

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

UNITE PRINCIPALE  
DE  
PROTECTION CIVILE  
A  
JIJEL

Proposé par :

R. CHINI

Etudié par :

G. HAMMOUD  
N. HOTEIT

Dirigé par :

Mme GUIGOVA



janvier 1984

L'étude de l'unité principale de protection civile de Jijel constituée de plusieurs blocs :

- 1- Garde mobile (1740m<sup>2</sup>), Structure en Béton Armé autostable en portiques de 4m, hauteur 10m.
- 2- Centre Sanitaire et Centre de formation, en Béton Armé autostable (étude approfondie de la torsion).
- 3- Salle polyvalente : Mixte : Béton Armé portiques, contreventement voiles, Solution (Recherche originale de la toiture d'une forme architecturale complexe.
- 4- Tour d'entraînement de surface (6x6)m<sup>2</sup>, hauteur 27m élancé : structure 8.A autoporteur : étude dynamique avec passage au 3<sup>e</sup> mode (Rayleigh - Stodola) a été faite
- 5- Bloc Logements 430m<sup>2</sup>, haut 14m, décrochements verticaux et horizontaux : Etude dynamique et indispen-
- 6- Hall 1060m<sup>2</sup>, haut variable, toiture en Shed conçue en charpente métallique.
- 7- VRD : Etude de Voirie traitée

This project surveys the Jijel's Headquarter of civil safety. It is composed of several unity:

- 1- "Motorized safety unit": 1740m<sup>2</sup>: In concrete structure in frame of 4m, h=10m.
- 2- Health Center and educational center: In Concrete Structure: torsion studied
- 3- Hall of meeting: Concrete structure in frame and wall: original solution for the roof is of Complex plate
- 4- Training building: (6x6)m<sup>2</sup>, height 27m strong concrete structure, the dynamic analysis with the third mode is done (Rayleigh - Stodola)
- 5- Habitation: 430m<sup>2</sup>, height 14m, vertical and horizontal composited section, therefore a dynamic analysis
- 6- Hall 1060m<sup>2</sup>, variable height, Roof with shed structure is steel structure
- 7- General traffic Road treated

المشروع هو دراسة وحدة الحماية المدنية الأساسية لولاية جيجل، يحوي المشروع عدة مبانى :

- 1- مبنى الحرس السيلى : (1740م<sup>2</sup>) من القطاعات الزسائنية المسلحة .
- 2- مبنى المركز الصحى ومركز التكوين المهين من القطاعات الزسائنية المسلحة : دراسة لي المبنى
- 3- قاعة الاحتفالات : ذات سقف ذو شكل معمارى معقد و يتطلب دراسة وبحث معقدين
- 4- برج رياضى (6x6)م<sup>2</sup> بارتفاع 27 م دراسة معقدة لنظام مقاومة الززات الارضية : طرق ستودولا - راينغ مع القصبة الوصول الى نظام الززات الثالث
- 5- مبنى السكن 430م<sup>2</sup> : دراسة مقاومة الززات نظراً لعدم ارتفاع ابعاد الارتفاع والافت للمبنى
- 6- مبنى موقف سيارات الانتقال مائة 1060م<sup>2</sup> من الهيكل المعدني : ذات عشاء كبير الانحدار
- 7- شبكة طرق عامة درسة ودرسة .



## R E M E R C I E M E N T S

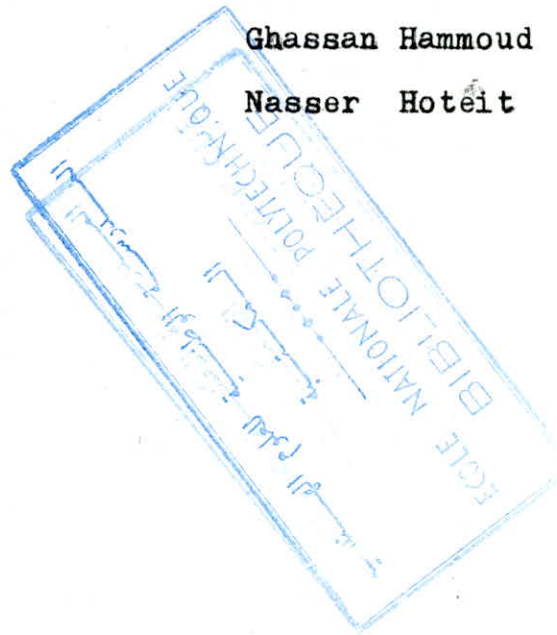
Par ce modeste travail, nous tenons à remercier vivement Mme Guigova , notre promotrice qui durant toute cette étude nous a aidés et conseillés .

Nous tenons à ce que Melle Djillali Berkane , Mr Bioud Mr Berrazoum, Mr Zeghlach, Mr Bonville, et tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, trouvant ici nos remerciements les plus sincères .

Nous prions, Mr le président, Mrs et Mmes les membres du jury de trouver ici nos remerciements .

Ghassan Hammoud

Nasser Hotéit



A NOS PARENTS .

A NOS AMIS .

Ghassan & Masser .

oooooo/ SOMMAIRE / oooooooooo

Chapitre I	Calcul des éléments	. . . . .	
	Acrotère.	. . . . .	1
	Escaliers	. . . . .	3
	Dalles	. . . . .	7
Chapitre II	Blocs (T.G.M & C.S)		
	Etude sismique	. . . . .	11
	Etude de la torsion	. . . . .	13
	Portiques sous forces horizontales		17
	Portiques sous charges verticales		21
	Superposition des sollicitations		27
	Ferraillage des poutres	. . . . .	33
	Ferraillage des poteaux	. . . . .	42
Chapitre III	Salle polyvalente	. . . . .	49
Chapitre IV	Hall et Logement	. . . . .	68
Chapitre V	Tour		
	Etude dynamique	. . . . .	81
	Mode fondamentale	. . . . .	86
	Mode 2	. . . . .	89
	Mode 3	. . . . .	93
	Etude sismique	. . . . .	97
	Portiques sous forces horizontales		99
	Portiques sous charges verticales		103
	Ferraillage des poutres	. . . . .	110
	Ferraillage des poteaux	. . . . .	113
Chapitre VI	Fondations	. . . . .	116

## P R E A M B U L E

Ce travail n'est qu'une synthèse de l'ensemble des connaissances que nous avons acquies durant la période de notre formation .

En effet, elle n'est qu'une expérience de passage du style académique au domaine pratique .

Malgré la non uniformité des éléments constituant la structure, nous avons tâché de respecter les plans d'architecture, tout en assurant les conditions de l'équilibre statique .

### 1)- Description sommaire du projet

Notre projet consiste à étudier l'unité de protection civile principale de la wilaya de Jijel (660 pompiers) qui se compose de plusieurs secteurs:

- Salle polyvalente (200 m<sup>2</sup>), capacité 150 places; sa toiture est en forme W (B.A) .
- Chambres d'officiers ; bloc pour la garde mobile (1940 m<sup>2</sup>)
- Logements : (430 m<sup>2</sup>) , des portiques à grandes portées .
- Hall : 1060 m<sup>2</sup>
- Tour d'entraînement de hauteur 27 m et de section (6 . 6) m<sup>2</sup>

Durant notre étude, nous avons accordé une grande attention à la salle polyvalente: conception, calcul ainsi que les procédés techniques de réalisation et de l'étanchéité, au hall dont la toiture inclinée a demandé réflexion et recherche (charpente métallique) et à la tour d'entraînement munie de grandes ouvertures : Les effets dynamiques ont demandé des calculs plus exactes la conception a nécessité une réflexion et recherche .

L'ossature est en B.A (portiques , voiles) .

Les planchers sont en dalles pleines .

L'évacuation pluviale a été étudiée convenablement .

Vu le volume du travail, une voirie préliminaire a été tracée

### 2) Données du site

- Le terrain d'assiette est JIJEL .
- La pente est 1,25 % .
- Surface 19800 m<sup>2</sup>
- Le sol homogène et saturé, la nappe est profonde .
- La contrainte admissible du sol est 2 bars à 1,5 m du sol

### 3) Normes

- Ciment C.P.A 325/250 .
- Gravier dur, concassé, propre .
- Sable moyen, maigre en argile et en sels agressifs .
- Eau saine de sels agressifs .

Les régléments pris en compte :

- C.C.B.A 68 .
- C.M 66 .
- P.S 69 .
- N.V 65 .

### 4) Charges d'exploitation

- terrasse, toiture métallique (non accessible)  $100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher courant (blocs habitation) .  $400 \text{ kg/m}^2$
- Escaliers:  $400 \text{ kg/m}^2$  ou  $500 \text{ kg/m}^2$  (selon le mode d'utilisation)
- Coefficient de majoration dynamique 1,25 .

### 5) Caractéristiques dynamiques des matériaux et contraintes admissibles

- Béton armé dosé  $350 \text{ kg/m}^3$ 
  - La contrainte de compression sur éprouvettes cylindriques (16-32) =  $275 \text{ kg/cm}^2$  .
  - La contrainte de traction de rupture = 23,7
- Acier - Haute adhérence .
  - $\emptyset \leq 20$  ;  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - $\emptyset > 20$  ;  $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- Les contraintes admissibles (CCBA 68 art 9)
  - Compression simple  $68,5 \text{ kg/cm}^2$  .
  - Traction de référence:  $5,9 \text{ kg/cm}^2$  .
  - Flexion simple ou composée avec compression pour une section rectangulaire :  $137 \text{ kg/cm}^2$
  - Aciers :  $2800 \text{ kg/cm}^2$

Remarque : Pour sollicitations 2° genre, les contraintes admissibles seront frappées par un coef 1,5 .

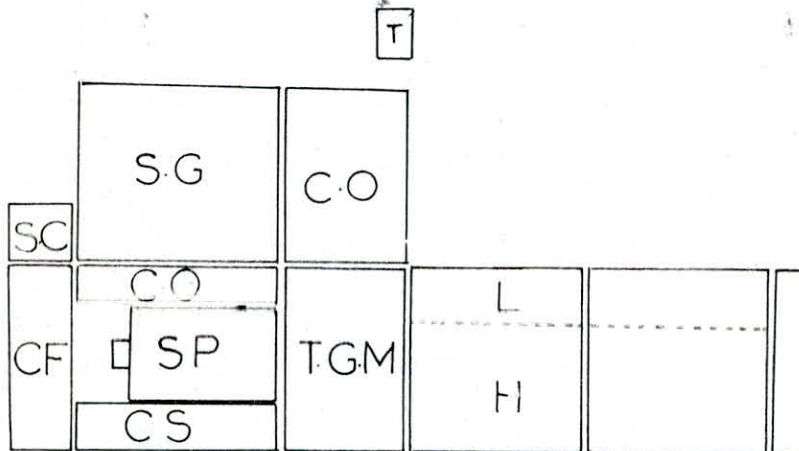


## 6 - Joints de dilatation

- Les joints tracés par l'architecte ne respectant pas les règlements ont été changé .

- Dans l'implantation des joints, nous <sup>avons</sup> pris en considération les exigences réglementaires, réduire les décrochements verticaux et horizontaux, tenir compte des différences d'inertie, des longueurs admissibles imposées et des variations dimensionnelles

## 7 - Disposition des joints



## C H A R G E S & S U R C H R G E S

### BLOCS C.S & T.G.M

#### Plancher terrasse

##### a) Charges permanentes :

Gravillons (5 cm)	=	90 kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouche (2 cm)	=	10 kg/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (4 cm)	=	10 kg/m <sup>2</sup>
Forme de pente	=	320 kg/m <sup>2</sup>
Dalle pleine (20 cm)	=	500 kg/m <sup>2</sup>
Enduit et plâtre (1 cm)	=	14 kg/m <sup>2</sup>
<hr/>		
G	=	944 kg/m <sup>2</sup>

##### b) Surcharges d'exploitation

Terrasse non accessible	P	=	100 kg/m <sup>2</sup>
-------------------------	---	---	-----------------------

#### Plancher courante

a)	Carrelage (2 cm)	=	44 kg/m <sup>2</sup>
	Mortier de pose (2 cm)	=	44 kg/m <sup>2</sup>
	Sable (3 cm)	=	54 kg/m <sup>2</sup>
	Isolation phonique (4 cm)	=	16 kg/m <sup>2</sup>
	Dalle pleine (20 cm)	=	500 kg/m <sup>2</sup>
	Enduit et plâtre (1 cm)	=	14 kg/m <sup>2</sup>
	Cloison	=	75 kg/m <sup>2</sup>
<hr/>			
	G	=	747 kg/m <sup>2</sup>

b)	P	=	500 kg/m <sup>2</sup>
----	---	---	-----------------------

Chapitre I

C A L C U L D E S E L E M E N T S

- A C R O T E R E S
- E S C A L I E R S
- D A L L E S

## ACROTÈRE

### - DIMENSIONNEMENT

Épaisseur  $e = 10 \text{ cm}$  .  
Hauteur  $h = 50 \text{ cm}$  . (100cm) .  
Largeur  $b = 100 \text{ cm}$  .

- Le calcul se fait par mètre linéaire d'acrotère .
- L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher .
- La section dangereuse est celle de l'encastrement .

### - CHARGES ET SURCHARGES

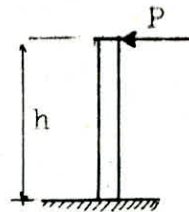
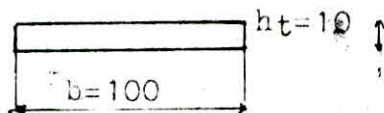
Poids propre : (1)  $0,5 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 2500 = 125 \text{ kg/ml}$  .  
(2)  $1 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/ml}$  .

Surcharge due à la main courante :  $S = 100 \text{ kg/ml}$  .

En tenant compte de la pondération  $P = 1,2 S = 120 \text{ kg/ml}$  .

Le calcul se fait pour une section rectangulaire soumise à la flexion composée .

### - SCHEMA STATIQUE



Le moment produit à l'encastrement est :  $M_1 = 120 \cdot 0,5 = 60 \text{ kg.m/ml}$   
 $M_2 = 120 \cdot 1 = 120 \text{ kg.m/ml}$

L'effort normal dû au poids propre est  $P_1 = 125 \text{ kg/ml}$  .  
 $P_2 = 250 \text{ kg/ml}$  .

### - CALCUL DE L'EXTREMCITE

$e = \frac{M}{N}$   $e_1 = \frac{(60 \cdot 10^2) / 125}{250} = 48 \text{ cm}$   $e_2 = \frac{(120 \cdot 10^2) / 250}{250} = 48 \text{ cm}$   $h_t / 6 = 10 / 6 = 1,67 \text{ cm}$  .

La section est partiellement comprimée

Le calcul se fait en flexion simple sous l'effet du moment fictif

$\mathcal{M}$  = moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues .

$\mathcal{M}_1 = 125 \cdot (48 + (10/2 - 2)) = 63,75 \text{ kg.m/ml}$  .

$\mathcal{M}_2 = 250 \cdot (48 + (10/2 - 2)) = 127,5 \text{ kg.m/ml}$  .

(1)  $\mu = 15 M / \sigma_a \cdot b \cdot h^2 = 15 \cdot 63,75 \cdot 10^2 / 2800 \cdot 100 \cdot 8^2 = 0,0053$   
 $K = 136$  ;  $\epsilon = 0,9669$

$A_1 = M / \sigma_a \cdot h = 63,75 \cdot 10^2 / 2800 \cdot 8 \cdot 0,9669 = 0,294 \text{ cm}^2$  .

$A = A_1 - N / \sigma_a = 0,294 - 125 / 2800 = 0,25 \text{ cm}^2$

(2)  $\mu = 0,0106$  ;  $K = 93,5$  ;  $\epsilon = 0,9539$

$A_1 = 0,597 \text{ cm}^2$  ;  $A = 0,507 \text{ cm}^2$

On adopte une section minimale d'armatures imposée par la condition de non fragilité .

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{cn}$$

$$(1) \quad A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 5,9 / 4200 = 0,77 \text{ cm}^2$$

(2)

Soit 5T 6/ml ( 1,41 cm<sup>2</sup> ) .

On prévoit 5 T 6 /ml pour les armatures de repartition .

- VERIFICATION A LA FISSURATION ( CCBA 68 . art 49 )

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2.2.100} \equiv \frac{1,41}{2.2.100} = 3,53 \cdot 10^{-3}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad : \text{ fissuration non nuisible .}$$

$$\gamma = 1,6 \quad : \text{ armatures de H.A}$$

$$\emptyset = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = K \frac{t}{\emptyset} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1363 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \gamma \cdot \sigma_b}{\emptyset}} = 3687 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a < \max ( \sigma_1 , \sigma_2 ) .$$

- VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT ( CCBA 68 . art 35.32 )

$$A \cdot \sigma_a \geq T + M/z$$

$$(1) \quad T + M/z = 120 - (60 / (7/8) \cdot 8) \cdot 10^2 < 0$$

$$(2) \quad T + M/z = 120 - (120 / (7/8) \cdot 8) \cdot 10^2 < 0$$

Il n'est pas nécessaire d'utiliser des armatures inferieures pour reprendre les efforts tranchants .

## ESCALIERS

### - INTRODUCTION

- Nos escaliers sont à (paillasse à palier) .
- Les éléments résistants sont les portiques et la poutre palière .

- DIMENSIONNEMENT Relation de Blondel :  $60 \leq g + 2h \leq 64$

g : largeur d'une marche .  
h : hauteur d'une contre marche .  
n : nombre de contre marche .  
H : hauteur d'une volée .  
e : épaisseur de la paillasse et du palier  
 $1/30 \leq e \leq 1/20$  .

- CHARGES ET SURCHARGES: par mètre de projection horizontale et par mètre d'embranchement , les marches sont considérées comme charges uniformément réparties sur la paillasse .

- MODE DE SOLLICITATION : Flexion composée , pour faciliter le calcul : Flexion simple .

A ) Escalier de la salle de projection :  
g = 30 cm , h = 17 cm , n = 16 marches , e = 20 cm .

#### A-1 ) Paillasse

##### Charges permanentes:

Poids propre paillasse : 0,612 t/ml .  
poids propre des marches : 0,187 t/ml .  
revêtement : 0,10 t/ml .  
garde corps : 0,30 t/ml .

$$G = 1,2 \text{ t/ml}$$
$$P = 0,4 \text{ t/ml}$$

##### Surcharges

$$q_1 = G + 1,2 P = 1,68 \text{ t/ml}$$

A-2 ) Palier  $q_2 = 0,95 \text{ t/ml}$

##### a) Calcul des efforts

$$R_a = 2,14 \text{ t} \uparrow , R_b = 3,20 \text{ t} \uparrow$$

$$M_{\max}(1,788) = 1,92 \text{ t.m} , T = 0$$

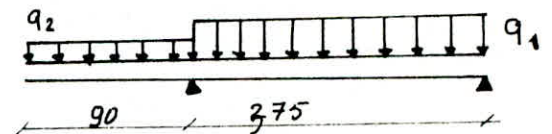
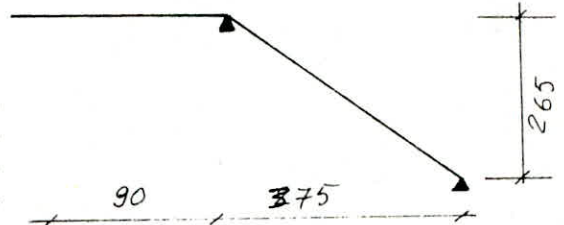
$$M(3,75) = -0,39 \text{ t.m} , T_{\max}(3,75) = 0,85 \text{ t}$$

b) Ferraillage (on tient compte de semi-encastrement aux extrémités)

- En travée  $M_t = 0,85 M_{\max} = 1,63 \text{ t.m}$  , b = 100 cm , h = 17 cm

(Pierre Charron) :  $\mu = 0,0302$  , K = 51,5 ,  $\xi = 0,9248$  ,  $\sigma'_b = 54,4 \text{ kg/cm}^2$   
A = 3,702 cm<sup>2</sup> soit 8 T 10 (6,28 cm<sup>2</sup>) .

- Aux appuis :  $M_a = 0,4 M_{\max} = 0,767 \text{ t.m}$  , A = 6 T 10 = (4,71 cm<sup>2</sup>) .



- Armatures de repartition  $A_r = A/4 = 1,6 \text{ cm}^2 = (4 \times T8 = 2,01 \text{ cm}^2)$

c) Verifications

c-1 Contraintes en travée: (Pierre Charron)  $\bar{\omega} = 100 \cdot A/b \cdot h = 0,3694$

$\varepsilon = 0,9064$  ,  $K = 38,4$  ,  $\sigma_a = M/A \cdot \varepsilon \cdot h = 1648,5 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\sigma'_b = 44 \text{ kg/cm}^2$ .

c-2 Contraintes aux appuis  $\bar{\omega} = 0,277$  ;  $\varepsilon = 0,9167$  ;  $K = 45$   
 $\sigma_a = 1045 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_b = 23,22 \text{ kg/cm}^2$ .

Nota : nos contraintes sont inferieures à celles admissibles .

c-3 Non fragilité

$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 1,65 \text{ cm}^2$  (vérifié) .

c-4 Flèche .  $A/b \cdot h \leq 43/\sigma_{en}$   $6,28/1700 \leq 43/4200$  (vérifié)  
    .  $h_t/1 > M_t/20 M_0$  (vérifié)

c-5 Effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$
$$A \cdot \bar{\sigma}_a > 2,355 \cdot 10^3 - 0,767 \cdot 10^5 / 14,88 < 0$$

(vérifié)

- Les armatures inferieures ne sont pas nécessaires .

c-6 Fissuration  $\omega = A/2bd = 0,0157$  ;  $K = 1,5 \cdot 10^6$  ;  $\eta = 1,6$

$\sigma_1 = 3256,7 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2237 \text{ kg/cm}^2$

Il n'y a pas de risque de fissuration .

c-7 Armatures transversales  $\bar{\sigma}_b = T_{max} / b \cdot z = 1,583 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  ; Armatures transversales unitiles .

A-3) Poutre palière

a) Dimensionnement :  $h_t = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$

b) Charges et surchargés poids de la poutre  $0,2 \text{ t/ml}$  , Réaction due à la paillasse :  $3,20 \text{ t/ml}$  .

c) Efforts :  $M_t = 0,85 M_0 = 5,22 \text{ t.m}$  ;  $M_a = 0,4 M_0 = 2,46 \text{ t.m}$

d) Ferraillage: ( même methode que précédement )

d-1) travée  $4 \text{ T } 14 = ( 6,15 \text{ cm}^2 )$

d-2) appuis  $4 \text{ T } 14 = ( 6,15 \text{ cm}^2 )$

e) Verifications ( même marche que précédement )

e-1 Contraintes en travée:  $\sigma_a = 2716,3 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_b = 118 \text{ kg/cm}^2$

e-2 Contraintes aux appuis  $\sigma_a = 1280 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_b = 56 \text{ kg/cm}^2$

Nota : Nos contraintes sont vérifiées

e-3 Effort tranchant:  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$  (vérifiées) ,  $T + M/z < 0$

- Les armatures inferieures ne sont pas nécessaires .

- e-4 Flèche : e41)  $h_t/1 \geq 0,85 \cdot M_0/10$ .  $M_0$  vérifié  
 e42)  $h_t/I \geq 1/16$  vérifié  
 e43)  $A/b \cdot h \leq 43/\sqrt{\sigma_{en}}$  vérifié

- Le calcul de flèche est inutile .

e-5 Fissuration: pas des risques de fissuration .

e-6 Armatures transversales:  $Z_b = 10,27 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ ,  $Z_b = 3,5 \sigma_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

SOIT UN CADRE  $\emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$   
 $\sigma_a = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ ,  $\rho_{at} = 1 - 10,27/9,5,9 = 0,8066$ ,  $\sigma_{at} = 3387,7 \text{ kg/cm}^2$

CCBA.68

$$t_{\max} = \max \left( 0,2 h = 7 \text{ cm} ; 1 - 0,3 \frac{Z_b}{\sigma_b} \right) \cdot h = 17,2 \text{ cm}$$

$$t = A_t \cdot z \cdot \sigma_{at} / T = 40,8 \text{ cm}$$

R.P.A zone nodale  $t = 8 \text{ cm}$   
 zone courante  $t = 18 \text{ cm}$

Nous admettons  $t = 8 \text{ cm}$  zone nodale  
 $t = 15 \text{ cm}$  zone courante .

B ) Escalier du bloc ( GARDE MOBILE )

$g = 26 \text{ cm}$ ,  $h = 17 \text{ cm}$ ,  $n = 9$  marches,  $e = 20 \text{ cm}$  .

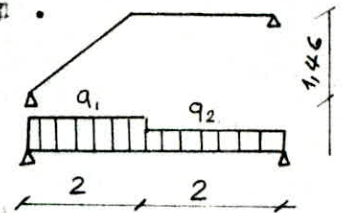
B-1) Paillasse  $q_1 = G + 1,2 P = 1,65 \text{ t/ml}$

B-2) Palier :  $q_2 = 1,35 \text{ t/ml}$

a) Effort :  $R_a = 2,85 \text{ t}$  ;  $R_b = 3,15 \text{ t}$

$M_t = 0,85 M_0 = 12,56 \text{ t.m}$

$M_a = 10,91 \text{ t.m}$



b) Ferrailage : (même marche que précédemment )

travée:  $A = 6,7 \cdot 12 = 6,78 \text{ cm}^2$

Appuis:  $A = 6,7 \cdot 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

c) Cotraines :

1) En travée:  $\sigma_a = 2313 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 74 \text{ kg/cm}^2$  .

2) Aux appuis:  $\sigma_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 41 \text{ kg/cm}^2$  .

(  $\sigma_a, \sigma_b$  ) < (  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$  )

c3) Non fragilité: les conditions sont vérifiées ;  $A > 1,65 \text{ cm}^2$

c4) Flèche : inutile de calculer la flèche ( voir escalier S.P)

c5) Effort tranchant :

$T \pm M/z = - 2577 < A \cdot \bar{\sigma}_a$  armatures inférieures au niveau des appuis ne sont pas nécessaires .

c6) Fissuration: pas de risque de fissuration ( voir escalier S.P)

c7) Armatures transversales:  $Z_b < \bar{Z}_b$  Armatures transversales inutil.



B-3) Poutre palière

a) Dimensionnement:  $h_t = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

b) Charges et surcharges: poids de la poutre  $0,3 \text{ t/ml}$   
 Réaction due à la paillasse et palier  $2,45 \text{ t/ml}$

c) Efforts:  $M_t = 0,85 M_0 = 7,2 \text{ t.m}$ ;  $M_a = 2,55 \text{ t.m}$

d) Ferraillages: (même méthode que précédemment)

d-1) travée:  $6 \text{ } \pi 14$  ( $9,23 \text{ cm}^2$ )  
 d-2) appuis:  $3 \text{ } \pi 14$  ( $4,62 \text{ cm}^2$ )

e) Verifications: (même marche que précédemment)

e-1) contraintes en travée:  $\sigma_a = 2792 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 118 \text{ kg/cm}^2$

e-2) Contraintes aux appuis:  $\sigma_a = 1918 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 78 \text{ kg/cm}^2$   
 nos contraintes sont vérifiées

e-3) Effort tranchants:

LES armatures inférieures ne sont pas nécessaires (voir S.P)

e-4) Flèche: inutile de calculer la flèche (voir précédemment)

e-5) Fissuration: pas des risques de fissuration

e-6) Armatures transversales  $\bar{\sigma}_b = 8,75 \text{ kg/cm}^2$ .

$\sigma'_b < \bar{\sigma}_b$ ,  $\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$   
 soit un cadre, 4étrier  $\pi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

zone nodale  $t = 10 \text{ cm}$ .

zone courante  $t = 20 \text{ cm}$ .

B-4) Palier: Le palier sera calculé comme une dalle semi-encastree sur son pourtour

a)  $q = G + 1,2 P = 1,4 \text{ t/ml}$

b) Efforts:  $\rho = l_x/l_y = 0,5 > 0,4$  la dalle porte dans les deux sens

$\rho_x = l_x/l_y = 0,5$  | Pigeaud |  $M_1 = 0,047 \text{ t.m/ml}$  |  $P = q \cdot \Omega = 1,4 \cdot 2,4 = 11,2 \text{ t}$   
 $\rho_y = l_y/l_x = 2$  |  $M_2 = 0,009 \text{ t.m/ml}$

dans le sens  $l_x$   $M_{tx} = 0,85 (M_1 + 0,15 M_2) = 0,46 \text{ t.m/ml}$   
 $M_{ax} = 0,30 (M_1 + 0,15 M_2) = 0,162 \text{ t.m/ml}$

dans le sens  $l_y$   $M_{ty} = 0,85 (M_2 + 0,15 M_1) = 0,153 \text{ t.m/ml}$   
 $M_{ay} = 0,30 (M_2 + 0,15 M_1) = 0,054 \text{ t.m/ml}$

$T = q \cdot l_x \cdot l_y / (2l_x + l_y) = 1,4 \text{ t}$

c) Ferraillage: (méthode de charron)  $A = 0,95 \text{ cm}^2$

suyant  $l_x$   $A = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

suyant  $l_y$   $A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

notre ferraillage résulte de la condition de non fragilité.

$A_{x,y} \geq b \cdot h(x,y)^{3/2} \cdot \left[ \frac{(2-\rho)x}{(1+\rho)y} \right] \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} (h_t/h)^2$

d) Verifications - contraintes vérifiées

- effort tranchant: les lits inférieures aux niveau de l'appui ne sont pas nécessaires

### B-5) Poteaux portant la poutre palière

Dimensions 25-25 cm, ferraillé avec pourcentage minimale .

Soit  $A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

Armatures transversales seront constitués des T8 seront espacées de 10 cm dans zone nodale et 15 cm dans zone courante .

### --- DALLE ---

#### Généralités

Une dalle est une plaque pouvant reposer sur 2, 3 ou 4 appuis avec ou sans continuité .

Son épaisseur est une fonction des condition d'utilisation et de vérifications à la résistance .

En effet , la déformation due aux revêtements fragiles ou de cloisons non demontables conduit au rapports

$$\frac{h \text{ totale}}{\text{portée entre d'appui}} = \left| \begin{array}{l} 1/30 \text{ à } 1/35 \text{ dalle sur 2 appuis} \\ 1/40 \text{ à } 1/50 \text{ dalle sur 4 appuis} \end{array} \right.$$

#### Méthodes de calcul

- Méthode élastique et méthodes des lignes de ruptures de Johansen

1) Méthodes élastiques: ( charges réparties , dalle et coques TIMOSHENKO ) , ( charges localisées - PIGEAUD )

On procède en deux étapes : On étudie la dalle supposée sur ses côtés simplement et on estime la part du moment à placer sur les appuis continus en travée .

- SI  $l_x/l_y < 0,4$  ;  $l_x/l_y > 2,5$  : ( ch.u.reparties) la dalle fonctionne sur deux côtés, alors les moments dans le sens secondaire tendent vers 0

- Les dalles de grande longueur seront étudiée dans un seul sens ( méthodes des poutres ) et dans l'autre sens on dispose un ferrailage forfaitaire .

- Les résultats des calculs élastiques des dalles appuyées sur 4 côtés sont données par les formules approchées suivantes :

- Moment de flexion

$$\begin{array}{l} M_x = (pl_y^2 / 8) \cdot (1/K) \\ M_y = (pl_x^2 / 8) \cdot (1/K) \end{array} \quad \left| \quad K = 1 + (l_x/l_y)^2 + (l_y/l_x)^2 \right.$$

- Effort tranchant :

$$T_x = (pl_x \cdot l_y^4) / 2(l_y^4 + l_x^4) , T_y = (ply \cdot l_x^4) / 2(l_x^4 + l_y^4)$$

2) Méthodes des lignes de rupture:

Avant la rupture , la dalle se trouve séparée en zones limitées par des fissures...ouvertes vers le haut ou vers le bas .

L'équilibre de chaque zone est alors assuré par les aciers traversants les fissures .

On étudie toutes les fissurations possibles à fin de retenir le cas de chargement le plus défavorables .

Cette méthode est conseillée surtout pour les dalles perturbées par des trémiés importantes dont le contour et les dispositions d'appuis particuliers .

- Calcul des dalles

Dalle " T.G.M " 3,7 - 3,7 ; " C.S " 3,6 - 5,7

Plancher terrasse

- Dalle pleine 20 cm (P.P)  $500 \text{ kg/m}^2$
- étanchéité  $450 \text{ kg/m}^2$
- $G = 950 \text{ kg/m}^2$
- Surcharges d'exploitation  $S = 100 \text{ kg/m}^2$
- $P = G + 1,2 S = 1070 \text{ kg/m}^2$

Plancher courante

- Dalle pleine 20 cm (P.P)  $500 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement + carlage  $250 \text{ kg/m}^2$
- $G = 750 \text{ kg/m}^2$
- Surcharges d'exploitation  $S = 500 \text{ kg/m}^2$
- $p = G + 1,2 S = 1350 \text{ kg/m}^2$

Dalle "TOUR " 2,6 - 2,6

Plancher terrasse

$$G = 870 \text{ kg/m}^2$$
$$S = 500 \text{ kg/m}^2$$
$$P = G + 1,5 S = 1570 \text{ kg/m}^2$$

Plancher courante

$$G = 500 \text{ kg/m}^2$$
$$S = 500 \text{ kg/m}^2$$
$$P = G + 1,5 S = 1250 \text{ kg/m}^2$$

Dalle " T.G.M "

- $K = 3$
- Moment au centre de la dalle

$$M_x = M_y = P.l^2/8K =$$

plancher terrasse

$$M_x = M_y = 0,61 \text{ t.m}$$
$$M_t = 0,85 M^o = 0,52 \text{ t.m} \quad M_a = 0,5 M_o = 0,31 \text{ t.m}$$
$$h_x = 17,5 \text{ cm} ; h_y = 16,5 \text{ cm}$$

a) Sens X-X  $M = 0,0092 ; \varepsilon = 0,9569 ; K = 101$

$$A_{tx} = 1,12 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$$

Appuis

$$M = 0,0054 ; \varepsilon = 0,9664 ; K = 134$$

$$A_{ax} = 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$$

b) Sens Y-Y

Travée  $M = 0,0104 ; \varepsilon = 0,9543 ; K = 94,5 ; A = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ } 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$

Plancher courante  $M_x = M_y = 0,77 \text{ t.m}$

$M_t = 0,85 M_o = 0,66 \text{ t.m}$  ;  $M_a = 0,5 M_o = 0,39 \text{ t.m}$

$h_x = 17,5 \text{ cm}$  ;  $h_y = 16,5 \text{ cm}$

a) Travée

Sens X-X :  $M = 0,0116$  ;  $\varepsilon = 0,9519$  ;  $K = 89$  ;  $A = 1,42 \text{ cm}^2$   
Sens Y-Y :  $M = 0,0130$  ;  $\varepsilon = 0,9492$  ;  $K = 83,5$  ;  $A = 1,52 \text{ cm}^2$

b) Appuis :  $M = 0,0068$  ;  $\varepsilon = 0,9627$  ;  $K = 119$  ;  $A = 0,83 \text{ cm}^2$

Soit 3T10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Dalle " C.S "

$K = 3,9$

Plancher terrasse:  $M_y = 0,444 \text{ t.m}$  ;  $M_x = 1,11 \text{ T.M}$

Travée X-X  $M_t = 0,95$   $A = 2,07 \text{ cm}^2$  3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Y-Y  $M_t = 0,38$   $A = 0,83 \text{ cm}^2$  3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Appuis  $M_a = 0,555 \text{ t.m}$   $A = 1,20 \text{ cm}^2$  3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Plancher courante  $M_x = 1,4 \text{ t.m}$   $M_y = 0,56 \text{ t.m}$

a) Travée X-X  $M_t = 1,2 \text{ t.m}$   $A = 2,63 \text{ cm}^2$  4 T 10 (3,14 cm<sup>2</sup>)

Y-Y  $M_t = 0,47 \text{ t.m}$   $A = 1,02 \text{ cm}^2$  3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

b) Appuis  $M_a = 0,7 \text{ t.m}$   $A = 1,52 \text{ cm}^2$  3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Dalle " TOUR "

$K = 3$

Plancher terrasse :  $M_x = M_y = 0,44 \text{ t.m}$

a) travée  $M_t = 0,38 \text{ t.m}$

X-X  $A = 0,80 \text{ cm}^2$

Y-Y  $A = 0,86 \text{ cm}^2$

b) Appuis  $M_a = 0,22 \text{ t.m}$   $A = 0,48 \text{ cm}^2$

soit 3 T 10 (2,35 cm<sup>2</sup>)

Plancher courante  $M_o = 0,36 \text{ t.m}$   $A = 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$

Verifications

1) Non fragilité

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sqrt{en}$

suisant X-X  $A \geq 1,69 \text{ cm}^2$

suisant Y-Y  $A \geq 1,6 \text{ cm}^2$

2) Contraintes

Vérifiées

	dalle	K/tour	K/T.G	K/C.S	b/tour	b/T.G	b/C.S
X-X	terrasse	120	101	72,5	23,3	27,7	38,6
	courante	137	89	63,5	20,4	31,5	44,1
Y-Y	terrasse	113	94,5	103,5	24,8	29,6	27
	courante	128	83,5	119	21,9	33,5	23,5

3) Arret des barres d'appuis

$$l_d = \emptyset \cdot \sigma_a / 4 \sigma_d ; \bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \cdot \sigma_B = 22,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 316,4 \text{ mm} = 32 \text{ cm}$$

T.G.M

$$l_x/5 = l_y/5 = 0,74 \text{ m} \quad l_d = \max( l_x/5, l_y/5 ) = 0,75 \text{ m}$$

C.S

$$l_x/5 = 0,72 \text{ m}$$

X-X

$$l_d = 0,72 \text{ m}$$

$$l_y/5 = 1,14 \text{ m}$$

Y-Y

$$l_d = 1,14 \text{ m}$$

TOUR

$$l_x/5 = l_y/5 = 0,52$$

$$l_d = 0,52 \text{ m}$$

4) Effort tranchant

T.G.M  $\Omega = 3,7 \cdot 3,7 = 13,69 \text{ m}^2 \quad P = p \cdot \Omega$

Terrasse  $P = 13,69 \cdot 1,07 = 14,65 \text{ t}$

$$T_x = T_y = P/3l_y = 1,52 \text{ t}$$

$$2b = 0,85 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Armatures transversales sont inutiles

(même marche pour toutes les dalles pas d'armatures transversales)

5) Aux appuis

$$A \cdot \sigma_a \geq T \quad ; \quad A \cdot \sigma_a = 2,35 \cdot 2800 = 6580 \text{ kg} > T$$

6) Ancrage des barres

$$\sigma_a = T/A = 1320/2,35 = 561,7 \text{ kg/cm}^2$$

Un crochet normal suffira pour l'ancrage des barres aux appuis.

Sa résistance à sa naissance est  $2800/2 = 1400 \text{ kg/cm}^2 > 561,7 \text{ kg/cm}^2$ .

7) REMARQUE : Pour le plancher incliné du culoir de T.G.M, nous adoptons, même ferrailage que le plancher courant.

Chapitre II

B L O C S :

- C E N T R E S A N I T A I R E (C.S)

- T R A F I C S & G A R D E S M O B I L E S  
(T.G.M)

--- ETUDE SISMIQUE --- (Bloc T.G.M ; C.S) ---

A-) Masses soumises à l'action sismique (W = G + P/5):

Bloc T.G.M

Niveau plancher terrasse  $S = 16.24 = 384 \text{ m}^2$

C.P

- Plancher  $0,944 \cdot 384 = 362,5 \text{ t}$
- Acrotère  $0,5 \cdot 1 \cdot 40 \cdot 2,5 = 5 \text{ t}$
- Poutre Lon  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 88,5 \cdot 2,5 = 26,64 \text{ t}$
- Poutre Tra  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 103,6 \cdot 2,5 = 31,08 \text{ t}$
- 1/2 poteaux  $1/2 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 35 \cdot 2,5 = 14,57 \text{ t}$

$G = 439,8 \text{ t}$

Surcharges d'exploitations  $0,1 \cdot 384 = P = 38,4 \text{ t}$

$W = G + P/5 = 447,5 \text{ t}$

Niveau etage  $S = 384 \text{ m}^2$

C.P

- Plancher:  $0,75 \cdot 384 = 288 \text{ t}$
- Poutre L:  $= 26,64 \text{ t}$
- Poutre T:  $= 31,08 \text{ t}$
- Mur ext:  $3,5 \cdot 0,3 \cdot 40 \cdot 0,395 = 16,6 \text{ t}$
- Cloisons:  $0,075 \cdot 384 = 28,8 \text{ t}$
- Charge d'escalier  $= 4 \text{ t}$

$G = 425,3 \text{ t}$

Surcharges d'exploitations  $P=0,5 \cdot 384 = 192 \text{ t}$

$W = 463,7 \text{ t}$

Niveau	Bloc T.G.M	Bloc C.S
2 (7,94)	447,5 t	222 t
1 (4,24)	463,7 t	301,5 t

B-) Efforts sismiques verticaux W = G + P/5

Bloc T.G.M

a) Portique LONG

- Niveau 2  $S = 54,71 \text{ m}^2$

- Plancher :  $0,944 \cdot 54,71 = 51,65 \text{ t}$
- Acrotère :  $0,5 \cdot 0,1 \cdot 24 \cdot 2,5 = 3 \text{ t}$
- Poutre L :  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 24 \cdot 2,5 = 7,2 \text{ t}$
- Poutre T :  $(0,33 \cdot 3,7 \cdot 2) \cdot 0,3 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 7 = 5,17 \text{ t}$
- 1/2 poteau :  $1/2 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 7 \cdot 3,7 \cdot 2,5 = 2,92 \text{ t}$

$G = 69,93 \text{ t}$

$= 5,47 \text{ t}$

$P = 0,1 \cdot 54,71$

$W = G + P/5 = 71,03 \text{ t}$

- Niveau 1

- Plancher : = 40,87t
- POutre Long : = 7,2 t
- Poutre Tran : = 2,07t
- Poteaux : = 6,26t
- Cloison : = 4,1 t
- Escalier : = 2 t
- Mur ext : = 9,96t

G = 72,46t

P = 0,5 . 54,71 ; P = 27,36t

W = 77,93 t

ELOC	Niveau	SOL	T.G.M		C.S	
			LONG	TRANS	LONG	TRANS
2	G		69,93	47,00	40,20	21,90
	P		5,47	3,65	2,27	1,6
	W		71,03	47,73	40,60	22,20
1	G		72,46	50,82	59,30	26,30
	P		27,36	18,23	11,35	8,00
	W		77,93	54,46	61,60	27,90

C-) Determination des coefficients sismiques ( P.S.-.69; art 3112)

a) Coefficient d'intensité  $\alpha$  :

Il depend de l'intensité nominale pour laquelle doit être établie projet . Dans notre cas  $\alpha = 1,5$  ( Zone II , U . de Protection civile)

b) Coefficient de réponse  $\beta$  :

Il caracterise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence ; amortissement moyen contreventement en ossature en béton armé .

$$T = 0,09 \cdot H / \sqrt{L_u} \quad ; \quad \beta = 0,085 / \sqrt[3]{T}$$

Sens longitudinal

Bloc T.G.M	$T_L = 0,146 \text{ s}$	;	$\beta_L = 0,161$	$\beta_L = 0,13$
Bloc C.S	$T_L = 0,142 \text{ s}$	;	$\beta_L = 0,163$	

Sens transversal

Bloc T.G.M	$T_1 = 0,179 \text{ s}$	;	$\beta_1 = 0,15$	$\rightarrow \beta_1 = 0,13$
Bloc C.S	$T_1 = 0,306 \text{ s}$	;	$\beta_1 = 0,126$	

c) Coefficient de distribution  $\gamma$  :

Il depend de la structure et caracterise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte .

$$\gamma_r = 3r / (2n+1)$$

Bloc T.G.M	$\gamma_2 = 1,2$	;	$\gamma_1 = 0,6$
Bloc C.S	$\gamma_2 = 1,2$	;	$\gamma_1 = 0,6$



d) Coefficient de foudation  $\delta$ :

$\delta = 1,15$  ; semelles superficielles ; sol à consistance moyenne.

Calcul des efforts sismiques aux différents niveaux  $F = \sigma \cdot W$

Bloc T.G.M  $\sigma_L = \sigma_1 = 1,5 \cdot 0,13 \cdot 1,15 \cdot \gamma_r = 0,224 \gamma_r$

Bloc C.S  $\sigma_L = 1,5 \cdot 0,13 \cdot 1,15 \cdot \gamma_r = 0,224 \gamma_r$

$\sigma_1 = 1,5 \cdot 0,126 \cdot 1,15 \cdot \gamma_r = 0,217 \gamma_r$

Détermination des efforts horizontal à chaque niveau :

Bloc	Niv	W	$\sigma_L$	$\sigma_1$	$F_{HL}$	$F_{HL}$	$S_{Hv}$	$S_{Hu}$
T.G.M	2	447,5	0,2691	0,269	120,42	120,42	24,084	17,203
	1	463,7	0,1345	0,134	62,39	62,39	12,48	8,914
C.S	2	222	0,27	0,261	59,94	57,94	29,97	7,24
	1	301,5	0,135	0,13	40,7	39,2	20,35	4,9

Détermination des Charges verticales sur chaque portique

Comme  $\alpha > 1 \Rightarrow \sigma_v = \sigma_h / \sqrt{\alpha}$

Tableau récapitulatif  $G, \sigma_v, W, P, F_v$

Bloc	Sens	Niv	$\sigma_v$	W	$F_v(t)$	$F_v(t/m)$	$G(t/m)$	$P(t/m)$
T.G.M	LONG	2	0,2197	71,03	13,41	0,5587	2,914	0,228
		1	0,1099	77,93	8,561	0,3567	3,019	0,134
	TRANS	2	0,2197	47,73	10,487	0,6554	2,9375	0,228
		1	0,1099	54,46	5,983	0,374	3,176	1,1397
C.S	LONG	2	0,22	40,6	8,932	0,32	1,436	0,081
		1	0,11	61,6	6,776	0,24	2,118	0,405
	TRANS	2	0,213	22,2	4,73	0,79	3,65	0,27
		1	0,106	27,9	2,96	0,49	4,38	1,33

--- ETUDE DE LA TORSION ---

Les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan peuvent être sollicitées par des efforts dus à la torsion, notamment les bâtiments présentant une dissymétrie dans leur ossature, et  $\eta > 2,5$  tel que  $\eta = L/l$

NOTA: C.T.C. impose une excentricité de 5% de la plus grande dimension de la résultante des efforts horizontales par rapport au centre de torsion.

Effet d'un couple de torsion unitaire d'axe vertical passe par T /

L'effet d'un couple de torsion d'axe vertical passant par T se réduit à une rotation du plancher autour de T, il en résulte que le déplacement subi par la tête du poteau de coordonnées (X,Y) a pour composantes  $K_x, K_y$

- $I_x$  (resp  $I_y$ ) = Moment d'inertie du poteau (x,y) / un axe //Tx (resp Ty)
- K = coef de proportionalité
- Action horizontales sont  $K \cdot I_y \cdot y$  (suivant X),  $K \cdot I_x \cdot x$  (suivant Y)
- Les moments / T seront  $K \cdot I_y \cdot y^2$  et  $K \cdot I_x \cdot x^2$
- Le moment total = 1 pour  $K = 1 / (I_x \cdot x^2 + I_y \cdot y^2)$

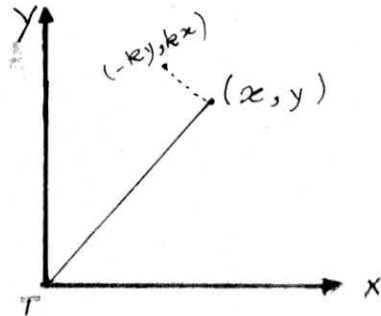
BLOC T.G.M

$$l = 24/16 = 1,5 < 2,5$$

e = max ( 5% de 24, e théorique)

$$e \text{ théorique} = \frac{1}{20} ( + ) ( L_y + d )$$

$$e = \max ( 1,2 \text{ m} ; 0 ) = 1,2 \text{ m}$$



BLOC C.S

$$l = 28/6 = 4,67 > 2,5 \Rightarrow e = 5\% L = 5 \cdot 28/100 = 1,4 \text{ m}$$

Poteau	x	y	$I_x = I_y$	$x^2 \cdot I_x$	$y^2 \cdot I_y$	$x \cdot I_x$	$y \cdot I_y$	F/OX	F/OY
A-1	-15,4	1,6	6,75	1600,83	17,28	-103,95	10,8	1,022	9,84
B-1	-11,4	-	=	877,23	-	-76,95	-	-	7,28
C-1	-7,4	-	=	369,63	-	-49,95	-	-	4,73
D-1	-3,4	-	=	78,03	-	-22,95	-	-	2,17
E-1	0,6	-	=	2,43	-	4,05	-	-	0,38
F-1	4,6	-	=	142,83	-	31,05	-	-	2,94
G-1	8,6	-	=	499,23	-	58,05	-	-	5,49
H-1	12,6	-	=	1071,63	-	85,05	-	-	8,05
A-2	-15,4	-4,6	-	1600,83	142,83	-103,95	-31,05	2,94	9,84
B-2	-11,4	-	-	877,23	-	-76,95	-	-	7,28
C-2	-7,4	-	-	369,63	-	-49,95	-	-	4,73
D-2	-3,4	-	=	78,03	-	-22,95	-	-	2,17
E-2	0,6	-	=	2,43	-	4,05	-	-	0,38
F-2	4,6	-	-	142,83	-	31,05	-	-	2,94
G-2	8,6	-	-	499,23	-	58,05	-	-	5,49
H-2	12,6	-	-	1071,63	-	85,05	-	-	8,05
$\Sigma$				9283,68	1280,88				

$$J = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2 = 10564,56 \cdot 10^{-4}$$

$$K = 1/J = 0,946561$$

Poteau	x	y	$I_x = I_y$	$x \cdot I_x$	$y \cdot I_y$	$x^2 \cdot I_x$	$y^2 \cdot I_y$	$x \cdot KI_x$	$y \cdot KI_y$
A-1	-13,2	9,2	6,75	-89,1	62,1	1176,12	571,32	38,141	26,583
A-2	-9,2	-	-	-62,1	-	571,32	-	26,583	-
A-3	-5,2	-	-	-35,1	-	182,52	-	15,025	-
A-4	-1,2	-	-	-8,1	-	9,72	-	3,467	-
A-5	2,8	-	-	18,9	-	52,92	-	8,09	-
A-6	6,8	-	-	45,9	-	312,12	-	19,65	-
A-7	10,8	-	-	72,9	-	787,32	-	31,206	-
B-1	-13,2	5,2	-	-89,1	35,1	1176,12	182,52	38,141	15,025
B-2	-9,2	-	-	-62,1	-	571,32	-	26,583	-
B-3	-5,2	-	-	-35,1	-	182,52	-	15,025	-
B-4	-1,2	-	-	-8,1	-	9,72	-	3,467	-
B-5	2,8	-	-	18,9	-	52,92	-	8,09	-
B-6	6,8	-	-	45,9	-	312,12	-	19,65	-
B-7	10,8	-	-	72,9	-	787,32	-	31,206	-
C-1	-13,2	1,2	-	-89,1	8,1	1176,12	9,72	38,141	3,467
C-2	-9,2	-	-	-62,1	-	571,32	-	26,583	-
C-3	-5,2	-	-	-35,1	-	182,52	-	15,025	-
C-4	-1,2	-	-	-8,1	-	9,72	-	3,467	-
C-5	2,8	-	-	18,9	-	52,92	-	8,09	-
C-6	6,8	-	-	45,9	-	312,12	-	19,65	-
C-7	10,8	-	-	72,9	-	787,32	-	31,206	-
D-1	-13,2	-2,8	-	-89,1	-18,9	1176,12	52,92	38,141	8,09
D-2	-9,2	-	-	-62,1	-	571,32	-	26,583	-
D-3	-5,2	-	-	-35,1	-	182,52	-	15,025	-
D-4	-1,2	-	-	-8,1	-	9,72	-	3,467	-
D-5	2,8	-	-	18,9	-	52,92	-	8,09	-
D-6	6,8	-	-	45,9	-	312,12	-	19,65	-
D-7	10,8	-	-	72,9	-	787,32	-	31,206	-
E-1	-13,2	-6,8	-	-89,1	-45,9	1176,12	312,12	38,141	19,65
E-2	-9,2	-	-	-62,1	-	571,32	-	26,583	-
E-3	-5,2	-	-	-35,1	-	182,52	-	15,025	-
E-4	-1,2	-	-	-8,1	-	9,72	-	3,467	-
E-5	2,8	-	-	18,9	-	52,92	-	8,09	-
E-6	6,8	-	-	45,9	-	312,12	-	19,65	-
E-7	10,8	-	-	72,9	-	787,32	-	31,206	-

$J = 23300,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; K = 0,42807$

Forces additionnelles à la torsion

BLOC T.G.M - Portique long.  $S_{Tx} = 2,43 \cdot 10^{-3} \cdot M_T$   
 - Portique tran.  $S_{Ty} = 13,29 \cdot 10^{-3} \cdot M_T$

Niv	LONG.		TRANS.	
	II	I	II	I
$M_T$	44,504	74,88	144,504	74,88
$S_{Tx}$	0,351	0,182	1,920	0,995

BLOC C.S - Portique long.  $S_{Tx} = 23,52 \cdot 10^{-3} \cdot M_T$   
 - Portique trans.  $S_{Ty} = 14,56 \cdot 10^{-3} \cdot M_T$

Portique	Long		Trans	
	II	I	II	I
$M_T$	83,916	56,98	81,116	54,88
$S_T$	1,974	1,34	1,181	0,799

Forces horizontales totales agissant sur la superstructure

Portique	T.G.M LONG.		T.G.M TRANS.	
	II	I	II	I
$S_{IH}$	24,084	36,504	17,203	26,117
$S_T$	0,351	0,182	1,920	0,995
$F_H$	24,435	36,746	19,123	27,112
Portique	C.S LONG.		C.S TRANS.	
	II	I	II	I
$S_{IH}$	29,77	20,35	7,24	4,9
$S_T$	1,974	1,34	1,181	0,799
$F_H$	31,74	21,69	8,42	5,7



CALCUL DES PORTIQUES SOUS LES  
EFFORTS HORIZONTAUX

Les sollicitations qui s'exercent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages peuvent, à défaut de calculs plus précis, être évaluées à partir d'hypothèses logiques et simples.

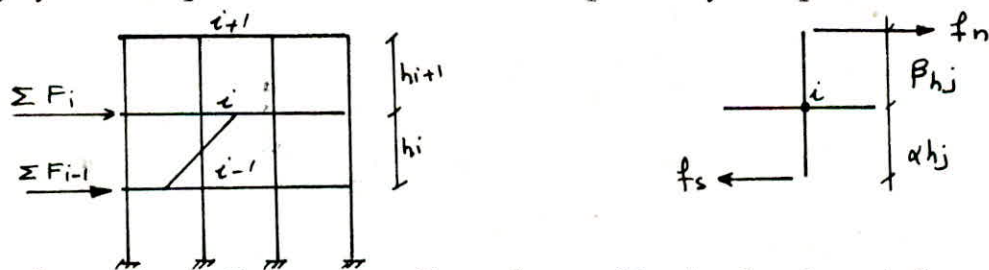
Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au 1/5 de la raideur du poteau le plus raide on peut admettre :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inerties des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8
- Que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau des planchers et articulés aux hauteurs définies par BOWMAN

Le calcul de notre structure sous l'effet des forces horizontales a été fait en utilisant la méthode approchée de BOWMAN qui permet de donner des résultats très proches de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes.

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

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



Appelons  $F_1, F_2, \dots, F_n$ , les efforts horizontales agissant au niveau donné j EST :

$$\Sigma F_j = F_j + F_{j+1} + \dots + F_{j+n}$$

$\Sigma F_j$  : force cumulée au niveau j.

Les forces reprises par les différents poteaux du niveau sont alors

$$f_{i,n} = \frac{\Sigma F_i \cdot 0,8 I}{0,8(I+I) + I + \dots + I} \quad ; \quad \text{pour un poteau de rive .}$$

$$f_i = \frac{\Sigma F_i \cdot I}{0,8(I+I) + I + \dots + I} \quad ; \quad \text{pour un poteau intermédiaire .}$$

## 1- MOMENTS FLECHISSANTS :

a/ Dans les poutres La répartition des moments des travées sera effectuée proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du noeud considéré .

Les moments dans les poutres doivent équilibrer ceux du poteau appartenant à ce noeud .

- au droit d'un noeud intermédiaire :

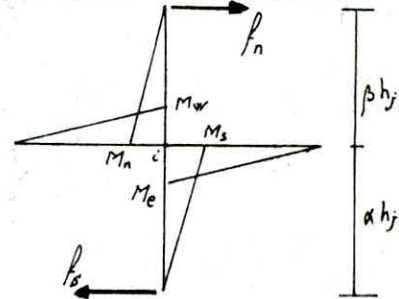
$$M_w = - (M_n + M_s) \cdot K_w / (K_w + K_e); \text{ M. à gauche du noeud .}$$

$$M_e = - (M_n + M_s) \cdot K_e / (K_w + K_e); \text{ M. à droite du noeud .}$$

- au droit d'un noeud de rive :

$$M_w = M_e = - (M_n + M_s)$$

$K_e, K_w$  sont les raideurs des poutres aboutissant au noeud .



## b/ Dans les poteaux

$$M_n = f_n \cdot (\beta h)_j \quad \text{à la base du poteau .}$$

$$M_s = f_s \cdot (\alpha h)_j \quad \text{en tête du poteau .}$$

## II - EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES :

Ils seront déterminés à partir des moments de continuité dans les poutres en considérant une travée ( i , i+1 ) :

$$T_e^i = T_w^{i+1} = - ( M_w^{i+1} + M_e^i ) / l ; \text{ quand } S_{ih} \text{ agit de G à D } \rightarrow$$

$$T_e^i = T_w^{i+1} = ( M_w^{i+1} + M_e^i ) / l ; \text{ quand } S_{ih} \text{ agit de D à G } \leftarrow$$

## III - EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX :

Le poteau supportant la poutre au niveau du noeud i subit un effort normal :  $N_i = T_{ie} - T_{iw}$  .

$N > 0$  ; poteau comprimé .

$N < 0$  ; poteau tendu .

Dans ce qui suit, on suppose que le séisme agit de gauche à droite . Dans l'autre cas les efforts changent de signe ( M , N , T ) .

Determination de  $f_i$  pour chaque niveau :

BLOC : T.G.M

Long :  $f_1 = f_i = 0,8 \cdot I \cdot \sum F_j / 6,6 \cdot I = 0,8 \cdot \sum F_j / 6,6 \cdot I$  .

$f_2 \dots = I \cdot \sum F_j / 6,6 \cdot I = \sum F_j / 6,6$  .

Trans :  $f_1 = f_i = 0,8 \cdot \sum F_j / 4,6$  .

$f_2 \dots = \sum F_j / 4,6$  .

BLOC C.S

Long :  $f_1 = 0,8 \sum F_j / 7,6$  .

$f_2 \dots = \sum F_j / 7,6$  .

Moment en tête et à la base des poteaux :

BLOC T.G.M

LONG.

Niv	$\sum F_j$	$f_1 = f_i$	$f_{2..}$	$\alpha \cdot h$	$\beta \cdot h$	$M_{s1}$	$M_{s2}$	$M_{n1}$	$M_{n2}$
II	24,44	2,962	3,70	2,405	1,295	7,124	8,90	3,84	4,8
I	36,75	4,455	5,57	1,696	2,544	7,560	9,45	11,33	14,17

TRANS.

Niv	$\sum F_j$	$f_1$	$f_{2..}$	$\alpha \cdot h$	$\beta \cdot h$	$M_{s1}$	$M_{s2}$	$M_{n1}$	$M_{n2}$
II	19,13	3,33	4,16	2,405	1,295	8,00	10,00	4,30	5,40
I	27,11	4,70	5,90	1,696	2,544	8,00	10,00	11,96	15,00

BLOC C.S

LONG.

Niv	$\sum F_j$	$f_1$	$f_{2..}$	$\alpha \cdot h$	$M_{s1}$	$M_{s2}$	$\beta \cdot h$	$M_{n1}$	$M_{n2}$
II	31,74	3,341	4,176	2,145	7,170	8,958	1,155	3,859	4,824
I	53,43	5,624	7,030	1,320	7,424	9,280	1,980	11,136	13,920

TRANS.

$f_i = \sum F_j / 2$

Niv	$\sum F_j$	$f_1$	$\alpha \cdot h$	$M_s$	$\beta \cdot h$	$M_n$
II	5,70	2,850	2,145	6,110	1,155	3,290
I	8,420	4,210	1,320	5,560	1,980	8,330

Moments flechissants, moments en travée, efforts tranchants :

Bloc	Port	Niv	Trav	l	$M_e^{i-1}$	$M_w^i$	$M_t$	$T_e^{i-1}$	$T_w^i$
T.G.M	Long	II	1-2	3,70	7,12	4,45	1,335	-2,89	2,89
			2-3	3,70	4,45	4,45	0	-2,22	2,22
		I	1-2	3,70	11,40	7,125	2,14	-4,63	4,63
			2-3	3,70	7,125	7,125	0	-3,56	3,56
	Tran	II	1-2	3,70	8	5	1,5	-3,25	3,25
			2-3	3,70	5	5	0	-2,5	2,5
		I	1-2	3,70	8	5	1,5	-3,5	3,5
			2-3	3,70	5	5	0	-2,5	2,5
C.S	Long	II	1-2	3,60	7,17	4,48	1,345	-3,236	3,236
			2-3	3,60	4,48	4,48	0	-2,48	2,48
		I	1-2	3,60	11,28	7,05	2,115	-5,09	5,09
			2-3	3,60	7,05	7,05	0	-3,91	3,91
	Tran	II	1-1	5,70	6,11	6,11	0	-2,14	2,14
		I	1-1	5,70	8,85	8,85	0	-3,10	3,10

Efforts normaux

Bloc	Port	Niv	Pot	$T_w^i$	$T_e^i$	( $N_s$ )	$N_t$
T.G.M	Long	II-I	1	-	-2,89	-	-2,89
			2	-2,89	-2,22	-	0,67
		I-0	1	-	-4,63	-2,89	-7,52
			2	-4,63	-3,56	0,67	1,74
	Tran	II-I	1	-	-3,25	-	-3,25
			2	-3,25	-2,5	-	0,75
C.S	Long	II-I	1	-	-3,236	-	-3,236
			2	-3,236	-2,48	-	0,729
		I-0	1	-	-5,09	-3,236	-8,326
			2	-5,09	-3,91	0,756	1,936
	Tran	II-I	1	-	-2,14	-	-2,14
		I-0	1	-	-3,1	-2,14	-5,24

( $N_s$ ) : efforts normaux venant du poteau supérieur .



**-- CALCUL DES EFFORTS DANS LES PORTIQUES --**  
**----- SOUS LES CHARGES VERTICALES -----**

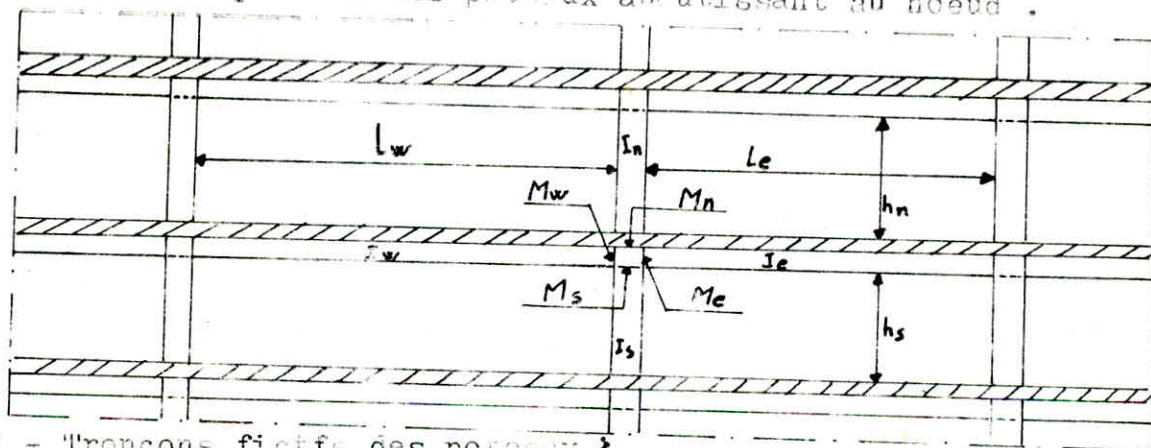
Le calcul d'une poutre continue idéalisée conduit à un travail non négligeable, si l'on veut envisager toutes les combinaisons de charges pour obtenir la courbe enveloppe.

Pour des raisons différentes (conditions d'exécution par phase, variation de l'inertie, ...) des méthodes simplifiées ont été mises au point et on peut considérer que l'expérience a sanctionné celle de M. CAQUOT, qui, de plus se trouve bien adoptée au calcul des poutres associées à un hourdis, soumises à des charges verticales et solidaires des poteaux qui les supportent.

**EXPOSE DE LA METHODE** ( CCBA 68 . Annexe 1 )

L'idée consiste à étudier la distribution des moments autour d'un noeud en l'isolant fictivement du reste de la structure.

Pour calculer les moments de continuité ( $M_w, M_e, M_n, M_s$ ) agissant dans les sections des nus d'un appui, on ne tient compte que des charges agissant sur les travées encadrant l'appui considéré ( $l_w, l_e$ ) et de la résistance offerte par ces travées et par les tronçons ( $h_n, h_s$ ) inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au noeud.



1° - Tronçons fictifs des poteaux :

On détache au-dessus et au-dessous des appuis des tronçons fictifs dont les longueurs ont les valeurs suivantes :

$h'_n = 0,9 h_n$  si le noeud appartient à l'avant dernier plancher .

$h'_n = 0,8 h_n$  dans les autres cas .

$h'_s = h_s$  si les poteaux sont articulés sur les fondations .

$h'_s = 0,8 h_s$  dans les autres cas .

2° - Travées intermédiaires :

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

Poisons  $K_w = I_w / l'_w$  ;  $K_e = I_e / l'_e$  ;  $K_n = I_n / h'_n$  ;  $K_s = I_s / h'_s$

$D = K_w + K_e + K_n + K_s$

Appelons /

-  $Q_w$  : La charge concentrée sur la gauche à la distance  $a_w$  du de l'appui ; pour la travée de droite on aura  $Q_e$  et  $a_e$  .

-  $q_w$  : La charge uniformément répartie par mètre linéaire sur la travée de gauche ;  $q_e$  est répartie sur celle de droite .

Calculons .  $M'_w = q_w \cdot l_w^2 / 8,5 + l'_w \cdot K_w \cdot Q_w$  .  
 $M'_e = q_e \cdot l_e^2 / 8,5 + l'_e \cdot K_e \cdot Q_e$  .

Les moments  $M_w$  ,  $M_e$  ,  $M_n$  ,  $M_s$  , au noeud considéré sont alors donnés en valeur absolue par les formules suivantes :

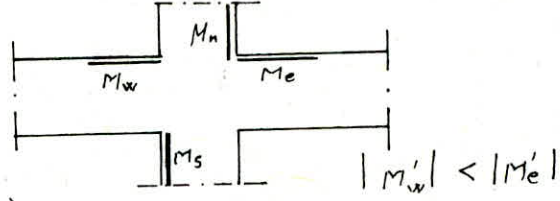
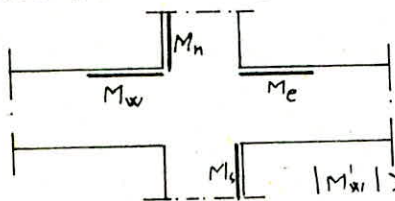
$$M_w = M'_e \cdot K_w / D + M'_w ( 1 - K_w / D )$$

$$M_e = M'_w \cdot K_e / D + M'_e ( 1 - K_e / D )$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot K_s / D$$

$$M_n = (M'_e - M'_w) \cdot K_n / D$$

- Pour les **traverses**, la face tendue se trouve à la partie supérieure  
 - Pour les poteaux, la face tendue du poteau supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M'_w$  et  $M'_e$  .  
 La face tendue du poteau inférieur se trouve du côté opposé .



3° - Travée de rive ( sans console )

$$M_{e1} = M'_{e1} ( 1 - K_{e1} / D_1 )$$

$$M_s = M'_{e1} \cdot K_{s1} / D_1 ; M_n = M'_{e1} \cdot K_{n1} / D_1$$

Avec  $M'_{e1} = q_e \cdot l_e^2 / 8,5$  ;  $M_{w1} = 0$

4° - Cas d'une seule travée ( ossature symétrique et symétriquement chargée )

$$K = I / l ; K_B = I_B / h_B ; K_n = I_n / h_n$$

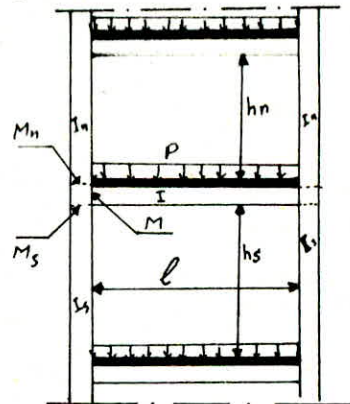
$$D = K + 1,56 ( K_n + K_B )$$

$$M' = q \cdot l^2 / 8,5$$

$$M = M' \cdot ( K_s + K_n ) / D$$

$$M_s = M' \cdot K_s / D$$

$$M_n = M' \cdot K_n / D$$



5° - Moments en travée des poutres

Pour déterminer les moments en travée; on trace pour chaque travée supposée indépendante et en considérant la portée réelle  $l$  , la courbe des moments relative à la charge permanente puis de la courbe des moments relative à la charge permanente et à la charge d'exploitation . On prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs la droite qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue .
- Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue .

$$M_t = M_0 - ( M_c + M_w ) / 2$$

$M_0$  : Moment isostatique de la travée indépendante .

### 6° - Moments dans les poteaux

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à la distance  $h'_n$  au-dessus du plancher et  $h'_s$  au-dessous du nu inférieur des poutres.

### 7° - Efforts tranchants dans les poutres

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés en faisant état des moments de continuité .

$$T_e^{i-1} = ql/2 + (M_e^{i-1} - M_w^i)/l$$

$$T_w^i = -ql/2 + (M_e^{i-1} - M_w^i)/l$$

T : est exprimé en valeur algébrique .

M : est exprimé en valeur absolue .

### 8° - Efforts normaux dans les poteaux

Pour des charges verticales uniformément réparties en travées et provoquant des effortstranchants, on obtient des réactions créent des efforts de compression dans les poteaux .

$$N^i = T_c^i - T_w^i .$$

T : est exprimé en valeur algébrique .

-- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES --

BLOC T.G.M Portiques Long et Trans ayant les même caracteristiques

Niveau	II		I	
	1	2	1	2
Nœud				
$l_w$	-	3,7	-	3,7
$l_e$	3,7	3,7	3,7	3,7
$h_n$	-	-	3,3	3,3
$h_s$	3,3	3,3	3,84	3,84
$I_e = I_w \cdot 10^{-4}$	16	16	16	16
$I_n = I_s \cdot 10^{-4}$	6,75	6,75	6,75	6,75
$l'_w$	-	2,96	-	2,96
$l'_e$	2,96	2,96	2,96	2,96
$h'_n$	-	-	2,97	2,97
$h'_s$	2,64	2,64	3,072	3,072
$K_w \cdot 10^{-4}$	-	5,4	-	5,4
$K_e \cdot 10^{-4}$	5,4	5,4	5,4	5,4
$K_n \cdot 10^{-4}$	-	-	2,273	2,273
$K_s \cdot 10^{-4}$	2,557	2,557	2,557	2,557
$D \cdot 10^{-4}$	7,957	13,357	9,870	15,270

BLOC C.S

Portiques	Long				Trans	
	II		I		II	I
Niveau						
Nœud	1	2	1	2	1	2
$l_w$	-	3,6	-	3,6	-	-
$l_e$	3,6	3,6	3,6	3,6	5,7	5,7
$h_n$	-	-	3,3	3,3	-	3,3
$h_s$	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
$I_w = I_e (10)^{-4}$	16	16	16	16	72	72
$I_n = I_s (10)^{-4}$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
$l'_w$	-	2,88	-	2,88	-	-
$l'_e$	2,88	2,88	2,88	2,88	4,56	4,56
$h'_n$	-	-	2,97	2,97	-	2,97
$h'_s$	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64
$K_w \cdot 10^{-4}$	-	5,55	-	5,55	$K =$	$K =$
$K_e \cdot 10^{-4}$	5,55	5,55	5,55	5,55	12,63	12,63
$K_n \cdot 10^{-4}$	-	-	2,27	2,27	-	2,27
$K_s \cdot 10^{-4}$	2,56	2,56	2,04	2,04	2,56	2,04
$D \cdot 10^{-4}$	8,11	13,66	10,38	15,41	16,62	20,20

MOMENTS SOUS G, P, S<sub>iv</sub> dans les portiques

Bloc C.S. LONG

(*)	Niveau	Noeud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
G	II	1	0,9	1,436	-	0,44	-	0,44
		2	1,436	1,436	1,4	1,4	-	-
	I	1	-	2,118	-	1,47	0,96	0,51
		2	2,118	2,118	2,07	2,07	-	-
P	II	1	-	0,081	0,0	0,025	-	0,025
		2	0,081	0,081	0,08	0,08	-	-
	I	1	0,0	0,405	-	0,2	0,086	0,097
		2	0,405	0,405	0,395	0,395	-	-
S <sub>iv</sub>	II	1	-	0,32	-	0,098	0	0,098
		2	0,32	0,32	0,312	0,312	-	-
	I	1	-	0,24	-	0,117	0,051	0,058
		2	0,24	0,24	0,234	0,234	-	-

TRANS

(*)	Niveau	Noeud	q <sub>e</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
G	II	1	3,65	2,15	-	2,15
	I	1	4,38	4	1,88	2,12
P	II	1	0,27	0,16	-	0,16
	I	1	1,33	1,21	0,57	0,64
S <sub>iv</sub>	II	1	0,79	0,38	-	0,38
	I	1	0,49	0,45	0,21	0,24

EFFORTS TRANCHANTS , MOMENTS EN TRAVEES

TRANS.

(*)	Niv	Travée	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>
G	II	1-1	10,4	12,77
	I	1-1	12,5	13,79
P	II	1-1	0,27	0,24
	I	1-1	3,19	3,19
S <sub>iv</sub>	II	1-1	2,35	2,63
	I	1-1	1,4	1,54

LONG

(*)	Niveau	Travée	T <sub>o</sub>	T <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>
G	II	1-2	2,32	-2,84	1,4
		2-3	2,58	-2,58	0,92
	I	1-2	3,5	-4,12	1,80
		2-3	3,81	-3,81	1,36
P	II	1-2	0,13	-0,161	0,08
		2-3	0,146	-0,146	0,05
	I	1-2	0,674	-0,783	0,36
		2-3	0,729	-0,729	0,26
S <sub>iv</sub>	II	1-2	0,362	-0,79	0,31
		2-3	0,576	-0,576	0,21
	I	1-2	0,4	-0,46	0,21
		2-3	0,432	-0,432	0,14

EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES

PORTIQUE			LONG	TRANS
(*)	NIVEAU	Poutre	N	N
G	II	1	2,32	10,4
		2	5,42	-
	I	1	5,82	22,9
		2	13,33	-
P	II	1	0,13	0,77
		2	0,31	-
	I	1	0,8	4,56
		2	1,82	-
S <sub>iv</sub>	II	1	0,36	2,25
		2	1,37	-
	I	1	0,76	3,65
		2	2,26	-

SUPERPOSITION DES SOLICITATIONS

Bloc T.G.M

Port		LONG				TRANS			
		II		I		II		I	
Niveau									
Travée		1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
G	M <sub>w</sub>	- 3,01	- 3,01	- 3,11	- 3,11	-3,03	-3,03	-3,28	-3,28
	M <sub>e</sub>	- 0,97	- 3,01	- 1,4	- 3,11	-0,97	-3,03	-1,48	-3,28
P	M <sub>w</sub>	- 0,24	- 0,24	- 1,2	- 1,2	-0,24	-0,24	-1,2	-1,2
	M <sub>c</sub>	- 0,08	- 0,24	- 0,54	- 1,2	-0,08	-0,24	-0,54	-1,2
S↓	M <sub>w</sub>	- 0,6	- 0,6	- 0,4	- 0,4	-0,7	-0,7	-0,41	-0,41
	M <sub>e</sub>	- 0,2	- 0,6	- 0,2	- 0,4	-0,22	-0,7	-0,2	-0,41
S→	M <sub>w</sub>	- 4,45	- 4,55	- 7,125	-07,125	-5	-5	-4,15	-7,7
	M <sub>c</sub>	- 7,12	- 4,45	-11,4	-07,125	-8	-5	-8	-5
G+1/2P	M <sub>w</sub>	- 3,298	- 3,298	- 4,55	- 4,55	-3,318	-3,318	-4,72	-4,72
	M <sub>e</sub>	- 1,066	- 3,298	- 2,048	- 4,55	-1,066	-3,318	-2,128	-4,72
G+P+S+3	M <sub>w</sub>	- 8,3	- 8,3	-11,835	-11,835	-8,97	-8,97	-9,04	-12,59
	M <sub>e</sub>	- 8,37	- 8,3	-13,54	-11,835	-9,27	-8,97	-10,22	- 9,89
G+P+S+5	M <sub>w</sub>	+ 0,6	0,6	2,415	2,415	1,03	1,03	- 0,74	2,81
	M <sub>e</sub>	+ 5,87	0,6	9,26	2,415	6,73	1,03	5,78	0,11
G+P+S+3	M <sub>w</sub>	- 7,1	- 7,1	-11,035	-11,035	-7,57	-7,57	- 8,22	-11,77
	M <sub>e</sub>	- 7,97	- 7,1	-13,14	-11,035	-8,83	-7,57	- 9,82	- 9,47
G+P+S+5	M <sub>w</sub>	1,8	1,8	3,215	3,215	2,43	2,43	0,08	3,63
	M <sub>e</sub>	6,27	1,8	9,66	3,215	7,17	2,43	6,18	0,93

MOMENTS FLECHISSANTS DAN LES POUTRES

Bloc C.S

Portique		Long				Trans	
Niveau		II		I		II	I
Travée		1-2	2-3	1-2	2-3	1-1	1-1
G	M <sub>w</sub>	-1,4	-1,4	- 2,07	-2,07	-2,15	- 4
	M <sub>e</sub>	-0,44	-1,4	-0,96	-2,07	-2,15	- 4
P	M <sub>w</sub>	-0,08	-0,08	-0,395	-0,395	-0,16	- 1,21
	M <sub>e</sub>	-0,025	-0,08	-0,2	-0,395	-0,16	- 1;21
S↓	M <sub>w</sub>	-0,312	-0,312	-0,234	-0,234	-0,38	- 0,45
	M <sub>e</sub>	-0,098	-0,312	-0,117	-0,234	-0,38	- 0,45
S→	M <sub>w</sub>	-4,48	-4,48	-7,05	-7,05	-6,11	- 8,85
	M <sub>e</sub>	-7,17	-4,48	-11,28	-7,050	-6,11	- 8,85
G+1,2P	M <sub>w</sub>	-1,496	-1,496	-2,544	-2,544	-2,342	- 5,452
	M <sub>e</sub>	-0,47	-1,496	-1,2	-2,544	-2,342	- 5,452
G+P+S↓+S→	M <sub>w</sub>	-6,272	-6,272	- 9,75	-9,75	-8,8	-14,51
	M <sub>e</sub>	-7,733	-6,272	-12,557	-9,75	-8,8	-14,51
G+P+S↓+S←	M <sub>w</sub>	2,688	2,688	4,35	04,35	3,42	3,19
	M <sub>e</sub>	6,607	2,688	10	4,35	3,42	3,19
G+P+S↑+S→	M <sub>w</sub>	-5,648	-5,648	- 9,28	-9,28	-8,04	-13,61
	M <sub>e</sub>	-7,537	-5,648	-12,323	-9,28	-8,04	-13,61
G+P+S↑+S←	M <sub>w</sub>	3,312	3,312	4,82	4,82	4,18	4,09
	M <sub>e</sub>	6,803	3,312	10,273	4,82	4,18	4,09

MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES



EFFORTS TRANCHANTS , MOMENTS EN TRAVEE

Bloc T.G.M

Portique		Long				Trans			
Niveau		II		I		II		I	
Travée		1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
G	T <sub>w</sub>	-5,95	-5,4	- 6,05	-5,59	- 6	- 5,44	-6,37	-5,88
	T <sub>e</sub>	4,95	5,4	5,13	5,59	4,88	5,44	5,39	5,88
	M <sub>t</sub>	3	2	2,91	2,06	3,03	2	3,06	2,16
P	T <sub>w</sub>	-0,46	-0,42	- 2,29	-2,11	- 0,46	- 0,42	-2,29	-2,11
	T <sub>e</sub>	0,38	0,42	1,93	2,11	0,38	0,42	01,93	2,11
	M <sub>t</sub>	0,23	0,15	1,08	0,75	0,23	0,15	1,08	0,75
S↓	T <sub>w</sub>	-1,15	-1,04	- 0,72	-0,67	-1,35	- 1,22	-0,8	-0,74
	T <sub>e</sub>	0,93	1,04	0,62	0,67	1,09	1,22	0,68	0,74
	M <sub>t</sub>	0,56	0,36	0,32	0,22	0,67	0,43	0,38	0,27
S↓	T <sub>w</sub>	-2,89	-2,22	- 4,63	-3,56	- 3,25	- 2,5	-3,25	-2,5
	T <sub>e</sub>	-2,89	-2,22	- 4,63	-3,56	- 3,25	- 2,5	-3,25	-2,5
	M <sub>t</sub>	1,335	-	2,14	-	1,5	-	1,5	-
G+1,2P	T <sub>w</sub>	-6,502	-5,904	- 8,298	-8,122	- 6,552	- 5,904	-9,118	-8,412
	T <sub>e</sub>	5,306	5,904	7,446	8,122	5,336	5,904	7,706	8,412
	M <sub>t</sub>	3,276	2,18	4,206	2,96	3,306	2,18	4,356	3,06
G+P+S+3	T <sub>w</sub>	-10,45	-9,08	-13,69	-11,93	-11,06	- 9,58	-12,71	-11,23
	T <sub>e</sub>	3,27	7	3,04	4,81	3,1	4,58	4,75	6,23
	M <sub>t</sub>	5,125	2,51	6,45	3,03	5,43	2,58	6,02	3,18
G+P+S+5	T <sub>w</sub>	-4,67	-4,64	4,43	-4,81	- 4,56	- 4,58	-6,21	-6,23
	T <sub>e</sub>	9,05	2,56	12,3	11,93	9,6	9,58	4,75	11,23
	M <sub>t</sub>	2,455	2,51	2,17	3,03	2,43	2,58	3,02	3,18
G+P+S+3	T <sub>w</sub>	-8,15	-7	-12,25	-10,59	- 8,36	- 7,14	-11,11	-9,75
	T <sub>e</sub>	1,41	9,08	1,82	3,47	0,92	2,14	3,39	4,75
	M <sub>t</sub>	4,005	1,79	5,81	2,59	4,09	1,72	5,26	2,64
G+P+S+5	T <sub>w</sub>	-2,37	-2,56	- 2,99	-3,47	- 1,86	- 2,14	-4,61	-4,75
	T <sub>e</sub>	7,19	4,64	11,08	10,59	7,42	7,14	3,39	9,75
	M <sub>t</sub>	1,335	1,79	1,53	2,59	1,09	1,72	2,26	2,64

Bloc C.S

Portique		Long				Trans	
Niveau		II		I		I I	I
Travée		1-2	2-3	1-2	2-3	1-1	1-1
G	T <sub>w</sub>	-2,84	-2,58	-4,12	-3,81	-10,4	-12,5
	T <sub>e</sub>	2,32	2,58	3,5	3,81	10,4	12,5
	M <sub>t</sub>	1,4	0,92	1,88	1,36	12,67	13,79
P	T <sub>w</sub>	-0,161	-0,146	-0,783	-0,729	- 0,77	- 3,79
	T <sub>e</sub>	0,13	0,146	0,674	0,729	0,77	3,79
	M <sub>t</sub>	0,08	0,05	0,36	0,26	0,94	4,19
S ↓	T <sub>w</sub>	-0,79	-0,576	-0,46	-0,432	-2,25	- 1,4
	T <sub>e</sub>	0,362	0,576	0,4	0,432	2,25	1,4
	M <sub>t</sub>	0,31	0,21	0,21	0,14	2,83	1,54
S ↑	T <sub>w</sub>	-3,236	-2,48	-5,09	-3,91	-2,14	- 3,1
	T <sub>e</sub>	3,236	2,48	5,09	3,91	2,14	3,1
	M <sub>t</sub>	2,115	-	2,115	-	-	-
G+1,2P	T <sub>w</sub>	-3,033	-2,755	-5,06	-4,685	-11,324	-17,048
	T <sub>e</sub>	2,476	2,755	4,309	4,685	11,324	17,048
	M <sub>t</sub>	1,496	0,98	2,312	1,672	13,798	18,818
G+R+S+1,2P	T <sub>w</sub>	-7,027	-5,782	-10,453	-8,881	-15,56	-20,79
	T <sub>e</sub>	6,048	5,782	9,664	8,881	15,56	20,79
	M <sub>t</sub>	3,905	1,18	4,565	1,76	16,44	19,52
G+P+S+1,2P	T <sub>w</sub>	-0,555	-0,822	-0,273	-1,061	-11,28	-14,59
	T <sub>e</sub>	-0,424	0,822	-0,516	1,061	11,28	14,59
	M <sub>t</sub>	-0,325	1,18	0,335	1,76	16,44	19,52
G+P+S+1,2P	T <sub>w</sub>	-5,447	-4,63	-9,533	-8,017	-11,06	-17,99
	T <sub>e</sub>	5,324	4,63	8,864	8,017	11,06	17,99
	M <sub>t</sub>	3,745	0,76	4,145	1,48	10,78	16,44
G+P+S+1,2P	T <sub>w</sub>	1,025	0,33	0,647	-0,197	+ 6,78	+11,79
	T <sub>e</sub>	-1,148	-0,33	-1,316	0,197	- 6,78	-11,79
	M <sub>t</sub>	-0,945	0,76	-0,085	1,48	10,78	16,44

EFFORTS TRANCHANTS , MOMENTS EN TRAVÉE

Bloc T.G.M

Portique		Long				Trans			
Niveau		II		I		II		I	
Poteau		1	2	1	2	1	2	1	2
G	M <sub>n</sub>	0,72	-	-	-	0,75	-	-	-
	M <sub>s</sub>	0,97	0,00	0,7	-	0,97	-	0,72	-
	N	4,85	11,35	9,98	22,99	4,88	11,44	10,27	23,69
P	M <sub>n</sub>	0,66	-	-	-	0,66	-	-	-
	M <sub>s</sub>	0,08	-	0,27	-	0,08	-	0,27	-
	N	0,38	0,88	2,31	5,28	0,38	0,88	2,31	5,28
s↓	M <sub>n</sub>	0,1	-	-	-	0,094	-	-	-
	M <sub>s</sub>	0,2	-	0,09	-	0,22	-	0,09	-
	N	0,95	2,19	1,54	3,58	1,09	2,57	1,77	4,11
s↑	M <sub>n</sub>	3,84	4,8	11,33	14,17	4,30	5,4	11,96	15
	M <sub>s</sub>	7,124	8,9	7,56	9,45	8	10	8	10
	N	-2,89	0,67	-7,52	1,74	-3,25	0,75	-6,5	1,5
G <sub>1,2P</sub>	M <sub>n</sub>	1,512	-	-	-	1,542	-	-	-
	M <sub>s</sub>	1,066	-	1,024	-	1,066	-	1,044	-
	N	5,306	12,406	12,752	29,326	5,336	12,496	13,042	30,026
G <sub>1,2P+s↓</sub>	M <sub>n</sub>	5,32	4,8	11,33	14,17	5,804	5,4	11,96	15
	M <sub>s</sub>	8,374	8,9	8,62	9,45	9,27	10	9,08	10
	N	3,27	15,09	6,32	33,59	3,1	15,64	7,85	34,58
G <sub>1,2P+s↓+S</sub>	M <sub>n</sub>	-2,36	-4,8	-11,33	-14,17	-2,796	-5,4	-11,96	-15
	M <sub>s</sub>	-5,874	-8,9	-6,5	-9,45	-6,73	-10	-6,92	-10
	N	9,05	13,75	21,35	30,11	9,6	14,14	20,85	31,58
G <sub>1,2P+s↑+S</sub>	M <sub>n</sub>	5,12	+4,8	11,33	14,17	5,616	5,4	11,96	15
	M <sub>s</sub>	7,974	+8,9	8,44	9,45	8,83	10	8,9	10
	N	1,41	10,71	3,23	26,43	0,92	10,5	4,31	26,36
G <sub>1,2P+s↑+S</sub>	M <sub>n</sub>	-2,56	-4,8	-11,33	-14,17	-2,984	-5,4	-11,96	-15
	M <sub>s</sub>	-6,274	-8,9	-6,68	-9,45	-7,17	-10	-7,1	-10
	N	7,19	9,37	18,27	22,95	7,42	9	17,31	23,36

EFFORTS NORMAUX , MOMENTS DANS LES POTEAUX

Bloc C.S

Portique		Long				Trans	
Niveau		II		I		II	I
Poteau		1	2	1	2	1	1
G	M <sub>n</sub>	0,96	-	-	-	1,88	-
	M <sub>s</sub>	0,44	-	0,51	-	2,15	2,12
	N	2,32	5,42	5,82	13,33	10,4	22,9
P	M <sub>n</sub>	0,086	-	-	-	0,57	-
	M <sub>s</sub>	0,025	-	0,097	-	0,16	0,64
	N	0,13	0,31	0,8	1,82	0,77	4,56
s↓	M <sub>n</sub>	0,051	-	-	-	0,21	-
	M <sub>s</sub>	0,098	-	0,058	-	0,38	0,24
	N	0,36	1,37	0,76	2,26	2,25	3,65
s↑	M <sub>n</sub>	3,86	4,82	11,14	13,92	3,29	8,33
	M <sub>s</sub>	7,17	8,96	7,42	9,28	6,11	5,56
	N	-3,236	0,729	- 8,326	1,936	2,14	5,24
G <sub>1,2</sub> P	M <sub>n</sub>	1,063	-	-	-	2,564	-
	M <sub>s</sub>	0,47	-	0,626	-	2,342	2,888
	N	2,476	5,79	6,78	15,514	11,324	28,372
G <sub>1,2</sub> s↓	M <sub>n</sub>	4,957	4,82	11,14	13,92	5,95	8,33
	M <sub>s</sub>	7,733	8,96	8,085	9,28	8,8	8,56
	N	-0,426	7,829	- 0,946	19,346	15,56	36,35
G <sub>1,2</sub> s↑	M <sub>n</sub>	-2,763	-4,82	-11,14	-13,92	- 0,63	- 8,33
	M <sub>s</sub>	-6,607	-8,96	- 6,755	- 9,28	- 0,6	- 2,56
	N	5,326	6,371	15,706	15,474	11,06	25,87
G <sub>1,2</sub> s↑	M <sub>n</sub>	4,855	4,82	11,14	13,92	± 5,53	8,33
	M <sub>s</sub>	7,537	8,96	7,969	9,28	± 8,04	8,08
	N	-1,146	5,089	- 2,466	14,826	11,06	29,05
G <sub>1,2</sub> s↓	M <sub>n</sub>	-2,865	-4,82	-11,14	-13,92	- 1,05	- 8,33
	M <sub>s</sub>	-6,803	-8,96	- 6,871	- 9,28	- 1,36	- 3,04
	N	6,046	3,631	14,186	10,954	6,78	18,57

EFFORTS NORMAUX , MOMENTS DANS LES POTEAUX

## --- FERRAILLAGE DES POUTRES ---

Le calcul des sections d'acier, puis les dispositions de ferraillement sont effectués à partir des courbes enveloppes des moments fléchissants résultants des combinaisons les plus défavorables des charges verticales et des actions des séisme .

Dans les justifications et vérifications de toutes les dispositions des armatures longitudinales de traction, on doit considérer les sollicitations totales des deux genres les plus défavorables (CCBA68)

Conformément à l'article A15 . CCBA 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres; elles seront donc ferrillées en flexion simple .

### I- CALCULS

#### A / Calcul des armatures longitudinales :

En flexion simple, la section d'acier minimale obtenue pour  $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$  . On calcule :

$$\mu = n \cdot M / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 \longrightarrow \xi, \kappa, K$$

- Si  $h < h_0$   $\longrightarrow$  L'axe neutre tombera dans la table et la section en T se calculera comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

- Si  $h > h_0$  , l'axe neutre tombera dans la nervure et on utilisera la méthode de P. CHARRON . Dans notre cas on a des section rectangulaire seulement .

#### Section rectangulaire:

- Si  $K > \bar{K} = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b$  , les armatures comprimées ne sont pas nécessaires et la section des armatures tendues sera :

$$A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h$$

- Si  $K < \bar{K}$  , il faudra prévoir des armatures comprimées .

On calcule

$$\bar{K} = 15 \cdot \bar{\sigma}_a / n \cdot \bar{\sigma}_b ; \bar{K} \longrightarrow \xi, \mu', \kappa$$

On prend  $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}'_b$

on aura

$$\begin{aligned} M_1 &= \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 ; \Delta M = M - M_1 \\ y_1 &= \kappa \cdot h ; \sigma'_a = n (y_1 - d') \cdot \bar{\sigma}'_b / y_1 \\ A_1 &= M_1 / \bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h ; A_2 = \Delta M / (h - d') \cdot \bar{\sigma}_a \\ A' &= \Delta M / (h - d') \cdot \bar{\sigma}'_a ; A = A_1 = A_2 \end{aligned}$$

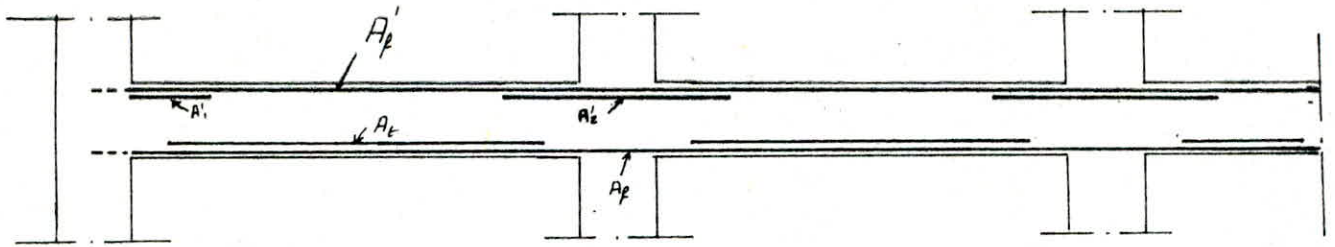
#### Pourcentage d'armatures:

- Le pourcentage total minimal (maximal) des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3 % (2,5 %) pour les aciers haute adhérence .

- Il faut prévoir des armatures filantes d'une section minimale :

- Lit supérieur;  $A'_f \geq \max ( A'_1/4 , A'_2/4 , 3 \text{ cm}^2 )$

- Lit inférieur  $A_f \geq \max ( A_1/4 , A_2/4 , 3 \text{ cm}^2 )$



## B / Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales doivent être capables d'équilibrer à elles-seules les efforts de traction qui se produisent après fissuration du béton .

Elle seront calculées à l'effort tranchant maximum .

### a - Contrainte de traction admissible ( CCBA 68 . art 25.12 )

$$\sigma_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{en} .$$

-  $\beta_{at} = \max ( 1 - Z_b/9 \bar{\sigma}_b ; 2/3 )$  , si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage

-  $\beta_{at} = 2/3$  si les conditions indiquées ci-dessus se sont pas remplies .

### b - Contrainte de cisaillement ( CCBA 68 . art 25.11 )

$$Z_b = T / b \cdot z \quad , \quad z = 7h/8 \quad \text{section rectangulaire .}$$

### c - Etriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne

Pour pouvoir utiliser ce type d'armature, il faut que  $Z_b$  soit inférieur aux valeur suivantes :

$$Z_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b .$$

$$Z_b \leq (4,5 - \sigma_b / \bar{\sigma}_b) , \text{ si } \sigma_b < \bar{\sigma}_b < 2 \bar{\sigma}_b .$$

### d - Ecartement des armatures transversales

$$\text{Il est donné par : } t = A_p \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at} / T$$

L'espacement entre deux plans d'armatures transversales doit être inférieur à  $t$  .  $\bar{t} = \max ( 0,2 h ; (1 - 0,3 Z_b / \bar{\sigma}_b) \cdot h )$

D'après le C.T.C, l'espacement maximum est :

- dans la zone nodale  $e = \min ( 0,3h , 12 \emptyset )$
- dans la zone courante  $e = 0,5 \cdot h$

## II - VERIFICATIONS

### a - Conditione non fragilité ( CCBA 68 . art 19)

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

b - Condition de non fissuration ( CCBA 68 art 49 )

Dans les justifications de calcul relatives à la fissuration du béton on prend en compte les sollicitations de service .

La valeur à considérer pour  $\sigma$  est limitée à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10 \bar{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$  : fissuration peu nuisible .

$\eta \equiv 1,6$  : acier haute adhérence .

$\bar{\omega}_f = A/B_f$  : pourcentage de fissuration .

c - Vérification de la flèche ( CCBA 68 . art 61 . 21 )

Dans les justifications de calcul relatives à la flèche on ne tient compte que des sollicitations de service .

Il est inutile de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h_t/l \geq 1/16$  .
- $h_t/l \geq M_t/10 M_0$
- $A/bh \leq 43/\sigma_{en}$

d - Vérification des contraintes

La section d'armatures étant connue, nous calculons

$$\bar{\omega} = 100 \cdot A / b \cdot h ; \bar{\omega} \rightarrow \epsilon , K$$

$$\bar{\sigma}_a = M / A \cdot \epsilon \cdot h , \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K$$

$\bar{\sigma}_a$  et  $\bar{\sigma}_b$  doivent être inférieure aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}_b$

e - Vérification à l'adhérence ( CCBA 68 . art 29.1 )

La contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement des armatures est donnée par

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \text{ pour les poutres .}$$

La contrainte d'adhérence pour l'entraînement des armatures est

$$\tau_d = T \cdot A_s / z \cdot p_{u,i} \cdot A$$

Si les armatures sont constituées par n barres isolées identiques

$$A = n A_s ; \tau_d = T / n \cdot P \cdot z$$

f - Condition de no écrasement du béton ( CCBA 68 . art 30.62 )

$$r \geq 0,1 \cdot \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b_0}} ( 1 + \phi / d_1 ) \cdot \gamma .$$

r : rayon de courbure de la barre de diamètre  $\phi$  .

$d_1$  : distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus voisine .

$\gamma = 1$  barre isolée .

$\gamma = 5/3$  2 lits .

$\gamma = 7/3$  3 lits ou plus .

g - Condition aux appuis ( CCBA 68 )

L'effort tranchant a pour effet de créer des efforts de compression dans des bielles de béton inclinées à  $45^\circ$  .

La contrainte dans la bielle de  $\sigma'_b = 2T / b_0 \cdot c$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow c \geq 2 T / b_0 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

h - Conditions sur les armatures inférieures ( CCBA 68 . art 35.32)

Les armatures de traction inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer un effort égal à  $T + M/z$  .

$$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + M/z$$



Bloc T.C.M			Long			Trans		
Niv	(*)	section	travée	appui	tr.int	Travée	appui	tr. int
II	SP <sub>1</sub>	M	3,276	3,298	2,18	3,306	3,318	2,18
		<i>M</i>	0,0451	0,0454	0,03	0,0455	0,0457	0,03
		E	0,9104	0,9101	0,9254	0,9101	0,9098	0,9254
		K	40,8	40,6	52	40,6	40,4	52
		$\alpha$	0,2688	-	0,2239	0,2695	-	0,2239
		$\alpha.h$	9,6	-	8	9,7	-	8
		A	3,59	3,6	1,6	3,6	3,62	1,6
	SP <sub>2</sub>	M	5,125	8,37		5,54	9,27	
		<i>M</i>	0,0471	0,0769		0,0509	0,0851	
		E	0,9084	0,8871		0,9075	0,8823	
		K	30,6	29,3		37,9	27,5	
		$\alpha$	0,2747	-		0,2835	-	
		$\alpha.h$	10	-		10,2	-	
		A	3,7	6,7		4	6,95	
	A <sup>A</sup> adopté	5 T 16 (10,05 cm <sup>2</sup> )						
I	SP <sub>1</sub>	M	4,206	4,55	2,96	4,356	4,72	3,06
		<i>M</i>	0,0579	0,0627	0,0408	0,06	0,065	0,0422
		E	0,9	0,8965	0,9141	0,8984	0,895	0,9006
		K	3,5	33,3	43,2	34,2	32,6	35,3
		$\alpha$	0,3	-	0,2575	0,3048	-	0,2982
		$\alpha.h$	10,8	-	9,3	11	-	10,7
		A	4,63	5	3,2	4,8	5,23	3,4
	SP <sub>2</sub>	M	6,45	13,54		6,02	10,22	
		<i>M</i>	0,0592	0,1244		0,0552	0,0939	
		E	0,899	0,8627		0,902	0,8774	
		K	34,5	21,4		36	25,8	
		$\alpha$	0,303	-		0,2841	-	
		$\alpha.h$	10,9	-		10,6	-	
		A	4,7	10,4		4,41	7,7	
	A <sup>A</sup> adopté	3T16 + 3T14 (10,65 cm <sup>2</sup> )						

FERRAILLAGE DES POUTRES

; b = 30 cm

h = 36 cm

<u>Bloc C.S</u>		Portique	Long b = 30 cm ; h = 36 cm			Trans b = 40 ; h = 54	
Niv	( )	Section	Travée	Appui	Tra int	Travée	Appui
II	SP <sub>1</sub>	M	1,496	1,496	0,98	13,798	2,342
		$\mu$	0,0206	0,0206	0,0135	0,0634	0,0107
		$\varepsilon$	0,9371	0,9371	0,9483	0,8960	0,9537
		K	64,5	64,5	82,7	33,1	93
		$\alpha$	-	-	-	0,3119	-
		$\alpha \cdot h$	-	-	-	16,8	-
		A	1,58	1,58	1	10,2	1,6
	SP <sub>2</sub>	M	3,905	7,733		16,44	6,8
		$\mu$	0,0359	0,071		0,0503	0,269
		$\varepsilon$	0,9188	0,8908		0,906	0,9288
		K	46,6	30,8		38,2	55,25
		$\alpha$	-	-		0,2820	-
		$\alpha \cdot h$	-	-		15,2	-
		A	2,8	5,8		8	4,2
		A <sub>adopté</sub>	5 T 16 ( 10,05 cm <sup>2</sup> )			10 T 16	
I	SP <sub>1</sub>	M	2,312	2,544	1,672	18,818	5,452
		$\mu$	0,0318	0,035	0,023	0,864	0,025
		$\varepsilon$	0,9231	0,9199	0,9338	0,8815	0,931
		K	50	47,4	60,5	27,2	57,5
		$\alpha$	-	-	-	0,3555	-
		$\alpha \cdot h$	-	-	-	19,2	-
		A	2,48	2,74	1,8	14,1	3,9
	SP <sub>2</sub>	M	4,565	12,557		19,52	14,51
		$\mu$	0,0419	0,1153		0,0576	0,0444
		$\varepsilon$	0,9132	0,8667		0,9002	0,9111
		K	42,6	22,5		35,1	41,2
		$\alpha$	-	-		0,2994	-
		$\alpha \cdot h$	-	-		16,17	-
		A	3,3	9,6		9,56	7
		A <sub>adopté</sub>	3 T 16 + 3 T 14			10 T 16	

FERRAILLAGE DES POUTRES

VERIFICATION DE LA FISSURATION

Portique	Niveau	$\phi_{max}$	Bf	A	$\omega_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
C.S <sub>Long</sub>	II	16	240	10,05	0,418	4427	2261
	I	16	240	10,65	0,444	4584	2261
C.S <sub>Trans</sub>	II	16	480	20,10	0,420	4435	2261
	I	16	480	20,10	0,420	4435	2261
TGM <sub>Long</sub>	II	16	240	10,05	0,418	4427	2261
	I	16	240	10,65	0,444	4584	2261
TGM <sub>Trans</sub>	II	16	240	10,05	0,418	4427	2261
	I	16	240	10,65	0,444	4584	2261

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Porti	Niv	Sect	M	A	$\omega$	K	$\sigma_a$	$\sigma_b$	$\epsilon$
CS <sub>long</sub>	II	tra.	3,905	10,05	0,930	21,85	1249	57,2	0,8643
		ap.	7,733	10,05	0,930	21,85	2473	113,2	0,8643
	I	tra.	4,565	10,65	0,986	21,1	1382	65,5	0,8616
		ap.	12,557	10,65	0,986	21,1	3801	180,1	0,8616
CS <sub>tran</sub>	II	tra.	13,798	20,10	0,930	21,9	1471	67	0,8644
		ap.	8,8	20,10	0,930	21,9	938	43	0,8644
	I	tra.	18,818	20,10	0,930	21,9	2006	91,6	0,8644
		ap.	14,51	20,10	0,930	21,9	1547	70,6	0,8644
TGM <sub>LO</sub>	II	tra.	5,125	10,05	0,930	21,85	1640	75	0,8643
		ap.	8,37	10,05	0,930	21,85	2677	122,5	0,8643
	I	tra.	6,45	10,65	0,986	21,1	1953	92,6	0,8616
		ap.	13,45	10,65	0,986	21,1	4072	193	0,8616
TGM <sub>Tr</sub>	II	tra.	5,43	10,05	0,930	21,85	1737	79,5	0,8643
		ap.	9,27	10,05	0,930	21,85	2965	135,7	0,8643
	I	tra.	4,356	10,65	0,986	21,1	1319	62,5	0,8616
		ap.	10,22	10,65	0,986	21,1	3094	146,6	0,8616

CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A > 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h / \sigma_{en}$$

TGM et CS<sub>long</sub>      $A \geq 1 \text{ cm}^2$

CS<sub>trans</sub>      $A > 2,1 \text{ cm}^2$

Vérifiées

VERIFICATION DE LA FLECHE

-  $h_t/l > 1/16$

C.S : Long;  $0,1 > 0,062$  ; Trans;  $0,1 > 0,062$

TGM : Long;  $0,1 > 0,062$  ; Trans;  $0,1 > 0,062$

-  $A < (43/\sigma_{en}) \cdot b \cdot h$

CS . Trans.  $A < (43/4200) \cdot 40 \cdot 54 = 22,1$

CS<sub>L</sub> et TGM  $A < (43/4200) \cdot 30 \cdot 36 = 11,06$  Vérifiées

La vérification au flèche est unitile .

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Bloc Portique	Niv	T <sub>max</sub>	$\sigma_b$	A <sub>t</sub>	$\sigma_{at}$	t	$\bar{t}$	t <sub>adopté</sub>
C.S Long .	II	7,027	7,43	2,01	3612	32,6	22,4	20
	I	10,453	11,06	2,01	3325,5	20,1	15,7	13
C.S Trans.	II	11,324	6,00	2,51	3725,4	25,9	37,5	25
	I	17,048	9,00	2,51	3488,1	24,3	29,3	20
T.G.M Long.	II	8,37	8,86	2,01	3499,5	26,4	19,8	16
	I	13,54	14,33	2,01	3066	14,25	09,8	9
T.G.M Trans.	II	9,27	9,81	2,01	3424,5	23,4	18	16
	I	12,59	13,32	2,01	3147	15,75	11,6	10

DISPOSITION PRATIQUE DES CADRES

Le premier plan d'armature transvesal sera placé à t/2 de l'appui ; pour les écartements suivants on adopte la suite de CAQUOT .

ARMATURES INFÉRIEURES

$A \cdot \sigma_a > T + M/z$

$T + M/z < 0$  dans tous les cas, M étant pris avec son signe .

Les armatures inférieures sont ancrées totalement au-delà de l'appui, et peuvent équilibrer un effort admissible égal à

$T + M/z$  .

VERIFICATION DE NON ENTRAINEMENT

BLOC	Portique	Niveau	$T_{max}$	$\bar{c}_d$	$\bar{c}_d$
C.S	Long.	II	7,027	8,87	26,55
		I	10,453	11,7	26,55
	Trans.	II	11,324	4,7	17,7
		I	17,048	7,13	17,7
T.G.M	Long.	II	8,37	10,56	26,55
		I	13,54	15,2	26,55
	Trans.	II	9,27	11,7	26,55
		I	12,59	14,1	26,55

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

BLOC	Portique	Niveau	T	b	c	$2T/b \sigma'_{b_0}$
C.S	Long.	II	7,027	30	15	45
		I	10,453	30	15	10,17
	Trans.	II	11,324	40	20	8,26
		I	17,048	40	20	12,44
T.G.M	Long.	II	8,37	30	15	8,14
		I	13,54	30	15	13,17
	Trans.	II	9,27	30	15	9
		I	12,59	30	15	12,2

--- FERRAILLAGES DES POTEAUX ---

- Par simplification , on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ; ( CCBA 68 . art 15 )
- Les poteaux sont sollicités en flexion composée, chaque poteau étant soumis à un effort normal N et un moment M en tête et à la base dans les deux sens longitudinal et transversal .
- Le calcul des armatures se fait au moyen d'abaques qui permettent de déterminer les armatures de manière que (A+A') soit minimale .

- SOLLICITATIONS CONSIDEREES

1° genre : le cas le plus défavorable : G + P + V  
G + 1,2 P .

2° genre : le cas le plus défavorable :

$$\begin{array}{cccc} N_{\max} & ; & N_{\min} & \quad M_{\max} & \quad M_{\min} \\ M_{\text{cor}} & & M_{\text{cor}} & ; & N_{\text{cor}} & ; & N_{\text{cor}} \end{array}$$

SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE

Une section rectangulaire est entièrement comprimée si l'effort normal est un effort de compression et :

$$\begin{array}{l} e_0 = M_G / N < I_{xx} / B' \cdot V' \\ e_0 = M_G / N < h_t / 6 \end{array}$$

La section doit être armée symétriquement .

Le béton est fortement comprimé ; On prend  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$

$$\rho = N / \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t \quad , \quad e = M_G / N \quad , \quad \gamma = b \cdot e \cdot \rho / h_t$$

$$\epsilon = 12 \cdot (0,5 - \delta'_t)^2 \quad , \quad \delta' = d / h_t \quad , \quad C = (1 - \rho - \gamma) / \epsilon$$

$$D = 0,5 ( 1 - \rho + C + \rho / \epsilon )$$

$$\bar{\sigma}'_b = N / ( b \cdot h_t + 2 \cdot n \cdot A' ) + (M_G / I) \cdot (h_t / 2)$$

$$U^2 + 2 \cdot D \cdot U + C = 0 \quad ; \quad U = -D + \sqrt{D^2 - C} \quad ; \quad A' = U \cdot b \cdot h_t / 2$$

SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée est partiellement comprimée si l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène .

$$e_0 = M / N > h_t / 6$$

a) Section sans armatures comprimées

On calcul les armatures A d'une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif égal au moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport de centre de gravité des armatures tendues

$$A = A_1 - N/\sigma_a$$

b) Section avec armatures comprimées

Si  $K < \bar{K} = \sqrt[3]{a/\sigma'_b}$  : On aura besoin d'armatures comprimées .

$$\mu'_1 = M_{at} / \sigma'_b \cdot b \cdot h^2, \quad \mu'_2 = M_{ac} / \sigma'_b \cdot b \cdot h^2, \quad \delta = d'/h$$

$$\omega' = (n/15) \cdot 100 \cdot A'/bh, \quad \omega = (n/15) \cdot 100 \cdot A/bh$$

$M_{ac}$  : Moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées .

$M_{at}$  : Moment des mêmes forces par rapport au centre de gravité des armatures tendues .

Pour avoir une somme  $A+A'$  minimale on calcule K et on détermine  $\omega$  et  $\omega'$  ; à partir de l'abaque celle de P.CHARRON

$$\omega' = f(K, \mu'_1) \quad \text{et} \quad \omega = f(K, \mu'_2)$$

de  $\omega'$  on calcule  $A'$  et de  $\omega$  on calcule A telque

$$A' = (15/n) \cdot \omega' \cdot bh/100 ; \quad A = (15/n) \cdot \omega \cdot bh/100$$

CAS DE COMPRESSION SIMPLE

Le volume relatif des armatures longitudinales ( $\omega'$ ) doit satisfaire la condition suivante :

$$\omega'_e \geq (1,25/1000) \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \sigma'_m / \sigma'_{b_0}$$

Poteau d'angle :  $\theta_1 = 1,8$

Poteau de rive :  $\theta_1 = 1,4$

Poteau centrale :  $\theta_1 = 1$

$$\theta_2 = 1 + 1 / (4a - 2c)$$

l : longueur de flambement .

a : la plus petite dimension du poteau.

c : enrobage des armatures longitudinales .

$$\theta_3 = 1 + 2160/\sigma_{en}$$

$\sigma_{en}$  : limite d'élasticité minimale des aciers longs

$\sigma'_m$  : contrainte moyenne de compression calculée sur la section du béton seul .

La section des armatures longitudinales sera égale à la plus grande des deux valeurs

$$A' = (N' - B' \sigma'_{b_0}) / n \cdot \sigma'_b ; \quad A'_m = (1,25/1000) \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N' / \sigma'_b$$

$$B' = a \cdot b ; \quad \sigma'_{b_0} = \bar{\sigma}'_b \quad (\text{en general})$$

- CONTRAINTE ADMISSIBLE EN FLEXION COMPOSEE  
( CCBA 68 . art 9.4 )

- Sous  $SP_1$  :  $\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$

avec

$\alpha = 1$  ciment SNMC .

$\beta = 5/6$  Béton non contrôlé .

$\gamma = 1$  coefficient qui tient compte de gravier .

$\delta = \min ( 0,6 ; 0,3( 1 + e_0/3e_1 ) )$

$\epsilon = 1$  section de forme rectangulaire .

$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars/cm}^2$

- Sous  $SP_2$  :  $\sigma'_b$  sera multiplié par 1,5 .

- POURCENTAGE MINIMALE DES ARMATURES

- En compression simple : définie précédemment .

- En flexion composée :

a) section entièrement comprimée

$$A'_1 \geq (1,25/1000) \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot ( \frac{1}{m} / \frac{1}{b_0} ) \cdot B$$

$$\sigma'_m = N/B$$

$$A'_1 \geq (1,25/1000) \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot ( N / \frac{1}{b_0} )$$

B : section du béton seul

b) section partiellement comprimée

$$B = b \cdot y$$

$$y = h \cdot \frac{1}{b} / ( \frac{1}{b} + a/m )$$

$$\sigma'_m = N/b \cdot y$$

- VERIFICATION AU FLAMBEMENT ( CCBA 68 . art 53.3 et 33)

$$l_c = 0,7 l_0$$

2° niveau :  $l_c = 0,7 \cdot 3,3 = 2,31 \text{ m}$

1° niveau :  $l_c = 0,7 \cdot 3,84 = 2,69 \text{ m}$

$$\lambda = l/i$$

En flexion composée, l'élancement ne doit pas dépasser 35 .

i : rayon de giration ;  $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{h^2/12} = 7,79 \text{ cm}$

2° niveau  $\lambda = (2,31 / 7,79) \cdot 100 = 28,98 < 35$

1° niveau  $\lambda = (2,69 / 7,79) \cdot 100 = 34,53 < 35$

Il n'y a pas de risque de flambement



## - CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALRS

Le pourcentage minimal des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

en zone nodale ( C.T.C )  $w_t > 0,3 \%$  en zone II .

## - ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES ( CCBA 68 : 32 - 3.2 - 3.3 )

### a) Zone courante

$$t = \min \begin{cases} t_1 = ( 100 \phi_t - 15 \phi_1 \min ) \cdot ( 2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b ) \\ t_2 = 15 \cdot ( 2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b ) \cdot \phi_1 \min \end{cases}$$

$\sigma'_b$  = contrainte moyenne du béton .

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales .

$$\phi_t \leq 0,3 \phi_1 \text{ ; } ( t \leq 5 \phi_1 \min )$$

$\phi_1$  : diamètre des armatures longitudinales .

### b) Zone de recouvrement

Le nombre de cours à disposer sur le recouvrement de deux barres longitudinales soit satisfaire la condition suivante :

$$- v \geq 3$$

$$- v \geq 0,4 \cdot ( \phi_1^2 / \phi_t^2 ) \cdot \sigma_{enl} / \sigma_{ent}$$

### Recommandation du C.T.C

L'espacement des armatures transversales doit être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale y compris la hauteur du noeud :

$$\text{Zone II : } t \leq \min ( 10 \phi_1 ; 15 \text{ cm } )$$

- Dans la zone courante

$$\text{Zone II : } t \leq 12 \phi_1$$

La valeur de  $\phi_1$  est celle du plus petit diamètre dans le cas d'emploi de diamètre différent pour les acier longitudinaux .

--- FERRAILLAGE DES POTEAUX ---

1) Bloc C.S

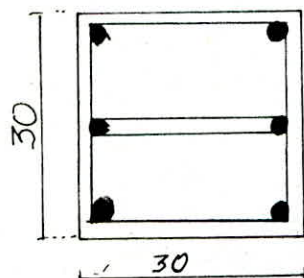
a/ Poteaux Long.

Niveau	II-I			I-0		
Poteau	1		2	1		2
( * )	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
M	1,063	6,803	8,96	0,626	11,14	13,92
N	2,476	6,046	3,631	6,78	15,706	10,954
e <sub>o</sub>	42,9	112,5	246,8	9,2	70,9	127
e	5	5	5	5	5	5
G <sub>b</sub>	137	205,5	205,5	110,5	205,5	205,5
Mat	1,360	7,53	9,396	1,44	13,025	15,234
$\mu$	0,035	0,1291	0,161	0,037	0,2233	0,2612
E	0,9199	0,8607	0,8485	0,9178	0,8291	0,8197
K	47,4	20,9	18	45,8	14,25	12,7
$\bar{K}$	19,46	19,46	19,64	24,13	19,46	19,46
M <sub>ac</sub>	/	/	8,52	/	9,25	12,6
$\mu_1$	/	/	0,209	/	0,2898	0,3390
$\mu_2$	/	/	0,1896	/	0,2058	0,2803
K	/	/	24	/	23	25,5
w'	/	/	0,42	/	1,16	1,8
w	/	/	0,9	/	1,1	1,24
A <sub>1</sub>	2,05	8,1	/	2,18	/	/
A	1,12	6,6	7,3	0	8,9	10
A'	/	/	3,4	/	9,6	14,6
A <sub>adopté</sub>	3 T 25			3 T 25		

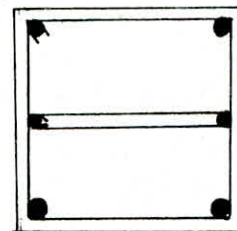
b/ Poteau Trans.

Niveau	II-I		I-0				
Poteau	1		1				
(*)	SP1	SP2	SP1	SP2			
M	2,564	8,8	2,838	8,56			
N	11,324	15,56	<b>28,372</b>	36,35			
e <sub>o</sub>	22,6	56,5	10,2	23,5			
e	5	5	5	5			
σ <sub>b</sub>	137	205,5	115,1	205,5			
M <sub>at</sub>	3,923	10,667	6,29	12,922			
M	0,1009	0,1829	0,1618	0,2216			
S	0,8737	0,8411	0,8480	0,8297			
K	24,6	16,45	17,9	14,35			
K̄	19,46	19,46	23,17	19,46			
M <sub>ac</sub>	/	6,933	-0,517	4,198			
M <sub>1</sub>		0,2373	0,2499	0,2875			
M <sub>2</sub>		0,1543	-0,0205	0,0934			
K		21	9	16			
ω'		0,62	0,02	0,8			
ω		0,82	0,2	0,68			
A <sub>1</sub>	6,24	/	/	/			
A	1,99				6,6	1,6	5,5
A'	/				5	0,2	6,5
A <sub>adopté</sub>		2 T 25		2 T 25			

Niveau II-I



Niveau I-0



2) Bloc T.G.M

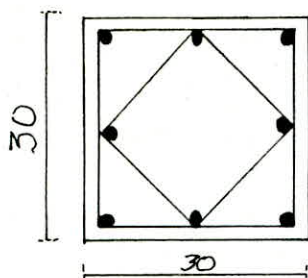
a/ Poteaux longs.

Niveau	II-I			I-0		
Poteau	1		2	1		2
( * )	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
M	1,512	5,874	8,9	1,024	11,33	14,17
N	5,306	9,05	9,37	12,752	21,35	22,95
e <sub>o</sub>	28,5	64,9	95	8	53	61,7
e	5	5	5	5	5	5
σ <sub>b</sub>	137	205,5	205,5	105,0	205,5	205,5
M <sub>at</sub>	2,149	6,96	10,02	2,55	13,892	16,924
μ	0,0552	0,1193	0,1719	0,0657	0,2382	0,2902
ε	0,902	0,8649	0,8445	0,8944	0,8252	0,8130
K	36	22	17,2	32,4	13,6	11,8
K̄	19,46	19,46	19,46	25,4	19,46	19,46
M <sub>ac</sub>	/	/	7,776	/	8,768	11,507
μ'	/	/	0,2229	/	0,3091	0,3765
μ' <sub>1/2</sub>	/	/	0,173	/	0,1951	0,2560
K	/	/	22,5	/	22	23,5
ω'	/	/	0,46	/	1,34	2,04
ω	/	/	0,86	/	1,18	1,22
A <sub>1</sub>	3,31	7,45	/	3,96	/	/
A	1,32	5,2	7	0	9,6	9,9
A'	/	/	3,73	/	10,8	16,5
A <sub>adopté</sub>	3 T 20			2 T 32 + 1 T 16		

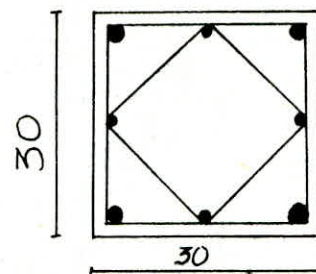
b/ Poteaux Trans.

Niveau	II-1			I-0		
Poteau	1		2	1		2
( * )	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
M	1,542	6,73	10	1,044	11,96	15
N	5,336	9,6	9	13,042	20,85	23,36
e <sub>o</sub>	28,9	70,1	111,1	8	57,4	64,2
e	5	5	5	5	5	5
Q <sub>b</sub>	137	205,5	205,5	105	205,5	205,5
M <sub>at</sub>	2,182	7,882	11,08	2,609	14,462	17,8
$\mu$	0,0561	0,1351	0,190	0,0671	0,248	0,3053
$\epsilon$	0,9013	0,6584	0,8387	0,8934	0,8227	0,8102
K	35,8	20,3	16	31,9	13,2	11,3
$\bar{K}$	19,46	19,46	19,46	25,4	19,46	19,46
M <sub>ac</sub>	/	/	8,92	/	9,458	12,197
$\mu'$	/	/	0,2465	/	0,3218	0,396
$\mu''$	/	/	0,1985	/	0,2104	0,2714
K'	/	/	24	/	22,5	23
$\omega'$	/	/	0,8	/	1,44	2,16
$\omega$	/	/	0,96	/	1,04	1,32
A <sub>1</sub>	3,36	8,5	/	4,05	/	/
A	1,36	6,1	7,8	0	8,4	10,7
A'	/	/	6,5	/	11,7	17,5
A <sub>adopté</sub>	3 T 20			2 T 32 + 1 T 16		

Niveau II-I



Niveau I-0



Chapitre III

B L O C :

- S A L L E P O L Y V A L E N T E (S.P)

--- SALLE POLYVALENTE ---

A - DESCRIPTION : Capacité 200 places, on s'en sert pour plusieurs activités culturelles, sa surface est (12.10)m<sup>2</sup> hauteur 11 m le système de contreventement est en voiles : Une forme tubulaire en caisson, forme idéal résistante aux effets dynamiques .

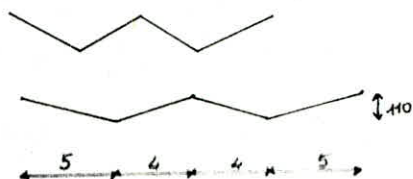
La toiture en forme W sera portée par deux portiques, notre système de contreventement allège au maximum les portiques .

Le balcon de notre salle a pour capacité 60 places surface est ( 12.4) m<sup>2</sup> sera porté par 1 portique, l'existence d'un culasse est forte nécessaire afin de diminuer la traction au niveau des fondations

Une étude exacte de l'évacuation pluviale et des méthodes de réalisation seront exigées .

B - TOITURE notre toiture est en forme

Dont la conception dépend de plusieurs facteurs, nous avons écarté le type assimilé au plancher champignon ( déconseillé dans les zones sismiques) .



B-1 DIFFERENTES CONCEPTIONS

( nous citons quelques)

1- Toiture en dalles sur poutres appuyées

1.a : A noeud .

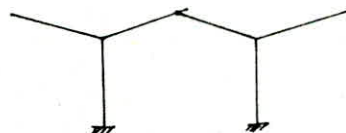
1.b : A articulation .



2- Toiture portée par portique

2.a : A noeud .

2.b : A articulation .

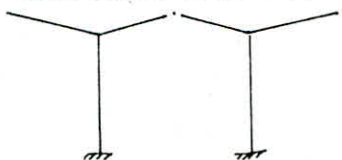


3- Toiture en dalles sur trois portiques transversaux

4- Toiture en coque



5- Toiture en consoles encastrées dans 2 portiques transversaux .

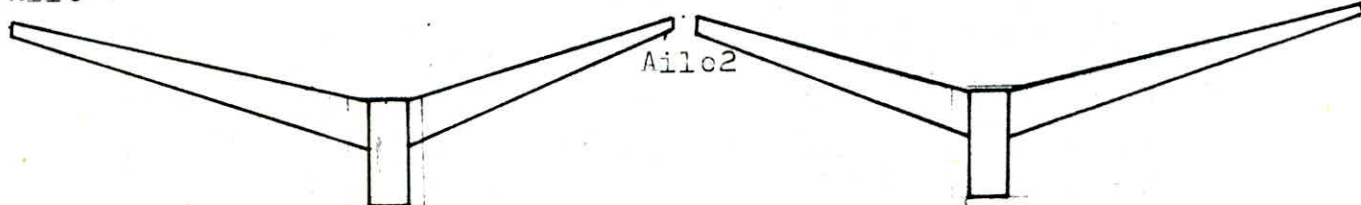


B-2 CHOIX DU MODELE DE CONSTRUCTION DE LA TOITURE

Nous avons choisi le 5<sup>e</sup> système .

Aile 1

Aile 1



Alors nous tenons à calculer notre toiture comme un ensemble de 2 V séparés par un joint, les ailes sont soumises à la flexion composée chacune d'elles est supposée encastrée dans la poutre afin d'avoir un noeud rigide et sera calculée comme une poutre à inertie variable,  $b = 100 \text{ cm}$ .

- Leur dimensionnement se fait en se basant sur le critère de déformation.

- La torsion aux noeuds sera prise en considération, lors du calcul de la traverse.

- L'évacuation pluviale est étudiée (voir dessin) avec soin pour ne pas favoriser la flèche.

- Le vent n'a pas été prise en compte (faible hauteur + masque)

- Les effets sismiques sur la toiture ont été prise en considération.

- Le faux plafond sera appuyé sur la toiture et les traverses (des boulons scellés dans les traverses).

### B-2-1 Critère de déformation

Les formules approchées de dimensionnement ( $h \gg \sqrt{M/\rho' \sigma_{b,b}}$ ) aboutissent à des faibles hauteurs qui ne vérifient pas le critère admissible de la flèche.

- Nous prévoyons alors des ailes à inertie variable,

- La flèche de l'aile encastrée sera déterminée à partir de l'expression de la courbure en tenant compte du retrait et du fluage sous charges de longue durée et de la mise en jeu de l'adhérence béton-acier entre 2 fissures consécutives.

- La courbure de déformation sera considérée par l'égalité

$$1/r = (\epsilon'_b + \epsilon_a) / h = d \alpha / dx$$

-  $\epsilon'_b$  : Racourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée.

-  $\epsilon_a$  : Allongement relatif de l'acier le plus éloigné de l'axe neutre.

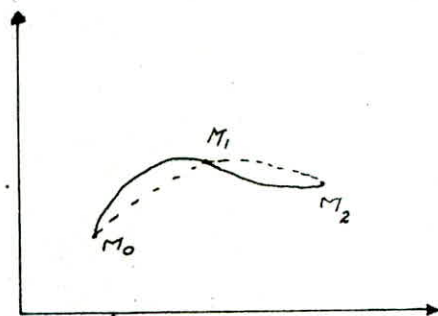
-  $1/r \approx d / dx$ : rotation angulaire de la fibre moyenne.

- Les méthodes de la R.D.M sont vraiment laborieuses nous utilisons alors les formules d'interpolation de SIMPSON, en assimilant notre courbure  $1/r$  à une parabole.

$$\int_{x_0}^{x_1} y dx = (a/3) \cdot (1,25y_0 + 2y_1 + 0,25y_2)$$

$$\int_{x_0}^{x_2} y dx = (a/3) \cdot (-0,25y_0 + 2y_1 + 1,25y_2)$$

$$\int_{x_1}^{x_2} y dx = (a/3) \cdot (y_0 + 4y_1 + y_2)$$





a) Calcul de  $\epsilon'_b$

- Surcharges :  $\epsilon'_{bs} = \sigma'_{bs} / E_1$  ;  $E_1 = 21000 \sqrt{\sigma'_j} = 378000 \text{ kg/cm}^2$   
avec  $\sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} = 324 \text{ kg/cm}^2$
- Charges permanentes :  $\epsilon'_{bg}$  est une fonction du retrait et du fluage ;  
 $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 126000 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$  (retrait)  
 $\epsilon'_{bg} = 3 \cdot 10^{-4}$  ;  $bg = 126000 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon'_{bg} = bg / 126000$  autres cas

b) Calcul de  $\epsilon_a$

- Surcharges :  $\epsilon_{as} = \sigma_{as} / E_a$  ;  $E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Charges permanentes :  $\epsilon_{ag} = (1/E_a) \cdot (\sigma_{ag} - \sigma_j / 2 \tilde{\omega}_f)$   
avec  $\sigma_j = 1,2 \sigma_{28} = 28,2$

c) Flèche admissible

Aile A<sub>1</sub>  $\bar{f}_a = 0,5 + 490/500 = 1,48 \text{ cm}$

Aile A<sub>2</sub>  $\bar{f}_a = 1,28 \text{ cm}$

B.2.2 - CALCUL DE LA TOITURE

B221 Grande aile : ( épaisseur 60 cm à l'encastrement, 12 cm au bout )

a) Charges et surcharges

- 120 kg/ml
- faux plafond 25 kg/ml
- poids propre ( section 60 cm : 12 cm )
- acrotère au bout 70 kg ( concentré )
- étanchéité ( système adhérent ) 6,8 kg/ml
- surcharge d'exploitation 175 kg/ml

NOTA •  $S_{IV} = 0,6 \cdot (C + P)$  ; (PS 69 art 3,311) la combinaison la plus défavorable est  $C + P + S_{IV}$ .

• On prévoit une contre flèche de 1,336 cm.



0	2	4	6	8	Section	0'	2'	4'	6'	6'	4'	2'	0'	Section	0''	2''	4''	6''	8''
0	0,086	0,33	0,74	1,33	F, G	0	0,0577	0,266	0,617	0,617	0,266	0,0577	0	F, G	0	0,086	0,33	0,74	1,33
0	0,016	0,069	0,166	0,296	F, P	0	0,0133	0,052	0,117	0,117	0,052	0,0133	0	F, P	0	0,016	0,069	0,166	0,296
0	0,086	0,33	0,74	1,33	C F	0	0,0577	0,266	0,617	0,617	0,266	0,0577	0	C F	0	0,086	0,33	0,74	1,33

b) Tableau

	Section à	0(m)	1,2(m)	2,4 (m)	3,6 (m)	4,8(m)
	$h_t$ (cm)	60	48,24	36,48	24,72	12,96
	h (cm)	57	45,24	33,48	21,72	10,96
	M (tm)	24,62	13,06	5,36	2,42	0,017
	N (t)	2,55	1,94	1,23	0,66	0,2
	A	6 T 12 4 T 20	4 T 12 4 T 20	4 T 12 2 T 20	4 T 12 2 T 20	4 T 12
	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	62,17	47,56	40,3	23,24	0,85
	$\sigma'_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2922,8	2654,2	2473	2473	3193
	$\sigma'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2362,8	1712,2	1691,5	976	16,02
	y (cm)	16,2	13,02	8,39	5,68	5,18
	$I \cdot 10^5$ cm <sup>4</sup>	6,24	3,39	1,23	0,48	0,07
G	$M_G$ (tm)	12,83	6,7	2,8	0,71	0,01
	$\sigma'_{bG}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	33,3	26,12	19,16	8,44	0,74
	$\sigma'_{aG}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1258,3	956,6	859,8	357,4	12,4
	$10^4 \cdot \frac{1}{b_{Gj}}$	3	3	3	3	3
	$\sigma_j / 2 \tilde{\omega}_j$	437,88	496,5	783,3	783,5	1248
	$10^4 \cdot \epsilon_{aG}$	3,9	2,19	0,36	0	0
	$10^7 \cdot 1/r$	121,05	114,72	100,36	138,12	274
	$\alpha =$ rotation (C.P)	0	0,0014	0,00027	0,004	0,006
	flèche (C.P)	0	0,086	0,33	0,74	1,33
P	$M_P$ (tm)	2,56	1,45	0,66	0,17	0,0097
	$\sigma'_{bP}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	6,64	5,64	4,5	2,02	0,7
	$\sigma'_{aP}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	251,1	205,6	201,9	101,6	12
	flèche (S.E)	0	0,016	0,069	0,166	0,296

G : Charges permanentes .

P : Surcharges d'exploitations .

c) Détail de calcul de la flèche :

c-1 Sous charges permanentes

- Rotation

$$\alpha_0 = 0$$

$$\alpha_1 = (120/3) \cdot (1,25 \cdot 121,05 + 2 \cdot 114,7 - 0,25 \cdot 100,66) \cdot 10^{-7} \\ = 0,00142$$

$$\alpha_2 = (120/3) \cdot (121,05 + 4 \cdot 114,72 + 100,36) \cdot 10^{-7} \\ = 0,0027$$

$$\alpha_3 = 0,0027 + 10^{-7} (120/3) \cdot (1,25 \cdot 100,36 + 2 \cdot 138,1 - 0,25 \cdot 273,72) \\ = 0,004$$

$$\alpha_4 = (120/3) \cdot (121,05 + 4 \cdot 114,72 + 2 \cdot 100,36 + 4 \cdot 138,2 + \\ 273,72) \cdot 10^{-7} = 0,0064$$

- Flèche

$$f_0 = 0$$

$$f_1 = (120/3) \cdot (0 + 2 \cdot 0,00142 - 0,25 \cdot 0,0027) \\ = 0,086 \text{ cm}$$

$$f_2 = (120/3) \cdot (0 + 4 \cdot 0,00142 + 0,0027) \\ = 0,33 \text{ cm}$$

$$f_3 = 0,33 + (120/3) \cdot (1,25 + 0,0027 + 2 \cdot 0,004 - 0,25 \cdot 0,0064) \\ = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_4 = (120/3) \cdot (0 + 4 \cdot 0,00142 + 2 \cdot 0,0027 + 4 \cdot 0,004 + 0,0064) \\ = 1,33 \text{ cm}$$

c-2 Sous surcharges d'exploitations ( même marche à suivre)

$\alpha_0 = 0$	;	$f_0 = 0$
$\alpha_1 = 0,00028$	;	$f_1 = 0,016 \text{ cm}$
$\alpha_2 = 0,00062$	;	$f_2 = 0,069 \text{ cm}$
$\alpha_3 = 0,00097$	;	$f_3 = 0,166 \text{ cm}$
$\alpha_4 = 0,0016$	;	$f_4 = 0,296 \text{ cm}$

d) Vérifications

d-1 Contraintes tangentielles:

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = T/bz \text{ avec } T \text{ (encastrement)} = 11,97t, z = 49,86 \text{ cm}$$

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

d-2 Calcul des Armatures transversales :

Les armatures sont formées de 10T12 soudée ,  
Pour l'especcement nous dressons le tableau suivant :

Section	0	1,2	2,4	3,6	4,8
T(t)	11,97	8,16	4,91	2,24	0,15
A <sub>t</sub>	10 T 12 soudé	8T12 soudé	6T12 soudé	4T12 soudé	4T12 soudé
τ <sub>b</sub>	2,4	2,06	1,67	1,17	0,156
t <sub>adopté</sub>	20	15	12	10	5

d-3 Non entraînement des armatures

$$\bar{\tau}_d = 2\psi \cdot \bar{\sigma}'_b = 26,55 \text{ kg/cm}^2 ; \tau_d = (T/z \cdot p_{u,i}) \cdot (A_i / A)$$
$$\tau_d = 6,2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d .$$

d-4 Conditions aux appuis c<sub>0</sub> = largeur de la bielle du béton  
nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre ou poteau  
c<sub>0</sub> = 2T / b · σ'\_{b0} = 3,85 cm < c = 34 cm

avec c la distance de l'appui au point où commence l'ancrage .

d-5 Condition de non écrasement du béton :

$$r \geq 0,1 \phi \cdot (\sigma_a / \bar{\sigma}'_{b0}) \cdot (1 + \phi/d) \cdot = 13 \text{ cm (armatures tendues)}$$
$$r \geq 5 \text{ (armatures comprimées)}$$

d-6 Ancrage par courbure: l = x<sub>l</sub> - x'<sub>r</sub>

d-61 Armatures tendues l<sub>d</sub> = φ σ<sub>a</sub> / 4 \bar{τ}\_d = 84 cm Soit 100cm

$$\theta = 5 \cdot \pi / 12 , l = 0,59 \cdot 100 - 1,02 \cdot 13 = 46,1 \text{ cm}$$

$$L = 4 + (5 \cdot \pi / 12) \cdot 12,67 + 46,5 = 67,21 \text{ soit } 70 \text{ cm} .$$

d-62 Armatures comprimées θ = 3π/4 , l = 12,5 cm  
L = 38 cm

d-63 Les vérifications à la non fragilité , fissuration  
contraintes sont véciifiées ( Tableau )

## B-222 Petite Aile

Pour la petite Aile nous adoptons le même ferrailage que la grande, la flèche est vérifiée ainsi que les autres contraintes admissibles. sont vérifiées.

## C - SEISME , TORSION

### C-1 Masses soumises au séisme:

Niveau 9,5 m - Charges permanentes :

Toiture + Poutres + Voiles + Poteaux  
 $G = 304 \text{ t}$

- Charges d'exploitations :  $P = 40 \text{ t}$

$$W = G + P = 344 \text{ t}$$

Niveau 5,24 m

- Charges permanentes :  $G = 281 \text{ t}$

- Charges d'exploitations :  $P = 42,4 \text{ t}$

$$W = G + P = 323,4 \text{ t}$$

C-2 Coefficients sismiques : étude statique, les efforts sont appliqués aux niveaux des planchers de chaque niveau, nos données vérifient les hypothèses de la méthode "statique équivalent" ( P.S 69, art 3, 111-1

- Période :  $T = 0,08 \cdot (H/L) \cdot \sqrt{H/(L+H)}$ , (Voiles)

$$T_1 = 0,029 \text{ s} ; T_L = 0,042 \text{ s}$$

-  $\alpha = 1,5$  moyenne sismesité, ouvrage important.

-  $\beta = 0,085 \sqrt[3]{T}$  ;  $\beta_{1,L} = 0,13$

$$\gamma(h) = h \cdot \sum z \cdot M(z) / \sum z^2 \cdot M(z)$$

$$\gamma(9,5) = 1,165 ; \gamma(5,24) = 0,65$$

-  $\delta = 1,15$  semelles superficielles, terrain consistence moyenne.

### C-2-1 Coefficients sismiques ( direction horizontale)

$$(\text{à } 9,5 \text{ m}) \sigma_{H1,L} = 0,261 ; \sigma_{H1,L} = 0,143 \quad (\text{à } 5,24 \text{ m})$$

### C-2-2 Coefficients sismiques ( direction verticales)

$$\sigma_{V9,5} = 0,213 ; \sigma_{V5,24} = 0,116$$

### C-3 Evaluation des forces sismiques verticale

Niveau	9,5 m		5,24 m		$S_{IV}$
	W(t)	$S_{IV}$	W(t)	$S_{IV}$	
Portique					
Long. (C.Proj)	39	8,19	138,5	15,2	Voile $V_1$ 59,4
Trans. ----	16	3,36	45	4,95	Voile $V_3$ 35,43
Portant la toiture	330,6	69,4	330,6	69,4	

### C-4 Evaluation des forces sismiques horizontales

C-4-1 Torsion : Le rapport des dimensions horizontales est inférieure à 2,5 alors nous admettons l'excentricité minimale de C.T.C (  $e = 5\%$  de la plus grande portée )

Nous n'exposons pas les détails du calcul (même principe que précédemment )

### C-4-2 Somme des efforts horizontaux ( Seisme + Torsion )

Niveau	9,54 m		5,24 m	
	$S_{IH}(t)$	$F_{Hcumulée}(t)$	$S_{IH}(t)$	$F_H cumulée (t)$
Long $V_1$	24,21	24,21	47,69	71,9
Trans $V_3$	23,74	23,74	46,76	70,5

### D - CALCUL DES VOILES

#### D-1 Voiles longitudinales

a) Charges verticales :  $G = 7,12 \text{ t/ml}$  ,  $P = 0,71 \text{ t/ml}$   
 $S_{IV} = 3,72 \text{ t/ml}$

b) Charges horizontales : forces due au seisme

$$H_{9,54} = 24,21 \text{ t} ; H_{5,24} = 47,7 \text{ t}$$

c) Moment de flexion :  $M = \sum H_i \cdot h_i = 24,21 \cdot 9,54 + 47,7 \cdot 5,24$   
 $= 481 \text{ tm}$

d) Calcul des efforts: SP2 :  $N = 184,5 \text{ t}$  ,  $M = 481 \text{ tm}$

$$\sigma_{1,2} = N/S \pm M.y/I = 184,5 \cdot 10^3 / 30 \cdot 1600 \pm \frac{481 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 800}{30 \cdot 1600^3}$$

$$= 7,64 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } - 0,08 \text{ kg/cm}^2$$

IL n'est pas tolérable qu'un voile travaille à la traction  
Par conséquent, la partie tendue sera ferrillée convenablement sachant que

- La traction est admissible ( $\sigma_b = 0,97 \text{ kg/cm}^2$ )

- Le voile est fortement raidi avec les poteaux du fait du monolithisme du béton .

e) Armatures longitudinales: ( Méthode de P.CHARRON)

$$e_0 = M/N = 260,7 \text{ cm} , e_1 = h_t/6 = 266,67 \text{ cm} , e_0 < e_1$$

section entièrement comprimée ;  $\sigma'_b = 149 \text{ kg/cm}^2$   
 $d = 80 \text{ cm} , h = 1520 \text{ cm} , A_{\min} = 240 \text{ cm}^2$  ( C.T.C)

Alors on adopte dans le sens vertical deux lits opposés de 5 T 14 par mètre , espacés de 20 cm

f) Armatures transversales:  $T = 71,9 \text{ t} , \bar{T} = 1,5 T = 107,85 \text{ t}$

$$\tau_b = 1,1 \bar{T}/b.h = 2,46 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 0,15 b.h/100 = 0,15 \cdot 30 \cdot 1520/100 = 68,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 10 \text{ T } 10 / \text{ml} = 7,85 \text{ cm}^2$$

D-2 Voiles transversales:

a) Charges verticales:  $G = 7,12 \text{ t/m}; P = 0,7 \text{ t/m}; S_{IV} = 2,95 \text{ t/ml}$

b) Charges horizontales : forces dues au seisme et à la torsion :

$$H_{9,54} = 23,74 \text{ t} ; H_{5,24} = 46,76 \text{ t}$$

c) Moment de flexion :  $M = \sum H_i \cdot h_i = 471,5 \text{ t.m}$

d) Calcul des efforts: SP2 ;  $N = 129,24 \text{ t} ; M = 471,5 \text{ t.m}$

$$\sigma_{1,2} = N/S \pm M.y/I = ( 10,13 ; - 2,95 ) \text{ kg/cm}^2$$

voile partiellement comprimée .

e) Armatures longitudinales:  $e_0 = M/N = 364,82 \text{ cm} , e_1 = 200 \text{ cm}$   
 $e_0 < h_t/2 ; \sigma'_b = 137,0 \text{ kg/cm}^2 , h = 1150 \text{ cm} , A_{\min} = 180 \text{ cm}^2$   
 soit 2 lits opposés 5 T 14 par mètre, espacés de 20 cm .

f) Armatures transversales :  $T = 70,5 \text{ t} , \bar{T} = 105,75 \text{ t}$

$$\tau_b = 1,1 \bar{T}/b.h = 3,7 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 0,15 b.h/100 = 51,75 \text{ cm}^2 , \text{ Soit } 10 \text{ T } 10 \text{ par mètre}$$



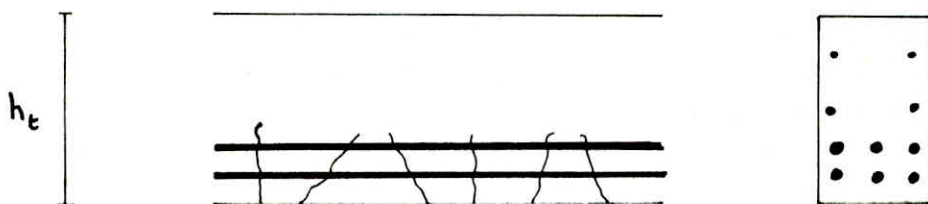
## E-1 GENERALITES

## E - PORTIQUE PORTANT LA TOITURE

La toiture de la salle est portée par un portique ( $h = 8,94m$ ) ( $l = 12m$ ), les poteaux ont pour dimension (50-50)cm, la traverse (50-140). Les charges sont transmises de la toiture ainsi que des machines de climatisation.

- La jonction Aile, portique doit être bien étudié, de telle façon que les barres filantes des Ailes son bien scellés la traverse.

- La hauteur de la traverse (140 cm) exige la disposition des armatures de peau sur toute la zone tendue: Le béton se trouve soumis au-dessus du faisceau d'armatures tendues à des efforts forts complexes de cisaillement et de traction.



Il est résulte des contraintes obliques qui provoquent la concentration de plusieurs fissures du tirant en une fissure unique, les pièces fléchies qui peuvent présenter une fissuration de ce type peuvent être définies comme celles pour lesquelles on a

$$\eta^2 \cdot m \cdot h_t / b_0 = 40$$

$\eta^2$  : coefficient de fissuration .  
 $m$  : nombre des barres tendues .  
 $b_0$  : épaisseur de l'âme .

Dans notre cas nous implantons les armatures de peau sur toute la hauteur de la section à fin de résister aux moments de torsion accidentel . ( CCBA 68 - art 81-82-83-84 )

NOTA : - Pour le calcul des efforts : C'est par la méthode de KLINLOCEL simplifiée .

- Ferrailage est vérifiées : même méthode que précédemment

- Nous tenons à signaler que notre portique est encastré

## E-2 CALCULS

### a) Calcul des efforts:

#### a-1 -Charges et surcharges:

Poids propre de la traverse 1,75 t/ml, poids de la toiture, 11,18 t/ml, charge d'exploitation 1,92 t/ml, effort sismique vertical : 5,78 t/ml, la combinaison la plus défavorable est

$$G + 1,2 P = 15,234 \text{ t/ml}$$

#### a-2 - Eléments de réduction:

$l$  : la portée de la traverse .  
 $h$  : la hauteur des poteaux .  
 $I_t$  : moment d'inertie de la traverse .  
 $I_p$  : moment d'inertie des poteaux .

$$K = (I_t / I_p) \cdot h/l$$

$$H_A = H_D = ql^2 / 4h(2+K)$$

$$M_A = M_D = ql^2 / 12(2 + K)$$

$$M_B = M_C = -ql^2 / 6(2 + K)$$

$$M_t = (ql^2 / 24)(2+3K)/(2+K)$$

$M_t$  : Moment en traverse

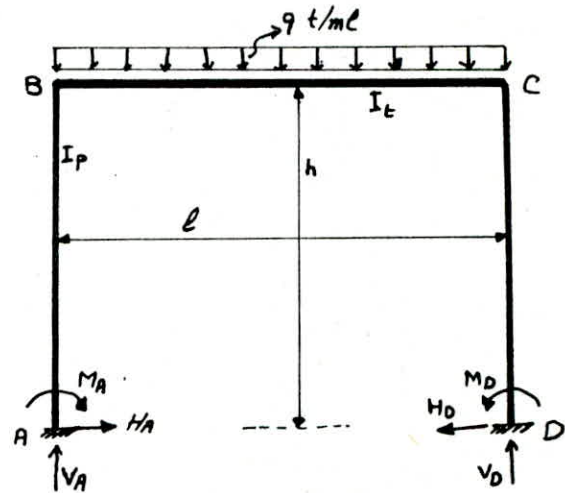
$$I_t = 11433333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 520833,33 \text{ cm}^4$$

$$K = 16,35$$

$$H_A = H_D = 3341,4 \text{ kg} ; M_A = M_D = 9959,67 \text{ kg.m}$$

$$V_A = V_D = 97410 \text{ kg} ; N_B = 95200 \text{ kg}$$



## b) Ferrailage de la traverse /

- Mode de sollicitation : Flexion composée .

b-1 Travée :  $M_t = 254220,65 \text{ kg.m}$  ,  $N = 3341,4 \text{ kg}$   
section partiellement comprimée ;  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$$A' = 6 \text{ HA } 25 = 29,45 \text{ cm}^2 ; A = 12 \text{ HA } 32 = 96,5 \text{ cm}^2$$

b-2 Aux appuis :  $M_a = 19919,35 \text{ kg.m}$  ,  $N = 3341,4 \text{ kg}$

Section partiellement comprimée :

$$A' = 3 \text{ HA } 32 = 24,125 \text{ cm}^2 ; A = 6 \text{ HA } 25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

b-3 Vérifications des contraintes :  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

b-3-1 Travée  $\sigma'_b = 125,8 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 2280 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_a = 1696 \text{ kg/cm}^2$

b-3-2 appuis  $\sigma'_b = 15,9 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 300 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_a = 200 \text{ kg/cm}^2$

b-4 Vérification à la fissuration :

$$\sigma_f = 3200 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

b-5 NON fragilité  $A > A_{\min}$  ;  $A > 0,69 b \cdot h \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 10,17 \text{ cm}^2$

b-6 Non entraînement :  $\bar{\sigma}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 137 = 411 \text{ kg/cm}^2$

$$T_{\max} = 91,38 \text{ t} ; \tau_d = T/n \cdot p \cdot z = 91,38 \cdot 10^3 / 6 \cdot 7,85 \cdot 116,375$$

$$\tau_d = 16,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

### b-7 Vérification à la flèche

$A/b.h > 43/\sigma_{en}$  , une justification de flèche est nécessaire ( CCBA 68 - art 61,2 )

#### Pour charge permanente

$$M_g = 20577256,77 \text{ kg.cm} , \sigma_a = 2286 \text{ kg/cm}^2 ; \lambda = 0,47 ; \lambda' = 0,76$$
$$I_f = 13932136,25 \text{ cm}^4 ; f_o = Ml^2/10EI = 1,52 \text{ cm}$$

#### Pour charge d'exploitation

$$M_p = 3204006,86 \text{ kg.cm} ; \sigma_a = 288,11 \text{ kg/cm}^2 ; \lambda = 1,18 ; \lambda' = 0,12$$
$$I_f = 16616960,86 \text{ cm}^4 ; f_o = 0,073 \text{ cm}$$

$$f_t = 1,52 + 0,073 = 1,59 \text{ cm} , \bar{f} = 1,85 \text{ cm}$$

NOTA :  $I_f = I_t / (1 + \lambda')$  ;  $\lambda = \bar{\sigma}_b / 72(2 + 3b_o/b)$  (charge de courte durée)

$$\lambda = \bar{\sigma}_b / 180(2 + 3b_o/b) \bar{w} \quad (\text{charges permanentes})$$

$$\lambda' = 1 - 5 \bar{\sigma}_b / (4 \bar{w} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b) , \quad (\sigma_a \text{ courte durée ; } \sigma_a \text{ charge permanente )}$$

$$f_o = Ml^2/10 E_i \cdot I_i , f_{oo} = Ml^2/10 E_v \cdot I_v$$

$$E_i = 126000 \text{ kg/cm}^2 ; E_v = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

### b-8 Armatures transversales

$$\tau_b = T/b.z = 91,38 \cdot 10^3 / 50 \cdot 116,375 = 15,704 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - 33,16/68,5) \cdot 5,9 = 23,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b ; \quad t = \max \begin{cases} 133(1 - 0,5 \cdot 15,7/5,9) = 26,82 \text{ cm} \\ 0,2 \cdot 133 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t = 4 T 14 = 6,14 \text{ cm}^2$$

d'après le C.T.C , zone courante  $t = 25 \text{ cm}$  ;  
zone nodale  $t = 15 \text{ cm}$

### b-9 Vérification aux appuis

$$T + M/z = 74263,48 \text{ kg} ; A \cdot \sigma_a = 82460$$

$A \cdot \sigma_a > T + M/z$  Vérifiée

### b- 10 Longueur de scellement

#### b- 10-1 Longueur de scellement droit

- lit supérieur  $l_d = 128,67 \text{ cm}$

- lit inférieur  $l_d = 85 \text{ cm}$

### b -10-2 ANcrage courbe

$$1) l_d = 130 \text{ cm} , \theta = 2\pi/3$$

$$l = x l_d - x'_r = 0,43 \cdot 130 - 1,42 \cdot 20 = 30 \text{ cm}$$

$$L = 102 \text{ cm}$$

$$2) l'_d = 85 \text{ cm} , \theta = 2\pi/3$$

$$l = 20 \text{ cm} , L = 85 \text{ cm}$$

### b - 11 Armatures de répartition

D'après la 1<sup>o</sup> paragraphe de l'étude du portique nous prévoyons des armatures de peau . Soit 2 HA 14 tous les 20 cm .

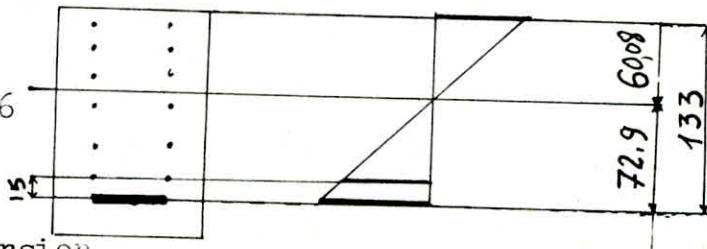
$$l^2 \cdot m \cdot h_t / b = 1,6^2 \cdot 12 \cdot 140 / 50 = 86,02 > 40$$

$$\bar{\omega}_f = 10,77 / 50 \cdot 140 = 0,00154 ; \bar{\sigma}_f = 2413,7 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte au niveau de la nappe inférieure du tirant

$$\sigma_a = ((72,9 - 15) / 72,9) \cdot 2286$$

$$= 1840,88 \text{ kg/cm}^2 < 2413$$



### b - 12 Vérification à la torsion

D'après C-I ( CCBA 68, art 81-82) , les armatures de peau favorisent la résistances nous avons un moments de torsion de 5,02 tm

$$C_{bm} = K \cdot M_t / a^2 b = 3,77 \cdot 5,02 / 50 \cdot 50 \cdot 140 = 5,4 \text{ kg/cm}^2,$$

alors nous avons besoin de 6,104 cm<sup>2</sup> ( armatures long) et 6,104 cm<sup>2</sup> armatures transversales , alors les armatures de peau résistent largement à ce moment .

$$A_p = 14 \text{ T } 14 = 21,56 \text{ cm}^2$$

### C - FERRAILLAGE DU PILLIER

- Mode de sollicitation : Flexion composée .

C-1 Partie inférieure M = 995967 kg.cm ; N = 97400 kg

$$e_o = 18,4 \text{ cm} , e_1 = 8,33 \text{ cm} , e_o < h_t / 2 ; \bar{\sigma}'_b = (1 + 2e_o / h_t) \cdot \bar{\sigma}'_{b_o}$$

$\bar{\sigma}'_b = 118,9 \text{ kg/cm}^2$  , section entièrement comprimée, armée symétriquement ,  $A'_1 = A'_2 = 4 \text{ T } 25 = 19,63 \text{ cm}^2$

C-2 Partie supérieure M = 1991935 kg.cm ; N = 95200 kg

$$\bar{\sigma}'_b = 125,85 \text{ ( même principe que la partie inférieure )}$$

Section entièrement comprimée, armatures comprimée symétriques,

$$A'_1 = A'_2 = 4 \text{ T } 25 = 19,63 \text{ cm}^2 /$$

### C-3 Vérifications des contraintes

C-3-1 Partie inférieure  $\sigma'_{b1} = 57,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_{b2} = 6 \text{ kg/cm}^2 , \sigma'_a = 862,5 \text{ kg/cm}^2$$

C-3-2 Partie supérieure :

$$\sigma'_{b1} = 82,7 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_{b2} = 0 \text{ kg/cm}^2 : \sigma'_a = 1240,5 \text{ kg/cm}^2$$

C-4 Pourcentage minimale des armatures

$$\omega_1 = (1,25/1000) \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \sigma'_m / \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ (Vérifiée)}$$

C-5 Vérification au flambement ( CCBA 68 . art 33,22)

$$\lambda = l_c / i = 40,135 ; f_{1c} = 8,17 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_0 = e + f_{1c} = 18,4 \text{ cm}$$

C-6 Vérification à l'effort tranchant

- Section supérieure  $T + M/z < 0$
  - Section inférieure  $T + M/Z < 0$
- aucune vérification n'est nécessaire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures .

C-7 Armatures transversales

$$\tau_b = T/bz = 3341,4/50 \cdot 43,75 = 1,53 \text{ kg/cm}^2 \quad b$$

$$A_t = 4 T 12 = 4,52 \text{ cm}^2 , t = 165,7 \text{ cm}$$

zone nodale  $t = 15 \text{ cm}$  ; zone courante  $t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Pourcentage minimale } \rho_t = 0,3 , A_t / b \cdot t = 0,361 > \rho_t$$

recouvrement  $l_r = 125 \text{ cm}$

Le nombre de cours d'armatures à disposer sur la zone de recouvrement  $\bar{v} \geq 4$  , soit 5 cours .

C-8 Non entraînement

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 ; \tau_d = 3341,4/5 \cdot 7,85 \cdot 43,75 = 1,95 \text{ kg/cm}^2$$

C-9 Longueur de scellement  $l_d = 98,87 \text{ cm}$

- Pour la partie inférieure du pilier, les armatures sont descendues suffisamment dans la fondation .

- Pour la partie supérieure: Un retour d'équerre n'est pas indispensable, on pourra en amorcer un pour faciliter la mise en place des barres de la traverse

REMARQUE : Sous SP2 toutes les contraintes sont largement vérifiées

## F- BALCON :

### F- 1 Généralités

Le balcon a pour dimension (12m. 4m), sera constituée par dalles reposantes sur des consoles et sur un portique (voir partie G )

Pour le dimensionnement de la poutre console portant du balcon nous procédons selon la même méthode déjà utilisé pour la toiture, la poutre adoptée a pour dimension: à l'encastrement (80cm .30cm) , au bout ( 20. 30) cm<sup>2</sup>.

### F-2 Calcul

#### a) Calcul des efforts

a-1 Charges et surcharges : Dalle et revêtement 2,6 t/ml , poids propre: à l'encastrement 0,60t , au milieu 0,375 t, au bout 0,155 t, charges d'exploitation 2,5 t/ml (frappé par coef. dyn 1,25)

a-2 Elements de réduction:  $q = G + 1,2 P$

$M(\text{encastement}) = 42,8 \text{ t.m}$  ;  $M(1/2) = 11,525 \text{ tm}$  ;  $M(\text{bout}) = 0$  .

b) Ferrailage: Mode de sollicitation : Flexion simple .

(Méthode de P. CHARRON)  $A = 9 T 20 = 28,27 \text{ cm}^2$  (à l'encastrement )  
 $A = 3 T 20 = 9,42 \text{ cm}^2$  ( au bout ) .

b-1 Vérifications des contraintes  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

A l'encastrement  $\sigma'_b = 127,5 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 2257 \text{ kg/cm}^2$

Au milieu  $\sigma'_b = 119,7 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 2669 \text{ kg/cm}^2$

b-2 Fissuration, non fragilité les conditions sont vérifiées  
( voir précédement )

b-3 Non entraînement :  $\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  ,  $T_{\text{max}} = 24 \text{ t}$

$\tau_d = 6,067 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\tau_d < \bar{\tau}_d$

b-4 La flèche : ( pour toute explication voir B-2-1)

$\bar{f} = 1,3 \text{ cm}$  ,  $f(\text{encast}) = 0$  ,  $f(1/2) = 0,13 \text{ cm}$  ,  $f(\text{bout}) = 0,8 \text{ cm}$   
 $f(\text{bout}) < \bar{f}$

b-5 Armatures transversales: 3 T 12 ,  $t = 15 \text{ cm}$  zone nodale  
 $t = 20 \text{ cm}$  zone courante

b-6 Vérification à l'encastrement  $T + M/z < 0$

Aucune vérification n'est nécessaire en ce qui concerne la section d'encastement et l'ancrage des armatures inferieures

b-7 Longueur de scellement

$\bar{\tau}_d = 16,6 \text{ kg/cm}^2$  ;  $l_d = 80 \text{ cm}$  .

b-8 Armatures de répartition: Nous prévoyons des armatures de peau  
 ( E2- b11) ;  $7^2 \cdot m \cdot h_t / b = 1,6^2 \cdot 9 \cdot 80 / 30 = 61,44 > 40$   
 soit 2 T 14 tous les 20 cm

- Dans le lit inférieur nous disposons 3T14 filantes .

G - PORTIQUES DE LA CABINE DE PROJECTION

G - 1 PORTIQUE LONGITUDINAL

( même méthode que précédemment ) Nous exposons seulement le fer-  
 raillage, toutes les contraintes sont admissibles .

- FERRAILLAGE DES POUTRES

Niveau 7,24 dimension (30-40) cm<sup>2</sup>  
 Travée 1,99 cm<sup>2</sup>  
 Appui 2 cm<sup>2</sup> | ⇒ Soit 3 T 14 ( 4,62 cm<sup>2</sup> )

Niveau 5,24 dimension (40-50) cm<sup>2</sup>  
 Travée 3,92 cm<sup>2</sup>  
 Appui 3,77 cm<sup>2</sup> | ⇒ Soit 6 T 14 ( 9,23 cm<sup>2</sup> )

- FERRAILLAGE DES POTEAU dimension (30-30) cm<sup>2</sup>

Les poteaux seront ferrailés au minimum  
 Soit 2 T 20 ( 6,28 cm<sup>2</sup> )

G - 2 PORTIQUE TRANSVERSAL

- FERRAILLAGE DES POUTRES

Niveau 7,24 (30-40) cm<sup>2</sup>  
 Travée 1,1 cm<sup>2</sup>  
 Appui 1,7 cm<sup>2</sup> | ⇒ Soit 3 T 14 ( 4,62 cm<sup>2</sup> )

Niveau 5,24 (30-80) cm<sup>2</sup>  
 Travée 6,75 cm<sup>2</sup> ⇒ soit 3 T 20 ( 9,42 cm<sup>2</sup> )  
 Apui A = 24,77 cm<sup>2</sup> ⇒ soit 8 T 20 ( 25,13 cm<sup>2</sup> )  
 A' = 4 cm<sup>2</sup> ⇒ soit 2 T 20 ( 6,28 cm<sup>2</sup> )

- FERRAILLAGE DES POTEAUX dimension ( 30-30)

Ferrailé au minimum Soit 2 T 20 ( 6,28 cm<sup>2</sup> )

## H - TECHNOLOGIE D'EXECUTION

- La conception de la construction de la salle, demande une technologie précise de réalisation .
- La salle sera constituée avant les blocs voisins : l'utilisation des machines de construction : (grue ...) est nécessaire pour l'installation de la toiture : ferrailage réalisé par terre , soulevé par grue ⇒ Une étude lors de soulevement sera exigé.
- Nous prévoyons coffrage reposant sur des sapines .
- Nous installons coffrage symétriquement de deux ailes .
- Coulage symétrique de deux ailes (2 équipes qui travaillent)
- Decoffrage symétrique .
- Etude continuelle des moules .

REMARQUE : On allège au maximum l'effet de fluage en augmentant le pourcentage des aciers de peau .

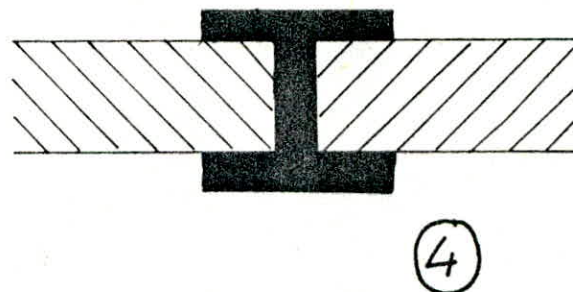
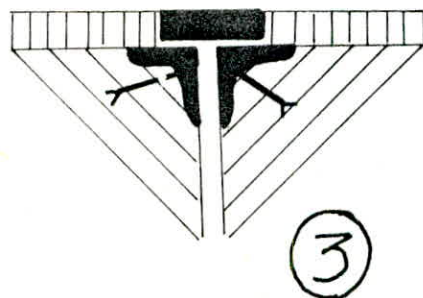
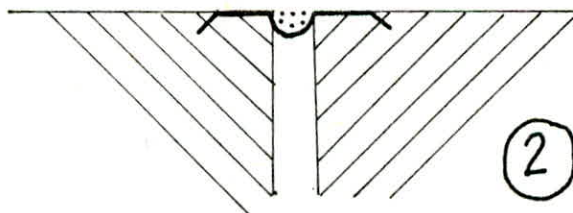
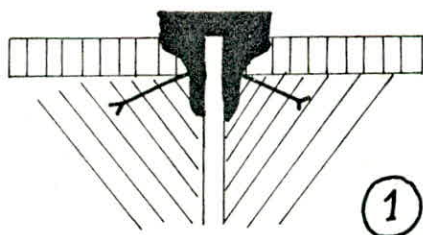
## I - EVACUATION PLUVIALE

Il faut examiner avec attention les pentes et les dispositifs d'évacuation de façon que les accumulations éventuelles de l'eau (ou de neige) rentrent dans le cadre des hypothèses de nos calculs

Alors nous prévoyons des pentes transversales, a fin de réduire au maximum les zones de rétention qui ne peuvent être acceptées ( Voir fig: évacuation pluviale ) .

## J - JOINTS DE LA TOITURE

Les joints peuvent être réalisés par l'un des dispositifs suivants .





Les dispositifs (3)&(4) conviennent pour notre construction:  
(3): L'étanchéité est complète par une feuille de métal avec matière plastique, mais l'introduction des matériaux métalliques (cuivre) dans les joints d'étanchéité n'est pas sans inconvénients matériaux coûteux pouvant mal supporter, sans rupture, les efforts de cisaillement à la manutention aux quels ils peuvent être soumis fragile au transport, à la manutention et à la mise en place .

On peut y substituer des garnitures en caoutchouc ou en matière plastique (nous utilisons le caoutchouc) .

Pour le caoutchouc : les caractéristiques exigées du caoutchouc à joint sont les suivantes :

- Résistance de rupture en traction :  $250 \text{ kg/cm}^2$  (minimum)
- Allongement de rupture : 500 % (minimum)
- Diminution de ces caractéristiques après essais de durabilité accélérés : 25 % (minimum)
- Dureté : 50 à 70 shore .

NOTA 1 : Le caoutchouc adhère mal au béton, la figure suivante précise 2 forme usuelles des bourrelets d'extrémité qui peuvent assurer l'ancrage dans le béton .



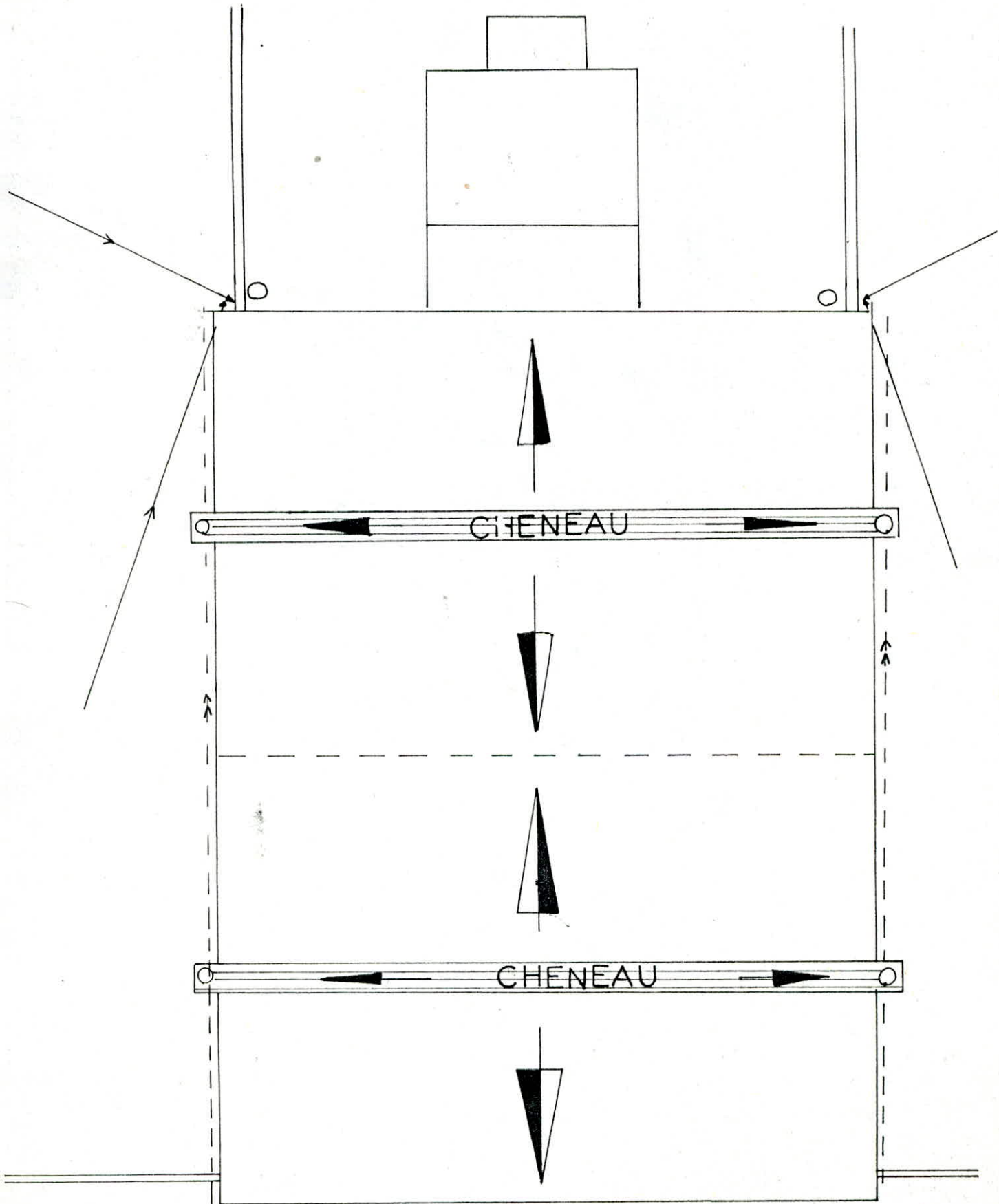
Les jonctions et assemblages se font par colle adhésive ou par soudure vulcanisées .

NOTA 2 : A la place de caoutchouc, nous pouvons utiliser des plastiques : ce sont des chlorures de polyvinyle de caractéristiques inférieures à celles du caoutchouc, mais suffisantes .

NOTA 3 : Le coulage de caoutchouc se fait sur place et sans repos .

(4) : C'est le même principe que le (3) mais il assure une isolation dynamique parfaite, (nous adoptons cette solution) .

-EVACUATION PLUVIALE (E.P)



Chapitre IV

B L O C S :

- H A L L (H : CHARPENTE METALLIQUE)
- L O G E M E N T S (L)

## BLOCS : HALL (H) , LOGEMENTS (L)

A- Introduction Ces deux blocs seront étudiés ensemble, puisque la toiture du hall s'appuie sur le bloc (L)

### A-1 Description de (H)

- a) Dimensions : 16 m. 54 m , hauteur variable (4,3 : 11,5 m)  
Alors sa toiture est inclinée (pente : 45 %)
- b) Il est destiné à garer les voitures et camions de secours .
- c) Il est muni des portes WARNER : Portails lourds, basculants et automatiques pour faciliter la sortie des voitures de secours .
- d) L'éclairage est assurée par rayons solaires à travers de fermes sheds (charpente métallique)
- e) Aucun poteau sera implanté sur toute la section 16.54 .
- f) L'entrée a pour dimensions 8,00 . 10,00, hauteur 9,89 m, sa toiture est constituée de 2 demies fermes américaines (charpente métallique ) .

### A-2 Description de (L)

- a) Dimensions : 12 . 54 m , hauteur variable (7,94 : 12,99m)  
Capacité : 600 pompiers .
- b) Dans ce bâtiment : Un grand magasin au R.D.C .  
R+1, R+2 : Les logements des pompiers et des sous officiers, une passerelle d'alerte , les secouriers descendent au hall sur des mâts de descente (16 mâts) de diamètre 200 mm et de hauteur(11,40 m).

## B- CHOIX DE LA CONCEPTION CONVENABLE

Les plans d'architecture ne respectent pas les normes, alors, nous étions obligés à changer le système de contreventement de telle façon ne pas contredire les règlements .

L'architecte propose un système mixte pour (L) voiles dans un sens et portiques dans un autre sens, nous avons adopté un système de contreventement économique (portique), dans les 2 sens .

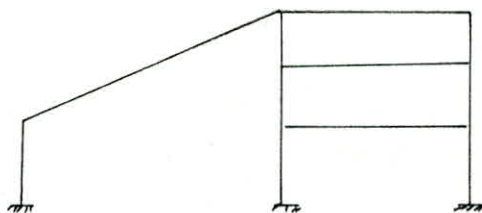
Une étude dynamique pour l'effet sismique est nécessaire ( décrochement vertical) . (soit méthode de Railegh)

Pour le hall : En réalité nous avons plusieurs conceptions , à nous de choisir le mode moins risqué et la plus économique .

### Nous sitons quelques conceptions

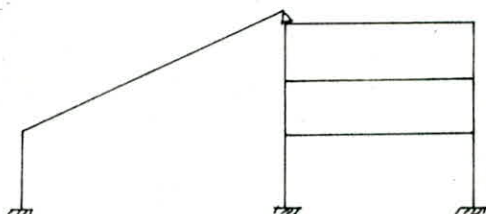
- 1) - (H) et (L) forment un seul bâtiment, système de contreventement portiques dans les 2 sens (B.A) .

- 2) (H) et (L) forment un seul bâtiment, système de contre-ventement portiques et voiles (B.A) dans les deux sens .



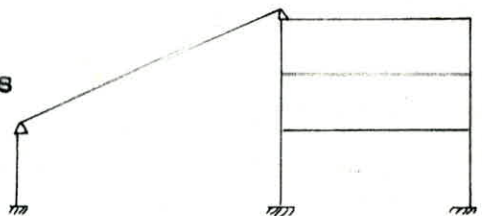
- 3) (H) encastré en extrémité et appuyée d'un autre (B.A)

- 3)' (H) encastrée d'un extrémité et appuyée d'un autre (C.M)



- 4) (H) poutres principales appuyées à ses extrémités (B.A) ou précontrainte .

- 4)' (H) potre pricipale appuyée à ses extrémités (C.M) ou bois .



- 5) (H) poutre principale en treillis en B.A

Alors et pour des raisons économiques et pratiques nous choisissons le 4' choix : (L) en portiques B.A , (H) toiture charpente métallique appuyée sur les poteaux (portants les portes WARNER) d'un côté et sur des consoles courtes encastrés sur les portiques de (L) de l'autre côté, une étude correcte des appareils d'appui sera exigée

REMARQUE : - Vu le choix du système de contreventement dans (L) nous n'allons pas exposer les calculs puisqu'ils se ressemblent aux blocs (T.G.M et C.S) .

- Nous calculons la toiture de l'entrée (C.M) et celle du hall (C.M) : Dans ce cas nous aurons 3 types des fermes à calculer ; l'entrée, le shed et la poutre Pratt .

## C - CHARGES ET CALCUL

C-1 Charges et surcharges : Couverture eternit  $20 \text{ kg/m}^2$   
Plafond en plâtre (3cm)  $40 \text{ kg/m}^2$  ; Eclairage  $20 \text{ kg/m}^2$  .  
Surcharges d'exploitation  $100 \text{ kg/m}^2$  ; surcharge due au vent et seisme

C- 2 Etude au vent a) toiture de l'entré

a-1 Pression dynamique On admet que les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction , elles seront évaluées par l'expression  $Q = (48 + 0,6 H) \cdot K_s \cdot K_r$

dont  $K_r$  est le coefficient de région ( $K_r = 1,4$  pression normale, et  $K_r = 2,35$  pression extrême), ( $K_s = 1$  coefficient de site)  
 $H = 10 \text{ m}$   $Q_N = 75,6 \text{ kg/m}^2$ ;  $Q_E = 126,9 \text{ kg/m}^2$

a-2 Coefficient de Réduction ( $\delta$ ) Le coefficient est donné en fonction de la plus grande dimension;  $L \approx 10 \text{ m}$ ,  $h = 10 \text{ m}$   
 $\delta = 0,83$   $Q_N = 0,83 \cdot 75,6 = 62,75 \text{ kg/m}^2$

$$Q_E = 105,3 \text{ kg/m}^2$$

a-3 Action extérieure  $\alpha = 11,3^\circ$ ;  $C_e = -0,67$

a-4 Action intérieure  $C_i = + 0,3$

a-5 Resultante sera calculée en adoptant la combinaison la plus défavorable pour chaque élément des charges extérieurs et intérieurs moyennes ( $C_e - C_i$ ). $Q$

$$Q_N = -0,97 \cdot 62,75 = -60,9 \text{ kg/m}^2; Q_E = -0,97 \cdot 105,3 = -102,1 \text{ kg/m}^2$$

b) Toiture du Hall ( $h = 12 \text{ m}$ )

b-1 Pression dynamique:  $Q_N = 75,6 \text{ kg/m}^2$ ;  $Q_E = 126,9 \text{ kg/m}^2$

b-2 Coefficient de Réduction ( $\delta$ ):  $L = 17 \text{ m}$ ,  $h = 12 \text{ m}$

$$\delta = 0,83 \quad Q_N = 62,75 \text{ kg/m}^2, \quad Q_E = 105,3 \text{ kg/m}^2$$

b-3 Action extérieure:  $\alpha = 20^\circ 33'$ ,  $C_e = -0,5$

b-4 Action intérieure:  $C_i = + 0,3$  (construction fermée)

b-5 Resultante:  $Q_N = 60,5 \text{ kg/m}^2$ ;  $Q_E = 84,24 \text{ kg/m}^2$ .

### C -3 Effet du seisme

a) Toiture de l'entrée:

a-1 Coefficient d'intensité  $\alpha = 1,5$  (zone II, ouvrage important)

a-2 Coefficient de reponse:  $T = 0,09 \cdot H/\sqrt{L}$

$$\beta = 0,105 / \sqrt[4]{T^3} \quad \text{amortisseur faible, toiture isolée.}$$

$$T_1 = 0,28 \text{ s}, \beta = 0,27; T_L = 0,31 \text{ s}, \beta = 0,25$$

$$\beta_{\max} = 0,2$$

a-3 Coef. de distribution  $\gamma = 1$

a-4 Coef. de fotation  $\delta = 1,15$  semelle isolée

a-5 Les coef. sismiques  $\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$

$$\sigma_1 = \sigma_L = 0,345 \quad \alpha > 1 \Rightarrow \sigma_V = \sigma_H / \sqrt{\alpha} = 0,281$$

### a-6 Calcul de la masse soumise au séisme

- charges permanentes : couvertures + poutre =  $951,4 + 1435,5 = 1908,4 \text{ kg/ml}$
- Surcharges d'exploitation :  $815 \text{ kg/ml}$

$$W = G + P/5 = 2071,4 \text{ kg/ml}$$

- charges revenant à chaque poutre :  $1035,7 \text{ kg/ml}$
- Séisme vertical sur chaque poutre:  $291,03 \text{ kg/ml}$

### b) Toiture du Hall

$$\underline{b-1}: \alpha = 1,5 ; \underline{b-2} : \beta = 0,0105/\sqrt{T^3}, T_L = 0,29 \text{ s}, \beta_L = 0,2 = \beta_1$$

$$\underline{b-3}: \gamma = 4/3 ; \underline{b-4} : \delta = 1,15 ; \underline{b-5} : \sigma_H = 0,46, \sigma_V = 0,37$$

### b-6 Calcul de la masse soumise au séisme

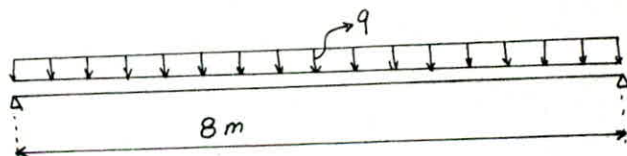
- Charges permanentes couverture + poutre =  $1920 + 705,06 \cdot 3 + 508,8 = 4543,98 \text{ kg/m}$
- surcharge d'exploitation :  $2400 \text{ kg/ml}$   
 $W = G + P/5 = 5023,98 \text{ kg/ml}$
- Charges revenant à la poutre du milieu (Plus défavorable)  
 $= 2512 \text{ kg/ml}$
- Séisme vertical sur la poutre  $929,44 \text{ kg/ml}$

### C-4 ETUDE DE LA PANNE

Elles portent la couverture .

#### a) Toiture de l'entrée (7 pannes)

La panne sera calculée par la combinaison la plus défavorable des charges suivantes :



$$\underline{\text{Charges permanentes}} C_p = 1,67 \cdot 80,4 + 42,4 = 176,67 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{\text{Vent normal}} V_n = 1,67 \cdot 60,9 = 101,7 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{\text{Vent extrême}} V_e = 1,67 \cdot 102,1 = 177,97 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{\text{Surcharge d'exploitation}} C_e = 1,67 \cdot 100 = 167 \text{ kg/ml}$$

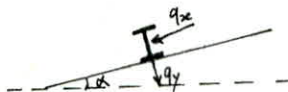
Les pannes seront calculées sous  $(4/3) \cdot C_p + (3/2) \cdot C_e$  et seront supposées appuyées, elles sont espacées de  $4,67 \text{ m}$

$$q = 4 \cdot C_p / 3 + 3C_e / 2 = 4 \cdot 134,3/3 + 3 \cdot 167/2 = 430 \text{ kg/ml (sans le poids propres de la panne)}$$

$$q_x = 430 \cdot \cos \alpha = 421,65 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = 430 \cdot \sin \alpha = 84,33 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = q_x \cdot l^2/8 = 3373,2 \text{ kg.m} ; M_y = q_y \cdot l^2/8 = 674,64 \text{ kg.m}$$



Dimensionnement :  $M_x / W_x + M_y / W_y < \sigma_{en}$  avec  $W_x = 7W_y$   
 $W_x \geq (M_x + 7M_y) / \sigma_{en} = (3373,2 + 7 \cdot 674,64) \cdot 100 / 2400 = 337,32 \text{ cm}^3$

IPE 300  $p = 42,4 \text{ kg/ml}$

Vérifications :  $q = 471,8 \text{ KG/ml}$  ;  $q_x = 462,6 \text{ kg/ml}$

$q_y = 92,5 \text{ kg/ml}$  ;  $M_x = 3700,8 \text{ kg.m}$  ;  $M_y = 740,0 \text{ kg.m}$

$T = q \cdot l / 2 = 1887,2 \text{ kg}$  .

à la résistance :  $\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y < \sigma_{en}$

$\sigma = 1583,7 \text{ KG/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifiée)

à la déformabilité : flèche admissible :  $\bar{f}_a = 800 / 200 = 4 \text{ cm}$

$f = 5ql^4 / 384 EI$  ;  $f_x = 1,4 \text{ cm}$  ,  $f_y = 3,8 \text{ cm}$  (Vérifiés)

NOTA :  $q =$  somme des charges et surcharges sans pondération  
 (CM 66 ; art 3,912 )

au deversement :

- Semelle supérieure : ne se deverse pas ( la couverture y est posée )

- Semelle inférieure : étude du deversement due au vent ,  
 ( CM 66 méthode simplifiée art 13,611)

$L = L - 0,4h \text{ C.b/e} = 800 - 0,4 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 1,132 \cdot 15 / 1,07 = 609,6 \text{ cm}$

$\frac{1}{1000 C} \frac{L h}{b e} \frac{\sigma_{en}}{24} = \frac{1 \cdot 609,6 \cdot 30 \cdot 24}{1000 \cdot 1,132 \cdot 15 \cdot 1,07 \cdot 24} = 1,0065$

$K_d = 2 \cdot \frac{1}{1000 C} \frac{L h}{b e} \frac{\sigma_{en}}{24} = 2,013$

calcul de  $\sigma_f$  :  $q = V_e - C_p = 177,7 - 176,67 = 1,03 \text{ kg/ml}$

$M = q \cdot l^2 / 8 = 10,4 \text{ kg.m}$  ;  $\sigma_f = 1,86 \text{ kg/cm}^2$  ;  $K_d \cdot \sigma_f = 3,75 < \sigma_{en}$

pas de risque de deversement

b) Toiture du Hall

$C_p = 108,83 + 42,4 = 151,25 \text{ kg/ml}$

$V_n = 1,35 \cdot 60,5 = 81,6 \text{ kg/ml}$

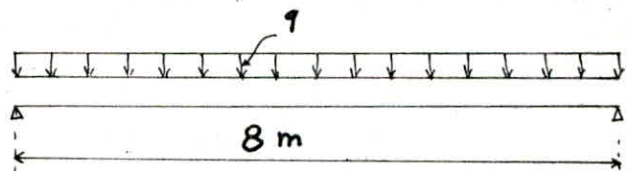
$V_e = 142,8 \text{ kg/ml}$  ;  $C_e = 1,35 \cdot 100 = 135 \text{ kg/ml}$  ;  $q = 347,6 \text{ kg/ml}$

Dimensionnement :  $\bar{f}_a = 4 \text{ cm} = 5ql / 384 \cdot EI$   $I_x = 2171 \text{ cm}^4$

$I_y = 535,2 \text{ cm}^4$

soit IPE 300

Nota :  $q =$  somme des charges et surcharges sans pondération  
 (CM 66 art 3,912 )





Vérification

à la résistance :  $\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1482 \text{ kg/cm}^2 \quad 2400 \text{ kg/cm}^2$

( $q_x=378 \text{ kg/ml}$ ;  $q_y=94,5 \text{ kg/ml}$ ;  $M_x=3024 \text{ kgm}$ ;  $M_y=756 \text{ kgm}$ ;  $T=1560 \text{ kg}$ )

à la déformabilité:  $\bar{f}_a \neq 4 \text{ cm}$ ;  $f_x = 1,15 \text{ cm}$ ;  $f_y = 3,9 \text{ cm}$

au deversement

- Semelle supérieure : ne se deverse pas .

- Semelle inférieure : sous le vent de succion c'est toujours la semelle supérieure

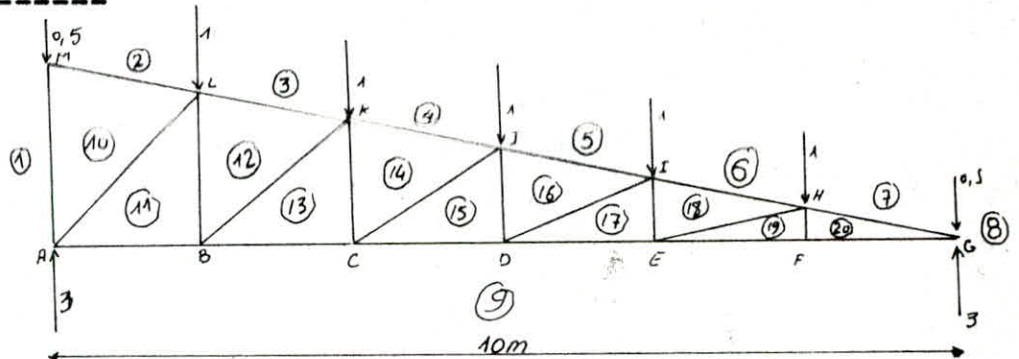
qui est comprimée pas de deversement de la semelle inférieure toujours tendue sous les différentes combinaisons des charges .

C-5 ETUDE DES POUTRES, FERMES.

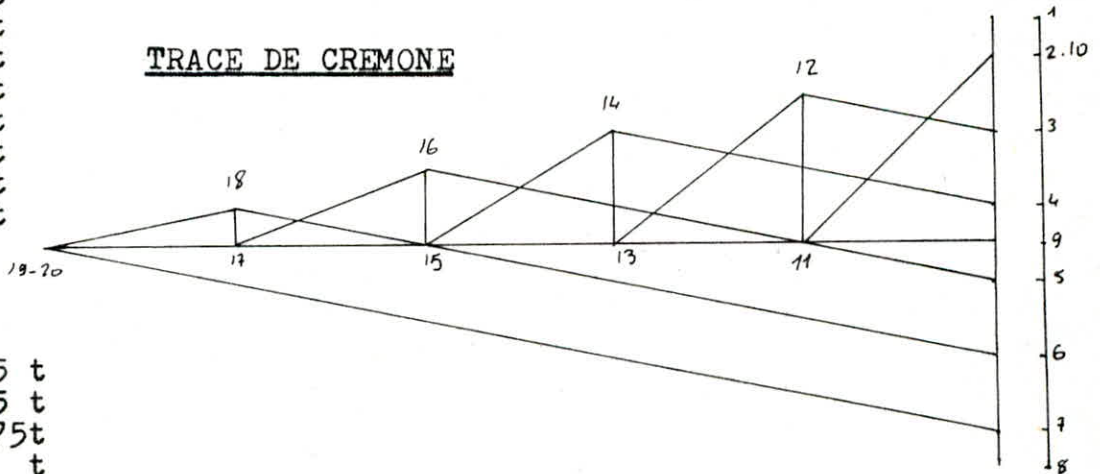
a) Toiture de l'entrée :

a-1 Calcul des efforts :

- 1-10 = 0,5 t
- 2-10 = 0 t
- 11-9 = 2,5 t
- 10-11 = -3,5 t
- 11-12 = 2 t
- 3-12 = -2,5 t
- 12-13 = -4/3 t
- 13-9 = 5 t
- 13-14 = 1,5 t
- 15-9 = 7,5 t
- 14-15 = 2,9 t
- 4-14 = -5,1 t
- 15-16 = 1 t
- 5-16 = -7,65 t
- 16-17 = -2,6 t
- 17-9 = 10 t
- 17-18 = 0,5 t
- 6-18 = -10,2 t
- 18-19 = -2,5 t



TRACE DE CREMONE



- 19-9 = 12,5 t
- 20-9 = 12,5 t
- 7-20 = -12,75 t
- 19-20 = 0 t

- Les charges seront transmises par les pannes .

- La détermination des efforts se fait par le diagramme de CREMONA

a-2 Dimensionnement des barres (à partir le critère de l'elancement et de la résistance)

- Membrure supérieure : Le plus sollicité : 7-20 (comprimée)

$$N = 12,75 \cdot 4 \cdot 0,472 \approx 24,072 \text{ t}$$

$$A = N / \sigma_{en} = 10,03 \text{ cm}^2 \text{ soit } L 100-100-10 ; I_x = 167,7 \text{ cm}^4$$

$$A = 19,13 \text{ cm}^2 ; i_x = I_x / A = 3,037 \text{ cm} ; l_x = 167 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = l_x / i_x = 55 ; \lambda_y = 44 \Rightarrow \lambda = 55 \quad K = 1,51$$

$$K \cdot N / A = 1898 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Diagonale : Le plus sollicité : 10-11 ;  $N = 6,68 \text{ t} ; l_x = 236 \text{ cm}$

$$l_y = 190 \text{ cm} ; \text{ soit } L 70-70-7 ; I_x = 42,3 \text{ cm}^4 ; A = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_x = 111,3 ; K = 2,2 ; K \cdot N / A = 1577 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Membrure inférieure : Le plus sollicité 19-9 , 20-9

$$N = 23,6 \text{ t} ; l_x = 167 \text{ cm} ; l_y = 133,6 \text{ cm} ; \text{ soit } L 100-100-10$$

$$A = 19,11 \text{ cm}^2 ; I_x = 178 \text{ cm}^4 ; \lambda_x = 55 ; K = 1,51 ;$$

$$K \cdot N / A = 1861 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Montant / Le plus sollicité 11-12 ;  $N = 3,77 \text{ t} ; l_x = 167 \text{ cm}$

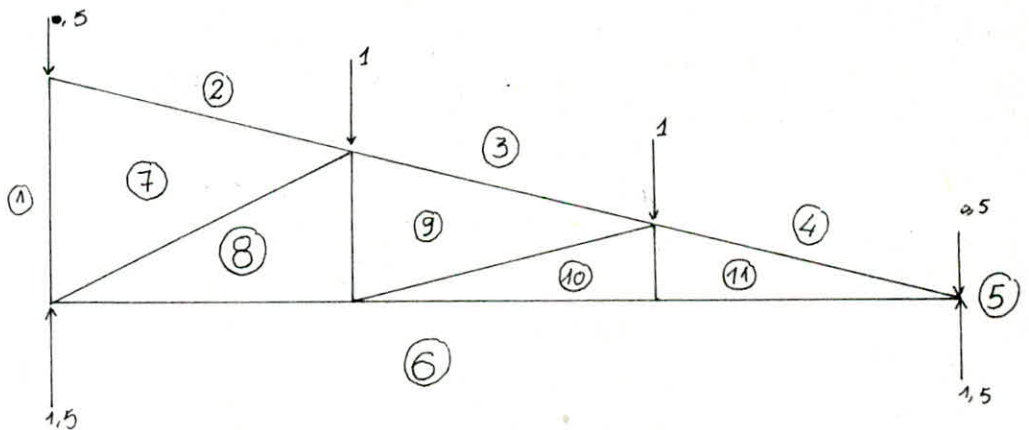
$$l_y = 133,6 \text{ cm} ; \text{ soit } L 50-50-5 ; A = 4,78 \text{ cm}^2 ; I_x = 11,15 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_x = 110,6 ; K = 2,19 ; K \cdot N / A = 1727 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

b) Toiture du hall :

b-I Ferme SHED

b-I-1 Efforts



$$1 - 7 = -0,5 \text{ t}$$

$$2 - 7 = 0 \text{ t}$$

$$7 - 8 = 2,24 \text{ t}$$

$$8 - 6 = 2 \text{ t}$$

$$8 - 9 = 0,5 \text{ t}$$

$$3 - 9 = -2,06 \text{ t}$$

$$9 - 10 = -2,06 \text{ t}$$

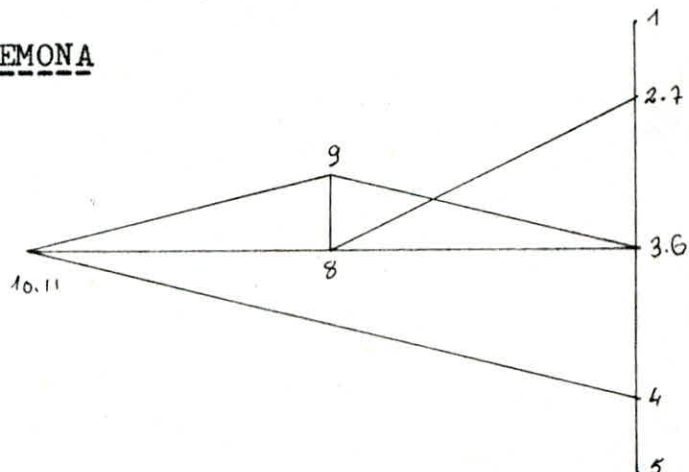
$$10 - 6 = 4 \text{ t}$$

$$11 - 6 = 4 \text{ t}$$

$$10 - 11 = 0 \text{ t}$$

$$4 - 11 = 4,12 \text{ t}$$

TRACE DE CREMONA



- Les charges seront transmises par les pannes .
- La détermination des efforts se fait par la trace de CREMONA

**b-I-2 Dimensionnement des barres ( même méthode que précédemment)**

- Membrure supérieure :  $N = 12,86 \text{ t}$  , L 70-70-7

$$K.N/A = 1678 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

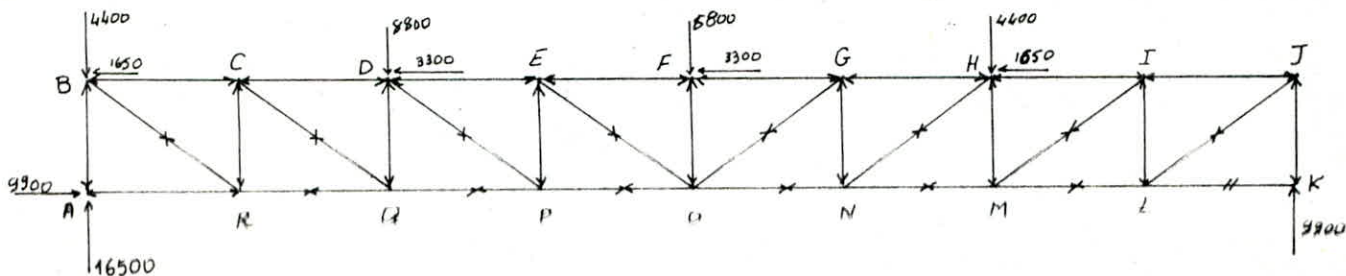
- Diagonale :  $N = 7 \text{ t}$  ; L 50-50-5 ;  $K.N/A = 1734 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$

- Membrure inférieure :  $N = 12,48 \text{ t}$  ; L 70-70-7 ;  $KN/A = 1616 \text{ kg/cm}^2$

- Montant :  $N = 1,56 \text{ t}$  ; L 30-30-3 ;  $A = 1,72 \text{ cm}^2$  ;  $I_x = 1,44 \text{ cm}^4$

$$K.N/A = 1975,4 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

**b-II CALCUL DE LA TRAVERSE PORTANT LES FERMES SHED**



**b-II-1 Efforts**

- Les charges sont transmises par les pannes et les sheds .
- La détermination des efforts est faite par la méthode des noeuds

**Tableau**

Barres	Efforts
A-R	- 8250
A-B	-16500
B-R	28691
B-C	- 24365
R-Q	17765
R-C	- 12100
C-D	- 50380
C-Q	28691
Q-P	47080
Q-D	- 12100
G-H	- 46145
G-N	- 5500
N-M	40920
N-H	13041
H-I	- 32670
H-M	- 9900

Barres	Efforts
D-E	- 54175
D-P	7825
P-O	54175
P-E	- 3300
E-F	- 61270
E-O	7825
F-G	- 5797
F-O	- 8800
O-N	52745
O-G	13041
M-L	21285
M-I	23475
I-J	- 11385
I-L	- 9900
L-K	60000
L-J	23475
K-J	- 9900

b-II-2 Dimensionnement des barres (même méthode que précédemment)

- Membrure supérieure  $N = 61270 \text{ kg}$  ; 2L 100-100-10  
 $A = 38,22 \text{ cm}^2$  ;  $2I_x = 356 \text{ cm}^2$  ;  $i_x = 3,05 \text{ cm}$  ;  $\lambda_x = 41,35$   
 $K = 1,315$  ;  $K.N/A = 2108 \text{ kg/cm}^2$  (vérifiée)
- Diagonale :  $N = 28691 \text{ kg}$  ; 2L 80-80-8 ;  $A = 24,46 \text{ cm}^2$   
 $2I_x = 145,8 \text{ cm}^2$  ;  $i_x = 2,44 \text{ cm}$  ;  $\lambda_x = 97$  ;  $K = 1,817$   
 $K.N/A = 2131 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)
- Membrure inférieure :  $N = 54175 \text{ kg}$  ; 2L 100-100-10 (vérifiée)
- Montant :  $N = 16500 \text{ kg}$  ; 2L 45-45-6 ;  $A = 10,12 \text{ cm}^2$   
 $2I_x = 18,3 \text{ cm}^4$  ;  $i_x = 1,344 \text{ cm}$  ;  $\lambda_x = 74,36$   
 $K = 1,357$  ;  $K.N/A = 2212,5 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifiée)

c) Déformation de la ferme et de la traverse

c-1 Vérification à la flèche (ferme de l'entrée)

Méthode de CASTIGLIANO  $f = 1,99 \text{ cm}$   $\bar{f} = 5 \text{ cm}$  (voir page suivante)

c-2 Vérification à la flèche (traverse du hall)

La vérification de la flèche se fait en considérant une poutre à âme pleine de même hauteur que la poutre pratt considérée, et ayant à tout point la même déformation sous l'action des charges verticales

NOTA Les déformations de 2 poutres sont les mêmes si leur énergie potentielle de déformation élastique est la même : Ceci résulte du calcul des déformations par CASTIGLIANO

$$I = h^2 \frac{A \cdot A'}{A + A'} ; A = A' = 38,22 \text{ cm}^2$$

$$I = 429975 \text{ cm}^4 ; f = 5 \cdot p \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I = 2,54 \text{ cm}$$

avec  $E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\bar{f} = 8,5 \text{ cm}$$

NOTA La notation de l'âme équivalente permet d'estimer le supplément de la flèche provenant de l'effort tranchant.

Tableau de déformabilité de c-1

N°	l	S	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	m <sub>3</sub>	m <sub>4</sub>	m <sub>5</sub>
1-10	200	4,8	0	0	0	0	0
2-10	170	19,15	0	0	0	0	0
11-9	167	19,15	18168	14534	10901	77267	3633
10-11	236	9,4	105447	82600	62135	41423	20712
11-12	167	4,8	69582	55667	41751	27831	13915
3-12	170	19,15	18864	15091	11318	75456	3773
12-13	213	9,4	0	96811	72608	47649	25211
13-9	167	19,15	36336	72672	54504	36336	18168
13-14	133	4,8	0	41563	31171	20782	10389
15-14	195	9,4	0	0?	-87653	-58235	-28817
4-14	170	19,15	38483	76966	57498	37728	18864
15-9	167	19,15	54504	109008	163512	109008	54504
15-16	100	4,8	0	0	30833	13889	6944
5-16	170	19,15	57724	115449	173173	115449	56592
16-17	180	9,4	0	0	0	88621	44311
17-9	137	19,15	59617	119234	178851	238468	119234
17-18	67	4,8	0	0	0	6978	3489
6-18	170	19,15	76966	153932	230898	301526	153932
18-19	170	9,4	0	0	0	0	113909
19_9	167	19,15	90840	181680	272519	363359	446932
20-9	167	19,15	90840	181680	272519	363359	446932
7-20	170	19,15	96207	192415	288623	376907	471983
19-20	0,33	4,8	0	0	0	0	0
$\frac{4 \cdot 0,472}{E} \sum$			0,73	1,357	1,668	1,99	1,8

$$m_i = N_x \cdot \bar{N}_{xi} \cdot l / 4 \cdot 0,472 \cdot S$$

#### d- Deversement de la traverse

Pas de deversement de la membrure comprimée sous les différents combinaisons des charges .

e - Flambement  $\frac{9}{8} (K' \sigma + \sigma_f) K_m \leq \sigma_e$

$$K' = 1,27, \sigma = 129,5 ; \sigma_f = 988,42 ; K_m = 1,025$$

$$\frac{9}{8} (K' \sigma + \sigma_f) K_m = 1330 \text{ kg/cm}^2$$

#### f - Vérifications sous circonstances exceptionnelles

##### Vent extrême , séisme

1°) Toiture de l'entrée : Les critères de la résistance et de stabilité sont toujours valables .

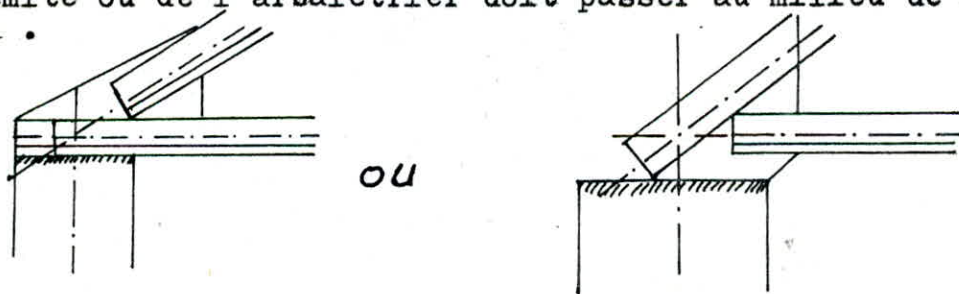
2°) Hall : On doit avoir une panne IPE 330 , le critère de la résistance et de stabilité sont vérifiées.  
La liaison traverse surface d'assiette sera encore à vérifiée au séisme .

#### D - CONTREVENTEMENTS

- Horizontaux : Seront placés dans les travées de rive. les diagonales tendues sont à prendre en compte  
 $\lambda$  (traction) = 200  
soit 1 L 100-100-10  $\Rightarrow \lambda = 86 < 200$

#### E - LIAISON TOITURE-SURFACE D'APPUI

E -1 Liaison ferme-mur : vu le choix de la ferme, nous exigeons que la verticale de l'épure de la diagonale d'extrémité ou de l'arbalétrier doit passer au milieu de la surface d'appui .



Si cette condition n'est pas réalisée le noeud est soumis à l'action d'un couple égal au produit de la réaction d'appui par sa distance à l'épure . Le gousset a pour seul effet de répartir les moments fléchissants entre les barres proportionnellement à leur raideur Il peut resulter de cet effort se conduire des déformations permanentes au moins disgracieuses, souvent dangereuses si l'on n'y porte remède.

NOTA : Les ailes des cornières seront placer toutes du même côté .

E -2 Liaison poutre-mur: dans le cas où les dimensions du poteau ne suffisent pas pour assurer une bonne assise de la poutre, une console courte sera à adopter .

## E-2-a Appareil d'appui

NOTA : nous calculons l'assiette de la poutre, (pour la ferme, la même méthode sera à suivre).

La liaison poutre-mur est établie à l'aide d'un appareil d'appui assurant une bonne transmission des efforts à la surface d'appui et par suite aux fondations.

- On a recourt aux articulations, (celles-ci permettent de s'opposer éventuellement à des efforts de soulèvement)

- Pour diminuer les efforts parallèles à la platine, il est avantageux d'orienter la surface d'assise perpendiculairement aux résultantes d'appui.

- L'ancrage des efforts peut se faire par un axe tournant dans des flasques en tôle ou des coussinets en acier moulé ou simplement par boulons traversant les platines avec jeu suffisant,

Prenant appui sur plaque par l'intermédiaire d'une rondelle plastique (Bellville, néoprène) permettant un mouvement de rotation de l'appui sans entraîner de flexion excessive de la tige de boulons, soit par effet de rotule, soit par distraction.

NOTA : il est possible d'adopter des appareils d'appui <sup>de type</sup> technologie poussée, pouvant résister aux effets horizontaux :

- Appareil hydromécanique, à Bielle, ...etc. Ce sont des appareils coûteux, qui demandent un entretien annuel.

- Puisque le budget du projet nous est inconnu nous adoptons l'appareil d'appui à rondelle plastique.

### E - 2a1 Dimensionnement

La plaque est perpendiculaire à  $T = 16500$  kg la force parallèle est alors 9900 kg,  $T/bc < \bar{\sigma}_b$ .

$$c = 10 + 10 + 2 + 4 + 4 = 30 \text{ cm} \quad \begin{array}{c} 9900 \\ \rightarrow \\ \text{-----} \\ \downarrow 16500 \end{array}$$

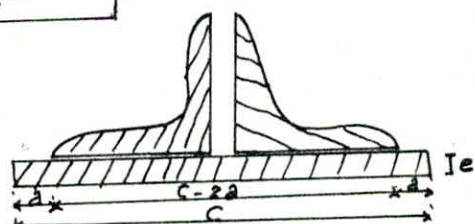
$$b \geq T/c \cdot \bar{\sigma}_b = 16500/30 \cdot 67,5 = 8,5 \text{ cm}$$

épaisseur de la platine  $M = P \cdot a^2 / 2$

$$M = 2012 \cdot 0,04^2 / 2 = 1,61 \text{ kg.m}$$

$$e \geq \sqrt{6 \cdot M / b \cdot \bar{\sigma}_{en}} = \sqrt{6 \cdot 1,61 / 8,2 \cdot 2400} = 0,22 \text{ cm}$$

nous choisissons une plaque de,  $b = 15 \text{ cm}$  ;  $c = 30 \text{ cm}$  ;  $e = 1 \text{ cm}$



### Calcul des boulons

Les boulons reprennent les efforts horizontaux, ils seront disposés sur une seule file. L'effort de cisaillement (circonstances normales) est de 9900 kg, l'effort total de cisaillement par boulon est 4950 kg.

$$1,54 \cdot 4950 / 0,8 \cdot 4,52 = 2106,3 \text{ kg/cm}^2 < e$$

NOTA : sous l'effet sismique horizontal  $S_{IH} = 1155,52 \text{ kg}$

$$\text{proj}(\text{horiz}) = 4050,84 \text{ kg} \quad S_{IH} + \text{proj}(\text{hor}) = 5195,36 \text{ kg}$$

$$(1,54 \cdot 5195,4 / 2 \cdot 0,8 \cdot 4,52 = 1106,3 \text{ kg/cm}^2 < e)$$

## F - Assemblage

( vu la similitude des assemblages, celle de la traverse du hall sera calculée )

- Les treillis seront soudés, alors pour limiter les effets secondaires, on élargisse l'ame de la membrure (au moyen d'un gousset), la barre est encastrée aux noeuds le centre de gravité des cordons doit coïncider avec la fibre neutre de la barre attachée .

### Soudures

#### Montant - membrures

$$N = 16500 \text{ kg}$$

$$l_1 = 16 \text{ cm}$$

$$l_2 = 8 \text{ cm}$$

$$a = 8 \text{ mm} \quad ; \quad a \cdot \alpha = 7,2 \text{ mm}$$

$$16500 / 0,75 \cdot 24 \cdot 0,72 = 1273,15 \text{ kg/cm}^2$$

#### Diagonals membrures

$$N = 28691,3 \text{ kg}$$

$$l_1 = 25 \text{ cm}$$

$$l_2 = 15 \text{ cm}$$

$$a = 8 \text{ mm} \quad ; \quad a \cdot \alpha = 7,2 \text{ mm}$$

$$28691,3 / 0,75 \cdot 40 \cdot 0,72 = 1328,3 \text{ kg/cm}^2$$



Chapitre V

B L O C S

- T O U R D ' E N T R A I N E M E N T

## T O U R ( T )

### GENERALITES

- C'est une tour d'entraînement, de hauteur 26 m et de section 6 m - 6 m, composée de 7 étages, munie de grandes ouvertures et un escalier hélicoïdal, elle sera étudiée comme un pylône.

- Le système de contreventement est en portiques (B.A).

Ce système a été adopté pour plusieurs raisons, surtout les grandes ouvertures, alors les inerties des poteaux étaient calculées en se référant sur celles des voiles d'une tour équivalente dont les ouvertures étaient plus petite (une artifice de calcul à fin d'avoir une construction relativement rigide).

- Pour les fondations, d'après des calculs préliminaires nous avons déterminé la largeur des semelles, il s'est avéré nécessaire de choisir un radier général (chevochement des semelles).

NOTA : Nous détaillerons l'étude dynamique.

Pour le calcul de notre structure, nous exposerons le nécessaire, les méthodes ont été déjà exposées.

### A - Etude Dynamique :

A-1 Préambule: L'étude dynamique d'une structure est nécessaire quand celle-ci présente un élançement considérable ou une dimension en plan importante.

#### - Evaluation des sollicitations

La méthode de calcul à l'aide des coefficients sismiques (P.S 69 art 3,112) dérive de la réponse élastique des oscillateurs multiples et de la considérations des spectres de réponse.

#### - Prépondérance du mode fondamental, importance des modes supérieurs

Généralement, le premier mode est le plus prépondérant, la réponse maximale est obtenue pour un temps voisin de celui de maximum de réponse du mode fondamental, ainsi les réponses dues aux modes supérieurs sont affaiblies, il sera alors permis de ne pas en tenir compte.

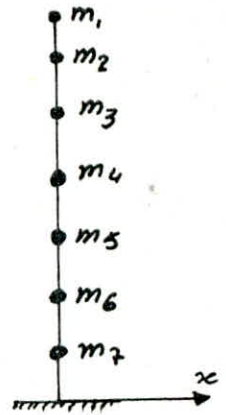
Mais dans notre cas (Pylône; structure à faible amortissement) et quelque soit le degré d'amortissement de la structure, si la période fondamentale est longue, la période du 2<sup>o</sup> mode et celle du 3<sup>o</sup> mode seront considérables.

Le premier mode reste important, mais il ne sera plus possible de considérer qu'il régle seul le comportement de la construction.

Les règles imposent la considération effective des deux ou trois premiers modes de vibration.

## A-2 Choix du modèle mathématique, méthode de calcul

- Un système à masses concentrées  $m_1 \dots m_7$
- Le système présente autant de degrés de liberté qu'il y a des masses concentrées.
- Il existe méthodes exactes laborieuses des méthodes approchées mais donnant des résultats suffisants. Méthode de RAYLEIGH, STODOLA, MOLZER



## A-3 Méthode de RAYLEIGH

La période du premier mode est déterminée d'une manière approchée en partant d'une déformée arbitraire mais plausible, la précision obtenue est suffisante en pratique.

## A-4 Méthode de STODOLA

La déformée et la période du premier mode de vibration sont évaluées par iteration, les modes suivants peuvent être déterminés tout en se basant sur l'orthogonalité des vecteurs propres.

## A-5 Matrice de rigidité

La structure est supposée élastique, il existe donc des relations lineaires entre les forces exterieures et déplacements.

$$U = \begin{pmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_j \\ \vdots \\ u_n \end{pmatrix} = \text{vecteur des déplacements ; } F = \begin{pmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_j \\ \vdots \\ f_n \end{pmatrix} = \text{vecteur des forces exterieures}$$

$$F = K \cdot U$$

$$f_1 = K_{11} \cdot u_1 + \dots + K_{1j} \cdot u_j + \dots + K_{1n} \cdot u_n$$

$\vdots$

$$f_j = K_{j1} \cdot u_1 + \dots + K_{jj} \cdot u_j + \dots + K_{jn} \cdot u_n$$

$\vdots$

$$f_n = K_{n1} \cdot u_1 + \dots + K_{nj} \cdot u_j + \dots + K_{nn} \cdot u_n$$

K represente la matrice de rigidité de dimension (n.n) (n degrés de liberté)

$$K = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1j} & \dots & K_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ K_{i1} & K_{i2} & \dots & K_{ij} & \dots & K_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ K_{n1} & \dots & \dots & K_{nj} & \dots & K_{nn} \end{pmatrix}$$

## A-6 Matrice des masses

- La masse de la structure est concentrée aux noeuds,
- Lorsque les masses sont accélérées, les forces d'inertie ont pour valeur

$$\begin{aligned} f_1 &= m_1 \cdot \ddot{u}_1 \\ \vdots \\ f_j &= m_j \cdot \ddot{u}_j \\ \vdots \\ f_n &= m_n \cdot \ddot{u}_n \end{aligned} \quad \text{ou } F = M \cdot \ddot{U}$$

$\ddot{U}$  représente le vecteur des accélérations .

M est la matrice des masses. diagonale de dimension (n.n)

## A-7 REMARQUES

- 1) Les méthodes sont basées sur la conservation d'énergie, elles ne seront applicables qu'aux systèmes conservatifs .
- 2) La recherche du mode fondamental :  $T = 2 \cdot \pi / \omega$
- 3) La recherche des modes supérieurs; (STODOLA) quelque soit la déformée hypothétique de départ choisie, les itérations convergent vers le mode fondamental, alors si on désire rechercher les caractéristiques du  $j^{\text{ème}}$  mode il convient .
  - De chercher les caractéristiques des modes de rang inférieur à j .
  - D'expurger les déformées approchées successives des composantes parasites correspondant aux modes inférieures jusqu'à j-1 inclusivement, cette élimination basée sur les propriétés d'orthogonalité des vecteurs propres, s'effectue suivant le processus indiqué ci-après .
  - Les modes 2 et 3 seront explicités convenablement durant le calcul .

## B Calcul de la période par méthode forfaitaire de P.S 69

$$T = 0,09 \cdot H / \sqrt{L} = 0,946 \text{ s}$$

### REMARQUES:

- Pour les sollicitations,  $\Sigma$ , la sollicitation la plus défavorable résultant du mode 1,  $\Sigma_1$ , et  $\Sigma_2$  des modes 2 et 3 respectivement .

La sollicitation résultante

$$\Sigma = \sqrt{\Sigma_1^2 + \lambda_2 \cdot \Sigma_2^2 + \lambda_3 \cdot \Sigma_3^2}$$

dans notre cas et d'après P.S 69 art 3, 114-13

$$\lambda_2 = 0 \quad ; \quad \lambda_3 = 0 \quad \Rightarrow \quad \Sigma = \Sigma_1$$

## C- CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

### a) Calcul de la rigidité, Souplesse

$K = 12 \cdot E \cdot I / h^3$  ; assimilée à la force  $T$  produisant le déplacement unitaire de l'étage .

$$u = 1 = h^3 \cdot T / 12EI$$

$$K_i = 12E \cdot I_{i=1..7} / h_i^3 \quad ; \quad R+1, \dots, R+6 : K = 12 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot I / 3,6^3$$

$$R : K = 12 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot I / 4,14^3$$

Souplesse  $S_i = 1/K_i$  en m/t

Niv	Etage	h (m)	section	I pour 1 pot	I pour 9 pot	$K_i \cdot (10^6)$	$S_i \cdot (10^{-6})$
1	R+6	3,6	40-40	0,00213	0,0192	0,01778	56,25
2	R+5	3,6	40-40	0,00213	0,0192	0,01778	56,25
3	R+4	3,6	50-50	0,0052	0,0468	0,0434	23,04
4	R+3	3,6	50-50	0,0052	0,0468	0,0434	23,04
5	R+2	3,6	50-50	0,0052	0,0468	0,0434	23,04
6	R+1	3,6	60-60	0,0108	0,0972	0,09	11,111
7	R	4,14	60-60	0,0108	0,0972	0,05918	16,8986

### Matrice de rigidite de la structure

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_1 & K_1+K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_3 & K_3+K_4 & -K_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_4 & K_4+K_5 & -K_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5+K_6 & -K_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_6 & K_6+K_7 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K] = 10^6 \begin{bmatrix} 0,01778 & -0,01778 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,01778 & 0,03556 & -0,01778 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0,01778 & 0,06118 & -0,0434 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0,0434 & 0,0868 & -0,0434 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0,0434 & 0,0868 & -0,0434 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -0,0434 & 0,1334 & -0,09 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0,09 & -0,1492 \end{bmatrix}$$

b) Matrice de la souplesse

$$[s] = \begin{bmatrix} s_1 + \dots + s_7 & s_2 + \dots + s_7 & s_3 + \dots + s_7 & s_4 + \dots + s_7 & s_5 + \dots + s_7 & s_6 + s_7 & s_7 \\ s_2 + \dots + s_7 & // & // & // & // & // & s_7 \\ s_3 + \dots + s_7 & s_3 + \dots + s_7 & // & // & // & // & s_7 \\ s_4 + \dots + s_7 & s_4 + \dots + s_7 & s_4 + \dots + s_7 & // & // & // & s_7 \\ s_5 + \dots + s_7 & s_5 + \dots + s_7 & s_5 + \dots + s_7 & s_5 + \dots + s_7 & // & // & s_7 \\ s_6 + s_7 & s_6 + s_7 & s_6 + s_7 & s_6 + s_7 & s_6 + s_7 & // & s_7 \\ s_7 & s_7 & s_7 & s_7 & s_7 & s_7 & s_7 \end{bmatrix}$$

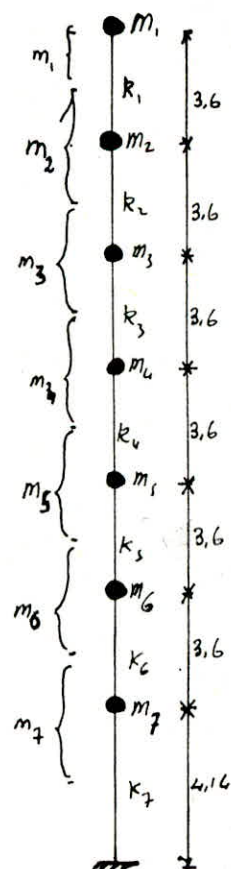
$$[s] \times 10^{-5} = \begin{bmatrix} 20,963 & 15,338 & 9,713 & 7,409 & 5,105 & 2,801 & 1,6899 \\ 15,338 & // & // & // & // & // & // \\ 9,713 & 9,713 & // & // & // & // & // \\ 7,409 & 7,409 & 7,409 & // & // & // & // \\ 5,105 & 5,105 & 5,105 & 5,105 & // & // & // \\ 2,801 & 2,801 & 2,801 & 2,801 & 2,801 & // & // \\ 1,6899 & 1,6899 & 1,6899 & 1,6899 & 1,6899 & 1,6899 & // \end{bmatrix}$$

c) Masse

	$m_1(t)$	$m_2(t)$	$m_3(t)$	$m_4(t)$	$m_5(t)$	$m_6(t)$	$m_7(t)$
Plancher	29,5	18	18	18	18	18	18
Surcharge	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5
Mur ext	9	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Poteau	6,5	13	16,6	20,2	20,2	24,7	31,4
Poutre	21,6	21,6	21,6	21,6	21,6	21,6	21,6
Escalier	2	4	4	4	4	4	4
$\Sigma$	91,1	90,6	94,2	97,8	97,8	102,3	109

c-1 Matrice de masse

$$[M] = \begin{bmatrix} 91,1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 90,6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 94,2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 97,8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 97,8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 102,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 109,0 \end{bmatrix}$$

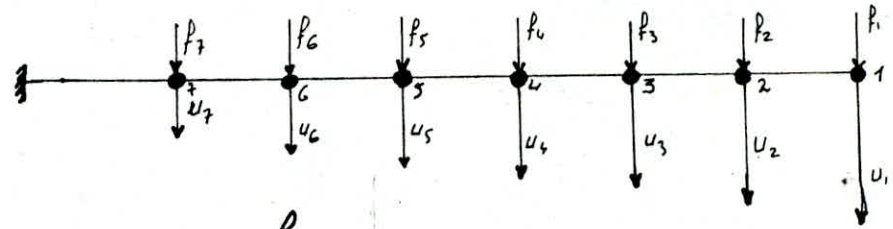


d) Evaluation des déplacements de la structure sous charges nodaux statique

$$[U] = [K]^{-1} \cdot [P]$$

$$[U] = [S] \cdot \begin{bmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_7 \end{bmatrix}$$

modélisation.



$$f_i = m_i \cdot g$$

$$u_i = f_i \cdot S_{i,j}$$

$$U = \begin{bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_7 \end{bmatrix}$$

stage	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$U_1$	
	91,1	90,6	91,2	97,8	97,8	102,3	109		
[S]	R+6	20,963	15,338	9,713	7,409	5,105	2,801	1,6899	5,909
	R+5	15,338	//	//	//	//	//	//	5,396
	R+4	9,713	9,713	//	//	//	//	//	4,374
	R+3	7,409	7,409	7,409	//	//	//	//	3,739
	R+2	5,105	5,105	5,105	5,105	//	//	//	2,878
	R+1	2,801	2,801	2,801	2,801	2,801	//	//	1,791
	R	1,6899	1,6899	1,6899	1,6899	1,6899	1,6899	//	1,154

e) Analyse dynamique

e-1 Calcul de T et par la méthode de RAYLEIGH

Pour le mode fondamental

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{i=1}^7 f_i \cdot u_i}{\sum_{i=1}^7 m_i \cdot u_i^2} \quad ; \quad \text{comme } f_i = m_i \cdot g \equiv \text{force statique}$$

$$\omega_1^2 = 981 \cdot 2395,3662 / 10271,704 = 228,76966$$

$$\omega = 15,125133 \quad T = 2 \cdot \pi / \omega = 0,415 \text{ s}$$

$$\underline{T = 0,415 \text{ s}}$$

## e-2 Méthode de STODOLA

Par la méthode de STODOLA on peut trouver le mode fondamental, et les modes supérieurs, l'influence des modes supérieurs sera appréciable .

### Caracteristiques necessaires

Sont les matrices des rigidites , souplesses , masses , et le matrice dynamique  $[D] = [S] \cdot [M]$

$$[D] = \begin{bmatrix} 1,909729 & 1,389623 & 0,914965 & 0,724600 & 0,499269 & 0,286523 & 0,184199 \\ 1,389623 & // & // & // & // & // & // \\ 0,884854 & 0,879998 & // & // & // & // & // \\ 0,674960 & 0,671255 & 0,697928 & // & // & // & // \\ 0,465065 & 0,462513 & 0,480891 & 0,499269 & // & // & // \\ 0,255171 & 0,253770 & 0,263854 & 0,273939 & 0,273939 & // & // \\ 0,153950 & 0,153105 & 0,159188 & 0,165272 & 0,165272 & 0,172877 & // \end{bmatrix}$$

On détermine le vecteur de déplacement  $\{u_1\}$  par la formule :

$$\{u_1\} = \omega^2 [S][M]\{u_0\} \quad \text{et à un coefficient près}$$

$$(1/\omega^2) \cdot \{u_1\} = [S][M]\{u_0\} = \text{equivalent au vecteur propre } \{\phi_1\}$$

## e-21 Calcul du mode fondamental

On part d'une déformée approchée normalisée  $\{u_0\}$  .

Dans nos calculs on prendra la déformée déjà calculée sous les charges nodaux statiques .

$$\{u_0\} = \begin{bmatrix} 5,909 \\ 5,396 \\ 4,374 \\ 3,739 \\ 2,878 \\ 1,791 \\ 1,154 \end{bmatrix} \Rightarrow \{u_1\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,913183 \\ 0,740227 \\ 0,632764 \\ 0,487053 \\ 0,303097 \\ 0,195295 \end{bmatrix}$$

$$\{u_1^{(1)}\} = \begin{bmatrix} 4,680480 \\ 4,168043 \\ 3,190224 \\ 2,629052 \\ 1,925300 \\ 1,111800 \\ 0,685044 \end{bmatrix} \Rightarrow \{u_1^{(1)}\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,890516 \\ 0,681602 \\ 0,561706 \\ 0,411347 \\ 0,237540 \\ 0,146362 \end{bmatrix}$$



Iterations:

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(2)} = \begin{bmatrix} 4,478258 \\ 3,965822 \\ 2,999554 \\ 2,455838 \\ 1,785552 \\ 1,022578 \\ 0,627639 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,885519 \\ 0,669804 \\ 0,548391 \\ 0,398716 \\ 0,228343 \\ 0,140152 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(3)} = [D] \cdot \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(2)} = \begin{bmatrix} 4,440786 \\ 3,928350 \\ 2,964628 \\ 2,424516 \\ 1,760834 \\ 1,007310 \\ 0,617974 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(3)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884607 \\ 0,667591 \\ 0,545965 \\ 0,396514 \\ 0,226831 \\ 0,139159 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(4)} = [D] \cdot \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(3)} = \begin{bmatrix} 4,434566 \\ 3,922130 \\ 2,958873 \\ 2,419432 \\ 1,756421 \\ 1,004611 \\ 0,616272 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(4)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884445 \\ 0,667229 \\ 0,545585 \\ 0,396075 \\ 0,226541 \\ 0,138970 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(5)} = [D] \cdot \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(4)} = \begin{bmatrix} 4,432851 \\ 3,920415 \\ 2,957241 \\ 2,417912 \\ 1,755646 \\ 1,004132 \\ 0,615970 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(5)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884400 \\ 0,667119 \\ 0,545453 \\ 0,396053 \\ 0,226520 \\ 0,138956 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(6)} = [D] \cdot \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(5)} = \begin{bmatrix} 4,432573 \\ 3,920137 \\ 2,956986 \\ 2,417690 \\ 1,755486 \\ 1,004041 \\ 0,615914 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(6)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884393 \\ 0,667104 \\ 0,545437 \\ 0,396042 \\ 0,226514 \\ 0,138951 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(7)} = [D] \cdot \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(6)} = \begin{bmatrix} 4,432530 \\ 3,920094 \\ 2,956946 \\ 2,417655 \\ 1,755460 \\ 1,004025 \\ 0,615904 \end{bmatrix} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_1 \end{matrix} \right\}^{(7)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884392 \\ 0,667101 \\ 0,545434 \\ 0,396040 \\ 0,226513 \\ 0,138951 \end{bmatrix}$$

$$\frac{1}{\omega_1^2} \{f\} = [K] \cdot [U_1] ; [U_1] = [\phi_1] = [U_1^{(?)}]$$

$$\{f\} = \begin{bmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20,5551 \\ 18,0792 \\ 14,1691 \\ 12,0335 \\ 8,7377 \\ 5,2311 \\ 3,4532 \end{bmatrix} ; \omega_1^2 = 981 \cdot \frac{\sum_{i=1}^7 f_i \cdot U_i}{\sum_{i=1}^7 m_i \cdot U_i^2}$$

$$= 981 \cdot 57,685117 / 255,67231 =$$

$$= 981 \cdot 0,2256213 = 221,33449$$

$$\omega_1 = 14,877314 \Rightarrow T = 2\pi/\omega = 0,422 \text{ s}$$

### Comparaison

$$\beta = 0,09 / 4 \sqrt{T^3}$$

- 1) RAYLEIGH     $T = 0,415 \text{ s} ; \beta = 0,174$
- 2) STODOLA     $T = 0,422 \text{ s} ; \beta = 0,172$
- 3) P.S 69      $T = 0,946 \text{ s} ; \beta = 0,094$

### e -2-2 Calcul des modes superieurs

#### 1) Mode 2

deformée statique initiale

$$\{\bar{U}_0\} = \begin{bmatrix} 5,909 \\ 5,396 \\ 4,374 \\ 3,739 \\ 2,878 \\ 1,791 \\ 1,154 \end{bmatrix} \Rightarrow \{U_0\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,913183 \\ 0,740227 \\ 0,632764 \\ 0,487053 \\ 0,303097 \\ 0,195295 \end{bmatrix} \text{ et } \{\phi_1\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,884392 \\ 0,667101 \\ 0,545434 \\ 0,396040 \\ 0,226513 \\ 0,138951 \end{bmatrix}$$

### Principe

$$\{\bar{U}_0\} = \underbrace{Y_1}_{\text{M.F}} \cdot \underbrace{\{\phi_1\}}_{\text{M.2}} + \underbrace{Y_2}_{\text{M.2}} \cdot \underbrace{\{\phi_2\}}_{\text{M.3}} + \underbrace{Y_3}_{\text{M.3}} \cdot \underbrace{\{\phi_3\}}_{\text{M.3}}$$

$$\text{Pour } 2^\circ \text{ mode } \left\{ U_0 - Y_1 \phi_1 \right\} = \underbrace{Y_2}_{\substack{Y=U_2 \\ \neq 0}} \underbrace{\{\phi_2\}}_{\substack{Y=U_2 \\ \neq 0}} + \underbrace{Y_3}_{\substack{Y=U_2 \\ \neq 0}} \underbrace{\{\phi_3\}}_{\substack{Y=U_2 \\ \neq 0}}$$

$$Y_1 = \{\phi_1^T\} \cdot [M] \cdot \{U_0\} / \{\phi_1^T\} \cdot [M] \cdot \{\phi_1\}$$

$$\phi_1^T = 1 ; \left[ 0,884392 ; 0,667101 ; 0,545434 ; 0,39604 ; 0,226513 ; 0,1389 \right]$$

$$Y_1^{(0)} = 273,38613 / 255,67227 = 1,0692835$$

$$\bar{U}_2^{(0)} = \begin{bmatrix} -0,069283 \\ -0,032483 \\ 0,026907 \\ 0,049540 \\ 0,060890 \\ 0,046717 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(0)} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,468842 \\ 0,388361 \\ 0,715034 \\ 0,917593 \\ 0,878853 \\ 0,674288 \end{bmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(1)} = D \cdot U_2^{(0)} = \begin{bmatrix} -0,853652 \\ -0,341216 \\ 0,410157 \\ 0,633630 \\ 0,695983 \\ 0,551570 \\ 0,382054 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(1)} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,399713 \\ 0,480473 \\ 0,742258 \\ 0,815300 \\ 0,646137 \\ 0,447552 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(1)} = -3,8099 \cdot 10^{-5} \quad \bar{U}_2^{(1)c} = \begin{bmatrix} -0,99996 \\ -0,39968 \\ 0,480498 \\ 0,742279 \\ 0,815315 \\ 0,646145 \\ 0,447557 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(1)c} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,399695 \\ 0,480516 \\ 0,742307 \\ 0,815346 \\ 0,646170 \\ 0,447574 \end{bmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(2)} = D \cdot U_2^{(1)c} = \begin{bmatrix} -0,812961 \\ -0,300525 \\ 0,415608 \\ 0,604646 \\ 0,626420 \\ 0,464472 \\ 0,312934 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(2)} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,369667 \\ 0,511227 \\ 0,743757 \\ 0,770541 \\ 0,571334 \\ 0,384931 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(2)} = -2,0112 \cdot 10^{-5} \quad \bar{U}_2^{(2)c} = \begin{bmatrix} -0,999980 \\ -0,369649 \\ 0,511240 \\ 0,743768 \\ 0,770549 \\ 0,571339 \\ 0,384934 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(2)c} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,369656 \\ 0,511250 \\ 0,743783 \\ 0,770564 \\ 0,571350 \\ 0,384942 \end{bmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(3)} = D \cdot U_2^{(2)c} = \begin{bmatrix} -0,797361 \\ -0,284925 \\ 0,415900 \\ 0,591997 \\ 0,600497 \\ 0,435366 \\ 0,290797 \end{bmatrix} \Rightarrow U_2^{(3)} = \begin{bmatrix} -1 \\ -0,357335 \\ 0,521596 \\ 0,742445 \\ 0,753105 \\ 0,546009 \\ 0,364699 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(3)} = -1,5733 \cdot 10^{-5}; \bar{U}_2^{(3)c} = \begin{vmatrix} -0,999984 \\ -0,357321 \\ 0,521606 \\ 0,742453 \\ 0,753111 \\ 0,546012 \\ 0,364701 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(3)c} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,357327 \\ 0,521614 \\ 0,742465 \\ 0,753123 \\ 0,546021 \\ 0,364707 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(4)} = D \cdot U_2^{(3)c} = \begin{vmatrix} -0,791393 \\ -0,278957 \\ 0,415585 \\ 0,586859 \\ 0,590833 \\ 0,425106 \\ 0,283128 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(4)} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,352489 \\ 0,525131 \\ 0,741552 \\ 0,746573 \\ 0,537162 \\ 0,357759 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(4)} = -1,6999 \cdot 10^{-5}; \bar{U}_2^{(4)c} = \begin{vmatrix} -0,999983 \\ -0,352474 \\ 0,525142 \\ 0,741561 \\ 0,746580 \\ 0,537166 \\ 0,357761 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(4)c} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,352480 \\ 0,525151 \\ 0,741574 \\ 0,746593 \\ 0,537175 \\ 0,357767 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(5)} = D \cdot U_2^{(4)c} = \begin{vmatrix} -0,788319 \\ -0,275883 \\ 0,415368 \\ 0,584862 \\ 0,587258 \\ 0,421424 \\ 0,280399 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(5)} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,349964 \\ 0,526904 \\ 0,741910 \\ 0,744950 \\ 0,534586 \\ 0,355692 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(5)} = 6,83021 \cdot 10^{-4}; \bar{U}_2^{(5)c} = \begin{vmatrix} -1,000683 \\ -0,350568 \\ 0,526448 \\ 0,741537 \\ 0,744679 \\ 0,534431 \\ 0,355597 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(5)c} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,350329 \\ 0,526089 \\ 0,741031 \\ 0,744171 \\ 0,534066 \\ 0,355354 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(6)} = D \cdot U_2^{(5)c} = \begin{vmatrix} -0,788249 \\ -0,275813 \\ 0,415181 \\ 0,584023 \\ 0,585888 \\ 0,420069 \\ 0,279406 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(6)} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,349906 \\ 0,526713 \\ 0,740912 \\ 0,743278 \\ 0,532914 \\ 0,354464 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(6)} = 5,2983 \cdot 10^{-5}; \bar{U}_2^{(6)c} = \begin{vmatrix} -0,999947 \\ -0,349859 \\ 0,526748 \\ 0,740941 \\ 0,743299 \\ 0,532926 \\ 0,354471 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(6)c} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,349877 \\ 0,526776 \\ 0,740980 \\ 0,743338 \\ 0,532954 \\ 0,354490 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_2^{(7)} = D \cdot U_2^{(6)c} = \begin{vmatrix} -0,787905 \\ -0,275469 \\ 0,415276 \\ 0,583875 \\ 0,585508 \\ 0,419645 \\ 0,279087 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(7)} = \begin{vmatrix} -1 \\ -0,349622 \\ 0,527064 \\ 0,741048 \\ 0,743120 \\ 0,532609 \\ 0,354214 \end{vmatrix}$$

$$Y_4^{(7)} = 1,057 \cdot 10^{-4}; \bar{U}_2^{(7)c} = \begin{vmatrix} -1,000106 \\ -0,349715 \\ 0,526993 \\ 0,740990 \\ 0,743078 \\ 0,532585 \\ 0,354199 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(7)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ -0,349678 \\ 0,526937 \\ 0,740912 \\ 0,742999 \\ 0,532529 \\ 0,354162 \end{vmatrix}$$

$$U_2^{(8)} = D \cdot U_2^{(7)c} = \begin{vmatrix} -0,787881 \\ -0,275445 \\ 0,415198 \\ 0,583720 \\ 0,585292 \\ 0,419445 \\ 0,278942 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(8)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ -0,349602 \\ 0,526980 \\ 0,740873 \\ 0,742868 \\ 0,532371 \\ 0,354041 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(8)} = -1,7219 \cdot 10^{-5}; \bar{U}_2^{(8)c} = \begin{vmatrix} -0,999983 \\ -0,349587 \\ 0,526991 \\ 0,740882 \\ 0,742875 \\ 0,532375 \\ 0,354043 \end{vmatrix} \Rightarrow U_2^{(8)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ -0,349593 \\ 0,527000 \\ 0,740895 \\ 0,742888 \\ 0,532384 \\ 0,354049 \end{vmatrix}$$

$$U_2 = U_2^{(8)c} \Rightarrow \{f\} = \begin{vmatrix} -115,6424 \\ -40,2159 \\ 63,0278 \\ 91,9655 \\ 92,2237 \\ 69,1428 \\ 49,0955 \end{vmatrix}$$

$$\omega_2^2 = g \cdot \sum_{i=1}^7 f_i \cdot U_{i1} / \sum_{i=1}^7 m_i \cdot U_{i1}^2 = 981 \cdot 353,75864 / 278,65219 = 1245,4136$$

$$\Rightarrow \omega_2 = 35,290418 \Rightarrow T_2 = 2\pi / \omega_2 = 0,178 \text{ s}$$

$$\underline{T_2 = 0,178 \text{ s}}$$

Mode 3

$$U_0 = \begin{bmatrix} 1,000000 \\ 0,913183 \\ 0,740227 \\ 0,632764 \\ 0,487053 \\ 0,303097 \\ 0,195295 \end{bmatrix} ; \quad \phi_1 = \begin{bmatrix} 1,000000 \\ 0,884392 \\ 0,667101 \\ 0,545434 \\ 0,396040 \\ 0,226040 \\ 0,138951 \end{bmatrix} ; \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ -0,349593 \\ 0,527000 \\ 0,740895 \\ 0,742888 \\ 0,532384 \\ 0,354049 \end{bmatrix}$$

$$Y_1 = \phi_1^T \cdot M \cdot U_1 / \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$$

$$Y_1 = 1,0692835$$

$$Y_2 = 0,0789679$$

$$\bar{u}_3^{(0)c} = \begin{bmatrix} 0,009684 \\ -0,000408 \\ -0,014709 \\ -0,008966 \\ 0,004909 \\ 0,019355 \\ 0,018758 \end{bmatrix} \Rightarrow u_3^{(0)c} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,042131 \\ 1,518918 \\ 0,925857 \\ -0,506919 \\ -1,998658 \\ -1,937009 \end{bmatrix}$$

Iterations

$$\bar{u}_3^{(1)} = \begin{bmatrix} -0,973096 \\ -0,460660 \\ 0,118308 \\ -0,098253 \\ -0,435439 \\ -0,658400 \\ -0,538784 \end{bmatrix} \Rightarrow u_3^{(1)} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ -0,473397 \\ 0,121579 \\ -0,100970 \\ -0,447478 \\ -0,676604 \\ -0,553680 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(1)} = -0,6577703$$

$$Y_2^{(1)} = 0,050547$$

$$\bar{u}_3^{(1)c} = \begin{bmatrix} -0,291683 \\ 0,126000 \\ 0,537393 \\ 0,220350 \\ -0,224525 \\ -0,554832 \\ -0,480178 \end{bmatrix} \Rightarrow u_3^{(1)c} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,431976 \\ 0,842387 \\ 0,755440 \\ -0,769757 \\ -1,902175 \\ -1,646232 \end{bmatrix}$$

$$\bar{u}_3^{(2)} = \begin{bmatrix} -0,308901 \\ 0,203535 \\ 0,495828 \\ 0,215684 \\ -0,234682 \\ -0,511600 \\ -0,428969 \end{bmatrix} \Rightarrow u_3^{(2)} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,658901 \\ 1,605137 \\ 0,698231 \\ -0,759733 \\ -1,656195 \\ -1,388695 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(2)} = 0,0429156$$

$$Y_2^{(2)} = 5,44697 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{u}_3^{(2)c} = \begin{bmatrix} -1,037468 \\ 0,622851 \\ 1,573637 \\ 0,670788 \\ -0,780776 \\ -1,668795 \\ -1,396587 \end{bmatrix} \Rightarrow u_3^{(2)c} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,600356 \\ 1,516804 \\ 0,645622 \\ -0,752578 \\ -1,608526 \\ -1,346149 \end{bmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(3)} = D \cdot U_3^{(2)c} = \begin{vmatrix} -0,318476 \\ 0,193959 \\ 0,400442 \\ 0,155813 \\ -0,234292 \\ -0,448467 \\ -0,368949 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(3)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,609214 \\ 1,257368 \\ 0,489245 \\ -0,735665 \\ -1,408164 \\ -1,158481 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(3)} = -0,0619724$$

$$Y_2^{(3)} = -0,0185698$$

$$\bar{U}_3^{(3)c} = \begin{vmatrix} -0,956597 \\ 0,657554 \\ 1,308514 \\ 0,536820 \\ -0,697315 \\ -1,384263 \\ -1,143291 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(3)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,687388 \\ 1,367884 \\ 0,561177 \\ -0,728954 \\ -1,447070 \\ -1,195165 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(4)} = D \cdot U_3^{(3)c} = \begin{vmatrix} -0,295035 \\ 0,217401 \\ 0,379530 \\ 0,149055 \\ -0,207869 \\ -0,400538 \\ -0,328999 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(4)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,736865 \\ 1,286389 \\ 0,505211 \\ -0,704557 \\ -1,357594 \\ -1,115118 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(4)} = 3,61365 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(4)} = 2,4311400 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(4)c} = \begin{vmatrix} -1,000118 \\ 0,736630 \\ 1,286020 \\ 0,504833 \\ -0,704881 \\ -1,357805 \\ -1,115252 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(4)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,736543 \\ 1,285868 \\ 0,504773 \\ -0,704798 \\ -1,357645 \\ -1,115120 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(5)} = D \cdot U_3^{(4)c} = \begin{vmatrix} -0,290214 \\ 0,222222 \\ 0,359301 \\ 0,136365 \\ -0,200309 \\ -0,378172 \\ -0,309655 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(5)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,765719 \\ 1,238057 \\ 0,469878 \\ -0,690212 \\ -1,303082 \\ -1,066990 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(5)} = 1,175145 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(5)} = 2,249988 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(5)c} = \begin{vmatrix} -0,999892 \\ 0,765694 \\ 1,237860 \\ 0,469647 \\ -0,690426 \\ -1,303228 \\ -1,067086 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(5)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,765777 \\ 1,237994 \\ 0,469698 \\ -0,690500 \\ -1,303369 \\ -1,067201 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(6)} = D \cdot U_3^{(5)c} = \begin{vmatrix} -0,287291 \\ 0,225145 \\ 0,347325 \\ 0,128678 \\ -0,195805 \\ -0,364699 \\ -0,298024 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(6)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,783682 \\ 1,208965 \\ 0,447901 \\ -0,681556 \\ -1,269440 \\ -1,037359 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(6)} = 1,269899 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(6)} = 2,214937 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(6)c} = \begin{vmatrix} -0,999905 \\ 0,783647 \\ 1,208763 \\ 0,447667 \\ -0,681771 \\ -1,269586 \\ -1,037455 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(6)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,783721 \\ 1,208878 \\ 0,447709 \\ -0,681836 \\ -1,269707 \\ -1,037554 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(7)} = D \cdot U_3^{(6)c} = \begin{vmatrix} -0,285497 \\ 0,226938 \\ 0,339974 \\ 0,123900 \\ -0,193054 \\ -0,356372 \\ -0,290834 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(7)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,794887 \\ 1,190815 \\ 0,433980 \\ -0,676203 \\ -1,248251 \\ -1,018694 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(7)} = 1,10082 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(7)} = 2,16492 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(7)c} = \begin{vmatrix} -0,999893 \\ 0,794865 \\ 1,190627 \\ 0,433759 \\ -0,676407 \\ -1,248391 \\ -1,018786 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(7)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,794950 \\ 1,190754 \\ 0,433805 \\ -0,676479 \\ -1,248524 \\ -1,018895 \end{vmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(8)} = D \cdot U_3^{(7)c} = \begin{vmatrix} -0,284370 \\ 0,228066 \\ 0,335378 \\ 0,120894 \\ -0,191337 \\ -0,351139 \\ -0,286313 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(8)} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,802004 \\ 1,179371 \\ 0,425129 \\ -0,672845 \\ -1,234795 \\ -1,006832 \end{vmatrix}$$

$$Y_1^{(8)} = 1,11993 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(8)} = 2,15478 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(8)c} = \begin{vmatrix} -0,999896 \\ 0,801980 \\ 1,179183 \\ 0,424908 \\ -0,673049 \\ -1,234935 \\ -1,006924 \end{vmatrix} \Rightarrow U_3^{(8)c} = \begin{vmatrix} -1,000000 \\ 0,802063 \\ 1,179305 \\ 0,424952 \\ -0,673119 \\ -1,235063 \\ -1,007029 \end{vmatrix}$$



$$\bar{U}_3^{(9)} = D \cdot U_3^{(8)c} = \begin{bmatrix} -0,283656 \\ 0,228780 \\ 0,332468 \\ 0,118984 \\ -0,190231 \\ -0,347817 \\ -0,283442 \end{bmatrix} \Rightarrow U_3^{(9)} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,806540 \\ 1,172082 \\ 0,419466 \\ -0,670640 \\ -1,226193 \\ -0,999246 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(9)} = 1,235449 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(9)} = 2,615824 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(9)c} = \begin{bmatrix} -0,999862 \\ 0,806522 \\ 1,171862 \\ 0,419205 \\ -0,670883 \\ -1,226360 \\ -0,999356 \end{bmatrix} \Rightarrow U_3^{(9)c} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,806633 \\ 1,172024 \\ 0,419263 \\ -0,670975 \\ -1,226529 \\ -0,999494 \end{bmatrix}$$

$$\bar{U}_3^{(10)} = D \cdot U_3^{(9)c} = \begin{bmatrix} -0,283186 \\ 0,229250 \\ 0,330609 \\ 0,117751 \\ -0,189577 \\ -0,345717 \\ -0,281624 \end{bmatrix} \Rightarrow U_3^{(10)} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,809539 \\ 1,167463 \\ 0,415808 \\ -0,669444 \\ -1,220813 \\ -0,994484 \end{bmatrix}$$

$$Y_1^{(10)} = 1,15761 \cdot 10^{-4}$$

$$Y_2^{(10)} = 1,4386 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{U}_3^{(10)c} = \begin{bmatrix} -0,999972 \\ 0,809487 \\ 1,167310 \\ 0,415638 \\ -0,669600 \\ -1,220916 \\ -0,994551 \end{bmatrix} \Rightarrow U_3^{(10)c} = \begin{bmatrix} -1,000000 \\ 0,809510 \\ 1,167343 \\ 0,415650 \\ -0,669619 \\ -1,220950 \\ -0,994579 \end{bmatrix}$$

Par suite on va déterminer  $f$  tel que

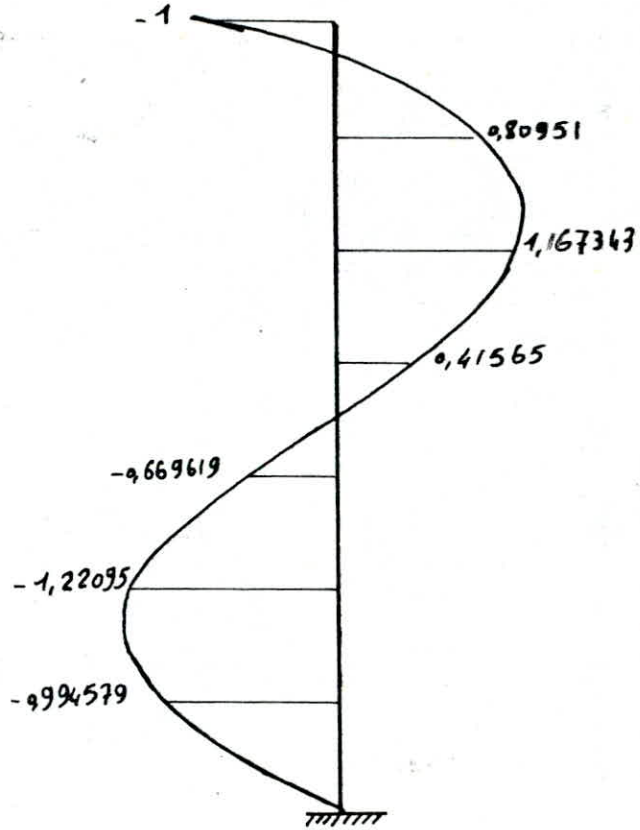
$$\{f\} = [K] \cdot \{U_3\} = \begin{bmatrix} -321,73088 \\ 258,10817 \\ 389,85747 \\ 144,77198 \\ -231,72909 \\ -443,01155 \\ -385,05686 \end{bmatrix} \Rightarrow \omega_3^2 = g \cdot \frac{\sum_{i=1}^7 f_i \cdot U_i}{\sum_{i=1}^7 m_i \cdot U_i^2}$$

$$\omega_3^2 = 981 \cdot 1780,3572 / 599,90701 = 2911,3351$$

$$\omega_3 = 53,95679 \quad ; \quad T_3 = 2 \cdot \pi / \omega_3 = 0,116 \text{ s}$$

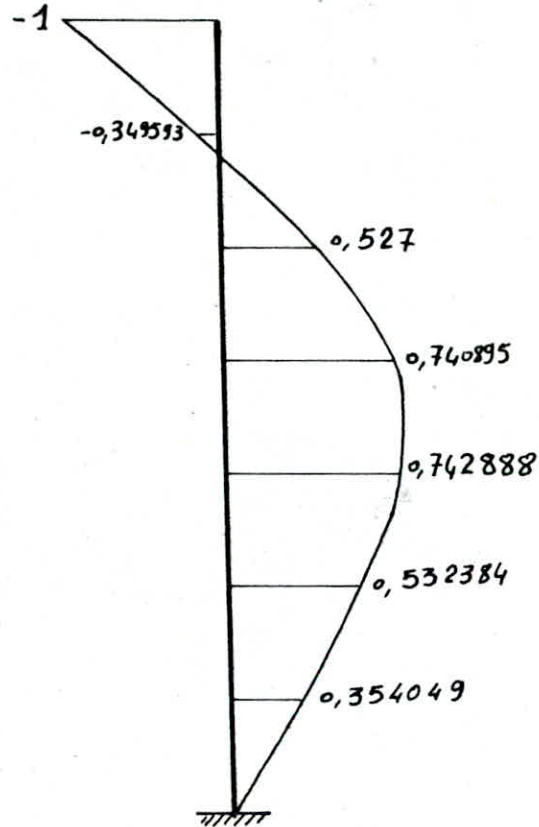
$$\underline{T_3 = 0,116 \text{ s}}$$

MODE 3



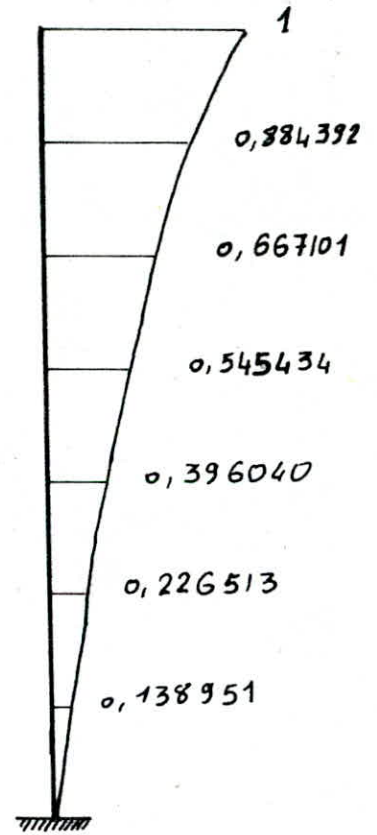
$T_3 = 0,1104485 \text{ s}$

MODE 2



$T_2 = 0,17804 \text{ s}$

MODE 1



$T_1 = 0,4223 \text{ s}$

## D - CALCUL DES COEFFICIENTS SISMIQUES

- Coefficient d'intensité :  $\alpha = 1,5$  (zone II, ouvrage important)
- Coefficient de réponse :  $\beta = 0,09 / \sqrt[4]{T^3} = 0,174$
- Coefficient de fondation :  $\delta = 1$  radier
- Coefficient de distribution :  $\gamma = A(h) \cdot \sum M(h) \cdot A(h) / \sum M(h) \cdot A^2(h)$

Niv	M(h)	A(h)	M.A	M.A <sup>2</sup>	$\gamma$	$\sigma_H$	$F_H$	$S_{IH}$
7	91,1	5,909	538,31	3180,87	1,379	0,36	32,79	10,93
6	90,6	5,396	479,82	2589,09	1,259	0,33	29,79	9,93
5	94,2	4,374	412,03	1802,22	1,021	0,27	25,10	8,37
4	97,8	3,739	365,67	1367,25	0,873	0,23	22,28	7,43
3	97,8	2,878	281,47	810,06	0,672	0,17	17,15	5,72
2	102,3	1,791	183,22	328,14	0,418	0,11	11,16	3,72
1	109	1,154	125,78	145,16	0,269	0,07	7,66	2,55
		$\Sigma$	2386,3	10222,79				

Calcul de W pour la portique intermediaire

$$S = 3.6 = 18 \text{ m}^2$$

### terrasse

Plancher	0,82. 18	= 14,76 t
Acroterre		= 1,5 t
Poutres long		= 3,6 t
Poutre trans		= 3,6 t
Poteaux		= 2,16 t
Escalier		= 1 t

$$G = 26,6 \text{ t}$$

$$P = 11,25 \text{ t}$$

$$W = G + P = 37,85 \text{ t}$$

### Niveau 6

Plancher	9 t
Poutres	7,2 t
Murs	5,75 t
Escalier	2 t
Poteaux	4,32 t

$$G = 28,27 \text{ t}$$

$$P = 11,25 \text{ t}$$

$$W = G + P = 39,52 \text{ t}$$

Niveau 5

Plancher 9 t  
 Poutres 7,2 t  
 Poteaux 5,55t  
 Murs 5,75t  
 Escalier 2 t

---

G = 29,5 t  
 P = 11,25t

$$W = \underline{\underline{40,75 t}}$$

Niveau 4 et 3

Plancher 9 t  
 Poutres 7,2 t  
 Poteaux 6,8 t  
 Murs 5,75 t  
 Escalier 2 t

---

G = 30,75 t  
 P = 11,25 t

$$W = \underline{\underline{42 t}}$$

Niveau 2

Plancher 9 t  
 Poutres 7,2 t  
 Poteaux 8,23 t  
 Murs 5,75 t  
 Escalier 2 t

---

G = 33,18t  
 P = 11,25t

$$W = \underline{\underline{43,43 t}}$$

Niveau 1

Plancher 9 t  
 Poutres 7,2 t  
 Poteaux 10,45 t  
 Murs 5,75 t  
 Escalier 2 t

---

G = 34,4t  
 P = 11,25 t

$$W = \underline{\underline{45,65 t}}$$

Coef. sismique  $\alpha > 1 \Rightarrow \sigma_V = \sigma_H / \sqrt{\alpha}$

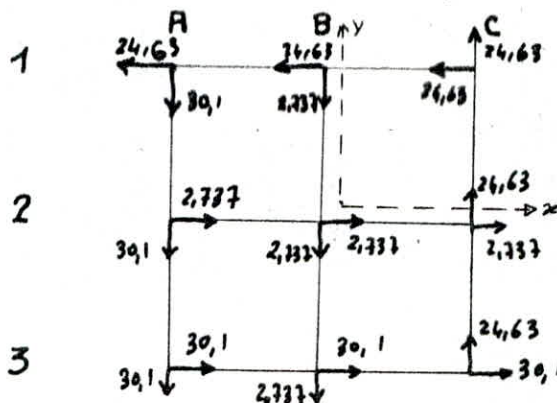
Niveau	$\sigma_V$	W	$F_V$ (t)	$f_V$ (t/ml)
7	0,294	37,85	11,125	1,854
6	0,268	39,52	10,606	1,768
5	0,217	40,75	8,850	1,475
4	0,186	42	7,819	1,303
3	0,143	42	6,001	1,00
2	0,089	43,43	3,865	0,644
1	0,057	45,65	2,609	0,435

**II - TORSION**

$\eta = 6/6 = 1 \rightarrow e = 5.6/100 = 0,3 \text{ m}$

P	x	y	$I \cdot 10^4$	$x^2 \cdot I$	$y^2 \cdot I$	$x \cdot I$	$y \cdot I$	$K \cdot YI$	$K \cdot xI$
A1	-3,3	2,7	108	1176,12	787,32	-356,4	291,6	24,63	30,1
B1	-0,3	//	//	9,72	//	- 32,4	//	//	2,737
C1	2,7	//	//	787,32	//	291,6	//	//	24,63
A2	-3,3	-0,3	//	1176,12	9,72	-356,4	-32,4	2,737	30,1
B2	-0,3	-0,3	//	9,72	//	- 32,4	//	//	2,737
C2	2,7	//	//	787,32	//	291,6	//	//	24,63
A3	-3,3	-3,3	//	1176,12	1176,12	-356,4	-356,4	30,1	30,1
B3	-0,3	//	//	9,72	//	- 32,4	//	//	2,737
C3	2,7	//	//	787,32	//	291,6	//	//	24,63
$\Sigma$				5919,48	5919,48				

$J = 11838,96 \cdot 10^{-4}$  ;  $K = 0,8447$



$S_{Tx} = S_{Ty} = 90,3 \cdot 10^{-3} \cdot M_T$  ;  $M_T = F_H \cdot e = 0,3 \cdot F_H$

	7	6	5	4	3	2	1
$M_T$	9,234	7,683	7,137	6,342	5,067	3,216	2,214
$S_T$	0,83	0,69	0,64	0,57	0,46	0,29	0,2

Forces horizontales totales agissant sur la super structure

	7	6	5	4	3	2	1
$S_{TH}$	10,93	9,93	8,37	7,43	5,72	3,72	2,55
$S_{TH}$	0,83	0,69	0,64	0,57	0,46	0,29	0,2
$F_H$	11,76	10,62	9,01	8,10	6,18	4,01	2,75

Moments en tête et à la base des poteaux

Niv	$F_j$	$f_1$	$f_2$	$\alpha \cdot h$	$M_{S1}$	$M_{S2}$	$\beta \cdot h$	$M_{n1}$	$M_{n2}$
7	11,76	3,618	4,523	2,34	8,467	10,584	1,26	4,558	5,699
6	22,38	6,886	8,607	2,16	14,874	18,592	1,44	9,916	12,395
5	31,39	9,658	12,073	1,98	19,124	23,905	1,62	15,647	19,558
4	39,49	12,151	15,188	1,8	21,871	27,339	1,8	21,871	27,339
3	45,67	14,052	17,565	1,8	25,294	31,617	1,8	25,294	31,617
2	49,68	15,286	19,108	1,8	27,515	34,394	1,8	27,515	34,394
1	52,43	16,132	20,165	1,66	26,780	33,474	2,48	40,008	50,010

Moments dans les traverses

Niv	Noeud	$M_n$	$M_s$	$\frac{K_w}{K_w+K_e}$	$M_w$	$\frac{K_e}{K_w+K_e}$	$M_e$
7	1	0	8,467	0	0	1	- 8,467
	2	0	10,584	0,5	-5,292	0,5	- 5,292
6	1	4,558	14,874	0	0	1	-20,432
	2	5,699	18,592	0,5	-12,145	0,5	-12,145
5	1	9,916	19,124	0	0	1	-29,04
	2	12,395	23,905	0,5	-18,15	0,5	-18,15
4	1	15,647	21,971	0	0	1	-37,518
	2	19,558	27,339	0,5	-23,448	0,5	-23,448
3	1	21,871	25,294	0	0	1	-47,165
	2	27,339	31,617	0,5	-29,478	0,5	-29,478
2	1	25,294	27,515	0	0	1	-52,809
	2	31,617	34,394	0,5	-33,005	0,5	-33,005
1	1	27,515	26,78	0	0	1	-54,295
	2	34,394	33,474	0,5	-33,934	0,5	-33,934

Moments en travée

Niv	tra	l	$M_e^{i-1}$	$M_w^i$	$M_t$	$M_e^i$	$M_w^i$
7	1-2	2,6	-8,467	-5,292	1,587	9,292	- 9,292
6	1-2	2,6	-20,432	-12,124	4,143	12,529	-12,529
5	1-2	2,6	-29,04	-18,15	5,487	18,182	-18,182
4	1-2	2,6	-37,518	-23,448	7,035	23,448	-23,448
3	1-2	2,6	-47,165	-29,478	8,843	29,478	-29,478
2	1-2	2,6	-52,809	-33,005	9,902	33,005	-33,005
1	1-2	2,6	-54,295	-33,934	10,180	33,965	-33,965

Efforts normaux sous S<sub>IH</sub>

Niv	Poteau	T <sub>w</sub> <sup>1</sup>	T <sub>e</sub> <sup>1</sup>	N	N <sub>cumulé</sub>
7	1	0	9,292	9,292	9,292
	2	-9,292	9,292	18,584	18,584
6	1	0	12,529	12,529	21,821
	2	-12,529	12,529	25,058	43,642
5	1	0	18,182	18,182	40,003
	2	-18,182	18,182	36,364	80,006
4	1	0	23,448	23,448	63,451
	2	-23,448	23,448	46,896	126,902
3	1	0	29,478	29,478	92,929
	2	-29,478	29,478	58,956	185,858
2	1	0	33,005	33,005	125,934
	2	-33,005	33,005	66,01	251,868
1	1	0	33,965	33,965	159,899
	2	-33,965	33,965	67,130	319,798

ETUDE AU VENT

$$q = (46 + 0,7 h) \cdot K_r \cdot K_s$$

Region II ; Site exposé

$$K_r = 1,4 ; K_s = 1,3$$

$$h = 25,74 \text{ m}$$

$$q = 118 \text{ kg/m}^2$$

Portique intermediaire

$$P = 1,25 \cdot p \cdot l/2 = 442,5 \text{ kg}$$

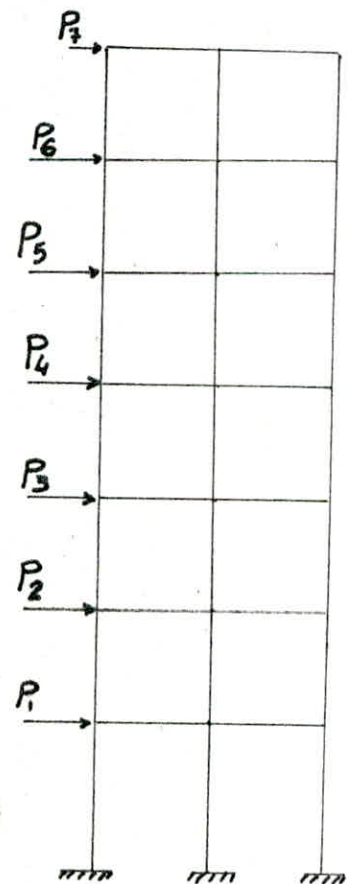
$$P_7 = p \cdot h/2 = 0,8 \text{ t}$$

$$P_6 = P_5 = P_4 = P_3 = P_2 = 1,6 \text{ t}$$

$$P_1 = 0,5 \cdot p \cdot (3,6 + 4,14) = 1,7 \text{ t}$$

$$f_1 = f_1' = 0,8 \cdot \sum F_j / 2,6$$

$$f_2 = \sum F_j / 2,6$$



Moments en tête et à la base des poteaux

Niv	$F_j$	$f_1=f_1'$	$f_2$	$\alpha \cdot h$	$M_{S1}$	$M_{S2}$	$\beta \cdot h$	$M_{n1}$	$M_{n2}$
7	0,80	0,25	0,31	2,35	0,58	0,72	1,26	0,31	0,39
6	2,4	0,74	0,92	2,16	1,59	1,99	1,44	1,06	1,33
5	4	1,23	1,54	1,98	2,44	3,05	1,62	1,99	2,49
4	5,6	1,72	2,15	1,8	3,1	3,87	1,8	3,10	3,87
3	7,2	2,21	2,77	1,8	3,99	4,98	1,8	3,99	4,98
2	8,8	2,7	3,38	1,8	4,87	6,09	1,8	4,87	6,09
1	10,5	3,23	4,04	1,66	5,36	6,70	2,48	8,01	10

Moments dans les traverses

Niv	Noeud	$M_n$	$M_s$	$\frac{K_w}{K_w+K_e}$	$M_w$	$\frac{K_e}{K_w+K_e}$	$M_e$
7	1	0	0,58	0	0	1	- 0,58
	2	0	0,72	0,5	-0,36	0,5	- 0,36
6	1	0,31	1,59	0	0	1	- 1,90
	2	0,39	1,99	0,5	-1,19	0,5	- 1,19
5	1	1,06	2,44	0	0	1	- 3,5
	2	1,33	3,05	0,5	-2,19	0,5	- 2,19
4	1	1,99	3,10	0	0	1	- 5,09
	2	2,49	3,87	0,5	-3,18	0,5	- 3,18
3	1	3,10	3,99	0	0	1	- 7,09
	2	3,87	4,98	0,5	-4,42	0,5	- 4,42
2	1	3,99	4,87	0	0	1	- 8,86
	2	4,98	6,09	0,5	-5,53	0,5	- 5,53
1	1	4,87	5,36	0	0	1	-10,23
	2	6,09	6,70	0,5	-6,40	0,5	- 6,40

Moments en travée efforts tranchants

Niv	Noeud	1	$M_t$	$T_e^{i-1}$	$T_w^i$
7	1-2	2,6	0,11	0,363	-0,363
6	1-2	2,6	0,355	1,184	-1,184
5	1-2	2,6	0,655	2,180	-2,180
4	1-2	2,6	0,955	3,177	-3,177
3	1-2	2,6	1,335	4,413	-4,413
2	1-2	2,6	1,665	5,535	-5,535
1	1-2	2,6	1,915	6,397	-6,397

Niv	Poteau	N	$N_t$
7	1	0,363	0,363
	2	0,726	0,726
6	1	1,184	1,547
	2	2,368	3,094
5	1	2,18	3,727
	2	4,36	7,454
4	1	3,177	6,904
	2	6,354	13,808
3	1	4,413	11,317
	2	8,826	22,634
2	1	5,535	16,852
	2	11,07	33,704
1	1	6,397	23,249
	2	12,794	46,498



Niv	7		6		5		4et3		2		1	
Noeud	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
$l_w$	0	2,6	0	2,6	0	2,6	0	2,6	0	2,6	0	2,6
$l_e$	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
$h_n$	0	0	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
$h_s$	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
$10^4 I_{ew}$	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
$10^4 I_n$	0	0	21,33	21,33	21,33	21,33	52,08	52,08	52,08	52,08	108	108
$10^4 I_s$	21,33	21,33	21,33	21,33	52,08	52,08	52,08	52,08	108	108	108	108
$l'_w$	0,00	2,08	00	2,08	00	2,08	00	2,08	00	2,08	0,00	2,08
$l'_e$	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08
$h'_n$	00	00	3,24	3,24	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88
$h'_s$	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	4,14	4,14
$10^4 K_w$	00	3,46	00	3,46	00	3,46	00	3,46	00	3,46	00	3,46
$10^4 K_e$	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46
$10^4 K_n$	00	00	6,58	6,58	7,4	7,4	18,08	18,08	18,08	18,08	37,75	37,75
$10^4 K_s$	7,4	7,4	7,4	7,4	18,08	18,08	18,08	18,08	37,75	37,75	26,08	26,08
$10^4 D$	10,86	14,32	17,44	20,90	28,94	32,40	39,62	43,08	59,29	62,75	67,29	70,75

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

MOMENTS SOUS CHARGES VERTICALES G . P . S<sub>IV</sub>

	Niveau	Noeud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
G	7	1	00	4,43	00	1,574	00	1,574
		2	4,43	4,43	2,255	2,255	00	00
	6	1	00	4,70	00	1,915	0,902	1,015
		2	4,70	4,70	2,390	2,390	00	00
	5	1	00	4,91	00	2,20	0,639	1,57
		2	4,91	4,91	2,499	2,499	00	00
	4	1	00	5,125	00	2,38	1,19	1,19
2		5,125	5,125	2,608	2,608	00	00	
3	1	00	5,125	00	2,38	1,19	1,19	
	2	5,125	5,125	2,608	2,608	00	00	
2	1	00	5,53	00	2,65	0,858	1,792	
	2	5,53	5,53	2,815	2,815	00	00	
1	1	00	5,73	00	2,766	1,636	1,13	
	2	5,73	5,73	2,916	2,916	00	00	
P	7	1	00	1,875	00	0,65	00	0,65
		2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00
	6	1	00	1,875	00	0,765	0,36	0,405
		2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00
	5	1	00	1,875	00	0,84	0,244	0,596
		2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00
	4	1	00	1,875	00	0,871	0,435	0,435
2		1,875	1,875	0,954	0,954	00	00	
3	1	00	1,875	00	0,871	0,435	0,435	
	2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00	
2	1	00	1,875	00	0,898	0,291	0,607	
	2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00	
1	1	00	1,875	00	0,905	0,509	0,352	
	2	1,875	1,875	0,954	0,954	00	00	
S <sub>IV</sub>	7	1	00	1,854	00	0,64	00	0,64
		2	1,854	1,854	0,943	0,943	00	00
	6	1	00	1,768	00	0,72	0,339	0,382
		2	1,768	1,768	0,9	0,9	00	00
	5	1	00	1,475	00	0,661	0,192	0,469
		2	1,475	1,475	0,75	0,75	00	00
	4	1	00	1,303	00	0,605	0,302	0,302
2		1,303	1,303	0,663	0,663	00	00	
3	1	00	1	00	0,464	0,232	0,232	
	2	1	1	0,509	0,509	00	00	
2	1	00	0,644	00	0,308	0,1	0,209	
	2	0,644	0,644	0,328	0,328	00	00	
1	1	00	0,435	0,0	0,210	0,124	0,086	
	2	0,435	0,435	0,221	0,221	00	00	

*	Niveau	$T_e^{i-1}$	$T_w^i$	$M_t$	Poteau	N	$N_{cumulé}$
G	7	5,497	-6,021	1,829	1	-5,497	5,497
					2	12,042	12,042
	6	5,927	-6,292	1,819	1	5,927	11,424
					2	12,584	24,626
	5	6,268	-6,498	1,799	1	6,268	17,692
					2	12,992	37,622
	4	6,575	-6,750	1,836	1	6,575	24,267
2					13,50	51,122	
3	6,575	-6,750	1,836	1	6,575	30,842	
				2	13,50	64,622	
2	7,125	-7,252	1,94	1	7,125	37,967	
				2	14,504	79,126	
1	7,391	-7,436	2,00	1	7,391	45,358	
				2	14,872	93,998	
P	7	2,32	-2,554	0,782	1	2,32	2,32
					2	5,008	5,008
	6	2,365	-2,51	0,725	1	2,363	4,685
					2	5,02	10,028
	5	2,393	-2,481	0,687	1	2,393	7,078
					2	4,962	14,99
	4	2,405	-2,469	0,672	1	2,405	9,483
2					4,938	19,928	
3	2,405	-2,469	0,672	1	2,405	11,888	
				2	4,938	24,866	
2	2,416	-2,459	0,658	1	2,416	14,304	
				2	4,918	29,784	
1	2,418	-2,456	0,655	1	2,418	16,722	
				2	4,912	34,696	
S <sub>IV</sub>	7	2,293	-2,526	0,775	1	2,293	2,293
					2	5,052	5,052
	6	2,229	-2,368	0,684	1	2,229	4,522
					2	4,736	9,788
	5	1,883	-1,951	0,625	1	1,883	6,405
					2	3,902	13,69
	4	1,671	-1,716	0,467	1	1,671	8,076
2					3,432	17,122	
3	1,282	-1,317	0,358	1	1,282	9,358	
				2	2,634	19,756	
2	0,829	-0,845	0,226	1	0,829	10,187	
				2	1,690	21,446	
1	0,451	-0,570	0,152	1	0,451	10,638	
				2	1,140	22,586	

EFFORTS TRANCHANTS . MOMENTS EN TRAVÉE . EFFORTS NORMAUX

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS DES MOMENTS  
FLECHISSANTS DANS LES POUTRES

	Niv	7	6	5	4	3	2	1
	Tr	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2
G	M <sub>w</sub>	- 2,255	- 2,390	- 2,499	- 2,608	- 2,608	- 2,815	- 2,766
	M <sub>e</sub>	- 1,574	- 1,915	- 2,2	- 2,38	- 2,38	- 2,65	- 2,916
P	M <sub>w</sub>	- 0,954	- 0,954	- 0,954	- 0,954	- 0,954	- 0,954	- 0,954
	M <sub>e</sub>	- 0,65	- 0,765	- 0,84	- 0,871	- 0,871	- 0,898	- 0,905
V	M <sub>w</sub>	- 0,36	- 1,19	- 2,19	- 3,18	- 4,42	- 5,53	- 6,4
	M <sub>e</sub>	- 0,58	- 1,9	- 3,5	- 5,09	- 7,09	- 8,86	-10,23
S↓	M <sub>w</sub>	- 0,943	- 0,9	- 0,75	- 0,663	- 0,509	- 0,328	- 0,221
	M <sub>e</sub>	- 0,64	- 0,72	- 0,661	- 0,605	- 0,464	- 0,308	- 0,21
S↑	M <sub>w</sub>	- 5,292	-12,145	-18,15	-23,448	-29,478	-33,005	-33,934
	M <sub>e</sub>	- 8,467	-20,432	-29,124	-37,518	-47,165	-52,809	-54,295
G+1/2 P	M <sub>w</sub>	- 3,4	- 3,53	- 3,644	- 3,753	- 3,753	- 3,960	- 3,911
	M <sub>e</sub>	- 2,345	- 2,833	- 3,208	- 3,425	- 3,425	- 3,728	- 4,002
G+P+V	M <sub>w</sub>	- 3,569	- 4,531	- 5,643	- 6,742	- 7,982	- 9,299	-10,120
	M <sub>e</sub>	- 2,804	- 4,58	- 6,54	- 8,341	-10,341	-12,408	-14,051
G+P+S+↓	M <sub>w</sub>	- 9,444	-16,389	-22,353	-27,673	-33,549	-37,102	-37,875
	M <sub>e</sub>	-11,331	-23,832	-32,825	-41,374	-50,88	-55,946	-58,326
G+P+S+↑	M <sub>w</sub>	0,78	7,901	13,947	19,223	25,407	28,908	29,993
	M <sub>e</sub>	5,603	17,032	25,423	33,662	43,45	48,953	50,264
G+P+S+↑	M <sub>w</sub>	- 8,724	-14,589	-20,853	-26,347	-32,531	-36,446	-37,433
	M <sub>e</sub>	-10,051	-22,392	-31,503	-40,164	-49,952	-55,33	-57,906
G+P+S+↑	M <sub>w</sub>	1,5	9,701	15,447	20,549	26,425	29,564	30,435
	M <sub>e</sub>	0,883	18,472	26,745	34,872	44,378	49,569	50,684
G+1/2(P+V)	M <sub>w</sub>	- 4,226	- 5,601	- 7,215	- 8,809	-10,669	-12,541	-13,797
	M <sub>e</sub>	- 3,419	- 5,912	- 8,710	-11,321	-13,321	-17,287	-19,618

	Nlv	7	6	5	4	3	2	1
	tra	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2
G	T	- 6,021	- 6,292	- 6,498	- 6,750	-6,750	- 7,252	- 7,436
	Te	5,497	5,927	6,268	6,575	6,575	7,125	7,391
	Mt	1,829	1,819	1,799	1,836	1,836	1,940	2
P	Tw	- 2,554	- 2,51	- 2,481	- 2,469	-2,469	- 2,459	- 2,456
	Te	2,320	2,365	2,392	2,405	2,405	2,416	2,418
	Mt	0,782	0,725	0,687	0,672	0,672	0,658	0,655
V	Tw	- 0,363	- 1,184	- 2,180	- 3,177	-4,413	- 5,535	- 6,397
	Te	- 0,363	- 1,184	- 2,180	- 3,177	-4,413	- 5,535	- 6,397
	Mt	0,11	0,355	0,655	0,955	1,335	1,665	1,915
S↓	Tw	- 2,526	- 2,368	- 1,951	- 1,716	-1,317	- 0,845	- 0,57
	Te	2,293	2,229	1,883	1,671	1,282	0,829	0,451
	Mt	0,775	0,684	0,625	0,467	0,358	0,226	0,152
S↑	Tw	- 9,292	-12,529	-18,182	-23,448	-29,478	-33,005	-33,965
	Te	- 9,292	-12,529	-18,182	-23,448	-29,478	-33,005	-33,965
	Mt	1,587	4,143	5,487	7,035	8,843	9,902	10,18
G+1/2P	Tw	- 9,086	- 9,304	- 9,475	- 9,713	- 9,713	-10,203	-10,383
	Te	8,281	8,765	9,138	9,636	9,636	10,024	10,293
	Mt	2,767	2,689	2,623	2,642	2,642	2,730	2,982
G+P+V	Tw	- 8,938	- 9,986	-11,159	-12,395	-13,568	-15,246	-16,289
	Te	8,18	9,476	11,84	12,395	13,568	15,076	16,206
	Mt	2,721	2,899	3,141	3,463	3,843	4,263	4,57
G+P+S+1/3	Tw	-20,393	-23,699	-29,112	-34,383	-40,014	-43,563	-44,427
	Te	- 0,818	- 2,008	- 7,639	-12,797	-19,216	-22,635	-23,705
	Mt	4,973	7,381	8,598	10,01	11,709	12,716	12,978
G+P+S+1/3+1/4	Tw	- 1,809	- 1,359	7,252	12,513	18,942	22,449	23,503
	Te	19,402	23,05	28,725	34,009	39,740	43,375	44,225
	Mt	1,799	- 0,915	- 2,376	- 4,060	- 5,977	- 7,088	- 7,373
G+P+S+1/3+1/4+1/5	Tw	-15,341	-18,963	-25,210	-30,951	-37,380	-41,873	-43,287
	Te	3,768	- 6,466	-11,405	-16,139	-21,78	-24,293	-24,607
	Mt	3,423	6,013	7,348	9,076	10,993	12,264	12,683
G+P+S+1/3+1/4+1/5+1/6	Tw	3,243	6,095	11,154	15,945	22,576	24,139	24,643
	Te	14,816	18,592	24,959	30,757	37,176	41,717	43,323
	Mt	0,249	- 2,283	- 3,626	- 4,994	- 6,693	- 7,54	- 7,677
G+1/2(P+V)	Tw	-10,396	-11,833	-13,490	-15,219	-16,977	-19,243	-21,515
	Te	9,521	11,250	13,126	14,948	16,802	19,051	21,413
	Mt	3,167	3,439	3,812	4,276	4,846	5,424	5,855

EFFORTS TRANCHANTS . MOMENTS EN TRAVEE

Niveau 7			6		5		4		
Poteau 1			1	2	1	2	1	2	
G	Mn	0,902	0	0,639	0	1,19	0	1,19	0
	Ms	1,574	0	1,015	0	1,57	0	1,19	0
	N	5,497	12,042	11,424	24,626	17,692	37,622	24,267	51,122
P	Mn	0,36	0	0,244	0	0,435	0	0,435	0
	Ms	0,65	0	0,405	0	0,596	0	0,435	0
	N	2,32	5,008	4,685	10,028	7,078	14,99	9,483	19,928
V	Mn	0,31	0,39	1,06	1,33	1,99	2,49	3,1	3,87
	Ms	0,58	0,72	1,59	1,99	2,44	3,05	3,1	3,87
	N	0,363	0,726	1,547	3,094	3,227	7,454	6,904	13,808
S↓	Mn	0,339	0	0,192	0	0,302	0	0,232	0
	Ms	0,64	0	0,382	0	0,469	0	0,302	0
	N	2,293	5,052	4,522	9,788	6,405	13,69	8,076	12,122
S↑	Mn	4,558	5,699	9,916	12,395	15,647	19,558	21,871	27,339
	Ms	8,567	10,584	14,874	18,592	19,124	23,905	21,871	27,339
	N	9,292	18,584	21,821	43,642	40,003	80,006	63,451	126,902
G <sub>1/2, P</sub>	Mn	1,334	0	0,925	0	1,712	0	1,712	0
	Ms	2,354	0	1,622	0	2,285	0	1,712	0
	N	8,281	18,051	17,046	36,66	26,186	55,61	35,647	75,036
G <sub>1/2, V</sub>	Mn	1,572	0,39	1,936	1,33	3,615	2,49	4,725	3,87
	Ms	2,804	0,72	3,01	1,99	4,606	3,05	4,725	3,87
	N	8,18	17,776	17,656	37,748	27,992	60,066	40,654	84,858
G <sub>1/2, S<sub>1/2</sub></sub>	Mn	6,159	5,699	10,991	12,395	17,574	19,558	23,728	27,339
	Ms	11,431	10,584	16,676	18,592	21,759	23,903	23,798	27,339
	N	19,402	40,686	42,452	88,084	71,179	146,308	105,277	210,074
G <sub>1/2, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub></sub>	Mn	-2,957	-5,699	-8,841	-12,395	-13,72	-19,558	-20,014	-27,339
	Ms	-5,703	-10,584	-13,072	-18,592	-16,489	-23,905	-19,944	-27,339
	N	0,818	40,686	-1,19	88,084	-8,828	146,308	-21,625	210,074
G <sub>1/2, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub></sub>	Mn	5,481	5,699	10,607	12,395	16,97	19,558	23,264	27,339
	Ms	10,151	10,584	15,912	18,592	20,821	23,905	23,194	27,339
	N	14,816	30,582	33,408	68,508	58,368	118,928	89,125	185,83
G <sub>1/2, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub></sub>	Mn	-3,635	-5,699	-9,033	-12,395	-14,324	-19,558	-20,478	-27,339
	Ms	-6,983	-10,584	-13,836	-18,592	-17,427	-23,905	-20,548	-27,339
	N	-3,766	30,582	-10,236	68,508	-21,638	118,928	-37,777	185,83
G <sub>1/2, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub>, S<sub>1/2</sub></sub>	Mn	1,907	0,54	2,588	1,995	4,827	3,73	6,492	5,805
	Ms	3,419	1,08	4,008	2,985	6,124	4,575	6,492	5,805
	N	9,521	20,643	20,772	44,309	33,150	71,288	48,850	101,726

EFFORTS NORMAUX . MOMENTS DANS LES POTEAUX

Niveau		3		2		1	
Poteau		1	2	1	2	1	2
G	Mn	0,858	0	1,636	0	0	0
	Ms	1,19	0	1,792	0	1,13	0
	N	30,842	64,622	37,967	79,126	45,358	93,998
P	Mn	0,291	0	0,509	0	0	0
	Ms	0,435	0	0,607	0	0,352	0
	N	11,888	24,866	14,304	29,784	16,722	34,692
V	Mn	3,99	4,98	4,87	6,09	8,01	10
	Ms	3,99	4,98	4,87	6,09	5,36	6,7
	N	11,317	22,634	16,852	33,704	33,249	46,498
S↓	Mn	0,1	0	0,124	0	0	0
	Ms	0,232	0	0,209	0	0,086	0
	N	9,358	19,756	10,187	21,446	10,638	22,586
S↑	Mn	25,294	31,617	27,515	34,394	40,008	50,01
	Ms	25,294	31,617	27,515	34,394	26,78	33,474
	N	92,929	185,858	125,868	251,868	159,899	319,998
G+1/2P	Mn	1,207	0	2,247	0	0	0
	Ms	1,712	0	2,520	0	1,552	0
	N	45,108	94,461	55,132	114,867	65,424	135,628
G+P+V	Mn	5,139	4,98	7,015	6,09	8,01	10
	Ms	5,615	4,98	7,269	6,09	6,842	6,7
	N	54,047	112,122	69,123	142,614	85,329	175,188
G+P+S+V	Mn	26,543	31,617	29,784	34,394	40,008	50,01
	Ms	27,151	31,617	30,123	34,394	28,384	33,474
	N	145,017	295,102	188,392	381,802	232,617	471,274
↑G+P+S+V	Mn	-24,045	-31,617	-25,246	-34,394	-40,008	-50,01
	Ms	-23,437	-31,617	-24,907	-34,394	-25,212	-33,474
	N	-40,841	295,102	-63,476	381,802	-87,181	471,274
G+P+S+V	Mn	26,343	31,617	29,536	34,394	40,008	50,01
	Ms	26,687	31,617	29,705	34,394	28,176	33,474
	N	126,301	255,59	168,018	338,91	211,341	426,102
G+P+S+V	Mn	-21,245	-31,617	-25,494	-34,394	-40,008	-50,01
	Ms	-23,901	-31,617	-25,323	-34,394	-25,384	-33,474
	N	-59,557	255,59	-83,85	338,91	-108,457	426,102
G+1/5(P+V)	Mn	7,28	7,47	8,705	9,135	12,015	15
	Ms	7,828	7,47	10,008	9,135	9,698	10,05
	N	65,65	135,872	84,701	174,358	105,314	215,783

EFFORTS NORMAUX . MOMENTS DANS LES POTEAUX

FERRAILLAGE DES POUTRES

Niv	3		2		1	
	tra	ap	tra	ap	tra	ap
M	11,709	50,880	12,716	55,946	12,978	58,326
$\mu'$	0,0345	0,1502	0,0375	0,1651	0,0383	0,1721
$\varepsilon$	0,9194	0,8532	0,9172	0,8473	0,9167	0,8445
K	47,000	18,900	45,400	17,650	45,000	17,150
$\alpha$	0,2419	-	0,2483	-	0,2500	-
$\alpha \cdot h$	13,300	-	13,600	-	13,750	-
$\bar{K}$	/	20,430	/	20,43	/	20,43
$\mu'$	/	0,1819	/	0,1819	/	0,1819
$\varepsilon$	/	0,8588	/	0,8588	/	0,8588
$\alpha$	/	0,4237	/	0,4237	/	0,4237
$y_1$	/	23,300	/	23,300	/	23,300
$M_1$	/	45,230	/	45,230	/	45,230
M	/	5,6500	/	10,716	/	13,096
A	5,5	25,5	6	27,9	6,1	29
A'	/	4,7	/	8,86	/	10,81
A <sub>ad</sub>	10T16	8T20 2T14	10T16	10T20	10T16	10T20
A' <sub>ad</sub>	/	5T16	/	5T16	/	6T16



## FERRAILLAGE DES POUTRES

Niv	7		6		5		4	
	tra	ap	tra	ap	tra	ap	tra	ap
M	4,9730	11,3310	7,3810	23,832	8,5980	32,825	10,010	41,374
$\mu$	0,0146	0,0334	0,0217	0,0703	0,0253	0,0969	0,0295	0,1221
$\varepsilon$	0,9463	0,9215	0,9355	0,8913	0,9308	0,9757	0,9259	0,8638
K	<del>78,300</del>	48,700	62,500	31,000	57,300	25,250	52,500	21,700
$\alpha$	0,1613	-	0,1935	-	0,2075	-	0,2222	-
$\alpha \cdot h$	8,9000	-	11,410	-	12,221	-	13,300	-
A	2,3	5,32	3,4	11,6	4	16,2	4,7	20,7
$A_{ad}$	10 T 16 (20,1 cm <sup>2</sup> )						8T20 (25,13 cm <sup>2</sup> )	

### VERIFICATION      1°) à la fissuration

Niveau	$\emptyset$	$B_f$	A	$\omega_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
7	16	500	21,10	0,0402	4301	<b>3387</b>
6	16	500	21,10	0,0402	4301	<b>3387</b>
5	16	500	21,10	0,0402	4301	<b>3387</b>
4	20	500	25,13	0,0503	4214	<b>3028</b>
3	20	500	28,21	0,0564	4328	<b>3028</b>
2	20	500	31,41	0,0628	4630	<b>3028</b>
1	20	500	31,41	0,0628	4630	<b>3028</b>

### 2°) à la contrainte

Niv	.	M	A	$\omega$	$\varepsilon$	K	$\sigma_a$	$\sigma'_b$
7	tra	4,973	20,10	0,914	0,8652	22,1	1185	53,6
	ap	11,331	20,10					
6	tra	7,381	$\mu$	//	//	//	2492	112,7
	ap	23,832	//					
5	tra	8,598	//	//	//	//	3432	155,3
	ap	32,825	//					
4	tra	10,01	//	1,142	0,8674	22,7	1046	47,3
	ap	41,374	25,13					
3	tra	11,708	20,10	0,914	0,8652	22,1	1224	55,4
	ap	50,88	28,21					
2	tra	12,978	20,10	0,914	0,8652	22,1	1330	60,1
	ap	55,946	31,41					
1	tra	22,978	20,10	0,914	0,8652	22,1	2402	108,7
	ap	58,326	31,41					

### 3°) Condition de non fragilité

$$A > 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h / \sigma_{en} = 2,13 \quad (\text{verifiées})$$

### 4°) à la flèche

$$\cdot h_t / l > 1/16 \quad ; \quad 60/300 = 0,2 > 0,062$$

$$\cdot A < 43 \cdot b \cdot h / \sigma_{en} = 22,52 \quad \text{en travée } A = 20,10 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiées})$$

La vérification au flèche est unitile

### ARMATURES TRANSVERSALES

Niv	T <sub>max</sub>	z <sub>b</sub>	A <sub>t</sub>	σ <sub>at</sub>	t̄	t	t <sub>ad</sub>
7	20,393	10,59	3,01	2241	25,4	19,9	15
6	23,699	12,31	3,01	2150	20,6	17,11	15
5	29,112	15,12	3,01	2003	12,7	13,9	13
4	34,383	17,86	3,01	1867	12,7	11,8	11
3	40,014	20,8	3,01	1867	12,7	10,13	10
2	43,563	22,6	3,01	1867	12,7	9,3	9
1	44,427	23,07	3,01	1867	12,7	9,13	9

### NON ENTRAINEMENT

Niv	T	z <sub>d</sub>	z̄ <sub>d</sub>	b	c	2T/b · σ'_{b0}
7	20,393	8,42	17,7	40	15	9,92
6	23,669	9,79	17,7	40	15	11,50
5	29,112	12,03	17,7	40	20	14,17
4	34,383	14,22	17,7	40	20	16,70
3	40,014	14,08	17,7	40	25	19,50
2	43,563	14,40	17,7	40	25	21,20
1	44,427	14,70	17,7	40	25	21,60

### ARMATURES INFÉRIEURES

$$A \cdot \sigma_a > T + M/z$$

T + M/z < 0 dans tous les cas, M étant pris avec son signe

Les armatures inférieures sont ancrées totalement au delà de l'appui et peuvent équilibrer un effort admissible égale à T + M/z.

FERRAILLAGE DES POTEAUX

1°) Flexion composée avec compression

Niv	7			6			5		
P	1	2		1	2		1	2	
(*)	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>
M	2,804	11,431	10,584	3,010	16,676	18,592	4,606	21,759	23,905
N	8,18	19,402	30,582	17,656	42,452	68,508	27,992	71,179	118,93
e <sub>0</sub>	34,28	58,90	34,60	17,05	39,28	27,14	16,45	30,57	20,10
e	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
σ <sub>b</sub> '	137	205,5	205,5	137	205,5	205,5	113,6	205,5	185,4
M <sub>at</sub>	4,11	14,53	15,477	5,835	23,468	29,553	10,204	35,995	47,69
λ	0,0446	0,1051	0,1119	0,0633	0,1698	0,2138	0,0567	0,1333	0,1766
ε	0,9108	0,8718	0,8684	0,8960	0,8453	0,8045	0,9012	0,8590	0,8430
K	41	24	23	31,1	17,3	14,7	35,6	20,45	16,85
K̄	19,46	19,46	19,46	19,46	19,46	19,46	23,47	19,46	21,57
M <sub>ac</sub>	/	/	/	/	9,88	7,63	/	/	0,119
μ <sub>1</sub> '	/	/	/	/	0,2203	0,2774	/	/	0,254
μ <sub>2</sub> '	/	/	/	/	0,0927	0,0716	/	/	0,0006
k	/	/	/	/	17	15	/	/	10,5
ε <sub>1</sub> '	/	/	/	/	0,21	0,68	/	/	0,18
ε <sub>2</sub> '	/	/	/	/	0,66	0,62	/	/	0,32
A <sub>1</sub>	4,7	11,57	12,38	6,78	/	/	9,43	23,28	/
A	1,63	6,7	4,73	0,16	9,5	8,9	0	5,48	7,2
A'	/	/	/	/	3	9,8	/	/	4,05
A <sub>ad</sub>	3 T 20			3 T 25			3 T 32		
A <sub>ad</sub> '	3 T 20			3 T 25			3 T 32		

(SUITE)

Niv	4			3			2		
P	1		2	1		2	1		2
(x)	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>
M	4,725	23,798	27,339	5,615	27,151	31,617	7,269	30,123	34,394
N	40,654	105,28	185,83	54,047	145,02	255,59	69,123	188,39	338,91
e <sub>0</sub>	11,62	22,6	14,71	10,39	18,72	12,37	10,516	15,98	10,15
e	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	10	10	10
σ <sub>b</sub>	100,3	195,6	163,2	104,08	179,7	153,59	97,3	168,47	144,46
M <sub>a</sub> <sup>t</sup>	12,856	44,85	64,505	16,42	56,154	82,735	23,858	75,337	115,73
μ	0,0714	0,1661	0,2389	0,0912	0,2080	0,3064	0,0767	0,1615	0,2480
ε	0,8906	0,8465	0,8252	0,8788	0,8333	0,8099	0,8873	0,8480	0,8227
K	30,7	17,6	13,6	26,27	15	11,3	29,35	17,90	13,20
K̄	26,58	20,45	24,50	25,62	22,26	26,04	27,50	23,74	27,69
M <sub>a</sub> <sup>c</sup>		2,743	-9,827		-1,852	-19,50		-15,09	-46,94
μ <sub>1</sub> '		0,2264	0,3904		0,3086	0,532		0,2556	0,4579
μ <sub>2</sub> '		0,8906	-0,060		-0,010	-0,125		-0,051	-0,186
k		11	6		9	3		7	0
ω'		0	1,04		0,54	1,70		0,06	1,04
ω̃		0,52	0,64		0,26	0,00		0	0
A <sub>1</sub>	12,03			15,57			18,67		
A	0	11,7	14,4	0	6	0	0	0	0
A'		0	23,4		12,15	42,5		2,16	33,7
A <sub>ad</sub>	3 T 32			3 T 32			8 T 32		
A' <sub>ad</sub>	3 T 32			3 T 32			8 T 32		

Pour le poteau 2 sous S<sub>2</sub> on va calculer le ferrailage à partir de méthode de P. CHARRON

$$M = 50,01 \text{ t.m}$$

$$N = 426,102 \text{ t}$$

$$\rho = 1,736204 \quad \beta = 1,1736636 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} C = 0,3000161 \\ D = 0,5928159 \end{cases}$$

$$E = -1,5808467$$

$$\omega' = 1,511 \quad A_1 = A_2 = 54,4 \text{ cm}^2$$

2°) Flexion composée avec traction poteau (1)

Ni v	7	6	5	4	3	2	1
M	6,983	13,836	17,427	20,548	24,245	25,494	40,008
N	3,766	10,234	21,638	37,777	59,557	83,850	108,457
$M_a^t$	6,380	12,198	13,100	12,993	12,336	5,370	13,978
$M_a^s$	7,58	15,473	21,755	28,103	36,156	45,618	66,038
$N_1$	0,0461	0,0882	0,0485	0,0481	0,0457	0,0115	0,0299
$N_2$	0,0548	0,1119	0,0806	0,1040	0,1339	0,0978	0,1415
K	40,500	27,000	39,000	39,000	41,000	77,000	52,000
$\tilde{\omega}'$	0	0	0	0	0	0	0
$\omega$	0,54	0,83	0,66	0,74	0,96	1,04	1,04
A	7,8	11,90	14,85	16,65	21,60	33,70	33,70
$\sigma_b'$	98,8	148,15	102,56	102,56	97,560	51,95	76,92
$A_{ad}$	3T20	3T25	3 T 32			8 T 32	

Chapitre VI

F O N D A T I O N S

## F O N D A T I O N S

### A - BLOCS : T.G.M. , C.S. , S.P

Introduction: - Les fondations sont constituées par les ouvrages de transition entre les éléments porteurs de l'ossature et le sol. Dans notre cas, les fondations sont superficielles, on en trouve; semelles isolées, semelles continues sous mur, semelles à poutres de redressement, et radier (le cas de la tour).

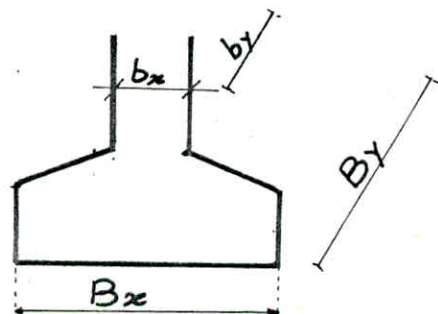
- Le rapport des sol a donné une contrainte admissible de  $2 \text{ kg/cm}^2$  à  $1,5 \text{ m}$ .

- Les contraintes admissibles sont données pour des charges permanentes et variables normales (sans majoration des charges variables), sous l'effet sismique, on admet une majoration de 33 % sur les contraintes admissibles.

- La méthode de calcul est celle des bielles: Alors il n'est pas nécessaire de vérifier les conditions de poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles, de cisaillement maximal du béton et que, par surcroît il n'est pas nécessaire d'armer la semelle à l'effort tranchant par des cadres étrier et épingle.

#### A -1 - Semelles isolées sous poteaux

- $b_x / b_y = B_x / B_y$  ;  $\sigma_s > N'/S$  ;  $S = B_x \cdot B_y$
- $h \geq \max((B_y - b_y)/4 ; (B_x - b_x)/4)$
- $F_x = N(B_x - b_x)/8h$  ;  $F_y = N(B_y - b_y)/8h$
- Armatures :  $A_x = F_x / \sigma_a$  ;  $A_y = F_y / \sigma_a$



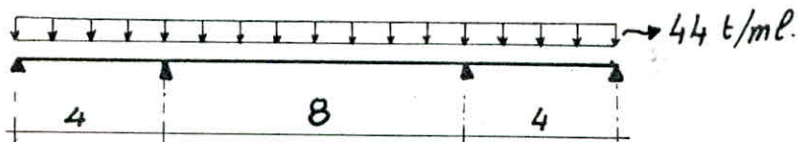
#### a) Semelle sous voile longitudinale et poteaux (S.P, C.S)

- Dimensionnement:  $L = 16 \text{ m}$  ;  $B = N'/L \cdot s = 150 \text{ cm}$  soit  $250 \text{ cm}$   
 $h_t = 80 \text{ cm}$  ;  $h = 72 \text{ cm}$ .
- Stabilité :  $N_t = 603,82 \text{ t}$  (y compris poids de la semelle et remblai) ;  $M = 537 \text{ t.m}$  ;  $e = M/N = 88,93 \text{ cm}$

$e < L/4 \Rightarrow$  La semelle est stable ;  $e < L/6 \Rightarrow$  elle est entièrement comprimée.  $\sigma_1 = 2,01 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\sigma_2 = 1,00 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\sigma_{\max} = 2,01 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 1,33 \bar{\sigma}_s = 2,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma(L/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 = 1,76 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow q' = 44 \text{ t/ml}$$



- $M_t = 0,85 M_o = 299,2 \text{ t.m}$  ;  $M_a = 140,8 \text{ t.m}$
- Ferraillage : travée :  $A = 28 \text{ T } 25 = 137,48 \text{ cm}^2$   
 appui :  $A = 16 \text{ T } 25 = 78,56 \text{ cm}^2$  .
- Armatures transversales : des barres T 12 ,  $t = 15 \text{ cm}$  .

b) Semelle sous voile transversale (S.P) et poteaux(T.G.M)

- Dimensionnement  $L = 12 \text{ m}$  ,  $B = 250 \text{ cm}$  ,  $h_t = 80 \text{ cm}$  ,  $h = 72 \text{ cm}$
- Stabilité  $N_t = 314,64 \text{ t}$  (y compris poids de la semelle et du remblai) ,  $M = 522 \text{ t.m}$  ,  $e = 165,9 \text{ cm} < L/4 \Rightarrow$   
 la semelle est stable ,  $e < L/6 \Rightarrow$  elle est entièrement comprimée .  
 $\sigma_1 = 1,918 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 0,178 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_{\max} < 2,66 \text{ kg/cm}^2$   
 $-\sqrt{(L/4)} = 1,483 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow q' = 37,07 \text{ t/ml}$

- $M_t = 63,019 \text{ t.m}$  ;  $M_a = 29,66 \text{ t.m}$  .
- Ferraillage travée  $A = 20 \text{ T } 16 = 40,20 \text{ cm}^2$   
Appui  $A = 10 \text{ T } 16 = 20,10 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales des barres T 12 ,  $t = 15 \text{ cm}$  .

c - Semelle sous poteaux portant cabine de projection

$$N = 30 \text{ t} ; b_x = 30 \text{ cm} ; b_y = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

$$B_x = B_y = 150 \text{ cm} ; F_x = F_y = 11250 \text{ kg} ; A_x = A_y = 8 \text{ T } 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

d - Semelle sous poteau de rive (C.S)

$$N = 36,35 \text{ t} ; M = 8,56 \text{ t.m} ; b_x = b_y = 30 \text{ cm} ; B_x = B_y = B$$

$$\sigma_s = \sigma(B/4) \geq N/S + M.y/I ; S = B^2 y ; I = B^4/12 ; y = B/4$$

$$B = 150 \text{ cm} ; \sigma_1 = 3,137 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 0 \Rightarrow \sqrt{(B/4)} = 2,353 \text{ kg/cm}^2$$

$$N' = \sigma(B/4) \cdot B^2 = 2,353 \cdot 150^2 = 52942,5 \text{ kg}$$

$$A_x = A_y = N' \cdot (B - b) / 8 \cdot h \cdot \sigma_a = 7,1 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 6 \text{ T } 14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

e - Semelle sous poteau central (T.G.M)

$$N = 30 \text{ t} ; b_x = b_y = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; B_x = B_y = 150 \text{ cm}$$

$$F_x = F_y = 11250 \text{ kg} ; A_x = A_y = 8 \text{ T } 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

f - Semelle sous poteau de rive (T.G.M)

$$N = 13 \text{ t} ; b_x = b_y = 30 \text{ cm} ; B_x = B_y = 90 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$F_x = F_y = 13 \cdot (90 - 30) / 8 \cdot 20 = 4,89 \text{ t} ; A_x = A_y = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6 \text{ T } 8 (3,01 \text{ cm}^2)$$



## B - TOUR

### 1°) Introduction

- Dans notre cas, le poids du bâtiment est important, les semelles se seraient chevchées: (les dimensions de la semelle centrale atteignent : 5 m ) .

- Alors la seule solution sera d'adopter un radier général, si y a donc une grande risque d'inclinaison importantes du radier : donc il sera préférable d'adopter le système de fondation (atteinte de bon sol) par pieux .

- Il y a aussi bien de prendre garde de la présence possible des points durs sous le radier qui provoquent des tassement capables de rompre le radier .

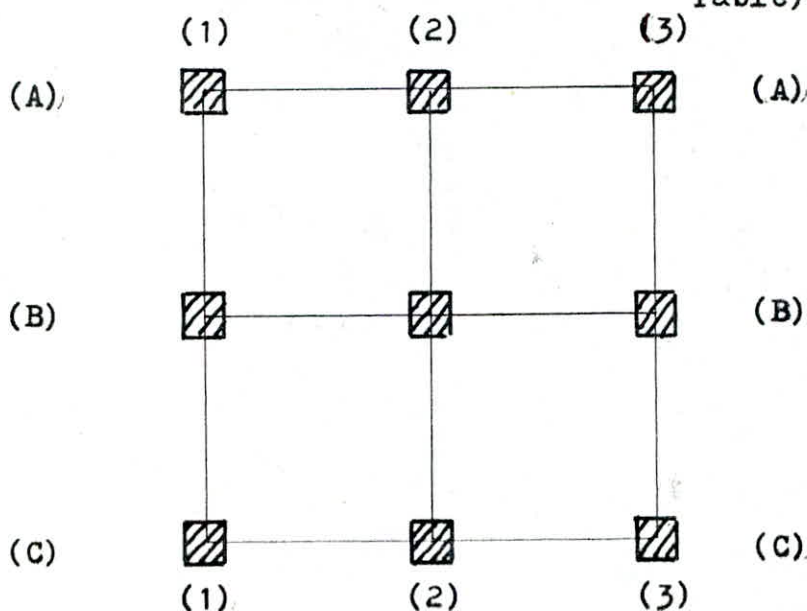
- Lorsque la surface au sol du bâtiment n'est pas suffisante, on prévoit un radier débordant, cette solution est rarement intéressante, car les réactions du sol sur les débords interviennent alors dans l'équilibrage des points porteurs centraux, ce qui correspond à des efforts internes considérables, cette solution n'est pas habituellement retenue que lorsqu'il est possible d'organiser les structures de plusieurs niveaux de façon à favoriser l'épanouissement naturel des charges : les tours de grande hauteur à noyau central (notre cas) .

- La difficulté de l'étude d'un radier réside dans la détermination du diagramme (approché ou exact) des réactions du terrain car cela dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure du radier et du sol, on pourrait envisager d'utiliser la théorie des plaques sur un sol élastique en supposant que l'on connaisse le coefficient K de l'équation de LAGRANGE  $\Delta \Delta W = KW/EI$ , mais il faudrait alors pouvoir écrire les conditions aux limites et à l'aplomb des points porteurs, une telle façon de procéder est, en général, tellement laborieuse qu'on a presque toujours calculé les radiers en choisissant à priori un diagramme de réaction associés à ce diagramme redonnent bien, à l'aplomb de chaque point porteur, une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure .

- Ainsi, si nous supposons sous un radier, qui équilibre principalement des planchers, une réaction uniforme de terrain et si nous adoptons des moments de continuité, déduits des moments isostatiques par les mêmes rapports que ceux qui ont été utilisés pour les planchers nous savons que l'équilibre sera réalisé au niveau de tous les points porteurs . Ceci explique pourquoi on calcule en planchers renversés un grand nombre des radiers .

- La vérification de la condition de non poinçonnement nous permet de dimensionner l'épaisseur du radier dans le cas où celui-ci est considéré comme pleine .

2°) Charges transmises par les poteaux (SP2 est la plus défavorable)



Portique B-B

$B_1$	:	$N = 232,6 \text{ t}$	;	$M = 28,35 \text{ t.m}$
$B_2$	:	$N = 471,3 \text{ t}$	;	$M = 33,40 \text{ t.m}$
$B_3$	:	$N = -108,5 \text{ t}$	;	$M = -25,40 \text{ t.m}$

3°) Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la hauteur du radier se fera par la condition de non-poinçonnement

$$1,5 \cdot Q / P_c \cdot h_t \leq 1,2 \sqrt{b}$$

$Q$  = valeur de la charge localisée maximale .

$h_t$  = épaisseur totale du radier .

$P_c$  = périmètre du contour à considérer, situé à une distance  $h_t / 2$  après une diffusion à  $45^\circ$  .

$Q_{\max} = 471,3 \text{ t}$  pour le poteau  $B_2$

$$1,5 \cdot 471,3 \cdot 10^3 / 4(60 + h_t) \cdot h_t \leq 1,2 \cdot 1,5 \cdot 5,9$$

$$\Rightarrow h_t^2 + 60 h_t - 16666,67 \geq 0 \Rightarrow h_t \geq 102,55 \text{ cm soit } 120 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{h_t = 120 \text{ cm}}}$$

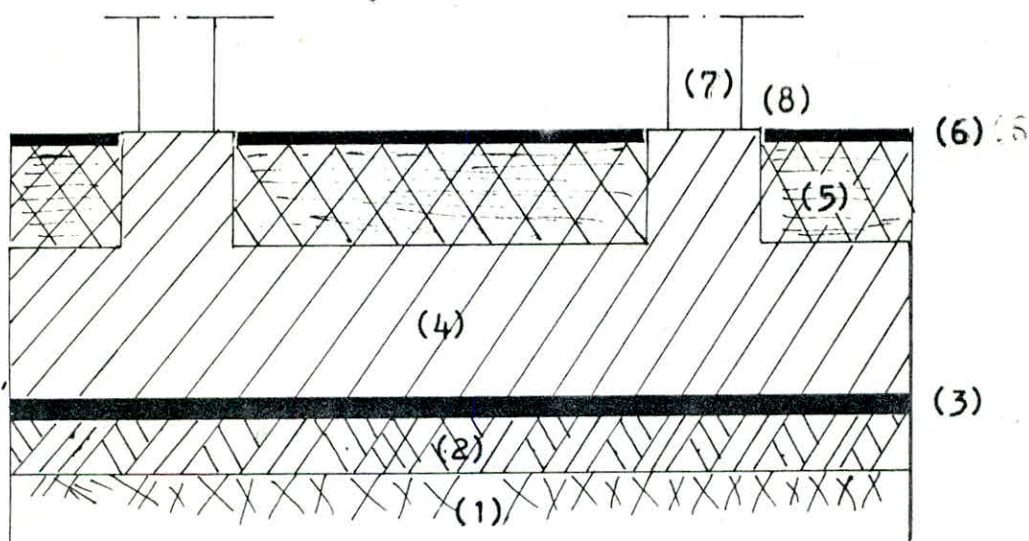
- Alors un radier épais de 120 cm, reviendrait excessivement cher . Pour une raison économique nous choisirons donc un radier nervuré, les nervures (poutres) seront disposées sous les différents files des poteaux, ces nervures se reposent sur une dalle qui reposera sur le sol .

Sous les différents poteaux, la hauteur de la nervure est l'épaisseur de la dalle (table de compression des nervures) représenterons l'épaisseur nécessaire de béton pour éviter le poinçonnement .

Pour la largeur des nervures, la condition visant à avoir une contrainte de cisaillement au maximum égale à  $5\sigma_b$ , nous conduit à prendre une largeur de nervure de 120 cm .

Pour l'épaisseur de la dalle on doit avoir e comprise entre  $1/10$  et  $1/20$  ; l étant la plus grande portée des panneaux constituant la dalle :  $e = 40$  cm ; pour essayer d'éviter les armatures comprimées

#### SCHEMA DU RADIER



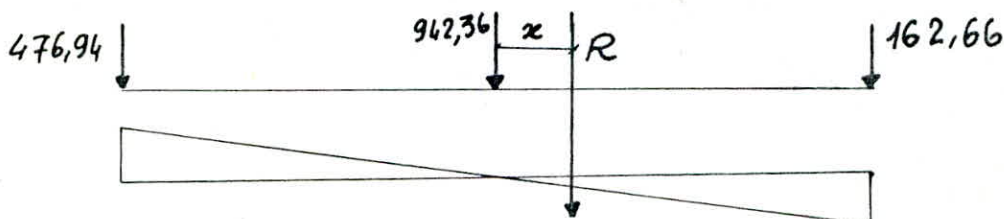
(1) ; bon sol ; (2) : béton de propreté ; (3) : couche d'étanchéité.

(4) : dalle en B.A ; (5) remplissage mâche fer, gravier, sable .

(6) : dalette en B.A ; (7) : poteau ; (8) : joint .

#### 4°) Détermination des contraintes sous le radier

Pour déterminer les contraintes les plus défavorables, nous considérons le radier dans le sens B-B où 2-2



$$R = 1256,64 \text{ t} ; M = 261,3 \text{ t.m} ; x = 1,523 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = N/S \pm M.r/I ; N = 1256,64 \text{ t} ; S = 600 \cdot 600$$

$$M = 1256,64 \cdot x + 261,3$$

$$r = 600/2 ; I = 600^4 / 12$$

$$\sigma_1 = 9,55 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = -2,565 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(1/4) = 7,1625 > \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,66 \text{ kg/cm}^2$$

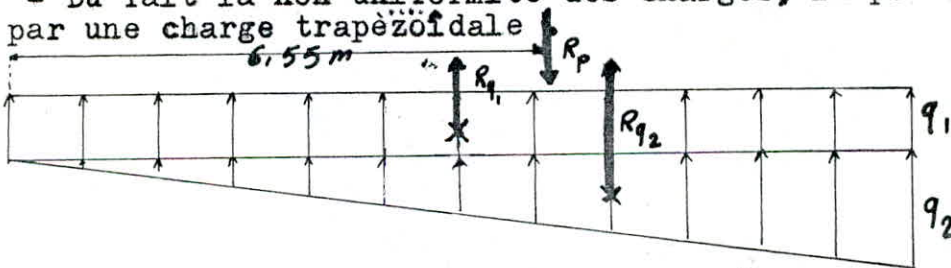
→ fondation non stable → redimensionner la de telle façon avoir  $\sigma(1/4) < \bar{\sigma}_s = 2,66 \text{ kg/cm}^2$

Alors nous aurons comme dimensions 10 m . 10 m

$$\sigma_1 = 0 ; \sigma_2 = 2,56 ; \sigma(1/4) = 1,92 \text{ kg/cm}^2 \text{ diminué de son poids propre .}$$

### 5°) Effets sollicitant les poutres (nervures)

- La poutre la plus défavorable est celle sous (B-B) ou (2-2)
- Les nervures sont chargées par le bas par l'effet de la sous pression du sol et sont considérées comme appuyées sur les poteaux
- Du fait la non uniformité des charges, la poutre sera chargée par une charge trapézoïdale

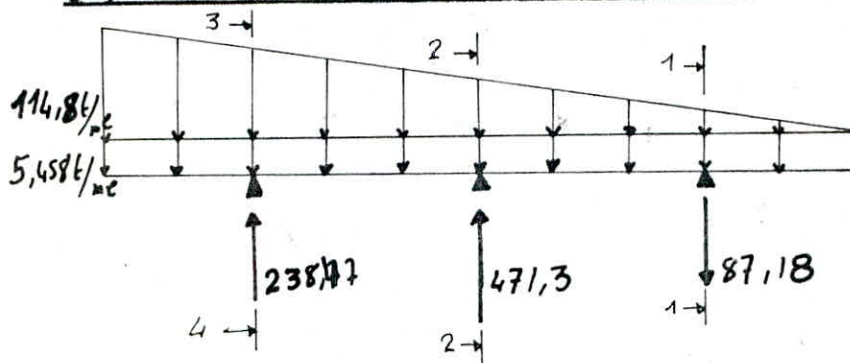


$$R_p = 616,73 \text{ t (efforts dus aux poteaux)}$$

$$R_{q_1} = 10 \cdot q_1 ; R_{q_2} = 5 \cdot q_2 ; q_1 = 5,458 \text{ t/ml} ; q_2 = 114,8 \text{ t/ml}$$

La poutre est appuyée sur les poteaux, elle sera calculée comme une poutre continue, les efforts transmis par les poteaux représentent les réactions d'appui de la partie chargée par  $q_1$  et  $q_2$ .

### 6°) Calcul des éléments de réduction



7°) - Ferraillage des poutres

- La poutre la plus défavorable est ( B-B )

Section 1-1 :  $M = 26,2 \text{ t.m}$  ;  $A = 16 \text{ T } 25 = 78,5 \text{ cm}^2$

Section 2-2 :  $M = 589,15 \text{ t.m}$  ;  $A = 40 \text{ T } 25 = 196,35 \text{ cm}^2$   
 $A' = 20 \text{ T } 16 = 40,2 \text{ cm}^2$

Section 2-3 | :  $M = 229,06 \text{ t.m}$  ;  $A = 16 \text{ T } 25 = 78,5 \text{ cm}^2$   
Section 3-3 |

Sur toute la largeur de la poutre nous adoptons :  $A = 40\text{T}25$   
(une tour à noyau central)

- Vérifications des contraintes

Section 2-2 :  $M = 589,15 \text{ t.m}$  ,  $A = 196,35 \text{ cm}^2$  ;  $A' = 40,2 \text{ cm}^2$

(Méthode de P.CHARRON) :  $D = 29,57$  ;  $E = 5500,125$  ;

$y_1 = 50,27$  ;  $K = 3,556$  ;  $\sigma'_b = 178,76 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_a = 2144,3 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 3186,1 \text{ kg/cm}^2$

- Verification à la fissuration

$\bar{\sigma}_a < \max(\bar{\sigma}_1 ; \bar{\sigma}_2) = 4320 \text{ kg/cm}^2$

- Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 19 \text{ cm}^2$  ( Vérifiée )

- Condition de non entraînement

$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

$T_{\max} = 252,23 \text{ t}$  ;  $\bar{\sigma}_d = T_{\max} / npz = \frac{252,23 \cdot 10^3 \cdot 8}{40 \cdot (\pi + 2) \cdot 2,5 \cdot 7 \cdot 110} =$

$\bar{\sigma}_d = 6 \text{ kg/cm}^2$

- Condition de la flèche

$A / b_0 \cdot h = 0,014 > 43 / \sigma_{en}$  une vérification à la flèche est nécessaire .

Pour des charges de courte durée d'application

$\lambda_i = 5,9 / 72 (2 + 3) \cdot 0,0148 = 1,1$

Pour des charges de longue durée d'application

$\lambda_G = 5,9 / 180 (2 + 3) \cdot 0,0148 = 0,4429$

Calcul de  $\mu$ :  $\mu = 1 - 5 \bar{\sigma}_b / (4 \omega \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b)$

$\mu_g = 0,158$  ;  $\mu_q = 0$

$f_{g_{oo}} = 0,00489$  ;  $f_{g_o} = 0,00187$  ;  $f_{q_o} = 0,0033$  ;  $f_{j_o} = 0,0024$

$f_T = f_{g_{oo}} + f_{q_o} - f_{g_o} - f_{j_o} \Rightarrow \Delta f_T = 0,0039 \text{ cm}$

$\bar{f}_T = 0,6 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T < \bar{f}_T$

Armatures transversales

$T_{\max} = 252,23 \text{ t} \Rightarrow T/bz = 252,23 \cdot 10^3 / 120 \cdot 110 \cdot 7 = 21,84$   
 $> (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b_o}) \cdot \bar{\sigma}_b = 16,73 \text{ kg/cm}^2$

nous disposons alors des armatures droites, obliques

$\max \bar{\sigma}_b = 21,84 \text{ kg/cm}^2 < 5 \bar{\sigma}_b = 44,25 \text{ kg/cm}^2$

on prendra des armatures inclinées à 45°

- Espacement maximal admissible des armatures transversales

Pour un système mixte

armatures inclinées  $\bar{t}_r \leq K_r \cdot h$

armatures droites  $\bar{t}_a \leq K_a \cdot h$

Détermination de  $K_r$  -  $K_a$

$\bar{\sigma}_{b\max} = 21,84 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}'_b = 2,47$

$K_r = K_a = 0,83 \Rightarrow \bar{t}_r \leq 0,83 \cdot h = 91,3$  ;  $\bar{t}_a = 91,3 \text{ cm}$

nous prenons pour les barres inclinées  $t = 50 \text{ cm}$

l'effort tranchant  $T_i$  repris par les armatures inclinées est

$T_k = A_i \cdot z \cdot a \sqrt{2} / t_r = 15,39 \cdot (7/8) \cdot 110 \cdot 4200 \cdot \sqrt{2} / 50 = 175,96 \text{ t}$

$T_k = 175,96 > T/2 = 126,115 \text{ t}$  ;  $T$  ne peut être supérieur à  $T/2$   
 les étriers perpendiculaires à la ligne moyenne devront équilibrer

$T_r = T - T_k \Rightarrow T_r = T - T/2 = 126,115 \text{ t}$

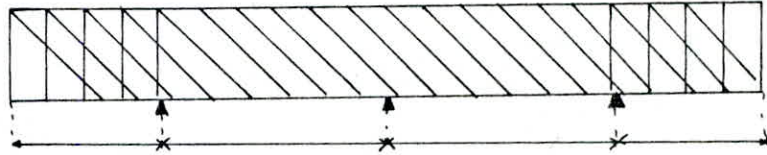
alors pour les barres droites nous choisissons 10 T 12 ( $11,31 \text{ cm}^2$ )

$t = \frac{11,31 \cdot 7 \cdot 110 \cdot 4200}{8 \cdot 126,11 \cdot 1000} = 36,25 \text{ cm}$

$\bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} (1 - 0,3 \bar{\sigma}_b / \sigma_b) \cdot h = 28 \text{ cm} \\ 0,2 \cdot h = 22 \text{ cm} \end{array} \right| \Rightarrow \text{alors } t = 20 \text{ cm}$   
 pour armatures droites

- Longueur de poutre sur la quelle on maintient des barres inclinées

d'après l'équation de l'effort tranchant: sur toute la longueur de la poutre .



Vérifications aux appuis

- appui intermediaire :  $M=589,15 \text{ t.m}$  ;  $T = 252,23 \text{ t}$

$A \cdot \sigma_a > T + M/z = 252,23 \cdot 10^3 - 589,15 \cdot 10^5 / 96,25 < 0$

On maintient  $A = 1,96,35 \text{ cm}^2$  sur toute la longueur de la poutre.

- lit superieur  $A = 40 \text{ T } 25 = 196,35 \text{ cm}^2$
- lit inferieur  $A = 20 \text{ T } 16 = 40,20 \text{ cm}^2$

REMARQUE : vu la hauteur de la poutre nous prévoyons des armatures de peau 2 T 14 tous les 20 cm .

Ferraillage de la dalle du radier

3	2	2	3	Pour le calcul de la dalle nous dimensionnerons de la contrainte moyenne du sol agissant sur la dalle, le poids propre de celle ci . Poids propre = $0,4 \cdot 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$ - Le calcul sera fait : une charge uniformément répartie agissant sur la dalle: $q = 26,6 - 1 = 25,6 \text{ t/m}^2$ - Le calcul des éléments de réduction sera fait selon la méthode exposée à
2	1	1	2	
2	1	1	2	
3	2	2	3	

( CCBA 68 Annexe A . art A 21-22).

Nous exposons seulement les résultats (la méthode déjà exposée dans le calcul des dalles au debut).

Pan	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{aix}$	$M_{aiy}$	$M_{rax}$	$M_{ray}$	$T_x(1_y/2)$	$T_y(1_x/2)$
	4,97	4,97	3,106	3,106	1,86	1,86	20,40	20,40
	4,02	2,36	2,68	1,47	-	-	16,00	14,45
	36,85	36,85	36,85	36,85	-	-	43,35	43,35

Tableau des armatures et de vérification

panneau		A <sub>ad</sub>	σ' <sub>a</sub>	σ' <sub>b</sub>	Z <sub>6,22</sub>	n on fra- gilité	flèche
1	lx tra <sub>ly</sub>	5T20	978,0	28,26	6,5	A <sub>x</sub> 2,61	vérifiée
	ap inter rive	5T16	964,5	21,82		A <sub>y</sub> 3,38	
2	lx tra <sub>ly</sub>	5T20	823 465	23,8 14,0	4,6	A <sub>x</sub> 3,38	vérifiée
	inter ap rive	5T16	832,0 456,5	18,82 10,33		A <sub>y</sub> 2,23	
3	lx tra <sub>ly</sub>	7T25	3450 3450	159,74 159,74	A <sub>t</sub> ± 13,76 S=10 S'=15	A 3,54	vérifiée
	ap	7T25	3555	162,3			

Remarque : Pour éviter la fissuration due au retrait du béton lors de son durcissement on doit avoir pour des aciers de haute adhérence .

$$\left. \begin{aligned} A_x / A_b &= 1,2 / (\sigma_{en} - 2200) \\ A_y / A_b &= 1,2 / (\sigma_{en} - 2200) \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_x, A_y = 3 \text{ cm}^2$$

- Pour la flèche

Panneaux (1), (2)     $h_0 / l_x \geq M_t / 20 M_x$  ;  $A / bh < 20 / \sigma_{en}$

sont vérifiées  $\Rightarrow$  inutile de vérifier la flèche

Panneaux (3)     $A / bh < 20 / \sigma_{en}$  n'est pas vérifiée , nous procédons selon la même méthode qu'ailleurs (CCBA 68 art 61,1

$A = 34,36 \text{ cm}^2$  ;  $h_t = 40 \text{ cm}$  ,  $d = 4 \text{ cm}$  ;  $y_G = 18,17 \text{ cm}$

$I_t = 650215,53 \text{ cm}^2$  ;  $\omega = A / bh = 0,0095$

charge courte durée  $\lambda_i = 1,72$  |  $\Rightarrow \lambda_i = 0,196$  |  $\Rightarrow f_o = 0,03 \text{ cm}$   
 charge long durée  $\lambda_v = 0,69$  |  $\Rightarrow \lambda_v = 0$  |  $\Rightarrow f_{oo} = 0,12 \text{ cm}$

$\Delta f_t = 0,15 < \bar{f}_t = 0,85 \text{ cm}$

9°) Ferrailage des dalettes : Elles seront sollicitées du haut vers le bas par les surcharges du plancher et du bas vers le haut par la réaction du remblai. De ce fait elles seront entièrement comprimées. L'épaisseur des dalettes est de 15 cm. ferrailage avec des barres 14mm soit Ø10 nous disposons forfaitairement des trillis soudés espaces de 20 cm



### C - Voiles périphériques

a) - Pour tous les blocs exceptés la tour, la hauteur du voile est de 1,5 m, épaisseur 15 cm.

- Le ferrailage sera avec pourcentage minimal imposé par le règlement soit (4 T 12) par face, les armatures longitudinales de peau auront (5 T 8) par ml comme section.

b) - Pour la tour, la hauteur du voile est de 2,5 m, épaisseur 30 cm, le ferrailage : (16 T 12) par surface, les armatures longitudinales de peau auront (5 T 8)/ml comme section.

### D - Longrines

Elles doivent équilibrer une force axiale de 10 % de la plus grande charge verticale.

#### Bloc S.P

Sous portiques de la cabine de projection.

$$N = 30 \text{ t}, b = 30 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}$$

$$A' = (N - B \cdot b_0) / 15 \cdot b \quad 0$$

$$A = N / a; A = 4 \text{ T } 20 = 12,56 \text{ cm}^2.$$

#### Bloc T.G.M

$$N = 31 \text{ t}, b = 30 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}.$$

$$A' = 0; A = 4 \text{ T } 20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

#### Bloc C.S

$$N = 36,4 \text{ t}; b = 30 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}.$$

$$A' = 0; A = 4 \text{ T } 20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

..... B I B L I O G R A P H I E .....

- RESISTANCE DES MATERIAUX APPLIQUEE A. COIN & M. ALBIGES  
EYROLLES 1980
- CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE A.CAPRA  
& V. DAVIDOVICI EYROLLES 1980
- LE CALCUL ET LA VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME  
P. CHARRON EYROLLES 1981
- LES PARABOLOIDES ELLIPTIQUE DANS LES CONSTRUCTIONS  
A.A. BELES & M. SOARE DUNOD 1967
- TRAITE DE BETON ARME R.LACROIX & A.FUENTES & H.THONIER  
EYROLLES 1982
- TRAITE DE BETON ARME A.GUERRIN TOMES I,IV,V DUNOD
- LA METHODE DE CROSS P. CHARRON EYROLLES 1979
- OSSATURE DE BATIMENT A. COIN EYROLLES 1977
- CALCUL DES OSSATURES A. FUENTES EYROLLES 1973
- DALLES D'EPAISSEUR VARIABLE H. HOMBERG DUNOD 1972
- FORMULAIRE DU B.A M. COURTAND & P. LEBELLE UTI-ITBTP  
EYROLLES 1976
- LE CISAILLEMENT DANS LE BETON ARME T. GODYCKY-CWIRKO  
DUNOD 1972
- DESING OF REINCED CONCRETE HALLS CAIRO UNIVERSITY.GIZA
- STRUCTURAL STEEL, DESING & CONSTRUCTION, M. SWELEM ,  
ALEXANDRIA, EGYPT, 1978
- GUIDE PRATIQUE DE CHARPENTE METALIQUE DAUSTIN DTU  
EYROLLES
- CHARPENTE METALIQUE GUSTIN EYROLLES
- COURS DE BETON III Mr BELAZOUGUI
- COURS DE C.M II Mr M.H. CHENAF
- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES C.T.C et ANNEXE 1981
- REGLES C.C.B.A 68
- REGLES N.V 65
- REGLES P.S 69
- REGLES C.M 66
- AIDE-MEMOIRE R.D.M
- AIDE-MEMOIRE B.A
- HIGH WAY ENGINEERING, TOUFIC SALEM ,B.U.A BEYROUTH 1983

