

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية 10/88  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL D'UN BATIMENT EN VOILES  
"R + 8"2. S.S AUX ETATS LIMITES

4 PLANCHES

PROPOSE PAR :

C. T. C.

ETUDIE PAR :

SOUKEHAL M.  
KHEZIHI CH.

DIRIGE PAR :

LEKHAL . S

Promotion Janvier 1988

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CALCUL D'UN BATIMENT EN VOILES  
"R + 8" 2. S.S AUX ETATS LIMITES

PROPOSE PAR :

C. T. C.

ETUDIE PAR :

SOUKEHAL M.  
KHEZIHI CH.

DIRIGE PAR :

Promotion Janvier 1988

# SOMMAIRE

INTRODUCTION	3
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	8
CHARGES & SURCHARGES	9
CACUL DES PLANCHERS.	11
CALCUL DES ESCALIERS	25
CENTRE DE MASSE	37
INERTIES EQUIVALENTES	43
CENTRE DE TORSION	51
EXCENTRICITÉS.	53
ÉTUDE PSEUDO-DYNAMIQUE	64
ÉTUDE AU VENT	63
ÉTUDE AU CONTREVENTEMENT	70
ÉTUDE SISMIQUE.	76
DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMIQUES DANS LES REFENDS	79
DISTRIBUTION DES EFF. SIS. DANS LES ELEMENTS DE REFENDS	87
METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	95
CALCUL DES DEFORMATIONS	97
COMBINAISON DES SOLLICITATIONS	100
FERRAILLAGE DES VOILES	106
FERRAILLAGE DES LINTEAUX	111
CALCUL DES FONDATIONS	119

# Remerciement

Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements à notre promoteur LEKHAL.S pour tous ses conseils et son aide.

Nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail

- M<sup>E</sup> BAGHDADI (Enseignant à l'U.S.T.A).
- M<sup>E</sup> BELACHE.A (Ingenieur au. C.T.C).
- M<sup>E</sup> OUAZIT.N. (Agent en C.T.C).

# Dedicace

- A mes parents , mes Frères et sœurs.
- A l'ensemble de mes amis de la mosquée de C.U.B.A.
- A mon promoteur

Je dedie ce modeste travail.


M<sup>E</sup> SOUF.F

Je dedie ce modeste travail à mes parents qui se sont sacrifiés pour me voir réussir.

A mes frères et sœurs.

A tous ceux qui croient en DIEU

A tous ceux qui ont collaboré à ma formation.

KHEZITI ch. 

CH-1.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

\*\*\*\*INTRODUCTION\*\*\*\*

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent ouvrage est un bâtiment courant "R+8" avec deux sous-sols. Le bâtiment est à usage d'habitation pour les étages courants, le Rez de chaussée et le 1<sup>er</sup> sous-sol sont réservés pour des commerces, le 2<sup>ème</sup> sous-sol est utilisé pour le stockage (caves). L'ouvrage est implanté à la commune de Sidi M'hamed (W. d'Alger) qui fait partie d'une zone de moyenne sismicité.

Chaque étage comporte deux logements F4.

La structure est entièrement faite de voiles en béton armé de 15 cm d'épaisseur, aménagé de deux cages : l'une d'escaliers, l'autre d'ascenseur.

Les planchers sont en dalles pleines de 15 cm.

Les escaliers sont à volées préfabriquées de 12 cm d'épaisseur.

## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

- Hauteur d'étage : 2,86 m.
- Hauteur du R.D.C : 3,88 m
- Hauteur des sous-sols : 3,54 m.
- Longueur totale du bâtiment :  $L = 34,50$  m
- Largeur totale du bâtiment :  $\ell = 10,35$  m
- Hauteur totale du bâtiment :  $H = 34,22$  m.

La distribution des éléments de contreventement ne présente de symétrie dans aucun sens, bien qu'elle est presque homogène par rapport à la surface du bâtiment.

## CHOIX STRUCTURAL

l'ossature doit assurer la résistance et la stabilité d'ensemble sollicité par les efforts verticaux (actions permanentes et variables), les efforts horizontaux (actions accidentelles (séisme), actions variables (vent))

La conception d'une telle structure (de moyenne hauteur) en portiques autostables présente certains inconvénients du point de vue résistance; la flexibilité latérale amène à une incidence sur la tenue de la maçonnerie ainsi le déplacement engendré par ce genre de structure sous charges horizontales influe sur le confort des usagers, sans oublier les aléas de l'architecture: faire des poteaux de grandes dimensions posent un problème de construction. Les voiles sont moins flexibles vis à vis des sollicitations horizontales dues au séisme et présentent un bon comportement et ductilité comme le montrait le séisme dernier qui a affecté la région d'Éch-chelif.



# CARACTERISTIQUES MECANQUES DES

## MATERIAUX.

A/ BETON: Le béton est un matériau composé de pâte pure (ciment + eau + air) de granulats (sables + graviers) et éventuellement des produits d'accélération (adjuvants). Le béton armé utilisé dans notre construction sera conforme aux règlements techniques aux états limites (BAEL) ainsi qu'à tous les règlements en vigueur en Algérie.

Composition: 1 m<sup>3</sup> de béton comporte:

- 350 Kg de ciment CPA325
- 400 l de sable  $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 l de gravillons concassés  $D_g \leq 25\text{mm}$ .
- 175 l d'eau de gâchage.

Elasticité du béton: Le module d'élasticité  $E$  est définie par:

$$E = \text{contrainte unitaire} / \text{déformation relative}$$

pour les projets courants on admet:

$$E_{ij} = 12000 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad (\text{module de déformation longitudinale instantanée})$$

avec  $f_{cj}$  = "résistance caractéristique" à "j" jours.

$$E_{vj} = 4000 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad (\text{module de déformation de longue durée}).$$

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{pour } j > 28.$$

Coefficient de Poisson: est défini par le rapport:  $\nu = \frac{\text{déformation trans.}}{\text{déformation longi.}}$

Conformément aux règles BAEL 83 (art. 2.1.3) on prend:

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour les justifications aux états limites de service.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{pour les justifications aux états limites ultimes.}$$

Résistance caractéristique du béton:

a/ A la compression: noté  $f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à la

compression à l'âge de 28 jours ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

pour  $j < 28$  on a (résultats d'expérience)

$$f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \log(j+1)$$

pour  $j > 28$  on prend pratiquement  $f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$

b/ À la traction : Noté  $f_{tj}$  est donné par l'expression (résultat de l'expérience)

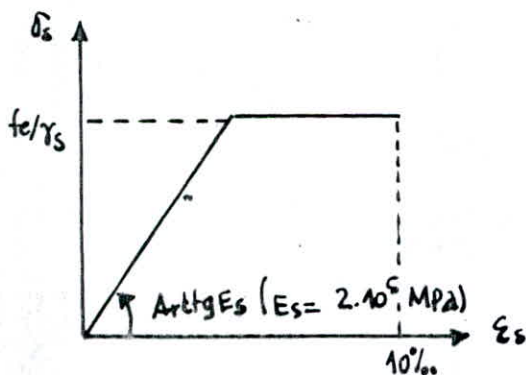
$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)} ; f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

donc :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$  (Art. 2.1.129. BAEL83)

B/ACIER : Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques ( $f_s$ ) naturelles et des effets de traitement mécaniques éventuels. Le tableau ci-dessous nous donne les types d'aciers utilisés avec leurs limites élastiques.

Pour le travail concernant notre projet nous choisissons des barres H.A en FeE40, Le diagramme est de type 1.

	Classe	$f_c$ (MPa)	classe	$f_e$ (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215	FeE22	235
Barres à H.A	FeE40	400	FeE50	500
Fils Tréfilés à H.A	FeTE40	400	FeTE50	500
Trellis soudés de fils lisses	TL50 $\phi > 6 \text{ mm}$	500	TL52 $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520



$\gamma_s = 1,15$  dans le cas normal.

$\gamma_s = 1,00$  dans le cas accidentel.

Diagramme : contrainte-déformation de l'acier de type 1.

## NOTIONS D'ETAT LIMITE

Un état-limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'une partie de celle-ci) est strictement satisfaite.

Au delà de cet état une structure (ou l'un de ses éléments) cesse de remplir ses fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

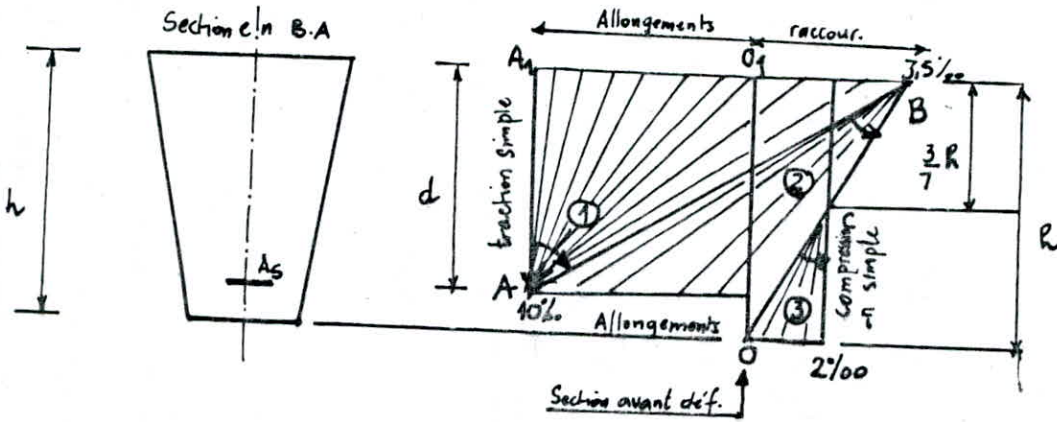
- \* Les états-limites ultimes (E.L.U) : correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc..
- \* Les états-limites de service (E.L.S) : Au delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité : ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments, etc...

Bases de calcul : Les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ( $\epsilon_b \neq \epsilon_a$ ).
- Le diagramme de déformation de la section est linéaire.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement du béton est limité à : 2‰ pour la compression simple et 3,5‰ en flexion.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰
- Les droites matérialisant les diagrammes de déformation passent obligatoirement par l'un des trois pivots A, B ou C.

Diagramme des 3 "pivots" : on distingue 3 domaines ① ; ② ; ③ à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des 3 pivots pour matérialiser les

diagrammes des déformations de la section du béton.



La position du pivot est caractérisée par:

- Un allongement déterminé: exemple 10‰ pour A.
- Un raccourcissement déterminé: exemple 3,5‰ pour B

Diagramme de contrainte-déformation de calcul du béton:

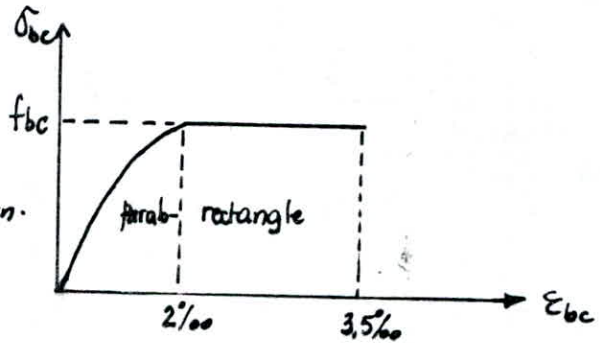
Diagramme parabole-rectangle:

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$f_{bc}$ : contrainte ultime de compression du béton.

$\gamma_b = 1,5$  pour le cas normal.

$\gamma_b = 1,15$  pour le cas accidentel.



exemple: cas de flexion simple → pivot B

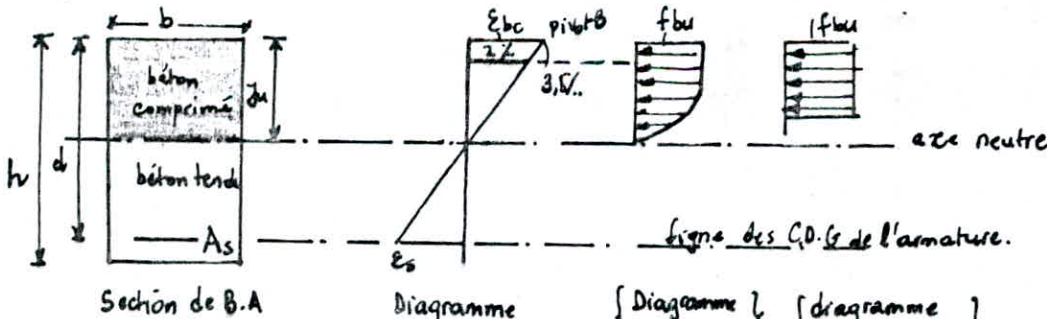


Diagramme des déformations { Diagramme } ou { diagramme }  
 { Para.-rect. } ou { rectangulaire }  
 { des déformations } { des σ<sub>bc</sub> }

Il n'y a pas de proportionnalité entre déformations et contraintes.

remarque: Dans le domaine 3 et pivot c, seul le diagramme parabole-rectangle est utilisé.

## Etat limite de service:

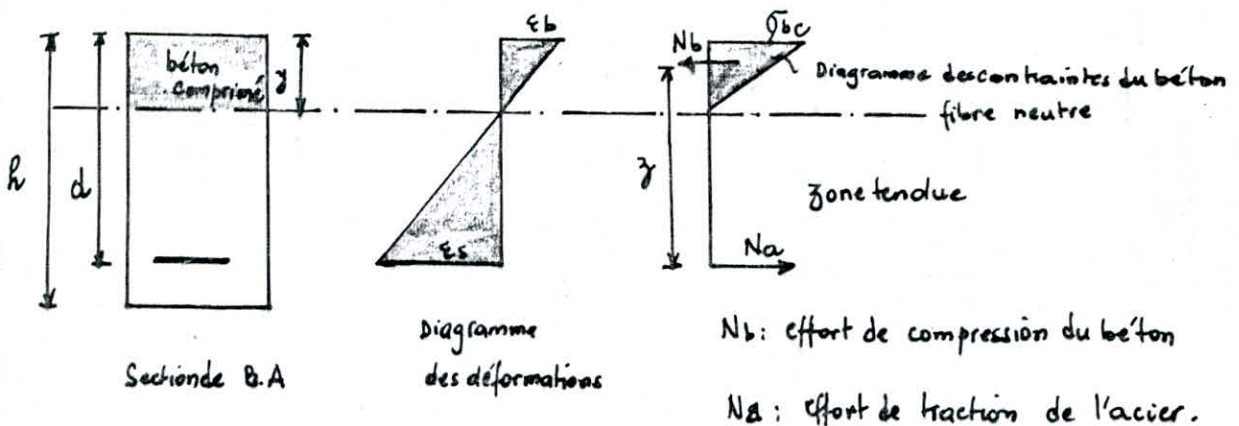
Hypothèses :

- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport  $n = E_s/E_b$  est le coefficient d'équivalence pris égal à 15.
- Le béton tendu est négligé.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

## Diagramme de déformation à l'E.L.S:

- Cas de flexion simple:



## Contraintes limites:

- Contrainte limite de l'acier:  $\bar{\sigma}_s$

fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_{te} ; 150 \eta \}$

fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_{te} ; 110 \eta \}$

$\eta$ : coefficient de fissuration  $\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible (locaux couverts, sans condensation) le calcul à l'état limite ultime est suffisant.

- Contrainte limite du béton:  $\bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte de compression du béton est limitée à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

soit 12; 15; 18 MPa pour  $f_{c28} = 20; 25; 30$  MPa successivement.



**(H-2-**

**PREDIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS**

**CHARGES & SURCHARGES**

DES ELEMENTS

1° PLANCHERS:

• Condition de résistance à la flexion pour les dalles s'appuyant sur 3 ou 4 côtés

$$e = (1/40 \text{ à } 1/50)l : l : \text{portée porteuse.}$$

$$l_{\max} = 5,40 \text{ m} \Rightarrow e = 10,8 \text{ à } 13,5 \text{ cm}$$

• Condition d'isolation acoustique:

La loi de masse (un bon confort acoustique) exige une épaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$  à  $16 \text{ cm}$

• Condition limite de flèche:

$$f_{\max} \leq l_x/500 = 540/500 = 1,08 \text{ cm}$$

$$q = 1,35 \cdot 5,59 + 1,50 \cdot 5,00 = 1505 \text{ kg/ml.}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq l_x/500$$

$$\frac{5 \cdot 1505 \cdot 5,40^4}{384 \cdot 128520 \cdot I} \leq 1,08 \cdot 10^{-2} \Rightarrow I \geq 12000 \text{ cm}^4.$$

pour une bande de 1m :  $I = \frac{100 \cdot e^3}{12} \geq 12000 \Rightarrow e \geq 11,30 \text{ cm}$

• Condition de sécurité à l'incendie:

soit 7cm / Heure de coupe feu.

11cm / 2Heures de coupe feu.

Donc nous retiendrons finalement  $e = 15 \text{ cm}$ .

2° Voiles: suivant le critère de l'isolation acoustique et la protection contre

l'incendie, les RPA 81 (art. 4.3.1.2) préconisent une épaisseur ( $\geq 15 \text{ cm}$ )

et suivant l'article 4.3.1.3 l'épaisseur minimale est fonction de la hauteur

libre de l'étage et des conditions des extrémités:

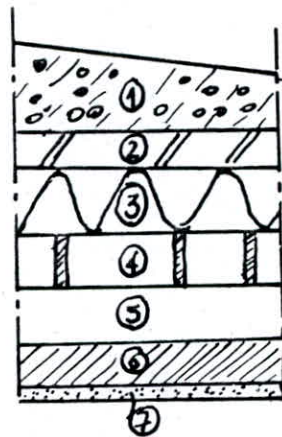
$$e \geq \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \quad \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On prendra :  $e = 15 \text{ cm}$ .



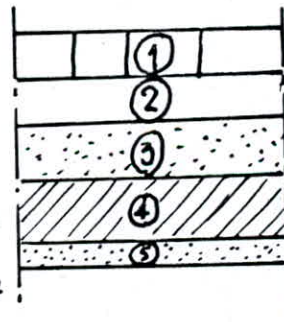
## 1°/ CHARGES PERMANENTES (Notées: G)

### A/ Plancher terrasse (non accessible)



①	Protection lourde en gravillon .....	$0,05 \times 1500$	= 75 Kg/m <sup>2</sup>
②	Étanchéité multicouche .....		= 10 "
③	Isolation thermique, phonique (ep=4cm) ----	$0,04 \times 250$	= 10 "
④	Pare vapeur .....		= 2 "
⑤	forme de pente (ep=8cm) ----	$0,08 \times 1800$	= 144 "
⑥	Dalle en B.A (ep=15cm) ----	$0,15 \times 2500$	= 375 "
⑦	Enduit de plâtre (ep=1,5cm) . . . . .	$0,015 \times 1200$	= 18,0 "
			G = 634 "

### B/ Plancher étage courant, R.D.C et 1<sup>er</sup> S.Sol:



⑥	Cloisons (en brique de 5 + enduit de plâtre) =	75 Kg/m <sup>2</sup>	
④	Dalle en B.A (ep=15cm) .....	= 375 Kg/m <sup>2</sup>	
①	Revetement en carrelage (ep=2cm) ---	= 32 "	(0,02 x 1600)
②	Mortier de pose (ep=2cm) .....	= 40 "	(0,02 x 2000)
③	Sable (ep=2,5cm) .....	= 37 "	(0,025 x 1500)
⑤	Enduit de plâtre .....	= 18 "	(0,015 x 1200)
			G = 577 Kg/m <sup>2</sup>

Remarques:

- Les gaines sont représentées par un poids équivalent à  $Q = 145 \text{ Kg/m} \cdot \text{hauteur}$ .
- Les voiles de façades sont fourturés intérieurement par une isolation de brique de 8 cm  $m = 95 \text{ Kg/m}^2$  (N.P.F)  $f = 95 \times 0,08 = 7,6 \text{ Kg/m}^2$ .

C/ Plancher 2<sup>ème</sup> S. SOL:

Ne dispose d'enduit de plâtre ( le reste semblable au plancher courant)

$$G = 577 - 18 = 559 \text{ Kg/m}^2.$$

D/ SECHOIR / LOGGIA / BALCON:

Carrelage + mortier + sable ..... = 110 Kg/m<sup>2</sup>

Dalle en B.A (15cm) ..... = 375 "

Enduit de plâtre ..... = 18 "

$$G = 503 \text{ Kg/m}^2$$

E/ Escaliers:

a/ Volée:

Poids de la paillasse (ep=12cm) ..... 349 Kg/m<sup>2</sup>

Poids des marches (h=17cm, g=30cm) ..... 187 Kg/m<sup>2</sup>.

Garde-corps ..... 60 Kg/m<sup>2</sup>

Carrelage + Mortier de pose ..... 84 Kg/m<sup>2</sup>

$$G = 680 \text{ Kg/m}^2$$

b/ Palier:

Revêtement ( carrelage + mortier) ..... = 84 Kg/m<sup>2</sup>

Dalle pleine en B.A (ep=15cm) ..... = 375 Kg/m<sup>2</sup>

$$G = 460 \text{ Kg/m}^2$$

2/ SURCHARGES D'EXPLOITATION: (Notées: Q)

- Plancher terrasse inaccessible Q = 100 Kg/m<sup>2</sup>
  - plancher courant Q = 175 "
  - plancher R.D.C et 1<sup>er</sup> S. SOL (magasins) Q = 500 "
  - Balcons / Loggias / Sechoirs Q = 350 "
  - Escaliers ; paliers Q = 250 "
- Etage courant: Q = 500 "
- 1<sup>er</sup> SS et 2<sup>e</sup> S. S : Q = 500 "

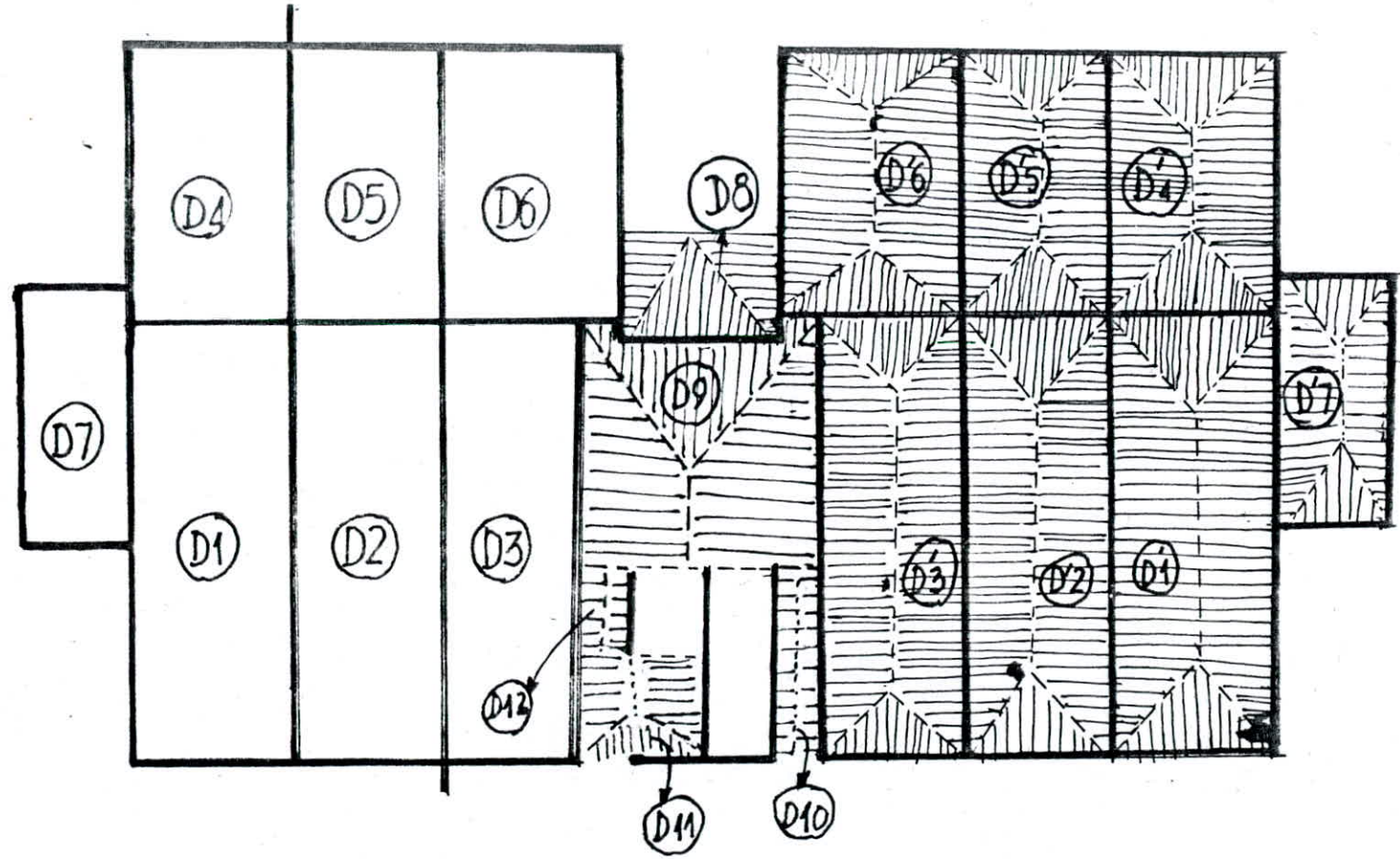
**(H-3.**

**CALCUL DES ELEMENTS**

**Calcul Des Planchers**

**Calcul Des Escaliers**

IDENTIFICATION DES DALLES



# CALCUL DES PLANCHERS

11

## Méthode de calcul:

Les dalles seront partiellement encastrées dans les voiles. La méthode de calcul est faite en deux étapes:

On suppose en 1<sup>er</sup> lieu que les dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés pour que l'on puisse faire le calcul des moments isostatiques, puis on fera une ventilation des moments sur les travées et les appuis suivant les règles B.A.E.L. On envisage trois types de dalles, pour le calcul des efforts et des flèches on utilisera les tables de R. BARES:

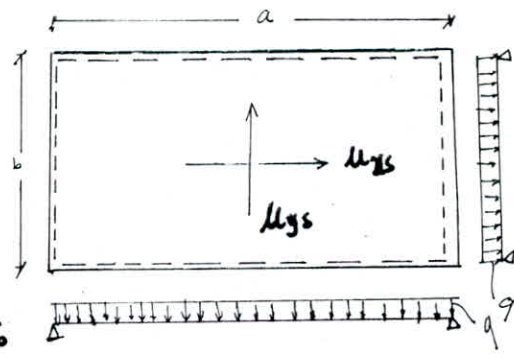
- Dalles appuyées sur 4 côtés.
- Dalles appuyées sur 3 côtés.
- Dalles appuyées sur 2 côtés qui seront calculées comme des poutres.

## Exposé de la méthode de R. BARES:

- Le matériau de la dalle est parfaitement élastique et suit la loi de Hooke et est "homogène isotrope".
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux autres dimensions.
- On suppose que la dalle est simplement appuyée sur ses côtés en 1<sup>er</sup> lieu puis on tient compte de la liaison: plancher-voile et on procède pour une distribution des moments en travée et sur appui.
- La méthode dépend du coefficient de "poisson"  $\nu$ , et du rapport  $\gamma = a/b$  en fonction de ces deux paramètres on déduit les coefficients multiplicateurs suivant des tables. soient:  
 $M_{xs}$ : coefficient du moment dans la direction  $x$  avec  $x = a/2$ ;  $y = b/2$ .  
 $M_{ys}$ : coefficient du moment dans la direction  $y$  avec  $y = b/2$ ;  $x = a/2$   
 $M_{\gamma s}$ : coefficient du moment dans la direction  $y$  avec  $x = a$ ;  $y = b/2$ .

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2 \end{cases}$$

Dalle reposant  
sur quatre appuis



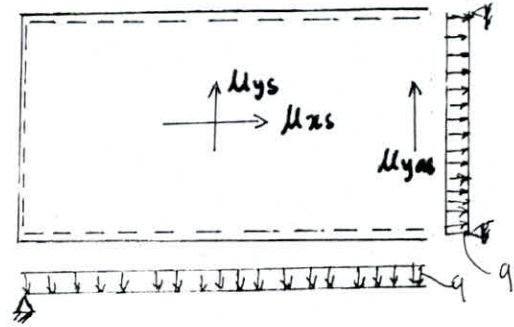
$$\begin{aligned} M_{xs} &= \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2 \\ M_{ys} &= \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2 \\ M_{yas} &= \mu_{yas} \cdot q \cdot b^2 \end{aligned}$$

Remarque: Selon la combinaison  
des charges à l'E.L.U:

- En terrasse :  $p_{1,u} = G_{1,u} + Q_{1,u}$ .
- En étage courant :  $p_{2,u} = G_{2,u} + Q_{2,u}$ .

on trouve  $p_{2,u} > p_{1,u}$  donc nos panneaux de dalles seront calculés suivant  
les charges et surcharges d'un plancher courant. (on prend  $\nu=0$ ).

Dalle reposant sur 3 appuis.



DALLE D1: Reposant sur 4-côtés:

$$\gamma = 0,717 ; w_s = 0,0845 ; \mu_{xs} = 0,0664 ; \mu_{ys} = 0,0156.$$

$$\text{Moments: } M_{xs, \max/G} = \mu_{xs, \max/G} \cdot G \cdot a^2 = 0,0664 \cdot 5,77 \cdot 3,3^2 = 4,17 \text{ KNm/ml.}$$

$$M_{xs, \max/Q} = \mu_{xs, \max/Q} \cdot Q \cdot a^2 = 0,0664 \cdot 1,78 \cdot 3,3^2 = 1,26 \text{ KNm/ml.}$$

$$M_{ys, \max/G} = \mu_{ys, \max/G} \cdot G \cdot b^2 = 0,0156 \cdot 5,77 \cdot 4,6^2 = 1,90 \text{ KNm/ml.}$$

$$M_{ys, \max/Q} = \mu_{ys, \max/Q} \cdot Q \cdot b^2 = 0,0156 \cdot 1,78 \cdot 4,6^2 = 0,58 \text{ KNm/ml.}$$

DALLE D4: Reposant sur 4-côtés:

$$\gamma = 0,85 ; w_s = 0,0659 ; \mu_{xs} = 0,0505 ; \mu_{ys} = 0,0252$$

$$M_{xsG} = 3,17 \text{ KNm/ml} ; M_{xsQ} = 0,96 \text{ KNm/ml} ; M_{ysG} = 2,21 \text{ KNm/ml} ; M_{ysQ} = 0,67 \text{ KNm/ml.}$$

DALLE D6: Reposant sur 4-côtés:

$$\gamma = 1,125 ; w_s = 0,0881 ; \mu_{xs} = 0,0283 ; \mu_{ys} = 0,0465.$$

$$M_{xS/G} = 3,34 \text{ KNm/ml} ; M_{xS/Q} = 1,00 \text{ KNm/ml} ; M_{yS/G} = 1,301 \text{ KNm/ml} ; M_{yS/Q} = 4,29$$

DALLE D7: reposant sur 4 côtés.

$$\gamma = 0,727 ; w_s = 0,0835 ; \mu_{xS} = 0,0654 ; \mu_{yS} = 0,0170$$

$$M_{xS,G} = 2,17 ; M_{xS,Q} = -0,66 ; M_{yS,G} = 1,07 ; M_{yS,Q} = 0,32.$$

DALLE D8: reposant sur 3 côtés.

$$\gamma = 0,40 ; w_s = 1,050 ; w_{bs} = 1,856 ; \mu_{xS} = 0,0944 ; \mu_{yS} = 0,0194 ; \mu_{yS,G} = 0,0363$$

$$M_{xS,G} = 0,78 ; M_{xS,Q} = 1,48 ; M_{yS,G} = 1,00 ; M_{yS,Q} = 0,305 ; M_{yS,G} = 1,88 ; M_{yS,Q} = 0,57.$$

DALLE D9: reposant sur 3 côtés.

$$\gamma = 0,01 ; w_s = 0,3970 ; w_{bs} = 0,640 ; \mu_{xS} = 0,059 ; \mu_{yS} = 0,0406 ; \mu_{yS,G} = 0,0664.$$

$$M_{xS,G} = 3,70 ; M_{xS,Q} = 1,12 ; M_{yS,G} = 6,83 ; M_{yS,Q} = 2,07 ; M_{yS,G} = 11,17 ; M_{yS,Q} = 3,39$$

Remarque: L'état limite ultime sera vérifié selon la combinaison d'action suivante:

$$M_u = 1,35 \cdot M_G + 1,50 M_Q.$$

• Les armatures prévues pour le renforcement des dalles au niveau des ouvertures seront déterminées à la fin du chapitre.

• L'étage courant et la planche terrasse seront ferrailés de même manière. (Les dalles de R.D.C, 1<sup>er</sup> SS seront calculées avec une autre sollicitation).

TABLEAU RECAPITULATIF:

	Moment (KN.m/ml) SEN X		Moment (KN.m/ml) SENS Y		COMBINAISON SENS REPAR.	COMBINAISON SENS PORTEUR.
	$M_{xS,G}$	$M_{xS,Q}$	$M_{yS,G}$	$M_{yS,Q}$		
D <sub>1</sub> (D <sub>2</sub> , D <sub>3</sub> )	4,17	1,26	1,90	0,58	3,43	7,52
D <sub>4</sub> (D <sub>5</sub> )	3,17	0,96	2,21	0,67	4,00	5,72
D <sub>6</sub>	3,34	1,00	4,29	1,30	5,97	7,74
D <sub>7</sub>	2,17	0,66	1,07	0,32	1,92	3,92
D <sub>8</sub>	0,78	1,48	1,88	0,57	3,27	3,39
D <sub>9</sub>	3,70	1,12	11,17	3,39	6,67	20,16

Remarque: • Nous prendrons le même ferrailage dans le sens porteur pour tous les panneaux de rive, de même pour les panneaux intermédiaires.  
 • Nous procéderons de la même manière pour le sens réparti.

Suivant le sens porteur: pour : D1, D4, D8  $\rightarrow M_{u,0} = 7,52 \text{ KNm/ml}$ .

pour : D2, D3, D6, D7, D9  $\rightarrow M_{u,0} = 20,16 \text{ KNm/ml}$ .

Suivant le sens réparti: pour tous les panneaux on prendra  $M_{u,0} = 6,67 \text{ KNm/ml}$ . (vu que les moments sont très faibles dans ce sens).

Moments de continuité:

Dans le sens porteur

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0 \\ M_e, M_w \geq 0,50 M_0 \text{ pour Trav. Int.} \\ \text{" " } \geq 0,30 M_0 \text{ pour Trav. d. Rive.} \end{array} \right.$$

(B.A.E.L 80 Art. 8.2, 32)

soient, pour les travées intermédiaires :  $M_w = M_e = 0,50 M_0, M_t = 0,75 M_0$ .

pour les travées de rive :  $M_w = M_e = 0,30 M_0; M_t = 0,85 M_0$ .

Sollicitations de calcul:

Travées intermédiaires

$$M_{a,u} = 0,50 \cdot 20,16 = 10,08 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{t,u} = 0,75 \cdot 20,16 = 15,12 \text{ KNm/ml}$$

Travées de rive :

$$M_{a,u} = 0,30 \times 7,52 = 2,26 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{t,u} = 0,85 \cdot 7,52 = 6,39 \text{ KNm/ml}$$

FERRAILLAGE:

$$h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad \boxed{\quad \quad \quad A_s}$$

$$M_u \text{ (MN.m/ml)}, f_c = 400 \text{ MPa acier } f_{tE40} \text{ type 1}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \rightarrow A_s = ? \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\rightarrow \text{Pivot ?} \rightarrow \epsilon_s = ? \rightarrow \rho_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 10^4 M_u / (d(1 - 0,4\alpha) \cdot \rho_s) \text{ (cm}^2\text{/ml)} \quad d(\text{m}), f_{bu}(\text{MPa})$$

Le tableau ci-après résume les résultats.



DESIGNATION	SENS PORTEUR				SENS REPARTISSEUR
	Dalle de rive		Dalle intermediaire		
	Affuis	travée	Affuis	travée	
Mu	$2,26 \cdot 10^{-3}$	$6,39 \cdot 10^{-3}$	$10,08 \cdot 10^{-3}$	$15,12 \cdot 10^{-3}$	$6,67 \cdot 10^{-3}$
b.d <sup>2</sup> .fbu	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Mbu	$9,41 \cdot 10^{-3}$	0,0266	0,042	0,063	0,028
A's	0	0	0	0	0
Pivot	A	A	A	A	A
$\alpha$	0,0118	0,0337	0,0536	0,0814	0,0355
$\xi_s$	10‰	10‰	10‰	10‰	10‰
$\sigma_s$	348	348	348	348	348
$d(1-0,4\alpha)\sigma_s$	45,026	44,63	44,27	43,767	44,597
As (cm <sup>2</sup> /ml)	0,502	1,43	2,276	3,45	1,49

pour la travée de rive  $A_s = 1,43 \cdot \text{cm}^2$ .

pour la travée intermédiaire:  $A_s = 3,45 \text{ cm}^2$ .

pour les appuis on prendra  $A_s = 2,276 \text{ cm}^2$ .

Verifications : a/ condition de non fragilité:  $A_s/bd \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$  (BAEL80 Art 4.2.1).

$$\Rightarrow A_s \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \times 13 = 1,569 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

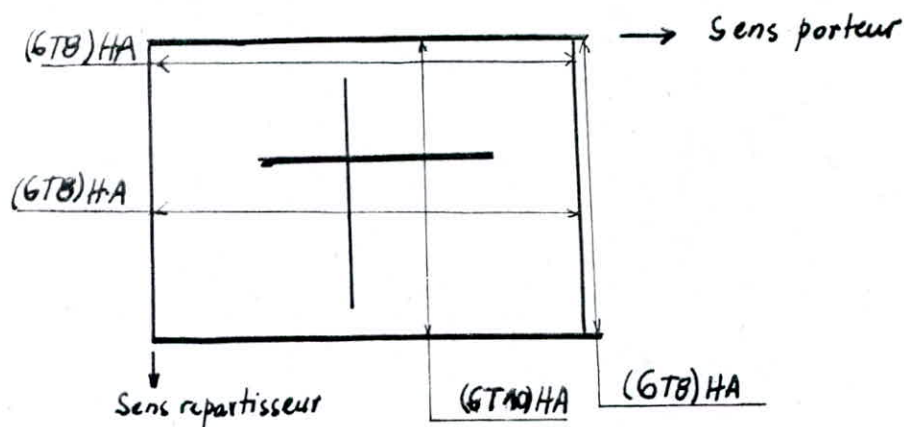
donc toutes les sections doivent être  $\geq 1,57 \text{ cm}^2$ .

• Pour les appuis:  $A_s \geq 2,276 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit (6TB) HA esp = 17 cm.

• Pour les travées:  $A_s \geq 3,45 \text{ cm}^2$  (sens porteur): (6T10) HA esp = 17 cm.

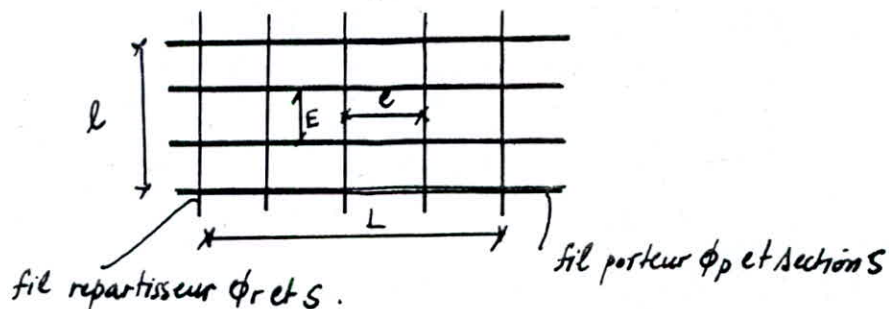
$A_s \geq 1,57 \text{ cm}^2$  (sens repartit): (6TB) HA esp = 17 cm.

b/ verification de répartition:  $A_r \geq \frac{1}{4} \cdot A_{sp} = \frac{1}{4} \cdot 3,52 = 0,88 \text{ cm}^2 \rightarrow$  vérifié.

DESSIN DE FERRAILLAGE

Il est bien clair que les espacements dans les 2 sens vérifient l'article 8.2.4.3 du BAEL 84

Remarque : pour les chantiers d'Algérie on utilise en général des T.S type: T.S 576 dont les caractéristiques sont:



$$S = A_1 = 2,87 \text{ cm}^2, E = 10 \text{ cm}, L = 4,25 \text{ m}, \phi_p = 6 \text{ mm}$$

$$S = A_2 = 0,78 \text{ cm}^2, e = 25 \text{ cm}, l = 2,40 \text{ m}, \phi_r = 5 \text{ mm}$$

Les résultats de nos calculs montrent la justification de l'utilisation des T.S pour ce fait. Leur utilité et importance apparaît claire dans la facilité de la tâche et le respect de la disposition désirée.

JUSTIFICATION SOUS SOLLICITATIONS TANGENTES:

$$q = 5,77 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,75 \text{ KN/m}^2$$

L'effort tranchant  $V_{u,0}$  pour le panneau D<sub>0</sub> sera:

$$V_{u,0} = (1,35 \cdot 5,77 + 1,50 \cdot 1,75) \cdot \frac{5,40}{2} = 28,12 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant  $V_u$  sera :

$$V_u = V_{u,0} - \frac{M_e - M}{l} = 28,12 - \frac{0,5 M_0 - 0,5 M_0}{l} = 28,12 \text{ KN/ml.}$$

Determination de  $V$ :  $V = 0,05 \cdot d \cdot f_{c28} = 0,05 \cdot 0,13 \cdot 25 = 0,1625 \text{ MN/ml}$

$V_u < V$  et pas de reprise de bétonnage  $\Rightarrow$  donc les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

### VERIFICATION A L'E.L.S:

ON verifie toujours pour le panneau le plus sollicité: (D9)

$$\begin{cases} M_{\text{gas}, G} = 11,17 \text{ KN m/ml} \\ M_{\text{gas}, Q} = 3,39 \text{ KNm/ml} \end{cases}$$

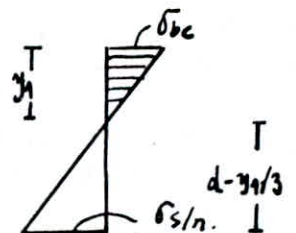
$$M_{\text{ser}, y_0} = 11,17 + 3,39 = 14,56 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{\text{ser}, y_t} = 0,75 \cdot 14,56 = 10,92 \text{ KNm/ml}$$

Verification de la contrainte du béton :

$$s=0 \Rightarrow b \cdot \frac{y_1^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$100 \cdot \frac{y_1^2}{2} - 15 \cdot 3,52 (13 - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 3,21 \text{ cm.}$$



$$\text{contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{10,92 \cdot 10^{-3}}{3,52 \cdot 10^{-4} (0,13 - \frac{0,0321}{3})} = 260 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{contrainte du béton : } \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_s}{m} \cdot \frac{y_1}{d - y_1} = \frac{260}{15} \cdot \frac{3,21}{13 - 3,21} \\ &= 5,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### VERIFICATION DES FLECHES:

La flèche au milieu de la dalle sera :  $f_s = \omega_s \cdot \frac{q a^4}{E \cdot h^3} < \bar{f}_a$

au milieu du bord libre de la dalle :

$$f_{bs} = \omega_{bs} \cdot \frac{q a^4}{E \cdot h^3} < \bar{f}_a$$

$$q = 1,35 G + 1,50 Q = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

Valeurs limites de la flèche :

L'article B.6.53 du BAEL donne les valeurs limites des flèches qui sont fixées comme suit :

- Pour les éléments supports reposant sur deux côtés :

$$\bar{f} = l/500 \quad l \leq 500 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + l/1000 \quad l \geq 500 \text{ cm}$$

- pour les éléments supports en console :  $\bar{f} = l/250 \quad l \leq 200 \text{ cm}$

$E_{ij}$  : le module de déformation du béton pour les chargements instantanés donné par l'expression :  $E_{ij} = 12000 \cdot (f_{cj})^{1/3}$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} = 1,1 \cdot 25 = 27,5 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 36221 \text{ MPa}$$

$E_v$  : le module de déformation du béton pour un chargement de longue durée donné par l'expression :  $E_v = \frac{1}{3} E_{ij} = 12100 \text{ MPa}$ .

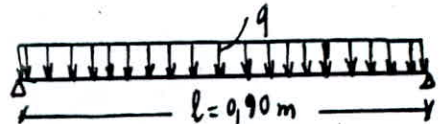
On calcule la flèche au milieu d'une dalle appuyée sur 4 côtés de plus grande portée "a" et au milieu du bord libre pour une dalle appuyée sur 3 côtés de plus grande portée "a"

Soient :

$$\textcircled{D_1} \rightarrow \begin{cases} f_s = \frac{0,0381 \cdot 10,41 \cdot 10^{-3} \cdot (4,50)^4}{36221 \cdot (0,15)^3} = 1,33 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ \bar{f}_a = l/500 = \frac{5,92}{500} = 1,18 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 11,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\textcircled{D_9} \rightarrow \begin{cases} f_{bs} = \frac{0,6410 \cdot 10,41 \cdot 10^{-3} \cdot 3,30^4}{36221 \cdot (0,15)^3} = 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ \bar{f}_a = l/500 = \frac{3,30}{500} = 6,60 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{juste à la Limite} \end{cases}$$

## CALCUL DE LA DALLE $\textcircled{D10}$



Cette dalle travaille dans un seul sens, elle repose sur ses deux côtés Longitudinaux. Le calcul se fait comme celui d'une poutre par bande de 1 m.

$$q = 10,41 \times 2,70 = 28,10 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique:  $M_{0,u} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 2,846 \text{ KN.m/ml}$

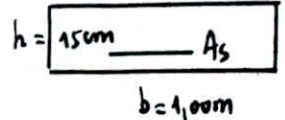
en tenant compte de l'encastrement partiel aux appuis:

$$M_{t,u} = 0,85 \cdot M_{0,u} = 2,41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{a,u} = 0,4 \cdot M_{0,u} = 1,138 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage:

en travée:  $\mu_{bu} = \frac{2,41 \cdot 10^{-3}}{1,00 \times (0,13)^2 \times 14,20} = 0,010$



$$\alpha = 0,0126$$

$$A_s = \frac{2,41 \cdot 10^{-3}}{0,13 \times (1 - 0,4 \cdot 0,0106)} \times 348 = 0,54 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures est trop petite, nous admettons donc le même ferraillage que les autres dalles:

### RÉNFORCEMENT DES OUVERTURES DANS LES DALLES

Les ouvertures dans les dalles sont prévues pour l'éclairage naturel (cas des dalles de terrasse) ainsi que pour le passage des gaines et des conduites.

On doit donc arrêter les barres et les remplacer par un renforcement de part et d'autre de l'ouverture.

Les ouvertures de faibles dimensions nécessitent des aciers de renforcement au pourtour de la réservation.

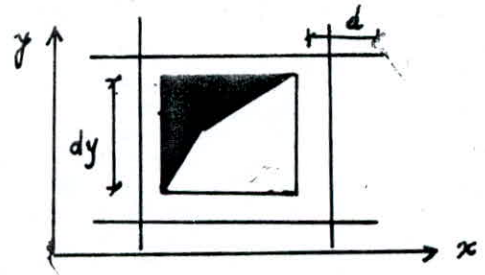
La transmission des efforts dans le béton s'effectue par bielles horizontales inclinées à  $45^\circ$

Si la section des barres arrêtées est  $A$ , la section minimale à disposer dans chaque côté de l'ouverture est au minimum  $0,55A$

Les barres de renfort // à "x" doivent être prolongées au delà de l'ouverture d'une longueur égale à la demi-dimension de

l'ouverture mesurée dans le sens "y" augmentée de la longueur de scellement des barres (40φ)

$$d = dy/2 + l_s$$



### Calcul du plancher du R.D.C/1<sup>er</sup> S.S:

Les panneaux du R.D.C/1<sup>er</sup> S.S. sont calculés de la même manière que les planchers d'étage courant mais avec une surcharge d'exploitation prépondérante ( $Q = 500 \text{ kg/m}^2$ )

#### Moments de calcul: a/ Moments isostatiques:

- sous porteur :  $M_{u,0} = 29,60 \text{ KNm/ml.}$

- sous répartisseur :  $M_{u,0} = 9,79 \text{ KNm/ml.}$

#### b/ Moments de continuité:

Travée de rive:  $M_t = 0,85 M_{u,0} = 25,16 \text{ KNm/ml (SENS PORTEUR).}$

$M_a = 0,30 \cdot M_{u,0} = 8,88 \text{ " (" " ).}$

Travée intermédiaire:  $M_t = 0,75 \cdot M_{u,0} = 22,2 \text{ KNm/ml (" " ).}$

$M_a = 0,50 \cdot M_{u,0} = 14,8 \text{ " (" " ).}$

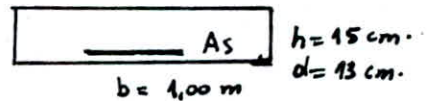
#### Détermination des aciers:

• Dalle de rive: en travée :  $M_t = 25,16 \text{ KNm/ml}$

$\mu = 0,105 \rightarrow A_s = 0 \rightarrow \alpha = 0,138 \rightarrow \rho_{160} A \rightarrow \epsilon_s = 10\%$

$\rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow A_s = 5,88 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{BT}10) \text{ HA/ml.}$

aux appuis:  $M_a = 8,88 \text{ KNm/ml.}$



$\mu = 0,037 \rightarrow \alpha = 0,047 \rightarrow \epsilon_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow A_s = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{BT}6) \text{ HA/ml.}$   
 $\epsilon_s = 12,5 \text{ cm}$

• Dalle intermédiaire: en travée :  $M_t = 22,2 \text{ KNm/ml.}$

$\mu = 0,092 \rightarrow \alpha = 0,12 \rightarrow \sigma_s = 348 \rightarrow A_s = 5,16 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{JT}10) \text{ HA/ml}$   
 $\epsilon_s = 14 \text{ cm.}$

aux appuis:  $M_a = 14,8 \text{ KNm/ml.}$

$\mu = 0,061 \rightarrow \alpha = 0,079 \rightarrow A_s = 3,38 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{JT}8) \text{ HA/ml} \quad \epsilon_s = 14 \text{ cm.}$

Les armatures de répartition sont prises égales (d'après le calcul) à (BT6) HA/ml dans les deux nappes (sup. et inf.)

Vérification de non fragilité:  $A_{min} = 100 \times 0,25 \times 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiés.}$

Vérification à l'E.L.S:

a) Vérification de la contrainte du béton:

Selon les règles B.A.E.L (Commentaires de 4.4.5.2) La vérification est inutile

si la condition suivante est satisfaite:  $\alpha = \delta/d \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ .

$\gamma = (M_{ser} / M_{ed})^{-1} = 25,16 / 18,57 = 1,35 \rightarrow \frac{\delta-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > \alpha = 0,138$

donc la vérification de cette contrainte est inutile.

b) Vérification sous sollicitations tangentés:

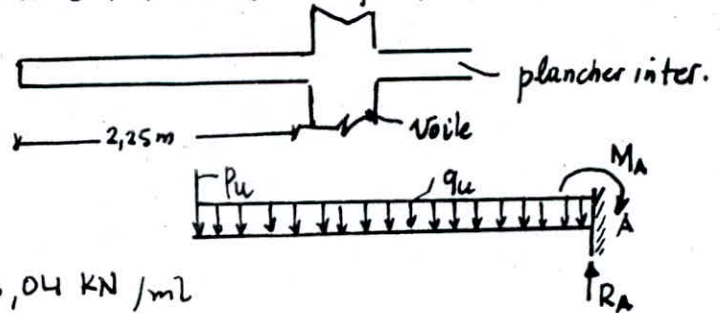
$V_u = (G_u + Q_u) \cdot l/2 = (1,35 \cdot 5,59 + 1,50 \cdot 5,00) \cdot 3,6/2 = 27 \text{ kN/ml.}$

$\tau_u = V_u / b d = 0,208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,35 \text{ MPa}$  donc les armatures de coupures

ne sont pas nécessaires.

## CALCUL DES DALLES DE LOGGIA/SECHOIR/BALCON :

Ce sont des dalles encastrées en un seul côté dans les nœuds des planchers-voile. Elles se calculent comme des poutres-consoles par bande de 1 m



### Schéma statique de calcul

$$P_u = (1,00 \text{ kN}) \times 1,50 \cdot 3,50 \times 1 = 13,04 \text{ kN/ml}$$

Moment d'encastrement :

$$M_{A,u} = 1,50 \cdot 2,25 + 13,04 \cdot \frac{2,25^2}{2} = 36,375 \text{ kNm/ml}$$

$$R_{A,u} = 1,50 + 13,04 \times 2,25 = 30,84 \text{ kN/ml}$$

### Détermination des armatures :

$$h = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$d = 12,4 \text{ cm} = 0,124 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$M_u = 36,375 \text{ kNm/ml}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa (acier } F_e E 24 \text{ type 1)}$$

$$f_{ctB} = 25 \text{ MPa fissuration préjudiciable. } \gamma_b = 1,50$$

$$\mu_b = \frac{36,375 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times (0,124)^2 \times 1,00} = 0,1515 \rightarrow \alpha = 0,206 \rightarrow A_s = 9,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } (6 \phi 14)_{HA}; A_s = 9,23 \text{ cm}^2 \text{ esp} = 17 \text{ cm}$$

### Dispositions concernant les balcons :

- On définit nettement l'enrobage pris en compte dans le calcul des aciers  $d' = c + \frac{\phi}{2} = 2 + 1,4/2 = 2,7 \text{ cm} \rightarrow d = 12,3 \text{ cm}$
- On prévoit des dispositifs de chaînage filant au retour d'angle et éventuellement chaînage intermédiaire de façon à assurer une position correcte des aciers



Remarque : Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires mais on prévoit un quadrillage forfaitaire (T.S) pour limiter l'écrasement du béton par bielles de compression.

Calcul à l'effort tranchant :

$$V_u = 31,84 \text{ kN} \quad \tau_u = \frac{31,84 \cdot 10^3}{1,00 \times 0,124} = 0,256 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

donc les aciers transversales ne sont pas nécessaires.

VERIFICATION A L'E.L.S :

$$M_{scr} = P.L + (G+Q) \cdot \frac{L^2}{2} = 1,2,25 + (5,77 + 350) \frac{2,25^2}{2} = 25,71 \text{ kNm/ml.}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \text{Min}(\frac{2}{3} f_e, 150 \eta) = \text{Min}(\frac{2}{3} \cdot 400, 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa.}$$

d'après la méthode de P. CHARON nous avons :

$$A = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = 0,642$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,882$$

$$d = 12,4 \text{ cm}$$

$$K = 27,50$$

$$M = 25,71 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\text{d'où : } \sigma_s = 25710 / 0,882 \cdot 12,4 \times 9,23 = 255 \text{ MPa} > 240$$

La condition n'est pas vérifiée, donc nous changeons le ferr-

aillage. Soit :  $A_s \gg \frac{25710}{0,882 \cdot 12,4 \times 240} = 9,79 \text{ cm}^2$  soit (7 $\phi$ 14) HA esp=14cm

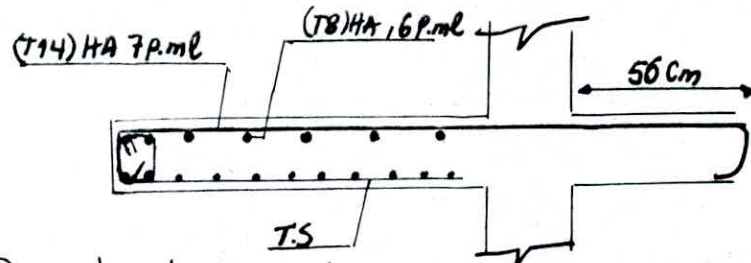
Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{240}{27,50} = 8,72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

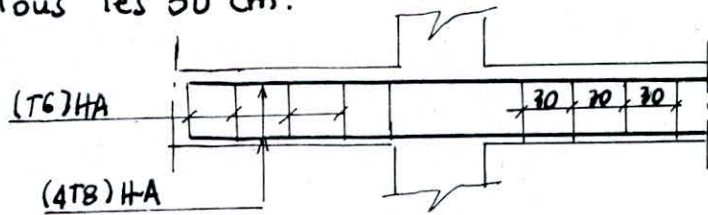
L'ancrage de l'armature dans  $v$  sera <sup>la dalle</sup> d'une longueur de :

$$ld = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Aciers de répartition :  $A_r = \frac{1}{4} A_s = \frac{1}{4} \cdot 10,77 = 2,69 \text{ cm}^2$  soit (6 $\phi$ 8) HA/ml



Remarque: Pour les bâtiments à murs porteurs (notre cas) on doit prévoir au niveau de chaque plancher des chainages dans les épaisseurs des murs, ces chainages peuvent être constitués d'un ferrailage forfaitaire par exemple en 4 HA6 tenus par des cadres HA6 à tous les 30 cm.



## DES ESCALIERS

### I. INTRODUCTION:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches.

La marche est la partie horizontale ; " là où l'on marche "

La contremarche est la partie verticale ; " contre la marche "

L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.

Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée

La paillasse c'est l'élément qui supporte les marches et les contremarches.

La volée est un ensemble de marches de palier à palier.

Le palier est une partie horizontale d'un escalier entre deux volées

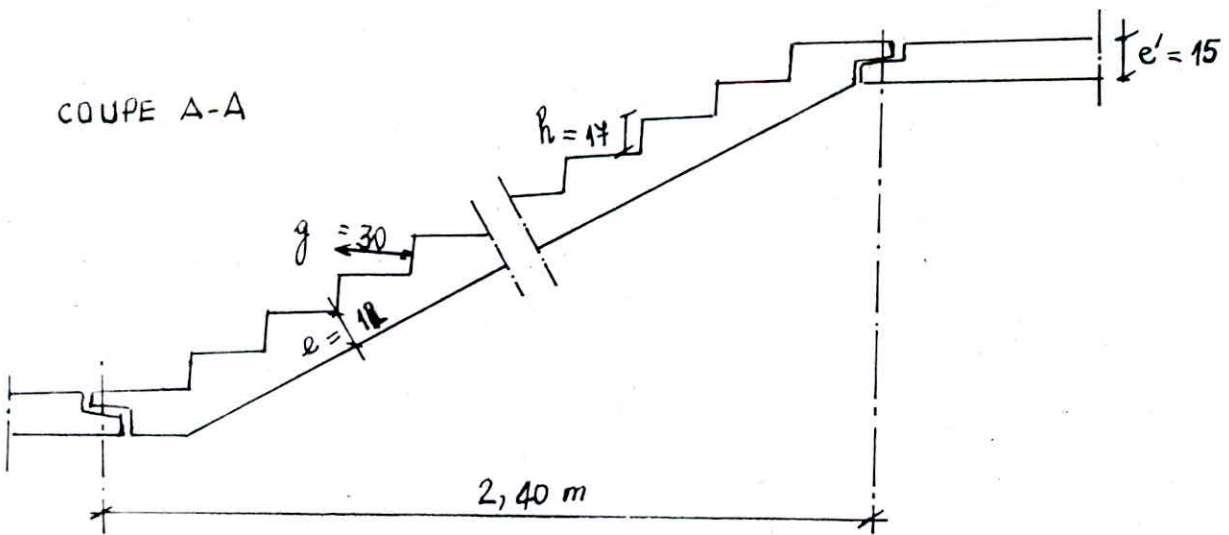
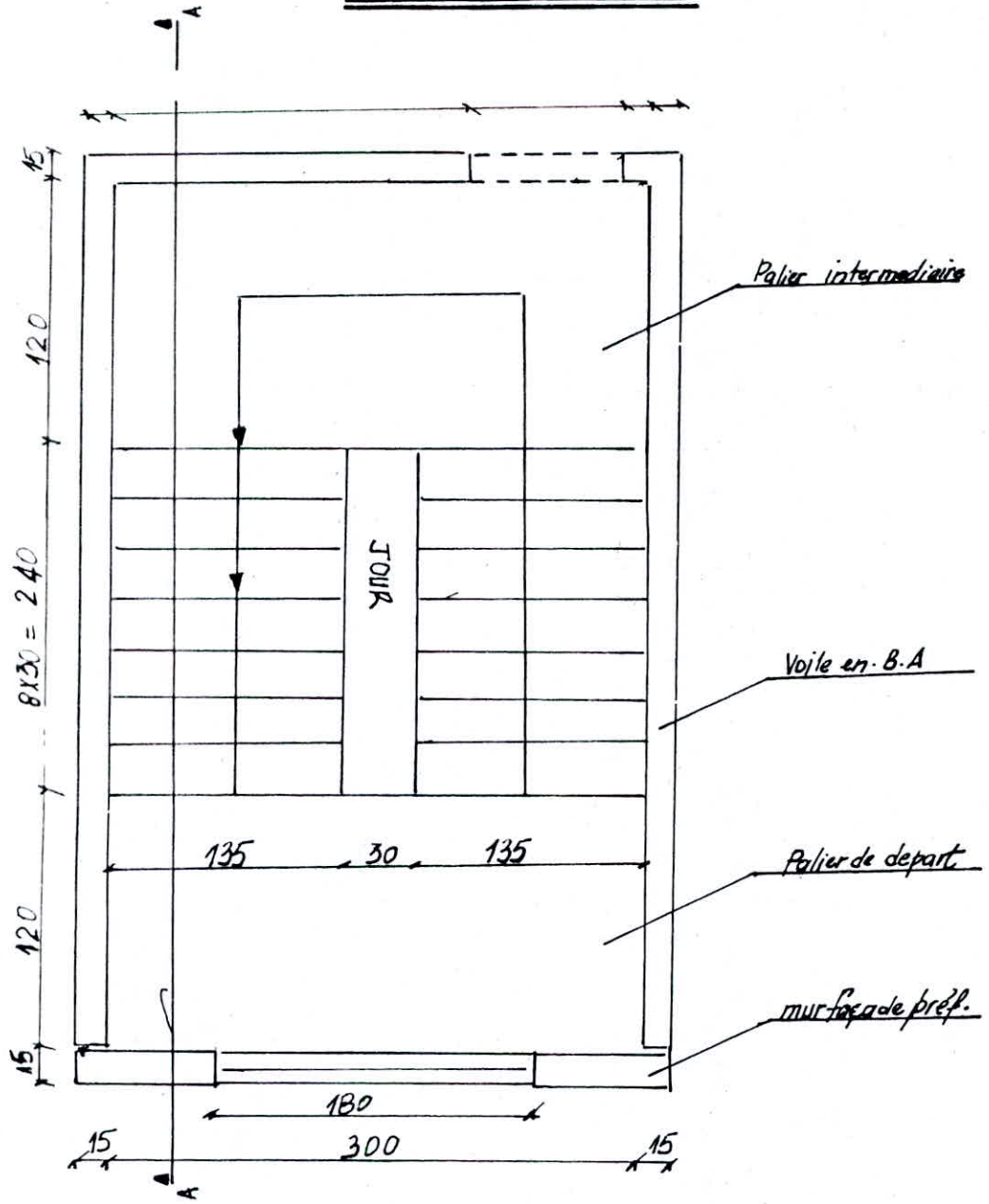
La cage d'escalier est le volume qu'occupe l'escalier.

### CHOIX DU TYPE D'ESCALIER ET JUSTIFICATION

Notre bâtiment comporte deux formes d'escaliers.

- \* Escaliers droits à volée préfabriquées qui s'étendent sur tout le bâtiment
- \* Escaliers hélicoïdaux à noyau central qui vont de la plateforme du radier jusqu'au niveau R.D.C

CALCUL DES ESCALIERS.



Justification du choix des escaliers droits à volée préfabriqués

- Rapidité d'exécution.
- Revêtement incorporé.
- Utilisation immédiate de l'escalier
- Escalier élégant.

## II. PREDIMENSIONNEMENT:

Relation entre le giron et la hauteur de marche:

$$2h + g = m \quad (1) ; \quad 60 < m < 65 \quad (\text{formule empirique de Blondel})$$

Soit  $n$ : le nombre de contremarches ;  $n-1$ : nombre de marches.

$$n \cdot h = H \quad (n-1) \cdot g = L \quad , \quad \text{l'équation (1) devient donc:}$$

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + nL = 64n(n-1) \Rightarrow$$

$$64n^2 - 64n = 2Hn - 2H + nL \Rightarrow 64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Le dessin architectural du projet a choisi :  $g = 30 \text{ cm}$  ,  $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{On a : } 2 \times 17 + 30 = 64 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Pour Les escaliers au dessous du R.D.C on a prévu  $n = 10$

Pour Les escaliers au dessus du R.D.C on a prévu  $n = 8$

$$H_1 = 10 \times 17 = 170 \text{ cm}$$

$$H_2 = 8 \times 17 = 136 \text{ cm}$$

$$L_1 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$L_2 = 7 \times 30 = 210 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse, angle de l'escalier :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{240} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arctg} \frac{H}{240} = 30,78^\circ = 30^\circ 47'$$

$$\cos \alpha = 0,859, \quad \sin \alpha = 0,1592$$

épaisseur de la paillasse : pour éviter une trop grande flexibilité elle ne devrait pas être inférieure à 10 cm.

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}, \quad d = \frac{H}{\sin \alpha} = 143 / 0,512 = 279 \text{ cm}$$

Si nous prenons  $e = \frac{L}{25} \rightarrow e = 11,17 \text{ cm}$ , on prendra :  $e = 12 \text{ cm}$

### III / FONCTIONNEMENT :

L'escalier fonctionne comme une poutre inclinée ancrée à chaque extrémité sur une poutrelle supportant à la fois le palier et la volée.

La stabilité est assurée par un clouetage et un remplissage avec un béton riche et vibré.

### IV / CHARGES ET SURCHARGES

#### 4-1/ Palier :

- revêtement ( carrelage + mortier) .....	= 84 kg/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine en B.A (e = 15 cm) .....	= 375 kg/m <sup>2</sup>
	<u>G = 459 kg/m<sup>2</sup></u>
- Surcharges - - - - -	Q = 250 kg/m <sup>2</sup>

#### 4-2/ Volée :

- paillasse : $\frac{\gamma_b \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,859} =$ .....	= 349 kg/m <sup>2</sup>
- Carrelage + Mortier de pose .....	= 84 "
- Marches : $\frac{0,17 \times 2200}{2}$ .....	= 187 "
- Garde-corps: - - - - -	= 60 "
	<u>G = 680 kg/m<sup>2</sup></u>

- Surcharges -----  $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

### FERRAILLAGE :

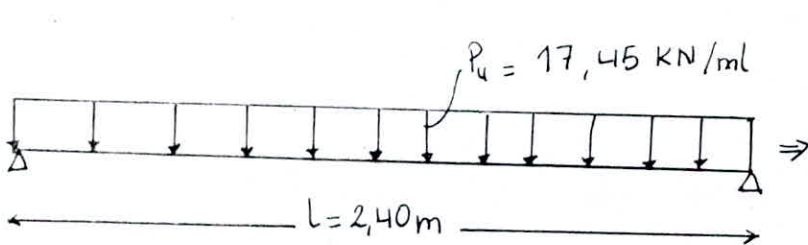
Hypothèses : - La volée d'escalier est assimilée à une partie isostatique simplement appuyée

- Le calcul se fera à l'état limite ultime et les vérifications des contraintes se feront à l'état limite de service.

Actions : ( $p \cdot ml$ ) : L'escalier est à volée préfabriquée, la surcharge d'exploitation est de  $2500 \text{ kg/m}^2$ , le poids propre de la volée est de  $680 \text{ kg/m}^2$  en projection, la largeur de la volée est de  $1,35 \text{ m}$ .

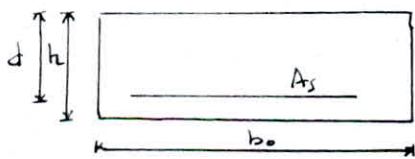
$$P_u = 1,35 G + 1,50 Q = 1,35 \times (1,350 \times 680) + 150 \times (1,35 \times 250,0) = 1745,55 \text{ kg/ml}$$

Sollicitations :



$$\begin{aligned} M_{u \max} &= P_u \cdot \frac{L^2}{8} = 12,56796 \text{ kN.m} \\ V_{u \max} &= P_u \cdot \frac{L}{2} = 20,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ferraillage de la volée :



Données :

$$\begin{aligned} h &= 32 \text{ cm}, d = 10,5 \text{ cm}, b_0 = 1,35 \text{ m} \\ f_{bu} &= 14,17 \text{ MPa} \\ M_u &= 12,56 \text{ kN.m} \\ f_c &= 400 \text{ MPa}, \gamma_s = 1,15 \end{aligned}$$

Calcul des armatures longitudinales ( $A_s$ ):

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,0596 < 0,186 \Rightarrow A_s = 0 \text{ ; on est dans le pivot}$$

$$A \Rightarrow \xi_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\xi_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,077$$

$$A_s = A_u = \frac{12,57 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,105 (1 - 0,4 \times 0,077)} = 3,549 \text{ cm}^2$$

Soit des  $8\phi 8(\text{HA})$   $\text{esp} = 19\text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm})$

Calcul des aciers minimums :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d = 1,7\text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est donc assurée

Armatures de répartition  $\frac{1}{4} A_s \leq A_r \leq \frac{1}{2} A_s$

Nous choisissons des aciers plus économiques soit  $A_r = \frac{1}{4} A_s = \frac{4,03}{4} \approx 1\text{ cm}^2$

des  $6\phi 6(\text{HA})$  nous suffit pour assurer l'écartement maximal ( $\text{esp} = 20\text{ cm}$ )

Ferraillage des appuis : L'effort tranchant est maximum aux droits

des appuis ; donc on doit faire le calcul à l'E.T pour les appuis de la volée

$$V_u = 20,94\text{ kN}$$

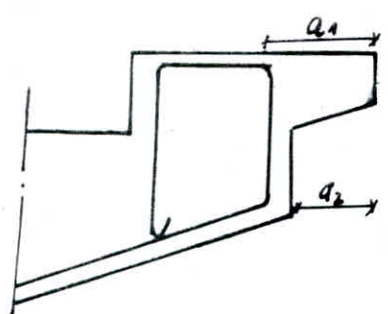
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20,94 \cdot 10^{-3}}{4,35 \times 0,105} = 0,147\text{ MPa}$$



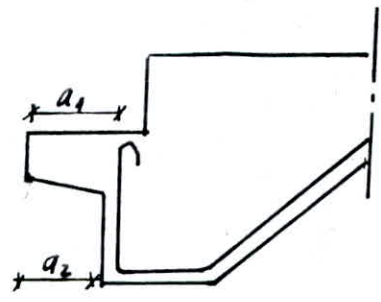
$$V_u = 20,94 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20,94 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,105} = 0,147 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement est relativement faible ( $\bar{\tau} = \text{Min}(0,13 f_{ct28}, 4) = 3,25$ ) pour cela on n'a pas besoin de faire des armatures transversales, il suffit de relever les armatures principales avec un retour vertical.

La longueur du retour vertical sera:  $15\phi$



bequet Haut



bequet bas

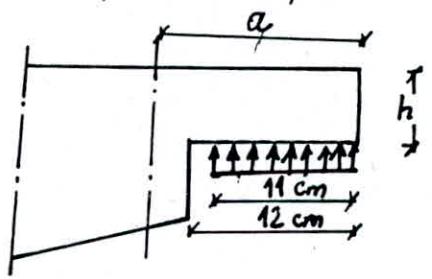
FERRAILLAGE DES BEQUETS:  $a$ : portée du bequet, elle doit satisfaire la

condition :  $a = \max [a_1, a_2 + 3 \text{ cm}]$

on choisira:  $a_2 = 12 \text{ cm}$  ;  $a_1 = 14 \text{ cm} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$ .

La réaction d'appui ( $V_u$ ) se transmet sur le bequet sous forme de charge répartie ( $q_u$ ) de valeur:

$$q_u = \frac{V_u}{0,11} = \frac{20,94}{0,11} = 190,36 \text{ kN/ml}$$



Moment max. sur le bequet;

$$M_{\text{max}} = M_{\text{encas}} = M_u = q_u \cdot \frac{a^2}{2} = 190,36 \cdot \frac{0,15^2}{2} = 2,14 \text{ kN.m}$$

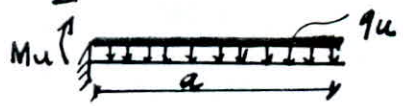


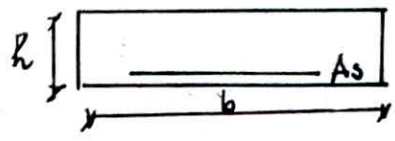
schéma statique.

Determination des armatures:

$h = 8 \text{ cm}$  (Le C.T.C recommande  $R \geq 7 \text{ cm}$ )

$b = 1,35 \text{ m}$       $d = 6 \text{ cm}$

$M_u = 2,14 \text{ kN.m}$



$\mu_{bu} = 0,0310 \rightarrow A_s = 0 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\rightarrow \alpha = 0,039 \rightarrow A_s = 1,04 \text{ cm}^2.$$

pourcentage de non fragilité:

$$\rho = \frac{A_{s \text{ min}}}{b \cdot d} \gg 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,2075 \cdot 10^{-3}$$

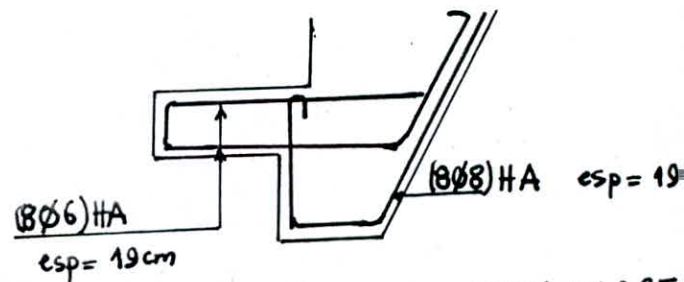
$$\frac{A_{s \text{ cal.}}}{b \cdot d} = \frac{1,04}{135 \times 6} = 1,28 \cdot 10^{-3} > \rho \Rightarrow \text{la section est suffisante.}$$

soit des (8 $\phi$ 6) HA : esp = 19 cm.

Calcul à l'effort tranchant:

$$V_u = q_u \cdot a = \left( \frac{29,94}{1,35} \right) \cdot 0,15 = 2,326 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{2,326 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,06} = 0,0289 \text{ MPa} \rightarrow \text{très faibles} \Rightarrow A_{\text{tranch.}} = 0$$



SCHEMA DE FERRAILAGE

VERIFICATION DE LA FLECHE DE LA VOLÉE D'ESCALIER:

On vérifie à l'E.L.S:

$$q_{\text{ser}} = G + Q = (4,59 + 2,50) \times 1,35 = 9,5715 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot \frac{l^2}{8} = 9,5715 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2,40^2}{8} = 6,89 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m.}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = b h^3 / 12 + 15 A_s \cdot (h/2 - d)^2 = 2,087 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\rho = A_s / b d = 4,71 / 135 \cdot 10,5 = 3,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_i = 0,05 \cdot f_{t28} / \rho = 0,05 \cdot 2,1 / 3,32 \cdot 10^{-3} = 6,32$$

position de l'axe neutre :  $y_1 = ?$

$$S = 0 \Rightarrow (b/2) y_1^2 - 15 A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 2,8 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = M_{\text{ser}} / A_s \cdot (d - y_1 / 3) = 153 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - 1,75 \cdot f_{t28} / 4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28} = 0,11$$

$$I_{fi} = I_0 / (1 + \lambda_i \cdot \mu) = 1,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

La flèche est donnée par:  $f = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_{i,28} \cdot I_{fi}} = \frac{6,89 \cdot 10^{-3} \cdot 2,40^2}{10 \cdot 35040 \cdot 1,23 \cdot 10^{-4}} = 9,199 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$$\bar{f} = l/300 = 240/300 = 0,8 \cdot 10^{-2} \text{ m} \gg f \text{ donc la flèche est largement vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte du béton:

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 12,56 / 6,89 = 1,8$$

si  $\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{ctB}}{100}$  la vérification n'est pas nécessaire.

En effet:  $(\delta-1)/2 + f_{ctB}/100 = 0,43$  et  $\alpha = 0,039 \Rightarrow$  la vérification est inutile.

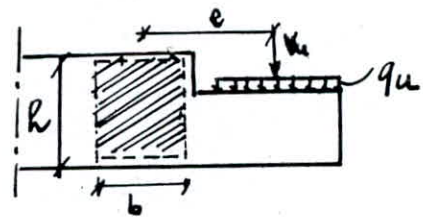
Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre noyée (incorporée) dans le palier, elle sert d'appui du volée de l'escalier, et du palier.

Dimensions:

$$h = h_0 = 15 \text{ cm (ep. de la dalle).}$$

$$b = 40 \text{ cm.}$$



A priori cette poutre supporte la réaction d'appui  $V_u$  des volées préfabriquées, le couple de torsion  $G_1$  ainsi que son poids propre. ( $G_1$ )

$$G_1 = 0,40 \times 0,15 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m.}$$

Surcharge:  $Q_1 = 0,40 \times 250 = 1,00 \text{ kN/m.}$

Action de la volée sur la poutre:

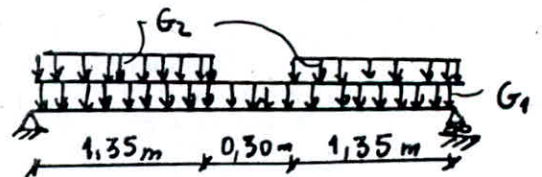
$$G_{2,u} = \frac{V_u}{1,35} = \frac{20,94}{1,35} = 15,5 \text{ kN/m.}$$

Moment isostatique en flexion ( $\bar{a}$  l(E.L.U))

$$M_{01,u} = 1,35 \cdot G_1 \cdot l^2/8 + 1,50 \cdot Q_1 \cdot l^2/8 = 3,96 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m.}$$

$$M_{02,u} \approx G_{2,u} (3,00 - 0,30)^2/8 = 14,1 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{0,u} = M_{01,u} + M_{02,u} = 18,09 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m.}$$



Moments en cas d'encastrement partiel aux droits des appuis.

$$M_{a,u} = 0,3 M_{0,u} = 5,40 \cdot 10^{-3} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

$$M_{t,u} = 0,95 \cdot M_{0,u} = 17,16 \cdot 10^{-3} \text{ MN}\cdot\text{m}$$

$$(M_{t,u} + \frac{M_{a,u} + M_{q,u}}{2} = 1,255 M_{0,u} > 1,25 M_{0,u})$$

FERRAILLAGE (A l'E.L.U)

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

DESIGNATION	A L'APPUI	EN TRAVÉE
$\mu_{bu}$	0,056	0,179
$A'_s$ , pivot	$A'_s=0$ ; A	$A'_s=0$ ; A
$\alpha$	0,072	0,248
$\sigma_s$ (MPa)	348	348
$M_u$ ( $10^{-3}$ MNm)	5,4	17,16
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	1,22	4,21

condition de non fragilité:  $\rho = \frac{A_{smin}}{b \cdot d} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,2075 \cdot 10^{-3}$

en appui:  $A_s = 1,22 \rightarrow \frac{1,22}{40 \cdot 13} = 2,346 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_s > A_{smin}$  Vérifiée

Effort tranchant:  $V_u = V_{u1} + V_{u2} = 1,35 G_1 \cdot l/2 + 1,5 Q_1 \cdot l/2 + G_{2,u} \cdot 1,35 = 26,22 \text{ kN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,504 \text{ MPa}$$

Le pourcentage minimal des armatures de l'effort tranchant donne:

$$A_t / S_t = \frac{b \cdot \tau_u}{0,8 f_c} = 6,05 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

Résumé :

## • Ferrailage longitudinal :

en travée :  $A_s = (3\phi 14) \text{ HA}$  soit  $4,62 \text{ cm}^2$

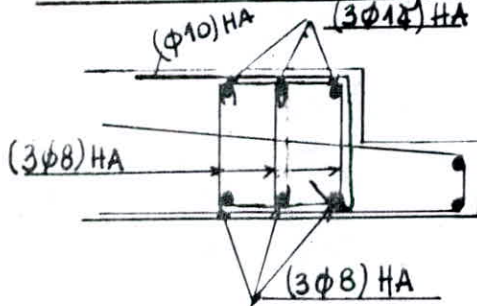
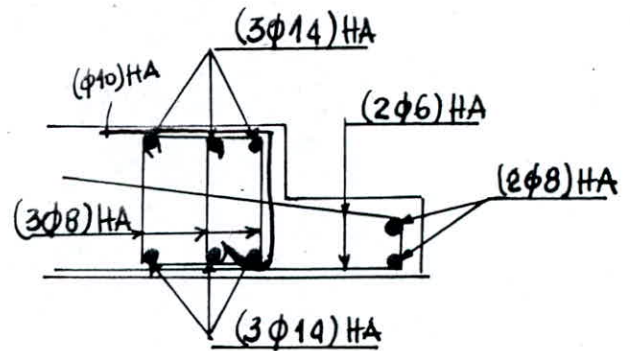
Aux appuis :  $A_s = (3\phi 8) \text{ HA}$  soit  $1,50 \text{ cm}^2$ .

## • Ferrailage transversal :

$A_t / s_t = 6,05 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$  choisissons  $A_t = (3\phi 8) \text{ HA}$

$s_t = 1,50 / 6,05 \cdot 10^{-2} = 25 \text{ cm}$

$s_t \leq \min (99d = 11,7 ; 40 \text{ cm})$  d'où on prend le maximum autorisé, soit  $s_t = 11 \text{ cm}$

schéma du ferrailage :A L'APPUIEN TRAVÉE.

Remarque : Les aciers verticaux disposés en bordure de la poutre palière du côté de la volée d'escalier servent à relever la charge transmise par l'escalier.

Le levage des escaliers (volée préfabriquée) se fera en prenant la même disposition que pour les prédalles (levage avec un palonnier  $\Rightarrow$  prévisions des boucles de levage).

Une boucle  $1 \text{ m}^2$  de surface est prévue en général, donc pour notre cas on a 4 boucles.

Vérification par le calcul:

$$P = (G + Q) 1,2 \cdot l = (9,18 + 3,375) 1,2 \cdot 2,80 \\ = 36 \text{ kN}$$

Avec un acier FeE24 doux

$$f_c = 235 \text{ MPa}; \quad \bar{\sigma}_s = 2/3 f_c = 157 \text{ MPa}$$

$$A_s = N / \bar{\sigma}_s = 36 \cdot 10^{-3} / 157 = 2,29 \text{ cm}^2 \text{ soit } (4 \phi 10) \text{ dx.}$$

Ce sont des armatures de levage.

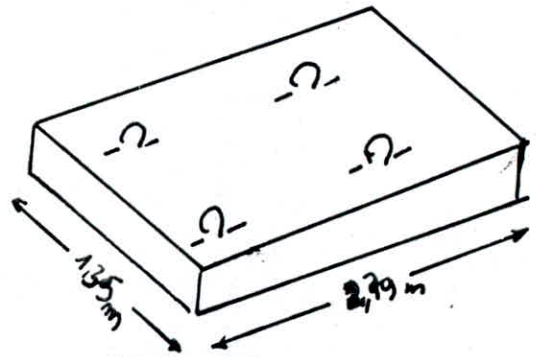
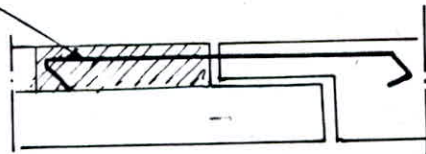
Pour le calcul du palier il faut se référer au calcul des planchers.

LIAISON: PAILLASSE - PALIER:

Les aciers de liaison devront être disposés au droit des cadres de la poutre palière et devront avoir un diamètre minimum de 8mm.

Ces aciers devront être totalement ancrés dans le chaînage coulé en place dans la paillasse préfabriquée

On prend:  $(6 \phi 8) \text{ HA}$  esp = 22 cm.



**(H.4.**

**Centre De Masse  
Inerties Equivalentes  
Centre De Torsion  
Excentricités**

# CENTRE DE MASSE

Les masses sont considérées comme concentrées dans des niveaux (planchers).  
Il est nécessaire de connaître leurs CDM qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

On doit aussi déterminer la distance qui le sépare au centre de torsion qui représente quant à lui le point de passage de l'axe autour duquel la déformation axiale de la masse du bâtiment se produit.

Soit un repère XOY; les coordonnées du C.D.M dans XOY sont:

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

- Les C.D.M de tous les étages courants se trouvent sur une même verticale
- Les C.D.M des niveaux inférieurs (RDC, 1<sup>er</sup>SS, 2<sup>es</sup>SS) et niveau terminal (terrasse) présentent un certain décalage qui ne pose en fait, pas de problème sur le comportement du bâtiment.

## C.D.M DU R.D.C

Eléments verticaux:

Nature de l'élément	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub> (t.m)	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub> (t.m)
Fx1	41,29	23,46	0,075	26,49	0,806
Fx2	5,23	45,25	*	22,37	0,392
Fx3	41,09	7,56	*	30,91	0,831
Fx4	42,3	9,65	40,23	40,64	426,38
Fx5	42,3	24,64	*	303,07	"
Fx6	4,39	4,35	3,45	1,87	4,195
Fx7	4,39	28,8	"	40,03	"
Vx3	3,08	15,75	5,225	50,08	16,43
Vx4	40,79	9,65	6,225	404,08	67,17
Vx5	4	25,64	40,235	958,96	143,85
Vx6	4,39	4,35	6,9	1,87	9,59
Vx7	4,39	30,15	"	41,91	"
Fy1	40,39	8,62	5,25	22,27	54,56
Fy2	9,58	20,87	5,08	276,67	48,67
Fy3	6,66	0,075	5,175	0,499	34,46
Fy4	6,66	24,42	"	209,29	"
Vy1	9,97	5,80	5,130	52,84	52,84
Vy2	15	9,12	5,175	412,87	77,62
Vy3	6,72	2,78	13,27	48,79	89,20
Vy4	3,26	11,32	2,22	46,70	7,29
Vy5	5,55	44,17	9,17	78,67	45,17
Vy6	4,00	15,87	24,825	44,205	14,3
Vy7	4,00	42,37	"	50,21	"
Vy8	8,00	47,62	8,17	144,08	6,14
Vy9	8,73	48,52	6,3	116,307	54,09
Vy10	15,00	21,97	5,17	324,12	77,62
Vy11	9,98	25,42	5,30	253,74	52,89



$\sum M_i \cdot x_i = 3244,292$

$\sum M_i \cdot y_i = 1229,484$

$\sum M_i = 615,55$

$M_i = (1,356 + 1,508) \cdot \text{Surface}$

Elements horizontaux:

Nature de l'élément	Surface	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
D1	19,536	20,345	5,85	3,49	119	71
D2	"	"	9,30	3,19	199,2	64,9
D3	"	"	12,75	3,19	259,4	64,9
D4	12,604	13,129	5,85	3,21	76,79	107,78
D5	"	"	9,30	3,21	122	"
D6	16,884	17,58	12,75	"	224,44	144,33
D'1	19,536	20,345	28,65	3,19	522,88	64,9
D'2	"	"	25,20	"	512,69	"
D'3	"	"	21,75	"	442,5	"
D'4	12,606	13,128	28,65	3,21	376,11	107,78
D'5	"	"	25,20	"	330,82	107,78
D'6	16,884	17,58	21,75	3,21	382,36	144,33
D8	3,6	3,75	17,25	6,00	64,68	22,5
D9	12,69	13,206	16,675	4,075	220,51	53,85
D10	2,61	2,718	19,50	1,525	53,0	4,14
D11	1,21	1,26	15,75	2,225	19,84	2,80
D12	5,85	7,02	15	5,175	105,3	36,32
S <sub>1</sub> S <sub>2</sub>	15,92	16,702	15,75	5,175	263	86,43
P <sub>1</sub> P <sub>2</sub> P <sub>3</sub>	3,105	4,158	25,50	5,70	106	23,70
P <sub>4</sub> P <sub>5</sub>	10,5	12,6	7,575	11,55	95,44	145,53
D7	7,53	4,11	4,2	5,215	9,23	60,02
D'7	"	"	30,3	"	348,25	"
P4	6,22	9,89	30,3	4,96	300	171,48
P2	"	"	4,2	"	44,84	"
P6	"	"	30,3	8,58	300	84,25
T4	8,22	9,89	4,2	6,58	44,86	84,85
<b>Σ</b>		<b>406,31</b>			<b>5201,4</b>	<b>2079,3</b>

Le C.O.M a pour coordonnées

$x_G = \frac{3244,292 + 6080,41}{615,55 + 406,31} = 17,14m$

$y_G = \frac{1229,484 + 2079,3}{615,55 + 406,31} = 5,37m$

C.O.M POUR UN ETAGE COURANT

Nature de l'élément	M <sub>i</sub> (m)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub> (m)
Fx1	6,40	25,88	0,075	165,63	0,48
Fx2	3,86	17,70	0,075	68,32	0,289
Fx3	6,4	9,30	"	59,52	0,48
Fx5	7,30	22,44	10,425	165,83	77,04
Fx4	9,0	10,41	10,425	93,69	93,82
Vx1	1,03	2,89	3,45	2,97	3,55
Vx6	"	"	6,90	"	7,10
Vx3	1,91	17,25	5,325	32,74	10,17
Vx4	10,19	10,05	6,22	102,4	63,38
Vx5	"	24,09	6,22	245,47	"
Vx8	1,03	31,61	3,45	32,55	3,55
Vx7	"	"	6,90	"	7,10
Fy1	7,12	4,12	5,10	29,33	36,31
Fy2	"	30,38	"	216,36	"
Fy3	4,57	15,75	5,05	7,197	23,07
Fy4	"	32,925	"	150,46	"
Vy2	9,12	11,025	5,42	100,54	49,43
Vy3	5,7	14,425	2,925	82,50	16,67
Vy4	2,21	15,525	2,225	34,31	4,917
Vy5	5,95	15,675	8,175	87,62	45,69
Vy6	2,94	17,325	2,825	50,93	11,24
Vy7	"	19,275	2,825	56,66	8,38
Vy8	5,95	19,125	8,175	113,79	48,64
Vy9	5,70	20,025	2,925	114,14	16,67
Vy10	9,12	23,475	5,42	214	49,43
Vy11	10,36	26,92	6,44	278,89	66,71
<b>Σ</b>	<b>110</b>	<b>7,575</b>	<b>6,44</b>	<b>833,2</b>	<b>70,84</b>

Elements verticaux:

$$\sum M_i x_i = 2624,23$$

$$\sum M_i y_i = 837,64$$

$$\sum M_i = 153,83$$

Éléments horizontaux:

Nature de l'élément	Surf- -ce	M <sub>i</sub>	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> ·x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> ·y <sub>i</sub>
D <sub>1</sub>	19,536	20,345	5,85	3,49	119	71
D <sub>2</sub>	"	"	9,30	3,19	189,2	64,9
D <sub>3</sub>	"	"	12,75	"	259,4	"
D <sub>4</sub>	12,606	13,128	5,85	8,21	76,79	107,78
D <sub>5</sub>	"	"	9,30	8,21	122	107,78
D <sub>6</sub>	16,884	17,58	12,75	"	224,4	144,33
D <sub>7</sub>	19,536	20,345	18,65	3,19	582,88	64,9
D <sub>8</sub>	"	"	25,20	"	512,69	"
D <sub>9</sub>	"	"	21,75	"	442,5	"
D <sub>10</sub>	12,606	13,128	28,65	8,21	396,11	107,78
D <sub>11</sub>	"	"	25,20	"	330,82	"
D <sub>12</sub>	16,884	17,58	21,75	8,21	382,36	144,33
D <sub>13</sub>	3,6	3,75	17,25	6,00	64,68	22,5
D <sub>14</sub>	12,69	13,216	16,675	4,075	210,37	53,85
D <sub>15</sub>	2,61	2,718	19,50	1,525	53,0	4,14
D <sub>16</sub>	3,36	3,45	14,47	0,775	49,95	2,67
D <sub>17</sub>	1,21	1,26	15,75	2,225	19,84	2,80
S <sub>1</sub> , S <sub>2</sub>	5,85	7,02	15	5,175	105,3	36,32
Balcons Sym. (B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub> )	13,92	16,702	15,75	5,175	263	86,43
Balcons non sym. (B <sub>3</sub> , B <sub>4</sub> )	3,465	4,158	25,50	5,70	106	23,70
	40,5	42,6	7,575	44,95	95,44	445,58
<b>Σ =</b>					<b>4595,44</b>	<b>1493,224</b>

$$X_G = 7220,267 / 428,4 = 16,85 \text{ m.}$$

$$Y_G = 2330,864 / 428,4 = 5,44 \text{ m.}$$

C.D.M DU PLANCHER TERRASSE.

Élément	M <sub>i</sub> (t)	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> ·x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> ·y <sub>i</sub>
Plancher	224,91	17,19	5,13	3867,15	1153,9
1/2 Voiles	76,91	17,06	6,16	1312,4	418,82
Acrotère	110,25	17,25	5,175	1901,81	570,54
Bordure	6,62	17,25	5,175	114,19	34,26
Local. Mach.	59,50	17,25	3	1026,375	178,5
<b>Σ =</b>	<b>478,19</b>			<b>8221,92</b>	<b>2356,02</b>

$$X_G = 17,19 \text{ m} ; Y_G = 4,93 \text{ m}$$

C.D.M DU 1<sup>er</sup> ETAGE.

Elément	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Plancher	234,14	17,19	5,13	4025,70	1201,25
$\frac{1}{2}$ (mur inf + mur sup.)	181,26	17,06	5,44	3092,89	987,00
$\Sigma =$	415,396			7118,5	2188,2

$$X_G = 17,137 \text{ m.}$$

$$Y_G = 5,267 \text{ m.}$$

CDM DU 1<sup>er</sup> SOUS-SOL.

Elé	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Fx1	12,00	17,25	0,075	724,5	3,15
Fx4	15,61	8,84	10,275	138	160,39
Fx5	15,27	2,334	10,275	356,4	156,90
Vx1	4,20	2,475	3,45	10,395	14,49
Vx3	"	32,02	"	134,48	"
Vx3	2,76	17,25	5,325	14,761	14,69
Vx4	11,56	10,41	6,225	120,34	71,96
Vx5	"	24,09	"	278,48	"
Vx6	4,20	2,475	6,90	10,395	28,98
Vx7	"	32,025	"	134,48	"
Fy1	10,91	4,125	5,10	45,0	55,64
Fy2	"	30,375	5,10	331,39	"
Fy3	12,53	1,575	4,26	19,73	53,38
Fy4	12,53	32,925	5,175	113,19	64,84
Fy5	4,77	0,825	5,175	3,93	24,68
Fy6	"	33,675	"	160,43	"
Vy1	11,32	7,575	5,05	85,75	57,17
Vy2	13,74	11,025	5,175	151,48	71,10
Vy3	6,18	14,475	2,925	89,45	18,07
Vy4	2,83	15,325	1,95	43,93	5,52
Vy5	7,36	15,675	8,175	115,37	60,17
Vy6	3,65	17,025	1,45	62,96	5,29
Vy7	"	18,375	"	69,26	"
Vy8	7,36	18,825	8,175	136,55	60,17
Vy9	7,07	20,825	3,15	141,57	22,27
Vy10	13,74	23,475	5,175	320,67	71,10
Vy11	11,33	26,925	5,05	305,06	57,21

Eléments verticaux.

$$\Sigma M_i X_i = 4444,86$$

$$\Sigma M_i Y_i = 1278,24$$

$$\Sigma M_i = 260,21$$

Elé.	Surf.	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
D <sub>1</sub>	19,80	31,79	5,85	3,15	18,97	100,14
D <sub>1</sub> '	"	"	28,65	"	918,78	"
D <sub>2</sub>	"	"	9,30	"	295,54	"
D <sub>2</sub> '	"	"	25,1	"	801,11	"
D <sub>3</sub>	19,32	31,03	12,75	"	395,63	97,74
D <sub>3</sub> '	"	"	21,75	"	674,90	"
D <sub>4</sub>	12,87	20,67	5,85	8,25	120,92	170,53
D <sub>4</sub> '	"	"	28,65	"	594,19	"
D <sub>5</sub>	12,87	"	9,30	"	192,23	"
D <sub>5</sub> '	"	"	25,20	"	520,88	"
D <sub>6</sub>	17,55	23,18	13,35	"	376,20	232,48
D <sub>6</sub> '	"	"	21,15	"	596,00	"
D <sub>7</sub>	10,39	16,68	2,475	5,175	41,28	86,32
D <sub>7</sub> '	"	"	32,025	"	534,18	"
D <sub>8</sub>	3,60	5,78	17,25	6,00	99,70	34,68
D <sub>9</sub>	12,69	28,38	17,25	4,075	351,55	83,05
D <sub>10</sub>	2,475	3,97	19,50	1,50	77,41	5,95
D <sub>11</sub>	3,04	4,88	16,275	1,275	79,42	6,22
D <sub>12</sub>	2,475	3,97	15,00	1,50	59,55	5,95
D <sub>13</sub>	7,74	12,43	2,85	1,76	35,42	21,87
D <sub>13</sub> '	"	"	31,65	"	393,4	"
D <sub>14</sub>	7,74	"	2,85	8,59	35,42	106,77
D <sub>14</sub> '	"	"	31,65	"	393,41	"
<b>Σ</b>						
		450,32			6968,512	2308,917

Eléments horizontaux.

$x_G = 16,06 \text{ m}$

$y_G = 5,05 \text{ m}$

RECAPITULATIF:

Nive. / Coord.	1 <sup>er</sup> S.S	R.D.C	1 <sup>er</sup> Etage	Etage cour.	Terrasse
X <sub>G</sub> (m)	16,06	17,135	17,137	16,85	17,19
Y <sub>G</sub> (m)	5,05	5,375	5,267	5,44	4,93

Ecart. max = 1,13 m

Ecart. max = 0,445 m

INFLUENCE DE LA CAGE D'ESCALIER SUR LE C.D.M.:

1<sup>er</sup> S.SOL: 1<sup>er</sup> Palier intermédiaire

2<sup>e</sup> Volée

Surface =  $1,35 \times 3 = 4,05 \text{ m}^2$

$3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$

Masse =  $(1,35 \cdot 0,334 + 1,5 \cdot 0,500) 4,05 = 4,86 \text{ t}$

$(1,35 \cdot 0,762 + 1,5 \cdot 0,5) 3 \cdot 3 = 16 \text{ t}$

X = 17,25 m

17,25

Y = 10,125 m

8,10

M<sub>x</sub> = 83,89 m.t

276 m.t

M<sub>y</sub> = 49,24 m.t

129,6 m.t

R.D.C      1°/ p. I

$$M = 5,94$$

$$X = 17,25$$

$$Y = 10,275$$

$$M \cdot X = 102,46$$

$$M \cdot Y = 61,03$$

2°/ Voleé

$$M = 17,6$$

$$X = 17,125$$

$$Y = 8,25$$

$$M \cdot X = 303,6$$

$$M \cdot Y = 145,2$$

Etage courant:      1°/ p. I

$$M = 11,88$$

$$X = 17,25$$

$$Y = 10,425$$

$$M \cdot X = 205$$

$$M \cdot Y = 123,90$$

2°/ Voleé

$$8,70$$

$$17,25$$

$$7,80$$

$$150,19$$

$$67,91$$

Terrasse:      1°/ p. I

$$M = 11,88$$

$$X = 17,25$$

$$Y = 10,425$$

$$M \cdot X = 205$$

$$M \cdot Y = 123,90$$

2°/ Voleé

$$4,35$$

$$17,25$$

$$7,80$$

$$31,56$$

$$33,93$$

Les résultats finaux seront les suivants:

	1 <sup>er</sup> S.S	R.D.C	1 <sup>er</sup> E.	E.C	TER.
X <sub>G</sub>	16,097	17,14	17,14	16,87	17,20
Y <sub>G</sub>	5,15	5,50	5,50	5,61	5,08

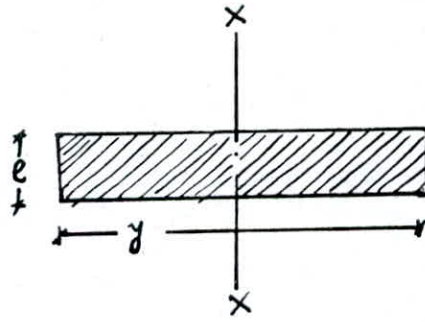
$$\Delta_{\max} = 1,10 \text{ m}$$

$$\Delta_{\max} = 0,53 \text{ m}$$

# INERTIES EQUIVALENTES

## CAS D'UN VOILE PLEIN:

$$I_{xx} = e \cdot y^3 / 12$$



## CAS D'UN VOILE AVEC OUVERTURES:

C'est dans ce cas que la notion d'inertie équivalente se pose elle nous permettra d'assimiler le voile avec ouvertures à un voile linéaire plein pour tous les efforts horizontaux qui doivent être repris par le voile avec ouvertures seront distribués sur un voile fictif dont l'inertie  $I_e$  a pour expression suivant les cas de sollicitations suivantes.

### • Evaluation des inerties équivalentes:

#### a/ cas du vent:

La flèche au sommet du voile fictif plein sera :

pour une section  $\Sigma$  à  $x$  le moment est :

$$M(x) = -Px^2/2 + PH \cdot x - PH^2/2$$

$$d^2y/dx^2 = -M(x)/EI_e = (-Px^2/2 + PH \cdot x - PH^2/2)/EI_e = y''$$

par double intégration et vérification des conditions

aux limites :

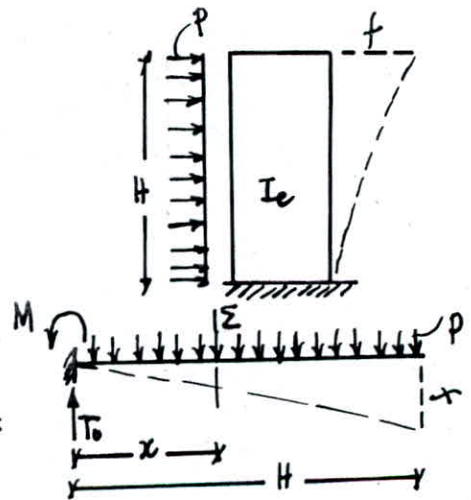
$$x=0 \quad \begin{cases} y'=0 \\ y=0 \end{cases}$$

$$y = \frac{1}{EI_e} \left( P \cdot x^4 / 24 - P \cdot H \cdot x^3 / 6 + P \cdot H^2 \cdot x^2 / 2 \right)$$

$$x=H \Rightarrow f = PH^4 / 8EI_e \Rightarrow \boxed{f = T_0 \cdot H^3 / 8EI_e}$$

flèche au sommet d'un voile avec ouvertures :

pour le développement des formules il faut se référer à Albiges et Joulet dans l'annale



$$M = PH^2/2$$

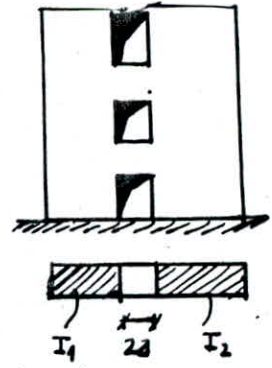
$$T_0 = PH$$

de l' I.T.B.T.P (Mai 1960)

• Pour une seule file d'ouvertures:

$$\begin{cases} f = \frac{T_0 H^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2m \cdot c \cdot \psi_0}{I \alpha^2} + T_0 \cdot H^3 / 8EI \\ f_f = T_0 \cdot H^3 / 8EI_{ev} \end{cases}$$

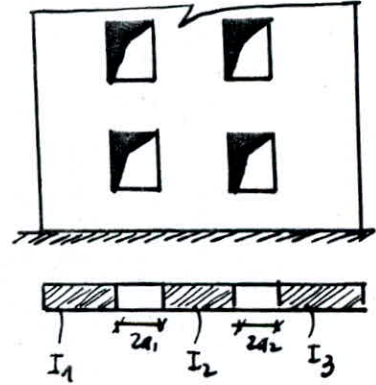
$$\rightarrow I_{ev} = \frac{I}{\frac{16m \cdot c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$



• Pour plusieurs files d'ouvertures:

$$\begin{cases} f = (T_0 \cdot H^3 / EI_0) \psi_0 / \alpha^2 + T_0 \cdot H^3 / 8EI \\ f_f = T_0 \cdot H^3 / 8EI_{ev} \quad I_0 = \sum I_i \end{cases}$$

$$\rightarrow I_{ev} = \frac{I}{\frac{8 \cdot I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$



b/ cas du seisme:

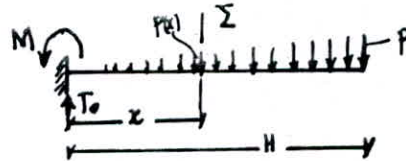
$$M(x) = (P \cdot H/2) \cdot x - PH^2/3 - P \cdot x^3/6$$

$$d^2y/dx^2 = -M(x)/EI_{es}$$

par double intégration il vient:

$$y = \frac{1}{EI_{es}} \left( P \cdot x^5 / 120H - P \cdot H \cdot x^3 / 12 + PH^2 \cdot x^2 / 6 \right)$$

$$\underline{x=H \rightarrow y=f = 11 \cdot PH^4 / 120 EI_{es} ; \quad f = 11 \cdot T_0 H^4 / 60 EI_{es}}$$



$$P(x) = P \cdot x / H$$

$$T_0 = P \cdot H / 2$$

$$M = P \cdot H^2 / 3$$

• Pour une file d'ouvertures:

$$\begin{cases} f = (T_0 H^3 / E(I_1 + I_2)) (2m \cdot c \cdot \lambda_0 / I \alpha^2) + 11 \cdot T_0 \cdot H^3 / 60 EI \\ f_f = 11 \cdot T_0 H^4 / 60 EI_{es} \end{cases}$$

$$I_{es} = a_n \cdot I / \left( \frac{60}{11} \cdot \frac{2m \cdot c \cdot \lambda_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1 \right)$$

$$\text{Sin} \geq 11 \quad a_n = 1$$

n: nombre de niveaux.

• Pour plusieurs files d'ouvertures:

$$I_{eS} = a_n \cdot I / ((60/11)(I/I_0) \Lambda_0 / \alpha^2 + 1)$$

Etapes de calcul:

1° Calculer  $\Omega_i$  et  $I_i$  pour chaque refend  $i$

2° Déterminer les  $c_i$  : distances entre les c.d.g de 2 éléments adjacents  $i, i+1$

3° Déterminer les moments statiques: " $m_i$ "

4° Calcul de l'inertie totale du refend " $I$ "

5° déterminer les inerties " $i_j$ " des linteaux.

6° Déterminer  $\omega^2$ , puis  $\omega$  par les relations:

$$\omega^2 = (3E' \cdot i / E(I_1 + I_2)) \cdot (I/m) \cdot C / a^3 \cdot h_e \quad (\text{pour une file d'ouvertures})$$

$$\omega^2 = \frac{6E' \cdot I}{E h_e (\sum I_i)} \cdot \left( \sum_{i=1}^n i_i \cdot c_i / a_i^3 \right) \quad (\text{pour plusieurs files d'ouvertures})$$

$h_e$ : hauteur d'étage

$E'$  et  $E$ : les modules d'élasticité des matériaux du linteau et du trumeau successifs.

7° Déterminer le coefficient de monolithisme:  $\alpha$ :  $\alpha = \omega \cdot H$

8° Déterminer  $\Psi_0(\alpha, \xi = 0)$ ,  $\Psi_0$  selon la nature des efforts extérieurs, Vent ou séisme. Pour séparer les notations on prend  $\Psi_0 \rightarrow$  Vent,  $\Lambda_0 \rightarrow$  Séisme.

9° Déterminer  $I_e$ .

Définition des termes inconnus (par formulation)

$$I = \sum I_i + 2 \sum_{i=1}^n m_i \cdot c_i \quad (\text{inertie totale du refend})$$

$$m_i = 2 c_i / \left( \frac{1}{\Omega_i} + \frac{1}{\Omega_{i+1}} \right) \quad (\text{pour une seule file d'ouvertures ou plusieurs})$$

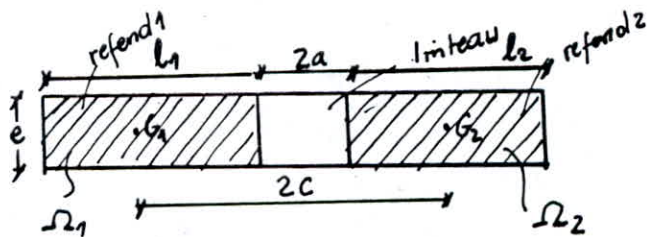
Ex:  $e = 15 \text{ cm}$

$$l_1 = 2,55 \text{ m}; l_2 = 1,50 \text{ m}$$

$$2a = 0,90 \text{ m}; h_e = 0,69 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 0,386 \text{ m}^2; \Omega_2 = 0,225 \text{ m}^2; I_1 = 0,207 \text{ m}^4; I_2 = 0,042 \text{ m}^4; i = 4,12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$c = 1,46 \text{ m}; m = 0,445 \text{ m}^3; I = 1,4608 \text{ m}^4; \omega = 0,989; \alpha = 31,76; \Psi_0 = 0,66; I_{eS} = 1,42 \text{ m}^4$$





Remarques importantes:

- Si  $\alpha > 4 \rightarrow \psi_0/\alpha^2$  se remplace par  $1/(2(\alpha+1)^2 + 2)$
- Si  $\alpha < 1 \rightarrow$  On a affaire à des ouvertures de grandes dimensions, la rigidité du linteau devient très faible et on considère alors que les deux parties du refend sont simplement encastées, elles subissent la même déformation horizontale.  $I_e$  serait donc:  $I_e = I_1 + I_2$ .
- Si  $\alpha > 10 \rightarrow$  les ouvertures sont de faibles dimensions et n'affectent les éléments du refend que localement,  $I_e$  serait donc:  $I_e = I_1 + I_2 + 2m \cdot c$
- Le rapport  $r = \frac{\Sigma \text{aires des ouv.}}{\text{Aire totale brute.}}$

Lorsque:  $r > 25\%$  le refend est considéré comme ayant de moyennes ouvertures

$10\% < r < 25\%$     »    »    »    »    »    »    petites    »

$r < 10\%$     »    »    »    »    pratiquement monolithique.

TABLEAUX DES RESULTATS.1/ Etage courant:a/ voiles à une file d'ouvertures:

Voiles	$l_1$	$l_2$	$a$	$h$	$e$	$\Omega_1$	$\Omega_2$	$I_1$	$I_2$	$i$	$c$	$m$	$I$	$w$	$\alpha$	$\psi_0$	$I_e (m^4)$
$V_{x3}$	0,75	0,75	0,90	0,46	0,15	0,1125	0,1125	$5,27 \cdot 10^3$	$5,27 \cdot 10^3$	$4,21 \cdot 10^3$	1,275	0,143	0,376	0,744	23,88	0,66	0,307
$E_3, E_4$	2,55	1,55	0,45	0,69	0,15	0,386	0,225	0,207	0,042	$4,12 \cdot 10^3$	1,46	0,145	1,4608	0,989	31,76	0,66	1,43
$V_{j1}, V_{j11}$	4,20	5,25	0,45	0,69	0,15	0,63	0,78	0,926	1,808	$4,12 \cdot 10^3$	2,81	1,958	13,74	0,585	18,77	0,66	13,21
$V_{j3}, V_{j31}$	4,05	1,35	0,45	0,69	0,15	0,6075	0,2025	0,83	0,031	$4,12 \cdot 10^3$	1,8	0,520	2,733	0,722	23,17	0,66	2,69

b/ voiles à 2 files d'ouvertures:

Voile	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$a_1$	$a_2$	$h_1$	$c_1$	$c_2$	$I_1$	$I_2$	$I_3$	$D_1$	$D_2$	$D_3$	$E_1$	$E_2$	$c$	$\epsilon$	$a$	$\phi$	$H$	$I_e$
$V_{y2}, V_{y0}$	1,95	1,80	4,20	1,05	0,45	0,46	1,98	1,95	0,093	0,073	0,926	0,2925	0,27	0,63	0,556	0,737	$1,21 \cdot 10^{-3}$	0,3238	10,39	0,66	13,9	30,02
$F_{x5}$	2,10	1,65	4,35	0,90	0,90	0,46	1,837	2,40	0,115	0,056	1,029	0,315	0,247	0,652	0,508	0,859	$1,21 \cdot 10^{-3}$	0,1628	5,22	0,47	17,22	26,97

c/ Voiles à 3 files d'ouvertures:

Voiles	$I_e (m^4)$
$F_{x1}, F_{x3}$	3,108
$V_{x4}, V_{x5}$	15,67
$F_{x4}$	4,04
$F_{y1}, F_{y2}$	5,01

2° Rez-de-chaussée:

a/ Voiles à une file d'ouvertures:

Voiles	$I_e (m^4)$
$F_{y3}, F_{y4}$	11,435
$V_{x31}$	0,371
$V_{y3}$	2,43

b/ Voiles à 2 files d'ouvertures:

$V_{x5}: I_e = 13,94 \cdot m^4$ .

c/ Voiles à 3 files d'ouvertures:

Voiles	$F_{x1}, F_{x3}$	$V_{x4}$	$F_{x4}, F_{x5}$	$F_{y1}$	$V_{y1}, V_{y11}$
$I_e (m^4)$	7,89	8,12	7,95	8,026	7,69

d/ Voiles à 4 files d'ouvertures:  $F_{y2}$ :  $I_e = 7,79 \text{ m}^4$ .

3/ 1<sup>er</sup> S.SOL:

a/ Voiles à une file d'ouvertures:

Voiles	$I_e (\text{m}^4)$
$V_{x3}, V_{x8}$	0,365
$V_{y4}$	0,271
$V_{y3}$	2,45
$F_{y4}$	13,10

b/ voiles à 2 files d'ouvertures:

$F_{y3}$ :  $I_e = 7,55 \text{ m}^4$ .

c/ Voiles à 3 files d'ouvertures:

Voiles	$I_e (\text{m}^4)$
$F_{x5}$	27,14
$V_{x4}, V_{x5}$	11,68
$F_{y1}, F_{y2}$	4,99
$V_{y1}, V_{y11}$	7,29

d/ Voiles à 4 files d'ouvertures:

$F_{x4}$ :  $I_e = 18,66 \text{ m}^4$ .

4<sup>o</sup> Tableau des éléments pleins:

$I_e \downarrow$ Voiles $\rightarrow$	$V_{x1}, V_{x2}$ $V_{x6}, V_{x7}$	$V_{y6}, V_{y7}$	$V_{y5}, V_{y8}$	$F_{x2}$	$V_{y4}$	$F_{x1}, F_{x3}$	$V_{y21}, V_{y10}$	$V_{y9}$	$F_{y5}, F_{y6}$
Edge Courant	0,1728	0,2599	2,1369	0,5832	0,031	/	/	/	/
R. D. c	"	"	"	"	"	/	/	/	/
1 <sup>er</sup> S.S	0,51	"	"	2,14	"	15,01	13,86	2,70	0,58

Tableaux finaux des résultats:1° Etage courant

## SENS X-X

Voiles	$V_{x3}$	$F_{x5}$	$F_{x1}, F_{x3}$	$V_{x4}, V_{x5}$	$F_{x4}$	$V_{x1}, V_{x2}$ $V_{x6}, V_{x7}$	$F_{x2}$	
Iev	0,309	6,97	3,88	17,89	5,38	0,1728	0,5832	
Ies	0,307	7,32	3,70	16,32	5,17	??	??	

$$\Sigma I_x = 53,76 m^4$$

## SENS Y-Y

Voiles	$F_{y3}$ $F_{y4}$	$V_{y1}$ $V_{y11}$	$V_{y3}$ $V_{y9}$	$V_{y2}$ $V_{y10}$	$F_{y1}$ $F_{y2}$	$V_{y5}$ $V_{y8}$	$V_{y6}$ $V_{y7}$	$V_{y4}$
Ies	1,435	13,19	2,69	9,76	5,59	2,1369	0,2599	0,031
Iev	1,430	13,21	2,69	10,02	7,44	??	??	??

$$\Sigma I_y = 70,14 m^4$$

2° R. D. C :

## SENS X-X

Voiles	$V_{x3}$	$V_{x5}$	$F_{x1}, F_{x3}$	$V_{x4}$	$F_{x4}, F_{x5}$	$V_{x1}, V_{x2}$ $V_{x6}, V_{x7}$	$F_{x2}$	
Iev	0,372	14,297	8,050	8,91	8,84	0,1728	0,5832	
Ies	??	14,26	8,098	8,80	8,95	??	??	

$$\Sigma I_x = 58,86 m^4$$

## SENS Y-Y

Voiles	$F_{y3}$ $F_{y4}$	$V_{y3}, V_{y9}$	$F_{y1}$	$V_{y1}$ $V_{y11}$	$F_{y2}$	$V_{y5}$ $V_{y8}$	$V_{y6}$ $V_{y7}$	$V_{y4}$
Iev	1,436	2,498	8,067	7,90	8,09	2,1369	0,2599	0,031
Ies	1,437	2,520	8,070	7,97	8,08	??	??	??
	$V_{y2}, V_{y10}$	9,76	10,02					
	Ies	Iev						

$$\Sigma I_y = 64,16 m^4$$

3- / 1<sup>er</sup> SOUS-SOL:

## SENS X-X

Voiles	$V_{x3}, V_{x8}$	$F_{x5}$	$V_{x4}, V_{x5}$	$F_{x1}, F_{x3}$	$V_{x1}, V_{x2}$ $V_{x6}, V_{x7}$	$F_{x2}$	$F_{x4}$
Iev	0,367	27,55	11,97	15,01	0,51	2,14	19,78
Ies	0,368	27,68	10,37	??	??	??	20,16

$$\Sigma I_x = 102,64 m^4$$

## SENS Y-Y

Voiles	$V_{y4}$	$V_{y3}$	$F_{y4}$	$F_{y3}$	$F_{y1}$ $F_{y2}$	$V_{y1}$ $V_{y11}$	$V_{y6}$ $V_{y7}$	$V_{y5}$ $V_{y8}$	$V_{y4}$	$V_{y2}$ $V_{y10}$	$V_{y9}$	$F_{y5}$ $F_{y6}$
Iev	0,271	2,537	13,12	8,22	5,05	7,47	0,2599	2,1369	0,031	13,86	2,70	0,58
Ies	??	2,535	13,13	8,129	5,07	7,53	??	??	??	??	??	??

$$\Sigma I_y = 85,50 m^4$$

## CENTRE DE TORSION

Le c.d.T des voiles s'appelle aussi centre élastique ou centre de rigidité ou centre de gravité d'un groupe de refends est caractérisé par les propriétés suivantes :

- 1° Une force dont la ligne d'action passe par le c.d.T engendre uniquement un déplacement ( $\parallel F$ )
- 2° Un moment dont l'axe vertical passe par le c.d.T engendre uniquement une rotation.

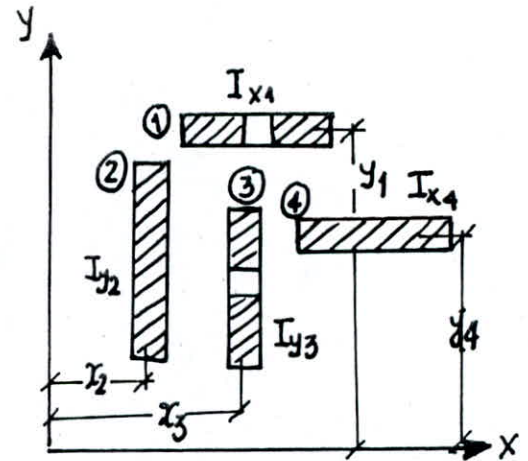
Le c.d.T est défini par ses coordonnées

$$x_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot x_i}{\sum I_{y_i}} ; y_T = \frac{\sum I_{x_i} \cdot y_i}{\sum I_{x_i}}$$

exemple :

$$x_T = \frac{I_{y2} \cdot x_2 + I_{y3} \cdot x_3}{I_{y2} + I_{y3}}$$

$$y_T = \frac{I_{x1} \cdot x_1 + I_{x4} \cdot x_4}{I_{x1} + I_{x4}}$$



1° Centre de torsion pour un étage courant:  
Eléments longitudinaux.

Elts	Fx1	Fx2	Fx3	Fx4	Fx5	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vx6	Vx7	$\Sigma =$
$I_{ex}$	3,88	0,5832	3,88	5,17	6,97	0,1728	0,1728	0,307	16,32	16,32	0,1728	0,1728	53,76
$y$	0,075	0,075	0,075	10,42	10,42	3,45	3,45	5,32	6,22	6,22	6,9	6,9	
$I_{xy}$	0,291	0,044	0,291	53,87	72,63	0,596	0,596	1,63	101,51	101,51	1,19	1,19	335,188

$$y_T = 6,23$$

## Eléments transversaux

Voiles	F <sub>y1</sub>	F <sub>y2</sub>	F <sub>y3</sub>	F <sub>y4</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>y3</sub>	V <sub>y4</sub>	V <sub>y5</sub>	V <sub>y6</sub>	V <sub>y7</sub>	V <sub>y8</sub>	V <sub>y9</sub>	V <sub>y10</sub>	V <sub>y11</sub>	Σ =
X	4,12	30,38	1,57	32,92	7,57	11,025	14,47	15,52	15,67	17,32	19,27	19,12	20,025	23,47	26,92	201,14
I	5,59	5,59	1,43	1,43	13,19	9,76	2,69	0,031	2,1369	0,26	0,26	2,1369	2,69	9,76	13,19	224,85
I.X	23,03	160,82	2,24	47,07	99,85	107,6	38,92	0,48	32,48	4,50	5,01	40,85	53,87	229,06	355	224,85

$$X_T = 17,26 \text{ m}$$

## 2° R.D.C

## Eléments Longitudinaux

Voiles	F <sub>x1</sub>	F <sub>x2</sub>	F <sub>x3</sub>	F <sub>x4</sub>	F <sub>x5</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x5</sub>	V <sub>x6</sub>	V <sub>x7</sub>	Σ =
I	8,05	0,5832	8,05	8,84	8,84	0,1728	0,1728	0,372	8,80	14,26	0,1728	0,1728	58,82
Y	0,075	0,075	0,075	10,275	10,275	3,45	3,45	5,32	6,22	6,22	6,9	6,9	
I.Y	0,604	0,044	0,604	90,83	90,83	0,596	0,596	1,98	54,74	88,69	1,19	1,19	331,89

$$Y_T = 5,64 \text{ m}$$

## Eléments transversaux

Voiles	F <sub>y1</sub>	F <sub>y2</sub>	F <sub>y3</sub>	F <sub>y4</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>y3</sub>	V <sub>y4</sub>	V <sub>y5</sub>	V <sub>y6</sub>	V <sub>y7</sub>	V <sub>y8</sub>	V <sub>y9</sub>	V <sub>y10</sub>	V <sub>y11</sub>	Σ =
I	8,06 <sup>x</sup>	8,08	1,436	1,436	7,90	9,76	2,50	0,031	0,26	2,1369	2,1369	0,26	2,50	9,76	7,90	64,16
X	2,62	28,37	0,075	31,42	5,30	9,52	2,78	14,92	14,17	15,92	17,77	17,62	18,52	24,97	25,42	
I.X	21,13	233,23	0,11	45,12	21,87	92,91	6,95	0,44	3,68	33,80	87,97	4,58	46,3	214,23	200,82	983,38

$$X_T = 16,82 \text{ m}$$

## 3° 1° S.SOL:

## Eléments Longitudinaux.

Voiles	F <sub>x1</sub> , F <sub>x3</sub>	F <sub>x4</sub>	F <sub>x5</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x5</sub>	V <sub>x6</sub>	V <sub>x7</sub>	Σ =
I	15,01	19,78	27,55	0,51	0,51	0,367	10,37	10,37	0,51	0,51	102,64
Y	0,075	10,275	10,275	3,45	3,45	5,325	6,225	6,225	6,9	6,9	
I.Y	1,12	203,24	283,07	1,76	1,76	1,95	64,55	64,55	3,52	3,52	629,04

$$Y_T = 6,13 \text{ m}$$

## Eléments transversaux.

Voies	Fy1	Fy2	Fy3	Fy4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4	Vy5	Vy6	Vy7	Vy8	Vy9	Vy10	Vy11	
I	5,05	5,05	8,13	13,12	7,47	13,86	2,55	0,27	2,14	0,26	0,26	2,14	2,70	13,86	7,47	85,1
X	4,125	30,37	4,57	32,92	7,57	11,025	14,47	15,52	15,67	17,025	18,97	18,82	20,025	23,47	26,92	
I.X	20,80	152,34	12,76	431,91	56,55	127,8	36,68	4,20	33,53	4,42	1,93	40,27	54,07	325,29	201,09	1532,

$$X_T = 17,92 \text{ m}$$

DETERMINATION DES EXCENTRICITÉS

Niveaux Cor., Exc.	Terrasse	Etage cour.	1 <sup>er</sup> Etage	R.-D.-C	1 <sup>er</sup> S. SOL
x <sub>G</sub>	17,20	16,87	17,14	17,14	16,097
y <sub>G</sub>	5,08	5,61	5,50	5,50	5,15
e <sub>x</sub>	0,06	0,39	0,12	-0,32	1,82
e <sub>y</sub>	1,15	0,62	0,73	0,14	0,98

Recommandations de RPA (ar. 3.35): La résultante des forces horizontales appliquée au C.D.M par rapport au centre de torsion est égale à la plus grande des deux valeurs suivantes:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment (e<sub>a</sub>)
- Excentricité théorique obtenue par le calcul.

$$e_a = (34,5/100) \times 5 = 1,725 \text{ m}$$

On vérifie aussi que l'excentricité ne dépasse pas 20% de la longueur effective du bâtiment.

$$\text{soit : } \begin{cases} 10,35 \times 0,2 = 2,07 \text{ m en S.T} \\ 34,50 \times 0,2 = 6,90 \text{ m en S.L} \end{cases}$$



**(H-5-**

**ETUDE**

**PSEUDO - DYNAMIQUE**

1° INTRODUCTION: Lorsqu'une structure se trouve soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps c'est à dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée; son comportement; sa modélisation pour qu'on puisse faire la formulation en terme cinématique.

2° But de l'étude dynamique: On se propose de définir les modes propres de vibrations de la structure afin d'y arriver à examiner le comportement de celle-ci c'est à dire les déplacements engendrés par les forces sollicitantes (sismiques).

3° Modélisation:

Notre structure est un bâtiment courant qui ne présente pas d'éléments particuliers de telle sorte qu'on puisse la modéliser par une console verticale flexible encastree à sa base, dont les masses concentrées en leurs C.D.G au niveau des planchers; les murs des demi-étages inférieur et supérieur de chaque plancher entre en jeu.

Le système présente 10 degrés de liberté, c'est donc un "oscillateur multiple d'ordre 10".

4° Méthodes de calcul:

Il y a des méthodes exactes et des méthodes approximatives.

a/ Méthode exacte:

consiste à résoudre le système:

$$[K - m\omega^2]x[\vec{x}] = 0$$



$[K - m \cdot \omega^2]$  : représente le déterminant du système d'équations.

$[\vec{X}]$  : le vecteur déplacement horizontal en forme propre.

L'annulation du déterminant donne les pulsations propres  $\omega_i^2$  puis on en déduit  $[\vec{X}]$

à chaque pulsation propre  $\omega_i$  correspond une forme propre  $x_i$  et une période propre  $T_i$ .

Cette méthode est très difficile de la raison qu'elle conduit à un calcul laborieux notamment pour le calcul manuel c'est pour cela qu'on procède par méthodes approximatives telles que :

- Méthode de "LORD REYLEIGH"
- Méthode de "STODOLA VIANELLO"
- Méthode de "HOLZER"

Nous travaillons avec la Méthode de STODOLA.

#### BASES DE LA METHODE :

• Les ordonnées de la ligne élastique correspondant au mode "j" sont proportionnelles aux forces d'inertie.

• Le travail des forces d'inertie d'un mode "j" avec un déplacement engendré par un mode "k" est nul.  $F_{ij} \cdot \delta_{ik} = 0$

Soit un système à  $n$  degrés de liberté et  $n$  masses concentrées, le degré de liberté est exprimé par son déplacement dans la direction de vibrations.

Les forces d'inertie correspondantes sont :

$$F_{ij} = -M_j \cdot d^2 x_j / dt^2 \quad (j: \text{niveau d'étage}; i: \text{N}^\circ \text{ d'iteration}).$$

Application du principe de d'Alembert :

$$X_j(t) = - \sum_{k=1}^n M_k \cdot d^2 x_k / dt^2 \cdot \delta_{jk} \quad (1) \quad j=1, n$$

le terme  $-M_k \cdot d^2 x_k / dt^2$  représente la déformée (flèche) au niveau j produite par

la force d'inertie appliquée au niveau  $k$ .

$\delta_{jk}$  : désigne le déplacement virtuel au niveau  $j$  sous l'effet de la force appliquée en  $k$ .

pour des oscillations harmoniques on a :

$$x_k = x_{0k} \cdot \sin(\omega t + \varphi) \Rightarrow d^2 x_k / dt^2 = -\omega^2 x_k.$$

$$\text{donc : } -M_k \cdot \frac{d^2 x_k}{dt^2} \cdot \delta_{jk} = M_k \cdot \omega^2 \cdot x_{0k} \cdot \sin(\omega t + \varphi) \cdot \delta_{jk}$$

$$\text{d'où : } x_{0i} \cdot \sin(\omega t + \varphi) = \omega^2 \cdot \sin(\omega t + \varphi) \sum_{k=1}^n M_k \cdot x_{0k} \delta_{jk}$$

$$x_{0j} = \omega^2 \cdot \sum_{k=1}^n M_k \cdot x_{0k} \cdot \delta_{jk} \Rightarrow \text{la propriété d'orthogonalité des formes}$$

donnée par :  $\sum_{j=1}^n M_j x_{ji} \cdot x_{jk} = 0 \quad (i \neq j)$  Nous permet de déterminer

les pulsations  $\omega$  dans le cas où nous connaissons la forme exacte d'un mode de vibration.

Mais comme cette forme n'est pas connue on doit choisir une forme arbitraire qui sera par la suite corrigée pour obtenir la forme d'un mode respectif avec une précision meilleure.

Détermination du mode fondamental : Le problème se traduit par la résolution de :

$$[(1/\omega^2)I - S.M] \phi = 0 \quad \text{ou encore} \quad (1/\omega^2)[\phi] = [S.M][\phi]$$

$S$  : Matrice de souplesse.  $M$  : Matrice masse.  $S.M$  : matrice dynamique  $\bar{D}$

$\phi$  : vecteur représentant le mode de déformation.

$\bar{\phi} = (1/\omega^2) \cdot \phi$  le mode amélioré.

d'après ce qui précède :  $\bar{\Phi}_1 = D \cdot \Phi_1$

On commence par un vecteur initial  $\bar{\Phi}_1^{(0)}$ , si on injecte ce vecteur dans le second membre de l'équation :  $(1/\omega^2) \bar{\Phi} = D \bar{\Phi}$  on aura :

$$(1/\omega^2) \bar{\Phi}_1^{(1)} = D \bar{\Phi}_1^{(0)} \quad (1)$$

$$\text{posons : } \bar{\Phi}_1^{(1)} = D \cdot \bar{\Phi}_1^{(0)} \quad (2)$$

$$\text{1) et (2) donnent : } (1/\omega^2) \cdot \bar{\Phi}_1^{(1)} = \bar{\Phi}_1^{(1)} \quad (3)$$

$1/\omega_1^2$ : étant le facteur de proportionnalité entre la déformée calculée et le vecteur  $\bar{\Phi}_1^{(1)}$ .

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale on aura une équation équivalente à (3) qui permet de calculer la fréquence. Considérons la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire

$$k_1, \text{ on a: } \bar{\Phi}_{k_1}^{(1)} = (1/\omega_1^2) \cdot \bar{\Phi}_{k_1}^{(0)} \Rightarrow \omega_1^2 = \frac{\bar{\Phi}_{k_1}^{(0)}}{\bar{\Phi}_{k_1}^{(1)}} \quad (4)$$

Recherche du 1<sup>er</sup> Mode: on se donne un mode

$\bar{\Phi}_1^{(0)}$  arbitraire. puis on a:

$$\bar{\Phi}_1^{(1)} = D \bar{\Phi}_1^{(0)} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ itération}$$

$$\bar{\Phi}_1^{(2)} = D \cdot \bar{\Phi}_1^{(1)} \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ itération.}$$

$$\vdots$$

$$\bar{\Phi}_1^{(k)} = D \cdot \bar{\Phi}_1^{(k-1)} \rightarrow k^{\text{ieme}} \text{ à la convergence } \bar{\Phi}_1^{(k)} = \bar{\Phi}_1^{(k-1)}.$$

la fréquence vraie:  $\omega_1^2 = \frac{\bar{\Phi}_{i_1}^{(k-1)}}{\bar{\Phi}_{i_1}^{(k)}}$ .

Détermination du 2<sup>eme</sup> mode

pour chercher le 2<sup>e</sup> mode il faut rechercher les caractéristiques du 1<sup>er</sup> mode:

- Epurer les caractéristiques du 1<sup>er</sup> mode
- Choisir un vecteur hypothétique.
- faire les itérations.

soit:  $B_1 = I - (1/M_1) \cdot \bar{\Phi}_1 \cdot \bar{\Phi}_1^t \cdot m$  la matrice de balayage permettant d'éliminer le 1<sup>er</sup> mode.

$\bar{\Phi}_1$ : vecteur modal du 1<sup>er</sup> Mode.

$\bar{\Phi}_1^t$ : " transposé de  $\bar{\Phi}_1$

$m$ : matrice masse.

$M_1$ : matrice masse généralisée  $M_1 = \bar{\Phi}_1^t \cdot m \cdot \bar{\Phi}_1$

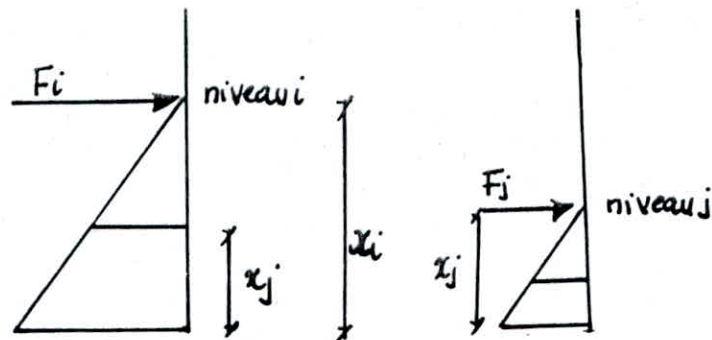
$$D_2 = D_1 \cdot B_1 \quad \bar{\Phi}_2^{(1)} = D_2 \bar{\Phi}_2^{(0)} = (1/\omega_2^2) \cdot \bar{\Phi}_2^{(1)}$$

on procède par itération jusqu'à la convergence.

La même procédure est suivie pour les modes supérieurs.

### CALCUL DE LA MATRICE DE SOUPLESSE:

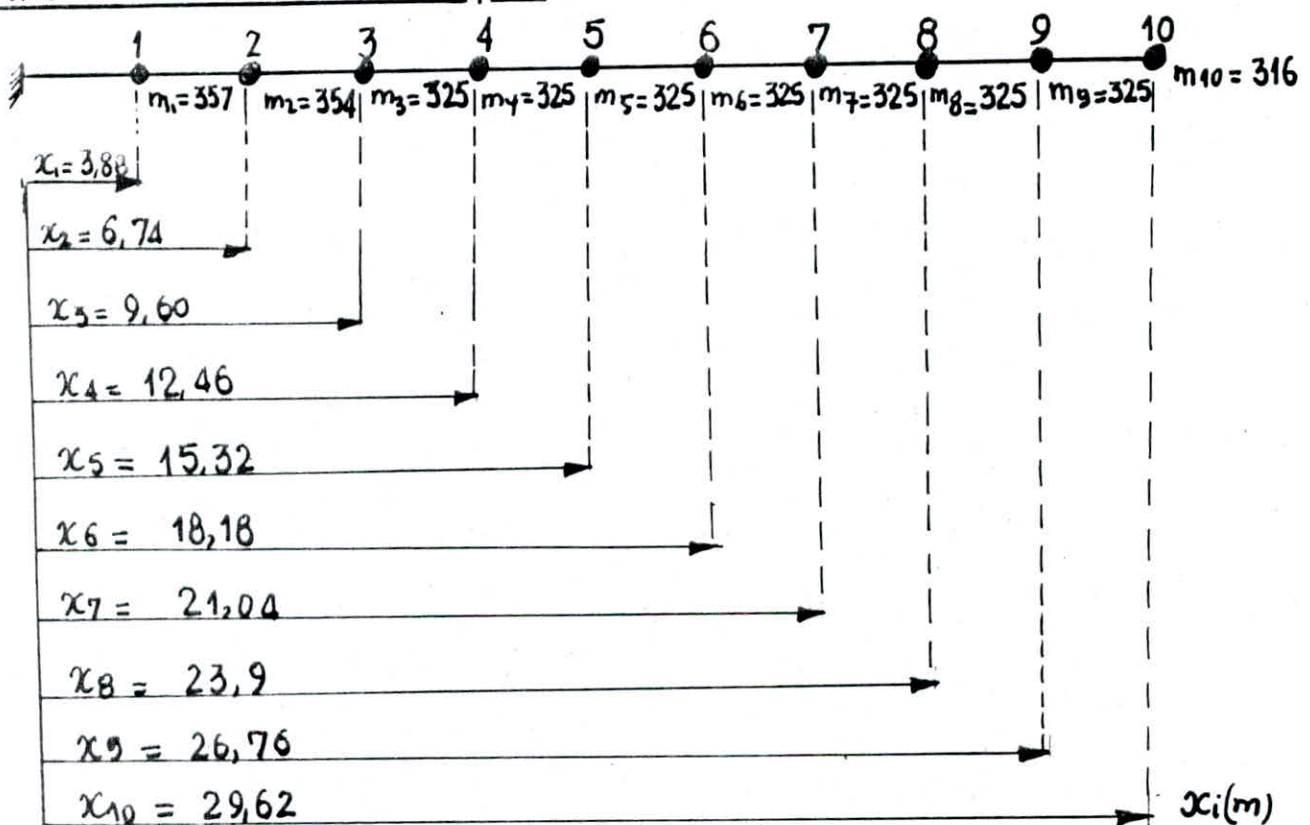
Pour notre structure on a :  $m_1 \dots m_{10}$  donc  $S$  sera de  $10 \times 10$  symétrique.



$S_{ij}$  : la flèche du niveau  $j$  engendré par  $F_i$ .

$$S_{ij} = \frac{x_i^2}{2EI} \left( x_j - \frac{x_i}{3} \right).$$

Etablissement de la matrice de souplesse:



Matrice de souplesse:

$$[S] = \frac{1}{EI}$$

8662	7412	6184	5004	3893	2877	1977	1217	622	213
	6388	5368	4371	3421	2541	1755	1086	557	192
		4551	3738	2948	2205	1533	954	492	170
			3105	2476	1870	1131	822	427	149
				2003	1534	1089	690	362	127
					1199	867	558	297	106
						645	427	232	84
							295	167	63
								102	41
									19,5

Matrice dynamique:  $[D] = [S] \times [M]$

$$[D] = \frac{325}{EI}$$

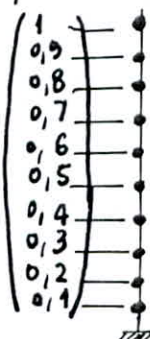
8402	7412	6184	5004	3893	2877	1977	1217	628	256
7190	6388	5368	4371	3421	2541	1755	1086	607	230,4
5998,5	5368	4551	3738	2948	2205	1533	954	536	204
4854	4371	3738	3105	2476	1870	1311	822	465,4	179
3776	3421	2948	2476	2003	1534	1089	690	394,6	152,4
2791	2541	2205	1870	1534	1199	867	558	324	127
1918	1755	1533	1311	1089	867	645	427	253	101
1180,5	1086	954	822	690	558	427	295	182	75,6
603,3	557	492	427	362	297	232	167	111	49
207	192	170	149	127	106	84	63	45	23,4

Calcul du mode fondamental:

PROCESSUS ITERATIF: On se fixe un vecteur déplacement initial  $\Phi_1^{(0)}$  puis on procède à une série d'itérations jusqu'à la convergence ressentie.

$$\Phi_1^{(i)} = D \cdot \Phi_1^{(i-1)}$$

soit  $\Phi_1^0 =$



Itérations :

	$\Phi_1^{(1)}$	$\Phi_1^{(1)}$	$\Phi_1^{(2)}$	$\Phi_1^{(2)}$	$\Phi_1^{(3)}$	$\Phi_1^{(3)}$
•1	28925	1,000	26550	1,000	25595	1,000
•2	25064	0,867	22522	0,866	22442	0,865
•3	21223	0,734	19035	0,731	18711	0,731
•4	17462	0,604	15618	0,601	1535	0,600
•5	13816	0,478	12327	0,472	12051	0,471
•6	10390	0,359	9240,4	0,355	9079	0,355
•7	7268,3	0,251	6440,5	0,247	6327	0,247
•8	4554	0,157	4019	0,154	3948	0,154
•9	2366	0,080	2080	0,078	2047,4	0,078
•10	825,3	0,028	722	0,027	709	0,027

Determination de la periode:

a) Sens longitudinal:  $I = 53,76 \text{ m}^4$ .  $E = 336,245 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$ .

$$\omega_1^2 = 1,00 / (325/EI) \cdot 25595 = 232 \Rightarrow \omega_1 = 15,23 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 = 0,4125 \text{ Secondes.}$$

b) Sens transversal:  $I = 70,140 \cdot \text{m}^4$

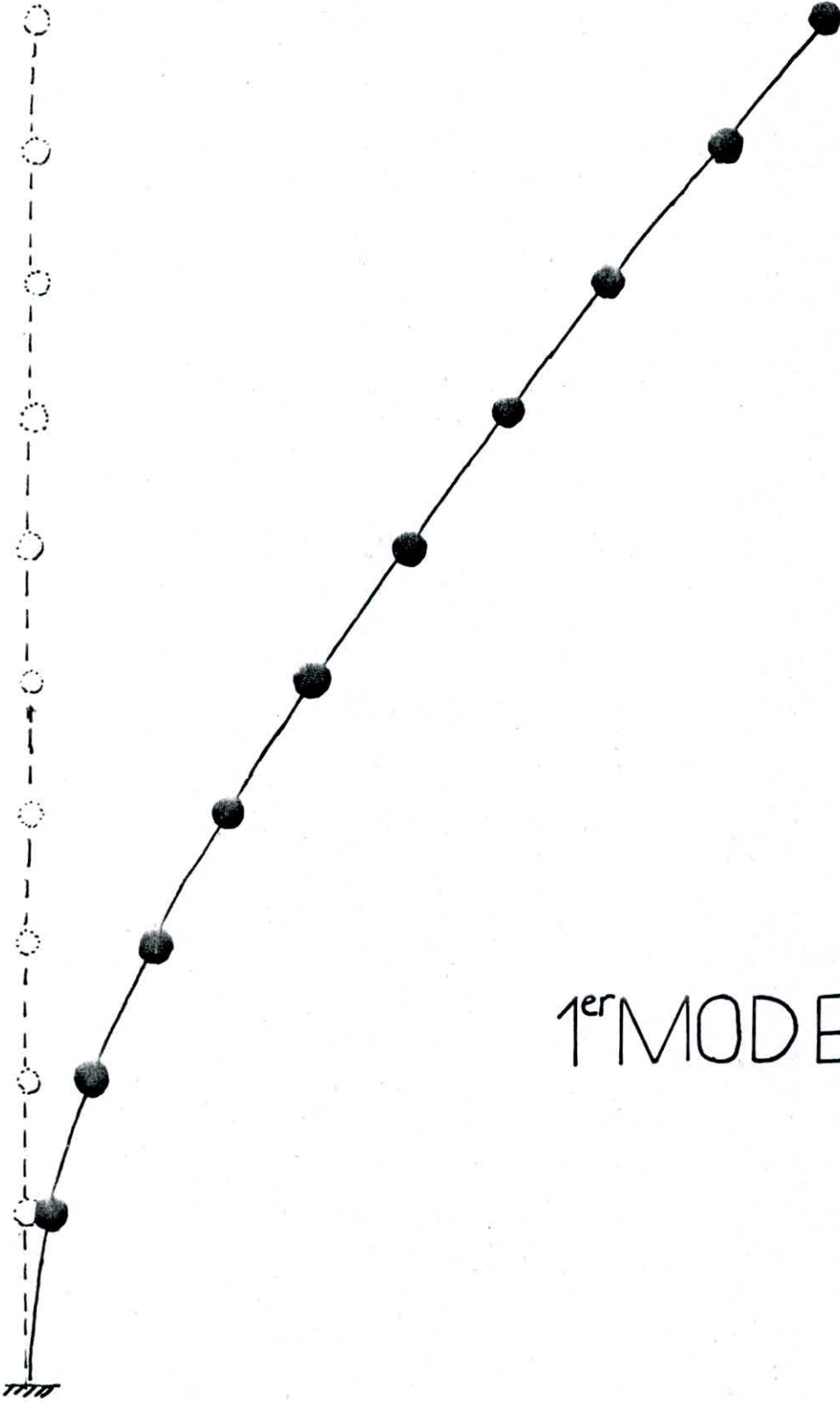
$$\omega_1^2 = 1,00 / (325/EI) \cdot 25595 = 300,34 \Rightarrow \omega_1 = 17,33 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0,361 \text{ secondes.}$$

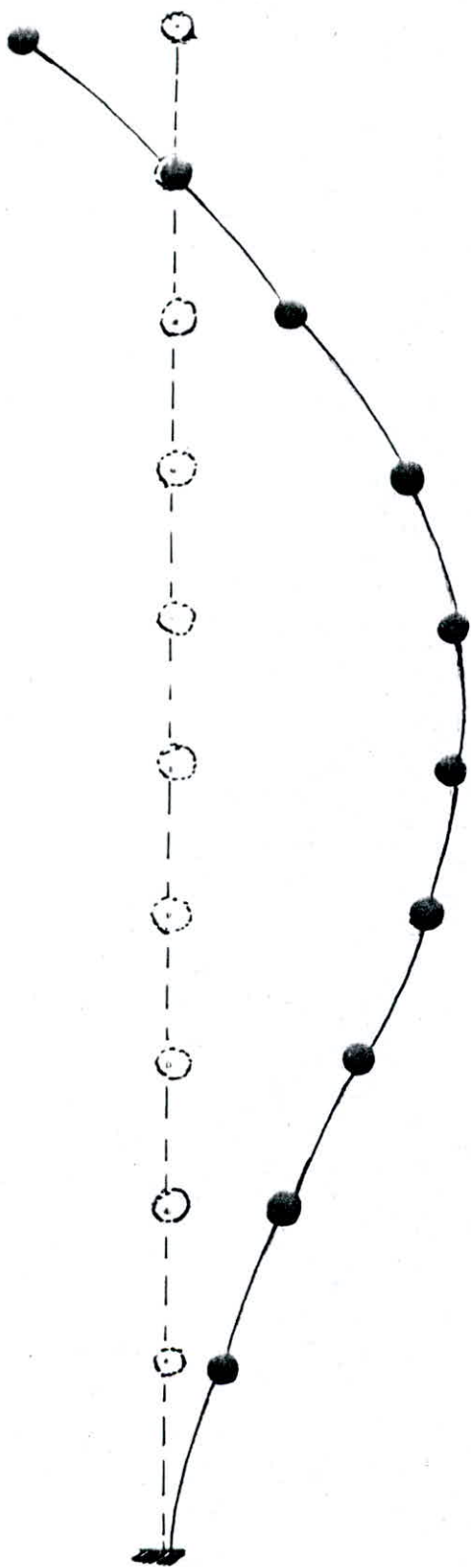
Resultats obtenus par le calcul automatique:

	S.L	S.T
1 <sup>er</sup> Mode	0,420	0,369
2 <sup>e</sup> Mode	$6,62 \cdot 10^{-2}$	$5,8 \cdot 10^{-2}$
3 <sup>e</sup> Mode	$2,35 \cdot 10^{-2}$	$1,62 \cdot 10^{-2}$





1<sup>er</sup> MODE



2<sup>eme</sup> MODE

**(H · 6 ·**

**ETUDE AU VENT**

**ETUDE AU**

**CONTREVENTEMENT**

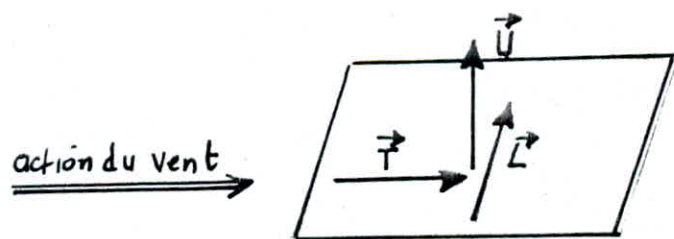
## ETUDE AU VENT

Introduction: Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la structure en 1<sup>er</sup> lieu de la période et du mode fondamental à oscillations de la structure dans la direction étudiée.

A de faible vitesse le régime du vent est laminaire les effets sur la construction ayant un caractère statique donc le calcul à ce stade ne présente pas d'intérêt. Pour des vitesses plus élevées le vent devient turbulent et agit par rafales successives, ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique et que leur période est voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage, les effets du vent deviennent dynamiques, il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

La force agissante est résultante de 3 composantes :

- La force de traînée  $T$  suivant la direction du vent et dans le plan Horiz.
- La force de derive  $L$  perpendiculaire à  $T$  dans le plan horizontal.
- La portance de derive  $U$  suivant la direction verticale ascendante.



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

Caractéristiques de la construction :

- Grand côté de la base :  $L = 31,50 \text{ m} = a$ .
- Petit côté de la base :  $b = 10,35 \text{ m} = b$

- Hauteur totale offerte au vent :  $H = 29,11 \text{ m}$ .

1<sup>o</sup> / FORCE DE TRAINÉE (T):

c'est l'effort le plus important donc il conditionne le dimensionnement de la construction au contreventement. Elle est donnée par

l'expression :  $T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$ .

a - coefficient de trainée :  $C_t$

Ce coefficient dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et de son élancement.

Notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire donc :

$$C_t = 1,3 \cdot \gamma_0$$

$\gamma_0$  : dépend des rapports de dimensions (donné par le diagramme R.IV.5 NV)

$$\lambda_a = R/a = 29,11/31,50 = 0,92 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 0,9$$

$$\lambda_b = h/b = 29,11/10,35 = 2,81 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1,0$$

$$b/a = 0,34$$

b. coefficient de majoration dynamique :  $\beta$  :

dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération.

$$\beta = (1 + \xi \cdot \tau) \theta$$

$\xi$  : coefficient de réponse en fonction de la période.

$\tau$  : Coefficient de pulsation : dépend du niveau considéré.

$\theta$  : Coefficient global dépend de la côte  $H_s$  du sommet du bâtiment.

On prend  $\beta = \max(\beta_{\text{cal}}, 1)$ .

Exemple de calcul :  $H_s = 29,11 \text{ m} < 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0,90$

pour  $h = 29,11 \rightarrow \tau = 0,33$  (R-III-4. NV65)

Longitudinalement  $T = 0,515 \text{ secondes}$ .

$$\rightarrow \xi = 0,40 \quad (\text{R-III} \cdot \text{NV65}).$$

Transversalement:  $T_t = 0,898 \text{ secondes} \rightarrow \xi = 0,52.$

$$\left. \begin{aligned} p_{el} &= (1 + 0,4 \cdot 0,33) \cdot 0,70 = 0,79 \\ p_{et} &= (1 + 0,52 \cdot 0,33) \cdot 0,70 = 0,82 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \beta = 1$$

c. Coefficient de reduction:  $\delta$

Éient compte de l'effet de dimensions donné par les règles NV65 en fonction de la hauteur de la construction

$$\left. \begin{aligned} h &= 29,11 \text{ m.} \\ a &= 31,50 \text{ m.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \delta = 0,775 \quad (\text{R-III} \cdot 2 \text{ NV65}).$$

d. Pression du vent:  $q$   $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$

$K_s$ : coefficient du site  $\rightarrow$  site exposé, région II  $\rightarrow K_s = 1,3$

$K_m$ : coefficient de masque  $\rightarrow K_m = 1.$

$q_H$ : pression dynamique agissant à la hauteur  $H$  au-dessus du sol:

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

$q_{10}$ : pression dynamique de base;  $q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$  pour la région II.

pour  $H = 29,10 \text{ m} \rightarrow q_{29} = 92 \text{ Kg/m}^2.$

Donc:  $q_n = 1,3 \cdot 1 \cdot 92 = 120 \text{ Kg/m}^2.$

On doit avoir:  $30 \leq \delta \cdot q_n \leq 170$  (Tableau V. NV65).

$$\delta \cdot q_n = 0,775 \cdot 120 = 93 \text{ Kg/m}^2.$$

e. Largeur du maître-couple:  $d$ :

Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction.

Sens transversal:  $d = a = 31,50 \text{ m.}$

Sens longitudinal:  $d = b = 10,00 \text{ m}$

Finalement on aura l'effort de traînée pour le niveau  $H = 29,11 \text{ m}$

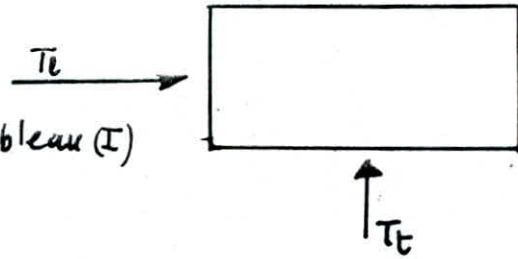
• Sens longitudinal :  $T_{rl} = C_f \cdot \rho_l \cdot S \cdot q_n \cdot b = 1122,55 \text{ kg/ml}$ .

• Sens transversal :  $T_{rt} = C_t \cdot \rho_t \cdot S \cdot q_n \cdot a = 3796 \text{ kg/ml}$ .

L'effort de traînée extrême est

donné par :  $T_r^e = 1,75 \cdot T_r$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (I)



## 2. FORCE DE DERIVE: L

C'est une action perpendiculaire au vent. La force de derive  $L$  prend en compte l'action du tourbillon de (KARMAN) qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ( $V \leq 25 \text{ m/s}$ )

La théorie de (Karman) montre que la période des tourbillons est donnée

par :  $T_k = d / S \cdot V$

$V$ : vitesse du vent

$d$ : longueur du maître-couple.

$S$ : nombre de Strouhal. Pour des bâtiments à base prismatique on a

$0,25 \leq S \leq 30$ .

Il y a résonance lorsque  $T = T_k$  donc  $V_{cr} = d / S \cdot T$

• Sens longitudinal :  $T = 0,515 \text{ secondes}$   
 $S = 0,25$   
 $d = 10,35 \text{ m}$  }  $V_{cr} = 80 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

• Sens transversal :  $T = 0,898 \text{ sec.}$   
 $S = 0,25$   
 $d = 31,50 \text{ m}$  }  $V_{cr} = 140 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Donc il est inutile de faire le calcul à la résonance.

### 3- PORTANCE DE DERIVE : U

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$$

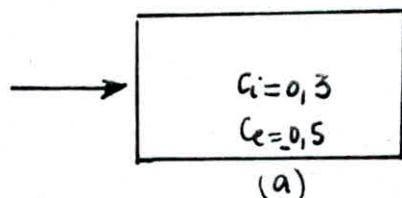
a- Coefficient de portance:  $C_u = C_i - C_e$

$C_i$ : coefficient de surpression interieure sur la terrasse

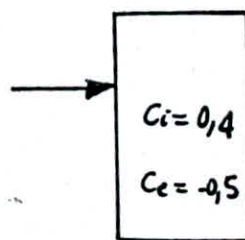
$$\mu < 5 \rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \delta_0) \quad (\text{NV65. 2.1.4.1})$$

$$\gamma_0 = 1 \rightarrow C_i = 0,3$$

$$\gamma_0 = 0,9 \rightarrow C_i = 0,4$$



(a)



(b)

$C_e$ : coefficient de depression exterieure sur la terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{R. III. 6 NV65}).$$

donc: (a)  $C_u = 0,3 + 0,5 = 0,8$

(b)  $C_u = 0,4 + 0,5 = 0,9$

b- coefficient de dimension:  $\delta = 0,775$ .

c- Surface de la terrasse:  $S_u = 210 \text{ m}^2$

d- Pression du vent:  $q_n = 120 \cdot 10^{-3} \text{ t/m}^2$ .

donc:  $U_{ne} = 0,8 \cdot 0,775 \cdot 120 \cdot 10^{-3} \cdot 210 = 15,6 \text{ t}$ .

$U_{nt} = 0,9 \cdot 0,775 \cdot 120 \cdot 10^{-3} \cdot 210 = 30,6 \text{ t}$ .

portance extrême:  $U_e = 1,75 \cdot 17,50 = 30,6 \text{ t}$ .

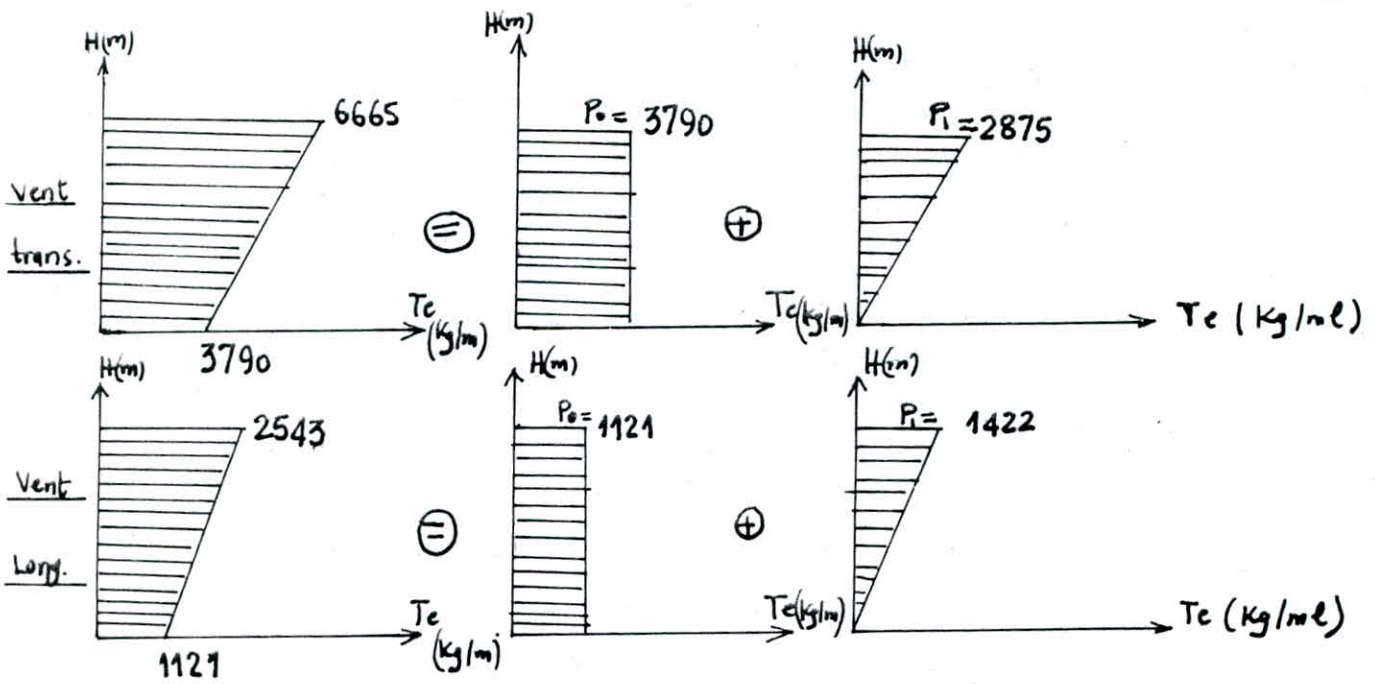
Le poids de la structure est:  $W = 3437 \text{ t}$  (partie exterieure au sol).

$U_{ext} < W$  donc les effets de la portance sont negligebles.

Les actions du vent sont, en fin de compte, materialisees uniquement par l'effort de trainee.

4- CALCUL DES EFFORTS: Le diagramme donnant  $T_e = f(H)$  est remplacé par un diagramme sensiblement equivalent et cela pour faciliter le calcul.





Effort résultant pour les niveau (voir tableau. II).

Ex: 1<sup>er</sup> s. SOL : (niveau 0) : Vent transversal

$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 \cdot h + P_1 \cdot h/2 = (P_0 + P_1/2) R = (3790 + \frac{2875}{2}) \cdot 29,11 = 152,17t$$

$$M_e = M_{e0} + M_{e1} = P_0 \cdot h^2/2 + P_1 \cdot h^2/3 = (P_0/2 + P_1/3) R^2 = 2417,89 t \cdot m.$$

Niveau	Transversement		Longitudinalement.	
	$H_e(t)$	$M_e(t \cdot m)$	$H_e(t)$	$M_e(t \cdot m)$
0	152,17	2417,89	74,73	1479,12
5	91,62	1706,5	61,55	1038,3
10	74,36	1102,13	50,50	667,17
15	55,65	617,23	36,96	371,83
20	36,95	264	25,56	158,37
25	18,25	55,15	13,09	32,92
29,11	0	0	0	0

Tableau. II Efforts résultants.

Niveau	Transversalement				Longitudinalement			
	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$S.q$ (kg/m <sup>3</sup> )	$d$ (m)	$Tr^e$ (kg/ml)	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$S.q$ (kg/m <sup>3</sup> )	$d$ (m)	$Tr^e$ (kg/ml)
0	68,25	52,89	31,50	3790	68,25	52,89	10,35	1121
5	80	62	„	4443	80	62	„	1695
10	91	70,5	„	5052	91	70,5	„	1928,5
15	100	77,5	„	5554	100	77,5	„	2119
20	108	83,7	„	5998	108	83,7	„	2289
25	114	88,35	„	6331,5	114	88,35	„	2416
29,11	120	93	„	6665	120	93	„	2543

$$\xi_t = 0,52 ; \xi_l = 0,40 ; \delta = 0,775$$

$$\tau = 0,33$$

$$k_s = 1,3$$

$$\theta = 0,70$$

$$\beta = 1$$

Tableau. I

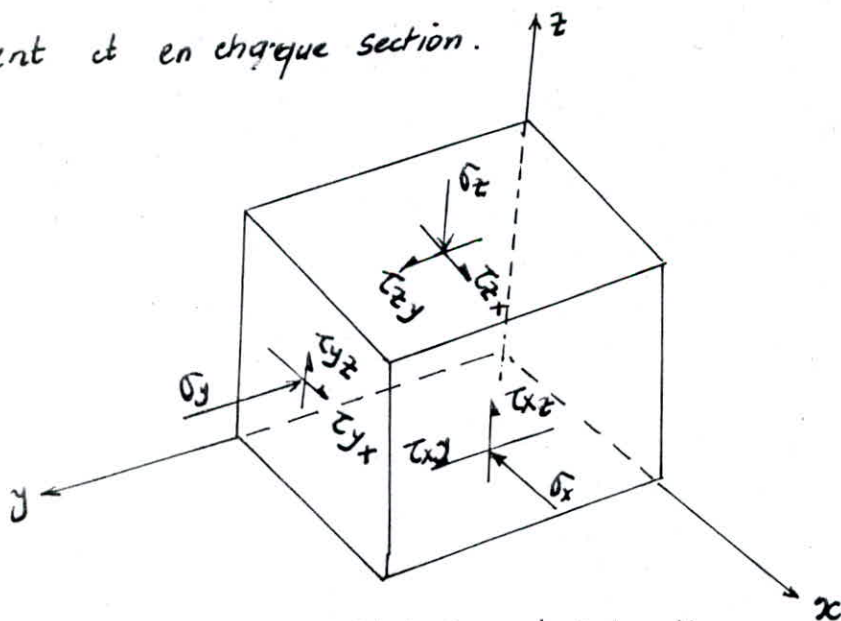
Efforts de traction ( $Tr$ )

1°/ BUT: L'étude au contreventement concerne la distribution des efforts horizontaux dus aux seisme et éventuellement au vent aux différents éléments de contreventement qui doivent être capables de reprendre l'ensemble de ces efforts et de les véhiculer aux fondations sans que les conditions suivantes ne soient bannies:

- Les contraintes calculées doivent être inférieures aux contraintes admissibles.
- Les déplacements calculés doivent être inférieurs aux déplacements admis sans oublier qu'au niveau des fondations la stabilité doit être vérifiée.

2°/ PRINCIPE DE CALCUL: En se basant sur la "théorie de l'élasticité dans le calcul des structures" qui consiste à former des systèmes d'équations respectant les 3 relations suivantes:

- Etude d'aspect physique (loi de contribution du matériau) qui nous établie la relation entre la contrainte et la déformation pour chaque élément et en chaque section.



Etat de contraintes d'un élément.

$E \cdot \epsilon = \sigma$  (loi de Hooke)

$$E \cdot \epsilon_x = \sigma_x - \nu \sigma_y - \nu \sigma_z$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \quad (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)) \quad (2)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad (3)$$

Les contraintes normales engendrent des déformations ( $\epsilon$ ) qui leurs sont en fonction. Comme c'est exprimé au dessus.

Les contraintes de cisaillement engendrent des rotations ( $\gamma$ ) qui leurs sont en fonction. On aura enfin de compte six équations exprimant l'état de contrainte d'un élément donné.

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{xy} \quad (4)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{yz} \quad (5)$$

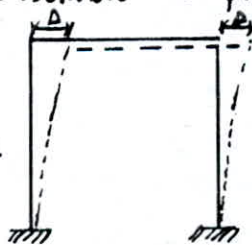
$$\gamma_{zx} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{zx} \quad (6)$$

En donnant les rotations en fonction des déplacements spécifiques ( $\epsilon$ ) et ainsi on peut donc résoudre le système complet de 6 équations et 6 inconnus.

- Condition de compatibilité (Saint-Venant);

Elle met en évidence la relation entre les déplacements des éléments de contreventement et les déplacements d'ensemble des planchers.

$\Delta_{voile} = \Delta_{plancher}$ .



- Relation d'équilibre des nœuds:

Elle exprime la relation d'équilibre à chaque niveau entre les forces extérieures et les efforts dans les éléments de contreventement. sous la loi de "Transformation d'Énergie"

• Les éléments de contreventement sont plans et parallèles donc on a deux degrés de liberté (le déplacement // au plan de l'élément et la rotation de l'ensemble des planchers)

Les éléments de réduction qui se développent à l'intérieur sont exprimés par deux équations d'équilibre de l'ensemble, soient :

$$\sum M/O = 0$$

$$\sum F_H = 0$$

Le problème étant hyperstatique d'où l'intervention des équations de déformation et de compatibilité géométrique avec leurs conditions aux limites.

### 3° Vérification des voiles participant au contreventement:

R.P.A. version 85 (art. 4.3.1.1)

• Ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$l \geq \max(h_e/2; 5.t)''$$

$l$ : longueur du voile.

$h_e$ : hauteur d'étage

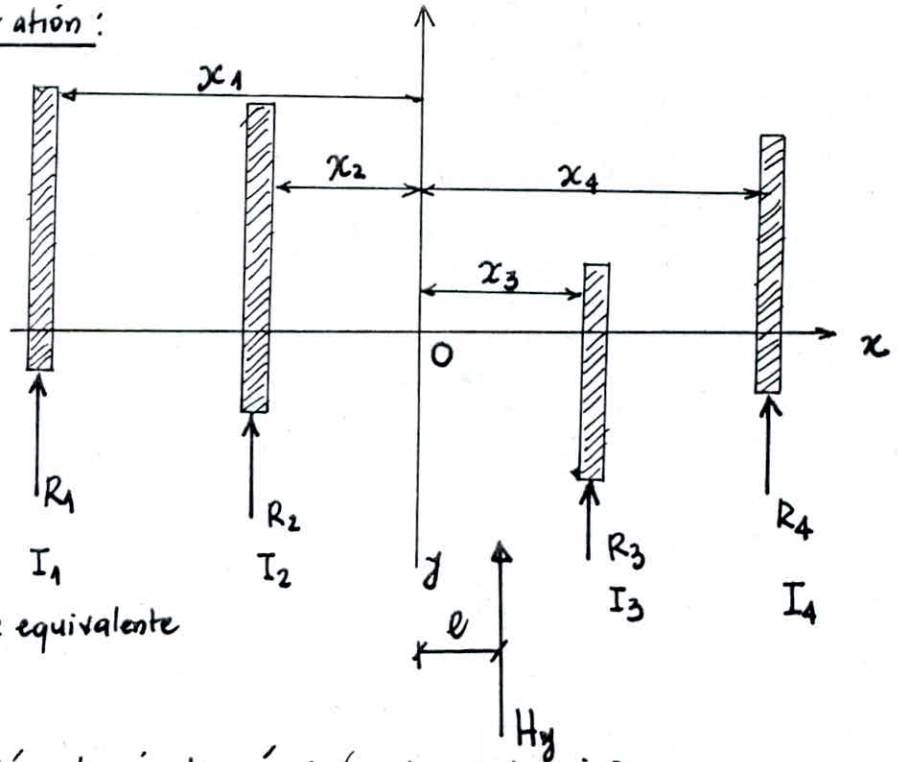
$t$ : épaisseur du voile.

Dans notre cas précis:  $t = 0,15m$  }  $5.t = 0,75m$  }  $\Rightarrow l \geq 1,43m$   
 $h_e = 2,86m$  }  $h_e/2 = 1,43m$  }

Seule le voile  $Vy_4$  ( $l = 1,35m$ ) ne participe au contreventement.

### 4° DISTRIBUTION DES FORCES ENTRE LES ELEMENT DE CONTR<sup>t</sup>:

Exemple de démonstration :



$I_i$  : désigne l'inertie équivalente de l'élément  $i$ .

$O$  : centre de gravité des inerties équi. (centre de torsion).

$H_y$  : résultante de l'effort horizontal au niveau considéré. Chaque refend s'oppose au déplacement engendré par  $H$  par une déformation dans le plan de flexion de valeur  $v_i$ .

$H$  s'applique en  $G$ ,  $GO = e \Leftrightarrow \begin{cases} H/0 \\ M = H \cdot e \end{cases}$   
 Les déplacements de  $H$  et  $M$  sont petits donc on peut les superposer par addition.

① Effet de  $H$  centré :

$$R_i = k \cdot I_i \cdot v_i$$

$k$  : constante de proportionnalité.

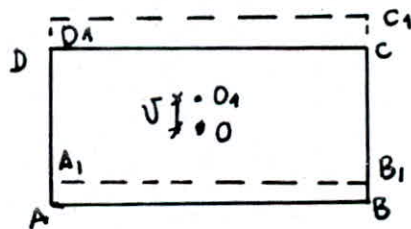
$I_i$  : Inertie équivalente du refend  $i$

$v_i$  : déplacement correspondant.

$$On \text{ doit avoir : } \sum R_j = H = k \cdot \sum I_j v_j = k \cdot v \sum I_j$$

$$\Rightarrow R_i = \frac{H}{v \cdot \sum I} \cdot I_i \cdot v = \frac{H \cdot I_i}{\sum I}$$

$$R_i = \frac{H \cdot I_i}{\sum I_j}$$



⑥ Effet de H.e:

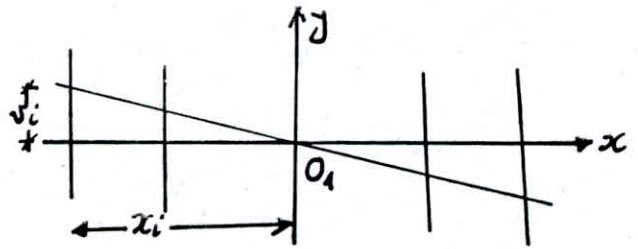
$$v_i = k' \cdot x_i$$

$$R_i = K \cdot I_i \cdot v_i = K k' \cdot I_i \cdot x_i$$

$$= k'' \cdot I_i \cdot x_i$$

$$H.e = \sum R_j \cdot x_j = k'' \cdot \sum x_j^2 \cdot I_j$$

$$R_i = \frac{H.e \cdot I_i \cdot x_i}{\sum x_j^2 \cdot I_j}$$



en additionnant les deux effets on aura:

$$R_i = H \cdot I_i \left( \frac{1}{\sum I_j} + e \cdot \frac{x_i}{\sum x_j^2 \cdot I_j} \right)$$

Remarque: 1° Le plancher tourne autour d'un point fixe F qui ne subit aucun effort  $R_F = 0 \Rightarrow \frac{1}{\sum I_j} + e \cdot \frac{x_F}{\sum x_j^2 \cdot I_j} = 0 \Rightarrow x_F = - \frac{\sum I_j \cdot x_j^2}{\sum I_j \cdot x_j}$

2° La même formule peut se démontrer par la notion de "poutre sur appuis élastiques"

**(H-7.**

**ETUDE SISMIQUE**

**Distribution Des Efforts Sismiques  
Dans Les Refends**

**Distribution Des Efforts Sismiques  
Dans Les Elements Des Refends**

**Methode Statique Equivalente  
Calcul Des Deformations**



1/ INTRODUCTION: Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue (sont des actions accidentelles) la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois les dommages sont comparables à un budget national annuel.

Ce tremblement est un mouvement d'une partie de la surface terrestre provoqué par des processus de déformations et ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre.



caractère de vibrations en fonction de la distance épacentrale.

Notre étude à ce propos consiste à déterminer les efforts sismiques probables d'une façon plus ou moins proche de la réalité afin de vérifier la résistance et la stabilité vis à vis des sollicitations dues à ces forces.

## 2/ DETERMINATION DES FORCES SISMQUES,

Chaque bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques latérales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure. Le règlement en vigueur "R.P.A" préconise une force sismique minimale (force réglementaire) donnée par la formule de base:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad \text{"R.P.A art. 3.3.1"}$$

V: désigne l'effort tranchant à la base du bâtiment.

A: Valeur de l'accélération dans la zone du territoire elle est prise dans le tableau 1. (§. 3.3.1.1)

D: facteur d'amplification dynamique moyen doit être obtenu par la figure 4 (§. 3.3.1.2)

B: facteur de comportement de la structure, valeur prise dans le tableau 2 (§. 3.3.1.3).

Q: facteur de qualité, valeur prise dans le tableau 3 (§. 3.3.1.4)

W: charge permanente (poids-mort du bâtiment).

Comme tous les règlements le RPA permet un calcul conventionnel qui assure le comportement élastique pour les séismes de faibles intensité d'où la notion de "sous-dimensionnement".

Le niveau bas des charges sismiques réglementaires (par rapport à celles qui assurent un comportement élastique) impose la nécessité de prendre des mesures constructives assurant une capacité suffisante de dissipation d'énergie sous forme de déformation élastique, d'où le comportement ductile.

### 2.1/ Détermination des coefficients:

$$\textcircled{A} : \left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage: } 2 \\ \text{zone: } 2 \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

$$\textcircled{B} : \left. \begin{array}{l} \text{Structure: en B.A} \\ \text{contreventement: Voiles porteurs} \end{array} \right\} \Rightarrow B = 1/4$$

③ : dépend de l'hyperstatisme et de la surabondance du syst, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation, et de la qualité du contrôle de la construction au cours de sa réalisation.

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

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

(l'observation est mentionné par: 0, la non observation est mentionné par: 0,1).

	L	T
1° conditions minimales des files porteuses	$P_1 = 0$	0
2° surabondance en plan	$P_2 = 0,1$	0
3° symétrie en plan	$P_3 = 0,0$	0,1
4° régularité en élévation	$P_4 = 0$	0
5° contrôle de qualité des matériaux	$P_5 = 0,1$	0,1
6° contrôle de qualité de la construction	$P_6 = 0,1$	0,1
	$\sum P_i = 0,3$	0,3

$Q = 1 + 0,3 = 1,3.$

① : dépend du : - type de sol  $\rightarrow$  sol meuble.  
- période du bâtiment.

$$D = 2\sqrt{0,5/T}$$

$$D = 2 \text{ pour } T < 0,5 \text{ secondes}$$

• Sens longitudinal :  $T = 0,420$

$$D = 2,00$$

• Sens transversal :  $T = 0,362$

$$D = 2,00$$

Pour les R.P.A :  $T = 0,09 \cdot H / \sqrt{L}$

• Sens transversal  $T = 0,898$  secondes  $\rightarrow D_{RPA} = 1,49 < D_{stdola}$

• Sens longitudinal  $T = 0,515$  "  $\rightarrow D_{RPA} = 1,97 < D_{stdola}$

On a bien la vérification  $D_{dyna} / D_{RPA} \geq 0,80$ .

$W = 3947,382$  tonnes. (Art. 3.3.15).

L'effort tranchant à la base sera donc :

• Sens transversal :  $V_t = 382$  t

• Sens longitudinal :  $V_L = 382$  t

3° DISTRIBUTION DES FORCES SISMQUES LATERALES

La force latérale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la struct. -ure selon les formules suivantes (art. 3.3.3)

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & (T \text{ en secondes}) \\ F_t \leq 0,25 V \end{cases}$$

• Quand  $T \leq 0,7 \text{ s}$ , prendre  $F_t = 0$ .

La partie restante de l'effort horizontal total  $V$  doit être distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot R_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

$F_k$ : désigne donc l'effort horizontal au niveau  $k$ .

Remarque: A chaque niveau désigné par  $k$ , la force  $F_k$  doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

Calcul de  $F_t$ : Nous avons dans les deux sens  $T < 0,7 \text{ s}$  donc  $F_t = 0$ .

donc:  $V^t - F_t^t = 382 \text{ t}$

$$V^l - F_t^l = 382 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^{10} W_i \cdot h_i = 58545,6 \text{ t.m.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous en utilisant les formules suivantes:

$$F_k^l = \frac{382}{58545,6} W_k \cdot h_k = 6,5 \times 10^{-3} W_k \cdot h_k$$

$$F_k^t = \frac{382}{58545,6} W_k \cdot h_k = 6,5 \times 10^{-3} W_k \cdot h_k.$$

Niv.	$h_k(m)$	$W_k(t)$	$W_k \cdot h_k (t.m)$	SENS LONGITUD et TRANSVERS		$M(t.m)$		
				$F_k(t)$	$F_k^{(t)} \text{ cumulé}$			
T	30,30	391,28	11855,784	77,35	77,35	0		
8°	27,44	322,15	8839,796	57,68	135,03	258,88		
7°	24,58	322,15	7918,447	51,67	186,70	645,00		
6°	21,72	"	6997,000	45,65	232,35	1179,00		
5°	18,86	"	6075,750	39,65	272,00	1843,55		
4°	16,00	"	5159,400	33,63	305,63	2717,65		
3°	13,14	"	4233,050	27,62	333,25	3670,74		
2°	10,28	322,15	3311,702	21,60	354,85	4685,61		
1°	7,42	349,85	2595,88	16,94	371,75	5748,82		
ROC	3,54	441,75	1563,79	10,20	381,99	7230,93		
1 <sup>ss</sup>	0	479,45	0	0	381,99	8583,18		
			$\Sigma = 58545,6$					

4° REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES DANS LES REFENDS:

4.1/ L'excentricité qui a été engendrée entre le centre de masse et le centre de torsion a provoqué une dissymétrie de notre bâtiment et ainsi des efforts supplémentaires dans les refends.

Le C.D.T d'un groupe de refends est caractérisé par:

- une force dont la ligne d'action passe par le C.D.T provoque uniquement une translation des refends parallèles à la direction de cette force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le C.D.T engendre uniquement une rotation dont le sens est le même que celui du moment.

- Les efforts sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités.
- La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force  $H$  (ou un couple) extérieur provoque sa translation ou sa rotation.

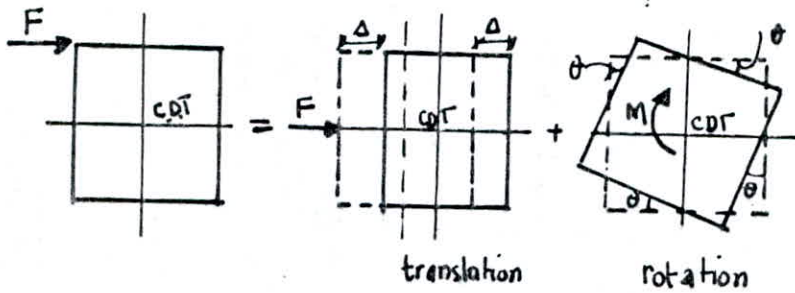
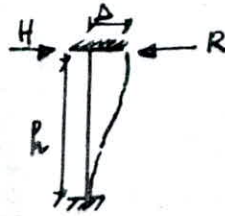
La rigidité d'un refend est donnée par:

$$R = 12 \cdot E \cdot I / h^3$$

$h$ : hauteur de refend.

$I$ : moment d'inertie du refend.

$E$ : module d'élasticité du matériau constituant le refend.



### Les efforts dans les refends:

- Les refends sont soumis à des efforts sismiques de rotation et de translation selon leur position envers la force sismique  $H$  appliquée au CG de l'ensemble qui se réduit en  $H_i$  et  $H_j$ . et  $M = H \cdot e$

Pour un refend parallèle à la direction de la force il est soumis à la rotation et trans.

Pour un refend normal à la direction de la force il est soumis à la rotation seule.

### Seisme agissant transversalement:

pour un refend transversal:  $H_i = H_{i\text{rot}} + H_{i\text{trans}} = H \cdot e \cdot I_{ix} \cdot X_i / J + H \cdot I_i / \sum I_{ix}$

pour un refend longitudinal:  $H_j = H_{j\text{rot}} = H \cdot e \cdot I_{jx} \cdot X_j / J$

### Seisme agissant longitudinalement:

pour un refend transversal:  $H_i = H_{i\text{rot}} = H \cdot e \cdot I_{iy} \cdot Y_i / J$

pour un refend longitudinal:  $H_j = H_{j\text{rot}} + H_{j\text{tr}} = H \cdot e \cdot I_{jy} \cdot Y_j / J + H \cdot I_j / \sum I_{jy}$

$H$ : force sismique exterieure

$e$ : excentricité.

$H_i$  et  $H_j$ : efforts repris par le refend transversal  $i$  et longitudinal  $j$  respectivement.

$$J = \sum_{i=1}^n I_{ix} x_i^2 + \sum_{j=1}^n I_{jy} y_j^2$$

$x_i, y_i$ : coordonnées du centre de gravité du refend considéré ( $i$ ) au C.D.M

$$x_i = x'_i - x_T ; y_i = y'_i - y_T$$

soit un repère  $x, y$  centré au C.D.T, et un repère  $x', y'$  (un repère) arbitraire choisi en fonction de commodité de calcul.

Les forces distribuées dans les refends sont ainsi:

• Seisme longitudinal:

$$H_y = H'_y + H''_y = \bar{H}_y \cdot I_x / \sum I_x + \bar{M} \cdot x \cdot I_x / J$$

• Seisme transversal:

$$H_x = H'_x + H''_x = \bar{H}_x \cdot I_y / \sum I_y + \bar{M} \cdot y \cdot I_y / J$$

Remarque: L'effort sismique dans un sens considéré est repris par les voiles parallèles à cet effort, car leur inertie est grande par rapport à l'axe perpendiculaire à l'effort sismique.

Il est conseillé de faire une vérification de l'effort exterieur à la base de chaque refend.

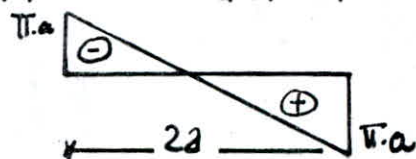
Le moment exterieur pour un refend à plusieurs files d'ouvertures:

$$M = M_1 + M_2 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + c_3 + \dots) + 2N_3(c_3 + c_4 + \dots) + \dots$$

$M$ : est le moment cumulé à la base du refend correspondant.

Pour les voiles pleins le moment fléchissant est nul.

d'effort tranchant  $H$  dans le linteau engendre un moment d'encastrement  $M = \pi \cdot a$ , avec  $a$  la demi-travée du linteau



$H''_x$  et  $H''_y$  sont négligées si elles sont négatives (Art. 335 RPAB1)







VOILES LONGITUDINAUX

K <sub>i</sub> (t)	N <sup>o</sup>	F <sub>X1</sub> , F <sub>X3</sub>			F <sub>X2</sub>			F <sub>X4</sub>			F <sub>X5</sub>			V <sub>X1</sub> , V <sub>X2</sub>			V <sub>X3</sub>			V <sub>X4</sub>			V <sub>X5</sub>			V <sub>X6</sub> , V <sub>X7</sub>		
		H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M	H	T	M
7,35	Terr	5,32	5,32	0	0,83	0,83	0	7,89	7,89	0	10,27	10,27	0	0,25	0,25	0	0,44	0,44	0	23,48	23,48	0	23,48	23,48	0	0,25	0,25	0
7,68	8 <sup>e</sup>	3,96	9,28	15,21	0,62	1,45	2,37	5,88	13,77	22,56	7,93	18,20	29,37	0,18	0,43	0,71	0,33	0,77	1,26	17,50	40,98	67,15	17,50	40,98	67,15	0,19	0,44	0,71
11,67	7 <sup>e</sup>	3,55	12,83	41,75	0,56	2,01	6,52	5,27	19,04	61,95	7,10	25,30	81,42	0,16	0,59	1,94	0,29	1,06	3,46	15,68	56,66	184,35	15,68	56,66	184,35	0,17	0,61	1,97
5,65	6 <sup>e</sup>	3,14	15,97	78,44	0,49	2,50	12,27	4,65	23,69	116,40	6,27	31,57	153,78	0,15	0,74	3,63	0,26	1,32	6,49	13,86	70,52	346,39	13,86	70,52	346,39	0,15	0,76	3,72
9,65	5 <sup>e</sup>	2,73	18,70	114,12	0,43	2,93	19,41	4,04	27,73	184,15	5,45	37,02	244,07	0,13	0,87	5,75	0,23	1,55	10,26	12,03	82,55	548,08	12,03	82,55	548,08	0,13	0,89	5,89
3,63	4 <sup>e</sup>	2,31	21,01	177,61	0,36	3,29	27,79	3,43	31,16	263,40	4,62	41,64	349,95	0,11	0,98	8,23	0,19	1,74	14,70	10,21	92,76	784,17	10,21	92,76	784,17	0,11	1,00	8,43
7,62	3 <sup>e</sup>	1,90	22,91	237,69	0,29	3,58	37,20	2,82	33,98	352,58	3,79	45,43	469,04	0,09	1,07	11,04	0,16	1,90	19,67	8,38	101,14	1049,40	8,38	101,14	1049,40	0,09	1,09	11,29
11,60	2 <sup>e</sup>	1,48	24,39	303,21	0,23	3,81	47,45	2,20	36,18	449,76	2,97	48,40	598,97	0,07	1,14	14,09	0,12	2,02	25,11	6,55	107,68	1338,72	6,55	107,68	1338,72	0,07	1,16	14,41
5,94	1 <sup>e</sup>	1,16	25,55	372,97	0,18	3,99	58,34	1,73	37,91	553,24	2,33	50,73	737,33	0,05	1,19	17,36	0,09	2,11	30,88	5,14	112,83	1646,70	5,14	112,83	1646,70	0,05	1,21	17,73
0,20	RDC	1,39	26,94	472,01	0,10	4,09	73,82	1,63	39,55	700,23	1,63	52,36	934,22	0,03	1,22	21,97	0,06	2,17	39,07	1,54	114,37	2001,54	1,54	115,32	2214,50	0,03	1,24	22,46
0	1 <sup>ss</sup>	0	26,94	567,47	0	4,09	88,30	0	39,55	840,73	0	52,36	1119,58	0	1,22	26,29	0	2,17	46,75	0	114,37	2429,37	0	115,32	2492,73	0	1,24	26,81
moment exterieur à la base		567,47			88,30			840,33			1119,58			26,29			46,75			2489,37			2492,73			26,81		

## VOILES TRANSVERSAUX

F <sub>z</sub> (t)	Elt Niv.	F <sub>y1</sub>			F <sub>y2</sub>			F <sub>y3</sub>			F <sub>y4</sub>			V <sub>y1</sub>			V <sub>y2</sub>			V <sub>y3</sub>			V <sub>y4</sub>		
		H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)
77,35	Terrasse	6,16	6,16	0	7,69	7,69	0	1,58	1,58	0	2,04	2,04	0	14,54	14,54	0	10,76	10,76	0	2,97	2,97	0	0,03	0,03	0
57,68	8°	4,59	10,75	17,62	5,73	13,42	21,99	1,17	2,75	4,52	1,52	3,56	5,83	10,85	25,39	41,58	2,03	18,79	30,77	2,21	5,18	8,49	0,02	0,05	0,08
54,67	7°	4,12	14,87	48,36	5,14	18,56	60,37	1,05	3,80	12,38	1,36	4,92	16,01	9,72	35,11	114,19	7,19	25,98	85,08	1,98	7,16	23,30	0,02	0,07	0,23
45,65	6°	3,63	18,50	90,89	4,54	23,10	113,45	0,93	4,73	23,25	1,21	6,13	30,08	8,58	43,69	214,61	6,35	32,33	159,38	1,75	8,91	43,78	0,02	0,09	0,43
39,65	5°	3,16	21,66	143,80	3,94	27,04	179,52	0,81	5,54	36,78	1,05	7,18	47,62	7,45	51,14	339,57	5,52	37,85	251,85	1,52	10,43	69,26	0,02	0,11	0,68
33,63	4°	2,68	24,34	209,74	3,34	30,38	256,35	0,68	6,22	52,62	0,88	8,06	68,15	6,32	57,46	485,33	4,68	42,53	360,10	1,29	11,72	99,09	0,01	0,12	0,99
27,62	3°	2,20	26,54	275,36	2,75	33,13	343,74	0,56	6,78	70,41	0,73	8,79	91,20	5,19	62,65	650,16	3,84	46,37	481,74	1,06	12,78	132,61	0,01	0,13	1,34
21,60	2°	1,72	28,26	351,26	2,15	35,28	438,49	0,44	7,22	89,30	0,57	9,36	116,34	4,06	66,71	829,34	3,00	49,37	614,35	0,83	13,61	169,16	0,009	0,139	1,71
16,59	1°	1,35	29,61	432,08	1,68	36,96	539,29	0,34	7,56	110,45	0,45	9,81	143,11	3,18	69,89	1020,13	2,36	51,73	755,55	0,65	14,26	208,08	0,007	0,146	2,10
10,20	R.D.C	1,28	30,89	546,87	1,52	38,48	682,30	0,23	7,79	139,78	0,28	10,09	181,17	1,25	71,14	1291,30	1,55	53,28	956,26	0,39	14,65	263,40	0,005	0,151	2,66
0	1 <sup>er</sup> SS	0	30,89	656,30	0	38,48	819,02	0	7,79	167,36	0	10,09	216,89	0	71,14	1543,71	0	53,28	1144,77	0	14,65	315,27	0	0,151	3,20
Moment extérieur à la base.		656,32			819,02			167,36			216,89			1543,13			1144,87			335,27			03,20		

VOILES TRANSVERSAUX (suite)

Niv. / Ekt	Vy5			Vy6			Vy7			Vy8			Vy9			Vy10			Vy11		
	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)	H(t)	T(t)	M(t.m)
Terrasse	2,36	2,36	0	0,28	0,28	0	0,29	0,29	0	2,44	2,44	0	3,12	3,12	0	12,03	12,03	0	17,20	17,20	0
8	1,76	4,12	6,75	0,21	0,49	0,80	0,22	0,51	0,83	1,82	4,26	6,97	2,33	5,45	8,92	8,97	21,00	34,40	12,82	30,02	49,19
7	1,57	5,69	18,53	0,19	0,68	2,20	0,19	0,70	2,28	1,63	5,89	19,16	3,08	7,53	24,51	8,03	29,03	94,46	114,9	41,51	135,05
6	1,39	7,08	34,80	0,17	0,85	4,14	0,17	0,87	4,29	1,44	7,33	36,00	1,84	9,37	46,04	7,09	36,12	177,49	10,15	51,66	253,77
5	1,21	8,29	55,05	0,15	1,00	6,57	0,15	1,02	6,77	1,25	8,58	56,97	1,60	10,97	72,84	6,16	42,28	280,79	8,82	60,48	401,51
4	1,02	9,31	78,76	0,12	1,12	9,43	0,13	1,15	9,69	1,06	9,64	81,51	1,36	12,33	104,20	5,23	47,51	401,71	7,93	68,41	574,48
3	0,84	10,15	105,39	0,10	1,22	12,63	0,10	1,25	12,98	0,87	10,51	109,08	1,11	13,44	139,48	4,29	51,80	537,59	6,14	74,55	770,14
2	0,66	10,81	134,42	0,08	1,30	16,12	0,08	1,33	16,56	0,68	11,19	139,14	0,87	14,31	177,12	3,36	55,16	685,74	4,80	79,35	983,35
1	0,52	11,33	165,33	0,06	1,36	19,84	0,06	1,39	20,36	0,53	11,72	171,14	0,68	14,99	218,84	2,63	57,79	843,49	3,77	83,12	1210,29
RDC	0,04	11,37	209,29	0,34	1,70	25,11	0,34	1,73	25,75	0,04	11,76	216,62	0,41	15,4	277,00	1,67	59,46	1067,22	1,42	84,54	1532,30
NCS	0	11,37	249,54	0	1,70	31,13	0	1,73	31,87	0	11,76	258,25	0	15,4	331,52	0	59,46	1278,21	0	84,54	1832,07
Moment exterieur à la base	249,54			31,13			31,87			258,25			331,52			1278,21			1832,07		

## EFFORTS DANS LES REFENDS ET LES LINTEAUX

INTRODUCTION: pour calculer les efforts sollicitants les éléments de refends, on applique la méthode proposée par MM. Albiges et Goulet fournissant des abaques pour le calcul pratique, l'objet de cette méthode consiste à calculer les coefficients  $\Psi$  et  $\Phi$  à l'aide des abaques pratiques, ces coefficients dépendent de  $\alpha$  et  $\xi$ . (degré de monolithisme et position du niveau considéré par rapport à la base).

TYPES DE REFENDS: Le présent ouvrage comporte des refends pleins et des refends comportant des files d'ouvertures dont le nombre pouvant aller jus qu'à 4.

• Refends pleins: Le calcul est celui d'une section rectangulaire en B.A calculée sous la charge verticale et les efforts du seisme

• Refends à une file d'ouvertures:

(a) Hypothèses:

1. Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend (élément de refend: partie de part et d'autre de la file d'ouvertures).
2. Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un voile présentant des ouvertures est assimilé à une structure constituée par des éléments de refends (trumeaux) liés par des linteaux uniformément distribués sur toute la hauteur du bâtiment.

• Refend à plusieurs files d'ouvertures: La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas de refends à plusieurs files d'ouvertures en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.

(b) Principales notations :1/ Refend à une seule file d'ouvertures : $Z$  : hauteur totale du bâtiment. $z$  : position du linteau - considéré à partir de la base du refend $h$  : hauteur d'étage. $2a$  : portée de l'ouverture. $2c$  : distance entre les 2 c.d.g. des deux trumeaux. $H_0$  : Effort tranchant à la base du refend - du aux efforts horizontaux. $\Pi$  : Effort tranchant dans le linteau. $N$  : Effort normale dans chaque élément de refend - du aux E. H. $\alpha_i$  :  $i=1,2$  : aires des éléments de refend. $I, i$  : inertie totale du refend et inertie du linteau respectivement. $E$  : module de déformation longitudinal. $M_i$  :  $i=1,2$  : moments dus au séisme à la base de l'élément 1 et 2 respect.(c) Efforts sous l'action du séisme horizontal dans le refend :• Efforts dans le linteau :- Effort tranchant :  $\Pi = (H_0 \cdot m \cdot h / I) \phi$ .- Moment d'encastrement :  $M = \Pi \cdot a$ . $\phi = \phi(\alpha, \xi) \longrightarrow$  abaque 8.23.a "M. Diver" $m$  : moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au c.d.g. de l'ensemble (voir le chapitre : Inerties équivalentes).• Efforts dans les éléments de refend :

$$M_{\alpha_j} = \left( \frac{I_j}{I_1 + I_2} \right) \cdot H_0 \cdot z \left[ (1 - \xi)^2 (2 + \xi) / 3 - \frac{2mc}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right]$$

$$N = \sum_{i=1}^j \Pi_i : (\text{à partir du niveau supérieur jusqu'au niveau } j \text{ considéré})$$

Remarque : On doit avoir à la base du refend pour la vérification de

l'équilibre extérieur:  $M = M_1 + M_2 + 2c \cdot N.$

$M$ : moment total cumulé à la base du refend.

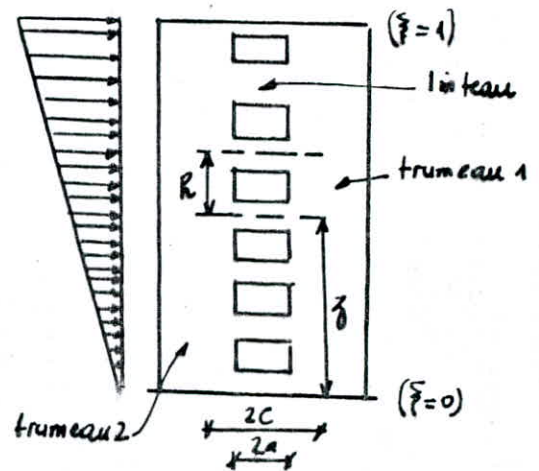
CAS PARTICULIERS: Selon la grandeur de  $\alpha$  on aura les simplifications suivantes:

•  $\alpha > 10$  les ouvertures sont petites  $\rightarrow \pi = (H_0 \cdot m \cdot R / I) (1 - \xi)^2$

$M_1 = M_2 = 0 \Rightarrow$  Vérification à faire:  $N = \sum \pi = M / 2c.$

•  $1 < \alpha < 10$  les ouvertures sont moyennes.  $M = M_1 + M_2 + 2c \cdot N.$

•  $\alpha < 1$  grandes ouvertures.  $\pi = 0$   $M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z / 2$



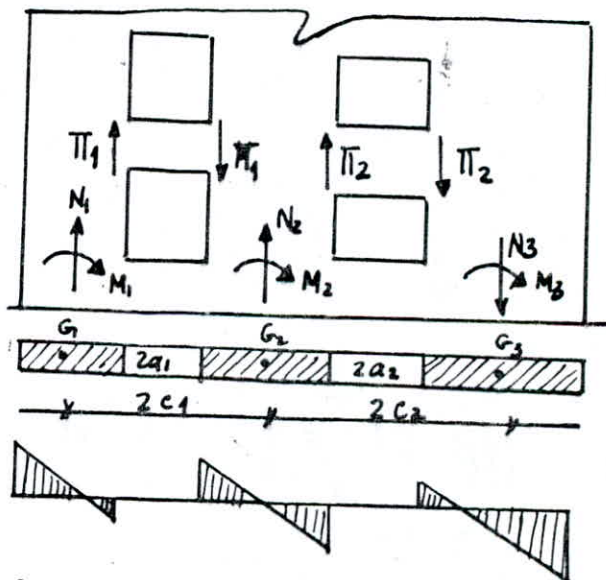
2/ Refend à plusieurs files d'ouvertures:

On suit le même procédé de calcul que le refend à une file d'ouvertures.

$$\omega^2 = \frac{6E'}{Eh \cdot \sum I_i} \sum \left( \frac{i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)$$

$$\alpha = \omega \cdot Z.$$

$$\pi_j = H_0 \cdot h \cdot \frac{i_j \cdot c_j}{2a_j^3 \cdot \sum (i_j \cdot c_j^2 / a_j^3)} \cdot \phi$$



$\phi = \phi(\alpha, \xi) \rightarrow$  Abaque B.23.a M. Diver.

$$N_1 = \sum \pi_1^i$$

$$N_2 = \sum \pi_2^i - \sum \pi_1^i ; N_3 = \sum \pi_3^i$$

les moments sont évalués par:

$$M_i = (I_i / \sum I_i) \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \psi(\xi, \xi) \right]$$

$\psi \longrightarrow$  Abaque 823.b. M. Divers.

Vérification à faire:  $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) +$

Remarque: a) dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures  $2N_3(C_3 + \dots)$

le degré de concordance  $\alpha$  n'a plus de rapport avec la largeur des ouvertures contrairement au refend à une seule file d'ouvertures, une grande valeur de  $\alpha$  correspond souvent aux grandes ouvertures.

Dans les refends à plusieurs files d'ouvertures la grandeur des ouvertures est caractérisée par le rapport de la surface des ouvertures à celle de refend complet.

N.B:  $\Omega$  désigne la surface verticale et non transversale.

•  $\rho = \frac{\sum \Omega_{\text{ouvertures}}}{\Omega_{\text{totale}}} > 25 \longrightarrow$  moyennes ouvertures.

•  $\rho \in [10; 25] \longrightarrow$  petites ouvertures.

•  $\rho < 10 \longrightarrow$  refend pratiquement monolithique.

b) Dans le cas de petites ouvertures la formule donnant  $\pi$  pour les refends à plusieurs files d'ouvertures donnant des valeurs par excès pour les ouvertures extrêmes et par défaut pour les ouvertures centrales pour cela il est conseillé de faire 2 évaluations et en prendre la valeur moyenne.

a) 1<sup>ère</sup> évaluation avec la formule citée.

b) 2<sup>ème</sup> évaluation  $\pi_i = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot h_i}{I} (1 - \xi)$

$m_i$  est le moment statique de l'élément I de refend (ou des éléments de refend) qui tend (qui tendent) à glisser par rapport au linteau pris en considération.

$m_c$  est calculé par rapport au CdG de l'ensemble des éléments.

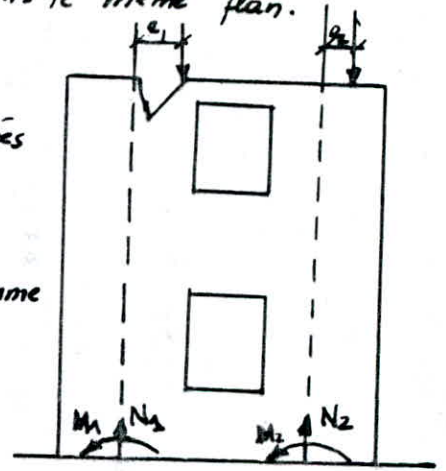
pour certains auteurs le refend à une ou plusieurs files d'ouvertures est monolithique si:



- a) La hauteur des linteaux  $\leq 20\%$  de la hauteur d'étage.  
 b) La largeur de l'ouverture (ou somme des largeurs des ouvertures) en plan horizontal est  $\leq 15\%$  de la largeur du refend dans le même plan.

CAS DE SOLLICITATIONS VERTICALES:

D'après M. DAVIDOVICI si les ouvertures sont disposées d'une manière dissymétrique par rapport à leurs axes alors les charges verticales ( $G, Q$ ) sont excentrées comme l'indique la figure. La redistribution des efforts des éléments dans les refends engendre des moments  $M_1$  et  $M_2$  (cas d'une seule file d'ouvertures) et des efforts  $N_1, N_2$ . Mais puisque ces moments sont négligeables devant ceux dus au séisme on néglige donc cette excentricité et on ne tient compte que de l'effort normal de compression dans les trumeaux.



V<sub>3</sub>: Voile à une seule file d'ouverture

$H_0 = 14,65 \text{ t}$ $M = 0,573 \text{ m}^3$ $2C = 4,05 \text{ m}^3$ $I_1 = 0,39 \text{ m}^4$	$I_2 = 0,031 \text{ m}^4$ $I = 2,74 \text{ m}^4$ $\alpha = 15,12$ $M = 335,27 \text{ m.t}$	$K = \frac{(1 - \epsilon)^2 (2 + \epsilon)}{3} - \frac{2mC}{I} \phi$
		$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC$ $e = 3,70\% \text{ (Par excés)}$

NIVEAU	z	$\phi$	$\frac{(1-\epsilon)^2}{3}$	$\phi$	$\frac{2mC}{I} \phi$	K	$\pi$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	N
Terrasse	4,0	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0
8 <sup>e</sup>	0,9	0,20	$3,33 \cdot 10^3$	0,02	0,017	$-7,34 \cdot 10^3$	0,19	-3,190	-0,253	0,19
7 <sup>e</sup>	0,8	0,36	$13,33 \cdot 10^3$	0,04	0,034	$3,32 \cdot 10^3$	0,77	1,446	0,115	0,96
6 <sup>e</sup>	0,7	0,50	0,03	0,08	0,067	0,014	1,74	6,099	0,485	2,70
5 <sup>e</sup>	0,6	0,64	0,05	0,13	0,110	0,02	3,09	8,710	0,693	5,79
4 <sup>e</sup>	0,5	0,75	0,08	0,22	0,186	0,014	4,82	6,097	0,486	10,61
3 <sup>e</sup>	0,4	0,84	0,12	0,30	0,254	0,034	6,95	14,811	1,177	17,56
2 <sup>e</sup>	0,3	0,90	0,16	0,38	0,322	0,046	9,46	20,039	1,593	27,02
1 <sup>e</sup>	0,2	0,95	0,21	0,47	0,398	0,064	12,35	27,881	2,216	39,37
RDC	0,1	0,98	0,27	0,57	0,483	0,084	15,63	36,593	2,908	55,00
1 <sup>er</sup> S.S	0	1,00	0,33	0,66	0,559	0,101	19,30	43,99	3,497	74,30

Verification au niveau  
de la base du 1er étage

Mint = 725,24 t.m.

Maxt = 755,55 t.m.

$e = \Delta M / M = 4\%$  par défaut.

$V_{y2} - V_{y10}$

voiles à 2 files d'ouvertures.

étage	$\xi$	$\phi$	$\psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$\pi_1$	$\pi_2$	$N_1$	$N_2$	$N_3$
Terrasse	1,0	0,16	0	0	0	0	1,33	4,89	1,33	3,56	4,89
8 <sup>e</sup>	0,9	0,24	0,025	-2,09	-1,64	-20,90	2,00	7,34	3,33	8,90	12,23
7 <sup>e</sup>	0,8	0,36	0,052	-2,00	-1,57	-19,95	3,00	11,01	6,33	16,91	23,24
6 <sup>e</sup>	0,7	0,50	0,100	-2,59	-2,03	-25,83	4,17	15,29	10,50	28,03	38,53
5 <sup>e</sup>	0,6	0,62	0,160	-2,92	-2,29	-29,12	5,18	18,36	15,68	41,81	57,49
4 <sup>e</sup>	0,5	0,73	0,220	-1,60	-1,26	-15,97	6,09	22,33	21,77	58,05	79,82
3 <sup>e</sup>	0,4	0,80	0,290	-0,27	-0,21	-2,70	6,68	24,47	28,45	75,84	104,29
2 <sup>e</sup>	0,3	0,83	0,370	0,77	0,61	7,75	6,93	14,76	35,38	83,67	119,05
1 <sup>e</sup>	0,2	0,80	0,470	-0,09	-0,07	-0,91	6,68	24,47	42,06	101,46	143,52
RDC	0,1	0,60	0,520	6,76	5,77	64,55					
1 <sup>er</sup> ss	0	0	0,570	13,23	10,43	172,25					

Vérification :

$$M_{\min} = 2394,47 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 2489,37 \text{ t.m}$$

$$e = \Delta M / M = 3,8\% \text{ par défaut.}$$

Vx4 : Voies à 3 files d'ouvertures

Niveau	$\xi$	$\phi$	$\psi$	$\pi_1$	$\pi_2$	$\pi_3$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$	<
Terrasse	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8 <sup>e</sup>	0,9	0,16	0,02	4,76	"	6,67	-9,23	-0,41	-9,23	-15,02	4,76	0	1,91	6,67	—
7 <sup>e</sup>	0,8	0,35	0,04	10,41	"	14,60	-2,37	-0,10	-2,37	-3,87	15,17	0	4,19	21,27	┌
6 <sup>e</sup>	0,7	0,50	0,056	14,89	"	20,85	2,33	0,98	2,33	35,35	30,06	0	5,96	42,12	▭
5 <sup>e</sup>	0,6	0,63	0,13	18,76	"	26,28	7,74	0,33	7,74	12,59	48,83	0	7,51	68,40	
4 <sup>e</sup>	0,5	0,75	0,21	22,34	"	31,28	+1,48	+0,06	+1,48	+2,41	71,17	0	8,94	99,68	<
3 <sup>e</sup>	0,4	0,83	0,30	24,72	"	34,61	+10,71	+0,47	+10,71	17,44	95,89	0	9,88	134,29	X Δ
2 <sup>e</sup>	0,3	0,90	0,37	26,81	"	37,54	5,06	0,22	5,06	8,23	122,69	0	10,73	171,83	
1 <sup>e</sup>	0,2	0,95	0,47	28,29	"	39,62	+0,59	+0,03	+0,59	+0,95	150,99	0	11,32	211,45	
RDC	0,1	0,98	0,56	39,60	"	55,45	17,91	1,37	2,29	3,78	190,59	0	15,85	266,90	
1 <sup>er</sup> ss	0	1	0,66	36,97	"	51,76	10,68	5,16	10,68	1,73	227,57	0	14,79	318,66	

## METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.

### a/ Hypothèse de la méthode:

- 1°/ Le bâtiment a une hauteur  $\leq 45m$  en zone II.
- 2°/ La forme en plan du bâtiment est simple, proche d'un rectangle, les parties en saillie ou en retrait ne dépassent pas  $1/4 \cdot L$ .
- 3°/ La distance entre le COM et le CDT ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment.
- 4°/ Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

### b/ Détermination de la période:

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

• Sens longitudinal:  $T_x = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 29,11}{\sqrt{34,5}} = 0,446 \text{ sec.}$

• Sens transversal:  $T_y = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \cdot 29,11}{\sqrt{10,35}} = 0,814 \text{ sec.}$

### c/ Détermination de la force sismique:

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

$$A = 0,15 ; B = 1/4 ; D_x = 2 ; D_y = 2 \cdot \sqrt{0,5 / 0,814} = 1,57.$$

$$Q = 1,3 ; W = 3917,38$$

$$V_x = 0,15 \cdot 1/4 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 3917,38 = 381,9 \text{ t}$$

$$V_y = 0,15 \cdot 1/4 \cdot 1,57 \cdot 1,3 \cdot 3917,38 = 300,0 \text{ t.}$$

### d/ Distribution des forces latérales:

On a:  $F_{tx} = 0,07 \cdot T_x \cdot V_x \rightarrow F_{tx} = 0$  car  $T_x < 0,7 \text{ sec.}$

$$F_{ty} = 0,07 \cdot T_y \cdot V_y = 17 \text{ tonnes.}$$

e/ Distribution des forces  $F_k$ :

$$F_k = (V - F_t) W_k \cdot h_k / \sum W_i h_i$$

$$V_x - F_{tx} = V_x = 382 \text{ tonnes.}$$

$$V_y - F_{ty} = 300 - 17 = 283 \text{ tonnes.}$$

Tableau des résultats:• Sens longitudinal:

Niv	1 <sup>ss</sup>	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9(F)
$F_k$	0	8,17	13,57	17,32	22,14	26,94	31,77	36,58	41,42	46,23	62,0

• Sens transversal:

Niv	1 <sup>ss</sup>	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9(F)
$F_k$	0	7,75	12,53	16	20,44	24,89	29,34	33,79	38,24	42,69	57,25

Conclusion: Les résultats montrent que la méthode statique équivalente basée sur la période correspondante n'est pas satisfaisante et ceci vient du fait que la période est exprimée par une équation empirique et donne en général une valeur excessive sans tenir compte de la rigidité totale EI de éléments participant au contreventement.

Donc le fait de prendre le minimum de rigidité donne une valeur assez grande de la période, donc un coefficient de calcul dynamique faible ce qui n'est pas dans le sens de la sécurité.

## CALCUL DES DEFORMATIONS

Le calcul peut se faire par deux méthodes : l'une exacte, l'autre approchée.

a) Méthode exacte: Le calcul se fera à l'aide de la matrice de souplesse  $[S]$ . Connaissant le vecteur force  $[F]$ , nous pouvons déterminer les déplacements à chaque niveau donnés par le vecteur  $[v_i]$ .

Dans notre présent cas nous allons vérifier cela pour les voiles:

•  $V_{x1}$   $\longrightarrow$  Voile longitudinal ( $I_e = 11,68 \text{ m}^4$ )

•  $V_{y1}$   $\longrightarrow$  Voile transversal ( $I_e = 12,96 \text{ m}^4$ )

Et ainsi nous vérifions le déplacement relatif d'un niveau par rapport à un autre (il n'est pas nécessaire de déterminer tous les déplacements les cas les plus défavorables suffisent)

b) Méthode approximative: c'est celle de la R.D.M pour le calcul des fleches pour une console sollicitée par une charge triangulaire répartie.



$$f = (11/60) \cdot T_0 \cdot H^3 / EI$$

$$T_0 = q \cdot H / 2 \text{ (Effort tranchant à la base)}$$

### Recommandation pour "R.P.A"

• Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par  $(1/2\beta)$  pour obtenir le déplacement relatif.

•  $1/2\beta > 1$ .

• Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à un autre qui lui est adjacent ne doit pas dépasser  $0,005 h_e$  à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.





## DESCENTES DE CHARGE POUR G (charge permanente)

ce Niv	$F_{x1}$ 1-1,3	$F_{x2}$	$F_{x4}$	$F_{x5}$	$V_{x1}$ 1-1,3,5,7	$V_{x3}$	$V_{x4}$	$V_{x5}$	$F_{y1}$ 1-1,3,5	$F_{y2}$ 1-3,4	$V_{y1}$	$V_{y2}$ 1-2,4,7	$V_{y3}$	$V_{y4}$	$V_{y5}$ 1-3,5,8	$V_{y6}$	$V_{y7}$	$V_{y9}$	$V_{y11}$
S	20,68	0,94	19,69	16,09	3,14	4,34	20,28	"	20,28	9,76	22,44	<del>22,14</del>	11,84	0,607	4,16	1,42	1,30	11,84	22,44
T	28,86	6,00	29,80	26,60	1,99	2,75	12,81	"	28,38	6,18	14,22	14,22	23,19	0,38	2,63	0,90	0,82	23,19	14,22
8	47,19	14,26	55,94	53,89	5,83	9,06	44,93	"	54,32	20,95	49,16	34,17	41,39	5,15	16,93	7,60	7,45	41,39	47,87
7	65,52	18,66	74,69	72,17	8,69	13,47	66,82	"	73,14	31,15	73,05	76,29	53,92	7,71	25,28	11,36	11,14	53,92	71,17
6	83,85	23,06	93,49	90,46	11,74	17,88	88,70	"	91,96	41,35	97,04	122,41	66,95	10,27	33,59	15,12	14,83	66,45	94,47
5	102,18	27,46	112,19	108,74	14,38	22,29	110,59	"	110,79	51,55	120,98	168,77	78,98	12,83	41,98	18,87	18,52	78,98	117,77
4	120,52	31,86	130,94	127,02	17,22	26,70	132,49	"	129,61	61,75	144,92	214,66	91,51	15,39	50,33	24,13	22,21	91,51	141,05
3	138,85	36,27	149,69	145,34	20,06	31,11	154,29	"	148,93	71,95	168,86	264,78	104,04	17,95	58,60	26,39	25,90	104,04	164,37
2	157,18	40,67	168,45	163,59	22,89	35,52	176,27	"	167,25	82,15	192,80	306,94	116,57	20,51	67,03	30,15	29,58	116,57	187,67
1	175,51	45,07	187,20	181,87	25,73	39,93	198,16	"	186,07	92,35	216,72	353,03	129,10	23,07	75,38	33,91	33,27	129,10	210,98
RDC	198,73	50,84	210,86	203,46	28,93	45,62	220,65	"	208,08	104,64	239,62	405,03	142,65	26,68	85,78	38,72	38,02	144,66	233,90
1 <sup>er</sup> ss	227,98	58,75	235,16	225,57	35,31	54,88	242,35	"	229,23	121,92	261,70	455,72	155,66	29,94	95,54	43,19	42,42	159,45	256,01
2 <sup>e</sup> ss	256,86	66,63	264,45	252,25	40,91	56,07	266,82	"	252,95	140,80	287,70	504,97	168,46	33,05	105,22	47,64	46,79	172,25	282,14

## DESCENTES DE CHARGES POUR $\Phi$ [surcharge d'exploitation]

ed Niv	$F_{x0}$ <small>i=1,3</small>	$F_{x2}$	$F_{x4}$	$F_{x5}$	$V_{x0}$ <small>i=1,3,5,7</small>	$V_{x3}$	$V_{x4}$	$V_{x5}$	$F_{y0}$ <small>i=1,2</small>	$F_{y1}$ <small>i=3,4</small>	$V_{y0}$	$V_{y1}$ <small>i=2,4,6</small>	$V_{y3}$	$V_{y4}$	$V_{y5}$ <small>i=1,3</small>	$V_{y6}$	$V_{y7}$	$V_{y8}$	$V_{y11}$
S	20,68	0,94	19,69	16,09	3,14	4,34	20,28	"	20,28	9,76	22,44	22,44	11,84	0,607	4,16	1,42	1,30	11,84	22,44
T	5,02	0,09	0,92	1,26	0,31	0,43	2,03	"	1,33	0,39	2,24	"	1,19	0,06	0,42	0,14	0,13	1,19	2,24
8	10,70	0,26	6,19	4,68	0,86	1,19	5,54	"	6,10	3,12	6,17	"	3,25	0,17	1,14	0,39	0,26	3,25	6,17
7	16,38	0,42	11,47	8,09	1,41	1,55	9,13	"	10,87	5,84	10,09	"	5,33	0,27	1,27	0,64	0,58	5,33	10,09
6	22,06	0,58	16,75	11,52	1,96	2,71	12,67	"	15,67	8,59	14,02	"	7,40	0,38	2,60	0,88	0,81	7,40	14,02
5	27,75	0,75	22,03	14,93	2,51	3,47	16,22	"	20,42	11,33	17,95	"	9,47	0,48	3,33	1,14	1,04	9,47	17,95
4	33,43	0,92	27,31	18,35	3,06	4,23	19,77	"	25,15	14,06	21,88	"	11,54	0,59	4,06	1,38	1,26	11,54	21,88
3	39,11	1,08	32,59	21,77	3,61	4,99	23,32	"	29,96	16,79	25,80	"	13,62	0,70	4,78	1,63	1,49	13,62	25,80
2	44,79	1,24	37,87	25,19	4,16	5,75	26,87	"	34,73	19,53	29,73	"	15,69	0,80	5,51	1,88	1,72	15,69	29,73
1	50,47	1,41	43,14	28,61	4,71	6,51	30,42	"	39,50	22,24	33,66	"	17,76	0,91	6,24	2,13	1,95	17,76	33,66
RDC	60,82	1,90	52,58	36,65	6,28	8,68	40,56	"	49,64	27,14	44,88	"	23,69	1,21	8,32	2,84	2,60	23,69	44,88
1 <sup>ss</sup>	71,15	2,40	62,88	44,70	7,85	10,85	50,70	"	59,78	32,02	56,10	"	29,60	1,51	10,40	3,55	3,25	29,60	56,10
2 <sup>ss</sup>	81,49	2,87	72,67	52,70	9,42	13,02	60,84	"	69,92	36,90	67,32	"	35,52	1,81	12,48	4,26	3,9	35,52	67,32

**(H - 8 -**

**COMBINAISON DES  
SOLLICITATIONS**

# SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

## Base de calcul:

Les éléments structureaux doivent être dimensionnés par des combinaisons des charges verticales et des charges sismiques données sur la base des règlements parasismiques en vigueur (R.P.A 81). La combinaison des charges et surcharges pour les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules suivantes données par les R.P.A (art. 3.5.2).

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

G: charge permanente verticale.

Q: surcharge d'exploitation non pondérée.

E: surcharge verticale due au séisme.

pour les voiles à plusieurs files d'ouvertures la distribution des charges verticales et surcharges sur les éléments du refend (trumeaux) se fait proportionnellement à leurs longueurs.

$$G_i = (l_i/l) \cdot G \quad ; \quad Q_i = (l_i/l) Q.$$

G: charge permanente revenant au voile considéré et au niveau considéré.

$G_i$ : " " " " trumeau "i" " "

$l_i$ : longueur du trumeau  $i$  + 1/2 longueur du linteau adjacent.

$l$ : longueur totale du voile.

la distribution des efforts tranchants dans les trumeaux se fait proportionnellement à leurs inerties.

$$T_i = T \cdot I_i / \sum I_i$$

$T_i$ : effort tranchant revenant au trumeau  $i$  au niveau considéré.

$T$ : " " " " voile considéré au niveau " "

$I_i$ : inertie correspondante du trumeau  $i$ .

Remarque: 1° On suppose que les charges verticales n'engendrent pas de moments fléchissants

2° L'effort normal (E) dû au séisme est nul pour les éléments flexibles.

## VOILES PLEINS [E=0]

NIV	Combinaison t, t <sub>m</sub>	$V_{x_1}, V_{x_2}$ $V_{x_3}, V_{x_4}$	$F_{x_2}$	$V_{y_5}$ $V_{y_8}$	$V_{y_6}$	$V_{y_7}$
8 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	6,69 4,66 0,71	14,52 11,40 2,37	18,07 13,54 6,75	7,99 6,08 0,80	7,80 5,96 0,83
7 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	10,10 6,95 1,94	19,08 14,90 6,52	27,15 20,22 18,53	12,01 9,09 2,20	11,72 8,91 2,28
6 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	13,70 9,39 3,63	23,65 18,45 12,27	36,19 26,87 34,80	16,00 12,10 4,14	15,64 11,86 4,29
5 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	16,89 11,50 5,75	28,20 22,00 19,41	45,31 33,58 55,05	20,00 15,10 6,57	19,56 14,81 6,77
4 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	20,28 13,77 8,23	32,77 25,50 27,79	54,38 40,26 78,76	25,51 19,30 9,43	23,48 17,77 9,69
3 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	23,67 16,05 11,04	37,35 29,02 37,20	63,38 46,88 105,39	28,00 21,10 12,63	27,39 20,72 12,98
2 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	27,05 18,31 14,09	41,90 32,50 47,45	72,54 53,62 134,42	32,03 24,12 16,12	31,30 23,66 16,56
1 <sup>c</sup>	G+Q 0,8G M	30,44 20,58 17,36	47,85 37,15 58,34	83,67 61,94 165,33	37,10 28,00 19,84	36,29 24,47 20,36
RDC	G+Q 0,8G M	35,21 23,86 21,97	55,58 43,47 73,82	95,51 69,75 209,29	42,28 31,55 25,11	41,33 30,98 25,75
1 <sup>c</sup> 1 <sup>ss</sup>	G+Q 0,8G M	43,16 28,24 26,29	61,15 47,00 88,30	105,94 76,43 249,54	46,74 34,55 31,13	46,27 33,93 31,87

1001

		8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	1 <sup>er</sup> SS	2 <sup>er</sup> SS	
$l_1/l = 0,643$	superposition												
	TRU MEAU I	G (t)	26,64	34,62	42,98	50,72	59,05	66,89	74,95	83,20	91,72	100,08	108,32
		Q (t)	2,032	3,42	4,76	6,09	7,42	8,76	10,08	11,42	15,22	19,03	22,84
		E (t)	0,19	0,96	2,7	5,79	10,61	17,56	27,02	39,37	55,00	74,30	
		G+Q+E	28,88	39,02	50,51	62,66	76,87	93,21	112,05	133,8	161,94	193,41	131,16
		0,8G+E	21,47	28,67	37,14	46,41	57,68	71,07	86,98	105,77	128,37	154,36	86,65
		0,8G-E	21,09	26,77	31,74	34,83	36,46	35,95	32,94	27,04	18,37	5,76	86,65
M <sub>2</sub> (tm)	-3,19	1,446	6,099	8,71	6,099	14,811	20,039	27,881	36,593	43,999			
$l_2/l = 0,357$	TRU MEAU II	G (t)	14,77	19,25	23,9	28,19	32,67	37,14	41,61	46,08	50,92	55,57	60,94
		Q (t)	1,25	1,90	2,64	3,38	4,12	4,86	5,60	6,34	8,45	10,56	12,68
		E (t)	0,19	0,96	2,7	5,79	10,61	17,56	27,02	39,37	55,00	74,30	
		G+Q+E	16,21	22,11	29,24	37,36	53,40	59,56	74,23	91,79	114,37	140,43	73,62
		0,8G+E	12,00	16,36	21,82	28,34	36,74	47,27	60,40	76,23	95,73	118,75	48,75
		0,8G-E	11,62	14,44	16,42	16,76	15,52	12,15	6,27	-2,506	-14,26	-29,84	48,75
	M <sub>2</sub> (tm)	-0,253	0,115	0,485	0,692	0,485	1,177	1,593	2,216	2,908	3,497		

 $l_1 = 4,05 \text{ m}$  $l_2 = 2,25 \text{ m}$ VOILE A UNE FILE DOUVERTURES :  $v_{y3}$

Super position	8	7	6	5	4
TRUMEAU I; $l_1/l = 0,269$					
G(L)	7,87	19,91	31,95	43,98	56,02
Q(L)	1,61	2,63	3,66	4,68	5,71
E(L)	3,33	6,33	10,50	15,68	21,77
G+Q+E	12,81	28,87	46,11	64,34	83,50
0,8G+E	9,62	22,26	36,06	50,86	66,59
0,8G-E	2,97	9,60	15,06	19,50	23,05
M <sub>2</sub> (Lm)	-2,09	-2,00	-2,59	-2,92	-1,60
TRUMEAU II; $l_2/l = 0,269$					
G(L)	8,12	20,52	32,93	45,34	57,74
Q(L)	1,66	2,71	3,77	4,83	5,89
E(L)	8,90	16,91	28,103	41,81	58,05
G+Q+E	18,68	40,14	64,73	91,98	121,68
0,8G+E	15,40	35,33	54,37	72,08	104,24
0,8G-E	-2,40	-0,49	-1,69	-5,54	-11,86
M <sub>2</sub> (Lm)	-1,64	-1,57	-2,03	-2,29	-1,26
TRUMEAU III; $l_3/l = 0,468$					
G(L)	14,12	35,70	57,29	78,88	100,46
Q(L)	2,89	4,72	6,56	8,40	10,24
E(L)	12,23	23,24	38,53	57,49	79,82
G+Q+E	29,24	63,66	102,38	144,77	190,52
0,8G+E	23,53	51,80	84,36	120,59	160,19
0,8G-E	-0,93	5,32	7,30	5,61	0,55
M <sub>3</sub> (Lm)	-20,90	-19,95	-25,83	-29,12	-15,97

$V_{y2} - V_{y40}$  : voiles à 2 files d'ouvertures.

3	2	1	RDC	1 <sup>er</sup> SS	2 <sup>er</sup> SS
68,06	80,10	92,14	105,71	118,95	131,79
6,73	7,76	8,79	11,71	14,64	17,57
28,45	35,38	42,06			
103,24	123,24	142,99			
82,90	99,46	115,77			
26,00	28,70	31,65			
-0,27	0,77	-0,09			
70,15	82,56	94,97			
6,94	8,00	9,05			
75,84	83,67	101,46			
152,93	174,23	205,48			
131,96	149,72	177,44			
-19,72	-17,62	-25,48			
-0,21	0,61	-0,07			
122,05	143,63	165,22			
12,07	13,91	15,75			
104,29	119,05	143,52			
238,41	276,59	324,49			
201,93	233,95	275,70			
-6,65	-4,15	-11,34			
-2,70	7,75	-0,91			



$V_{x4}$ : 3 files d'ouverture

	SUP	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	1 <sup>ss</sup>
TRUMEAU I EC = 0,256 L <sub>1/2</sub> = 0,154 L <sub>1/2</sub> <sup>1,35</sup> RDC	G	11,502	17,106	22,707	28,311	33,917	39,498	45,125	50,729	33,98	37,322
	Q	1,423	2,337	3,244	4,152	5,061	5,970	6,879	7,788	6,246	7,808
	E	4,760	15,170	30,060	48,830	71,170	95,89	122,69	150,99	190,59	227,57
	G+Q+E	17,685	34,613	56,011	81,293	135,358	141,358	236,634	209,507	230,816	272,700
	0,86+E	13,962	28,855	48,226	71,479	98,304	127,488	158,790	191,573	217,774	257,428
	0,86-E	4,442	-1,485	-11,894	-26,181	-44,036	-64,292	-86,590	-110,407	-163,406	-197,712
	M	-9,23	-2,37	22,33	7,74	-1,48	-10,71	5,06	-0,59	17,91	10,68
TRUMEAU II EC = 0,255 L <sub>1/2</sub> = 0,154 L <sub>1/2</sub> <sup>1,35</sup> RDC	G	6,919	10,290	13,660	17,031	20,403	23,761	27,146	30,517	57,148	71,493
	Q	0,856	1,406	1,951	2,498	3,045	3,591	4,138	4,685	11,965	14,957
	E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	G+Q+E	7,775	11,696	15,611	19,529	23,448	27,352	31,284	35,202	69,113	86,450
	0,86+E	5,535	13,767	10,928	13,625	16,322	19,009	21,717	24,414	45,718	57,194
	0,86-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	57,194
	M	-0,41	-0,10	0,98	0,33	-0,06	-0,47	0,22	-0,03	1,37	5,16
TRUMEAU III EC = 0,295 L <sub>1/2</sub> = 0,181 L <sub>1/2</sub> <sup>1,35</sup> RDC	G	13,254	19,712	26,167	32,624	34,315	39,961	45,654	51,323	57,148	71,493
	Q	1,640	2,693	3,738	4,785	5,832	6,879	7,927	8,974	11,965	14,957
	E	1,91	4,19	5,96	7,51	8,94	9,88	10,73	11,32	15,85	14,79
	G+Q+E	16,804	26,595	35,865	44,919	49,087	56,72	64,311	71,617	84,963	101,240
	0,86+E	12,513	19,960	26,894	33,609	36,392	41,849	47,253	52,378	61,568	71,984
	0,86-E	8,590	11,580	14,974	18,589	18,512	22,089	25,793	29,738	29,868	42,404
	M	-9,23	-2,37	22,33	7,74	-1,48	-10,71	5,06	-0,59	2,29	10,68
TRUMEAU IV EC = 0,295 L <sub>1/2</sub> = 0,181 L <sub>1/2</sub> <sup>1,35</sup> RDC	G	13,254	19,712	26,167	32,624	34,315	39,961	45,654	51,323	56,486	37,322
	Q	1,640	2,693	3,738	4,785	5,832	6,879	7,927	8,974	10,383	7,808
	E	6,67	21,27	42,12	68,40	99,68	134,29	171,83	211,45	266,90	318,66
	G+Q+E	21,564	43,675	72,025	105,809	139,827	181,13	225,411	271,747	333,769	363,790
	0,86+E	17,273	37,040	63,054	94,499	127,132	166,259	208,353	252,508	312,089	348,518
	0,86-E	3,933	-5,500	-21,186	-42,301	-72,228	-102,321	-135,307	-170,392	-221,711	-288,842
	M	15,02	-3,87	36,35	12,59	-2,41	17,44	8,23	-0,95	3,78	1,73

# EFFORTS TRANCHANTS

$V_{y3}$  : à 2 file: d'ouvertures

Niv	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>1</sub> /I <sub>2</sub>	I <sub>2</sub> /I <sub>1</sub>	T <sub>1</sub> (t)	T <sub>2</sub> (t)
Terrasse	0,183	1,031	0,183	0,183	2,1863	0,107
8 <sup>e</sup>	"	"	"	"	4,1933	0,186
7 <sup>e</sup>	"	"	"	"	6,902	0,257
6 <sup>e</sup>	"	"	"	"	8,589	0,321
5 <sup>e</sup>	"	"	"	"	10,055	0,375
4 <sup>e</sup>	"	"	"	"	11,238	0,422
3 <sup>e</sup>	"	"	"	"	12,320	0,460
2 <sup>e</sup>	"	"	"	"	13,120	0,490
1 <sup>e</sup>	"	"	"	"	13,747	0,513
RDC	0,39	0,031	0,039	0,033	13,566	1,069
1 <sup>er</sup> SS	0,39	0,031	0,039	0,033	13,566	1,069

Niveau	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>	I <sub>1</sub> /I <sub>2</sub>	I <sub>2</sub> /I <sub>1</sub>	I <sub>3</sub> /I <sub>1</sub>	T <sub>1</sub> (t)	T <sub>2</sub> (t)	T <sub>3</sub> (t)
Terrasse	0,063	0,039	0,260	580,01	190,0	848,0	0,915	0,721	9,12
8 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	1,597	1,259	15,93
7 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	2,208	1,74	23,03
6 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	2,748	2,164	27,48
5 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	3,217	2,536	32,05
4 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	3,615	2,849	36,06
3 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	3,94	3,107	39,32
2 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	4,196	3,208	41,86
1 <sup>e</sup>	"	"	"	"	"	"	4,392	3,466	43,87
RDC									
1 <sup>er</sup> SS									

$V_{y2} - V_{y10}$  : à 2 file: d'ouvertures

NIV	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>	L <sub>1/ΣI</sub>	L <sub>2/ΣI</sub>	L <sub>3/ΣI</sub>	L <sub>4/ΣI</sub>	T <sub>1(t)</sub>	T <sub>2(t)</sub>	T <sub>3(t)</sub>	T <sub>4/ΣI</sub>
Terrasse	0,207	9,116 <sup>3</sup>	0,207	0,337	0,272	0,012	0,272	0,443	6,387	0,282	6,387	10,402
8	"	"	"	"	"	"	"	"	11,147	0,492	11,147	18,154
7	"	"	"	"	"	"	"	"	15,412	0,680	15,412	25,100
6	"	"	"	"	"	"	"	"	19,181	0,846	19,181	31,240
5	"	"	"	"	"	"	"	"	22,454	0,991	22,454	36,570
4	"	"	"	"	"	"	"	"	25,231	1,113	25,231	41,093
3	"	"	"	"	"	"	"	"	27,510	1,214	27,510	44,805
2	"	"	"	"	"	"	"	"	29,292	1,292	29,292	47,707
1	"	"	"	"	"	"	"	"	30,690	1,354	30,690	49,984
RDC	0,729	0,056	0,056	0,0926	0,781	0,060	0,060	0,099	90,065	6,919	90,065	11,417
1 <sup>er</sup> ss	0,116	0,056	0,056	9,116 <sup>3</sup>	0,489	0,236	0,236	0,038	56,391	27,216	56,391	4,382

V<sub>4</sub>: à 3 files d'ouvertures

**(H-9.**

**FERRAILLAGE DES  
VOILES**

# FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles sont sollicités par un effort normal "N" qui est minimal ou maximal suivant le sens du séisme, par un moment fléchissant "M", et par un effort tranchant "V."

Tous les voiles sont donc sollicités à la flexion composée.

a/ FERRAILLAGE VERTICAL (de flexion): Disposé en 2 nappes // aux faces du refend servent à reprendre les contraintes de flexion composée. Un pourcentage minimal de 0,5% de la section de béton tendu est prescrit par les R.P.A.81, de même il faut placer aux extrémités du refend un renforcement (potelets) de dimensions  $b \times 1,5b$  ayant pour rôle de raidisseurs, et reprendre l'effort de traction maximal aux extrémités. Le ferrailage vertical doit être symétrique dans le voile, avec un diamètre des barres qui ne dépasse pas 1/10 de l'épaisseur du voile (R.P.A.81 art. 4.3.36), et une longueur de recouvrement égale à  $50\phi$ .

b/ FERRAILLAGE TRANSVERSAL (d'effort tranchant): L'effort tranchant provoque des fissures inclinées à  $45^\circ$  pour cela il faut les coudres avec des armatures transversales horizontales espacées également en 2 nappes // aux faces du refend et placées à l'extérieur des barres verticales.  $w_t = \frac{\tau \cdot b}{f_e} \cdot 100$ ,  $\tau = 1,4 \cdot V_u / b \cdot d$ . (R.P.A.81)

c/ ARMATURES TRANSVERSALES  $\perp$  AUX FACES DU REFEND: Reconstituent les deux nappes d'armatures verticales, empêchent le flambement de ces dernières au moment du coulage ce sont des épingles de  $4/m^2$ .

ETAPES DE CALCUL Sera conduit de 2 manières différentes pour les deux types de voiles (pleins, avec ouvertures) cette différence réside dans la manière avec laquelle on arrive à déterminer la valeur de "d".

Pour les voiles avec ouvertures "d" est obtenu en fonction de la section d'armatures trouvée mais après un essai refait 2 ou 3 fois.

Pour les voiles pleins "d" est obtenu par une section partiellement comprimée en fonction des contraintes.

S.P.C :  $N > 0$   $e_0 = M/N > h/6$ .

\*  $\lambda = l_f \sqrt{12}/h$  : généralement le flambement est dû à une excentricité accidentelle qui fait apparaître un moment accidentel autour de l'axe où  $\lambda$  représente une grande valeur.

\* Vérification :  $\lambda \leq \lambda_{max} = \max(50, \min(67 \cdot \frac{R_c}{h}, 100))$ .

\* Coefficient de majoration  $\gamma_f$  :  $\gamma_f = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2$  si  $e_0/h \leq 0,75$ .

$$\gamma_f = \min \begin{cases} 1 + 0,15 \cdot (\lambda/35)^2 \cdot (R_c/h)^{-1} \\ 1,4 \end{cases} \quad \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75$$

\* Excentricité accidentelle :  $e_a \geq \max(e_m, l/250)$  ;  $l$  (cm) : longueur de la pièce à étudier.

\* Sollicitations majorées :  $N_u = \gamma_f \cdot N$ .

$$M_{u,G} = \gamma_f \cdot M + N_u \cdot e_a = \gamma_f (M + N \cdot e_a).$$

$$* M_{u,A} = M_{u,G} + N_u (d - h/2)$$

$$* \mu_{bu} = M_{u,A} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} ; f_{bu} = 0,85 \cdot f_c \cdot 28 / \delta_b ; \delta_b = 1,15.$$

\* Calcul de  $\mu_{lu}$ .

\* Comparaison : si  $\mu_{lu} > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$

$$* \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{lu}})$$

\*  $\alpha < 0,259 \rightarrow$  pivot A  $\rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_c / \epsilon_s = f_c$

$\alpha > 0,259 \rightarrow$  pivot B  $\rightarrow \epsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \epsilon_s = f(\epsilon_{bc}) \rightarrow \sigma_s$

$$* A_u = [M_{u,A} / \sigma_s \cdot d (1 - 0,4 \alpha) - N_u / \sigma_s]$$

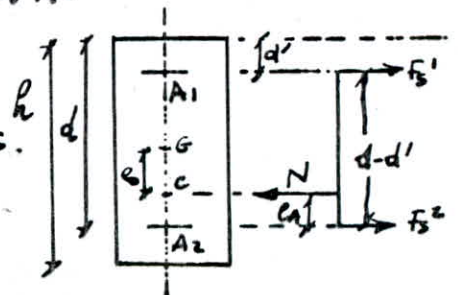
\* Si  $A' \neq 0$  : ne pas étudier ce cas car les armatures sont symétriques  $A' = A$ .

S.E.T :  $N < 0$  ,  $e_0 = M/N < h/2 - d' \rightarrow$  pivot A.

$$\sigma_{s10} = f_c \rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰}.$$

le moment est évalué par rapport aux axes tendus.

$$A_1 = N \cdot e_A / 100 (d - d') \sigma_{s10} ; A_2 = \frac{N}{100 \sigma_{s10}} - A_1$$



Verification du cisaillement dans les trumeaux:

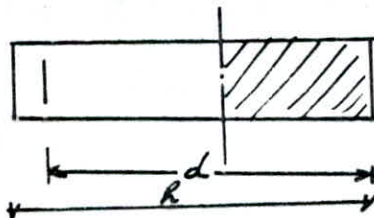
La contrainte tangentielle du béton sera (A.5.1.1.B.A.E.L)

$$\tau_u = \bar{V}_u / b.d.$$

L'effort tranchant sera majoré de 40% (A.4.3.22 R.P.A.81).

$$\tau_b = \tau_u = 1,4 V_u / b.d$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$



$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot f_{c28} = 3 \text{ MPa (RPA)}$$

$$\bar{\omega}_b = \frac{\tau_b - 8}{f_c} = \text{pourcentage de la section résistant à l'effort tranchant.}$$

Le pourcentage minimum est donné par :

$$\bar{\omega}_b = 0,15\% \quad \text{pour } \tau_b < 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\omega}_b = 0,25\% \quad \text{pour } 0,625 < \tau_b < 3 \text{ MPa}.$$

Toutes les vérifications seront effectuées dans le tableau ci-après, nous vérifions le cisaillement seulement au niveau où l'E.T est maximum.

Exemple de calcul:  $V_{y3}$ : voile à une seule file d'ouvertures.

$$\begin{array}{l} \text{trumeau I:} \\ \left. \begin{array}{l} V_u = 13,566 \text{ t} \\ h = 4,05 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b = 0,328 \text{ MPa}; \bar{\omega}_b = \frac{3,28 - 8}{4000} = -0,001 \end{array}$$

$$A_{\text{min}} = 0,15 \cdot 10^{-2} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow 8 \text{ HA6 / ml}$$

Mais pour des raisons constructives nous devons prendre 10 HA6/ml

$$\begin{array}{l} \text{trumeau II:} \\ \left. \begin{array}{l} V_u = 1,069 \text{ t} \\ h = 2,25 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b = 0,046 \text{ MPa}; \bar{\omega}_b = -0,0018 \end{array}$$

$$\longrightarrow A = A_{\text{min}} = 10 \text{ HA6 / ml}.$$

Remarque: Vu que la contrainte tangentielle est trop faible pour tous les voiles nous ferons toutes les zones courantes avec un quadrillage minimum de 10 HA6/ml dans les deux directions.

Exemple de calcul:  $V_{y3}$  : voile à une file d'ouvertures.

a) Tronçon I: Niveau 1<sup>er</sup> SS

$$\begin{cases} M = 0,44 \text{ MN.m} \\ N_{\max} = 1,93 \text{ M.N} \\ N_{\min} = 0,0576 \text{ M.N} \\ h = 4,05 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= M/N_{\min} = 7,64 \text{ m.} \\ h/6 &= 0,675 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$\left. \begin{aligned} e_2 &= M/N_{\max} = 0,2279 \text{ m} \\ h/6 &= 0,675 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

Nota: Si une section est tantôt P.C tantôt E.C Le ferrailage prédominant est celui de la S.P.C. Si dans un cas la section est E.T elle sera plus défavorable.

donc: Le ferrailage de notre exemple sera donné par les sollicitations de S.P.C

$$\textcircled{1} \lambda = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{12}/h = 0,5 \cdot 2,86 \sqrt{12}/4,05 = 1,22$$

$$\textcircled{2} \lambda < \lambda_{\max}. \quad \textcircled{3} \gamma_f = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 (1,22/3,5)^2 \cdot \frac{4,05}{7,64} \\ 1,4 \end{array} \right. = 1. \quad (e_0/h > 0,175)$$

$$\textcircled{4} e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{286}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\textcircled{5} N_u = 1 \cdot N = 0,0576 \text{ M.N.}; \quad M_{u,G} = 1 \cdot 0,44 + 0,0576 \cdot 0,02 = 0,441 \text{ MN.m}$$

$$\textcircled{6} M_{u,A} = 0,441 + 0,0576 \left( \frac{4,05 \text{ m}}{2} - 1,00 \right) = 0,500 \text{ M.N.m.}$$

$$\textcircled{7} \mu_{bu} = 0,500 / 0,15 (3,05)^2 \cdot 18,47 = 0,019.$$

$$\textcircled{8} \alpha = 0,0245. \quad \textcircled{9} A_1 = \frac{0,500 \cdot 10^4}{400 (1 - 0,4 \cdot 0,0245) \cdot 3,05} = 4,138 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - N/\sigma_s = 4,138 - 0,0576 \cdot 10^4 / 400 = 2,69 \text{ cm}^2.$$

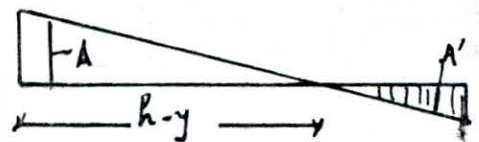
section de la zone tendue:  $S = (h-y) \cdot b$

$$y = 0,0245 \cdot 3,05 = 0,0747 \text{ m.}$$

$$h-y = (4,05 - 0,0747) \Rightarrow S = 3,97 \times 0,15 = 0,596 \text{ m}^2.$$

$$A_{\min} = (0,5/100) \cdot 5960 = 29,8 \text{ cm}^2.$$

donc le ferrailage sera avec la section minimale

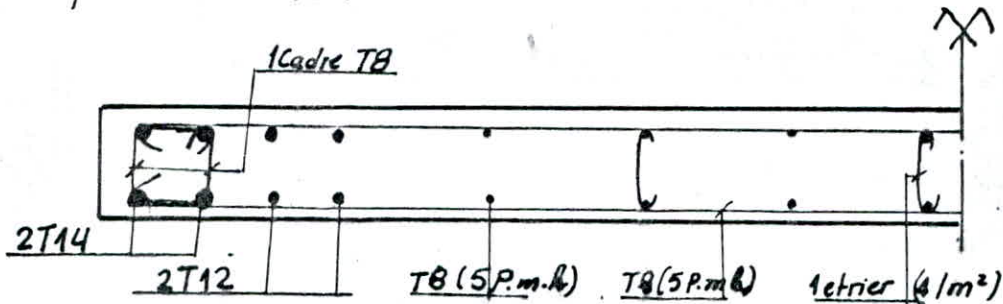




Donc on doit avoir une section minimale de  $14,9 \text{ cm}^2$  sur une longueur nécessaire de  $2 \text{ m}$  à partir de l'about.

Soit donc:  $4 \text{ HA}14 + 4 \text{ HA}12 + 16 \text{ HA}8$ .

disposées ainsi:



Trumeau II:

$$M = 3,497 \text{ tm}$$

$$N_{\min} = -29,84 \text{ t.}$$

$$N_{\max} = 140,43 \text{ t} \quad h = 2,25 \text{ m.}$$

$$e_1 = M/N_{\min} = 0,117 \text{ m} \rightarrow \text{S.E.T.}$$

$$e_2 = M/N_{\max} = 0,0248 \text{ m} \rightarrow \text{S.E.C.}$$

S.E.T.

$$\sigma_{s10} = 400 \text{ MPa pour } \epsilon_s = 10\text{‰} \text{ (pivot A).}$$

$$M_A = N \cdot e_A = 29,84 \cdot 10^2 (2,25/2 - 0,45 - 0,117) = 0,1336 \text{ MNm.}$$

$$A_1 = 0,1336 \cdot 10^4 / 100 \cdot 1,8 \times 400 = 1,85 \text{ cm}^2.$$

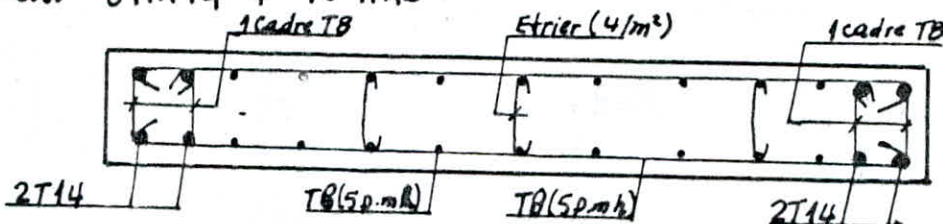
$$A_2 = 0,2984 \cdot 10^4 / 400 - 1,85 = 5,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = (0,5/100) \times 15 \times 225 = 16,87 \text{ cm}^2 > A_1 + A_2.$$

Donc le ferrailage sera adopté par la section minimale.

soit  $8 \text{ HA}14 + 16 \text{ HA}8$ .

$$S = 23 \text{ cm.}$$



Remarque: Le ferrailage trouvé sera conservé pour toute la hauteur car il a été fait avec un pourcentage minimal.

Ferrailage des voiles pleins:

Voiles	Nature de sollici.	Zone d'about	Zone tendue/ml	Arm. hori/ml	Zone cour./ml
Vy5/Vy8	S. P. C	4HA20	10HA10	10HA8	10HA8
Fx2	S. P. C	4HA20	10HA8	10HA8	10HA8
Vx1/Vx2/Vx6/Vx7	S. P. C	4HA16	10HA8	10HA8	10HA8
Vy6	S. P. C	4HA16	10HA8	10HA8	10HA8
Vy7	S. P. C	4HA16	10HA8	10HA8	10HA8

Ferrailage des voiles avec ouvertures:

Voiles	trameau	Nature de solli.	Zone d'about	Zone tendue /ml	Arm. horiz/ml	Zone cour./ml
Vy3	I	S. P. C	4HA14	+ 4HA12	10HA8	16HA8
Vy9	II	S. E. T	4HA14	+ 16HA8 + 4HA14	10HA8	<del>16HA8</del>
Vy2	I	S. P. C	4HA20	4HA10	10HA8	20HA8
	II	S. E. T	4HA16	+ 10HA8 4HA10	10HA8	<del>16HA8</del>
Vy10	III	S. E. C	4HA20	/	10HA8	10HA8
Vx4	I	S. E. T	4T20	6HA18	10HA8	<del>16HA8</del>
	II	S. E. C	4T16+4T14	/	10HA8	10HA8
Vx5	III	S. E. C	4T16 + 4T14	/	10HA8	10HA8
	IV	S. E. T	6T16 + 6T14	/	10HA8	10HA8

Remarques: • Les voiles Vy3-Vy10 sont pleins au niveau 1<sup>er</sup>SS et R.D.C

leur ferrailage d'après le calcul est: 10T20 + 10T16  $s = 20\text{cm}$ .

• Pour les S.E.C donnant une section d'armatures négative, le règlement B.A.E.L (Ar. 8.1.2.1) impose une section minimale de  $4\text{cm}^2/\text{ml}$  de du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures, ou  $0,2\%$  de la section totale du béton comprimé, ceci est traduit par:  $A_{\text{min}} \geq 0,2 \frac{bh}{100}$  et  $\frac{8(b+h)}{100}$ .

**(H - 10 -**

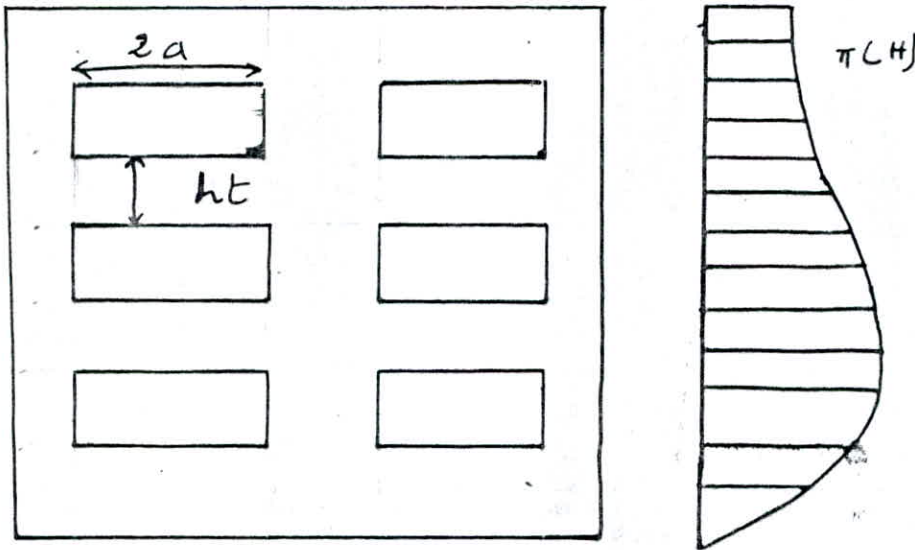
**FERRAILLAGE DES  
LINTEAUX**

# FERRAILLAGE DES LINTEAUX

## INTRODUCTION

Les linteaux sont considérés comme des poutres courtes encastrees aux extremités tel que l'effort prédominant dans le calcul de la résistance du linteau, ainsi que le moment flechissant.

D'après l'article 4.3.2.4 (RPA). les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile, ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens d'action peuvent alterner.



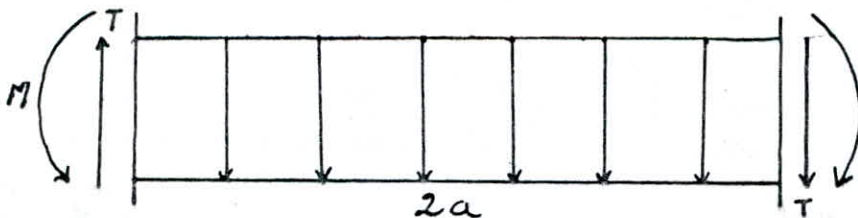
Chaque linteau est calculé sous les charges suivantes :

$$q_G = q_{pe} + q_{pp}$$

$q_{pe}$  : Poids propre du plancher revenant au linteau

$q_{pp}$  : Poids propre du plancher ( $b \times ht \times 25$ ) t/ml

$q_{\phi}$  : surcharge d'exploitation



$$q = q_{\phi} + q_{pe} + q_{pp}$$

$T = 1,4$  fois l'effort tranchant de calcul  
4,3, 2.5 (RPA)

$$\text{moment d'encastrement } M_E = \frac{q l^2}{12}$$

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

L'effort tranchant dans les linteaux

$$T_{SH} = 1,4 \pi \text{ (dû au séisme horizontal) 4.3.2.5 (RPA).}$$

$$T_{QG} = q_G \cdot \frac{l}{2} \text{ (dû aux charges permanentes) } q_G = q_{pe} + q_{pp}$$

$$T_Q = q_Q \cdot \frac{l}{2} \text{ (dû aux surcharges d'exploitation)}$$

on ferraille les linteaux d'après la combinaison

$$T = T_G + T_Q + T_{SH} = (q_G + q_Q) \frac{l}{2} + 1,4 \pi \text{ (situation accidentelle)}$$

Moment fléchissant dans les linteaux

$$M_{SH} = T_{SH} \cdot a = 1,4 \pi \cdot \frac{l}{2} \text{ (dû au séisme horizontal)}$$

$$M_{QG} = q_G \cdot \frac{l^2}{12} \text{ (dû aux charges permanentes)}$$

$$M_{Q\phi} = q_Q \cdot \frac{l^2}{12} \text{ (dû aux surcharges d'exploitation)}$$

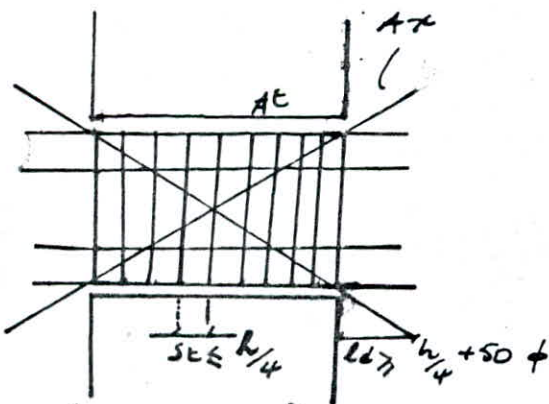
$$M = M_G + M_Q + M_{SH} = (q_G + q_Q) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \cdot \frac{l}{2}$$

$$M = [2,56 \pi l + (q_{pe} + q_{pp})] \frac{l^2}{12} + 1,4 \cdot \pi \cdot \frac{l}{2}$$

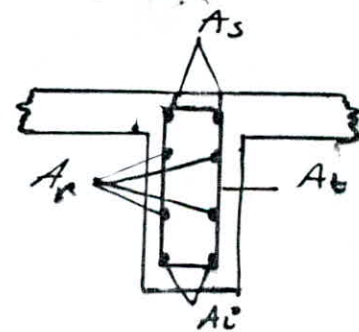
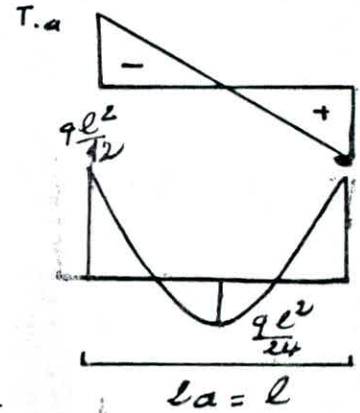
Article 4.3.3.13. Les armatures doivent être

disposées et ancrées dans les trumeaux suivant

le schéma suivante



$$A_s \geq 0,0015 h a \text{ si } Z \geq 0,106 f_{ce} s$$



$$A_s, A_t \geq 0,0015 b h t$$

$$A_r \geq 0,0020 b h t$$

$$A_t \geq 0,0025 b s t$$

### Contraintes admissibles adaptives

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa (contrôle très suivé)}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

### Contraintes de cisaillement admissible $\bar{F}_b$ (MPa)

$$4.3.2.5. (RPA) \rightarrow \bar{F}_b = 0,12 f_{c28} = 0,12 \times 25 = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{BAEL } \bar{F}_b = \min(0,12 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

### Contrainte de flexion du béton.

$$\text{RPA } \bar{\sigma}_{bc} (\sigma_s \text{ pour CCBA}) = 0,75 f_{c28} = 0,75 \times 25 = 18,75.$$

$$\text{BAEL } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85}{1,15} f_{c28} = 18,47 \text{ MPa.}$$

### Contrainte admissible des aciers

$$\text{RPA } \sigma_s = f_e$$

$$\text{BAEL. } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{f_e}{1} = f_e$$

Les contraintes admissibles du RPA et du BAEL.

s'approchent visiblement.

### FERRAILLAGE DES Linteaux

Le ferrailage des linteaux ne sera donné en détail que pour la voile  $V_3$  pour les autres voiles les résultats seront sous forme de tableaux

### Détermination des sollicitations dus aux séismes

$$l = 90 \text{ cm ; } h_t = 69 \text{ cm}$$

$$\pi = 9,46 \quad T_E = 1,4\pi = 13,24$$

$$M_E = T_E \frac{l}{2} = 1,4\pi \frac{l}{2} = 5,9610^4 \text{ Nm}$$

Détermination des sollicitations sous charges verticales

$$q = q_G + q_Q = q_{pp} + q_{pp} + q_Q = 1,83 \text{ t/ml}$$

$$T = (q_G + q_Q) \frac{l}{2} + 1,4\pi = 14,06 \text{ t} = 140600 \text{ N}$$

$$M_u = (q_G + q_Q) \frac{l^2}{12} + 1,4\pi \frac{l}{2} = 6,0810^4 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPA}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} : \text{contrôle très suivi}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,051 \quad \alpha = h_t - \frac{h_t}{10} = 65,57$$

$$0 \leq \mu_0 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10\% \text{ utilisation max de}$$

$$\text{l'acier} . \quad \sigma_s = 400 \text{ MPA.}$$

On cherche les paramètres de déformation

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,065$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{6,08 \cdot 10^4}{63,83 \times 400} = 2,38 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Le règlement APA prévoit un ferrillage minimal  $A_s \geq 0,0015bh$

Vérification à l'état limite de Service

$$M_{ser} = M_{(q+q)} = (q_G + q_Q) \frac{l^2}{12} = (1,83) \times \frac{0,9^2}{12} = 1235,25 \text{ NM}$$

Nous utiliserons les formules (63) de P. Charon. pour effectuer

les vérifications relatives à  $\sigma_b$  et  $\sigma_s$

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ si la fissuration est préjudiciable ou très préjudic}$$

$$D = \frac{15A}{b} = 3,39 \quad E = 2Dd = 444,42$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 17,96$$

$$I = \frac{b y_1^3}{12} + 15A (d - y_1)^2 = 144131,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = 8,5710^{-3} \quad \sigma_b = K y_1 = 0,153 \text{ MPA.} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15K (d - y_1) . \text{ La fissuration est peu nuisible il n'y a aucune}$$

Vérification à faire pour  $\sigma_s$

Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\sigma}_u = \frac{V}{bd} = \frac{1,4T}{bd} = \frac{1,4 \times 14,061^3}{15 \times 65,55} = 2 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_u = \text{MIN}(0,13 f_{ctB}, 4 \text{ MPA}) \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$= \text{MIN}(0,13 \times 25, 4 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_u < \bar{\sigma}_u$   $\Rightarrow$  contrainte de cisaillement est vérifiée

Contrainte de non entrainement des barres

la valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence  $\bar{\sigma}_{se,u}$  pour l'entrainement des barres est:

$$\bar{\sigma}_{se,u} = \psi_s \cdot f_{ctB} \quad \psi_s : \text{coeff de scellement}$$

$$\bar{\sigma}_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA} \quad \psi_s = 1,5 \text{ barres à HA}$$

la valeur de la contrainte d'adhérence  $\sigma_{se}$

$$\sigma_{se} = \frac{V_u}{0,9 d u_i} \times \frac{A_i}{A} \quad u_i = \pi \phi \text{ barre isolée}$$

$$V_u = 1,4T$$

$$\sigma_{se} = \frac{1,4T}{0,9 d \pi \phi} \times \frac{\pi \phi^2}{4A} = 0,029 \leq 3,51 \text{ MPA}$$

CONDITION DE NON fragilité

$$A \geq 0,23 b d \frac{f_{ctB}}{f_c} = 0,23 \times 15 \times 65,55 \times \frac{2,1}{400} = 1,137 \text{ cm} < A_{\text{min}} \text{ (RPA) et}$$

Donc la condition de non fragilité est incluse dans le calcul de  $A_{\text{min}}$  imposée par le RPA ; il n'y aura pas lieu de vérifier la condition de non fragilité.

Armatures De Répartition

$$A_r \geq 0,0020 b h_t = 2,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Longueur d'ancrage des barres

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{69}{4} + 50 \times 1,2 = 77,25 \text{ cm} \text{ soit } l_d = 77,50 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$A_t \geq 0,0025 b S_t \quad ; \quad S_t \leq \text{min}(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad ; \quad S_t \leq \frac{p}{4} = 17,25 \text{ cm}$$



$A_e \geq 0,0025 \times 15 \times 17,50 = 0,65 \text{ cm}^2$  on prend  $A_e = 2 \text{ HA } 8 = 1 \text{ cm}^2$

La section  $A_e$  d'un cours d'armatures d'âmes de limite d'élasticité  $f_e$  doit telle que:

$\frac{A_e f_e}{b_s s_e} \geq \max\left(\frac{E_u}{4}, 0,4 \text{ MPA}\right)$  soit  $\frac{1 \times 400}{15 \times 17,50} = 1,52 \geq \max(0,5, 0,4) = 0,4 \text{ MPA}$

$s_e \leq \frac{0,8 A_e f_e}{b_s E_u} = 10,66$  soit  $s_e = 10 \text{ cm}$

ARMATURES D'ANGLES

$E_u = \frac{V}{b d} = 2 \text{ MPA} > 0,06 f_{c28} = 1,50 \text{ MPA}$  alors les armatures d'angles sont nécessaires

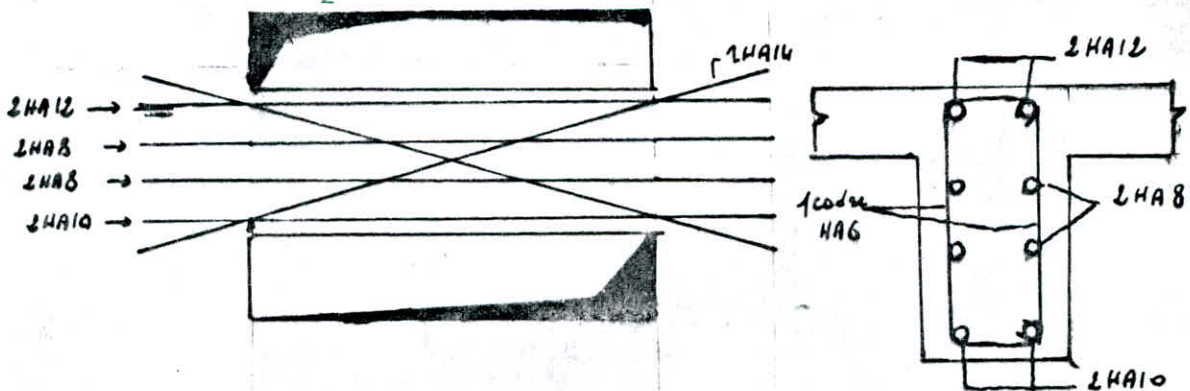
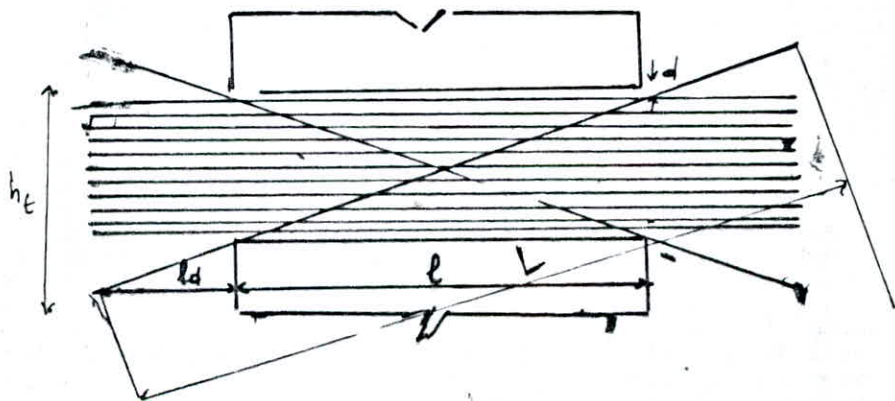
$A_x \geq 0,0015 A_b = 0,0015 \times 65,55 \times 15 = 1,47 \text{ cm}^2$  soit 1 HA 14

La longueur de ces barres est donnée par:

$L = \sqrt{e^2 + h_e^2} + \frac{2 P d}{\cos \alpha}$  ;  $\alpha = \arctg\left(\frac{h_e - 2 d}{e}\right)$

$L = \sqrt{90^2 + 69^2} + \frac{2 \times 77,50}{\cos 31,52} = 295,2 \text{ cm}$  soit  $L = 2,95 \text{ m}$

$\alpha = \text{Arc tg}\left(\frac{69 - 2 \times 6,9}{90}\right) = 31,52^\circ$



ET. COURANT	VOILES	LINTEAU	h <sub>e</sub> (m)	ℓ (m)	q (t/m <sup>2</sup> )	T <sub>max</sub> (t)	M <sub>top</sub> (N.m)	T <sub>top</sub> (N)	
1 file d'ouv	V <sub>9</sub> , V <sub>3</sub>	L <sub>1</sub>	0,69	0,90	1,83	9,46	6,08	14,06	
		L <sub>1</sub>	0,46	2,10	2,65	6,93	11,16	18,48	
	V <sub>9</sub> , V <sub>10</sub>	L <sub>2</sub>	0,69	0,90	2,74	14,70	9,44	21,81	
		L <sub>1</sub>	0,46	1,80	1,41	10,76	13,07	16,33	
	3 files d'ouv	F <sub>x</sub> , F <sub>3</sub>	L <sub>2</sub>	0,46	1,80	2,11	18,09	15,80	18,82
			L <sub>3</sub>	0,46	1,80	2,11	10,76	14,12	16,96
L <sub>3</sub>			0,91	1,80	1,63	3,04	4,27	5,72	
RDC	V <sub>3</sub>	L <sub>1</sub>	0,91	1,80	1,63	3,04	4,27	5,72	
		L <sub>1</sub>	1,71	1,80	3,12	13,44	17,77	21,62	
	V <sub>5</sub>	L <sub>2</sub>	1,71	0,90	3,12	1,68	1,27	3,75	
		L <sub>1</sub>	0,91	1,80	2,82	26,29	33,88	39,34	
	3 files d'ouv	V <sub>10</sub>	L <sub>2</sub>	0,91	1,80	2,82	26,29	33,88	39,34
			L <sub>2</sub>	0,91	1,80	2,82	26,29	33,88	39,34
L <sub>3</sub>			0,91	1,80	2,82	26,29	33,88	39,34	

LINTEAUX Étage COURANT	$L_1$	$L_1$	$L_2$	$L_1$	$L_2$	$L_3$
VOILES	$V_{y3}, V_{y9}$	$V_{y2}, V_{y10}$		$F_{x1},$	$F_{x2}$	
$l$ (cm)	90	210	90	180	180	180
$h_e$ (cm)	69	46	69	46	46	46
$c$ (cm)	7	5	7	5	5	5
$\pi$ (kN)	94,6	69,3	147	107,6	120,9	107,6
$q_g + q_q$ (t/m)	1,83	2,65	2,74	1,41	2,11	2,11
$q_{pp}$ (t/m)	0,25	0,17	0,25	0,17	0,17	0,17
$M_u$ (N.m)	6,0810 <sup>4</sup>	111609	94459	139383	158031	141273
$M_{ser}$ (N.m)	1235,25	9738,75	1849,5	3807	5697	5697
$A_s$ calculée. (cm <sup>2</sup> )	3,39	7,90	3,99	9,75	12,30	10,56
$A_{s,i}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	1,55	1,035	1,55	1,035	1,035	1,035
$A_s$ adopté	3 $\phi$ 12	6 $\phi$ 14	4 $\phi$ 12	7 $\phi$ 14	8 $\phi$ 14	7 $\phi$ 14
$A_i$ adopté	2 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	4 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12
$\sigma_{bc}$ (MPa)	18,48	"	"	"	"	"
$\sigma_s$ (MPa)	400	400	"	"	"	"
$T$ (kg)	14060	12484	21813	16333	18825	16963
$E_u$ (MPa)	2	2,02	2,34	2,65	3,06	2,75
$\bar{E}$ (MPa)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	3 cadres $\phi$ 6	2 cadres $\phi$ 6	3 cadres $\phi$ 6	2 cadres $\phi$ 6	2 cadres $\phi$ 6	2 cadres $\phi$ 6
$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	1HA14	"	"	"	"	"
$S_e$ (cm <sup>4</sup> )	10	11,5	17,25	11,5	11,5	11,5
$l_d$ (cm)	77,50	81,5	77,25	81,5	81,5	81,5
$L$ (cm)	295	380	154	352	352	352
$\alpha$ (degré)	31,52	9,72	31,42	11,30	11,30	11,30

LINTEAUX · RDC	$L_1$	$L_2$	$L_2$	$L_1$	$L_2$	$L_3$
VOILES	V	$V_{x5}$		$V_{x4}$		
$l$ (cm)	180	180	90	180	180	180
$h_E$ (cm)	91	171	171	91	91	91
$C$ (cm)	8	8	8	8	8	8
$\Pi$ (KN)	30,40	134,40	16,80	262,90	262,90	262,90
$q_G + q_R$ (t/m)	1,63	3,12	3,12	2,82	2,82	2,82
$q_{pp}$ (t/m)	0,34	0,64	0,64	0,34	0,34	0,34
$M_u$ (N.m)	42705	177768	12690	338868	338868	338868
$M_{ser}$ (N.m)	4401	8424	2106	7614	7614	7614
$A_s$ calculé (cm)	1,30	2,75	0,19	11,24	11,24	11,24
$A_{s,i}$ (RPA) (cm)	1,86	3,66	3,66	1,86	1,86	1,86
$A_s$ adopté	2 $\phi 12$	4 $\phi 12$	4 $\phi 12$	6 $\phi 16$	6 $\phi 16$	6 $\phi 16$
$A_{i}$ adopté	2 $\phi 12$	4 $\phi 12$	4 $\phi 12$	3 $\phi 10$	3 $\phi 10$	3 $\phi 10$
$\sigma_{bc}$ (MPa)	18,48	18,48	18,48	18,48	18,48	18,48
$\sigma_s$ (MPa)	400	400	400	400	400	400
$T$ (kg)	5720	21620	3750	39340	39340	39340
$E$ (MPa)	0,64	1,23	0,21	3,15	3,15	3,15
$\bar{E}$ (MPa)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	4HA10	4 $\phi 12$	4 $\phi 12$	4HA10	4HA10	4HA10
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	3 cadres $\phi 6$	3 cadres $\phi 8$	3 cadres $\phi 8$	3 cadres $\phi 6$	3 cadres $\phi 6$	3 cadres $\phi 6$
$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	2HA12	2HA12	2HA12
$S_E$ (cm)	23	40	40	23	23	23
$l_d$ (cm)	83	103	103	183	183	183
$L$ (cm)	381	520	603	598	598	598
$\alpha$ (degré)	22,61	40,73	59,85	22,61	22,61	22,61

**(H-11)**

**CALCUL DES  
FONDATIONS**

## fondations

Introduction : La fondation transmet au sol les effets :

- des charges permanentes
- des charges d'exploitation
- des actions climatiques

Elle reçoit les actions ascendantes au sol. toutes ces actions constituent un système de forces en équilibre (Principe de l'égalité des actions réciproques).

### justification du choix du radier

Le choix des semelles filantes comme fondation a abouti à des largeurs de semelle occupant l'entreaxe des voiles de plus le sol est de faible portance.

### Exemple de justification

voiles  $V_{y1}$ ,  $F_{y1}$  // et distants de 3,45 m

$$\text{voile } V_{y1} : N = 1,35G + 1,5Q = 455,6 \text{ t}$$

$$q = \frac{455,6}{10,35} = 44,02 \text{ t/ml}$$

$$\text{largeur } B \text{ de la semelle } B = \frac{44,02}{10} = 4,40 \text{ m}$$

$$\text{voile } F_{y1} \quad N = 415,84 \text{ t} \quad q = \frac{415,84}{10,35} = 40,17 ; B = \frac{40,17}{10} = 4,017$$

$$d = \frac{4,40}{2} + \frac{4,017}{2} = 4,20 > 3,45 \text{ d'où justification du radier.}$$

### Calcul du radier

$$G (\text{batiment}) = 4728,89 \text{ t} \quad N = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4728,89 + 1,5 \times 902,77$$

$$Q = 902,77 \text{ t}$$

$$N = 7738,08 \text{ t}$$

La surface nécessaire du radier est donnée par :

$$S_{\text{nécess}} \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 1,8 \text{ bar (donné par le rapport de sol)}$$

$$S_{\text{nécess}} \geq \frac{7738,08}{1,8} = 4298,93 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface d'empise du bâtiment est } S_0 = 33 \times 10,35 = 341,55 \text{ m}^2$$

cependant on doit ajouter un débord réglementaire de 30cm la surface du radier

$$\text{sera en fin } S_{\text{rad}} = S_0 + S_{\text{débord}} = 341,55 + 26,01 = 367,56 \text{ m}^2$$

$$\text{la pression dans le radier } q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{7738,08}{367,56} = 21,05 \text{ t/m}^2$$

### Prédimensionnement du Radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, le béton est coulé sans reprise

(Art 5.2.4.2 BAEL83) la contrainte de cisaillement limite est :

$$\tau_u < 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z}$$

$T_{\text{max}}$ : effort tranchant max développé entre deux voiles et distants d'une largeur 3,65m

$$T_{\text{max}} = \frac{q \cdot l_{\text{max}}}{2} = \frac{21,05 \times 3,65}{2} = 38,42 \text{ t}$$

$$\frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} < 0,05 f_{c28} \Rightarrow z \geq \frac{T_{\text{max}}}{0,05 b f_{c28}} = \frac{38,42}{10,05 \times 100} = 0,30 \text{ m soit } h \geq \frac{8}{7} z = 35 \text{ cm, } h_c = 40 \text{ cm}$$

### Vérification à la rigidité

La vérification de la rigidité est donnée par :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq (l_i - a) \frac{z}{\pi} \quad (\text{FUENTES})$$

$$\frac{4EI}{b} \geq \left[ (l_i - a) \frac{z}{\pi} \right]^4 \quad \text{soit}$$

$$h_c \geq \left[ (l_i - a) \frac{z}{\pi} \right]^{1/3} \frac{12}{E}$$

$$h_c \geq \left[ (2,47 - 15) \frac{z}{\pi} \right]^{1/3} \frac{12}{2105} \geq 30,56 \text{ cm vérifiée}$$

### Vérification au poinçonnement

$l_e$ : longueur élastique

$K$ : coeff de rigidité du sol ( $K = 4$  sol moyen)

$a$ : épaisseur du voile = 15cm

$E$ : module d'élasticité du béton = 2105 kg/cm<sup>2</sup>

$b$ : largeur de la semelle

$I$ : inertie de la semelle =  $bh^3/12$

$l_i = 2,47$ : plus petite portée.

cette vérification se fait pour le voile le plus chargé soit  $V_{y1}$ ,  $V_{y10}$

la condition est donnée par :

$$Q_u \leq 0,045 U_c h_0 f_{c28}$$

$$U_c = 2(b_0 + h_0 + 2h_c + H)$$

$$= 2(15 + 2 + 2 \times h_c + 10,95) = 14,92 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 492,13 + 1,5 \times 67,32$$

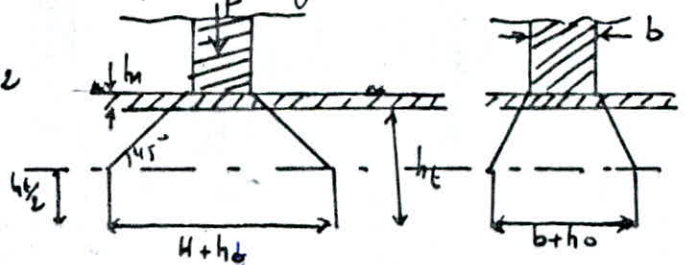
$$Q_u = 765,35 \text{ kN}$$

$$0,045 U_c h_0 f_{c28} = 469,35 \text{ kN}$$

$$Q_u \leq 0,045 U_c h_0 f_{c28} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$Q_u$  (en N): l'effort normal utilisé au poinçonnement à l'e.l.u.

$U_c$ : périmètre du contour diffusé à niveau du feuillet moyen.



Poids du bâtiment surchargé = 7738,08 t

Poids du radier =  $0,35 \times 367,56 \times 2,5 = 321,61 \text{ t}$

$$N = 7738,08 \text{ t} + 1,35 \times 321,61 = 8172,25 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{8172,25}{367,56} = 22,23 \text{ t/m}^2$$

Vérification de l'effort sous pression

$$P \geq 1,5 S_3$$

$S_3 = 1,75 \text{ t/m}^2$  : pression hydrostatique

$$P \geq 1,5 \times 367,56 \times 1,75 =$$

$S$  : surface du radier  
 $P$  : poids total du bâtiment

$P = 7738,08 \geq 964,84 \text{ t}$  ce qui fait que le bâtiment ne se soulève pas.

Stabilité du radier

La vérification se fera en calculant les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  qui devront être inférieures à la contrainte admissible du sol de 50% pour le sol meuble (RPA.4.3.1.3)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M V}{I_{\text{rad}}} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$N = (4728,89 + 321,61 + 902,77)$$

$N$  : effort normal à la base du bâtiment =  $(G + G_{\text{rad}} + Q)$

$$N = 5953,18 \text{ t}$$

$Z$  : ancrage du bâtiment = 1,75 m,  $v = h/2$

$$I_p = \frac{10,41 \times 33,6^3}{12} = 32906,92 \text{ m}^4$$

$M = \sum M_{\text{col}} + \sum V_{\text{iss}} \cdot Z$

$$I_x = \frac{33,6 \times 10,41^3}{12} = 3158,71 \text{ m}^4$$

$$M_x = 8518,2 + 386,66 \times 1,75 = 8994,85 \text{ t.m}$$

$$M_y = 8898,66 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{5953,18}{367,56} + \frac{8994,85}{32906,92} \times 16,8 = 20,78 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 22,23 = 33,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 11,66 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

Sens transversal

$$v = \frac{p_x}{2} = \frac{10,4}{2} = 5,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{5953,18}{367,56} + \frac{8898,66}{3158,71} \times 5,20 = 30,83 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 33,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1,54 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\text{on vérifie aussi que } \sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Sens longitudinal } \sigma(L/4) = \frac{20,78 \times 3 + 11,66}{4} = 18,48 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Sens transversal } \sigma(L/4) = \frac{30,83 \times 3 + 1,54}{4} = 23,50 \text{ t/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

tous les  $\sigma_i > 0$  donc il n'y a pas de traction



Détermination de la sollicitation la plus défavorable.

$q_1$ : contrainte max produite sous le radier sous la combinaison du 1<sup>er</sup> genre (ELU) en négligeant le poids du radier.

$q_2$ : contrainte max produite sous le radier sous la combinaison du 2<sup>e</sup> genre (ELU) accidentel en négligeant le poids du radier.

$$q_1: 22,23 - 1,35 q_{rad} = 22,23 - \frac{321,61 \times 1,35}{367,56} = 21,04 \text{ t/ml}$$

$$q_2: \frac{G + Q + G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \frac{4728,89 + 902,77 + 321,61}{367,56} - \frac{321,61}{367,56} = 15,32 \text{ t/ml}$$

La sollicitation du 1<sup>er</sup> genre est la plus défavorable donc le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à charge uniformément répartie  $q = 21,04 \text{ t/ml}$

toutes les dalles ( $D_1, D_2, \dots, D_n$ ) ont un  $\rho = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$  on utilise donc

les abaquages de Pigeaud pour calculer les moments isostatiques

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont calculés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coeff de poisson

$\nu = 0$  (béton fissuré)

Exemple de calcul

Panneau de dalle  $D_4$  ou  $D_5$   $q = 21,04 \text{ t/ml}$

$$l_x = 3,82, \quad l_y = 4,50, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,82}{4,50} = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,052 \times 21,04 \times 3,82^2 = 15,96 \text{ tm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,667 \times 15,96 = 10,64 \text{ tm}$$

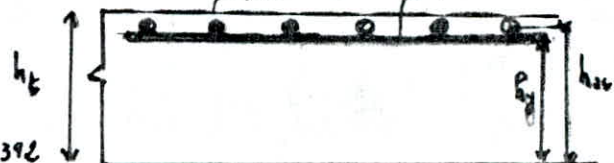
$$M_{E_x} = 0,75 M_x = 0,75 \times 15,96 = 11,97 \text{ tm}; \quad M_{E_y} = 0,75 M_y = 0,75 \times 10,64 = 7,98 \text{ tm}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 15,96 = 7,98 \text{ tm}$$

$$h_x = h_t - e = 40 - 4 = 36 \text{ cm}; \quad h_y = h_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 36 - \frac{14 + 12}{2} = 23 \text{ cm}$$

Calcul des armatures

$$M_{E_x} = 11,97 \text{ tm} \quad \sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$



$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{11,971 \cdot 10^4}{14,16 \times 100 \times 36^2} = 0,065 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0652 \Rightarrow \alpha = 0,0841; \quad \beta = 0,965; \quad A_x = \frac{M}{\sigma_s \beta d} = \frac{119700}{348 \times 0,965 \times 36} = 9,90 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 9,90 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \phi 14 = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$M_{ly} = 7,98 \text{ cm}^4 ; \mu = \frac{7,9810^4}{14,16 \times 100 \times 23^3} = 0,10 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,10 \Rightarrow \alpha = 0,1320 ; \beta = 0,947 ; A_y = \frac{M}{\sigma_s \beta d} = \frac{7,9810^4}{348 \times 0,947 \times 23} = 10,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10,52 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \phi 12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$V_u^y = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} \text{ (au milieu de } l_y) ; V_u^x = \frac{q l_x}{3} \text{ (au milieu de } l_x)$$

$$V_u^y = \frac{21,04 \times 3,82 \times 4,5}{2 \times 4,5 + 3,82} = 28,21 \text{ t} ; V_u^x = \frac{21,04 \times 3,82}{3} = 26,79 \text{ t}$$

$$\tau_b \leq 0,05 f_{ce28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\text{au milieu de } l_y \quad \tau_b = \frac{V_u^y}{b \cdot d} = \frac{28,79 \times 10^4}{1000 \times 360} = 0,827 < 1,25 \text{ MPa}$$

$$\text{au milieu de } l_x \quad \tau_b = \frac{V_u^x \times 10^4}{1000 \times 230} = 1,16 < 1,25 \text{ MPa}$$

l'écartement des armatures de même nappe ne doit pas dépasser:

$\min(3h_0, 33 \text{ cm})$  suivant l'axe de plus d'épaisseur

$\min(4h_0, 45 \text{ cm})$  suivant l'axe  $\perp$

pour notre cas  $\min(3 \times 40, 33) = 33 \text{ cm}$  suivant  $l_x$

$\min(3 \times 40, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  suivant  $l_y$

### Vérification à l'état limite de service

$$\text{suivant } l_x: D = \frac{15 A_x}{b} = \frac{15 \times 10,77}{100} = 1,6155 ; E = 20 D d = 2 \times 1,6155 \times 36 = 116,316$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,6155 + \sqrt{(1,6155)^2 + 116,316} = 9,289 \text{ cm}$$

$$\frac{b y_1^3}{12} = \frac{100 \times 9,289^3}{12} = 26716,87 ; I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2 = 141986,17 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M}{I} = \frac{8,71 \times 10^4}{141986,17} = 0,61 ; \sigma_b = k y_1 = 0,61 \times 9,289 = 5,66 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ce28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 0,61 (36 - 9,289) = 244,40 \text{ MPa} \geq \min\left(\frac{2}{3} f_c, 150\right) = \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 150 \times 1,6\right) = \min(267, 240) = 240 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  on augmente alors le ferrailage pour diminuer le taux de travail des aciers. on applique les formules 64 page 79 (p. charon) BAEL 80

$$\mu_1 = \frac{M}{6 d^2 \bar{\sigma}_s} ; A = \frac{M}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} ; \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} \quad (\bar{\sigma}_b \leq 0,6 f_{ce28})$$

$$\mu_1 = \frac{8,71 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 240} = 0,0028 \Rightarrow \beta_1 = 0,912 ; K_1 = 42,47 ; A_x = \frac{8,71 \times 10^4}{0,912 \times 36 \times 240} = 11,05 \text{ cm}^2$$

$$A = 8 \phi 14 = 12,31 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{42,47} = 5,65 < 0,6 f_{ce28} = 15 \text{ MPa}$$

Le reste est donné par un tableau.

Dalle	$l_x$ (cm)	$l_y$ (cm)	$s$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{lx}$ (tm)	$M_{ly}$ (tm)	$M_{zly}$ (tm)	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (t)	$V_u^x$ (t)	$E_b^x$ MPA	$E_b^y$ MPA	$\bar{E}_b$ MPA
1	2,32	3,45	0,73	0,0699	0,581	5,93	2,58	3,95	4φ14	3φ12	3φ12	17,82	16,27	0,45	0,77	1,25
2	3,30	3,82	0,86	0,0536	0,720	9,21	4,97	6,14	5φ14	6φ12	5φ12	24,24	23,14	0,64	1,05	1,25
3	3,30	5,92	0,55	0,0911	0,377	15,65	5,90	10,43	9φ14	7φ12	8φ12	27,14	23,14	0,64	1,18	1,25
4	2,32	3,30	0,70	0,0728	0,550	6,18	3,40	4,12	4φ14	4φ12	3φ12	18,05	16,27	0,45	0,78	1,25
5	2,35	4,70	0,50	0,0933	0,328	8,47	2,78	5,65	5φ14	4φ12	5φ12	19,77	16,48	0,45	0,85	1,25
6	1,80	2,62	0,68	0,0728	0,492	4,02	1,98	2,68	3φ14	3φ12	2φ12	14,09	12,62	0,35	0,61	1,25
7	1,35	2,62	0,51	0,0942	0,352	2,70	0,95	1,80	2φ14	2φ12	2φ12	11,29	9,46	0,26	0,49	1,25
8	0,90	2,62	0,34	/	/	1,59	/	1,27	2φ14	/	2φ12	/	9,46	0,26	/	1,25
9	3,82	4,50	0,84	0,052	0,667	11,97	7,98	7,98	7φ	10φ12	10φ12	28,21	26,79	1,16	0,827	1,25

La dalle ⑧ travaille suivant sa petite portée  $l_x$  car  $\rho = 0,34 \leq 0,4$

$$M_x = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{21,04 \times 0,9^2}{8} = 2,13 \text{ tm}$$

$$M_{ex} = 0,75 M_x = 1,59 \text{ tm}$$

Longueur d'ancrage.

La longueur de scellement droit est donnée par :  $\bar{E}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{ct28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 21 = 2,835 \text{ MPA}$

pour une barre isolée de diamètre  $\phi$   $l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\bar{E}_s}$  ;  $\phi = 14 \Rightarrow l_s = \frac{1,4}{4} \cdot \frac{400}{2,835} = 49,38 \text{ cm}$

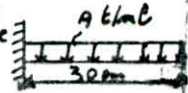
$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_s = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{400}{2,835} = 42,36 \text{ cm}$$

Verification à l'état limite de service

Dalle	$M_{lx}$ tm	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$M_{ly}$ tm	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa	Max: Max tm	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa
1	4,31	3,52	208,04	1,87	1,52	90,26	3,13	2,55	151
2	6,70	5	260,89	3,61	2,69	140,56	4,87	3,63	189,63
3	11,39	6,76	252	4,29	2,54	94,91	2,29	4,92	183,41
4	4,49	3,67	217	2,47	2,01	119,37	3,26	2,66	157,55
5	6,16	4,6	240	2,02	1,50	78,70	4,48	3,34	174,54
6	2,92	2,38	141	1,44	1,17	69,53	2,12	1,72	102,36
7	1,96	0,40	185,95	0,69	0,14	65,46	1,42	0,28	134,71
8	1,59	1,74	150,8	/	/	/	1,15	1,25	108,54
9	8,71	6,50	339,47	5,81	4,33	226,44	6,34	4,73	247,09

pour les dalles ② et ⑨  $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240$  MPa donc on augmente le ferrailage pour diminuer le taux de travail des aciers  
dresses un tableau pour les dalles ② et ⑨

$M_{lx}$ tm	$A_x$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$M_{ly}$ tm	$A_y$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa	Max tm	$A_x$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa
6,70	6φ14	4,8	218,45	3,61	6φ12	2,69	140,56	4,87	5φ12	3,63	189,63
8,71	8φ14	5,65	215,10	5,81	10φ12	4,33	226,44	6,34	6φ14	4,64	206,27

ferrailage du débord: la dalle du débord est étudiée comme une console   
 $q = 21,04$  t/ml ;  $M = q \frac{l^2}{2} = 21,04 \times \frac{0,3^2}{2} = 0,946$  tm ;  $\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9460}{14,16 \times 100 \times 36^2} = 0,005$   
 $\mu = 0,005 \Rightarrow \alpha = 0,006$  ;  $\beta = 0,997$  ,  $A = \frac{9460}{348 \times 0,997 \times 36} = 0,75$  cm<sup>2</sup> soit 4φ12

Verification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{q \cdot l}{bd} = \frac{21,04 \times 0,3}{1 \times 0,36} = 17,53 \text{ t/m}^2 = 17,53 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 0,1753 \text{ MPa}$$

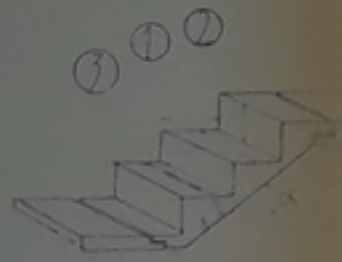
$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Verification à l'état limite de service

$$\sigma_s = 125,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,36 \text{ MPa}$$

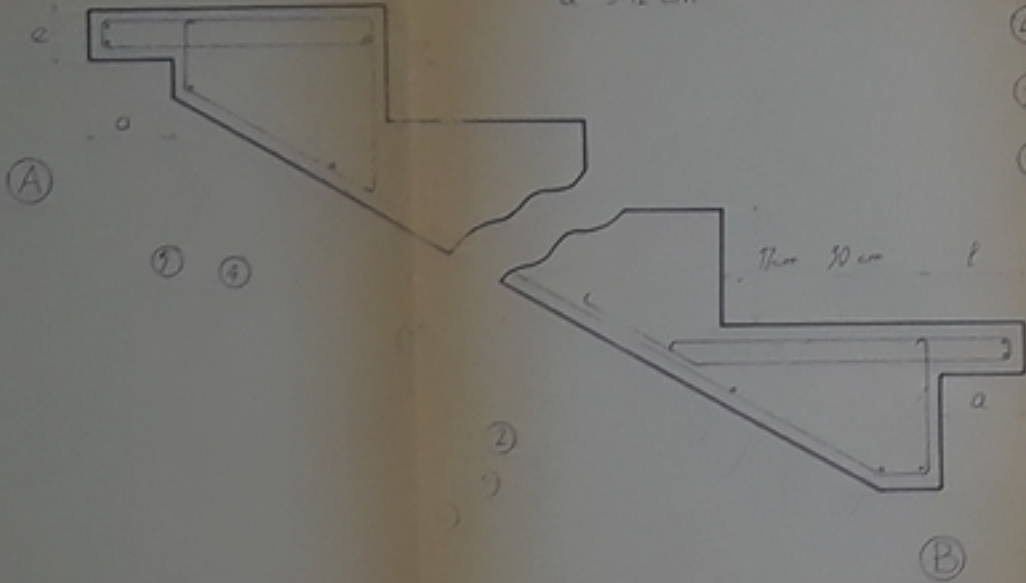
# ESCALIER



- ① MARCHE l: 30 cm
- ② CONTRE-MARCHE l: 17 cm
- ③ EMMARCHEMENT l: 15 cm
- ④ BEQUET INFÉRIEUR
- ⑤ BEQUET SUPÉRIEUR
- ⑥ PAILLASSE PRÉFABRIQUÉE q: 12 cm
- ⑦ PALIER INTERMÉDIAIRE (INFÉRIEUR) e: 8 cm
- ⑧ PALIER SUPÉRIEUR (INTERMÉDIAIRE) e: 8 cm
- α ANGLE D'INCLINAISON α = 30,78° (tan α = 0,58)

## FERRAILLAGE DES BEQUETS ECH 1/5

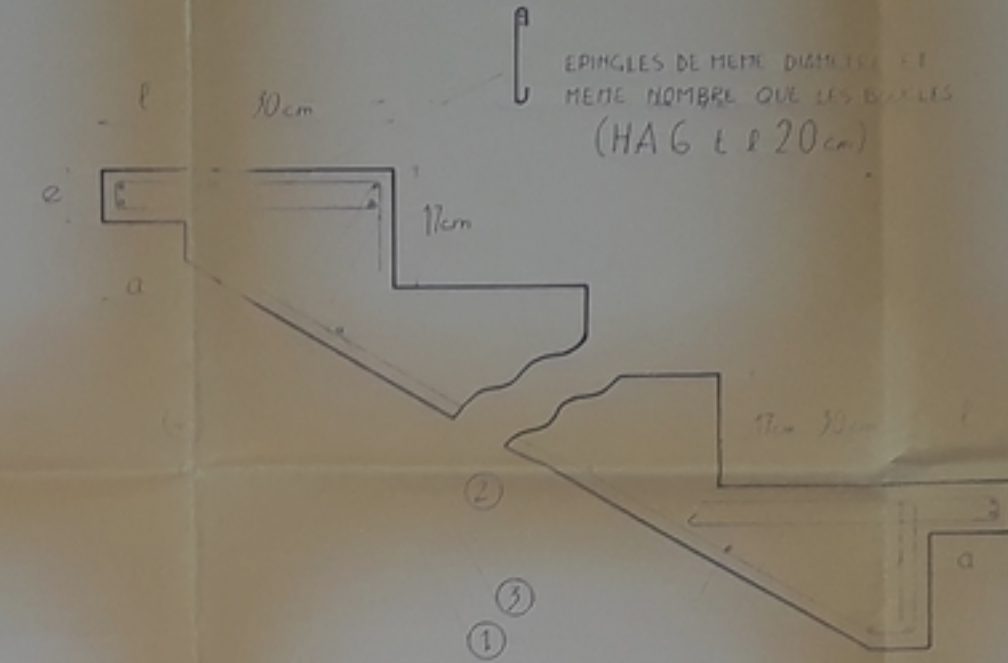
- ① BEQUET SUPÉRIEUR
- ② BEQUET INFÉRIEUR
- e = 8 cm
- l = 15 cm
- a = 12 cm



- ① HA6 l: 20 cm (ARMATURES VERTICALES)
- ② HA6 l: 20 cm (ARMATURES X ARRIÈRE)
- ③ HA6 l: 20 cm
- ④ HA6 (ARMATURE DE MONTAGE)
- ⑤ 2 HA6 (ARMATURES DE MONTAGE)
- ⑥ RETOUR VERTICAL l: 15 ∅ = 15 × 0,6 = 9 cm

## FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE

REMARQUE: LES ARMATURES SUPÉRIEURES ÉPINGLEES, ÉPINGLEES SONT UTILISÉES POUR LE CAS OÙ LES ARMATURES SONT EN GRANDS, ELLES ONT POUR OBJET D'ÉVITER LE DÉCOUPLAGE DE LA BRANCHE HORIZONTAL.



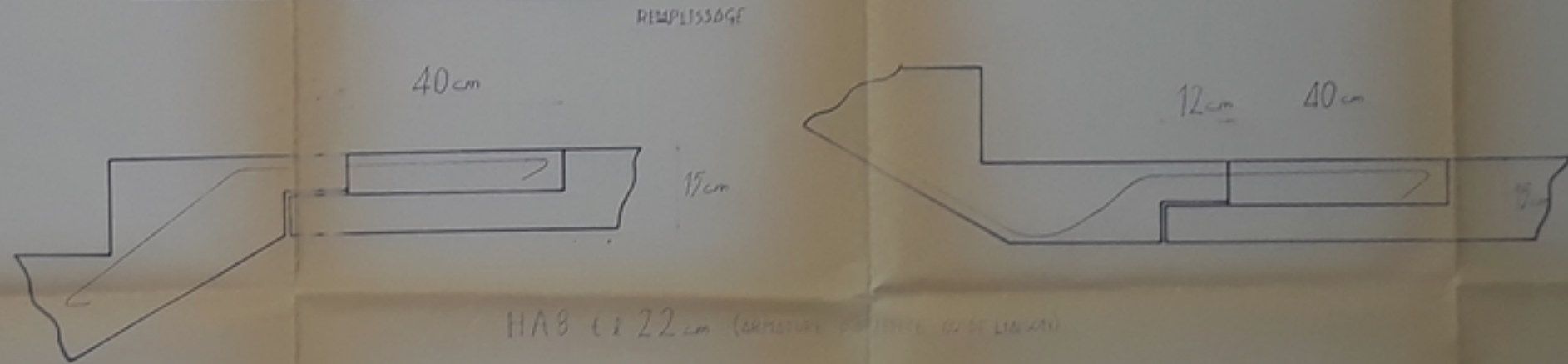
- ① HA6 l: 20 cm
- ② HA8 l: 20 cm
- ③ HA6 l: 20 cm
- ④ 2 HA6 (MONTAGE)
- ⑤ HA6 (MONTAGE)
- ⑥ RETOUR VERTICAL (l: 15 cm)

ÉPINGLES DE MÊME DIAMÈTRE ET MÊME NOMBRE QUE LES BOUCLES (HA6 l: 20 cm)



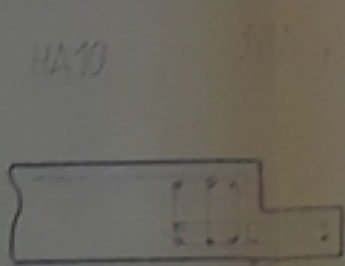
ÉPINGLES DE DIAMÈTRE IMMÉDIATEMENT < AUX BOUCLES (HA5 l: 20 cm)

## LIAISON PALIER-PAILLASSE



HA8 l: 22 cm (ARMATURES VERTICALES DE LA LIASON)

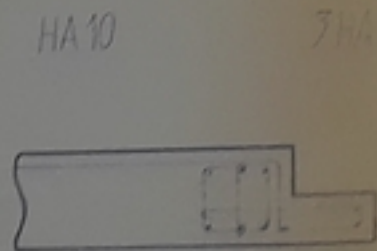
## POUTRE PALIERE



3 HA14

3 HA8

2 HA8



3 HA8

3 HA8 (1 CADRE + 1 ÉPINGLE)

2 HA8

## POSITIONNEMENT DES ARMATURES PRINCIPALES DE LA PAILLASSE



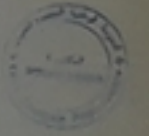
HA6 (ARMATURES DE MONTAGE)

HA6 l: 20 cm

HA8 l: 20 cm

Ferrailage des escaliers



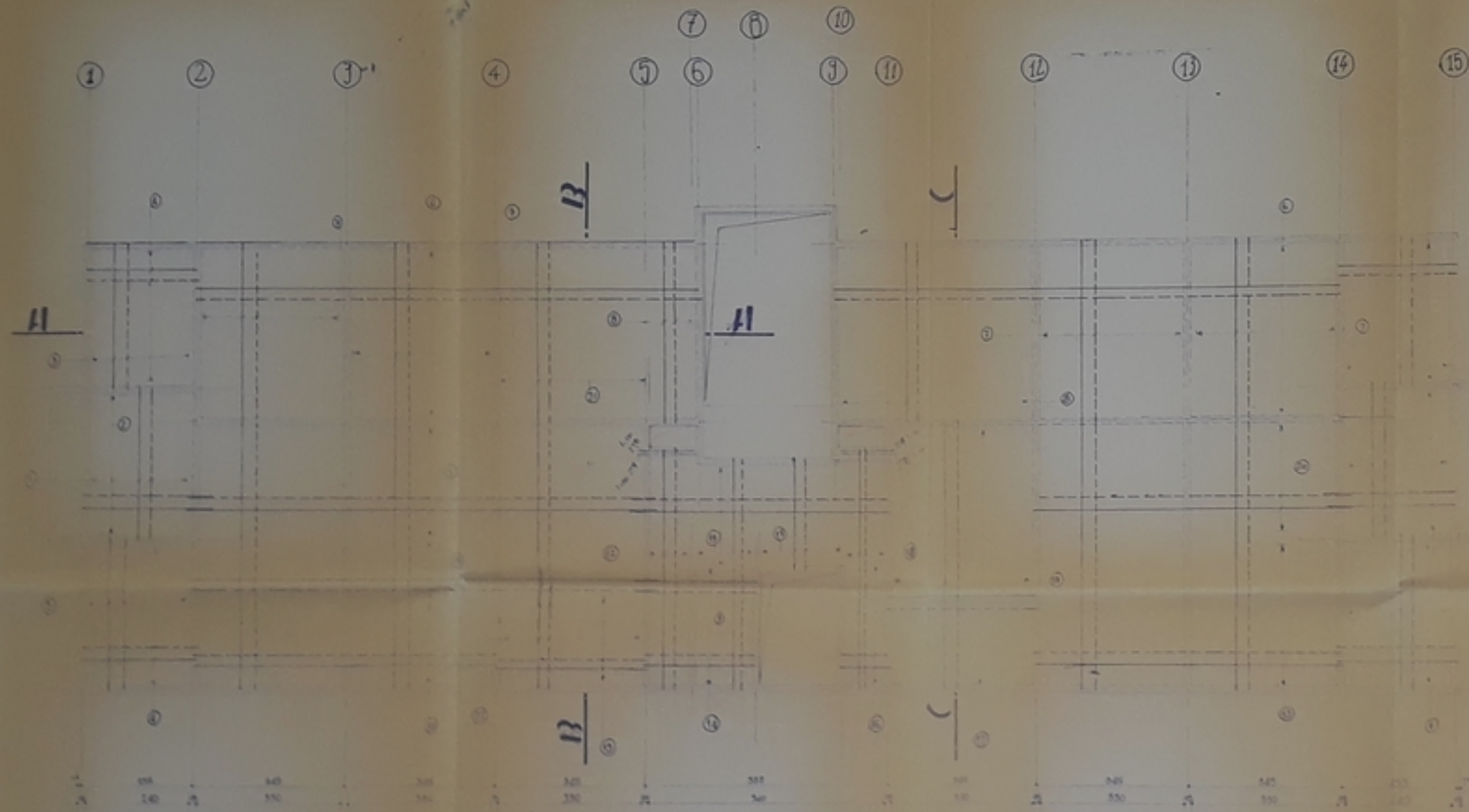


P8013 7 3  
 - 3 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
 PROJET DE FIN D'ETUDE

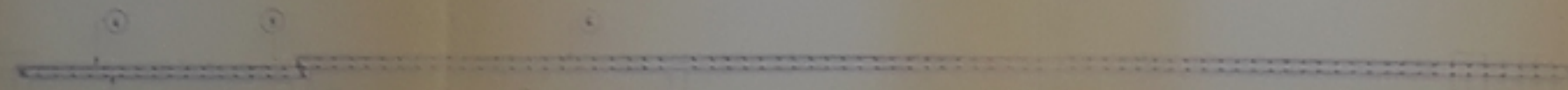
ETUDIÉ PAR : SOUNEJA M. KHEDDOUK

TITRE : FERRAILLAGE DU PLANCHER  
 R.C. Niveau 00

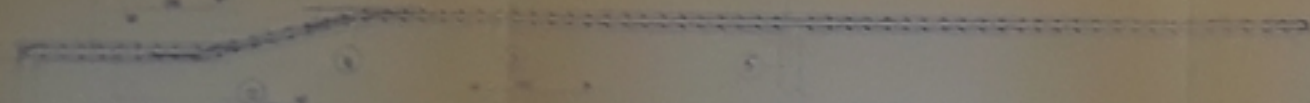


27° 27' 28" 27° 27' 28"  
 33° 33' 33" 33° 33' 33"  
 45° 45' 45" 45° 45' 45"  
 57° 57' 57" 57° 57' 57"

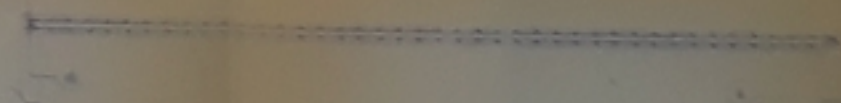
COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C



RENTREMENT DES ARMATURES DANS LES MEMBRES

NO	PROFIL	LONGUEUR	QUANTITE	RENTREMENT
1	10	1.20	1	10
2	10	1.20	1	10
3	10	1.20	1	10
4	10	1.20	1	10
5	10	1.20	1	10
6	10	1.20	1	10
7	10	1.20	1	10
8	10	1.20	1	10
9	10	1.20	1	10
10	10	1.20	1	10
11	10	1.20	1	10
12	10	1.20	1	10
13	10	1.20	1	10
14	10	1.20	1	10
15	10	1.20	1	10







