles par un réseau de longrines qui prendront les moments donnés par les poteaux.

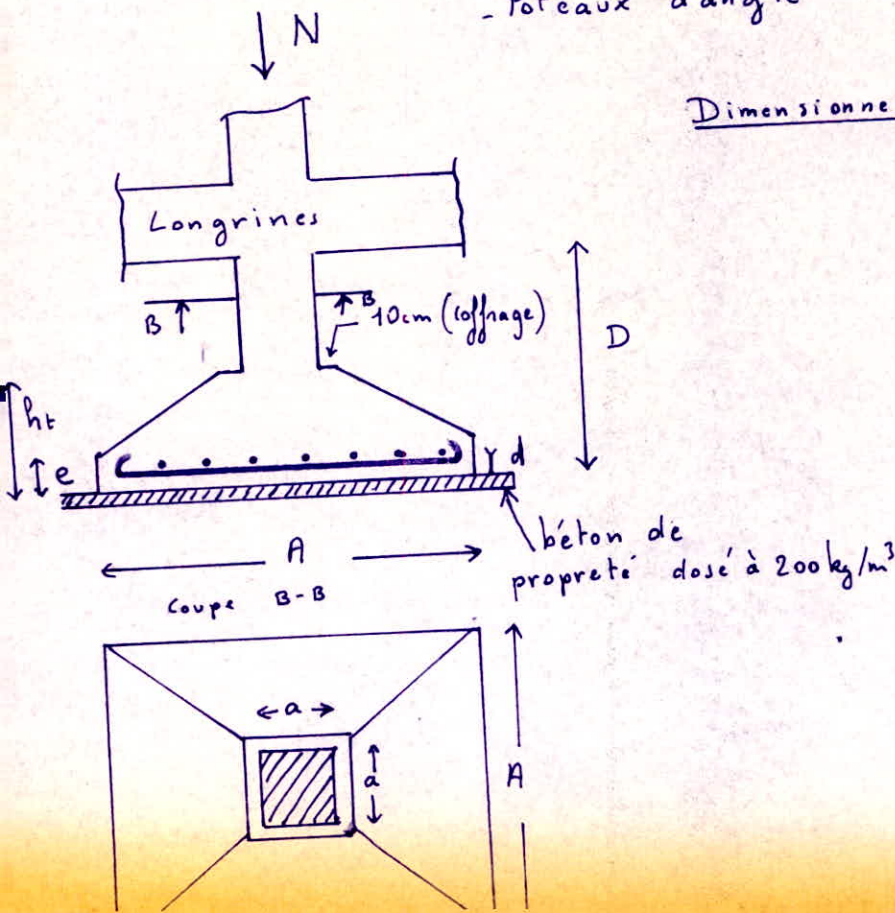
Les semelles seront donc calculées sous les sollicitations pondérées du 1er genre à la compression simple.

On détermine une semelle pour chaque type de poteaux

- Poteaux Centraux
- Poteaux Centraux intermédiaires
- Poteaux de rive
- Poteaux d'angle

## Dimensionnement

- $A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$
- $D = \left(\frac{A}{2} \text{ à } \frac{A}{2}\right)$  Toutes les Semelles seront à 1,5m.
- $h_t \geq d + \frac{A-a}{4}$
- $e \geq 6\phi + 6$



- Béton de propreté de 10cm d'épaisseur sert à un formiser la sur face d'assise.

## Calcul des semelles

On dimensionne avec  $\sigma_s = 3 \text{ kg/cm}^2$

Poteaux centraux

$$N = 227,27 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{227,27 \cdot 10^3}{3} \right)^{\frac{1}{2}} = 275,2 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 4 + \frac{280-50}{4} = 67,5$$

Poids propre de la semelle

hauteur moyenne = 0,5 m

$$P = 0,5 \cdot (2,8)^2 \cdot 2500 = 9,8 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 227,27 + 9,8 = 237,07 \text{ t}$$

$$\text{d'où } A = \sqrt{\frac{237,07 \cdot 10^3}{3}} = 281 \text{ m}$$

On prend  $A = 290 \text{ m}$

$$h_t = 4 + \frac{290-50}{4} = 64 \text{ cm}$$

$$h_t = 70 \text{ cm}$$

$$F_x = \frac{237,07 \cdot 10^3}{8} \cdot \left( \frac{290-50}{70-4} \right) = 111,13 \text{ t} \Rightarrow A = 69,45 \text{ cm}^2$$

$A_x \rightarrow 16 \emptyset 25$

$$e \geq 6 \times 2,5 + 6 = 21 \text{ cm}$$

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

Poteaux Centraux intermédiaires

$$N = 209,59 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{209,59 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2,64 \text{ m}$$

$$h_t = 4 + \frac{270-50}{4} = 60 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle

hauteur moyenne 40cm

$$P = 0,4 \cdot (2,7)^2 \cdot 2500 = 7,3 \text{ t}$$

$$N_{tot} = 209,59 + 7,3 = 216,88 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{216,88 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2,68 \text{ m}$$

On prend  $A = 2,70 \text{ m}$

$$h_t = 4 + \frac{270-50}{4} = 60 \text{ cm}$$

$h_t = 60 \text{ cm}$

$$F_x = \frac{216,88 \cdot 10^3}{8} \cdot \left( \frac{270-50}{60-4} \right) = 106,5 \text{ t}$$

$$A = 66,56 \text{ cm}^2$$

$A_x \rightarrow 16\phi 25$

$$e \geq 6 \times 2,5 + 6 = 21 \text{ cm}$$

$e = 25 \text{ cm}$

## Poteaux de rive

$$N = 175,18 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{175,18 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2,47 \text{ m}$$

$$h_t = 4 + \frac{250-50}{4} = 54 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle

hauteur moyenne 40 cm

$$P = 0,4 \cdot (2,5)^2 \cdot 2500 = 6,25 \text{ t}$$

$$N_{tot} = 175,18 + 6,25 = 181,43 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{181,43 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2,45 \text{ m}$$

$$\text{On prend } A = 250 \text{ cm}$$

$$h_t = 4 + \frac{250-50}{4} = 54 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$F_x = \frac{181,4 \cdot 10^3}{8} \cdot \left( \frac{250-50}{60-4} \right) = 80,99 \text{ t}$$

$$A = 50,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x \rightarrow 17 \phi 20$$

$$e \geq 6 \cdot 2,0 + 6 = 18 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

### Poteaux d'angle

$$N = 120,65 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{120,65 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2 \text{ m}$$

$$h_t = 4 + \frac{200-50}{4} = 47,5 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle

hauteur moyenne 30 cm

$$P = 0,3 \cdot (2)^2 \cdot 2500 = 3 \text{ t}$$

$$N_{bt} = 120,65 + 3 = 123,65 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{123,65 \cdot 10^3}{3} \right)^{1/2} = 2,10 \text{ m}$$

$$\text{On prend } A = 210 \text{ cm}$$

$$h_t = 4 + \frac{210-50}{4} = 44 \text{ cm}$$

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

$$F_x = \frac{123,65 \cdot 10^3}{8} \cdot \frac{(210-50)}{(50-4)} = 53,76 \text{ t} \quad A = 33,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x \rightarrow 17 \phi 16$$

$$e \geq 6 \cdot 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Verification à la fissuration

Semelles sous poteaux centraux.

$$16 \phi 25 \quad A = 78,54 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{78,54}{4.290} = 0,0677$$

$$\text{On trouve les valeurs } \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1619 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1157 \end{array} \right\} \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 1619 \text{ kg/cm}^2$$

$$2m_c \quad \bar{\sigma}_a < \sigma_1 \quad \text{Vérifiée}$$

Semelles sous poteaux centraux intermédiaires

$$16 \phi 25 \quad A = 78,54 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{78,54}{4.270} = 0,0727$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1674 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1157 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 1674 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 < 1674 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Semelles sous poteaux de rive.

$$17 \phi 20 \quad A = 53,4 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{53,4}{4.250} = 0,053$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1730 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1291 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 1730 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 < 1730 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Semelles sous poteaux d'angles.

$$17 \phi 16 \quad A = 34,17 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{34,17}{4.210} = 0,04$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1785 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1445 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 1785 \text{ kg/cm}^2$$

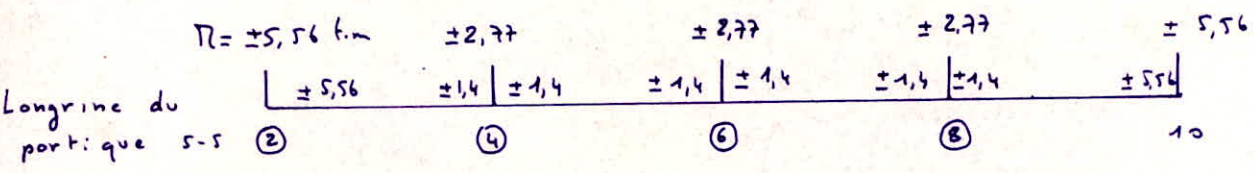
$$\bar{\sigma}_a = 1600 < 1785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$



FERRAILLAGE DES LONGRINES.

Les longrines sont destinées au chaînage des fondations d'une part, et d'autre part elle sont destinées à reprendre les moments transmis par les poteaux.

En plus de ses efforts les longrines sont soumises à leur poids propre, poids propre dont on n'a pas tenu compte dans les calculs mais du fait du changement de sens possible des moments transmis par les poteaux, on a choisie des armatures identiques supérieures et inférieures, ainsi le poids propre sera largement repris d'autant plus qu'il n'est pas assez important.



Appuis ② et ⑩  $R = 5,56 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,019$   
 $\epsilon = 0,9393$   
 $k = 67,5$

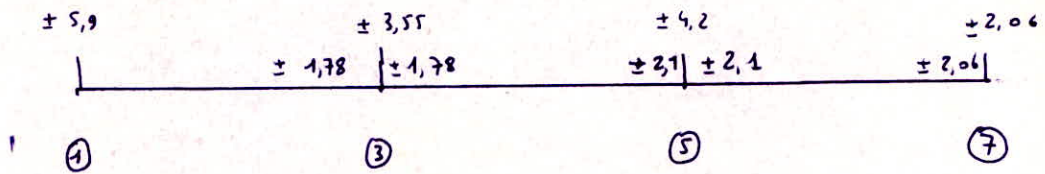
$A = 3,77 \text{ cm}^2$   $\sigma'_b = 41,48 < \bar{\sigma}'_b$   
 On prend 3T16 (inf. et sup.)

Appuis ④; ⑥; ⑧  $R = 1,4 \text{ t.m}$   
 $\mu = 0,0048$   
 $\epsilon = 0,9686$   
 $k = 144$

$A = 0,92 \text{ cm}^2$   $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$   
 On prend 3T12 (inf. et sup.)

Pour les armatures transversales on prendra les mêmes que celles des poutres du niveau I. c.a.d  $t_0 = 20 \text{ cm}$ .

Longrine du portique (6)-(6)



Appui ①

$$N = 5,9 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,020$$

$$\varepsilon = 0,9379$$

$$k = 65,5$$

$$A = 4,01 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 42,7 < \bar{\sigma}'_b$$

On prend 3T16 (inf. et sup.)

Appui ③

$$N = 1,78 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,006$$

$$\varepsilon = 0,9645$$

$$k = 126$$

$$A = 1,17 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 22,22 < \bar{\sigma}'_b$$

On prend 3T12 (inf. et sup.)

Appuis ⑤ et ⑦

$$N = 2,1 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,007$$

$$\varepsilon = 0,9621$$

$$k = 117$$

$$A = 1,39 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 23,9 < \bar{\sigma}'_b$$

On prend 3T12 (inf. et sup.)

Armatures transversales même disposition que celle de la longrine du portique (5)-(5) c.a.d  $t_0 = 20 \text{ cm}$ .

ESCALIERS

# Escalier n° 1

I] C'est un escalier en hélice dont les caractéristiques sont les suivantes.

Hauteur d'une marche  $h = 16 \text{ cm}$

Hauteur totale du noyau de béton

$$58 \times 0,16 + 1,85 = 11,13 \text{ m}$$

Hauteur du noyau entre planchers

- jusqu'au 1<sup>er</sup>  $20 \times 0,16 = 3,20 \text{ m}$

- jusqu'au 2<sup>nd</sup>  $3,05 \text{ m}$

- jusqu'au 3<sup>ies</sup>  $3,05 + 1,85 = 4,9 \text{ m}$

longueur d'une marche  $1,64 \text{ m}$

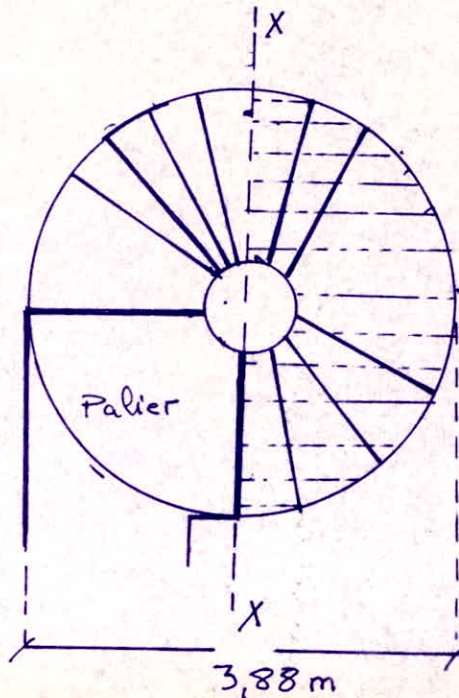
épaisseur d'une marche  $10 \text{ cm}$

Diamètre du noyau de béton  $D = 60 \text{ cm}$

Notre noyau de béton sera calculé sous les effets:

- du séisme (Forces sismiques horizontales agissant sur le noyau au niveau de chaque plancher)

- des surcharges considérées de la manière suivante :



Considérons le schéma suivant représentant en plan une spire de l'escalier.

- Nous supposons que toutes les marches de la partie hachurée sont surchargées

- du poids des marches contenues dans le cadran opposé au palier.

En principe à chaque niveau, on a un encastrement d'une poutrelle dans le noyau de béton, poutrelle qui supporte un côté du palier. Pour simplifier les calculs: on suppose que

- le noyau de béton n'a pas de liaison avec la structure
- la masse du noyau de béton entre deux planches est concentrée au niveau de ce plancher (pour calcul des forces sismiques).

## II Calcul des efforts

### ① Intensité des forces sismiques horizontales

$$F_H = \sigma_x W$$

$$\sigma_x = \alpha S \gamma S.$$

$$- \alpha = 0,5 \text{ (in=7)}$$

$$- S = 0,2 \text{ amortissement faible}$$

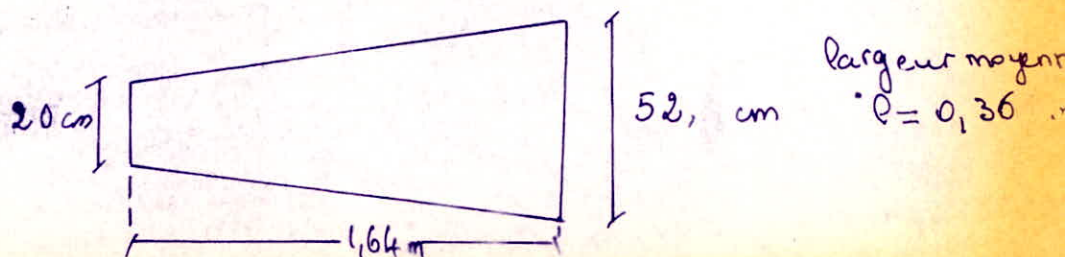
Niveau	1	2	3
$\gamma$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$	1
$\sigma_x$	0,0384	0,0768	0,115

$$- \delta(r) = \frac{3r}{2n+1} = \frac{3r}{9} \quad n=4$$

$$- S = 1,15 \text{ (Terrain de consistance moyenne, semelles superficielles)}$$

$$- \text{ poids propre /ml du noyau de béton} \\ 2500 \times 3,14 \times 0,3^2 = 706,86 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{ poids propre d'une marche} \\ 2500 \times 0,1 \times 0,30 \times 1,64 = 123,4 \text{ kg}$$



- Surcharge appliquée sur la demi spirale

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

$$1,2 S = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$1,2 S \times \frac{\pi R^2}{2} = 1268 \text{ kg. (R = 1,64 m)}$$

$$W = G + P.$$

$$F = \sigma \times W$$

W	5998,2	5771	7077
F	230,33	443,2	813,85

- Niveau I

$$G \quad 706,86 \cdot 3,20 = 2262 \text{ kg}$$

$$123,41 \cdot 20 = 2468,2 \text{ kg}$$

P

$$1268$$

$$W = 5998,2 \text{ kg}$$

- Niveau II

$$W = 5771 \text{ kg}$$

- Niveau III

$$W = 7077 \text{ kg.}$$

① Moment à la base du poteau due aux F.S.H.

$$M = 230,33 \cdot 3,2 + 443,2 \cdot 6,25 + 813,85 \cdot 9,3$$

$$\underline{M = 11,076 \text{ t.m}}$$

② Momentale flexion due à P

P (sur demi-cercle hachuré) est appliquée au

C.D.G de ce demi-cercle

- distance de G à l'axe XX'

$$d = \frac{4}{3} \frac{R}{\pi} = \frac{4}{3} \frac{194}{\pi} = 82,34 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M = 1268 \times 3 \times 82,34 = 3,13 \text{ kg.cm.}^{10}$$

$$\underline{M = 3,13 \text{ t.m}}$$

③ Moment apporté par le poids des marches contenues dans le cadran opposé au palier

- Poids propre de la marche 123,4 kg
- Moment apporté par une marche

$$M = 123,4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,94 = 159,6 \text{ kg.m}$$

Où a 6 marches ds le cadran et ceci à chaque niveau d'où :

$$M = 159,6 \cdot 3 \cdot 6 = 2873 \text{ kg.m}$$

Finalement on a :

$$M_T = 17,0796 \text{ m}$$

④ Effort normal ds le poteau

- poids propre du poteau  $706,86 \cdot 11,13 =$
- des marches  $123,45 \cdot 58 =$
- Surcharge sur la demie-spire 3804 kg

$$N = 18,83 \text{ t}$$

② Détermination des armatures

la section de base du poteau est déterminée en flexion composée.

$$M = 17,0796 \text{ m} \quad e_0 = 0,907 \text{ m}$$

$$N = 18,83 \text{ t}$$

Pour une section circulaire de diamètre D

$$e_1 = \frac{D}{8} = \frac{60}{8} = 7,5 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$ , notre section est partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{5}{6} \delta \cdot \sigma'_f \quad (\alpha=1 ; \gamma=1 ; \beta = \frac{5}{6})$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

Dans le cas d'une section circulaire pleine de diamètre  $D$  :

Pour  $- 0 < e_0 < 0,375 D$

$$- S = 0,3 \left( 1 + \frac{2,667 e_0}{D} \right)$$

-  $e_0 \geq 0,375 D$

$$- S = 0,6$$

dans notre cas  $S = 0,6$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{5}{6} \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ bars}$$

La détermination de la section se fait sous sollicitation du 2<sup>nd</sup> genre

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \cdot 1,5 = 202,5 \text{ bars}$$

La section d'acier est déterminée à l'aide de l'aide-mémoire DUNOD de BA.

$$\left. \begin{array}{l} d = 3 \text{ cm} \\ r = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} d/2r = 0,05 \\ n = 15 \end{array} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} \% \\ K \end{array} \right.$$

Données :  $N, M, r, \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{18,83 \cdot 0,3}{17,079} = 0,33$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{17,079 \cdot 10^5}{30^3 \cdot 4200} = 0,015$$

$$\left. \begin{array}{l} K_e = 0,33 \\ K_a = 0,015 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} \% = 0,71 \\ K = 28,2 \end{array} \right.$$

Résultats

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} = \frac{0,71 \cdot \pi \cdot 30^2}{100} = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{28,2} = 149 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 21,99 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 7T20}$$



Détermination de la hauteur de la zone comprimée et de la contrainte  $\sigma'_a$  de l'armature comprimée

Données

$$\bar{\sigma}'_b = 149$$

$$\sigma_a = \sigma_{en} = 4200$$

$$- K = \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = \frac{4200}{149} = 28,2$$

$$- d/\phi = \frac{3}{60} = 0,05$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 28,2 \\ d/\phi = 0,05 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} K' = 12,7 \\ K_{y_1} = 0,33 \end{array}$$

Résultats

$$y_1 = K_{y_1} \phi = 0,33 \cdot 60 = 19,8 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = K' \sigma'_b = 12,7 \cdot 149 = 1892,3 \text{ kg/cm}^2$$

Remarque

Bien qu'il a été calculé sous  $G + P + S_I$ , c'est en principe la structure (poteaux - planchers) qui reprend tout le séisme.

Pourcentage minimal des armatures longitudinales  
 [BA 68 Art 32.2] et transversales

- Armatures longitudinales

$$\frac{A}{B} = \bar{w}'_p \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}} \quad \sigma'_m = \frac{N'}{B}$$

-  $\theta_1 = 1$  (poteau intérieur)

-  $\theta_2$ : coefficient donné par:

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

$$a = D = 60 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$l_c = 2l = 11,13 \times 2 \text{ m}$$

$$\theta_2 = 10,5$$

-  $\theta_3$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

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

$$N' = 18,83 \text{ t}$$

$$A \geq \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \cdot 10,5 \cdot 1,51 \cdot \frac{18830}{1,5 \cdot 68,5} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 3,65 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

- Armatures transversales

La contrainte de cisaillement maximale étant faite

$$T_{\max} = 1488 \text{ kg}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 2827 \text{ cm}^2 \Rightarrow \tau = \frac{T}{A} = 0,52 \text{ kg/cm}^2$$

on utilisera comme armatures transversales la section donnée par le pourcentage minimal  $\bar{w}'_t$

$$\omega_t \geq \frac{1,5}{1000} \rho_1 \rho_2 \cdot \frac{q' m^2}{\sigma_{b0}'}$$

$$A_t \geq \frac{1,5}{1000} \rho_1 \rho_2 \frac{N'}{\sigma_{b0}'}$$

$$- \rho_1 = 1$$

$$- \rho_2 = 10,5$$

$$A_t \geq 4,33 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_t = 6 \text{ cm}^2}$$

Les armatures transversales sont constituées par des  $\phi 6$  espacées de 20 cm

$$\phi_L = 16 \text{ mm}$$

[ Art. 32, 42. BA 68 ]

$$\rho_t \geq \frac{\phi_L}{3} \geq 5 \text{ mm}$$

$t \geq 10 \frac{\phi_L}{3} = 16 \text{ cm}$  on prend  $t = 20 \text{ cm}$ .

Calcul de la semelle:

Pour faciliter le coffrage, on fera une semelle carrée.

Predimensionnement

$\frac{N}{B^2} < \bar{\sigma}_s$       B le côté A, la semelle  
 $\bar{\sigma}_s$  contrainte admissible du sol

$\frac{18830}{3} < B^2 \rightarrow B > 80 \text{ cm}$

on prend  $B = 120 \text{ cm}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17,079 \cdot 10^5}{18830} = 90,7 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{B}{6} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$

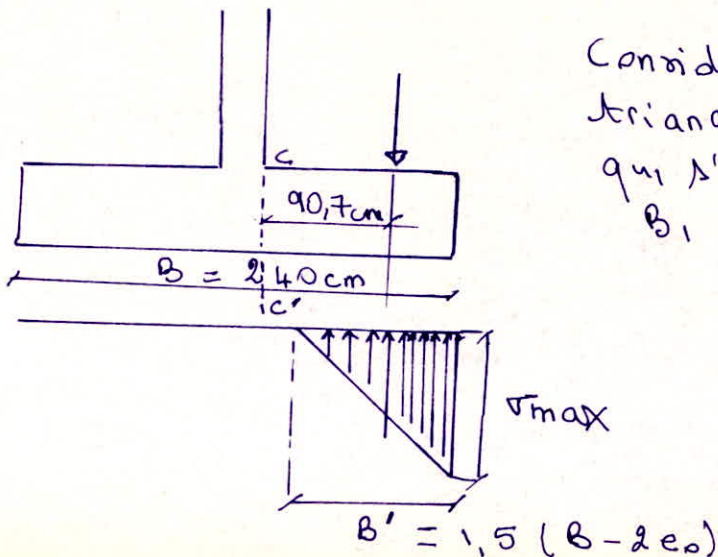
la section est partiellement comprimée.

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B^2} \pm \frac{M \cdot 6}{B^3}$        $\sigma_1 =$   
 $\sigma_2 =$

$e_0$  étant supérieur à  $\frac{B}{2}$ , nous essayerons d'avoir  $e_0 < \frac{B}{2}$  on prend  $B = 240 \text{ cm}$ :

$\sigma = \frac{18830}{240^2} \pm \frac{1707900 \cdot 6}{240^3}$        $\sigma_1 = 1,067 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_2 = -0,42 \text{ kg/cm}^2$

Une partie de la semelle n'est pas utilisée



Considérons le diagramme triangulaire de réaction du sol qui s'applique sur la longueur  $B_1 = \frac{3}{2}(B - 2e_0)$

Calculons  $\sigma_{max}$ .

$$N = \frac{\sigma_{max}}{2} B' \cdot B \rightarrow \sigma_{max} = \frac{2N}{B \cdot B'}$$

$$\sigma_{max} = 1,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

### Férrailage de la semelle

Moment d'encastrement dans la section cc'.

$$M_{cc'} = N \left( e_0 - \frac{\phi}{2} \right) = 18830 (90,7 - 30)$$

$$M_{cc'} = 1.143.981 \text{ kg.cm}$$

$$h = \frac{B - \phi}{4} = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 11,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 54^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021$$

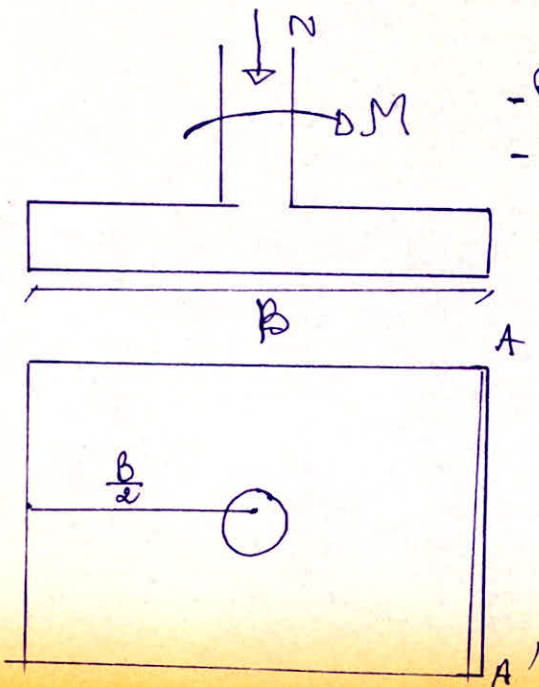
$$\epsilon = 0,9355$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 8,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 6 Tor 14 / ml dans les deux sens

### Vérification de la stabilité de la semelle

M peut produire une rotation de la semelle autour de l'axe A'A



Soit P le poids la semelle

$$- P = 2500 \times 2,4^2 \cdot 0,54 = 7776 \text{ kg}$$

$$- P_T = P_s + N = 26606 \text{ kg}$$

Calculons le moment de  $P_T / A'A$

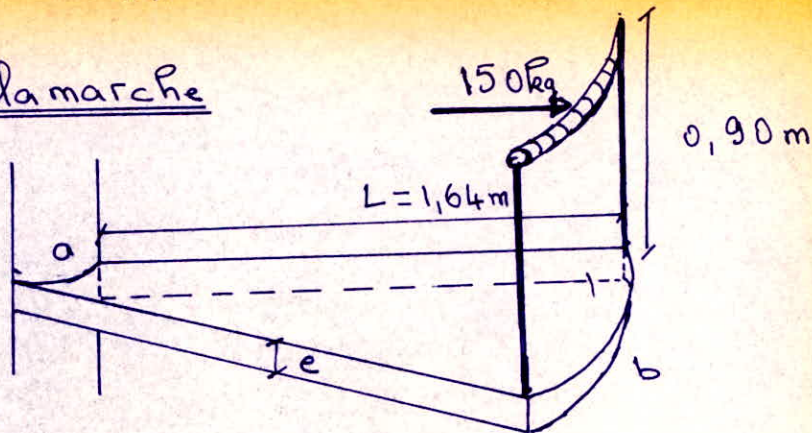
$$- P_T \cdot \frac{B}{2} = 31927,2 \text{ kg.m}$$

$$- 1,5 M = 1,5 \cdot 17,079 \cdot 10^3 = 25618,5 \text{ kg.m}$$

$$- P_T \cdot \frac{B}{2} > 1,5 M$$

La stabilité de la semelle est assurée

### III Calcul de la marche



$$\begin{aligned}e &= 10 \text{ cm} \\ a &= 20 \text{ cm} \\ b &= 52 \text{ cm}\end{aligned}$$

Les marches encastrees dans le noyau de beton sont assimilees a des plaques rectangulaires de largeur moyenne  $l = 30 \text{ cm}$

#### Evaluation des charges et surcharges sur une marche

- poids propre

$$2500 \times 0,1 \times 0,30 = 75 \text{ kg/ml}$$

- Surcharge (ponderée)

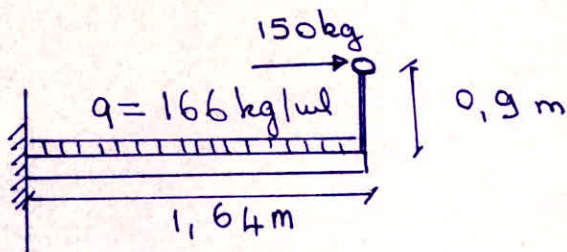
$$1,25 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$300 \times 0,3 = 90 \text{ kg/ml}$$

On a d'autre part la reaction de la main courante sur le garde corps soit

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

#### Schema statique



Moment a l'encastrement.

$$M = \frac{qL^2}{2} + P \cdot d = \frac{166 \cdot 1,64^2}{2} + 150 \cdot 0,9$$

$$\underline{M = 358,24 \text{ kg.m}}$$

Section d'acier à l'encastrement  
en prenant  $z = \frac{7}{8} h = \frac{49}{8}$  on a :

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{35824}{\frac{49}{8} \cdot 2800} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$\underline{5 \text{ HA } 8 \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2}$$

### Verifications

- Condition de non fragilité.

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 \quad b_0 = l = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{2,51}{30,7} = 0,0119$$

$$\psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \frac{5,9}{2800} \left( \frac{10}{7} \right)^2 = 0,0023$$

la condition est vérifiée.

- Contrainte de cisaillement

les pièces fléchies qui ne comportent pas d'armatures transversales sont les dalles, à condition que la contrainte de cisaillement  $\tau_b < 1,15 \bar{\tau}_b$

$$\text{à l'encastrement on a } T = q l + \frac{P \cdot d}{l} = 354,6 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{354,6}{30,7 \cdot \frac{7}{8}} = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

## Calcul de l'escalier 2

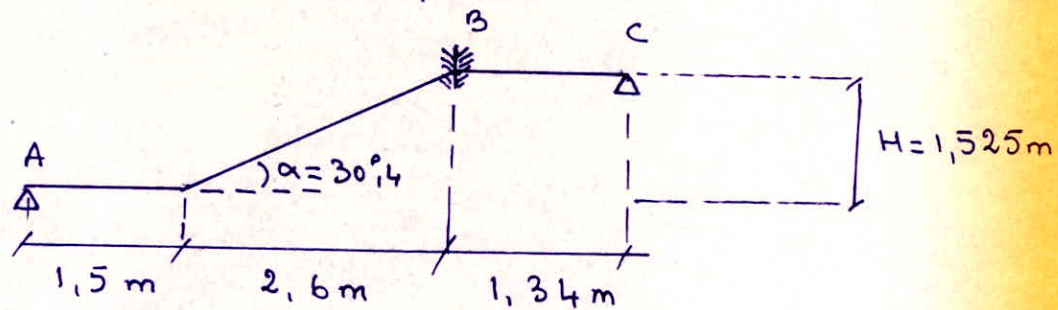
l'escalier est à paillasse adjacentes avec palier intermédiaire et deux paliers au niveau des étages. On calculera une volée de l'escalier. Au niveau du 1<sup>er</sup> étage on a une paillasse à palier double qui est calculée de la même manière.

Au niveau des étages, la paillasse ainsi que le palier sont semi-encastres sur la poutre faisant partie du portique. A mi-étage une poutrelle de  $20 \times 40$  appuyée sur un poteau (de la cage d'escalier)  $20 \times 40$ , d'une part, sur un mur de  $15$  cm d'épaisseur d'autre part.

l'élément résistant à calculer est constitué d'une poutre brisée (paillasse - palier)

les marches au dessous de la dalle n'interviennent pas dans le calcul de résistance, il ne seront donc pas armées, nous supposons que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse

### I. Caractéristiques



$h$  = hauteur de la marche =  $25$  cm

$g$  = largeur de la marche =  $15$  cm

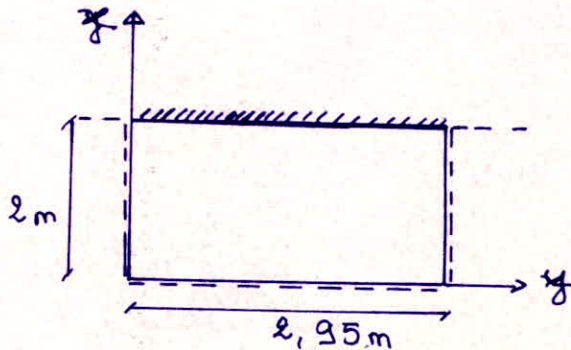
le calcul se fera successivement pour les éléments suivants

- Palier d'étage
- Paillasse - palier
- poutre - palier



## II Calcul du palier BC

JP sera calculé comme une dalle encastree à une extremité et articulée aux trois autres, on prévoira néanmoins des moments d'encastrement de 0,3  $\Pi_0$ .



$$p = \frac{p_x}{l_y} = \frac{2}{2,95} = 0,678 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

les moments au centre de la dalle, par unité de longueur sous  $G + 1,2 P = 790 \text{ kg/m}^2$ :

$$G = 310 \text{ kg/m}^2$$

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

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,075 \cdot 790 \cdot 4 = 237 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,63 \cdot 237 = 149,3 \text{ kg.m}$$

### - Moments aux appuis et entravée

$$\text{- sens } x. \quad \Pi_a = 0,5 M_x = 118,5 \text{ kg.m}$$

$$\Pi_b = 0,15 M_x = 35,55 \text{ kg.m}$$

$$\Pi_c = 0,85 M_x = 201,45 \text{ kg.m}$$

$$\text{- sens } y. \quad \Pi_a = 0,3 M_y = 44,79 \text{ kg.m}$$

$$\Pi_c = 0,85 M_y = 127 \text{ kg.m}$$

Sensy

$$M_t = 127 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 45 \text{ kg.m}$$

$$T = 178,5 \text{ kg}$$

entravée

$$\mu = 0,0202$$

$$\epsilon = 0,9375$$

$$K = 65$$

$$A = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$\mu = 0,0072$$

$$\epsilon = 0,9615$$

$$K = 115$$

$$A = 0,29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,57 \text{ cm}^2$$

Condition à l'effort tranchant

$$M = 45 \text{ kg.m}$$

$$T = 178,5 \text{ kg}$$

$$T + \frac{\mu}{3} < 0$$

- Efforts tranchants (par unité de longueur)  
au milieu du côté  $ly$ :

$$T = \frac{q \cdot lx \cdot ly}{2ly + lx} = \frac{790 \cdot 2,95 \cdot 2}{2 \cdot 2,95 + 2} = 590 \text{ kg}$$

au milieu du côté  $lx$ :

$$T = \frac{q \cdot lx \cdot ly}{2lx + ly} = \frac{790 \cdot 2}{3 \cdot 2,95} = 178,5 \text{ kg}$$

- Armatures

Sens x

$$M = 201,45 \text{ kg.m}$$

$$n_a = 118,5 \text{ kg.m}$$

$$T = 590 \text{ kg}$$

$$n_a = 35,5 \text{ kg.m}$$

Entravée

$$\mu = 0,0247$$

$$\epsilon = 0,9315$$

$$K = 58$$

$$A = 1,87 \text{ cm}^2$$

Aux Appuis

$$\mu = 0,0145$$

$$\epsilon = 0,9465$$

$$K = 78,5$$

$$A = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,0044$$

$$\epsilon = 0,9697$$

$$K = 150$$

$$A = 0,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 100 \cdot 6,6 \cdot 0,69 \frac{5,9}{4200} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Condition à l'effort tranchant

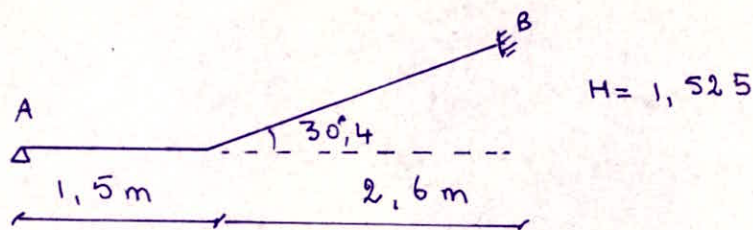
$$T = 590 \text{ kg}$$

$$n = 118,5 \text{ kg.m}$$

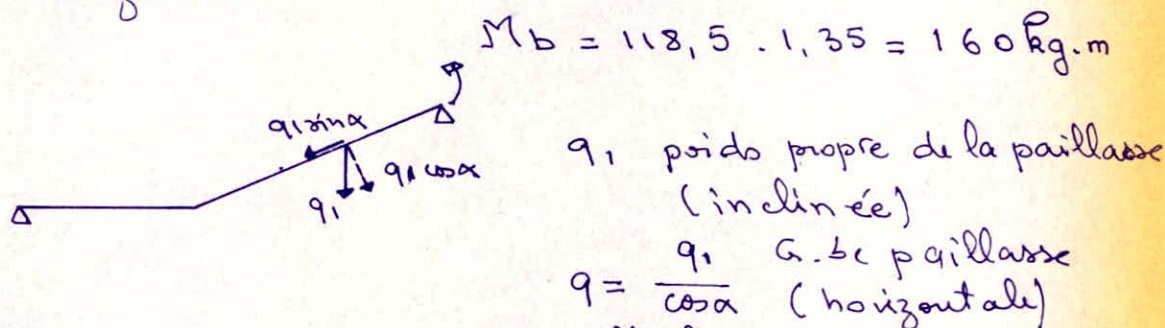
$$T + \frac{M}{\delta} = 590 - \frac{11850}{\frac{7}{8} \cdot 6,6} \leq 0$$

les aciers inférieurs  
à l'appui suffisent.

### III Calcul de la poutre dalle brisée



L'épaisseur de la pailleasse est celle du palier intermédiaire est égale à 10 cm. On calculera une poutre droite de longueur (1,5 + 2,6). Pour cela on projette le poids propre de la pailleasse suivant l'horizontale. Les surcharges d'exploitation, le poids des marches et le revêtement sont donnés par mètre linéaire horizontale



$q_1 \cos \alpha$  produit un moment fléchissant sur la pailleasse.  
 $q_1 \sin \alpha$  donne un effort de traction à la partie supérieure et un effort de compression à la partie inférieure.

#### ① Sollicitations

pailleasse  $G_p = \frac{0,1 \cdot 2500}{\cos \alpha} \cdot 1,35 = 391,3 \text{ kg/ml}$

marches  $G_m = \frac{2200 \cdot 0,15}{2} \cdot 1,35 = 223 \text{ kg/ml}$

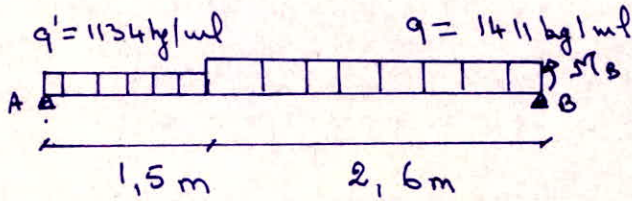
revêtement chappe le mortier 89 kg/ml  
 carrelage  $44 \cdot 1,35 = 59,4 \text{ kg/ml}$   
 Surcharge 490 kg/m<sup>2</sup> → 540 kg/ml

$q = G + 1,2 P = 1411 \text{ kg/ml}$

palier

$$q' = 360 + 1,2 \cdot 400 = 840 \text{ kg/m}^2$$

$$q' = 840 \cdot 1,35 = 1134 \text{ kg/ml}$$

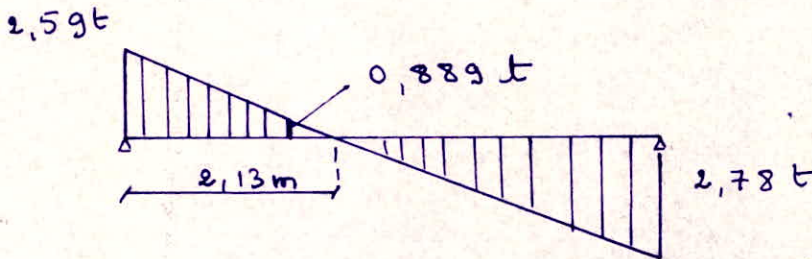


$$M_B = 160 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

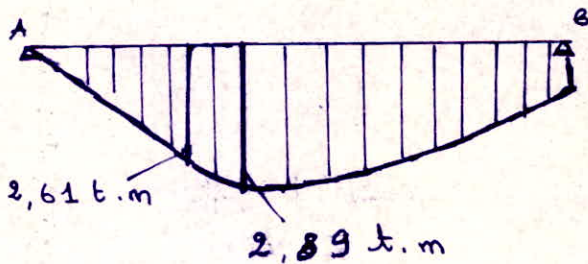
$$R_B = 2,78 \text{ t}$$

$$R_A = 2,59 \text{ t}$$

- Diagramme de l'effort tranchant



- Diagramme du moment flechissant



- Efforts normaux de compression

en B  $N_B = 0$

au niveau de la jonction pailleuse-palier

$$N = q \cdot L \cdot \sin \alpha = 1,411 \cdot 2,6 \cdot \sin \alpha = 1,86 \text{ t}$$

au milieu de la pailleuse

$$N = 0,93 \text{ t}$$

Détermination des armatures

$$M_{\max} = 2,89 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,3 \quad M_{\max} = 0,867 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \quad M_{\max} = 2,46 \text{ t.m}$$

Section à l'appui B

$$M = 1,027 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \quad h = 8 \text{ cm}$$

$$N = 0$$

$$b = 135 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,06$$

$$\epsilon = 0,8984$$

$$k = 34,2$$

$$A = \frac{1,027 \cdot 10^5}{2800 \cdot \epsilon \cdot k} = 5,1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7 \text{ T}10$$

Section à l'appui A

$$M = 0,867 \text{ t.m}$$

$$N = 0$$

$$\mu = 0,054$$

$$\epsilon = 0,9027$$

$$k = 36,4$$

$$A = \frac{0,867 \cdot 10^5}{2800 \cdot \epsilon \cdot k} = 4,29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \text{ T}10$$

Section en travée

$$M = 2,89 \text{ t.m}$$

La section est soumise à la flexion composée.

$$N = 1,4 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2,06 \text{ m} > e = \frac{h}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

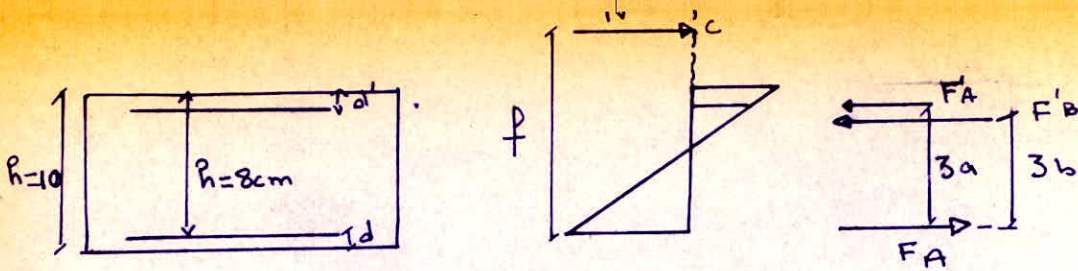
La section est partiellement comprimée, le point d'application de  $N$  se trouve en dehors de la section.

$$f = \frac{h - d'}{2} + e_0 = 209 \text{ cm}$$

$$\sigma'_A = n \bar{\sigma}'_b \frac{y_1 - d'}{y_1} \quad y_1 = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{n} + \bar{\sigma}'_b} \cdot h = 0,42 h = 3,39 \text{ cm}$$

$$\sigma'_A = 1027,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_b = \bar{\sigma}'_b \cdot y \cdot \frac{b}{2} = 137 \cdot 3,39 \cdot \frac{135}{2} = 31349 \text{ kg}$$



$$- F_A' + F_B' - F_A - N' = 0$$

$$- N' \cdot f - F_A \cdot 3a - F_B' \cdot 3b = 0$$

$$- A' = \frac{F_A'}{\sigma_a} \quad - A = \frac{F_A}{\sigma_a} - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$F_A' = \frac{N' \cdot f - F_B' [h - \frac{y}{2}]}{3a} = \frac{1400 \cdot 206 - 31349 [8 - \frac{3,39}{3}]}{\frac{7}{8} \cdot 8}$$

$F_A' = 10433,2 \text{ kg}$  donc nécessité d'aciers comprimés

$$F_A = -N + F_A' + F_B' = -1400 + 10433,2 + 31349 = 40382,2 \text{ kg.}$$

$$A' = \frac{F_A'}{\sigma_a} = \frac{10433,2}{1027,5} = 10,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ T10}$$

$$A_s = \frac{F_A}{\sigma_a} = \frac{40382,2}{2800} = 14,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \text{ T10}$$

$$A = 14,42 - \frac{1400}{\sigma_a} = 13,98 \text{ cm}^2$$

Verification des conditions:

- condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot 135 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A > 1,05 \text{ cm}^2$$

- Verifications à l'effort tranchant

$$* T + \frac{\pi}{3} = 2590 - \frac{0,867 \cdot 10^5}{7} < 0$$

\*  $2b < 1,15 \sqrt{F_b}$  pas d'armatures transversales

$$A = \frac{94120}{2800 \cdot 38 \cdot 0,9419} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Aciers transversaux

on  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

$$z_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{4253,9}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 38} = 6,39 \text{ kg/cm}^2$$

$z_b < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 \text{ kg/cm}^2$   
 on peut utiliser des cadres et étriers  
 perpendiculaires à la ligne moyenne.

$A_t = 1,5 \text{ cm}^2$        $3 \phi 8$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{z_b}{g \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{6,39}{9 \cdot 5,9} = 0,876$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 0,876 \cdot 2400 = 2102 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{1,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 38 \cdot 2102}{4253,9} = 24,6 \text{ cm}$$

$t = 20 \text{ cm}$

ou utilise la règle de Caprot



Remarque

En prenant une épaisseur de la pailleasse supérieure à 10 cm soit :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad l = 310 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

dans ce cas on n'aura pas besoin d'aciens comprimés et on évitera ainsi l'encombrement d'armatures au niveau de la pailleasse.

$$f = \frac{15 - 3}{2} + e_0 = 215 \text{ cm}$$

$$\gamma_1 = 0,42 \bar{n} = 5,04 \text{ cm}$$

$$\sigma'_A = 841 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_b = 46607,4 \text{ kg}$$

$F'_A < 0$  Les aciens comprimés ne sont pas nécessaires

$$F_A = 24637,3 \text{ kg}$$

$$\rightarrow A = 8,8 \text{ cm}^2$$

soit 6 T14

### III Calcul de la poutre-palière

section  $20 \times 40 \text{ cm}^2$

portée  $2 \text{ m } 95$

- poids propre  $0,2 \times 0,4 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$
- effort tranchant-palier  $\frac{2,59}{1,35} = 1,92 \text{ t/ml}$
- surcharge  $P = 400 \text{ kg/ml}$
- cloison  $135 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 135 \cdot 2,1 = 283,5 \text{ kg/ml}$

$$G = 2404 \text{ kg/ml}$$

$$P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$q = G + 1,2 P = 2884 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2884 \cdot \frac{2,95^2}{8} = 3137,3 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 2667 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 941,2 \text{ kg.m}$$

#### Détermination des armatures

enrobage  $d = 2 \text{ cm}$

$h = 38 \text{ cm}$

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

$b = 20 \text{ cm}$

- en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,667 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,0495 \quad K = 38,6$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{38,6} = 73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{F}'_b$$

$$\varepsilon = 0,9067 \rightarrow A = \frac{2,667 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9067 \cdot 38} = 2,77 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T12

- Aux appuis

$$\mu = \frac{15 \cdot 941,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,0174$$

$K = 71$

$\varepsilon = 0,9419$

# BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques de conception et de calcul  
des ouvrages en béton armé (C.C.B.A. 68)
- Regles parasismiques 1969 et annexes (P.S 69)
- Le Calcul et verification des ouvrages en B.A.  
(de P. CHARON)
- Traité de Béton armé (A. GUERRIN tom IV)
- Aide Memoire R.D.R.

