

12/97



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

ETUDE D'UNE STRUCTURE
(R+14+1S.S)
A USAGE D'HABITATION
CONTREVENTÉE PAR VOILES

Proposé par :
E.T.B

Dirigé par :
Mme BAUCHE

Etudié par :
BENREKIA Missoum
BOUCHRIT Ahmed

4 PLANCHES

Promotion : 1997

E.N.P. 10, AVENU HASSEN BADI - EL-HARRACH - ALGER



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

**ETUDE D'UNE STRUCTURE
(R+14+1S.S)
A USAGE D'HABITATION
CONTREVENTÉE PAR VOILES**

Proposé par :
E.T.B

Dirigé par :
Mme BAUCHE

Etudié par :
**BENREKIA Missoum
BOUCHRIT Ahmed**

Promotion : 1997

E.N.P. 10, AVENU HASSEN BADI - EL-HARRACH - ALGER

يقوم هذا العمل على دراسة سكونية و شاملة لعمارة ذات طابع سكني متكونة من (R+14+Ssol) صامدة بواسطة جدران مسلحة في منطقة ذات درجة زلزالية متوسطة .
لقد تمت دراسة هذا المشروع و فقا لقانون الخرسانة المسلحة (B.A.E.L 83) ، مع الأخذ بعين الإعتبار التوصيات الواردة في القانون الجزائري لمقاومة الزلزال (R.P.A 88) .
القارئ الكريم عبر هذا العمل يمكنه أن يرمق دراسة تحليلية مفصلة حول صمود الجدران و كيفية تسليحها .

Résumé :

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+14+Ssol) contreventé par voiles, implanté sur une zone de moyenne seismicité .

Notre étude est réalisée conformément aux règlements en vigueur donnés par les BAEL 83 , tout en respectant les recommandations imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA88).

Abstract :

The aim of this work consist on a complet and static study of one habitation building (R+14+S.sol) contrevented shear walls, acceding to the algerian code of practice of reinforced cancreat (B.A.E.L83), the recomendation of the algerian code (R.P.A) are also taken into account.

The reader can also find the analysis study for the shear walls and reinforcement.

Over project built in a medium sismic area II.

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chère parents
- A mes frères .
- A mes soeurs .
- A tous mes amies ...

Abmed

Je dédie ce modeste travail :

- A ma très chère mère .
- A mon adorable père .
- A mes frères .
- A mes soeurs .
- A mes cousins.
- A tous mes amies ...

Missoum



Remerciements

Notre sincère gratitude et notre profonde reconnaissance à Mme BAUCHE ; chargée de cours qui a dirigée et suivie ce travail .

nous la remercions pour ses précieux conseils et à sa disponibilité .

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et plus particulièrement Mr BOUD et Mme CHEFKH , ainsi que les membres de jury trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus chaleureux pour le temps qu'ils ont consacré à ce travail en acceptant de l'examiner .



TABLES DES MATIERES

CHAPITRE I INTRODUCTION GENERALE

1.1 INTRODUCTION	1
1.2 DESCRIPTION DU PROJET	1

CHAPITRE II CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX UTILSES

2.1 BETON :	2
2.1.1 Résistance Mécanique de béton :	2
2.1.2 Contraintes Limites :	3
2.1.3 Diagramme contraintes déformations :	4
2.1.4 Module de déformation longitudinale :	4
2.1.5 Coefficient de poisson « ν » :	4
2.2 LES ACIERS	5
2.2.1 Nuances des aciers utilisés :	5
2.2.2 Contrainte limités :	5

CHAPITRE III PREDIMENSIONNEMENT

3.1 PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES	7
3.2 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	8
3.3 PREDIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER	10
3.4 PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE MACHINE	11
3.5 PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE COUVERTURE DU LOCAL MACHINERIE :	13

CHAPITRE IV DESCENTE DE CHARGES

<i>1.1 INTRODUCTION</i>	14
<i>4.2 DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES « G » ET DES CHARGES D'EXPLOITATIONS « Q »</i>	14

CHAPITRE V CARACTERISTIQUES DES REFENDS

<i>5.1 Introduction :</i>	21
<i>5.2 Calcul des inerties :</i>	21
<i>5.2.1 Voiles pleins :</i>	21
<i>5.2.2 Voiles avec ouvertures :</i>	21
<i>5.2.3 Calcul de l'inertie équivalente « Ie » voile avec une seule file d'ouverture</i>	22
<i>5.2.4 Voiles avec plusieurs files d'ouvertures :</i>	25
<i>5.2.5 Application numérique :</i>	26
<i>5.3 DEFINITION DU CENTRE DE TORSION :</i>	29
<i>5.3.1 Détermination des coordonnées du centre de torsion :</i>	30
<i>5.3.2 Inertie polaire de torsion J_0</i>	32
<i>5.4 CENTRE DE MASSE :</i>	33
<i>5.5 Excentricité :</i>	38

CHAPITRE VI GENERALITES SUR LE LOGICIEL SAP90

<i>6.1 INTRODUCTION</i>	40
<i>6.2 MODELISATION</i>	40
<i>6.3 FONCTIONNEMENT</i>	40
<i>6.4 ANALYSE</i>	41

CHAPITRE VII ETUDE DYNAMIQUE

<i>7.1 INTRODUCTION</i>	44
<i>7.2 MODELISATION</i>	44
<i>7.3 CALCUL DYNAMIQUE</i>	45
<i>7.4 RESULTATS DE CALCUL</i>	46
<i>7.5 INTERPRETATION DES RESULTATS</i>	50
<i>7.6. ETUDE DU SEISME</i>	50
<i>7.6.1 Présentation de la méthode</i>	50
<i>7.6.2 Introduction du spectre de réponse</i>	52

CHAPITRE VIII ETUDE AU VENT

<i>8.1 INTRODUCTION</i>	53
<i>8.2 FORCE DE TRAINEE</i>	53
<i>8.3 FORCE DE DERIVE</i>	60
<i>8.4 FORCE DE PORTANCE</i>	61
<i>8.5 CONCLUSION</i>	62

CHAPITRE IX ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

<i>9.1 CHOIX DE LA METHODE DE DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX</i>	63
<i>9.2 DETERMINATION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS SUIVANTS DEUX DIRECTION:</i>	63
<i>9.3 DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENT FLECHISSANTS DANS LES VOILES PLEINS</i>	66
<i>9.4 ETUDE DE CONTREVENTEMENT</i>	67
<i>9.4.1 Introduction</i>	67
<i>9.4.2 Hypothèse de la méthode « Albiges et Goulet »</i>	67
<i>9.4.3 Exposé de la Méthode</i>	68

CHAPITRE X ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES

10.1 DETERMINATION DES CHARGES VERTICALES	84
10.2 COMBINAISON D'ACTIONS :	105

CHAPITRE XI FERRAILLAGE DES VOILES ET CALCUL DES LINTAUX

11.1 FERRAILLAGE DES VOILES :	121
11.1.1 Ferrailage vertical :	122
11.1.2 Ferrailage horizontal :	122
11.1.3 Exemple d'application	124
11.2 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES	136
11.3 CALCUL DES LINTEAUX	138
11.3.1 SOLLICITATION DES LINTEAUX	139
11.3.2 Ferrailage des linteaux :	140
11.3.3) Exemple de calcul :	142

CHAPITRE XII CALCUL DES ELEMENTS

12.1 LES DALLES	146
12.1.3 Méthode de calcul	146
12.1.2 Exemple de calcul	149
12.2 ESCALIER	154
12.2.1 Calcul De La Volée (Paillasse)	154
12.2.2 Ferrailage De La Poutre Palière :	162
12.2.3 Ferrailage du pallier :	165
12.3 POUTRE NOYEE	173
12.4 ACROTÈRE :	184
12.5 VOILES - POTEAUX :	188

CHAPITRE XIII

ETUDE DES FONDATION

<i>13.1 INTRODUCTION :</i>	<i>191</i>
<i>13.2 CHOIX ET JUSTIFICATION :</i>	<i>191</i>
<i>13.3 CALCUL DU RADIER :</i>	<i>193</i>
<i>13.4 FERRAILLAGE DU RADIER :</i>	<i>199</i>
<i>CONCLUSION GENERALE :</i>	<i>207</i>
<i>ANNEXE :</i>	<i>208</i>
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	

CHAPITRE I INTRODUCTION GENERALE

1.1 INTRODUCTION

L'entreprise (E.T.B) de Bouira nous à confié un travail qui consiste en l'étude d'un bâtiment R+14+1ss contreventé par voile à usage d'habitation et (le rez de chaussée a usage commercial) .

Le bâtiment fait partie d'un projet qui consiste en la réalisation de 1000 logements implanter à Bouira .

La région est classée suivant les règles RPA comme zone de moyenne sismicité (zone II).

1.2 DESCRIPTION DU PROJET

Le bâtiment à une forme rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes :

- Longueur $L = 20.495m$
- largeur $l = 18.945m$
- Hauteur totale $H = 42m$
- Hauteur d'étage $h = 2.8m$

Il comporte un sous-sol dont la hauteur est de $3.00m$, un voile périphérique constituant le cuvelage étanche du sous-sol et qui forme l'encastrement rigide de l'édifice , un rez de chaussée en plus de 14 étages comportant chacun trois appartement "F3".

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier .

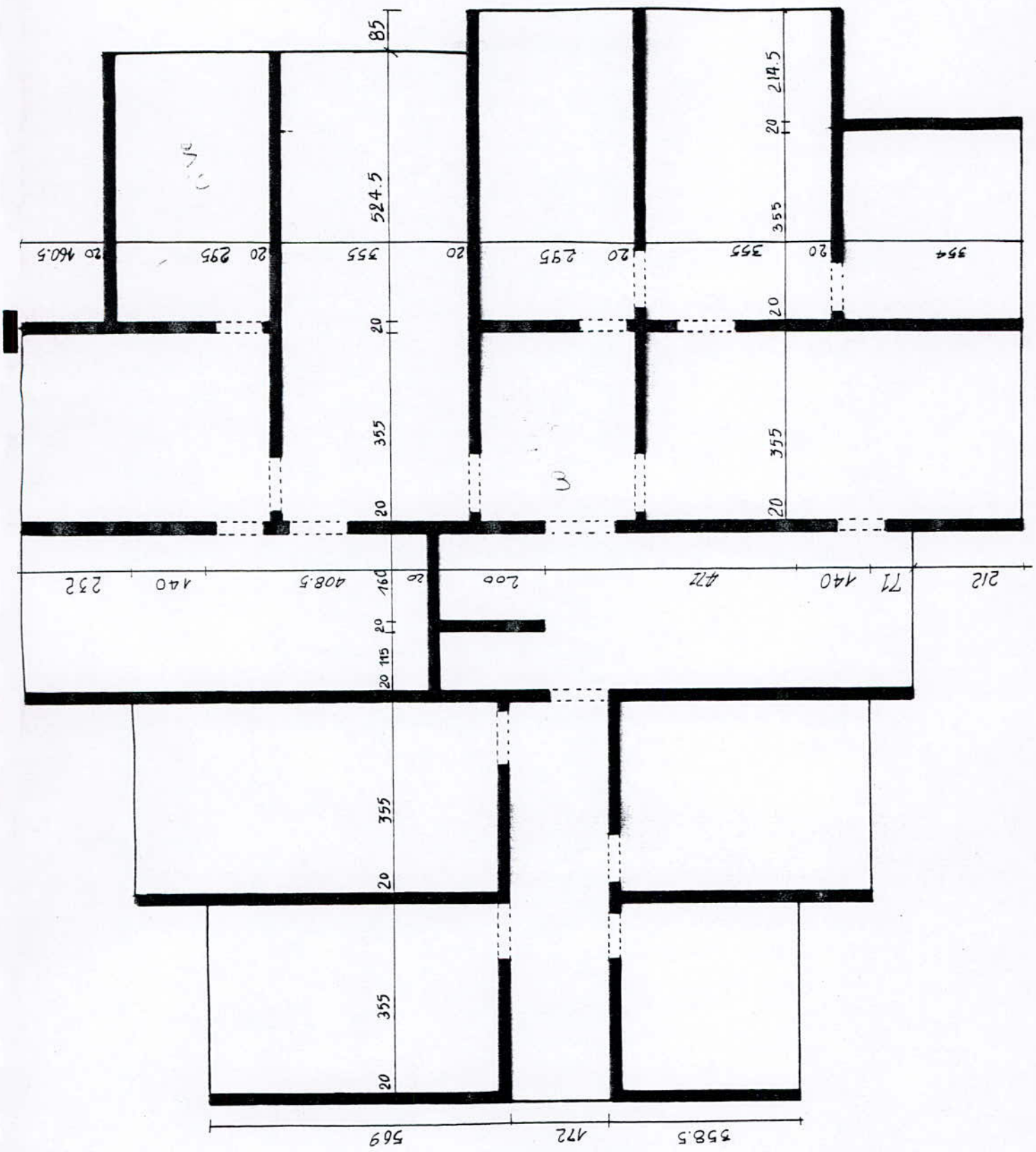
Les façades sont constituées de panneaux de maçonnerie en brique creuse de $25cm$ d'épaisseur.

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.

La structure est contreventée par des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal assurant une stabilité au bâtiment lors d'un séisme ou bien d'un vent et présentant une bonne résistance aux sollicitations dues aux charges verticales.

L'épaisseur des voiles est de $20cm$.

Le système de coffrage utilisé est un coffrage tunnel en plus d'un coffrage « Table et Banches ».



CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES MECANIKQUES DES MATERIAUX UTILISES

2.1 BETON :

Le béton armé utilisé sera calculé conformément aux règles techniques des états limites (BAEL83) ainsi qu'au règlement en vigueur applicables en Algérie (RPA 88).

La composition du béton à employer est la suivante :

- 350 kg de ciment (CPA 325).
- 400 litres de sable propre ($D < 5\text{mm}$).
- 800 litres de gravillon ($D < 25\text{mm}$).
- 175 litres d'eau de gâchage.

Cette composition a été obtenue par une étude granulométrique effectuée par les soins de l'entreprise E.T.B de Bouira .

2.1.1 Résistance Mécanique de béton :

a - Résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge noté par " f_{c28} ".

Cette caractéristique est déterminée par essais sur éprouvettes cylindriques normalisées (16cm de diamètre, 32cm de hauteur), pour déterminer la résistance à la compression à un âge $j < 28$ jours, on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = 0.685 \log (j+1)$$

Un béton dosé à 350 kg de ciment présente une résistance moyenne de compression voisine de 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

b-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j " jours désignée par " f_{tj} " est déterminée à partir de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} , \quad f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ exprimé Mpa}$$

En particulier pour ($j = 28$ jours)

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

2.1.2 Contraintes Limites :

Les règles BAEL donnent les contraintes suivant les états limites comme suite :

a - Contraintes à l'état limite ultime "ELU" :

L'ELU correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées.

En supposant que les matériaux atteignent les limites de ruptures minorées, la contrainte du béton en compression est :

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$$

Le coefficient 0.85 est un coefficient réducteur défini par les sections régulières et qui fait compte du risque d'attraction du béton sur les aciers.

γ_b : Coefficient de sécurité donné par :

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{action accidentelles}$$

$$\gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{actions courante}$$

b - Contrainte Ultime De cisaillement :

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0.13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa} \} = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \{ 0.10 f_{c28}, 3 \text{ Mpa} \} = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

Sachant que la contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 d$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant

c- Contrainte à l'état limite de service « ELS » :

L'état limite de service correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles et les sollicitation résistantes calculées sans dépasser les contraintes limites

En supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique, on doit vérifier :

- la contrainte du béton comprimé (maximale)
- la fissuration
- les déformations

La contrainte limite à l'ELS de béton comprimé est donné par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours}$$

2.1.3 Diagramme contraintes déformations :

Les règles françaises préconisent un diagramme parabole - rectangle à l'ELU et à l'ELS en supposant que le matériau travail à l'état élastique.

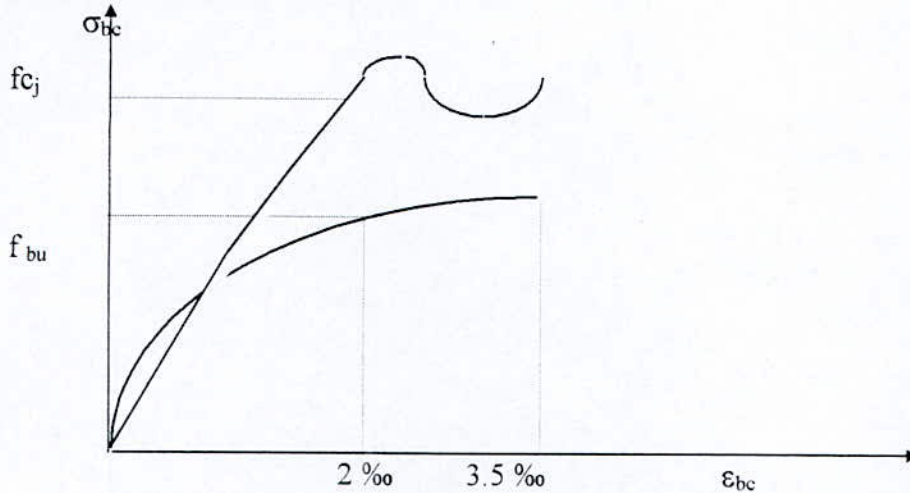


diagramme -parab-rect

2.1.4 Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de « j » jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 [f_{c_j}]^{1/3} \quad E_{ij} \text{ exprimé en MPa}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à « j » jours E_{vj} est pris égale a :

$$E_{vj} = 3700 [f_{c_j}]^{1/3} \quad E_{vj} \text{ exprimé en MPa}$$

Pour une valeur de $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

2.1.5 Coefficient de poisson « v » :

$$v = (\Delta a / a) / (\Delta L / L)$$

Les règles BAEL préconisent, pour le coefficient de poisson, les valeurs suivantes :

$$v = 0.2 \quad \text{à l'ELU}$$

$$v = 0.0 \quad \text{à l'ELS}$$

2.2 LES ACIERS

Les aciers de construction en béton armé se différencient les uns des autres suivant leurs nuances, leurs états de surface, ... (Rand lisse, haute adhérence, nuances...)

2.2.1 Nuances des aciers utilisés :

a Acier rond lisse :

* Acier naturel fe E24 caractérisé par :

- La limite élastique = 235 MPa
- La contrainte de rupture = 410 → 490 MPa
- Allongement de l'ordre : $\epsilon = 1.175 \%$.

* Acier fe E22 caractérisé par :

- La limite élastique = 215 MPa
- La contrainte de rupture = 380 → 490 MPa
- Allongement de l'ordre : $\epsilon = 1.075 \%$.

b- Acier à haute adhérence « HA » :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance f_e E40 caractérisé par :

- La limite élastique : $f_e = 400$ MPa
- La contrainte de rupture = 480 Mpa
- Allongement de l'ordre: $\epsilon = 2 \%$.

c- Module d'élasticité de l'acier « Es » :

$$Es = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

2.2.2 Contrainte limités :

a - Contrainte à l'état limite ultime :

On adopte un diagramme contrainte déformation de calcul déduit du diagramme représenté ci-dessous par une affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport ($1/ \gamma_s$)

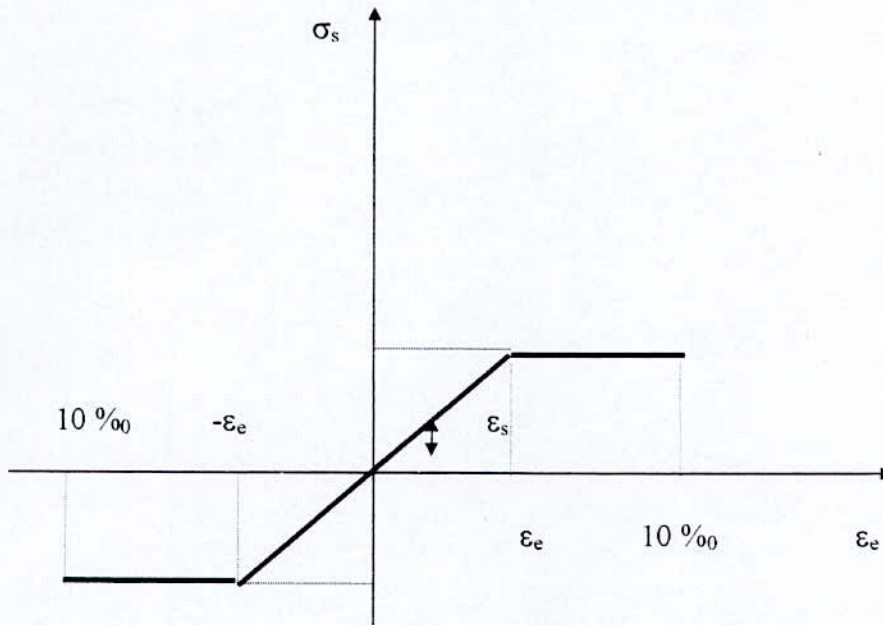


diagramme contrainte - déformation

γ_s : coefficient de sécurité. $\epsilon_e = f_e / \gamma_s * E_s$

$\gamma_s = 1$ cas accidentel.

$\gamma_s = 1.5$ cas non accidentel.

$E_s = 2.10^5$ Mpa

$\epsilon_s = \Delta L / L$: Allongement unitaire.

σ_s = contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

b- Contrainte à l'état limite de service :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \{ (2/3) f_e , 150 \eta \}$ Fissuration préjudiciable

$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \{ 0.5. f_e , 110 \eta \}$ Fissuration très préjudiciable

$\eta = 1$ → Rond lisse et treillis soudés

$\eta = 1.6$ → Acier haute adhérence

Remarque :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible aucune vérification particulière n'est exigée.

CHAPITRE III PREDIMENSIONNEMENT

3.1 PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.

Ceci donne : $e = 11 \text{ cm}$

b. Isolation phonique

Selon les règles « BAEL 83 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ cm}$

c. Résistance à la flexion

- dalle reposant sur deux appuis : $lx/35 \leq e \leq lx/30$

- dalle reposante sur 3 ou 4 appuis : $lx/50 \leq e \leq lx/40$

lx : la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposante sur 3 appuis à une portée lx égale à :

$$lx = 3.55^m = 355^{\text{cm}}$$

Ceci engendre donc : $355/50 \leq e \leq 355/30$

$$7.1 \leq e \leq 8.875 \Rightarrow e = 8^{\text{cm}}$$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 16 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

e. Condition de flèche

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$f_{\text{max}} \leq lx/500 \text{ avec } f_{\text{max}} = 5q lx^4 / 384.EI$$

$$\Rightarrow 5q lx^4 / 384.EI \leq lx/500$$

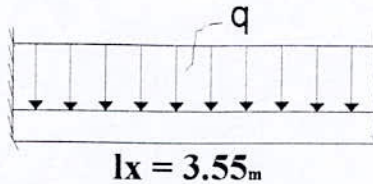
ou : $I = be^3 / 12 \Rightarrow (5 \times 12 \times 9 \times lx^4) / 384 EI e^3 \leq lx/500$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\beta \times 10^4 \cdot q \cdot lx^4 / 384 EI}$$

Pour se faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur

$e = 16\text{cm}$ (préalablement déterminée).

La dalle est supposée encadrée à ses deux extrémités, les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :



$G = 790 \text{ kg / m}^2 \rightarrow$ charge permanente

$Q = 100 \text{ kg / m}^2 \rightarrow$ charge d'exploitation

(plancher terrasse voir descentes de charge)

$Q = 100 \text{ kg / m}^2 \rightarrow$ charge d'exploitation

Ceci nous donne :

$$q = (790 + 100) \cdot 1,00 = 890 \text{ kg / ml}$$

$$E = 107213,9837 \text{ MPa} \cong 107214 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \left[\frac{3 \cdot 10^4 \cdot 890 \cdot 3,55 \cdot 50}{384 \cdot 107214 \cdot 100} \right] = 14,25 \text{ cm}$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} \{ 11, 16, 8, 15 \} = 16\text{cm}$$

on adopte: $e = 18 \text{ cm}$

3.2 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles réalisées sont des murs en béton armé justifiant l'article 4.3 du R.P.A88 qui stipule que : $l \geq 5e$

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Le predimensionnement des voiles dépend de plusieurs paramètres qui sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce predimensionnement.

D'après le RPA88 article 4.3.1 ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant à la condition $L \geq 5e$

L : portée du voile

e : épaisseur du voile

L'article 4.3.1 RPA88 exige une épaisseur minimale des voiles de 15cm pour les constructions de groupe d'usage 1 et 2 implantés en zone II et III

Bouira zone II donc $e = 15\text{cm}$

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

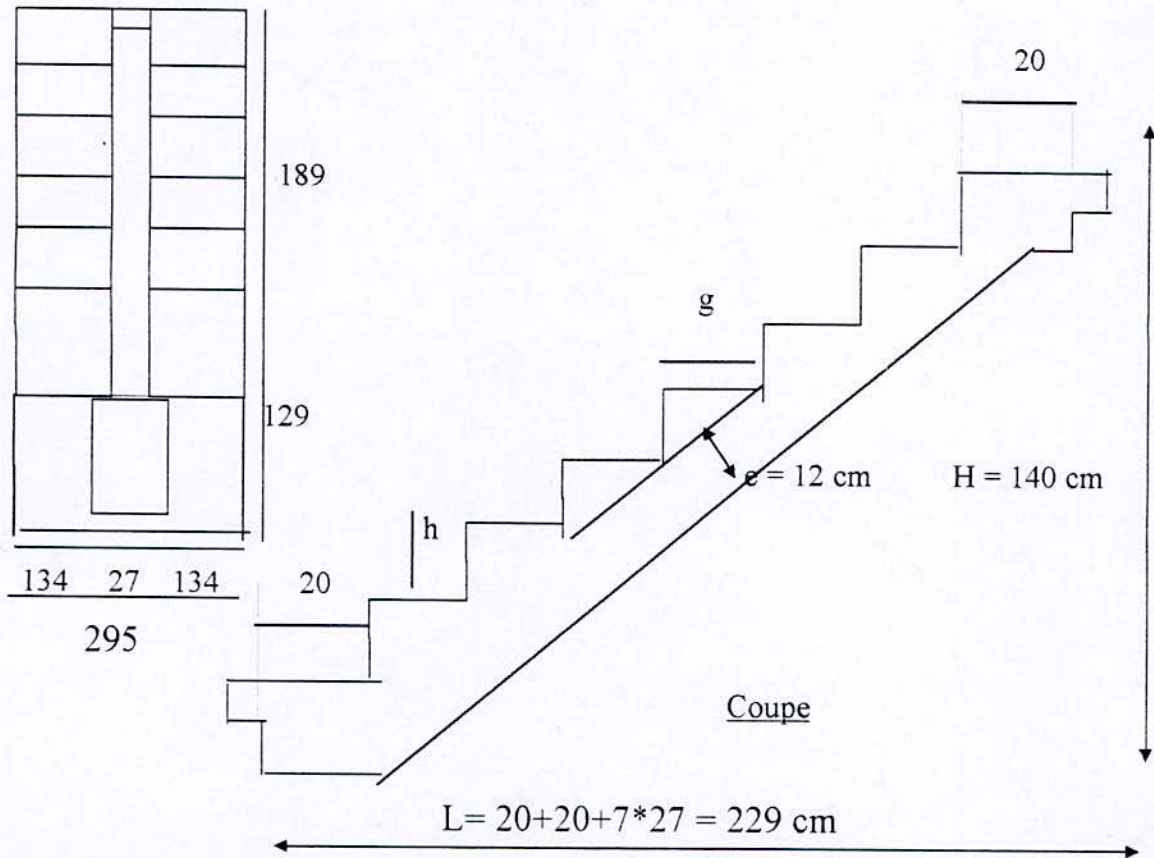
$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq h_e / 20 = 259 / 20 = 12.95\text{cm} \quad \text{on prend } e = 13\text{cm}$$

finalement

$$e \geq \max (13.15) \text{ on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

3.3 PREDIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER



Pour les dimensions des marche « g » et la contremarche « h » on utilise généralement la formule de « BLONDEL » qui est :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

Soit n : nombre de marches.

h : hauteur de contremarche.

$$H = n.h \Rightarrow h = H / n$$

La largeur de la ligne foulée $L = g (n-1) \Rightarrow g = L / n-1$

$$59 \leq (L / n-1) + 2 H/n \leq 66 \text{ (cm)}$$

$$\Leftrightarrow n^2 - n ((66 + L + 2 H) / 66) + 2H/66 = 0$$

$$L = 229 \text{ cm}$$

$$H = 140 \text{ cm}$$

$$n^2 - 8.4 n + 2.24 = 0 \Rightarrow n_1 = 8.12 \text{ ou } n_2 = 0.56$$

on prend $n = 8$

$$g = 209 / (8-1) = 29.85 \cong 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n = 140 / 8 = 17.5 \text{ cm}$$

d'ou

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17.5 \text{ cm}$$

vérification :

$$30 + 2 \times (17.5) = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{on a bien } 59 \leq 65 \leq 66 \text{ cm}$$

Les caractéristiques de l'escalier :

$$n = 8 \quad h = 17.5 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est une dalle inclinée supportant son poids propre, le poids des marches et la charge d'exploitation. L'épaisseur courante des paillasses varie entre 8 et 15 cm : elle sera déterminée par la condition de résistance qui est :

$$l / 30 \leq e \leq l / 20 \quad l = 251.6 \text{ cm}$$

$$251.6 / 30 \leq e \leq 251.6 / 20 \rightarrow 8.38 \text{ cm} \leq e \leq 12.58 \text{ cm}$$

on prend $e = 12 \text{ cm}$

3.4 PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE MACHINE

Nous avons un ascenseur du type « EUROPA » (8 personnes)

- Vitesse 1.00 m/s
- Course maximale = 59.00m
- Charge de l'ascenseur est : $P = 630 \text{ kg}$

Il est à noter que l'épaisseur minimale des dalles machine est de 25 cm. Charge due à l'ascenseur :

P ₁	750 daN
P ₂	400 daN
P ₃	850 daN
P ₄	600 daN
P ₅	1200 daN
P ₆	1000 daN
P ₇	100 daN
P ₈	300 daN
P ₉	2200 daN
P ₁₀	2900 daN
P ₁₁	4600 daN

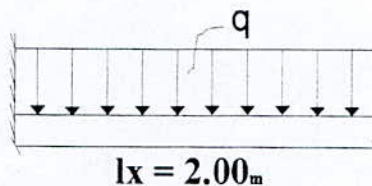
La charge totale : $Q = \sum P_i + 630 = 14900 + 630 = 15530 \text{ kg}$

La surface de la dalle machine est : $1.6 \cdot 2.00 = 3.2 \text{ m}^2$

$$P = Q / S = 15530 / 3.2 = 4853,125 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = P \cdot 1\text{ml} = 4853,125 \text{ Kg/ml}$$

La dalle est supposée encadrée à ses deux extrémités et on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1\text{m}$



a. Vérification de flèche :

$$f_{\max} = 5 \cdot q \cdot l_x^4 / 384 \cdot E \cdot I < l_x / 500$$

$$I = b \cdot e^3 / 12 \Rightarrow e \geq [500 \cdot 60 \cdot q \cdot l_x^3]^{1/3} / 384 \cdot E \cdot b$$

$$E = 107213,9837 \cong 107214 \text{ Kg / cm}^2$$

$$e \geq [500 \cdot 60 \cdot 4853,125 \cdot 20010^2] = 14,143 \text{ cm}$$

Ceci donne : $e = 15 \text{ cm}$ Finalement :

l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} \{ 25\text{cm} , 15\text{cm} \}$$

L'épaisseur à retenir : $e = 25 \text{ cm}$

3.5 PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE COUVERTURE DU LOCAL MACHINERIE :

La couverture du local est une dalle en béton armé de surface :

$$3,35 \cdot 4,05 = 13,53 \text{ m}^2$$

a. Résistance à la flexion

Dalle sur 3 appuis $l_x / 50 \leq e \leq l_x / 40$

$$3.35 \cdot 10^2 / 50 \leq e \leq 3.35 \cdot 10^2 / 40$$

$$6,7 \leq e \leq 8.375 \Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

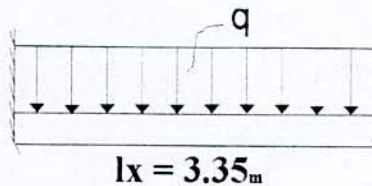
b. Condition de flèche :

$f = l_x / l_y = 3.35 / 4.05 = 0,827 > 0.4 \Rightarrow$ flexion dans les deux sens.

$$f_{\max} = 5 \cdot q \cdot l_x^4 / 384 \cdot E \cdot I < f_{\text{adm}} = l_x / 500$$

$$l_x = 3,35 \text{ m}$$

La dalle est supposée encadrée à ses deux extrémités et on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$



$$q = (G + Q) \cdot 1,00 \text{ m}$$

avec :

G : Poids propre de la dalle (on prend $e = 12 \text{ cm}$)

$$G : 2500 \cdot 0,12 = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q : 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{d'où : } q = (300 + 100) \cdot 1,00 \text{ m} = 400 \text{ Kg/ml}$$

$$e \geq [\frac{500 \cdot 60 \cdot 400 \cdot 10^{-2} \cdot 335}{384 \cdot 107214 \cdot 100}] = 10,31 \text{ cm}$$

$$384 \cdot 107214 \cdot 100$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$

CHAPITRE IV DESCENTE DE CHARGES

I.1 INTRODUCTION

Le but de la descente de charge est d'évaluer les charges et surcharge qui reviennent à chaque élément porteur de la structure jusqu'aux fondations.

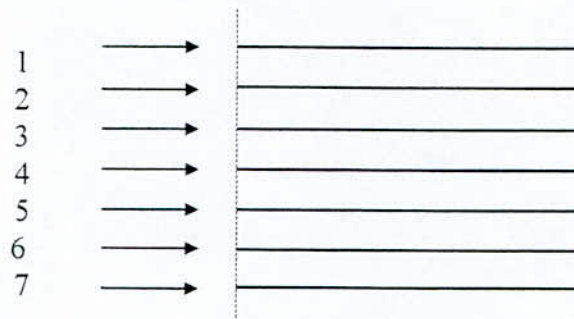
On désigne par :

G : charge permanentes

Q : surcharges d'exploitation

4.2 DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES « G » ET DES CHARGES D'EXPLOITATIONS « Q »

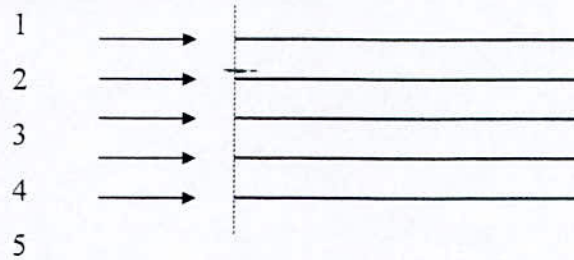
a. plancher terrasse inaccessible



1 - Protection en gravillons (ep = 5cm) →	$0.05 \cdot 1700 = 85 \text{ Kg} / \text{m}^2$
2 - Etanchéité multitâche →	$= 10 \text{ Kg} / \text{m}^2$
3 - Forme de pente (ep = 10cm) →	$1.01 \cdot 200 = 200 \text{ Kg} / \text{m}^2$
4 - Paré vapeur →	$= 5 \text{ Kg} / \text{m}^2$
5 - Isolation thermique en loge (ep = 4 cm) →	$0.04 \cdot 400 = 15 \text{ Kg} / \text{m}^2$
6 - Dalle pleine en béton armée (ep = 18cm) →	$0.18 \cdot 25000 = 450 \text{ Kg} / \text{m}^2$
7 - Enduit de plâtre (ep = 2cm) →	$0.02 \cdot 1200 = 24 \text{ Kg} / \text{m}^2$
	$\Sigma 790 \text{ Kg} / \text{m}^2$

charge permanente : $G = 790 \text{ Kg} / \text{m}^2$

surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg} / \text{m}^2$

b. Plancher étage courant

1 - revêtement carrelage (ep = 2cm) →	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2 - mortier de pose (2cm) →	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3 - lit de sable (e = 2cm) →	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4 - dalle pleine (ep = 18cm) →	$0.18 \times 2500 = 450 \text{ Kg/m}^2$
5 - enduit de plâtre (ep = 2cm) →	$0.02 \times 200 = 24 \text{ Kg/ m}^2$
6 - cloison légers →	$= 75 \text{ Kg/ m}^2$
	$\Sigma 669 \text{ Kg/ m}^2$

charge permanente : $G = 669 \text{ Kg/m}^2$

surcharge d'exploitation : $Q = 175 \text{ Kg/m}^2$

c. Plancher RDC

Voir plancher étage courant . $G = 669 \text{ Kg/m}^2$

$Q = 175 \text{ Kg/ m}^2$

d. Plancher balcon

Voir plancher étage courant mais sans cloisons $669 - 75 = 594$ plus les charges permanentes du garde-corps (80 kg/ m^2).

A ce plancher, il faut soustraire le poids des cloisons et gouter le poids du garde corps. ce qui donne

$G = 674 \text{ Kg/ m}^2$

$Q = 350 \text{ Kg/ m}^2$

e. Plancher logia

Voir étage courant, A ce plancher, soustraire le poids des cloisons. Ce qui donne :

$G = 594 \text{ Kg/ m}^2$

$Q = 350 \text{ Kg/ m}^2$

f. Acrotère

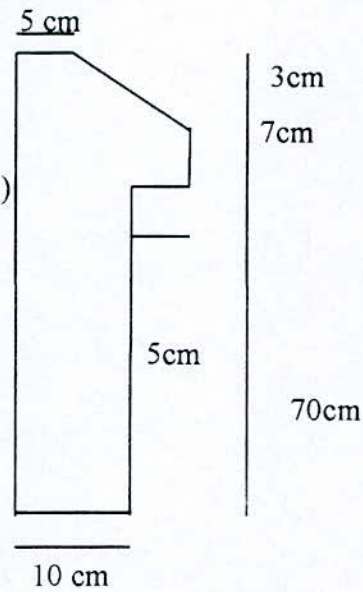
Surface de l'acrotère

$$(0,1 \cdot 0,7 + 0,07 \cdot 0,15 + 0,5 \times (0,03 \cdot 0,1) + 0,05 \cdot 0,03)$$

$$= 0,0835 \text{ m}^2$$

- Béton armé : $0,0835 \cdot 2500 = 208,75 \text{ Kg/ ml}$

- Enduit de ciment : 1,5 cm sur les deux faces :



$$(0,8 + 0,05 + 0,7 + 0,07 + 0,104) \cdot 0,015 \cdot 1800$$

$$= 46,54 \text{ Kg/ ml}$$

$$\Rightarrow G = 208,75 + 46,54 = 255,29 \text{ Kg/ ml}$$

$$G = 255,29 \text{ Kg/ ml}$$

Largeur de l'acrotère : $2 (1894,5 + 2049,5) = 7888 \text{ cm}$.

La masse totale sera : $78,88 \times 255,29 = 20137,27 \text{ Kg}$

g. Escalier

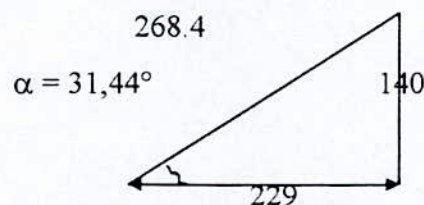
Voir étage courant (mais soustraire le poids des cloisons)

1/ Palier :

$$G = 594 \text{ Kg/ m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/ m}^2$$

2 / Volée :



- Carrelage (2cm) $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ Kg/ m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ Kg/ m}^2$
- Lit de sable (2cm) $1800 \cdot 0,02 = 36 \text{ Kg/ m}^2$

- Paillasse (0,12 . 2500 / cos 31.44)	= 351,6 Kg/ m ²
- Marche (2200 x 0,175) / 2	= 192,5 Kg/ m ²
- Enduit de plâtre (2cm) 0,02 . 1200	= 24 Kg/ m ²
- Garde - corps	= 100 kg/ m ²
	<u>Σ = 797,6 Kg/ m²</u>

$$G = 797,6 \text{ Kg/ m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/ m}^2$$

f. Plancher sous-sol

- mortier de pose (2cm)	0,02 . 2000 = 40 Kg/ m ²
- lit de sable	0,02 . 1800 = 36 Kg/ m ²
- dalle pleine (18cm)	0,18 . 2500 = 450 Kg/ m ²
	<u>Σ = 526 Kg/ m²</u>

$$G = 526 \text{ Kg/ m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/ m}^2$$

g. Hédicule

- Dalle machine (supportant l'ascenseur)

$$G = 0,25 . 2500 . 2 . 1,6 = 2000 \text{ Kg}$$

- Forme de pente (6cm) : 0,06 . 2000 x 4,05 x 3,35 = 1628,1 Kg

- Voiles.

- Mur en maçonnerie (ep = 10 cm) 3,15 . 2,75 . 0,9x10² = 779,625 Kg

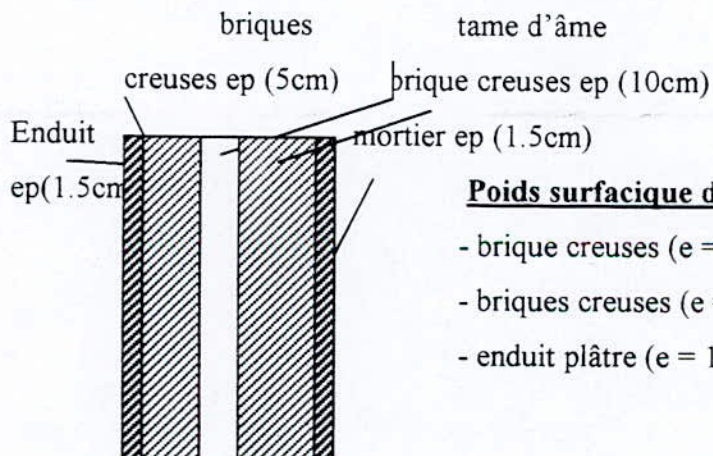
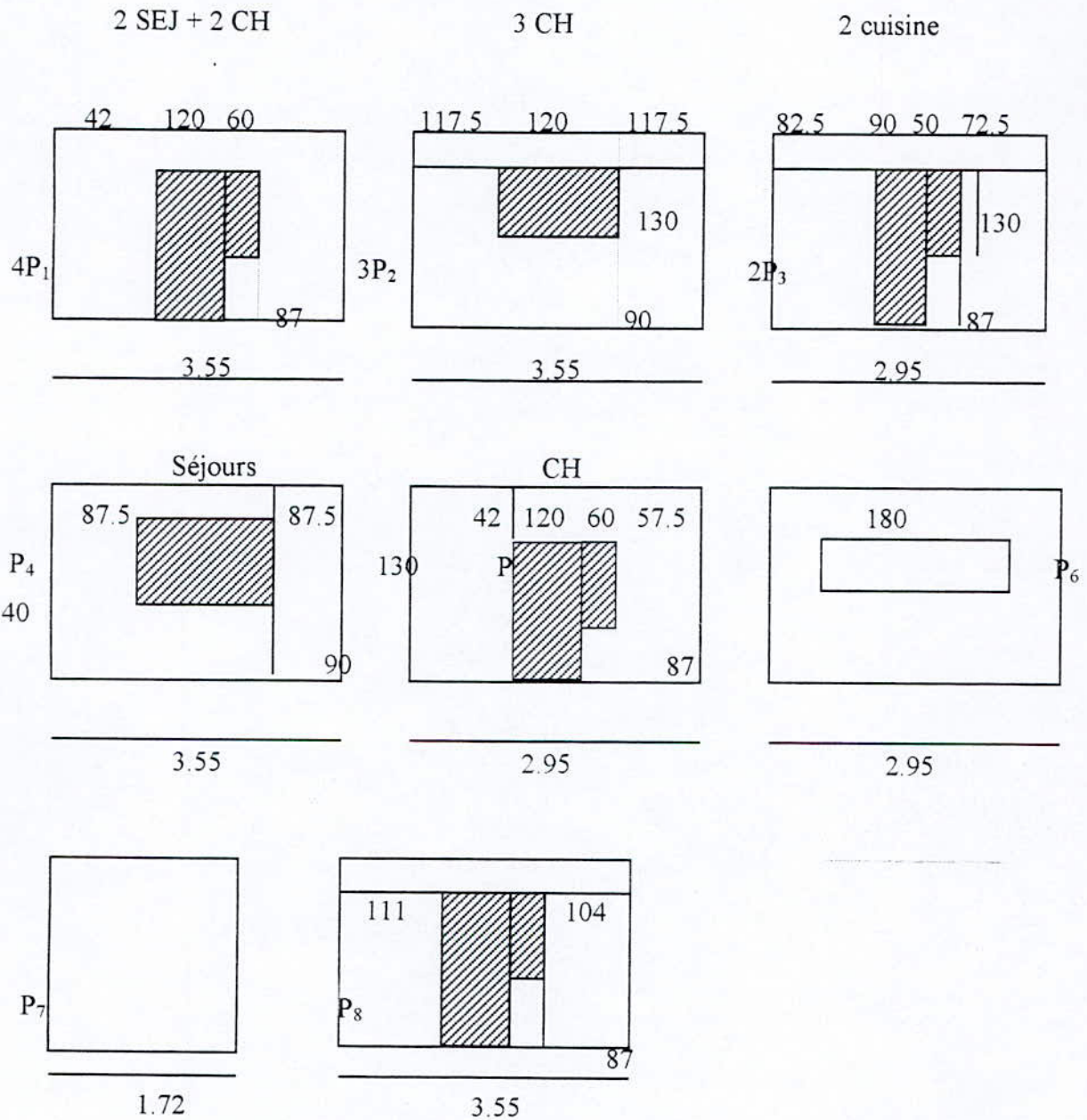
- L'ascenseur (charge totale + machine) : 15530 Kg.

h. Poids des voiles

Voiles	Longueur (m)	Section brute (m ²)	Section ouvert (m ²)	Section nette (m ²)	Epaisseur (m)	Poids (Kg) e.2500.S _n
VT ₁	5.690	14.737	-	14.137	0.2	7368.5
VT ₂	3.585	9.285	-	9.285	0.2	4642.5
VT ₃	7.090	18.363	-	18.363	0.2	9181.5
VT ₄	4.985	12.911	-	12.911	0.2	6455.5
VT ₅	16.825	43.577	2.387	41.190	0.2	20595
VT ₆	4.755	12.315	1.953	10.362	0.2	5181
VT ₇	5.250	13.598	2.387	11.211	0.2	5605.5
VT ₈	7.640	19.788	1.953	17.835	0.2	8917.5
VT ₉	4.855	12.574	1.953	10.621	0.2	3232
VT ₁₀	3.250	8.417	1.953	6.464	0.2	8247
VT ₁₁	7.290	18.881	2.387	16.494	0.2	4714
VT ₁₂	3.640	9.428	-	9.428	0.2	2849
VT ₁₃	2.20	8.698	-	5.698	0.2	3403.5
VL ₁	3.55	9.194	2.387	6.807	0.2	3620.5
VL ₂	3.55	9.194	1.953	7.241	0.2	3620.5
VL ₃	3.55	9.194	1.953	7.241	0.2	3620.5
VL ₄	3.55	9.194	1.953	7.241	0.2	3620.5
VL ₅	2.55	6.604	-	6.604	0.2	3302
VL ₆	9.445	24.462	4.774	19.688	0.2	9844
VL ₇	5.045	13.066	-	13.066	0.2	6533
VL ₈	8.595	22.261	2.387	19.874	0.2	9937
VL ₉	9.445	24.462	2.387	22.075	0.2	11037.5
VL ₁₀	5.695	14.750	1.953	12.797	0.2	6398.5

Σ = 153616.5 Kg

i. Poids du panneaux de façade



Poids surfacique du mur

- brique creuses (e = 10cm) 90 Kg/m²
- briques creuses (e = 5cm) 45 Kg/m²
- enduit plâtre (e = 1.5cm) 18 Kg/ m²

- mortier (ep = 1.5) : $0,015 \times 1800 = 27 \text{Kg/ m}^2$

$$\Sigma = 180 \text{ Kg/ m}^2$$

Tableau récapitulatif donnant le poids des panneaux

Parois		surface totale	s. d'ouverture	surface nette	Poids = $n \times S_n \times 180$ (Kg)
4P ₁		9.194	3.384	5.810	4183.2
3P ₃		9.194	1.560	7.634	4122.36
2P ₃		7.640	2.603	5.037	1813.32
P ₄		9.194	2.340	6.854	1233.72
P ₅		7.640	3.384	4.256	766.08
P ₆	Niv	0.720	-	0.720	54.00
	Brique	6.920	-	6.920	1245.6
P ₇		4.455	-	4.455	801.9
P ₈		9.194	2.603	6.591	1186.38

$$\Sigma = 15406.56 \text{ Kg}$$

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES DES REFENDS

5.1 Introduction :

La stabilité de notre ouvrage vis-à-vis des charges et surcharges est assurée par des refends (voiles) linéaire disposés suivant les deux sens du bâtiment.

Dans notre structure on distingue deux type de refends :

- refends pleins
- refends avec ouvertures

L'existence des ouvertures dans ces voiles nécessite l'introduction de la notion d'inertie équivalente qui permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures à des refends linéaires pleins fictifs.

5.2 Calcul des inerties :

5.2.1 Voiles pleins :

a. Voiles longitudinaux « V_L »

$$I_{yy} = l.e^3 / 12$$

L'épaisseur du voile est très petite par rapport à la largeur ($e \lll l$) $\Rightarrow I_{yy} \cong 0$

$$I_{xx} = e.l^3 / 12 \Rightarrow I_{xx} \gggg I_{yy}$$

On ne prend donc en considération que l'inertie I_{xx} .

b. Voiles transversaux « V_t »

$$I_{yy} = l.e^3 / 12$$

$$I_{xx} = e.l^3 / 12 \quad (e \lll l) \Rightarrow I_{xx} \cong 0$$

I_{yy} - c'est l'inertie a retenir

5.2.2 Voiles avec ouvertures :

Ce sont des refends avec une ou plusieurs files d'ouvertures constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appelées linteaux.

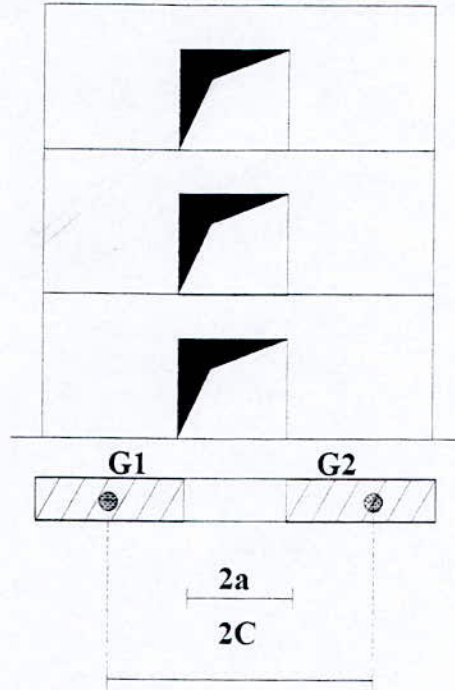
Pour le calcul des inertie des refends a plusieurs files d'ouvertures, on utilisera la méthode de « Marius - Divers » qui est basée sur l'analyse d'un système indéformable « plancher sur appuis élastiques » « voile ou refends ».

Les conditions d'application de cette méthode sont les suivantes :

- Le produit « EI » doit être constant sur toute la hauteur du refend, si ce dernier varie, il doit suivre la même loi de variations pour tous les refends.

- Les refend sort des consoles parfaitement encastrés à leurs bases
- Pour le calcul de leur inertie, nous utiliserons la notion d'inertie équivalente.

5.2.3 Calcul de l'inertie équivalente « le » voile avec une seule file d'ouverture

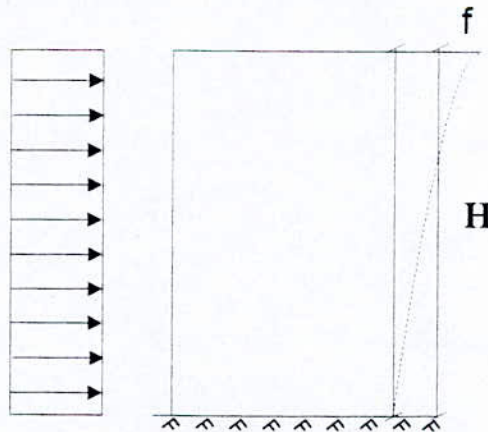


a- Effet du vent

Dans ce cas défiguré, la structure est soumise à un chargement uniformément répartie suivant sa hauteur.

- La flèche au sommet d'un refend plein s'exprime par :

$$f = z.H^3 / 8EI \dots\dots\dots (1)$$



- La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est :

$$f = (z.H^3) . (2mc^4) / (E(I_1 + I_2) \times I \alpha^2) + z.H^3 / 8EI \dots\dots\dots (2)$$

En égalisant les relations (1) et (2) on obtient :

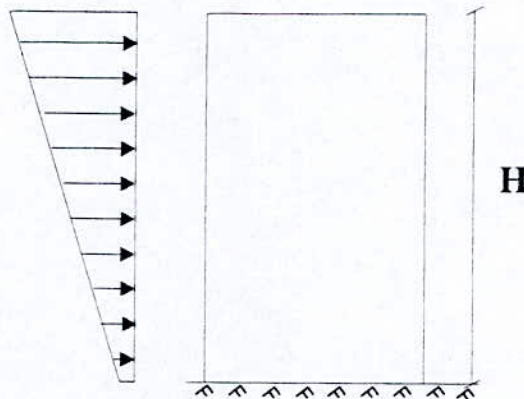
$$I_{ev} = \frac{I}{(16 mc \times \psi_0) / (I_1 + I_2) \alpha^2 + 1}$$

b. Effet d'un séisme :

Dans ce cas la structure est sollicitée par un chargement linéaire.

- La flèche au sommet d'un refend plein s'exprime par :

$$f = \frac{11}{60} \frac{z H^3}{I_0} \dots\dots\dots(3)$$



- La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est :

$$f = \frac{z \cdot H^3}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{2 mc \psi_0}{I \alpha^2} + \frac{11}{60} \frac{z \cdot H^3}{E I} \dots\dots\dots(4)$$

En égalisant les relation (3) et (4), on obtient :

$$I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2 mc \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

a_n est un coefficient dépendant du nombre de niveau de la structure.

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

Si $n \geq 11$ alors $a_n = 1$

avec :

- I : inertie totale du refend $I = I_1 + I_2 + 2mc$

- m : moment statique de chacun des deux trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble :

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

- ψ_0 : coefficient dépendant de α et ζ

$$\psi_0 = f(\alpha, \zeta) \text{ avec } \zeta = z/H$$

à l'encastrement $\zeta = 0$, alors :

$$\zeta = 0 = 0 \Leftrightarrow \varphi_0 = \frac{1}{H} - \frac{Sh\alpha}{2\alpha ch\alpha} + \frac{1}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{ch\alpha}\right)$$

- α : coefficient de monolithisme exprime le taux de participation du linteau à la déformation de l'ensemble.

$$\alpha = H \cdot \omega \text{ avec } \omega^2 = \frac{3 E_i i}{E (I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{C}{a^3 h} = \frac{3 i I C}{(I_1 + I_2) m a^3 h} \text{ si } E = E_i$$

- i : inertie transversale du linteau

- E, E_i : module d'élasticité du matériaux composant respectivement le refend et le linteau.

- h : hauteur d'étage

- H : hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère)

N.B :

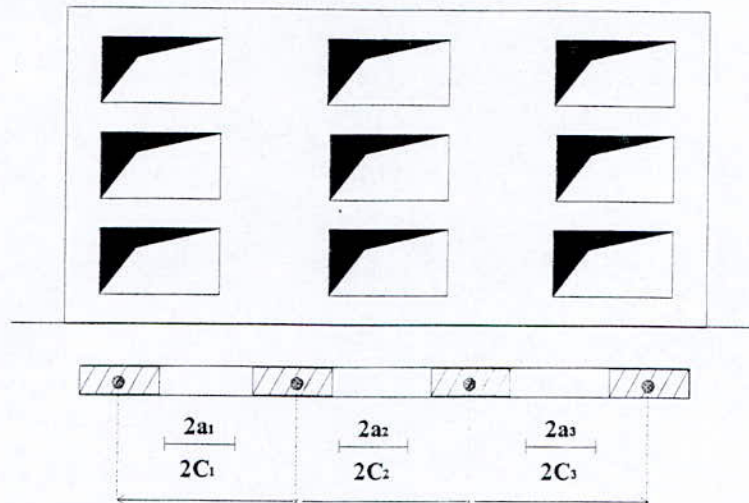
Si $0 < \alpha < 1$ Refend avec grandes ouvertures; l'effet du linteau est négligeable.

Les deux trumeaux se comportant comme deux consoles séparées

Si $1 \leq \alpha \leq 10$ Refend avec ouvertures moyennes ; l'effet du linteau est pris en considération ..

Si $\alpha > 10$ Refend avec petites ouvertures ; le voile se comporte comme un voile plein.

5.2.4 Voiles avec plusieurs files d'ouvertures :



a. Effet du vent :

- La flèche au sommet d'un refend avec plusieurs files d'ouvertures

$$\text{est : } f = \frac{z \cdot H^3}{E I_0} \varphi_0 \alpha^2 + \frac{z H^3}{8 E I}$$

L'inertie équivalente est égale à :

$$I_{ev} = \frac{I}{8 \frac{I_0}{I} \varphi_0 + 1} \alpha^2$$

b. Effet du séisme

L'inertie équivalente est égale à

$$I_{es} = \frac{a_n \cdot I}{(60/11) \cdot (I/I_0) \cdot (\varphi_0/\alpha^2) + 1}$$

avec :

- $I_0 = \sum I_i$: inertie des trumeaux

- I : inertie totale du refend $I = I_0 + \sum_{i=1}^{n-1} 2 c_i m_i$

- c : demi distance entre les centres de gravités des deux trumeau.

- m : moment statique $m_i = m_{i-1} + \Omega_i (d - \sum_{j=1}^{n-1} 2c_j)$

- D : Distance entre le c.d.G du trumeau et le c.d.g du refend.

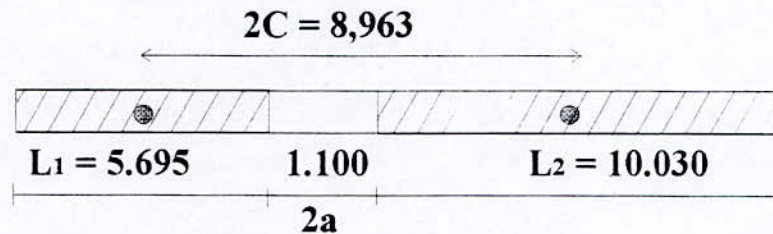
$$D = \frac{2}{A_0} \left[\sum_{i=2}^n \Omega_i \cdot \sum_{j=1}^{i-1} e_j \right] \quad \text{avec : } A_0 = \sum_{i=1}^n A_i$$

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E \cdot I_0 \cdot h} \left(\sum_{i=1}^{n-1} I_2 \cdot x \cdot c_i^2 \right) \cdot a_i^3$$

5.2.5 Application numérique :

Refend avec une seule file d'ouverture :

- Voile transversal N°5 « V_{T5} »



$$2a = 1.100 \text{ m} \rightarrow a = 0.550 \text{ m}$$

$$2c = 8.963 \text{ m} \rightarrow c = 4.481 \text{ m}$$

Calcul des sections et des inerties :

$$\text{Trumeau 1 : } I_1 = 3.078 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 1.139 \text{ m}^2$$

$$\text{Trumeau 2 : } I_2 = 16.817 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 2.006 \text{ m}^2$$

$$\text{Linteau : } i = \frac{e \cdot h^3}{12} = \frac{0.2 \cdot (0.63)^3}{12} = 0.004167 \text{ m}^4$$

$$i = 0.004167 \text{ m}^4$$

- *Calcul de moment statique :*

$$m = \frac{2c}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{8.963}{1.199 + 2.006} = 6.512 \text{ m}^3$$

$$\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} = \frac{1}{1.199} + \frac{1}{2.006}$$

$$I = I_0 + 2mc$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 19.895$$

$$\Rightarrow I = 19.895 + 2 \cdot 6,512 \cdot 4,481 = 78,260 \text{ m}^4$$

$$E = E' \Rightarrow \omega^2 = \frac{3i}{a^3} \cdot \frac{I}{m \cdot I_0 \cdot h} \cdot c = \frac{3 \cdot (0,004167)}{(0,55)^3} \cdot \frac{78,26}{6,512} \cdot \frac{4,481}{19,1895 \cdot 2,8}$$

$$\Rightarrow \omega^2 = 0,072$$

$$\omega = 0,269$$

$$\alpha = \omega H ; H = 42,8 , \omega = 0,269$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,269 \cdot 42,8 = 11,51$$

$\alpha > 10 \Rightarrow$ Refend avec petites ouvertures a la base (R.D.C)

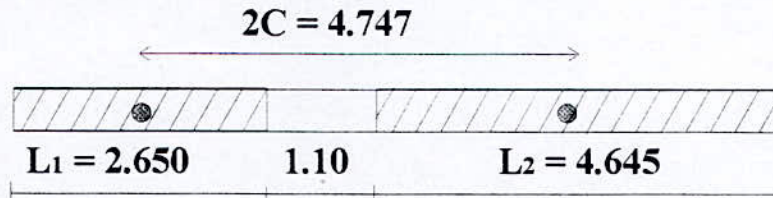
$$z = 0 \quad \Rightarrow \quad \underline{z} = \underline{0} = 0$$

$$\quad \quad \quad H \quad H$$

$$\text{Vent} \rightarrow \varphi_0 = 0,420 \quad \Rightarrow \quad I_{ev} = 72,865 \text{ m}^4$$

$$\text{Séisme} \rightarrow \Omega_0 = 0,581 \quad \Rightarrow \quad I_{es} = 73,152 \text{ m}^4$$

-Voile longitudinal N°6 « V_{L6} »



$$2a = 1.100 \text{ m} \quad \rightarrow \quad a = 0.550 \text{ m}$$

$$2c = 4.747 \text{ m} \quad \rightarrow \quad c = 2.373 \text{ m}$$

Calcul des sections et des inerties :

$$\text{Trumeau 1 : } I_1 = 0.310 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 0.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Trumeau 2 : } I_2 = 1.67 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 0.929 \text{ m}^2$$

$$\text{Linteau : } i = \frac{e \cdot h^3}{12} = \frac{0.2 \cdot (0.63)^3}{12} = 0.004167 \text{ m}^4$$

$$\quad \quad \quad 12 \quad \quad \quad 12$$

$$i = 0.004167 \text{ m}^4$$

- Calcul de moment statique :

$$m = \frac{2c}{\Omega_1 + \Omega_2} = 1.602 \text{ m}^3$$

$$\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}$$

$$I = I_0 + 2mc = 0.31 + 1.67 + 4.74 * 1.602 = 9.586 \text{ m}^4$$

$$I = 9.586 \text{ m}^4$$

$$E = E' \Rightarrow \omega^2 = \frac{3i}{a^3} \cdot \frac{I}{m I_0 \cdot h}$$

$$\omega^2 = 0.192$$

$$\omega = 0.439$$

$$\Rightarrow \alpha = \omega H = 18.775$$

$\alpha > 10 \Rightarrow$ Refend avec petits ouverture a la base $z = 0 \Rightarrow z/H = 0/H$

$$\text{Vent} \rightarrow \varphi_0 = 0.45 \Rightarrow I_{ev} = 9.223 \text{ m}^4$$

$$\text{Séisme} \rightarrow \Omega_0 = 0.61 \Rightarrow I_{es} = 9.249 \text{ m}^4$$

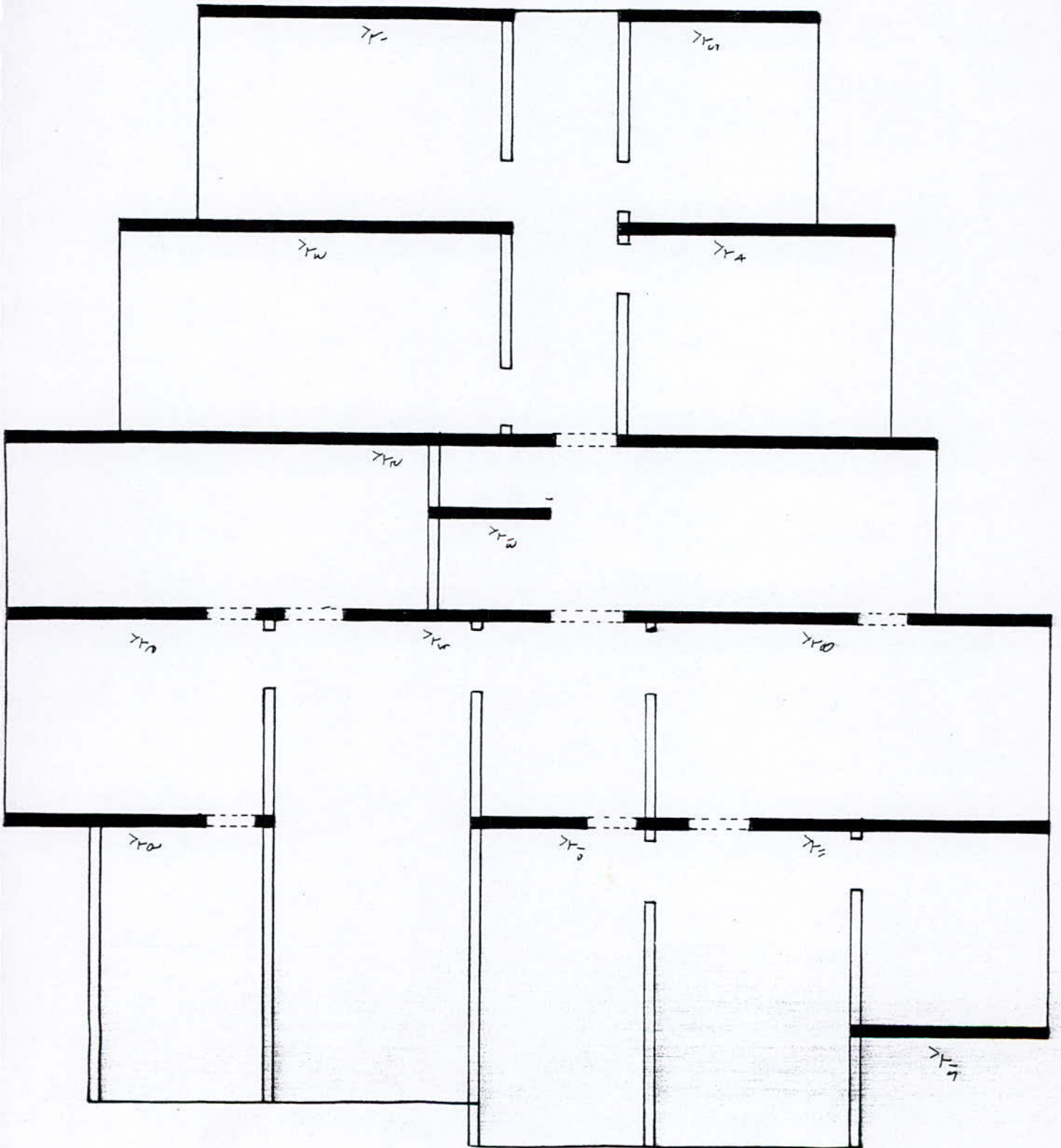


Tableau : donnant les inerties et les inerties équivalentes des voiles trans- et long

Voiles	L (m)	m (m3)	I (m4)	ω	α	φ_0	Ω_0	lev (m4)	les (m4)
VT ₁	5.69	-	3.07	-	-	-	-	-	-
VT ₂	3.585	-	0.768	-	-	-	-	-	-
VT ₃	7.09	-	5.94	-	-	-	-	-	-
VT ₄	4.985	-	2.065	-	-	-	-	-	-
VT ₅	16.825	6.512	78.26	0.269	11.51	0.42	0.581	72.865	73.152
VT ₆	3.625	-	0.781	-	-	-	-	-	-
VT ₇	4.15	-	1.191	-	-	-	-	-	-
VT ₈	7.64	1.358	7.291	0.613	26.236	0.46	0.63	7.143	7.152
VT ₉	3.605	-	0.781	-	-	-	-	-	-
VT ₁₀	2.1	-	0.154	-	-	-	-	-	-
VT ₁₁	5.64	-	2.99	-	-	-	-	-	-
VT ₁₂	3.54	-	0.739	-	-	-	-	-	-
VT ₁₃	2.2	-	0.177	-	-	-	-	-	-
VL ₁	2.65	-	0.31	-	-	-	-	-	-
VL ₂	2.65	-	0.31	-	-	-	-	-	-
VL ₃	2.65	-	0.31	-	-	-	-	-	-
VL ₄	2.65	-	0.31	-	-	-	-	-	-
VL ₅	3.35	-	0.626	-	-	-	-	-	-
VL ₆	8.395	1.602	9.585	0.439	18.775	0.45	0.61	9.223	9.249
VL ₇	5.245	-	2.404	-	-	-	-	-	-
VL ₈	7.545	-	7.158	-	-	-	-	-	-
VL ₉	8.395	-	9.86	-	-	-	-	-	-
VL ₁₀	4.995	-	2.077	-	-	-	-	-	-

5.3 DEFINITION DU CENTRE DE TORSION :

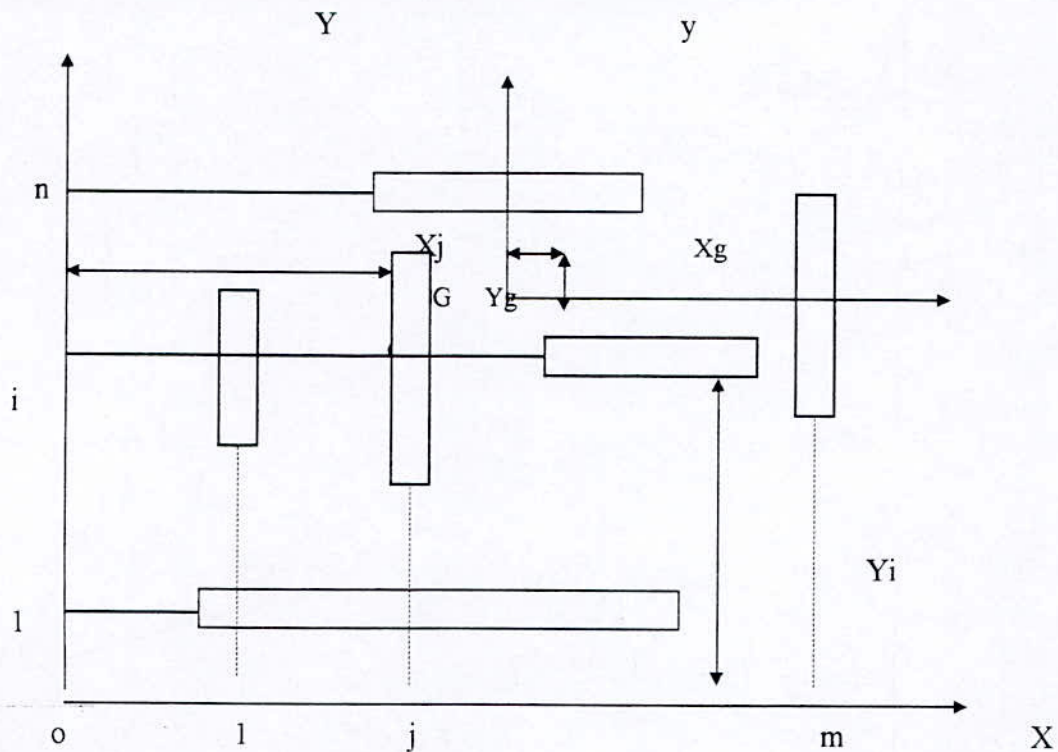
Le centre de torsion est le centre de gravité des inerties de l'ensemble des voiles.

Il est caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont le ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends dans la direction parallèle à la force agissante

- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends de même sens que le moment .

5.3.1 Détermination des coordonnées du centre de torsion :



ON considère :

(ox et oy) : Les axes parallèles aux principaux du bâtiment .

I_x : Inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal

I_y : Inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal

x_j : Distance algébrique d'un refend transversal a l'axe oy

Y_i : Distance algébrique d'un refend transversal a l'axe ox

Les coordonnées du centre de torsion "c" par rapport au repère (o,x,y) sont :

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{y_i} * x_i}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}}$$

$$Y_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{x_i} * y_i}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}}$$

a. Sens Longitudinal , x-x

Voiles	$Ix_i (m^4)$	$Y_i (m)$	$Ix_i * y_i$
VI1	0.31	9.635	2.986
VI2	0.31	7.715	2.391
VI3	0.31	9.635	2.986
VI4	0.31	7.715	2.391
VI5	0.626	10.94	6.848
VI6	9.249	7.29	67.425
VI7	2.404	17.34	41.685
VI8	7.158	14.19	101.572
VI9	9.86	10.44	102.938
VI10	2.077	3.54	7.352

$$\Sigma Ix_i * y_i = 338.574 \text{ m}^5$$

$$\Sigma Ix_i = 32.614 \text{ m}^4$$

$$Y_d = \frac{\Sigma Ix_i * y_i}{\Sigma Ix_i} = \frac{338.574}{32.614} = 10.381 \text{ m}$$

$$Y_d = 10.381 \text{ m}$$

b. Sens Transversal , y-y

Voiles	$I_{y_i} \text{ (m}^4\text{)}$	$X_i \text{ (m)}$	$I_{y_i} * x_i \text{ (m}^5\text{)}$
Vt1	3.07	0.1	0.307
Vt2	0.768	0.1	0.077
Vt3	5.94	3.85	22.869
Vt4	2.065	3.85	7.950
Vt5	73.152	7.6	555.955
Vt6	0.781	10.75	8.395
Vt7	1.191	10.75	12.803
Vt8	7.152	10.75	76.884
Vt9	0.781	14.5	11.324
Vt10	0.154	14.5	2.230
Vt11	2.99	14.5	43.355
Vt12	0.739	18.25	13.487
Vt13	0.177	8.85	1.566

$$\sum I_{y_i} * X_i = 757.202 \text{ m}$$

$$\sum I_{y_i} = 98.96 \text{ m}$$

$$X_{\alpha} = \frac{\sum I_{y_i} * X_i}{\sum I_{y_i}} = \frac{757.202}{98.96} = 7.651 \text{ m}$$

$$X_{\alpha} = 7.651 \text{ m}$$

5.3.2 Inertie polaire de torsion J_o

$$J_o = \sum_{i=1}^n I_{x_i} * d^2 y_i + \sum_{i=1}^n I_{y_i} * d^2 x_i$$

avec $dx_i = X_i - X_\alpha$

$$dy_i = Y_i - Y_\alpha$$

$$J_0 = 410.823 + 672.759$$

$$J_0 = 1083.582 \text{ m}^6$$

5.4 CENTRE DE MASSE :

On appelle centre de masse , le point sur lequel la résultante des forces horizontales extérieures est appliquée .

Les coordonnées de ce point sont :

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Pour calculer le centre de masse d'un étage ,on tiendra compte des masses des unités, dalles, maçonnerie, des escalier . . . etc.

X_{cm} : Abscisse du centre de masse par rapport a l'origine

Y_{cm} : Ordonnée du centre de masse par rapport a l'origine

M_i : Masse numéro (i) prise en considération

X_i : Abscisse du centre de la masse M_i par rapport a l'origine

Y_i : Ordonnée du centre de la masse M_i par rapport a l'origine

Il est a noter que notre structure ne présente pas de variation en plan d'un niveau a l'autre , ce qui implique que le centre de masse des différents niveau est le même.

a . Centre de masse des voiles Transversaux (Y-Y)

Voiles	Mi (kg)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi (kg .m)	Mi Yi (kg .m)
Vt1	7368.5	0.1	12.38	736.85	91222.03
Vt2	4642.5	0.1	6.02	464.25	27947.85
Vt3	9181.5	3.85	13.08	35348.775	120094.02
Vt4	6455.5	3.85	5.32	24853.675	34343.26
Vt5	20595	7.6	10.66	156522	219542.7
Vt6	5181	10.75	16.87	55695.75	87403.47
Vt7	5605.5	10.75	11.18	60259.125	62669.49
Vt8	8917.5	10.75	3.91	95863.125	34867.425
Vt9	5310.5	14.5	16.81	77002.25	89269.505
Vt10	3232	14.5	9.18	46864	29669.76
Vt11	8247	14.5	3.28	119581.5	27050.16
Vt12	4714	18.25	1.82	86030.5	8579.48
Vt13	2849	8.95	10.04	25498.55	28603.96

$$\sum M_i X_i = 784720.35 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i Y_i = 861148.52 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i \quad y = 92299.50 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 8.50 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 9.33 \text{ m}$$

b . Centre de masse des voiles Longitudinaux (X-X)

Voiles	Mi (kg)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi (kg .m)	Mi Yi (kg . m)
VI1	3403.5	1.345	9.64	4577.7075	32809.74
VI2	3620.5	1.47	7.72	5322.135	27950.26
VI3	3620.5	5.2	9.64	18826.6	34901.62
VI4	3620.5	6.03	7.72	21831.615	27950.26
VI5	3302	9.39	11.04	31005.78	36454.08
VI6	3844	16.25	7.29	62465	28022.76
VI7	6533	17.12	17.34	111844.96	113282.22
VI8	9937	15.71	14.19	156110.27	141006.03
VI9	11037.5	16.14	10.44	178145.25	115231.5
VI10	6398.5	17.87	3.54	114341.195	22650.69

$$\sum M_i X_i = 802809.15 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i Y_i = 623927.88 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i = 61317 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 13.09 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 10.17 \text{ m}$$

c. Centre de masse des dalles

Dalles	L_i (m)	l_i (m)	S_i (m ²)	M_i (kg)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (kg.m)	$M_i Y_i$ (kg.m)
D1	3.75	1.53	5.737	3866.738	1.875	14.46	7250.13375	55913.03148
D2	3.75	4.06	15.225	10185.525	1.875	11.665	19097.85938	118814.1491
D3	3.75	1.92	7.2	4816.8	1.875	8.675	9031.5	41785.74
D4	3.75	3.485	13.068	8742.492	1.875	5.972	16392.1725	52210.16222
D5	3.75	5.46	20.475	13697.775	5.625	12.365	77049.98438	169372.9879
D6	3.75	3.355	12.581	8416.689	5.625	5.907	47343.87563	49717.38192
D7	3.15	1.635	5.15	3471.1	9.075	18.127	31500.2325	62920.6297
D8	3.15	6.27	19.75	13212.75	9.075	14.175	119905.7063	187290.7313
D9	1.46	2.1	3.255	2177.6	8.275	10	18019.64	21776
D10	3.15	1.53	4.819	2862.486	9.075	2.885	25977.06045	8258.27211
D11	3.95	4.755	18.782	12565.158	12.63	16.567	158635.1198	208166.9726
D12	7.47	3.65	27.247	18228.243	14.38	12.365	262158.5908	225392.2247
D13	3.95	3.25	12.837	8587.953	12.63	8.915	108422.9066	76561.601
D14	3.95	7.29	28.795	19263.855	12.63	3.645	243206.1694	70216.75148
D15	3.52	3.25	11.423	7641.987	16.36	15.815	124999.9814	120858.0244
D16	1.53	3.25	4.972	2953.368	18.88	15.815	55759.58784	46707.51492
D17	1.53	3.65	5.584	3316.896	18.88	12.365	62622.99648	41013.41904
D18	4.37	3.25	14.186	9490.434	16.78	8.915	159268.4634	84607.21911
D19	4.37	3.85	16.805	11242.545	16.78	5.365	188672.3902	60316.25393
D20	1.53	3.85	5.89	3969.86	19730	5.365	78325337.8	21298.2989
D21	3.75	3.44	12.9	8630.1	16.48	1.72	142180.8975	14843.772
D22	3.15	2.24	7.024	4699.06	9.075	8.075	42643.9695	37944.9095
D23	3.15	1.42	40473	2992.437	9.075	4.36	27156.36578	13047.02532
D'1	3.75	1.53	5.737	3407.778	5.625	15.86	19168.75125	54047.35908
D''1	3.75	1.53	5.737	3407.778	5.625	3.595	19168.75125	12250.96191
D'3	3.75	1.92	7.2	4816.8	5.625	8.675	27094.5	41785.74
D'16	1.53	3.25	4.972	3351.128	19.73	8.915	66117.755	29875.30612

$$\sum M_i X_i = 2157170.8 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i Y_i = 1926992.4 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i \bar{y} = 200015.34 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 10.78 \text{ m}$$

$$\sum M_i$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 9.63 \text{ m}$$

$$\sum M_i$$

d. CENTRE DE MASSE DE LA MACONNERIE (panneaux de la façade)

Panneaux	Mi (kg)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi (kg .m)	Mi Yi (kg . m)
P(1)	1045.8	5.686	15.095	5946.4188	15786.351
P(2)	1374.2	1.975	4.36	2714.045	5991.512
P(3)	906.66	9.162	15.31	8306.81892	13880.9646
P(4)	1233.72	12.625	0.13	15575.715	160.3836
P(5)	766.08	18.115	15.838	13877.5392	12133.17504
P(6)	1299.6	9.175	3.65	11923.83	4743.54
P(7)	801.9	0.13	8.675	104.247	6956.4825
P(8)	1186.38	1.96	13.695	2325.3048	16247.4741
P'(1)	1045.8	5.686	4.36	5946.4188	4559.688
P''(1)	1045.8	18.115	12.354	18944.667	12919.8132
P'''(1)	1045.8	18.965	5.454	19833.597	5703.7932
P'(2)	1374.2	16.375	0.13	22502.525	178.646
P''(2)	1374.2	12.625	18.815	17349.275	25855.573
P'(3)	906.66	18.905	8.878	17140.4073	8049.327

$$\sum M_i X_i = 162545.21 \text{ kg.m} ; \sum M_i Y_i = 134980.05 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i \bar{y} = 15406.8 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = 10.55 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 8.76 \text{ m}$$

e. Escalier :

Volée (1) , Volée (2)

Palier

	$S_i (m^2)$	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i . X_i (kg . m)$	$M_i . Y_i (kg . m)$
Volée (1)	2.5326	2020	8.37	6.015	16907.4	12150.3
Volée (2)	2.5326	2020	9.98	6.015	20159.6	12150.3
Palier	3.8055	2260.467	9.175	4.425	20739.785	10002.566

$$\sum M_i X_i = 57806.785 \text{ kg.m} ; \sum M_i Y_i = 34303.166 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_i = 6300.00 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = 9.17 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 5.44 \text{ m}$$

Tableau récapitulatif de centre de masse

	$\sum M_i$	$\sum M_i . X_i$	$\sum M_i . Y_i$
Voiles	153616.5	1587529.5	1485076.4
Dalles	200015.34	2157170.8	1926992.4
Panneaux	15406.8	162545.21	134980.05
Escalier	6300.467	57806.785	34303.166

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; \quad Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

$$X_{cm} = 10.564 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 9.541 \text{ m}$$

5.5 Excentricité :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion d'après l'article 3.2.1.5 du RAP88 , pour toutes les structures comportants des planchers horizontaux rigides dans leur plan , on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction , la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes:

- 5 % de la grande dimension du bâtiment en plan (accidentelle)
- Excentricité théorique résultant des plans .

soit : excentricité accidentelle ;

$$e_a = 5 \% 20.495 = 1.024 \text{ m}$$

- Excentricité théorique :

$$e_x = | X_{cm} - X_{ct} | = | 10.-564 - 7.651 | = 2.913 \text{ m}$$

$$e_y = | Y_{cm} - Y_{ct} | = | 9.541 - 10.381 | = 0.24 \text{ m}$$

Excentricité a retenir est donc :

$$e_x = \max (e_a , e_{x\text{th}}) = 2,913 \text{ m}$$

$$e_y = \max (e_a , e_{y\text{th}}) = 1.024 \text{ m.}$$

CHAPITRE VI

GENERALITES SUR LE LOGICIEL SAP90

6.1 INTRODUCTION

Les programmes SAP, lancés il y a plus de 32 ans, ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par éléments finis.

Opérationnel sur un ordinateur personnel. Le SAP90 offre les performances de la technologie d'aujourd'hui : capacité de calcul, vitesses d'exécution, précision, analyses statique et dynamique. Le SAP90 est une formule complète, il permet en outre de la préparation et de l'exécution, l'interprétation graphique des résultats de l'analyse. Plus récemment la famille SAP a mis à jour d'autres versions citons : le SAP 95 et super SAP.

6.2 MODELISATION

La modélisation géométrique et mécanique d'une structure est basée sur deux pièces maîtresses à savoir, les nœuds et les éléments. L'aspect modélisation comporte deux volets, l'emplacement des nœuds avec leur condition de fixation et l'implantation des éléments entre ces nœuds.

L'utilisation du SAP90 n'est pas conditionnée à introduire ces données en unités spécifiques, mais il peut choisir des unités cohérentes ou les résultats seront produits en ces mêmes unités.

6.3 FONCTIONNEMENT

Le programme SAP90 est un ensemble de programmes (modules) et qui sont exécutés dans un ordre déterminé.

Le module SAP90 est toujours exécuté le premier, à sa requête, on doit lui spécifier le nom du fichier de données de la structure à traiter, une exécution sans erreurs de ce module, va créer le fichier GO.bat, ce dernier comporte une série de modules qui sont activés pour le traitement de la structure particulière et suivant les types d'analyses désirés.

L'étape suivante est de lancer GO pour exécuter cette série de commandes, après quoi nous aurons les fichiers suivants :

- .SAP : image ordonnée du fichier de données.
- .EIG : fréquences et paramètres modules (Vecteurs propres).
- .RIT : fréquences et paramètres modules (Vecteurs de Ritz).

- .SPC : facteurs modaux d'analyse spectrale .
- .SOL : déplacements et réactions aux noeuds(statique et dynamique) .
- .F3F : forces sur un élément FRAME (statique et dynamique)
- .F4F : forces sur un élément SHELL (statique et dynamique)
- .F5F : forces sur un élément ASOLID (statique et dynamique)
- .F8F : forces sur un élément SOLID (statique et dynamique)
- .FEF : forces sur les nœuds d'un élément (statique et dynamique)
- .ERR : erreurs et avertissements .

6.4 ANALYSE

a. Analyse Statique

L'analyse statique implique la résolution d'un système d'équation linéaires de type:

$$[K] \{u\} = \{R\}$$

où :

[K] : représente la matrice de rigidité .

{u} : vecteur de déplacement .

{R} : vecteur de chargement .

La structure peut être analysée pour plusieurs cas de charges au cours d'un seul passage. L'analyse dynamique peut être effectué en même temps que l'analyse statique .

b. Analyse Dynamique

Une étude dynamique peut être mené selon les méthodes suivantes :

- Analyse dynamique directe .
- Analyse d'un problème aux valeurs propres .
- Analyse par vecteurs de Ritz .
- Analyse par spectre de réponse .
- Analyse dans le domaine temporel .

c. Analyse Dynamique Directe

Un Type classique est le chargement de la structure par des forces harmoniques de la forme

$$\{R\} = \{F\} \sin(\omega t) .$$

où :

ω : est la pulsation de l'excitation .

L'équation d'équilibre pour ce type de structure à la forme suivante :

$$[K]\{u\} + [M]\{\ddot{u}\} = \{R\} .$$

$[M]$: est la matrice des masses .

$\{\ddot{u}\}$: l'accélération de la structure .

Il est très intéressant de constater que la solution pour un chargement statique n'est rien d'autre que la solution de cette équation avec une fréquence nulle , la fréquence est exprimée en cycle par seconde .

Les déplacement données par le programme sont des maximums qui varie comme la fonction suivante $\sin(\omega t)$. Il est à noter l'amortissement de la structure doit être pris égal à zéro et aucune autre analyse ni statique ni dynamique ne peut être effectué en même temps qu'une analyse directe .

d. Analyse d'un problème aux valeurs propres

La résolution d'un système libre non amorti revient à déterminer les valeurs et les formes propres de équation .

$$[K]\{\phi\} = [M][\phi] [\Omega^2]$$

ou :

$[\Omega^2]$: est la matrice diagonale formée de valeur propres .

$[\phi]$: est la matrice dont les colonnes représentent des vecteurs propres .

La méthode de superposition modale est utilisée pour l'analyse sismique avec soit un spectre de réponse ou l'analyse dans le domaine temporel .

e. Analyse avec les vecteurs de Ritz

Une récente recherche à démontrer que les modes propres de vibration ne donnent pas une meilleure base pour l'analyse dynamique des structures des structures soumises à un changement dynamique . La raison pour laquelle les vecteurs de Ritz produisent d'excellents résultats et qu'ils sont générés en considération la distribution spatiale du chargement dynamique .

f. Analyse spectrale

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K]\{u\} + [C]\{\dot{u}\} + [M]\{\ddot{u}\} = [M]\{\ddot{u}_s\}.$$

où :

$[C]$: matrice d'amortissement .

$\{\ddot{u}_s\}$: accélération du sol .

$\{u\}$, $\{\dot{u}\}$ et $\{\ddot{u}\}$ sont le déplacement la vitesse et l'accélération de la structure .

Le SAP90 résout ce système d'équation en utilisant l'approche de la superposition des

réponses spectrales , en introduisant l'accélération du sol , l'excitation du sol est introduite comme une lampe digitalisée du spectre de réponse dans les directions de l'espace .

g. Analyse dynamique dans le domaine temporel

Dans le cas général , le chargement appliqué sur une structure donnée est une fonction arbitraire de l'espace et du temps $F(s,t)$, cette fonction peut être écrite comme une somme finie de série de vecteurs de chargement spatiale et les fonctions du temps .

$$F(s, t) = \sum G(s)_i * f(t)_i$$

Pour le SAP90 le vecteur spatial peut être défini comme vecteur de chargement $G(s)$ et la fonction $F(t)$ peut être défini comme fonction du temps arbitraire ou périodique , la résolution du système d'équations de mouvements dynamique pour l'ensemble de la structure est basée sur la méthode standard de la superposition modale , et les solutions seront en fonction du temps .

CHAPITRE VII ETUDE DYNAMIQUE

7.1 INTRODUCTION

La dynamique des structures a pour objectif, le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations ou à des chocs.

Les structures généralement caractérisées par une masse et une élasticité peuvent effectuer des mouvements relatifs sans l'action des sollicitations dynamiques. si le mouvement est répétitif, il est appelé « vibration » généralement on comprend par action dynamique la sollicitation produite par des charges qui varient rapidement avec le temps et qui contribuent à l'application des forces d'inertie .

Le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée c'est à dire la description et la traduction de ces sollicitations en termes de cinématique.

Pour notre présent ouvrage nous avons opté pour le calcul automatique par le SAP90. Ce calcul permet, grâce à une analyse préalable , le traitement d'une classe importante de problèmes.

L'analyse dynamique de structures importantes, requiert toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle , introduit ensuite comme données dans un programme de calcul dynamique, permet alors la détermination de ses modes propres de vibrations, des efforts engendrés par un signal appliqué à ce modèle, etc.

7.2 MODELISATION

Le modèle mathématique d'une structure dépend principalement de sa nature, de ses caractéristiques mécaniques et physiques.

Le logiciel utilisé dans notre étude introduit une modélisation par élément finis. Ce type de modélisation ne présente aucune difficulté pour le modèle de notre structure nous avons introduit les voiles et les trumeaux en élément barres (frame).

Les planchers de chaque niveau sont modélisés comme étant des masses concentriques aux nœuds , ces nœuds sont appelés nœuds maîtres (modélisation par console).

Les planchers possèdent une très grande rigidité dans leurs plans vis-à-vis les sollicitations horizontales. Et ce, par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques qu'ils présentent. Ce qui nous ramène à affecter aux nœuds maîtres des conditions aux permettant d'agir en translation ou en rotation dans leurs plans.

Vue la grande rigidité que présente notre structure à la base, nous avons suppose que tout les nœuds de la base sont parfaitement encartés.

7.3 CALCUL DYNAMIQUE

Pour le calcul dynamique par le SAP90, on fait introduire un bloc de données qui définit les données nécessaires à l'analyse dynamique des structures par spectre de réponse

Syntaxe : Spec

A= <a> S = <s> D = <d>
 <tp> <S1> <S2> <Sz>

avec

paramètres de réponse

a : angle d'excitation dans la direction 1 (degrés). [0]

s : facteur d'échelle de la réponse spectrale [1]

d : coefficient d'amortissement de la structure [0]

Définition de la courbe du spectre, (fonction discrétisée point par point pour chaque période du temps)

tp : période du temps

s1 : valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction 1. [0]

s2 : valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction 2. [0]

sz : valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction z. [0]

Dans notre cas, on a fait introduire un angle nul ($a=0$), ce qui signifie qu'on a injecté un séisme dans la direction transversale du bâtiment.

Pour le facteur d'échelle de la réponse spectrale, il correspond aux valeurs définis par le R.P.A : $S=A.B.Q.G$

Le coefficient d'amortissement des structures en béton arme et de : $d=0.1$ pour la définition de la courbe du spectre, le R.P.A88 la définit par le facteur d'amplification dynamique, ce dernier est fonction de la période et de la nature du sol. Pour notre cas, on a un sol meuble.

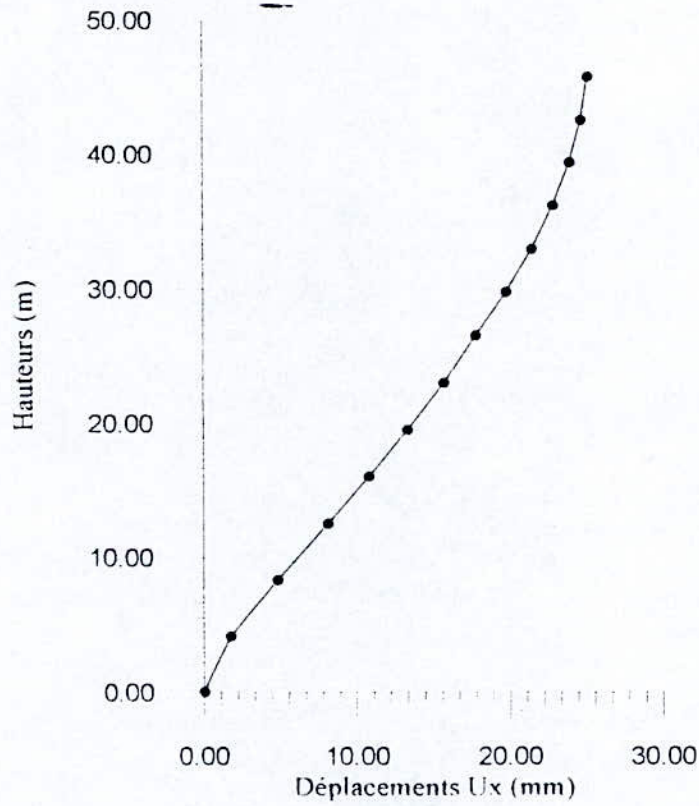
7.4 RESULTATS DE CALCUL

Les résultats des modes propres donnés par le SAP90

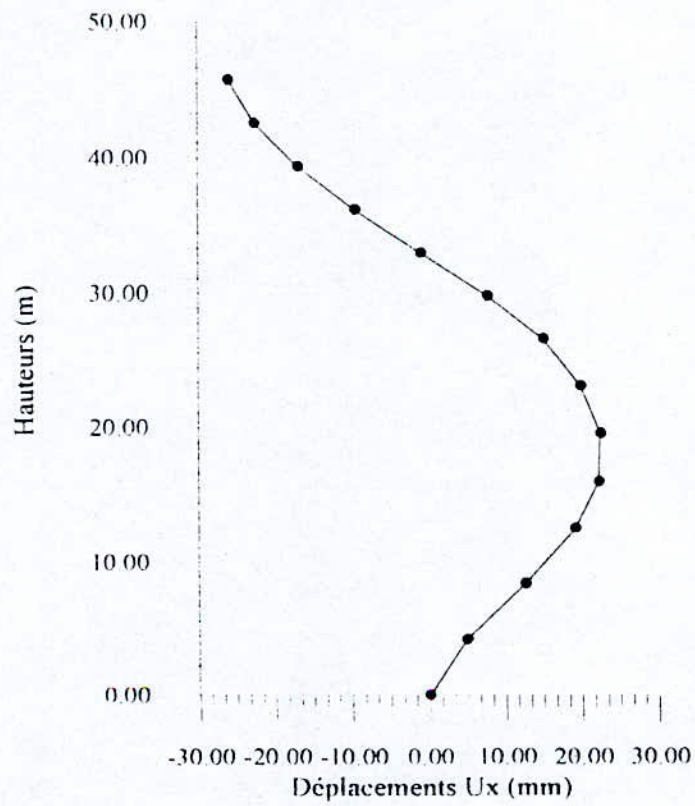
Mode	valeurs propres (rad/sec) ²	fréquences circulaires (rad/sec)	fréquences (Hz)	période (sec)
1	1509.98	38.86	6.18	0.16
2	4581.72	67.69	10.77	0.09
3	13495.7	116.17	18.49	0.05
4	29625.1	172.12	27.39	0.04
5	36971.2	192.28	30.60	0.03
6	40949.6	202.36	31.21	0.03

Le pourcentage de participation de la masse de la construction

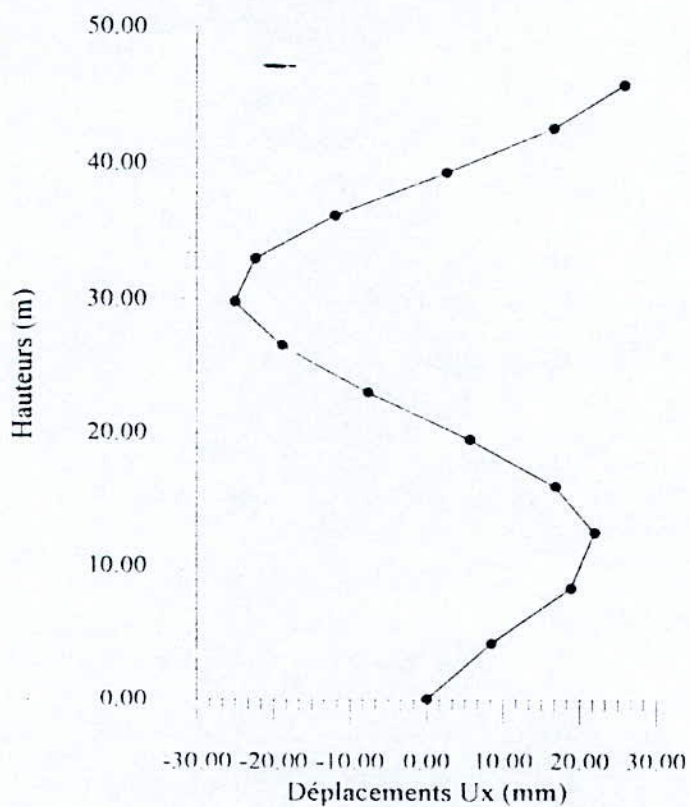
Mode	x-dir	y-dir	z-dir	x-somme	y-somme	z-somme
1	0	83.61	0	0	83.61	0
2	38.61	0	0	83.61	83.61	0
3	0	9.16	0	83.61	92.77	0
4	0	0	0	83.61	92.77	0
5	0	3.21	0	83.61	95.98	0
6	9.16	0	0	92.77	95.98	0



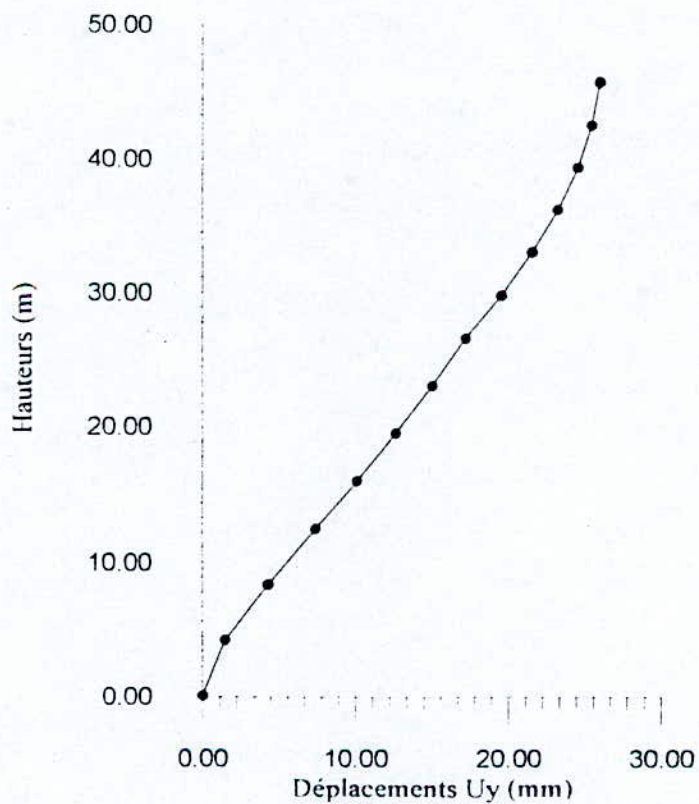
MODE 1



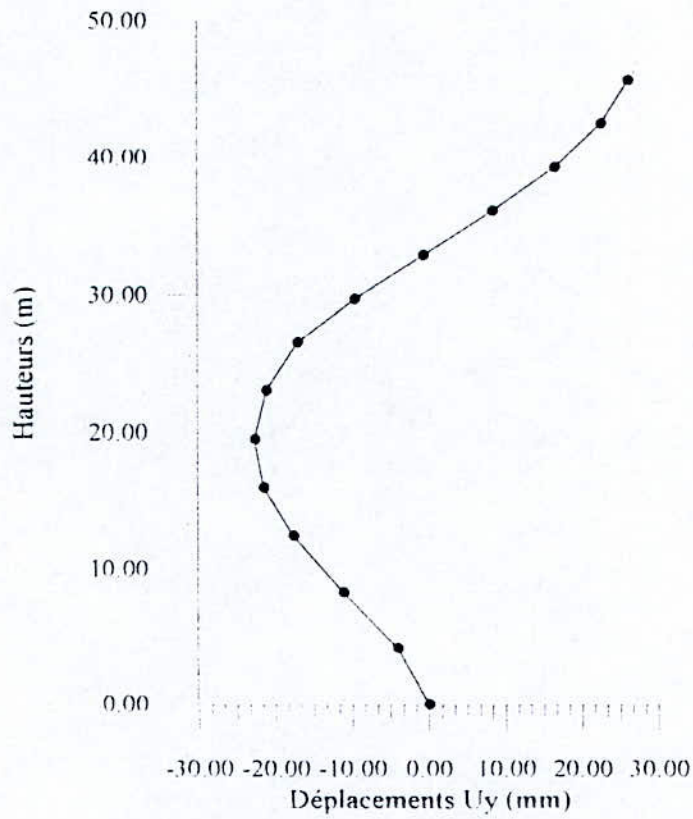
MODE 2



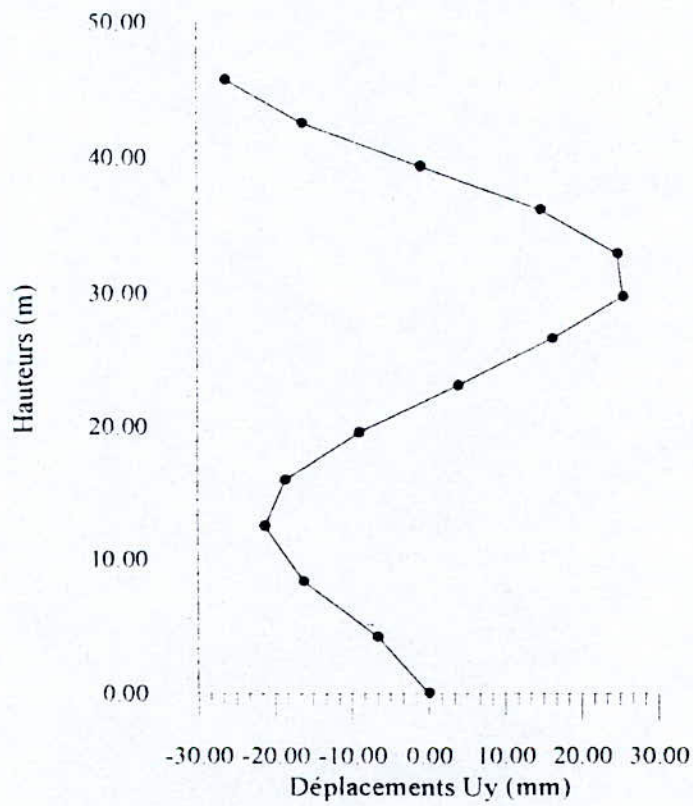
MODE 3



MODE 1



MODE 2



MODE 3

7.5 INTERPRETATION DES RESULTATS

Pour un séisme dans une direction horizontale, les modes propres excités correspondent, en général, à des déplacements verticaux faibles en rapport aux déplacements horizontaux.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP90 sont comparables essentiellement pour le premier mode.

Comme dans notre cas, le bâtiment étant soumis à un séisme de direction horizontale, le nombre de modes propres à considérer est en général très faible.

Ainsi, pour une structure régulière, seuls les trois premiers modes sont en fait à considérer, le premier étant toujours nettement prépondérant.

On peut alors sans risque d'erreur notable conserver ces seuls modes pour la suite de l'étude. A la lecture des efforts correspondants, on s'apercevra même souvent du peu d'influence du troisième mode, voir même du second.

7.6. ETUDE DU SEISME

La réponse de la structure au séisme est déterminée aussi par le programme SAP90, ce dernier utilise la méthode de superposition modale (analyse modale).

Pour la résolution de l'équation du mouvement de la structure.

7.6.1 Présentation de la méthode

a. Définition

La méthode de superposition modale est basée sur la supposition que toute position déformée d'une structure est une combinaison linéaire des modes de vibrations.

Cette méthode permet de transformer les équations du mouvement qui constituent un système de « n » équations indépendantes rapportées aux coordonnées principales.

b. Equation du mouvement

L'équation du mouvement sous forme matricielle pour un système forcé, amorti est de la forme :

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = \{p(t)\} \quad (1)$$

avec

[M] : matrice de masse

[C] : matrice d'amortissement

[K] : matrice de rigidité

Pour le calcul des périodes et des pulsations propres, on utilise l'équation du mouvement d'un système libre non amorti :

$$[M] \{x''\} + [K] \{x\} = 0 \quad (2)$$

Les vecteurs x et x'' ont pour expressions :

$$x = A \sin (\omega t + \beta) \quad (3)$$

$$x'' = -\omega^2 A \sin (\omega t + \beta) \quad (4)$$

D'où l'équation (2) aura pour expression :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin (\omega t + \beta) \quad (5)$$

La résolution de l'équation (6) nous permet d'obtenir les fréquences propres ω_i

$$[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

de l'équation (6) on tire :

$[\phi]$: matrice modale

$\{\omega\}$: vecteur fréquence

c. Réponse modale

L'expression de la réponse est donnée pour chaque mode par l'intégrale de DUHAMEL

$$y_i(t) = \frac{\phi [M] R}{\overline{M_x} * \overline{M_y}} \int_0^t X'' Y(\tau) e^{-\omega(t-\tau)} \sin(\omega_{dx}(t-\tau)) d\tau \quad (7)$$

$$\left[\begin{array}{l} \omega_{dx} = \omega * \sqrt{1-\xi^2} \\ \xi = \frac{C}{C_x} \end{array} \right.$$

l'équation (7) devient :

$$x_i(t) = \frac{\phi [M] R}{\phi [M] \phi} \frac{1}{\omega_{di}} \int_0^t X Y''(\tau) e^{-\omega(t-\tau)} \sin(\omega_{di}(t-\tau)) d\tau \quad (8)$$

7. 6.2 Introduction du spectre de réponse

Pour soumettre la structure au séisme il suffit d'introduire le spectre de réponse qui se fera comme suit :

- Définir les directions d'injection de séisme " α ", les directions des axes principaux .
- Introduire le tableau donnant le coefficient dynamique " d " en fonction de la période pour le type du sol donne .
- Introduire la valeur $S = A * B * Q * W$ qui représente la fonction de réduction de la réponse sismique .
- Introduire la valeur du coefficient d'amortissement " ξ " .

CHAPITRE VIII ETUDE AU VENT

8.1 INTRODUCTION

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres la région, le site, l'altitude les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et de l'effet de masque. L'étude est faite selon le règlement français (NEIGE ET VENT 65) les dimensions de la structure :

- Hauteur $H = 42.8 \text{ m}$
- Grand coté $a = 20.495 \text{ m}$
- Petit coté $b = 18.945 \text{ m}$

L'action du vent sur une construction dans une direction donnée est la résultante F de tous les actions sur les différentes parois de la construction conformément aux règles III -1,5

$$\rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow$$

$$F = T + L + U$$

avec :

T : forces de traînée dans la direction horizontale et parallèle à celle du vent (elle produit un effet d'entraînement et de renversement).

L : force de dérive dans la direction perpendiculaire au vent.

U : force de portance de direction verticale ascendant qui produit un soulèvement

8.2 FORCE DE TRAINEE

La force de traînée T par unité de longueur est la composant de la force de vent dans la direction parallèle à celle du vent.

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

tel que :

C_t : coefficient de traînée (de forme) dépendant de l'élanement de l'ouvrage et de la rugosité de la surface

$$C_t = C_{t0} \cdot \delta_0$$

C_{t0} : dépend de la catégorie du bâtiment.

δ_0 : coefficient dépendant du rapport de dimension

β : coefficient de majoration dynamique tenant compte de la période d'oscillation de la

structure .

$$\beta = \theta (1 + \xi \mathfrak{T})$$

θ : coefficient dépendant de la hauteur de la construction

ξ : coefficient de réponse donne en fonction de la période .

\mathfrak{T} : coefficient de pulsation détermine à chaque niveau considéré en fonction de la période .

δ : coefficient de réduction , il est déterminer en fonction de la plus grande dimension de la construction (horizontale ou verticale au vent et de la coté H du point le plus haut de cette surface) .

d: largeur du maître couple (c'est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent) .

q: pression du vent

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

K_s : coefficient du site .

K_m : coefficient de l'effet du masque

q_H : pression dynamique .

$$q_H = q_{10} * 2.5 * (H + 18) / (H + 60)$$

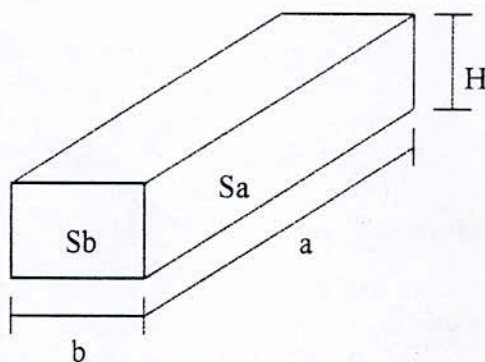
q_{10} : pression dynamique de référence (H = 10.00 m) .

a. Vent normal sur la face Sa (grande surface) :

$$a = 20.495 \text{ m}$$

$$b = 18.945 \text{ m}$$

$$H = 42.80 \text{ m}$$



La valeur de δ_0 est donnée par le diagramme de la figure

(R III NV65 Pa39)

$$\lambda_\alpha = H / a = 2.088$$

$$b / a = 0.924 \quad \Rightarrow \delta_0 = 1$$

On est dans le cas d'une construction de catégorie I (construction à quatre cotés) et ce la malgré les divers petits décrochement en plan : $C_{t0} = 1.3$

$$\text{d'ou } C_t = 1 * 1.3 = 1.3$$

$$C_t = 1.3$$

θ : est donnée en fonction de la coté du sommet H_s

$$30 < H_s < 60$$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (H_s - 30)$$

$$H_s = 42.8 \text{ m}$$

$$\text{d'ou : } \theta = 0.7 + 0.01 (42.8 - 30) = 0.828$$

$$\theta = 0.828$$

ξ : en fonction de la période T

bâtiment contreventé par voiles en béton armé .

$$T = 0.08 * H / (L)^{0.5} * (H / (H+L))^{0.5} \quad (1)$$

$$T = 0.08 * H / (L_x)^{0.5} * (H / (H+L_x))^{0.5}, \quad L_x = a = 20.495 \text{ m}$$

$$T = 0.08 * 42.8 / (20.495)^{0.5} * (42.8 / (42.8 + 20.495))^{0.5}$$

$$T_x = 0.622 \text{ s}$$

$$\text{Fig R.III.3 NV 65} \rightarrow \xi_x = 0.4$$

$$\beta = 0.828 (1 + 0.4 \xi)$$

Fig R.III.4.NV65 nous donne $z(H)$

$$H = 42.8 \rightarrow \xi = 0.310$$

$$H \leq 10 \rightarrow \xi = 0.36$$

On détermine β_x pour deux point particulier :

$$\text{point haut } h = 42.8 \text{ m}$$

$$\text{point bas } h = 10 \text{ m}$$

pour $H = 42.8 \text{ m}$

$$\beta_x = \phi (1 + \xi_x \xi)$$

$$\beta_x = 0.828 (1 + 0.4 * 0.31) = 0.930 < 1$$

pour $H = 10$

$$\beta = 0.828 (1 + 0.4 * 0.36) = 0.947 < 1$$

b. Vent normal sur la surface S_b (petite surface) :

$$\lambda_b = H/b = 2.157$$

$$b/a = 0.973 \quad \Rightarrow \quad \delta_0 = 1$$

$$Ct0 = 1.3$$

$$Ce = \delta_0 * Ct0 = 1 * 1.3 = 1.3$$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (Hs - 30)$$

$$Hs = 42.8$$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (42.8 - 30) = 0.828$$

$$T = 0.08 * H / (Ly)^{0.5} * (H / (H + Ly))^{0.5}, Ly = b = 18.945m$$

$$T = 0.08 * 42.8 / (18.945)^{0.5} * (42.8 / (42.8 + 18.945))^{0.5}$$

$$Ty = 0.655 \text{ s}$$

$$\text{Fig R III .3. NV65} \rightarrow \xi_y = 0.410$$

$$\beta_y = \theta (1 + \xi_y * T)$$

$$H = 42.8 \rightarrow z = 0.310$$

$$H < 10 \rightarrow z = 0.36$$

On détermine β_y pour deux point particulier

point haut : $h = 42.8^m$

point bas : $h = 10^m$

Pour $H = 42.8^m$

$$\beta_y = 0.828 (1 + 0.31 * 0.41) = 0.933 < 1$$

pour $H = 10^m$

$$\beta_y = 0.828 (1 + 0.41 * 0.36) = 0.95 < 1$$

on prend $B = 1$

Dans le cas extrême

Les pressions dynamiques extrêmes servent au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées par l'expression :

$$\beta_{ext} = [0.5 + \theta / 2] \beta \quad (\text{NV65 1.512})$$

pour $H = 42.8^m$

α \ sens longitudinal :

$$\beta_{ext} = [0.5 + 0.828 / 2] * 0.93 = 0.850 < 1$$

β \ sens transversal :

$$\beta_{ext} = [0.5 + 0.828 / 2] * 0.933 = 0.853 < 1$$

pour $H = 10^m$

α \ sens longitudinal :

$$\beta_{\text{ext}} = [0.5 + 0.828 / 2] * 0.947 = 0.866 < 1$$

 β \ sens transversal :

$$\beta_{\text{ext}} = [0.5 + 0.828 / 2] * 0.95 = 0.868 < 1$$

On prend $\beta = 1$

-Le coefficient δ :

La grande dimension de la surface offerte au vent (maître - couple) est :

$$H = 42.8 \text{ m} \rightarrow \delta = 0.83 \text{ fig RIII. NV 65 p63}$$

-Pression du vent « q »

$$q = K_s * K_m * q_H$$

$$q_h = q_{10} * K_H$$

q_{10} : pression du vent à 10^m, pression dynamique de base à 10m de hauteur au dessus du sol et sa valeur varie avec la région .

Notre bâtiment situe en région II $\rightarrow q_{10} = 70 \text{ daN} / \text{m}^2$

tableau III NV 65

pas d'effet de masque $K_m = 1$.

K_H : coefficient de hauteur

$$K_H = 2.5 * (H+18) / (H+60)$$

Notre structure se trouve en site normal région II

$$K_s = 1 * (1.242 \text{ NV65})$$

$$q = 1 * 1.70 * 2.5 * (H+18) / (H+60) = 1.75 * (H+18) / (h+60)$$

d'où :

$$q = 175 * (H+18) / (h+60)$$

-largeur du maître couple : « d »

$$* \text{sens longitudinal} \quad d = a = 20.495 \text{ m}$$

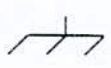
$$* \text{sens transversal} \quad d = b = 18.945 \text{ m}$$

finalement la force de traînée est fonction

1- la direction du vent

2- la hauteur prise en considération

force de traînée	Ct	β	δ	q	d
sens longitudinal	1.3	1	0.83	$175 * H+18 / H+60$	20.495
sens transversal	1.3	1	0.83	$175 * H+18 / H+60$	18.945

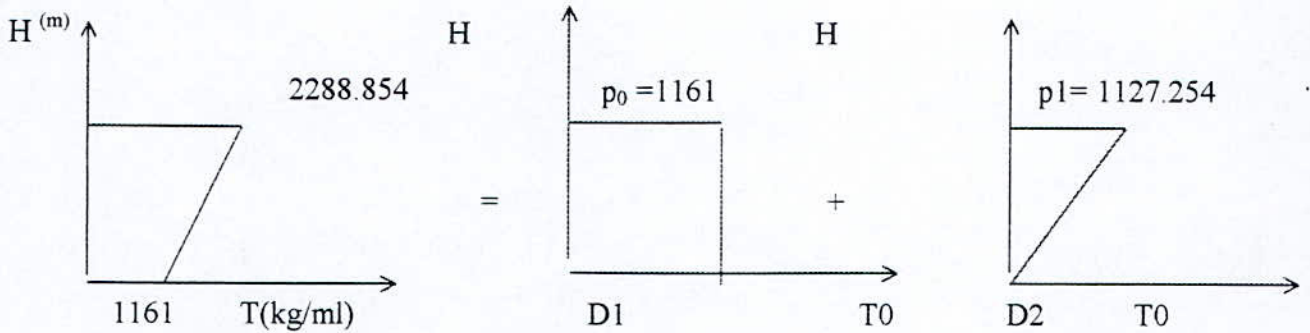
NIV	H (m)	Ct	β	δ	q	d (long)	d (trans)	T.long (kg /ml)	T.trans (kg /ml)
Sommet	42.8	1.3	1	0.83	103.502	20.495	18.945	2288.854	2115.752
15	42	1.3	1	0.83	102.941	20.495	18.945	2276.448	2104.284
14	39.2	1.3	1	0.83	100.907	20.495	18.945	2231.468	2062.706
13	36.4	1.3	1	0.83	98.755	20.495	18.945	2183.878	2018.716
12	33.6	1.3	1	0.83	96.474	20.495	18.945	2133.436	1972.088
11	30.8	1.3	1	0.83	94.052	20.495	18.945	2079.875	1922.578
10	28	1.3	1	0.83	91.477	20.495	18.945	2022.932	1869.941
9	25.2	1.3	1	0.83	88.732	20.495	18.945	1962.23	1813.83
8	22.4	1.3	1	0.83	85.800	20.495	18.945	1897.40	1753.900
7	19.6	1.3	1	0.83	82.663	20.495	18.945	1828.018	1689.770
6	16.8	1.3	1	0.83	79.300	20.495	18.945	1753.648	1621.023
5	14	1.3	1	0.83	75.675	20.495	18.945	1673.485	1546.922
4	11.2	1.3	1	0.83	71.770	20.495	18.945	1587.13	1467.098
3	8.4	1.3	1	0.83	67.543	20.495	18.945	1493.653	1380.700
2	5.6	1.3	1	0.83	62.957	20.495	18.945	1392.238	1286.945
1	2.8	1.3	1	0.83	57.961	20.495	18.945	1281.755	1184.818
	0	1.3	1	0.83	52.5	20.495	18.945	1161.00	1073.187

la valeur de T prise en compte est la valeur maximale .

H = 42.8 m -----> T = 2288.854 Kg / ml

c. Calcul des efforts dues à T :

α\ -Vent longitudinal :



-Diagramme 1 « D1 »

$$T1 = 1161 * 42.8 * 10^{-3} = 49.7^t$$

$$M1 = T1 * H/2 = 49.7 * 42.8 / 2 = 1063.58 \text{ tm}$$

-Diagramme 2 « D2 »

$$T2 = \frac{1}{2} (42.8 * 1127.854 * 10^{-3}) = 24.136^t$$

$$M2 = \frac{2}{3} T2 H = \frac{2}{3} * 24.136 * 42.8 = 688.68 \text{ t.m}$$

-Diagramme Total :

$$Tn = T1 + T2 = 49.7 + 24.136 = 73.836^t$$

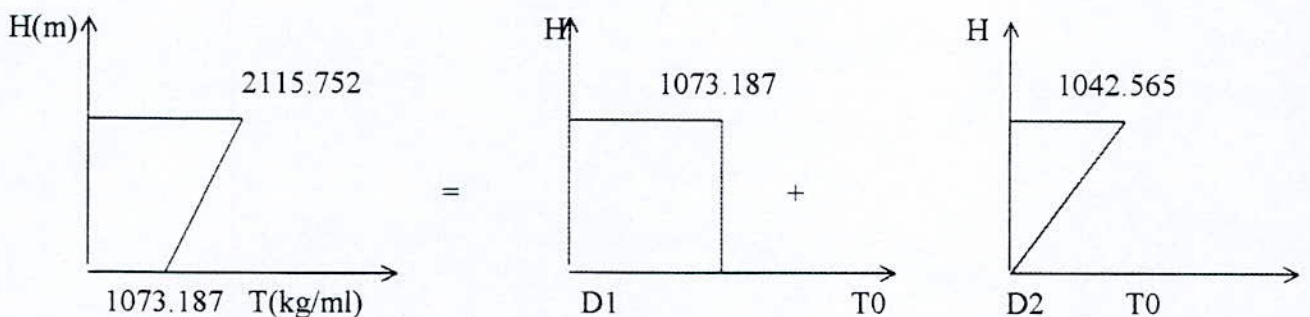
$$Mn = M1 + M2 = 1063.58 + 688.68 = 1752.26 \text{ t.m}$$

β/ Vent externe :

$$Te = 1.75 Tn = 1.75 * 73.836 = 129.213^t$$

$$Me = 1.75 Mn = 1.75 * 1752.26 = 3066.455 \text{ t.m}$$

δ/ Vent transversal :



-Diagramme 1 « D1 »

$$T1 = 1073.187 * 42.8 * 10^{-3} = 45.932^t$$

$$M1 = \frac{1}{2} * 45.932 * 42.8 = 982.95 \text{ t.m}$$

-Diagramme 2 « D2 »

$$T_2 = \frac{1}{2} 1042.565 * 42.8 = 22.31 \text{ t}$$

$$M_2 = 22.31 * \frac{2}{3} * 42.8 = 636.58 \text{ t.m}$$

-Diagramme Total :

$$T_n = T_1 + T_2 = 45.932 + 22.31 = 68.242 \text{ t}$$

$$M_n = M_1 + M_2 = 982.95 + 636.58 = 1619.53 \text{ t.m}$$

ε/ Vent externe :

$$T_e = 1.75 T_n = 1.75 * 68.242 = 119.423 \text{ t}$$

$$M_e = 1.75 M_n = 1.75 * 1619.53 = 2834.177 \text{ t.m}$$

8.3 FORCE DE DERIVE

Action perpendiculaire à celle du vent elle correspond à une force qui s'exprime par :

$$L = C_L * \delta * \beta * q_{cr} * d * (h/H)$$

tel que :

C_L : coefficient de dérive .

δ : coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions .

β^* : coefficient de majoration dynamique .

q_{cr} : pression dynamique critique tenant compte de l'amortissement .

d : largeur du maître - couple .

H : la hauteur de la construction .

h : la coté du niveau considéré comptée à partir du sol .

D'après N.V.65 si la vitesse du vent est supérieure à 25m/ s , il serait inutile de faire un calcul à la résonance si $T = T_K$, on a dans ce cas le phénomène de résonance

$$\text{C.à.d : } V = V_r = d / s * T$$

tel que :

d : largeur du maître -couple .

s : nombre dit de STOUCHAL fonction de la rugosité des surfaces de la forme de la construction et de la rugosité du fluide .

V : vitesses de fluide .

on prend $s = 0.25$ (annexe .8.3.11.NV65)

T : le période :

$$dx = 20.495 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.622$$

$$dy = 18.945 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.655$$

donc la vitesse sera égale à :

sens longitudinal

$$V_{cr} = 20.495 / (0.622 \times 0.25) = 131.5 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s} .$$

sens transversal

$$V_{cr} = 18.945 / (0.655 \times 0.25) = 115.7 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s} .$$

Les vitesses critiques dans les deux sens sont supérieures à 25 m/s on peut conclure qu'il est inutile de faire le calcul à la résonance .

8.4 FORCE DE PORTANCE

C'est une action de soulèvement du bâtiment , mais généralement elle est négligeable devant le poids mort du bâtiment , elle s'exprime par :

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

tel que :

C_u : coefficient de portance , $C_u = C_i - C_e$

C_i : coefficient de surpression intérieur sur la terrasse .

C_e : coefficient de surpression extérieur sur la terrasse .

$\delta_0 = 1$ déjà calculé .

toiture terrasse $\alpha = 0^\circ$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_0 = 1 \\ \alpha = 0^\circ \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0.5 \text{ (NV65 fig. R III .6 P.93)}$$

perméabilité : $\mu < 5\% \rightarrow$ (annexe 5.21)

$$C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \delta_0) = 0.3 \rightarrow C_i = 0.3$$

$$C_u = C_i - C_e = 0.3 + 0.5 = 0.8$$

$C_u = 0.8$ surpression .

δ : coefficient de dimension :

$$\delta = 0.83 \rightarrow H = 42.8 \text{ m}$$

q : pression dynamique :

$$H = 42.8 \text{ m} , q = 175 (H + 18) / (H + 60) \Rightarrow q = 103.502 \text{ daN/m}^2$$

S_u : surface de la toiture-terrasse :

$$S_u = 310.574 \text{ m}^2$$

d'ou :

$$U = 0.8 * 0.83 * 103.502 * 310.574 = 21344.3 \text{ daN.}$$

$$U = 21.3443 \text{ t}$$

Cette valeur est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement .

8.5 CONCLUSION

Cette étude à été menée dans un but purement pédagogique sachant d'avance que les efforts engendrés par l'action du vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme .

CHAPITRE IX

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

9.1 CHOIX DE LA METHODE DE DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX

Notre choix s'est porté sur la méthode du centre de torsion. Celle-ci est recommandée lorsque les voiles sont « ordonnées », c'est à dire ne représentant pas d'inclinaison.

C'est justement le cas des voiles de notre projet. A titre d'information, il est conseillé d'appliquer la méthode de rigidité pour les voiles inclinés.

a. HYPOTHESE :

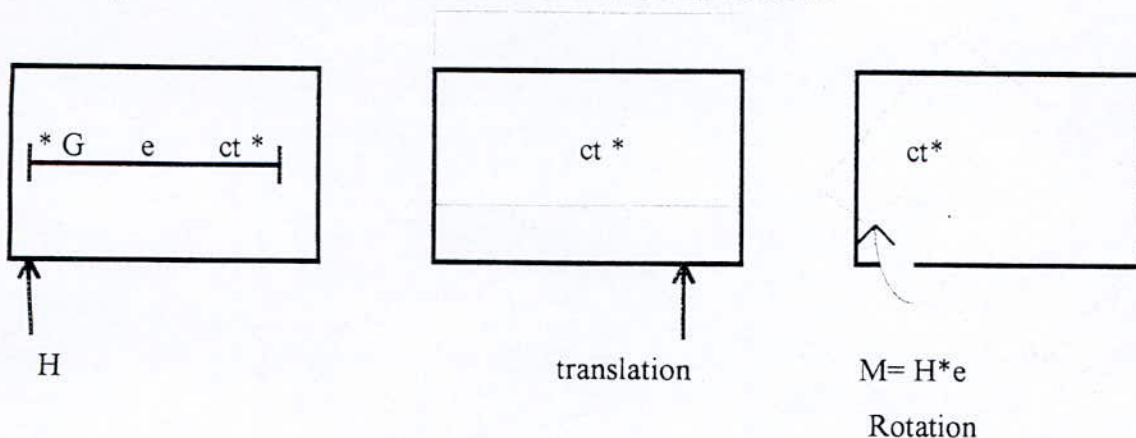
- Les planches sont indéformables dans leurs plans.
- Les refonds sont supposés parfaitement encastrés à leur bases.
- L'inertie des refonds est constante sur toute la hauteur.
- Le nombre d'étage est au moins égal à quatre.

N.B :

Toutes ces hypothèses sont vérifiées dans notre projet.

b. PRINCIPE DE LA METHODE :

Etant donné que la résultante des forces extérieures ne coïncide pas avec le centre de gravité des inerties elle crée donc un moment de torsion dû à cette excentricité qui sera décomposée en un effort de translation et un effort de rotation.



9.2 DETERMINATION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS SUIVANTS DEUX DIRECTION:

a. Effort Engendré par la translation :

L'effet de translation ne concerne que les refonds parallèles à la direction de l'effort horizontal

$$\text{Sens horizontal : } H'_{kx} = \frac{F_{kx} * I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

$$\text{Sens transversal : } H'_{ky} = \frac{F_{ky} * I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

b. Effort Engendré par la rotation :

L'effet de rotation est dû à l'excentricité qui existe entre le centre de masse et le centre de torsion. Cet effort est donné par les formules suivantes :

$$\text{Sens horizontal : } H''_{kx} = \frac{F_{kx} * e_y * I_{xi} * d_{yi}}{J\phi}$$

$$\text{Sens transversal : } H''_{ky} = \frac{F_{ky} * e_x * I_{yi} * d_{xi}}{J\phi}$$

c. Superposition des Efforts :

Vu que les deux efforts dus à la translation et à la rotation se produisent en même temps .

On peut donc faire la superposition afin d'obtenir l'effort final horizontal revenant à chaque voile . Ce qui donne :

$$H_{kx} = H'_{kx} + H''_{kx} = F_{kx} \left[\frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} + \frac{e_y * T_{xi} * d_{yi}}{J\phi} \right]$$

$$H_{ky} = H'_{ky} + H''_{ky} = F_{ky} \left[\frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_x * T_{yi} * d_{xi}}{J\phi} \right]$$

N.B.:

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion ne sont pas pris en considération (R PA 88)

- I_{xi}, I_{yi} : Inertie des refends selon les axes (XX,YY)
- e_x, e_y : excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse
- d_{xi}, d_{yi} : Distance entre le centre de masse et l'axe du refend .

d. Application Numérique :

$$\sum I_{xi} = 32.614 \text{ m}^4 \quad e_x = 2.913 \text{ m}$$

$$\sum I_{yi} = 98.960 \text{ m}^4 \quad e_y = 1.024 \text{ m}$$

$$J\phi = 1083.582 \text{ m}^6$$

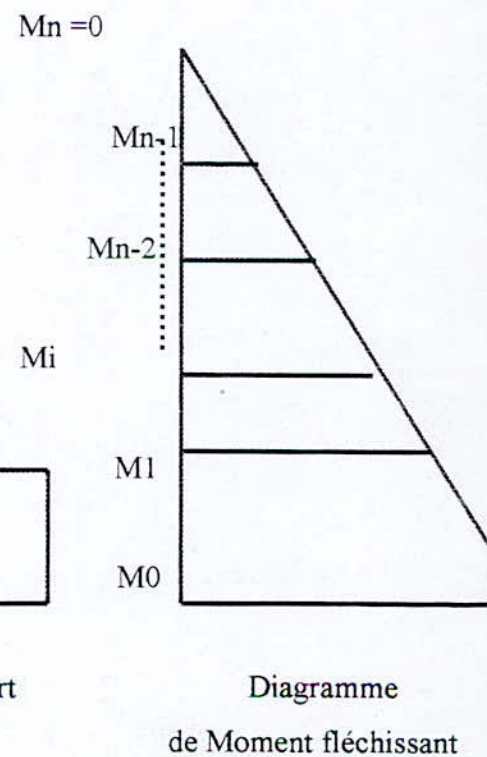
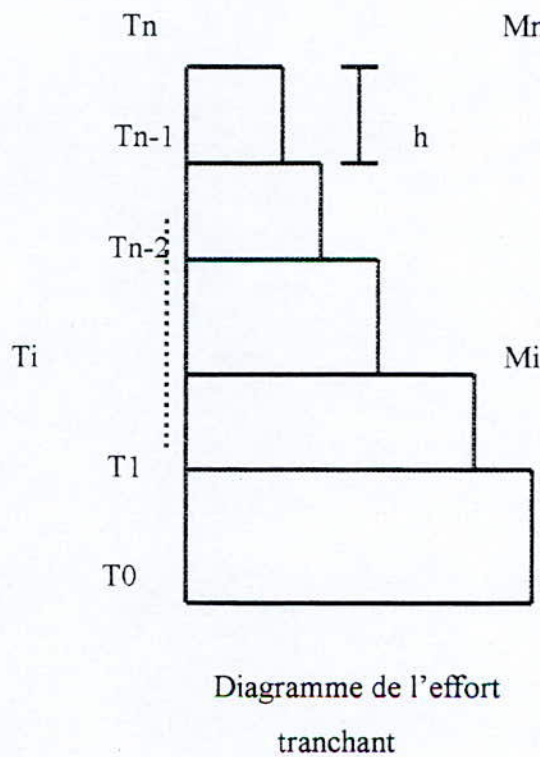
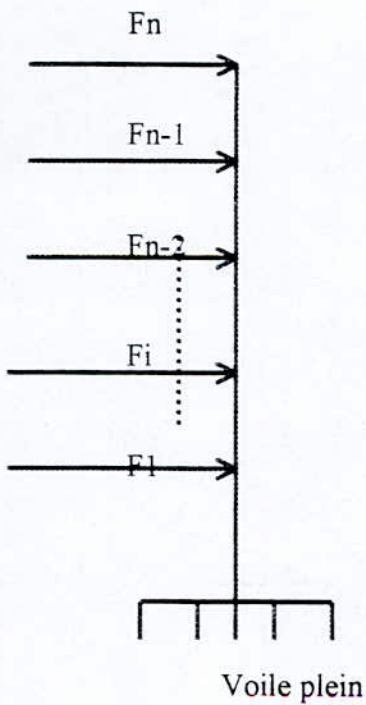
d'ou :

$$H_{kx} = F_{kx} \left[\frac{I_{xi}}{32.614} + \frac{1.024 * I_{xi} * d_{yi}}{1083.582} \right]$$

$$H_{ky} = F_{ky} \left[\frac{I_{yi}}{98.96} + \frac{2.953 * I_{yi} * d_{xi}}{1083.582} \right]$$

9.3 DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENT FLECHISSANTS DANS LES VOILES PLEINS

Les Sollicitations (M,N,T) sont calculés en assimilant les voiles à des consoles encastrees à leurs bases et soumises aux charges horizontales .



-Effort tranchant par niveau :

$$V_{15} = F_{15}$$

$$V_{14} = F_{15} + F_{14}$$

$$V_{13} = F_{15} + F_{14} + F_{13}$$

....

....

....

$$V_i = F_{15} + \dots + F_1 \quad \Rightarrow \quad V_i = \sum_{i=15}^1 F_i$$

avec V_i : effort tranchant dans le voile au niveau (i)

F_i : forte sismique revenant au voile au niveau (i)

-Moment fléchissant par niveau :

$$M_{15} = 0$$

$$M_{14} = h * F_{15}$$

...

...

...

$$M_0 = h (15 F_{15} + 14 F_{14} + \dots + F_1)$$

$$\Rightarrow M_0 = h \sum_{i=15}^1 (i) F_i \quad \text{Moment à la base}$$

D'où les tableaux donnant les valeurs des efforts horizontaux ou les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les voiles pleins .

9.4 ETUDE DE CONTREVENTEMENT**9.4.1 Introduction**

Cette étude permet d'assurer la stabilité d'un bâtiment soumis à des efforts horizontaux (séisme) .

Le contreventement peut être assuré par l'intermédiaire des voiles appelés couramment refends entrants dans la composition de l'ouvrage la détermination des sollicitations (M, N, T et π) pour les voiles à files d'ouvertures sera faite en utilisant la méthode de MR « ALBIGES ET J.GOULET »

9.4.2 Hypothèse de la méthode « Albiges et Goulet »

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément du voile .

-Les éléments du voiles (trumeaux) subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage .

(L'identité des déformations des trumeaux est imposée par les planches) en négligeant les déformations dues à l'effort normal dans les linteaux ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend (voile) présentant des ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux , à la structure constituée par une plaque élastique (linteaux) se déformant dans son plan par distorsion qui lie deux éléments de refend doit on néglige leur déformation distorsionnelle due à l'effort tranchant .

Il est admis en outre que :

-La hauteur d'étage est constante .

-Les linteaux qui lient les deux trumeaux du voiles ont tous les mêmes caractéristiques géométriques .

-Les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle des trumeaux .

-Le bâtiment est élevé (nombre d'étage au moins égale à 7) .

9.4.3 Exposé de la Méthode

a. Voiles à une seule file d'ouverture :

Avant de commencer la distribution des efforts , on doit déterminer le paramètre α (degré de concordance) qui nous renseigne sur le degré de monolithisme d'un refend et définit le comportement des linteaux selon les cas suivants :

* $\alpha \leq 1$: le refend sera calculé comme un refend avec ouverture de grandes dimensions , la rigidité des linteaux est très faible les deux éléments de refend sont simplement entretoisés d'effort est distribué entre les deux éléments de refend proportionnellement à leur inerties .

* $1 < \alpha < 10$: Le refend sera calculé comme un refend avec ouvertures de moyennes dimensions .

Pour chaque niveau on doit déterminer :

$\gamma = X / Z$ avec x : hauteur d'un niveau donnée par rapport au niveau d'encastrement de voile .

$\varphi(\alpha, \gamma)$, $\phi(\alpha, \gamma)$: fonction dépend de (α, γ) donnée par les abaques .

α)- Sollicitations au niveau des linteaux :

L'effort tranchant π à la section d'encastrement des linteaux en chaque niveau est

$$\pi = (H_0 m h_e / I) \phi$$

H_0 : Effort sismique à la base du voile donné .

Le moment d'encastrement : $M = \pi \cdot a$

Sollicitation au niveau des trumeaux :

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} * H_0 * Z \left[(1/3) (1+\xi)^2 (2+\xi) - (2m_c / i) * \phi(\alpha, \xi) \right]$$

β)-Sollicitation au niveau des trumeaux .

L'influence des ouvertures n'ayant qu'un caractère local le voile sera traité dans son ensemble comme dans le cas d'un voile plein .

b. Voiles à plusieurs files d'ouvertures :

Dans le cas des voiles à plusieurs files d'ouvertures le degré de concordance (α) n'a plus de rapport avec la largeur des ouvertures , il s'agit donc dans le cas des voiles à plusieurs files d'ouvertures de déterminer le rapport d'ouverture

S_0 (Ouverture)

S_T (Totale)

1 - $S_0 / S_T < 10\%$ → Voiles pratiquement monolithiques .

2- $S_0 / S_T > 25\%$ → Voiles à ouvertures moyennes .

3- $10\% \leq S_0 / S_T \leq 25\%$ → Voiles à petites ouvertures .

α) Sollicitation dans linteaux :

$$\pi_i(j) = \frac{H_0}{2} h_e \left[\frac{m_i}{I} (1-\zeta) + \frac{I_i * 2C_i}{2 a^3 i} \phi \right]$$

$M_i(j) = \pi_i(j) * a_i$; i : indique le linteau , j : indique le niveau .

β) Sollicitations au niveau des trumeaux :

$$M_i(j) = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 * z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - 4f \right]$$

$$T_i(j) = T(j) * l_i / \sum l_i$$

$$N_i(j) = \sum_{i=1}^{j-1} \pi_i - \sum_{i=1}^{j-1} \pi_{i-1}$$

$$\phi(\xi - \alpha) = -(1 - 2/\alpha^2) \operatorname{ch}[\alpha(1 - \xi)] / \operatorname{ch}\alpha + 2 \operatorname{sh}\alpha \xi / (\alpha \operatorname{ch}\alpha) + (1 - 2/\alpha^2 - \xi^2)$$

$$\varphi(\xi, \alpha) = (2/\alpha^2 - 1) \operatorname{sh}[\alpha(1 - \xi)] / (\alpha \operatorname{ch}\alpha) - 2 \operatorname{ch}\alpha \xi / (2 \operatorname{ch}\alpha + \xi^3 - 3\xi + 2)/3 + 2\xi / \alpha^2$$

-Effort normal en chaque niveau

$$N_{ij} = \sum \pi_i$$

-Efforts tranchant en chaque niveau

$$T_i = T [l_i / (l_1 + l_2)]$$

$\alpha > 10$ le refend sera calculé comme un refend à ouvertures de petites dimensions .

Le voile se comporte comme un mur plein , l'influence des ouvertures ayant un caractère local .

δ) Sollicitations au niveau des linteaux (à la section d'encastrement)

$$\pi = (1 / I) H_0 * m * h_e (1 - \xi)$$

$$M = \pi * a$$

π : Effort tranchant à la section d'encastrement du linteaux en chaque niveau .

M: Moment d'encastrement au niveau du linteau en chaque niveau .

H_0 : Effort tranchant à la base du voile .

m : moment statique , h_e : hauteur d'étage .

I : inertie du refend , a : la dimension de l'ouverture .

$\gamma = z / Z$, z : constante , Z : hauteur de bâtiment .

- à la base ($\xi = 0$) -----> $\pi = H_0 h_e / I$.

au sommet ($\xi = 1$) -----> $\pi = 0$.

Distribution des forces latérales aux voiles (sens longitudinal) VL1 , VL2, VL3 , et VL4

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	0.6586098	0	0.6586098	0.6586098	0
Niveau 14	65.85	0.62591218	0	0.62591218	1.28452198	1.84410744
Niveau 13	64.18	0.61003863	0	0.61003863	1.89456062	7.28487643
Niveau 12	61.31	0.58275894	0	0.58275894	2.47731958	18.0304152
Niveau 11	58.14	0.55262771	0	0.55262771	3.02994726	35.7124486
Niveau 10	54.99	0.52268658	0	0.52268658	3.55263384	61.8783345
Niveau 9	52.06	0.49483657	0	0.49483657	4.04747041	97.991595
Niveau 8	49.26	0.4682224	0	0.4682224	4.51669266	145.437773
Niveau 7	46.31	0.44018213	0	0.44018213	4.95587478	205.52789
Niveau 6	42.84	0.40719936	0	0.40719936	5.36307414	279.494456
Niveau 5	38.46	0.36556693	0	0.36556693	5.72864107	368.47763
Niveau 4	32.91	0.31281352	0	0.31281352	6.04145459	473.501
Niveau 3	26.08	0.24789354	0	0.24789354	6.28934813	595.440442
Niveau 2	18.12	0.17223278	0	0.17223278	6.46158092	737.990058
Niveau 1	9.26	0.08830257	0	0.08830257	6.54988349	892.632102

Distribution des forces latérales aux voiles (sens longitudinal) VL5

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	1.32996689	0.02291368	1.35288057	1.35288057	0
Niveau 14	65.85	1.2639388	0.0217761	1.28571491	2.63859547	3.78806559
Niveau 13	64.18	1.23188447	0.02122384	1.25310831	3.89170378	14.9641965
Niveau 12	61.31	1.17679708	0.02027478	1.1970784	5.08877561	37.0371019
Niveau 11	58.15	1.11595143	0.01922648	1.13517789	6.22395351	73.3585771
Niveau 10	54.99	1.05548967	0.01818478	1.07367445	7.29762796	127.107122
Niveau 9	52.06	0.99925063	0.01721585	1.01646648	8.31409443	201.189025
Niveau 8	49.26	0.94550684	0.01628991	0.96179675	9.27589118	298.750393
Niveau 7	46.31	0.88888391	0.01531437	0.90419828	10.1800896	422.185258
Niveau 6	42.84	0.82228	0.01418687	0.83644687	11.0185983	574.122369
Niveau 5	38.46	0.73820936	0.01271843	0.75092779	11.7674641	756.906785
Niveau 4	32.91	0.63168149	0.01088309	0.64256458	12.4100287	972.640099
Niveau 3	28.08	0.50058502	0.0082446	0.50920948	12.9192382	1223.12149
Niveau 2	18.12	0.3477991	0.00599215	0.35379125	13.2730294	1509.77676
Niveau 1	9.29	0.17831422	0.00307213	0.18138635	13.4544158	1833.5965

Distribution des forces latérales aux voiles (sens longitudinal) VL6

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)
Niveau 15	69.29	19.649942	0	19.649942	19.649942
Niveau 14	65.85	18.6743929	0	18.6743929	38.3243349
Niveau 13	64.18	18.2007978	0	18.2007978	56.5251328
Niveau 12	61.31	17.3868949	0	17.3868949	73.9120277
Niveau 11	58.14	16.487915	0	16.487915	90.3999427
Niveau 10	54.99	15.5946069	0	15.5946069	105.99455
Niveau 9	52.06	14.7636886	0	14.7636886	120.758238
Niveau 8	49.26	13.969637	0	13.969637	134.727875
Niveau 7	46.31	13.1330469	0	13.1330469	147.860922
Niveau 6	42.84	12.14899	0	12.14899	160.009912
Niveau 5	38.46	10.9068664	0	10.9068664	170.916778
Niveau 4	32.91	9.3329426	0	9.3329426	180.249721
Niveau 3	26.08	7.39602379	0	7.39602379	187.645715
Niveau 2	18.12	5.13864843	0	5.13864843	192.784393
Niveau 1	9.29	2.63454989	0	2.63454989	195.418943

Distribution des forces latérales aux voiles (sens longitudinal) VL7

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	5.10741277	1.09544363	6.2028564	6.2028564	0
Niveau 14	65.85	4.85384804	1.04105879	5.89490683	12.0977632	17.3679879
Niveau 13	64.18	4.73075121	1.01465884	6.74540805	17.8431713	68.6097329
Niveau 12	61.31	4.51920157	0.96928843	5.488485	23.3316563	169.812347
Niveau 11	58.15	4.28553873	0.91916716	5.20470589	28.55363622	336.3436
Niveau 10	54.99	4.0533501	0.86936709	4.92271718	38.4590794	582.776666
Niveau 9	52.06	3.83737781	0.82304511	4.66042292	38.1195023	922.895154
Niveau 8	49.26	3.63098792	0.77877837	4.40976629	42.5292686	1369.74825
Niveau 7	46.31	3.41354142	0.7321402	4.14568163	46.6749502	1935.6833
Niveau 6	42.84	3.15776538	0.67720107	3.83504645	50.5099966	2632.3082
Niveau 5	38.46	2.83491261	0.60803525	3.44294786	53.9529445	3470.3611
Niveau 4	32.91	2.42581836	0.52029225	2.94611061	56.8990551	4459.48224
Niveau 3	28.08	1.92237444	0.41231302	2.33468747	59.2387426	5607.92074
Niveau 2	18.12	1.33563746	0.28646902	1.62210648	60.8558491	6922.21372
Niveau 1	9.29	0.68477218	0.14687071	0.83164289	61.687492	8406.90307

Distribution des forces laterales aux voiles (sens longitudinal) VL8

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	15.2075127	1.78530081	16.9928135	16.9928135	0
Niveau 14	65.85	14.4525143	1.69666703	16.1491813	33.1419948	47.5798779
Niveau 13	64.18	14.0859888	1.65363842	15.7396273	48.8810221	187.957341
Niveau 12	61.31	13.4560919	1.57969105	15.0357829	63.917405	465.203317
Niveau 11	58.15	12.76052	1.49801399	14.258366	78.175771	921.418088
Niveau 10	54.99	12.0690017	1.41685224	13.4858539	91.6616249	1696.62498
Niveau 9	52.06	11.4259361	1.34135893	12.767295	104.42992	2528.28443
Niveau 8	49.26	10.8114025	1.26921515	12.0806176	116.509538	3752.44485
Niveau 7	46.31	10.1639474	1.19320653	11.8571539	127.866691	6302.83198
Niveau 6	42.84	9.40236463	1.10379979	10.5081844	138.372956	7211.24586
Niveau 5	38.46	8.44105844	0.9909463	9.43200474	147.804861	9507.10371
Niveau 4	32.91	7.22296498	0.84794703	8.07091201	155.875773	12216.8152
Niveau 3	28.08	5.72394187	0.6798775	6.39590961	162.715466	15362.9788
Niveau 2	18.12	3.97691053	0.4668789	4.44378383	166.71566	18963.5032
Niveau 1	9.29	2.03893481	0.23936274	2.27829756	168.993764	23090.8308

Distribution des forces laterales aux voiles (sens longitudinal) VL9

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	20.948040	0.03809234	20.9861331	20.9861331	0
Niveau 14	65.85	19.9080458	0.03620119	19.9442468	40.9303799	58.7811728
Niveau 13	64.18	19.4081643	0.03528311	19.4384474	60.3088273	232.127409
Niveau 12	61.31	18.525494	0.03370532	18.5691993	78.9300265	574.526361
Niveau 11	58.15	17.577126	0.0319626	17.609089	96.5471155	1137.95179
Niveau 10	54.99	16.6248053	0.03023088	16.6550362	113.202152	1971.70914
Niveau 9	52.06	15.7389955	0.02962011	15.7876156	128.969767	3122.18251
Niveau 8	49.26	14.8924879	0.0270808	14.9195687	143.889336	4634.27124
Niveau 7	46.31	14.0006316	0.02545903	14.0260907	157.915427	6549.0001
Niveau 6	42.84	12.9515668	0.02955139	12.9751182	170.890545	8905.89216
Niveau 5	38.46	11.627387	0.02114848	11.6485305	182.539075	11741.2777
Niveau 4	32.91	9.94948795	0.01809235	9.9675809	192.506656	15087.7727
Niveau 3	28.08	7.88461397	0.01433754	7.89895151	200.405607	18973.2384
Niveau 2	18.12	5.47811369	0.00996151	5.48807521	205.893682	23419.9357
Niveau 1	9.29	2.8085914	0.0051072	2.8136996	208.707381	28443.0874

Distribution des forces latérales aux voiles (sens longitudinal) VL10

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	69.29	4.41268566	0	4.41268566	4.41268566	0
Niveau 14	65.85	4.19361164	0	4.19361164	8.6062973	12.3555198
Niveau 13	64.18	4.08725885	0	4.08725885	12.6935561	48.8086721
Niveau 12	61.31	3.90448198	0	3.90448198	16.598041	120.803782
Niveau 11	58.15	3.70252563	0	3.70252563	20.3006467	239.273406
Niveau 10	54.99	3.50200006	0	3.50200006	23.8026467	414.584841
Niveau 9	52.06	3.31540504	0	3.31540504	27.1180518	656.543687
Niveau 8	49.26	3.13708898	0	3.13708898	30.2551407	974.433077
Niveau 7	46.31	2.94922027	0	2.94922027	33.204361	1377.03686
Niveau 6	42.84	2.72823573	0	2.72823573	37.9325967	1872.61286
Niveau 5	38.46	2.44929846	0	2.44929846	38.381952	2468.80012
Niveau 4	32.91	2.09585055	0	2.09585055	40.4777458	3172.4567
Niveau 3	28.08	1.66088674	0	1.66088674	42.1386325	3989.45096
Niveau 2	18.12	1.15395965	0	1.15395965	43.2925921	4924.43339
Niveau 1	9.29	0.59162722	0	0.59162722	43.8842194	5980.63508

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT1

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	2.17344584	0	2.17344584	2.17344584	0
Niveau 14	66.18	2.05307801	0	2.05307801	4.22652385	6.08564834
Niveau 13	64.13	1.98948161	0	1.98948161	6.21600546	24.0055635
Niveau 12	61.38	1.90416936	0	1.90416936	8.12017482	59.3302939
Niveau 11	58.14	1.80365602	0	1.80365602	9.92383084	117.391514
Niveau 10	56.15	1.7412098	0	1.7412098	11.6657518	203.23946
Niveau 9	53.18	1.64978375	0	1.64978375	13.3155356	321.751511
Niveau 8	49.82	1.5455477	0	1.5455477	14.8610833	477.547062
Niveau 7	46.32	1.43696847	0	1.43696847	16.2980517	674.953646
Niveau 6	42.96	1.33273242	0	1.33273242	17.6307842	917.994775
Niveau 5	39.69	1.2312884	0	1.2312884	18.8620726	1210.4021
Niveau 4	35.72	1.10812854	0	1.10812854	19.9702011	1555.62323
Niveau 3	30	0.93067906	0	0.93067906	20.9008802	1956.76092
Niveau 2	21.91	0.67970594	0	0.67970594	21.5805861	2416.42107
Niveau 1	11.59	0.35955234	0	0.35955234	21.9401384	2936.50687

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT2

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.54371544	0	0.54371544	0.54371544	0
Niveau 14	66.18	0.51360388	0	0.51360388	1.05731932	1.52240323
Niveau 13	64.13	0.49769442	0	0.49769442	1.55501374	6.00530057
Niveau 12	61.38	0.47635247	0	0.47635247	2.03136621	14.8422364
Niveau 11	58.14	0.45120776	0	0.45120776	2.48257397	29.3669976
Niveau 10	56.15	0.43576395	0	0.43576395	2.91833791	50.8429659
Niveau 9	53.18	0.4127463	0	0.4127463	3.33105255	80.4902804
Niveau 8	49.82	0.38663864	0	0.38663864	3.71769119	119.464542
Niveau 7	46.32	0.35947615	0	0.35947615	4.07716734	168.848339
Niveau 6	42.96	0.33340016	0	0.33340016	4.4105675	229.648204
Niveau 5	39.69	0.30802264	0	0.30802264	4.71859014	302.797659
Niveau 4	35.72	0.27721261	0	0.27721261	4.99580275	389.159166
Niveau 3	30	0.23282134	0	0.23282134	5.22862409	489.50892
Niveau 2	21.91	0.17003719	0	0.17003719	5.39866128	604.498822
Niveau 1	11.59	0.08994665	0	0.08994665	5.48860792	734.604976

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT3

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	4.20529911	0	4.20529911	4.20529911	0
Niveau 14	66.18	3.97240501	0	3.97240501	8.17770412	11.7748375
Niveau 13	64.13	3.8493553	0	3.8493553	12.02705942	46.4472466
Niveau 12	61.38	3.6842886	0	3.6842886	15.71134802	114.795422
Niveau 11	58.14	3.48981002	0	3.48981002	19.20115804	227.135372
Niveau 10	56.15	3.37036176	0	3.37036176	22.5715198	393.238564
Niveau 9	53.18	3.19208973	0	3.19208973	25.76360953	622.542012
Niveau 8	49.82	2.99040825	0	2.99040825	28.75401778	923.983567
Niveau 7	46.32	2.78032336	0	2.78032336	31.53434114	1305.93637
Niveau 6	42.96	2.57864188	0	2.57864188	34.11298302	1776.18533
Niveau 5	39.69	2.38236257	0	2.38236257	36.49534559	2341.95064
Niveau 4	35.72	2.14406629	0	2.14406629	38.63941188	3009.90292
Niveau 3	30	1.80072757	0	1.80072757	40.44013945	3786.04556
Niveau 2	21.91	1.31513137	0	1.31513137	41.75527082	4675.42058
Niveau 1	11.59	0.69568109	0	0.69568109	42.45095191	5681.71036

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT4

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	1.46194321	0	1.46194321	1.46194321	0
Niveau 14	66.18	1.38097918	0	1.38097918	2.84292239	4.09344099
Niveau 13	64.13	1.3382018	0	1.3382018	4.18112419	16.1470647
Niveau 12	61.38	1.2808175	0	1.2808175	5.46194169	39.9078361
Niveau 11	58.14	1.21320837	0	1.21320837	6.67515006	78.9620443
Niveau 10	56.15	1.171683	0	1.171683	7.84683306	136.706673
Niveau 9	53.18	1.10970796	0	1.10970796	8.95654102	216.422434
Niveau 8	49.82	1.03959479	0	1.03959479	9.99613581	321.216509
Niveau 7	46.32	0.96656023	0	0.96656023	10.96269604	453.999765
Niveau 6	42.96	0.89644705	0	0.89644705	11.85914309	617.47857
Niveau 5	39.69	0.8282119	0	0.8282119	12.68735499	814.162976
Niveau 4	35.72	0.74536985	0	0.74536985	13.43272484	1046.37198
Niveau 3	30	0.62601051	0	0.62601051	14.05873535	1316.1926
Niveau 2	21.91	0.45719634	0	0.45719634	14.51593169	1625.37769
Niveau 1	11.59	0.24184873	0	0.24184873	14.75778042	1975.20739

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT5

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)
Niveau 15	70.06	51.7888957	0	51.7888957	51.7888957
Niveau 14	66.18	48.9207696	0	48.9207696	100.7096653
Niveau 13	64.13	47.4053937	0	47.4053937	148.115059
Niveau 12	61.38	45.3725724	0	45.3725724	193.4876314
Niveau 11	58.14	42.9775392	0	42.9775392	236.4651706
Niveau 10	56.15	41.5065158	0	41.5065158	277.9716864
Niveau 9	53.18	39.3110687	0	39.3110687	317.2827551
Niveau 8	49.82	36.8273306	0	36.8273306	354.1100857
Niveau 7	46.32	34.2401035	0	34.2401035	388.3501892
Niveau 6	42.96	31.7563654	0	31.7563654	420.1065546
Niveau 5	39.69	29.339156	0	29.339156	449.4457106
Niveau 4	35.72	26.4045012	0	26.4045012	475.8502118
Niveau 3	30	22.1762328	0	22.1762328	498.0264446
Niveau 2	21.91	16.196042	0	16.196042	514.2224866
Niveau 1	11.59	8.56741795	0	8.56741795	522.7899046

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT6

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg \cdot IX_i \cdot Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.55291896	0.45584946	1.00876842	1.00876842	0
Niveau 14	66.18	0.5222977	0.43060402	0.95290172	1.96167014	2.82455157
Niveau 13	64.13	0.50611894	0.41726557	0.92338451	2.88505465	11.1417795
Niveau 12	61.38	0.48441572	0.39937254	0.88378826	3.76884291	27.5371604
Niveau 11	58.14	0.45884539	0.37829129	0.83713668	4.60597959	54.4853015
Niveau 10	56.15	0.44314016	0.36534324	0.8084834	5.41446299	94.3301853
Niveau 9	53.18	0.41970069	0.34601876	0.76571945	6.18018244	149.335566
Niveau 8	49.82	0.39311833	0.32415672	0.717275051	6.897457491	221.645456
Niveau 7	46.32	0.36556103	0.30138377	0.6669448	7.564402291	313.26841
Niveau 6	42.96	0.33904365	0.27952174	0.61856539	8.182967681	426.071872
Niveau 5	39.69	0.31323656	0.25824529	0.57148185	8.754449531	561.787826
Niveau 4	35.72	0.28190501	0.23241426	0.51431927	9.268768801	722.01642
Niveau 3	30	0.23676233	0.19519674	0.43195907	9.700727871	908.197749
Niveau 2	21.91	0.17291542	0.14255869	0.31547411	10.01620198	1121.5413
Niveau 1	11.59	0.09146918	0.07541101	0.16688019	10.18308217	1362.93039

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT7

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg \cdot IX_i \cdot Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.84318371	0.69515584	1.53833955	1.53833955	0
Niveau 14	66.18	0.79648727	0.65665734	1.45314461	2.99148415	4.30735074
Niveau 13	64.13	0.77181518	0.63631664	1.40813182	4.39961597	16.9908571
Niveau 12	61.38	0.73871847	0.60903033	1.3477488	5.74736477	41.99328818
Niveau 11	58.14	0.69972454	0.57688211	1.27660665	7.02397142	83.08834061
Niveau 10	56.15	0.67577456	0.55713674	1.2329113	8.25688272	143.850513
Niveau 9	53.18	0.64003011	0.52766753	1.16769764	9.42458036	227.731957
Niveau 8	49.82	0.59959196	0.49432863	1.09392059	10.51850095	338.0022261
Niveau 7	46.32	0.55746888	0.4596006	1.01706948	11.53557043	477.7242978
Niveau 6	42.96	0.51703072	0.4262617	0.94329242	12.47886285	649.7459667
Niveau 5	39.69	0.47767573	0.3938158	0.87149153	13.35035438	856.7084515
Niveau 4	35.72	0.42989612	0.3544243	0.78432042	14.1346748	1101.051929
Niveau 3	30	0.36105497	0.29766879	0.65872376	14.79339856	1384.972495
Niveau 2	21.91	0.26369048	0.21739744	0.48108792	15.27448648	1710.314578
Niveau 1	11.59	0.13948757	0.11499937	0.25448694	15.52897342	2078.425222

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT8

Niveau	F(t)	$IX_i/s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)
Niveau 15	70.06	5.06335004	4.17443706	9.2377871	9.2377871
Niveau 14	66.18	4.78293614	3.94325214	8.72618828	17.96397538
Niveau 13	64.13	4.6347793	3.82110546	8.45588476	26.41986014
Niveau 12	61.38	4.43603234	3.65725017	8.09328251	34.51314265
Niveau 11	58.14	4.20187227	3.46419884	7.66607111	42.17921376
Niveau 10	56.15	4.05805174	3.34562719	7.40367893	49.58289269
Niveau 9	53.18	3.84340501	3.16866347	7.01206848	56.59496117
Niveau 8	49.82	3.60057235	2.9684621	6.56903445	63.16399562
Niveau 7	46.32	3.34762167	2.75991899	6.10754066	69.27153628
Niveau 6	42.96	3.10478901	2.55971762	5.66450663	74.93604291
Niveau 5	39.69	2.86846071	2.36487877	5.23333948	80.16938239
Niveau 4	35.72	2.58154244	2.12833131	4.70987375	84.87925614
Niveau 3	30	2.16814875	1.7875123	3.95566105	88.83491719
Niveau 2	21.91	1.5834713	1.30547982	2.88895112	91.72386831
Niveau 1	11.59	0.83762813	0.69057559	1.52820372	93.25207203

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal)VT9

Niveau	F(t)	$IX_i/s (IX_i)$	$Yg*IX_i*Y0/J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.55291896	1.0074582	1.56037716	1.56037716	0
Niveau 14	66.18	0.5222977	0.95166405	1.47396175	3.03433891	4.369056048
Niveau 13	64.13	0.50611894	0.92218519	1.42830413	4.46264304	17.23426104
Niveau 12	61.38	0.48441572	0.88264037	1.36705609	5.82969913	42.59486655
Niveau 11	58.14	0.45884539	0.83604938	1.29489477	7.1245939	84.27862962
Niveau 10	56.15	0.44314016	0.80743331	1.25057347	8.37516737	145.9112556
Niveau 9	53.18	0.41970069	0.76472491	1.1844256	9.55959297	230.9943502
Niveau 8	49.82	0.39318331	0.71640833	1.10959164	10.66918461	342.8443052
Niveau 7	46.32	0.36556103	0.66607856	1.03163959	11.7008242	484.567977
Niveau 6	42.96	0.33904365	0.61776198	0.95680563	12.65762983	659.0539567
Niveau 5	39.69	0.31323656	0.57073959	0.88397615	13.54160598	868.9812998
Niveau 4	35.72	0.28190501	0.51365125	0.79555626	14.33716224	1116.82514
Niveau 3	30	0.23676233	0.43139803	0.66816036	15.0053226	1404.813034
Niveau 2	21.91	0.17291542	0.31506436	0.48797978	15.49330238	1734.815831
Niveau 1	11.59	0.09146918	0.16666344	0.25813262	15.751435	2108.199875

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT10

Niveau	$F(t)$	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	$H(t)$	$V(t)$	$M(t.m)$
Niveau 15	70.06	0.10902627	0.19865373	0.30768	0.30768	0
Niveau 14	66.18	0.10298828	0.18765207	0.29064035	0.59832035	0.861504
Niveau 13	64.13	0.0997981	0.18183933	0.28163743	0.87995778	3.39830498
Niveau 12	61.38	0.09551859	0.17404176	0.26956035	1.14951813	8.398987744
Niveau 11	58.14	0.09047656	0.16485481	0.25533137	1.4048495	16.61832127
Niveau 10	56.15	0.08737975	0.1592122	0.24659195	1.65144145	28.7712334
Niveau 9	53.18	0.08275788	0.15079083	0.23354871	1.88499016	45.54818159
Niveau 8	49.82	0.0775291	0.14126361	0.21879271	2.10378287	67.60310222
Niveau 7	46.32	0.07208246	0.13133943	0.20342189	2.30720476	95.5486149
Niveau 6	42.96	0.06685368	0.12181222	0.1886659	2.49587066	129.9543009
Niveau 5	39.69	0.06176496	0.1125402	0.17430516	2.67017582	171.3484247
Niveau 4	35.72	0.0555869	0.10128335	0.15687025	2.82704607	220.2190409
Niveau 3	30	0.04668553	0.0850644	0.13174993	2.958796	277.005386
Niveau 2	21.91	0.034096	0.06212537	0.09622137	3.05501737	342.07636
Niveau 1	11.59	0.01803618	0.03286321	0.05089939	3.10591676	415.7013825

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT11

Niveau	$F(t)$	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	$H(t)$	$V(t)$	$M(t.m)$
Niveau 15	70.06	2.11680881	3.85697825	5.97378706	5.97378706	0
Niveau 14	66.18	1.99957761	3.64337455	5.64295216	11.61673922	16.72660377
Niveau 13	64.13	1.93763844	3.53051692	5.46815536	17.08489458	65.98007735
Niveau 12	61.38	1.85454931	3.37912254	5.23367185	22.31856643	163.0712558
Niveau 11	58.14	1.75665521	3.20075243	4.95740764	27.27597407	322.6544202
Niveau 10	56.15	1.6965289	3.09119796	4.78772686	32.06370093	558.610312
Niveau 9	53.18	1.60679264	2.92769203	4.53448467	36.5981856	884.3445664
Niveau 8	49.82	1.50527284	2.74271562	4.24798846	40.84617406	1312.55374
Niveau 7	46.32	1.39952304	2.55003187	3.94955491	44.79572897	1855.132202
Niveau 6	42.96	1.29800323	2.36505546	3.66305869	48.45878766	2523.138705
Niveau 5	39.69	1.19920271	2.18503378	3.38423649	51.84302415	3326.829813
Niveau 4	35.72	1.07925222	1.96647535	3.04572757	54.88875172	4275.681388
Niveau 3	30	0.90642684	1.65157504	2.55800188	57.4467536	5378.221469
Niveau 2	21.91	0.66199373	1.20620031	1.86819404	59.31494764	6641.612459
Niveau 1	11.59	0.3501829	0.63805849	0.98824139	60.30318903	8071.085303

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT12

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.52318452	1.47522467	1.99840919	1.99840919	0
Niveau 14	66.18	0.49420998	1.3935251	1.88773508	3.88614427	5.595545732
Niveau 13	64.13	0.47890127	1.35035909	1.82926036	5.71540463	22.07229542
Niveau 12	61.38	0.4583652	1.29245347	1.75081867	7.4662233	54.55217807
Niveau 11	58.14	0.43416997	1.22423012	1.65840009	9.12462339	107.937486
Niveau 10	56.15	0.41930932	1.18232751	1.60163683	10.72626022	186.8717393
Niveau 9	53.18	0.39713036	1.11978944	1.5169198	12.24318002	295.8395213
Niveau 8	49.82	0.37203901	1.04903929	1.4210783	13.66425832	439.0882074
Niveau 7	46.32	0.34590218	0.97534123	1.32124341	14.98550173	620.5968168
Niveau 6	42.96	0.32081083	0.90459109	1.22540192	16.21090365	844.064831
Niveau 5	39.69	0.29639157	0.83573604	1.13212761	17.34303126	1112.923375
Niveau 4	35.72	0.26674495	0.75214138	1.01888633	18.36191759	1430.342407
Niveau 3	30	0.22402991	0.63169769	0.8557276	19.21764519	1799.174809
Niveau 2	21.91	0.16361651	0.46134988	0.62496639	19.84261158	2221.816616
Niveau 1	11.59	0.08655022	0.24404587	0.33059609	20.17320767	2700.017736

Distribution des forces latérales aux voiles (sens transversal) VT13

Niveau	F(t)	$IX_i / s (IX_i)$	$Yg * IX_i * Y0 / J0$	H(t)	V(t)	M(t.m)
Niveau 15	70.06	0.12530942	0.03997066	0.16528008	0.16528008	0
Niveau 14	66.18	0.11836964	0.03775704	0.15612668	0.32140676	0.462784224
Niveau 13	64.13	0.11470301	0.03658747	0.15129048	0.47269724	1.825507376
Niveau 12	61.38	0.10978436	0.03501854	0.1448029	0.61750014	4.5117828
Niveau 11	58.14	0.10398929	0.03317005	0.13715934	0.75465948	8.927058616
Niveau 10	56.15	0.10042997	0.03203472	0.13246469	0.88712417	15.45538098
Niveau 9	53.18	0.09511783	0.03034027	0.1254581	1.01258227	24.46765101
Niveau 8	49.82	0.08910812	0.02842332	0.11753144	1.13011371	36.3151514
Niveau 7	46.32	0.08284802	0.0264265	0.10927452	1.23938823	51.32697018
Niveau 6	42.96	0.07683832	0.02450955	0.10134787	1.3407361	69.80907601
Niveau 5	39.69	0.07098959	0.02264395	0.09363354	1.43436964	92.04524291
Niveau 4	35.72	0.06388884	0.02037899	0.08426783	1.51863747	118.2976448
Niveau 3	30	0.05365804	0.01711561	0.07077365	1.58941112	148.8022316
Niveau 2	21.91	0.03918826	0.0125001	0.05168836	1.64109948	183.7571696
Niveau 1	11.59	0.02072989	0.00661233	0.02734222	1.6684417	223.3071861

VOILE AVEC OUVERTURE $Vt5$									
Niveau	Ksi	Fi	Psi	$Psi*2mc/l$	$Pi=v0*h*m*fi/l$	$(1-Ksi)^2*(2+Ksi)/3$	$M1$	$n = \sum Pi$	$M2$
Niveau 15	1.00	0.16	0.00	0.00	4.83	0.00	0.00	19.31	0.00
Niveau 14	0.93	0.19	0.01	0.01	5.92	0.00	-14.16	42.97	-77.38
Niveau 13	0.87	0.27	0.03	0.02	8.26	0.02	-10.19	76.00	-55.66
Niveau 12	0.80	0.36	0.05	0.04	11.03	0.04	5.54	120.12	30.27
Niveau 11	0.73	0.46	0.08	0.06	13.86	0.06	29.78	175.56	162.72
Niveau 10	0.67	0.54	0.11	0.08	16.51	0.10	60.78	241.84	332.09
Niveau 9	0.60	0.63	0.15	0.11	19.08	0.14	97.46	318.16	532.53
Niveau 8	0.53	0.70	0.19	0.14	21.35	0.18	139.12	403.58	760.16
Niveau 7	0.47	0.77	0.24	0.18	23.37	0.23	185.27	497.06	1012.34
Niveau 6	0.40	0.83	0.29	0.22	25.12	0.29	235.68	597.55	1287.76
Niveau 5	0.33	0.87	0.35	0.26	26.61	0.35	290.51	703.99	1587.40
Niveau 4	0.27	0.91	0.41	0.30	27.83	0.41	350.8	815.29	1916.84
Niveau 3	0.20	0.94	0.46	0.35	28.77	0.47	419.36	930.38	2291.45
Niveau 2	0.13	0.97	0.52	0.39	29.45	0.53	502.85	1048.18	2747.66
Niveau 1	0.07	0.98	0.56	0.42	29.85	0.60	616.24	1167.6	3367.22

VOILE AVEC OUVERTURE $Vt8$									
Niveau	Ksi	Fi	Psi	Psi*2mc/l	Pi=v0*h*m*fi/l	(l-Ksi) ² *(2+Ksi)/3	M1	n = Σ Pi	M2
Niveau 15	1.00	0.07	0.00	0.00	0.89	0.00	0.00	3.57	0.00
Niveau 14	0.93	0.14	0.01	0.01	1.69	0.00	-0.64	10.34	-2.75
Niveau 13	0.87	0.25	0.02	0.02	3.02	0.02	1.15	22.41	4.90
Niveau 12	0.80	0.36	0.04	0.03	4.35	0.04	4.31	39.8	18.42
Niveau 11	0.73	0.46	0.07	0.05	5.59	0.06	8.59	62.14	36.72
Niveau 10	0.67	0.55	0.10	0.08	6.72	0.10	13.87	89.02	59.27
Niveau 9	0.60	0.64	0.14	0.11	7.75	0.14	20.05	120	85.68
Niveau 8	0.53	0.71	0.19	0.15	8.66	0.18	27.04	154.66	115.55
Niveau 7	0.47	0.78	0.24	0.19	9.48	0.23	34.75	192.56	148.50
Niveau 6	0.40	0.84	0.29	0.23	10.18	0.29	43.09	233.27	184.15
Niveau 5	0.33	0.89	0.35	0.28	10.77	0.35	51.97	276.36	222.12
Niveau 4	0.27	0.93	0.41	0.32	11.26	0.41	61.32	321.39	262.07
Niveau 3	0.20	0.96	0.47	0.37	11.64	0.47	71.11	367.94	303.91
Niveau 2	0.13	0.98	0.53	0.42	11.91	0.53	83.63	415.56	348.88
Niveau 1	0.07	0.99	0.59	0.47	12.07	0.60	95.00	463.84	406.01

VOILE AVEC OUVERTURE VL6									
Niveau	Ksi	Fi	Psi	Psi*2mc/l	Pi=v0*h*m*fi/l	(l-Ksi) ² *(2+Ksi)/3	M1	n = Σ Pi	M2
Niveau 15	1.00	0.10	0.00	0.00	2.24	0.00	0.00	8.97	0.00
Niveau 14	0.93	0.15	0.01	0.01	3.42	0.00	-2.58	22.63	-13.94
Niveau 13	0.87	0.25	0.02	0.02	5.60	0.02	-0.03	45.03	-0.14
Niveau 12	0.80	0.36	0.04	0.03	7.93	0.04	5.41	76.76	29.23
Niveau 11	0.73	0.46	0.07	0.05	10.16	0.06	12.97	117.42	70.07
Niveau 10	0.67	0.55	0.1	0.08	12.23	0.10	22.32	166.34	120.60
Niveau 9	0.60	0.63	0.14	0.11	14.1	0.14	33.26	222.74	179.72
Niveau 8	0.53	0.71	0.19	0.15	15.78	0.18	45.62	285.87	245.51
Niveau 7	0.47	0.78	0.24	0.19	17.26	0.23	59.24	354.92	320.11
Niveau 6	0.40	0.83	0.29	0.23	18.55	0.29	73.97	429.11	399.73
Niveau 5	0.33	0.88	0.35	0.28	19.63	0.35	89.70	507.64	484.72
Niveau 4	0.27	0.92	0.41	0.32	20.52	0.41	106.40	589.73	574.94
Niveau 3	0.20	0.95	0.47	0.37	21.21	0.47	124.36	674.59	672.02
Niveau 2	0.13	0.98	0.53	0.42	21.71	0.53	145.04	761.43	788.77
Niveau 1	0.07	0.99	0.59	0.46	22.00	0.60	173.87	849.45	939.59

CHAPITRE X

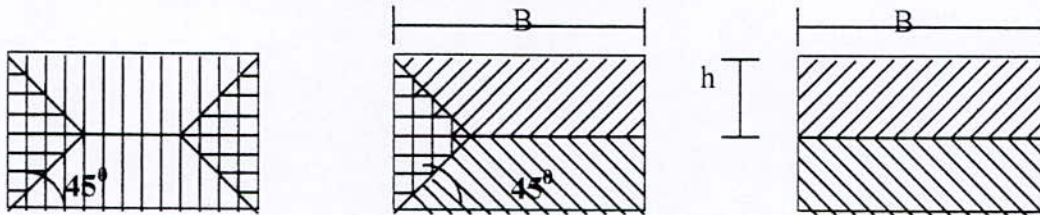
ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES

10.1 DETERMINATION DES CHARGES VERTICALES

a. Introduction

On désigne par les charges verticales, les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q). Ces charges seront transmises aux éléments porteurs qui les acheminent jusqu'aux fondations

Pour ce faire, on utilise la méthode des lignes de rupture.



*dalle reposant
sur 4 appuis*

*dalle reposant
sur 3 appuis*

*dalle reposant
sur 2 appuis*

Dans une première étape on déterminera le schéma de répartition de toute les surfaces puis on calculera les superficies.

Connaissant la surface totales revenant a chaque élément (voile, voile poteau, ...) et la charge ou surcharge par mètre carré, on déterminera la charge totale et la surcharge totale revenant a cet élément.

b. Surface revenant a chaque voile

Les surfaces seront désignées dans le schéma par une série de numéro, les surfaces identiques auront le même numéro.

Dans notre cas les surfaces rencontres sont triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale

Les surfaces respectives sont les suivantes :

$$\text{surface triangulaire} \rightarrow S = H^2 / 2$$

$$\text{surface rectangulaire} \rightarrow S = B * H$$

$$\text{surface trapézoïdale} \rightarrow S = \frac{b+B}{2} * H$$

c. Répartition des charges verticales aux trumeaux

Dans le cas des voiles a files d'ouverture , l'existence de ses dernière fait que les charges verticales ne peuvent être considérées centrées dans les éléments du voile .

Les linteaux participant au cheminement des charges , cela engendre une excentricité de ces charges par rapport aux axes neutres du trumeaux .

Néanmoins , les moment créés par les excentricités restent toujours faible par rapport à ceux créés par les forces horizontales (séisme , vent , ...).

Ainsi ,en supposant que les charges sont concentrées et en négligeant les valeurs des moments engendres par les excentricités on aura :

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = N_1 e_1 \\ M_2 = N_2 e_2 \\ M_3 = N_3 e_3 \end{array} \right\} \implies \cong 0$$

L'effort normal revenant au trumeau sera :

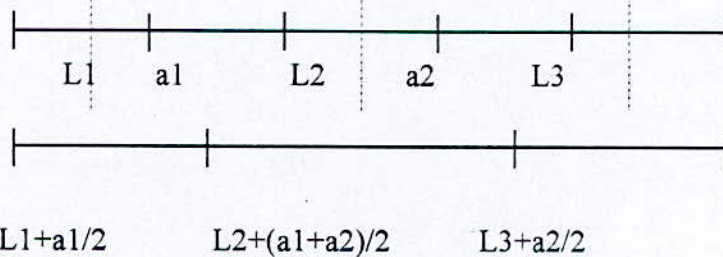
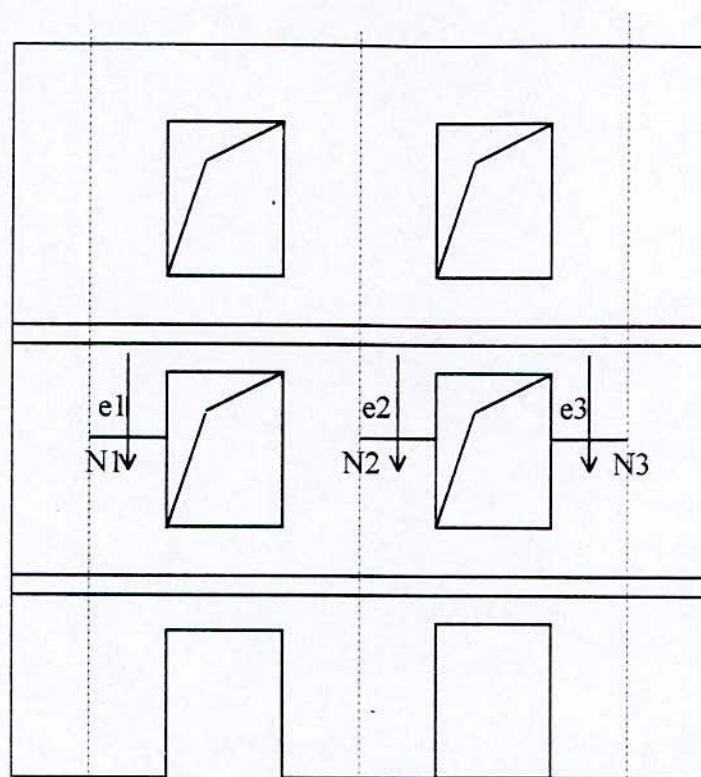
$$N_{ij} = N_j \cdot \frac{L_i}{L}$$

avec

N_j : Effort normale totale du voile au niveau (j)

L_i : longueur du trumeau (j) + demi portée de l'ouverture (i)

L : Longueur totale du voile



CALCUL DES SURFACES REVENANT AUX VOILES

DESIGNATION	DÉTAIL DE CALCUL	Si (m ²)
S1	$(3.385+1.61) * 0.5 * 1.775$	4.433
S2	$0.5 (1.775 * 1.775) * 2 - (0.55)^2 * 0.5$	2.999
S3	$(5.49 + 3.175) * 0.5 * 1.775$	8.169
S4	$(6.89 + 5.115) * 0.5 * 1.775$	10.654
S5	$3.2 * 0.86$	2.752
S6	$3.75 * 0.86 + (0.55)^2 * 0.5$	3.376
S7	$3 * 0.86$	2.58
S8	$(4.785 + 3.01) * 0.5 * 1.775$	6.918
S9	$1.475 * 7.805$	11.512
S10	$4.105 * 1.475$	6.055
S11	$1.475 * 2.3$	3.392
S12	$1.5 * 0.575$	0.863
S13	$6.82 * 1.475$	10.060
S14	$6.17 * 1.475 + (0.9)^2 * 0.5$	9.506
S15	$(4.655 + 2.88) * 0.5 * 1.775 - (0.55)^2 * 0.5$	6.536
S16	$(8.195 + 7.02) * 0.5 * 1.775 - (0.65) * 0.5$	13.825
S17	$(3.55 + 0.6) * 0.5 * 1.475 - (0.65)^2 * 0.5$	2.849
S18	$(1.475)^2 - (0.65)^2 * 0.5$	1.964
S19	$(1.475)^2 - (0.9)^2 * 0.5$	1.770
S20	$(7.19 + 5.415) * 0.5 * 1.775$	11.189
S21	$(7.19 + 5.415) * 0.5 * 1.775 - (0.95)^2 * 0.5$	10.736
S22	$(1.775)^2 - (0.65)^2 * 0.5$	2.939
S23	$(5.045 + 3.57) * 0.5 * 1.475$	6.486
S24	$(5.895 - 4.42) * 0.5 * 1.475$	7.607
S25	$(5.895 + 4.42) * 0.5 * 1.475 - (0.65)^2 * 0.5$	7.396
S26	$(1.775)^2 - (0.95)^2 * 0.5$	2.699
S27	$(5.895 + 4.12) * 0.5 * 1.775 - (0.65)^2 * 0.5$	8.677
S28	$(5.895 + 4.12) * 0.5 * 1.775 - (0.95)^2 * 0.5$	8.737
S29	$(3.34 + 1.565) * 0.5 * 1.775$	4.353
S30	$1.475 * 0.65$	0.959

SURFACE REVENANT A CHAQUE VOILE

VOILES	SURFACE REVENANT AUX VOILES	Si (m ²)
Vt ₁	S ₃	8.169
Vt ₂	S ₁	4.433
Vt ₃	S ₃ + S ₄	18.823
Vt ₄	S ₁ + S ₈	11.351
Vt ₅	S ₄ + S ₉ + S ₁₂ + S ₈ + S ₁₃	40.007
Vt ₆	S ₁₀ + S ₁₅	12.591
Vt ₇	S ₁₁ + S ₂₂ + S ₁₉ + S ₃₀	9.06
Vt ₈	S ₁₄ + S ₂₀	20.693
Vt ₉	S ₁₅ + S ₁₈	8.5
Vt ₁₀	2 * S ₁₈	3.928
Vt ₁₁	S ₂₆ + S ₂₁ + S ₂₉	17.788
Vt ₁₂	S ₂₉	4.353
Vt ₁₃	S ₁₂	0.863
Vl ₁	S ₂ + S ₅	5.752
Vl ₂	S ₂ + S ₅	5.751
Vl ₃	S ₂ + S ₆	6.375
Vl ₄	S ₂ + S ₇	5.58
Vl ₆	S ₂₅ + S ₂₇ + S ₁₇ + S ₂₂	21.861
Vl ₇	S ₂₃	6.486
Vl ₈	S ₁₆ + S ₂₂ + S ₂₃	23.25
Vl ₉	S ₁₆ + S ₁₇ + S ₂₄	21.181
Vl ₁₀	S ₂ + S ₂₈	11.736

CALCUL DES SURFACES REVENANT AUX VOILES POTEAUX

DESIGNATION	DETAIL DE CALCUL	Si (m ²)
S'1	0.86 * 1.3	1.118
S'2	(0.55) ² * 0.5	0.15125
S'3	0.55 * 0.86	0.473
S'4	1.4 * 1.475	2.065
S'5	(0.6) ² * 0.5	0.21125
S'6	(1) ² * 0.5	0.5

SURFACE REVENANT AUX VOILES POTEAUX

VOILES	SURFACE REVENANT AUX VOILES	Si (m ²)
Vp ₁	S' ₁ + 2 * S' ₂	1.42
Vp ₂	S' ₂ + S' ₃	0.624
Vp ₃	2 * S' ₅	0.4225
Vp ₄	S' ₄ + S' ₅ + S' ₂	2.4275
Vp ₅	2 * S' ₅	0.4225
Vp ₆	2 * S' ₅	0.4225
Vp ₇	2 * S' ₂	0.3025
Vp ₈	2 * S' ₂	0.3025
Vp ₉	2 * S' ₅	0.4225
Vp ₁₀	2 * S' ₆	1.00
Vp ₁₁	2 * S' ₂	0.3025

Dalle couverture

Dalle en béton armé (ep = 14cm) → 0.14 * 2500 = 350 kg / m²

forme de pente (ep = 6 cm) → 0.06 * 2000 = 120 kg / m²

$$G = 470 \text{ kg / m}^2$$

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

- Dalle machine

Dalle en béton armé (ep = 25cm) → 0.25 * 2500 = 1500 kg / m²

Ascenseur + accessoire 15530 / 3.2 = 4853.125 kg / m²

$$G = 4853.125 \text{ kg / m}^2$$

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

suite :

Voiles	Mur en Maçonnerie	Voile de l'hedicule	Charge totale	
			G(t)	Q(t)
Vt5	0.267	5.0875	7.512	0.459
Vt7	-	3.643	11.18	0.41
Vt8	0.267	1.65	2.75	0.177
Vt13	-	0.5	6.712	0.128
VI5	-	3.756	7.878	0.2815

Tableau récapitulatif

Voiles	Ploncher.c		Séchoir		Logia		Palier		Volée	
	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)
Vt1	3.803	0.995	1.675	0.87	-	-	-	-	-	-
Vt2	2.966	0.776	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt3	9.268	2.424	1.675	0.87	1.476	0.87	-	-	-	-
Vt4	5.931	1.551	-	-	1.476	0.87	-	-	-	-
Vt5	17.71	4.632	1.4	0.772	4.18	2.462	1.13	0.4755	2.0203	0.634
Vt6	7.042	1.842	1.392	0.723	-	-	-	-	-	-
Vt7	6.061	1.586	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt8	9.495	2.485	-	-	1.226	0.7227	1.13	0.4755	2.0203	0.634
Vt9	5.687	1.488	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt10	2.629	0.688	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt11	11.9	3.113	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt12	2.912	0.762	-	-	-	-	-	-	-	-
Vt13	0.577	0.151	-	-	-	-	-	-	-	-
VI1	3.847	1.006	-	-	-	-	-	-	-	-
VI2	3.847	1.006	-	-	-	-	-	-	-	-
VI3	4.265	1.116	-	-	-	-	-	-	-	-
VI4	3.735	0.977	-	-	-	-	-	-	-	-
VI5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VI6	11.581	3.029	3.0667	1.5-93	-	-	-	-	-	-
VI7	2.958	0.774	-	-	1.227	0.723	-	-	-	-
VI8	12.51	3.273	-	-	2.703	1.593	-	-	-	-
VI9	13.2	3.453	1.392	0.723	1.476	0.87	-	-	-	-
VI10	9.251	1.619	1.675	0.87	-	-	-	-	-	-

Tableau récapitulatif (suite)

Voiles	Hedicule		Terrasse + Acrotère		P.propre,+ P.des panneaux		sous sol		R D C	
	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)
Vt1	-	-	8.358	0.817	7.962	-	4.3	2.86	idem	
Vt2	-	-	4.87	0.443	5.15	-	2.33	1.551	que	
Vt3	-	-	16.133	1.822	10.3	-	9.9	6.588	l'etage	
Vt4	-	-	10.23	1.135	7.666	-	5.97	3.973	courant	
Vt5	7.512	0.459	34.038	4	22.74	-	21	14		
Vt6	-	-	10.23	1.259	6.321	-	6.62	4.407		
Vt7	11.18	0.41	7.157	0.906	5.606	-	4.77	3.171		
Vt8	2.75	0.177	17.171	2.07	10.18	-	10.8	7.2425		
Vt9	-	-	7.552	0.85	6	-	4.47	2.975		
Vt10	-	-	3.103	0.393	3.232	-	2.07	1.375		
Vt11	-	-	15.01	1.778	9.551	-	9.36	6.225		
Vt12	-	-	4.341	0.435	5.401	-	2.3	1.523		
Vt13	6.712	0.128	0.681	0.086	2.849	-	0.45	0.301		
VI1	-	-	4.763	0.575	3.207	-	3.03	2.013		
VI2	-	-	4.763	0.575	4.022	-	3.03	2.013		
VI3	-	-	5.036	0.638	3.621	-	3.35	2.231		
VI4	-	-	4.408	0.558	3.621	-	2.93	1.953		
VI5	7.878	0.282	-	-	3.302	-	-	-		
VI6	-	-	18.15	2.186	10.82	-	1115	7.651		
VI7	-	-	6.462	0.649	6.916	-	3.41	2.27		
VI8	-	-	19.247	2.325	10.84	-	12.2	8.137		
VI9	-	-	20.228	2.428	12.01	-	12.8	8.5		
VI10	-	-	10.271	1.174	6.922	-	6.17	4.107		

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens transversal)

NIVEAU	Vt1		Vt2		Vt3	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	16.3195	0.8169	10.02	0.4433	26.433	1.8823
15	29.759	2.6819	18.136	1.2193	49.152	6.0463
14	43.1985	4.5469	26.252	1.9953	71.871	10.2103
13	56.658	6.4119	34.368	2.7713	94.59	14.3743
12	70.0775	8.2769	42.484	3.5473	117.309	18.8583
11	83.517	10.1419	50.6	4.3233	140.028	22.7023
10	96.9565	12.0069	58.716	5.0993	162.747	26.8665
9	110.396	13.8719	66.832	5.8753	185.466	31.0303
8	123.8355	15.7369	74.948	6.6513	208.185	35.4943
7	137.275	17.6019	83.064	7.4273	230.904	39.3583
6	150.7145	19.4669	91.18	8.2033	253.623	43.5223
5	164.154	21.3319	99.296	8.9793	276.341	47.6863
4	177.5935	23.1969	107.412	9.7553	289.061	51.8503
3	191.033	25.0619	115.528	10.5313	321.78	56.0143
2	204.4724	26.9269	123.644	11.8073	344.499	60.1783
1	216.734	29.7869	131.125	14.1673	364.699	66.7663

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens transversal)

NIVEAU	Vt4		Vt6		Vt7	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	17.8955	1.1351	17.151	1.259	23.9425	1.316
15	32.968	3.5561	31.906	3.824	35.609	2.902
14	48.0405	5.9771	46.661	6.389	47.2755	4.488
13	63.113	8.3981	61.416	8.954	58.942	6.074
12	78.1855	10.8191	76.171	11.519	70.6085	7.66
11	93.258	13.2401	90.926	14.084	82.275	9.246
10	108.3305	15.6611	105.681	16.649	93.9415	10.832
9	123.403	18.0861	120.436	19.814	105.608	12.418
8	138.4755	20.5031	135.191	21.779	117.2745	14.004
7	153.548	22.9241	143.146	24.344	128.941	15.59
6	168.6205	26.3451	164.701	26.909	140.6075	17.176
5	183.693	27.7661	179.406	29.474	152.274	18.762
4	198.7655	30.1871	194.211	32.039	163.9405	20.348
3	213.838	32.6081	208.966	34.604	175.607	21.934
2	228.9103	35.0291	224.039	37.169	187.2735	23.52
1	242.546	39.0021	236.982	41.576	197.644	26.691

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens transversal)

NIVEAU	Vt9		Vt10		Vt11	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	13.552	0.85	6.335	0.3928	24.561	1.7788
15	25.239	2.338	12.196	1.0808	46.012	4.8918
14	36.926	3.826	18.057	1.7688	67.463	8.0048
13	48.613	5.314	23.918	2.4568	88.914	11.1178
12	60.3	6.802	29.779	3.1448	110.365	14.2308
11	71.987	8.29	35.64	3.8328	130.816	17.3438
10	83.674	9.778	41.501	4.5208	153.267	20.4568
9	95.361	11.266	47.362	5.2088	174.718	23.5698
8	107.048	12.754	53.223	5.8968	196.169	26.6828
7	118.735	14.242	59.084	6.5848	217.62	29.7958
6	130.422	15.73	64.945	7.2728	239.071	32.9088
5	142.109	17.218	70.806	7.9608	260.522	36.0218
4	153.796	18.706	76.667	8.6488	281.973	39.1348
3	165.483	20.194	82.528	9.3368	303.424	42.2478
2	177.17	21.682	88.389	10.0248	324.875	45.3608
1	187.641	24.657	93.687	11.3998	343.782	51.5858

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens transversal)

NIVEAU	Vt12		Vt13	
	Ng	Nq	Ng	Nq
16	9.742	0.4353	10.242	0.2143
15	18.055	1.1973	13.668	0.3653
14	26.368	1.9593	17.094	0.5163
13	34.681	2.7213	20.52	0.6673
12	42.994	3.4833	23.946	0.8183
11	51.307	4.2453	27.372	0.9693
10	59.62	5.0073	30.798	1.1203
9	67.933	5.7693	34.224	1.2713
8	76.246	6.5313	37.65	1.4223
7	84.559	7.2933	41.076	1.5733
6	92.872	8.0553	44.502	1.7243
5	101.185	8.8173	47.928	1.8753
4	109.498	9.5793	51.354	2.0263
3	117.811	10.3413	54.78	2.1773
2	126.124	11.1033	58.206	2.3283
1	133.821	12.2263	61.509	2.6303

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens longitudinal)

NIVEAU	VI1		VI2		VI3	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	8.5695	0.5751	8.7845	0.5751	8.6565	0.6375
15	16.223	1.5811	16.653	1.5811	16.542	1.7535
14	23.8765	2.5871	24.5215	2.5871	24.4275	2.8695
13	31.53	3.5931	32.39	3.5931	32.313	3.9855
12	39.1835	4.5991	40.2585	4.5991	40.1985	5.1015
11	46.837	5.6051	48.127	5.6051	48.084	6.2175
10	54.4905	6.6111	55.9955	6.6111	55.9695	7.3335
9	62.144	7.6171	63.864	7.6171	63.855	8.4495
8	69.7975	8.6231	71.7325	8.6231	71.7405	9.5655
7	77.451	9.6291	79.601	9.6291	79.626	10.6815
6	85.1045	10.6351	87.4695	10.6351	87.5115	11.7975
5	92.758	11.6411	95.338	11.6411	95.397	12.9135
4	100.4115	12.6471	103.207	12.6471	103.2825	14.0295
3	108.065	13.6531	111.075	13.6531	111.168	15.1455
2	115.7185	14.6591	118.944	14.6591	119.0535	16.2615
1	122.55	16.6721	125.99	16.6721	126.027	18.4925

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens longitudinal)

NIVEAU	VI4		VI5		VI7	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	8.0285	0.558	12.028	0.2815	13.378	0.6486
15	15.382	1.535	16.148	0.2815	24.479	2.1456
14	22.7355	2.512	20.33	0.2815	35.58	3.6426
13	30.089	3.489	24.48	0.2815	46.681	5.1396
12	37.4425	4.466	28.63	0.2815	57.782	6.6366
11	44.796	5.443	32.78	0.2815	68.883	8.1336
10	52.1495	6.42	36.93	0.2815	79.984	9.6306
9	59.503	7.397	41.08	0.2815	91.085	11.1276
8	66.8565	8.374	45.23	0.2815	102.186	12.6246
7	74.21	9.351	49.38	0.2815	113.287	14.1216
6	81.5635	10.328	53.53	0.2815	124.388	15.6186
5	88.917	11.305	57.68	0.2815	135.489	17.1156
4	96.2705	12.282	61.83	0.2815	146.59	18.6126
3	103.624	13.259	65.98	0.2815	157.691	20.1096
2	110.9775	14.236	70.13	0.2815	168.792	21.6066
1	117.533	16.189	74.28	0.2815	179.119	23.8766

Charges et surcharges revenant aux voiles pleins (sens longitudinal)

NIVEAU	VI8		VI9		VI10	
	Ng	Nq	Ng	Nq	Ng	Nq
16	30.09	2.325	32.2415	2.4281	17.1925	1.1736
15	56.146	7.191	60.323	7.4741	35.04	3.6626
14	82.202	12.057	88.4045	12.5201	52.8875	6.1516
13	108.258	16.923	116.486	17.5661	70.735	8.6406
12	134.314	21.789	144.568	22.6121	88.5825	11.1296
11	160.37	26.655	172.649	27.6581	106.43	13.6186
10	186.426	31.521	200.731	32.7041	124.2775	16.1076
9	212.482	36.387	228.812	37.7501	142.125	18.5966
8	238.538	41.253	256.894	42.7961	159.9725	21.0856
7	264.594	46.119	284.975	47.8421	177.82	23.5746
6	290.65	50.985	313.057	52.8881	195.6675	26.0636
5	316.706	55.851	341.138	57.9341	213.515	28.5526
4	342.762	60.717	369.22	62.9801	231.3625	31.0416
3	368.818	65.583	397.301	68.0261	249.21	33.5306
2	394.874	70.449	425.383	73.0721	267.0575	36.0196
1	417.947	78.586	410.167	81.5721	280.152	40.1266

Voiles à une seule file d'ouverture ,Voile Vt5

NIVEAU	<i>Effort N / niveau</i>		<i>Répartition aux trumeaux</i>			
	Ng	Nq	<i>Trumeau 1</i>		<i>Trumeau 2</i>	
			N _{1g}	N _{1q}	N _{2g}	N _{2q}
16	64.294	4.459	23.864	1.655	40.430	2.804
15	113.478	13.435	42.120	4.987	71.358	8.448
14	162.663	22.410	60.376	8.318	102.286	14.092
13	211.847	31.386	78.632	11.650	133.215	19.736
12	261.031	40.361	96.888	14.981	164.143	25.380
11	310.216	49.337	115.144	18.313	195.072	31.024
10	359.400	58.312	133.400	21.644	226.000	36.668
9	408.584	67.288	151.656	24.976	256.928	42.312
8	457.768	76.263	169.912	28.307	287.857	47.956
7	506.953	85.239	188.168	31.639	318.765	53.000
6	556.137	94.214	206.424	34.970	349.713	59.244
5	605.321	103.190	224.679	38.302	380.642	64.888
4	654.506	112.165	242.935	41.633	411.570	70.532
3	703.690	121.141	261.191	44.965	442.499	76.177
2	752.874	130.116	279.447	48.296	473.427	81.820
1	799.812	145.226	296.869	53.904	502.942	91.322

Voiles à une seule file d'ouverture Voile Vt8

NIVEAU	Effort N / niveau		Répartition aux trumeaux			
	Ng	Nq	Trumeau 1		Trumeau 2	
			N _{1g}	N _{1q}	N _{2g}	N _{2q}
16	30.105	2.247	11.900	0.888	18.205	1.359
15	54.159	6.564	21.409	2.595	32.751	3.969
14	78.214	10.881	30.917	4.301	47.297	6.580
13	102.269	15.199	40.426	6.008	61.843	9.191
12	126.324	19.516	49.934	7.714	76.389	11.802
11	150.379	23.833	59.443	9.421	90.936	14.412
10	174.433	28.150	68.951	11.127	105.402	17.023
9	198.488	32.467	78.460	12.834	120.028	19.634
8	222.543	36.785	87.969	14.541	134.575	22.244
7	246.598	41.102	97.477	16.247	149.121	24.855
6	270.653	45.419	106.986	17.954	163.667	27.465
5	294.707	49.736	116.494	19.460	178.213	30.076
4	318.762	54.053	126.003	21.367	192.759	32.687
3	342.817	58.371	135.511	23.075	207.306	35.297
2	366.872	62.688	145.020	24.780	221.852	37.908
1	391.090	71.040	154.593	28.081	236.497	42.959

Voiles à une seule file d'ouverture Voile VI6

NIVEAU	Effort N / niveau		Répartition aux trumeaux			
	Ng	Nq	Trumeau 1		Trumeau 2	
			N _{1g}	N _{1q}	N _{2g}	N _{2q}
16	28.970	2.186	11.042	0.833	17.928	1.353
15	54.438	6.808	20.750	2.595	33.688	4.213
14	79.906	11.430	30.458	4.357	49.448	7.073
13	105.374	16.052	40.166	6.119	65.208	9.933
12	130.842	20.674	49.874	7.881	80.968	12.794
11	156.310	25.296	59.582	9.642	96.728	15.654
10	181.778	29.918	69.290	11.404	112.488	18.514
9	207.246	34.540	78.998	13.166	128.248	21.374
8	232.714	39.162	88.706	14.928	144.008	24.234
7	258.182	43.784	98.414	16.689	159.768	27.095
6	283.650	48.406	108.122	18.451	175.528	29.955
5	309.118	53.028	117.830	20.213	191.288	32.815
4	334.586	57.650	127.538	21.975	207.048	35.675
3	360.054	62.272	137.246	23.737	222.808	38.535
2	385.522	66.894	146.954	25.499	238.568	41.396
1	407.842	74.545	155.460	28.415	252.382	46.130

Charges et surcharges revenant a chaque voile

Voile	surface de charge	Plancher terrasse		Plancher courant		voile poteau
		G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)	G (t)
Vp1	1.42	1.1218	0.142	0.95	0.248	0.84
Vp2	0.624	0.5	0.0624	0.417	0.109	0.28
Vp3	0.4225	0.333	0.04225	0.282	0.074	0.14
Vp4	2.4275	1.92	0.2427	1.624	0.424	0.7
Vp5	0.4225	0.333	0.04225	0.282	0.074	0.14
Vp6	0.4225	0.333	0.04225	0.282	0.074	0.14
Vp7	0.3025	0.239	0.03025	0.202	0.053	0.28
Vp8	0.3025	0.239	0.03025	0.202	0.053	0.28
Vp9	0.4225	0.333	0.04225	0.282	0.074	0.14
Vp10	1	0.79	0.1	0.669	0.175	0.63
Vp11	0.3025	0.239	0.03025	0.202	0.053	0.28

Voile	Charge totale		surface	Plancher S.Sol	
	G(t) total	Q (t)		G (t)	Q (t)
Vp1	2.912	0.39	1.42	0.3928	0.497
Vp2	1.2	0.171	0.624	0.3282	0.2184
Vp3	0.755	0.1162	0.4225	0.2222	0.1478
Vp4	4.244	0.6667	2.4275	1.2769	0.8496
Vp5	0.755	0.171	0.4225	0.2222	0.1478
Vp6	0.755	0.171	0.4225	0.2222	0.1478
Vp7	0.721	0.08325	0.3025	0.1591	0.1058
Vp8	0.721	0.08325	0.3025	0.1591	0.1058
Vp9	0.755	0.171	0.4225	0.2222	0.1478
Vp10	2.089	0.275	1	0.526	0.35
Vp11	0.721	0.08325	0.3025	0.1591	0.1058

10.2 Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et des actions dues aux charges verticales spécifiques sont données d'après RPA 88 comme ci dessous .

$$(3 - 1A) \rightarrow G + Q \pm E$$

$$(3 - 1B) \rightarrow 0.8G \pm E$$

G: Effort normal du aux charges permanents .

Q : Effort normal du aux surcharges d'exploitations .

E : Effort normal du aux charges sismiques .

$$N^{\max} = NG + NQ \pm NE$$

$$N^{\min} = 0.8 NG \pm NE$$

2-Combinaisons donnants l'effort normal dans la voile plein

$$N^{\max} = NG + NQ$$

$$N^{\min} = 0.8 NG$$

3-Combinaison donnant le moment fléchissant dans la voile

$$M = ME \quad MG = MQ = 0$$

4- Combinaison donnant l'effort tranchant dans la voile

$$V = VE \quad VG = VQ = 0$$

Sens transversal: voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	Vt1		Vt2		Vt3	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	13.056	17.136	8.016	10.463	21.146	28.315
15	23.807	32.441	14.509	19.355	39.322	55.198
14	34.559	47.745	21.002	28.247	57.497	82.081
13	45.326	63.070	27.494	37.139	75.672	108.964
12	56.062	78.354	33.987	46.031	93.847	136.167
11	66.814	93.659	40.480	54.923	112.022	162.730
10	77.565	108.963	46.973	63.815	130.198	189.614
9	88.317	124.268	53.466	72.707	148.373	216.496
8	99.068	139.572	59.958	81.599	166.548	243.679
7	109.820	154.877	66.451	90.491	184.723	270.262
6	120.572	170.181	72.944	99.383	202.898	297.145
5	131.323	185.486	79.437	108.275	221.073	324.027
4	142.075	200.790	85.930	117.167	231.249	340.911
3	152.826	216.095	92.422	126.059	257.424	377.794
2	163.578	231.399	98.915	135.451	275.599	404.677
1	173.387	246.521	104.900	145.292	291.759	431.465

Sens transversal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	Vt4		Vt6		Vt7	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	14.316	19.031	13.721	18.410	19.154	25.259
15	26.374	36.524	25.525	35.730	28.487	38.511
14	38.432	54.018	37.329	53.050	37.820	51.764
13	50.490	71.511	49.133	70.370	47.154	65.016
12	62.548	89.005	60.937	87.690	56.487	78.269
11	74.606	106.498	72.741	105.010	65.820	91.521
10	86.664	123.992	84.545	122.330	75.153	104.774
9	98.722	141.489	96.349	140.250	84.486	118.026
8	110.780	158.979	108.153	156.970	93.820	131.279
7	122.838	176.472	114.517	167.490	103.153	144.531
6	134.896	194.966	131.761	191.610	112.486	157.784
5	146.954	211.459	143.525	208.880	121.819	171.036
4	159.012	228.953	155.369	226.250	131.152	184.289
3	171.070	246.446	167.173	243.570	140.486	197.541
2	183.128	263.939	179.231	261.208	149.819	210.794
1	194.037	281.548	189.585	278.558	158.115	224.335

Sens transversal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	Vt9		Vt10		Vt11	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	10.842	14.402	5.068	6.728	19.649	26.340
15	20.191	27.577	9.757	13.277	36.810	50.904
14	29.541	40.752	14.446	19.826	53.970	75.468
13	38.890	53.927	19.134	26.375	71.131	100.032
12	48.240	67.102	23.823	32.924	88.292	124.596
11	57.590	80.277	28.512	39.473	104.653	148.160
10	66.939	93.452	33.201	46.022	122.614	173.724
9	76.289	106.627	37.890	52.571	139.774	198.288
8	85.638	119.802	42.578	59.120	156.935	222.852
7	94.988	132.977	47.267	65.669	174.096	247.416
6	104.338	146.152	51.956	72.218	191.257	271.980
5	113.687	159.327	56.645	78.767	208.418	296.544
4	123.037	172.502	61.334	85.316	225.578	321.108
3	132.386	185.677	66.022	91.865	242.739	345.672
2	141.736	198.852	70.711	98.414	259.900	370.236
1	150.113	212.298	74.950	105.087	275.026	395.368

Sens transversal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	Vt12		Vt13	
	0.8 NG	NG+ NQ	0.8 NG	NG+ NQ
16	7.794	10.177	8.194	10.456
15	14.444	19.252	10.934	14.033
14	21.094	28.327	13.675	17.610
13	27.745	37.402	16.416	21.187
12	34.395	46.477	19.157	24.764
11	41.046	55.552	21.898	28.341
10	47.696	64.627	24.638	31.918
9	54.346	73.702	27.379	35.495
8	60.997	82.777	30.120	39.072
7	67.647	91.852	32.861	42.649
6	74.298	100.927	35.602	46.226
5	80.948	110.002	38.342	49.803
4	87.598	119.077	41.083	53.380
3	94.249	128.152	43.824	56.957
2	100.899	137.227	46.565	60.534
1	107.057	146.047	49.207	64.139

Sens longitudinal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	VI1		VI2		VI3	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	6.856	9.145	7.028	9.360	6.925	9.294
15	12.978	17.804	13.322	18.234	13.234	18.296
14	19.101	26.464	19.617	27.109	19.542	27.297
13	25.224	35.123	25.912	35.983	25.850	36.299
12	31.347	43.783	32.207	44.858	32.159	45.300
11	37.470	52.442	38.502	53.732	38.467	54.302
10	43.592	61.102	44.796	62.607	44.776	63.303
9	49.715	69.761	51.091	71.481	51.084	72.305
8	55.838	78.421	57.386	80.356	57.392	81.306
7	61.961	87.080	63.681	89.230	63.701	90.308
6	68.084	95.740	69.976	98.105	70.009	99.309
5	74.206	104.399	76.270	106.979	76.318	108.311
4	80.329	113.059	82.565	115.854	82.626	117.312
3	86.452	121.718	88.860	124.728	88.934	126.314
2	92.575	130.378	95.155	133.603	95.243	135.315
1	98.040	139.222	100.792	142.662	100.822	144.520

Sens longitudinal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	VI4		VI5		VI7	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	6.423	8.587	9.622	12.310	10.702	14.027
15	12.306	16.917	12.918	16.430	19.583	26.625
14	18.188	25.248	16.264	20.612	28.464	39.223
13	24.071	33.578	19.584	24.762	37.345	51.821
12	29.954	41.909	22.904	28.912	46.226	64.419
11	35.837	50.239	26.224	33.062	55.106	77.017
10	41.720	58.570	29.544	37.212	63.987	89.615
9	47.602	66.900	32.864	41.362	72.868	102.213
8	53.485	75.231	36.184	45.512	81.749	114.811
7	59.368	83.561	39.504	49.662	90.630	127.409
6	65.251	91.892	42.824	53.812	99.510	140.007
5	71.134	100.222	46.144	57.962	108.391	152.605
4	77.016	108.553	49.464	62.112	117.272	165.203
3	82.899	116.883	52.784	66.262	126.153	177.801
2	88.782	125.214	56.104	70.412	135.034	190.399
1	94.026	133.722	59.424	74.562	143.295	202.996

Sens longitudinal : voiles pleins combinaisons de charges

NIVEAU	VI8		VI9		VI10	
	0.8 NG	NG +NQ	0.8 NG	NG + NQ	0.8 NG	NG +NQ
16	24.072	32.415	25.793	34.670	13.754	18.366
15	44.917	63.337	48.258	67.797	28.032	38.703
14	65.762	94.259	70.724	100.925	42.310	59.039
13	86.606	125.181	93.189	134.052	56.588	79.376
12	107.451	156.103	115.654	167.180	70.866	99.712
11	128.296	187.025	138.119	200.307	85.144	120.049
10	149.141	217.947	160.584	233.435	99.422	140.385
9	169.986	248.869	183.050	266.562	113.700	160.722
8	190.830	279.791	205.515	299.690	127.978	181.058
7	211.675	310.713	227.980	332.817	142.256	201.395
6	232.520	341.635	250.445	365.945	156.534	221.731
5	253.365	372.557	272.910	399.072	170.812	242.068
4	274.210	403.479	295.376	432.200	185.090	262.404
3	295.054	434.401	317.841	465.327	199.368	282.741
2	315.899	465.323	340.306	498.455	213.646	303.077
1	334.358	496.533	328.134	491.739	224.122	320.279

Combinaison de charges : voiles-poteaux

NIVEAU	Vp1		Vp2		Vp3 = Vp5 = Vp6 = Vp9	
	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ
16	2.104	2.862	0.842	1.146	0.515	0.702
15	4.143	5.652	1.648	2.250	1.011	1.382
14	6.182	8.442	2.454	3.355	1.507	2.063
13	8.221	11.232	3.260	4.459	2.003	2.744
12	10.260	14.022	4.066	5.564	2.499	3.424
11	12.299	16.812	4.872	6.668	2.995	4.105
10	14.338	19.602	5.678	7.773	3.491	4.786
9	16.377	22.392	6.484	8.877	3.987	5.466
8	18.416	25.182	7.290	9.982	4.483	6.147
7	20.455	27.972	8.096	11.086	4.979	6.828
6	22.494	30.762	8.902	12.190	5.475	7.504
5	24.533	33.552	9.708	13.295	5.971	8.189
4	26.572	36.342	10.514	14.399	6.467	8.405
3	28.611	39.132	11.320	15.504	6.963	9.551
2	30.650	41.922	12.126	16.609	7.459	10.231
1	32.380	44.332	12.953	17.758	7.969	10.942

Combinaison de charges : voiles-poteaux

NIVEAU	Vp4		Vp7 = Vp8 = V11		Vp10	
	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ	NG+ NQ	1.35NG + 1.5 NQ
16	2.863	7.182	0.549	0.746	1.520	2.067
15	5.611	7.675	1.084	1.476	2.994	4.083
14	8.359	11.447	1.619	2.206	4.468	6.099
13	11.107	15.222	2.154	2.936	5.942	8.115
12	13.855	18.995	2.689	3.666	7.416	10.131
11	16.603	23.012	3.224	4.396	8.890	12.147
10	19.351	26.542	3.759	0.522	10.364	14.163
9	22.099	30.318	4.294	5.857	11.838	16.179
8	24.847	34.089	4.829	6.587	13.312	18.195
7	27.595	37.860	5.364	7.317	14.786	20.211
6	30.343	42.986	5.899	8.047	16.260	22.227
5	33.091	45.408	6.434	8.778	17.734	24.243
4	35.839	49.182	6.969	9.508	19.208	26.259
3	38.587	52.956	7.504	10.238	20.682	28.275
2	41.335	56.728	8.039	10.968	22.156	30.291
1	44.161	60.671	8.584	11.720	23.662	32.379

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

Voile Vt5

NIVEAU	Trumeau (1)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	23.864	1.655	0.00	25.519	19.091	19.091
15	42.120	4.987	19.31	66.417	53.006	14.386
14	60.376	8.318	42.97	111.664	91.271	5.331
13	78.632	11.650	76.00	166.282	138.906	-13.094
12	96.888	14.981	120.12	231.989	197.630	-42.610
11	115.144	18.313	175.22	308.676	267.335	-83.105
10	133.400	21.644	241.84	396.884	348.560	-135.120
9	151.656	24.976	318.16	494.791	439.485	-196.835
8	169.912	28.307	403.58	601.799	539.509	-267.651
7	188.168	31.639	497.06	716.866	647.594	-346.526
6	206.424	34.970	597.55	838.944	762.689	-432.411
5	224.679	38.302	703.99	966.971	883.734	-524.246
4	242.935	41.633	815.29	1099.858	1009.638	-620.942
3	261.191	44.965	930.38	1236.536	1139.333	-721.427
2	279.447	48.296	1048.18	1375.923	1271.738	-824.622
1	296.869	53.904	1167.60	1518.373	1405.095	-930.105

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

Voile Vt5

NIVEAU	Trumeau (2)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	40.430	2.804	0.00	43.234	32.344	32.344
15	71.358	8.448	19.31	99.116	76.396	37.776
14	102.286	14.092	42.97	159.348	124.799	38.859
13	133.215	19.736	76.00	228.951	182.572	30.572
12	164.143	25.380	120.12	309.643	251.435	11.195
11	195.072	31.024	175.22	401.316	331.277	-19.163
10	226.000	36.668	241.84	504.508	422.640	-61.040
9	256.928	42.312	318.16	617.400	523.703	-112.617
8	287.857	47.956	403.58	739.393	633.865	-173.295
7	318.765	53.000	497.06	868.825	752.072	-242.048
6	349.713	59.244	597.55	1006.508	877.321	-317.779
5	380.642	64.888	703.99	1149.520	1008.503	-399.477
4	411.570	70.532	815.29	1297.392	1144.546	-486.034
3	442.499	76.177	930.38	1449.055	1284.379	-576.381
2	473.427	81.820	1048.18	1603.427	1426.922	-669.438
1	502.942	91.322	1167.60	1761.864	1569.954	-765.246

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

Voile Vt8

NIVEAU	Trumeau (1)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	11.900	0.888	0.00	12.788	9.520	9.520
15	21.409	2.595	3.57	27.573	20.697	13.557
14	30.917	4.301	10.34	45.558	35.074	14.394
13	40.426	6.008	22.41	68.844	54.751	9.931
12	49.934	7.714	39.80	97.449	79.747	0.147
11	59.443	9.421	62.14	131.004	109.694	-14.586
10	68.951	11.127	89.02	169.099	144.181	-33.859
9	78.460	12.834	120.00	211.294	182.768	-57.232
8	87.969	14.541	154.66	257.169	225.035	-84.285
7	97.477	16.247	192.56	306.284	270.542	-114.578
6	106.986	17.954	233.27	358.210	318.858	-147.682
5	116.494	19.460	276.36	412.314	369.555	-183.165
4	126.003	21.367	321.39	468.759	422.192	-220.588
3	135.511	23.075	367.94	526.526	476.349	-259.531
2	145.020	24.780	415.56	585.360	531.576	-299.544
1	154.593	28.081	463.84	646.514	587.514	-340.166

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

Voile Vt8

NIVEAU	Trumeau (2)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	18.205	1.359	0.00	19.563	14.564	14.564
15	32.751	3.969	3.57	40.290	29.771	22.631
14	47.297	6.580	10.34	64.217	48.178	27.498
13	61.843	9.191	22.41	93.444	71.885	27.065
12	76.389	11.802	39.80	127.991	100.912	21.312
11	90.936	14.412	62.14	167.488	134.888	10.608
10	105.402	17.023	89.02	211.445	173.342	-4.698
9	120.028	19.634	120.00	259.662	216.022	-23.978
8	134.575	22.244	154.66	311.479	262.320	-47.000
7	149.121	24.855	192.56	366.535	311.856	-73.264
6	163.667	27.465	233.27	424.402	364.203	-102.337
5	178.213	30.076	276.36	484.649	418.931	-133.789
4	192.759	32.687	321.39	546.836	475.597	-167.183
3	207.306	35.297	367.94	610.543	533.784	-202.096
2	221.852	37.908	415.56	675.320	593.041	-238.079
1	236.497	42.959	463.84	743.295	653.037	-274.643

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

Voile VI6

NIVEAU	Trumeau (1)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	11.042	0.833	0.00	11.875	8.834	8.834
15	20.750	2.595	8.97	32.315	25.570	7.630
14	30.458	4.357	22.68	57.495	47.046	1.686
13	40.166	6.119	45.08	91.365	77.213	-12.947
12	49.874	7.881	76.76	134.515	116.659	-36.861
11	59.582	9.642	117.42	186.644	165.086	-69.754
10	69.290	11.404	166.34	247.034	221.772	-110.908
9	78.998	13.166	222.74	314.904	285.938	-159.542
8	88.706	14.928	285.87	389.504	356.835	-214.905
7	98.414	16.689	354.92	470.023	433.651	-276.189
6	108.122	18.451	429.11	555.683	515.608	-342.612
5	117.830	20.213	507.64	645.683	601.904	-413.376
4	127.538	21.975	589.73	739.243	691.760	-487.700
3	137.246	23.737	674.59	835.573	784.387	-564.793
2	146.954	25.499	761.43	933.883	878.993	-643.867
1	155.460	28.415	849.45	1033.325	973.818	-725.082

Combinaison de charges : voiles avec ouvertures:

NIVEAU	Trumeau (2)					
	NG	NQ	NE	NG+ NQ + N E	0.8 NG+ NE	0.8 NG - NE
16	17.927	1.353	0.00	19.280	14.342	14.342
15	33.687	4.213	8.97	46.870	35.920	17.980
14	49.447	7.073	22.68	79.200	62.238	16.878
13	65.208	9.933	45.08	120.221	97.246	7.086
12	80.968	12.794	76.76	170.521	141.534	-11.986
11	96.728	15.654	117.42	229.802	194.802	-40.038
10	112.488	18.519	166.34	297.347	256.330	-76.350
9	128.248	21.374	222.74	372.362	325.338	-120.142
8	144.008	24.234	285.87	454.113	401.077	-170.663
7	159.768	27.095	354.92	541.783	482.735	-227.105
6	175.529	29.955	429.11	634.593	569.533	-288.687
5	191.289	32.815	507.64	731.743	660.671	-354.609
4	207.049	35.675	589.73	832.454	755.369	-424.091
3	222.809	38.535	674.59	935.934	852.837	-496.343
2	238.569	41.395	761.43	1041.394	952.285	-570.575
1	252.381	46.130	849.45	1147.961	1051.355	-647.545

CHAPITRE XI

FERRAILLAGE DES VOILES ET CALCUL DES LINTAUX

11.1 FERRAILLAGE DES VOILES :

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme .
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes d'exploitation ainsi que la charge sismique .

Donc les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement , ce qui nécessitera des aciers verticaux et des aciers horizontaux .

11.1.1 Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée , en tenant compte des prescriptions proposées par le RPA 88 qui sont :

a / L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.5 % de la section horizontale du béton tendu

b/ les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .

c/Les barres verticales du dernier doivent être munis de crochets (jonction par recouvrement)

d/ A chaque extrémité du voile (Trumeau) , l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile , cet espacement doit être au plus égal à 15 cm (le ferrailage vertical doit être disposé systématiquement en raison du chargement de sens du moment) .

e/ le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des Trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile =0.15 %

- En zone courante = 0.10 %

f/ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

11.1.2 Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la cautère des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant , ces barres doivent être munies de crachais à 135° ayant une largeur de 10ϕ

Remarques : Règles communes :

a) L'espacement des barres horizontaux et verticaux doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a \quad a: \text{épaisseur du voile .}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

b/ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins épingles au mètre carré , dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile .

c/ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible .

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sans l'action de toutes les combinaison possibles des charges .

d/ le long des joints de reprise de coulage . l'effort tranchant doit être pris par les aciers de cautère dont la section est calculée avec la formule :

$$AV = 1.1 T / \sigma_{en} \quad ; \quad T = 1.4 T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement .

e/ Le calcul se fera en bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (h_e / 2 , 2 l' / 3)$$

l' : étant longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur libre d'un niveau .

11.1.3 Exemple d'application

Caractéristique

$$I = 3.07 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 1.138 \text{ m}^2$$

$$v = 2.845 \text{ m}$$

On dimensionne le voile a la traction avec la combinaison 0.8 G - E

$$M = 2936.506 \text{ t.m}$$

$$N = 163.578 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 231.399 \text{ t}$$

Armature verticale :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * v = \frac{163.578}{1.138} + \frac{2936.506 * 2.845}{3.07} = 2865.03 \text{ t/m}^2$$

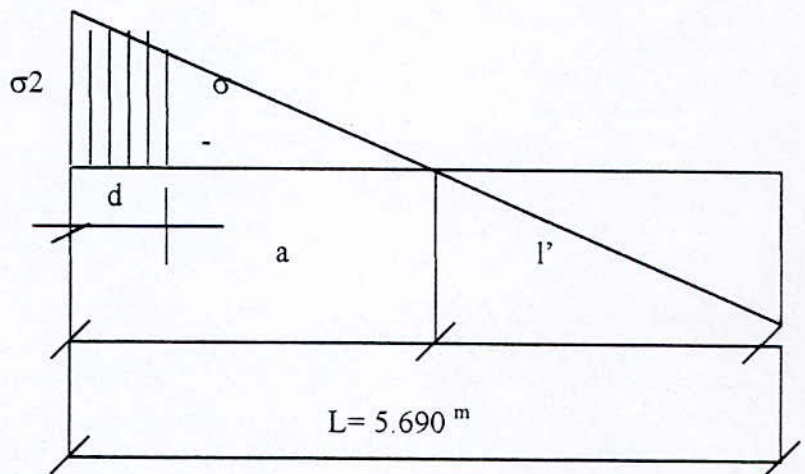
$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} * v = \frac{163.578}{1.138} - \frac{2936.506 * 2.845}{3.07} = -2577.55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{l-a} \rightarrow \frac{l}{a} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1 = 2.111$$

a = 2.695 m

l' = 2.995 m

Selon le RPA, le calcul du voile se fait par bande verticale, le largeur "d" tel que :



2.8 2 * 2.995

$$d \leq \min [h/2 ; 2/3 l'] \rightarrow d \leq \min [\frac{2.8}{2} ; \frac{2 * 2.995}{3}]$$

d = 1.4 m < a → calcul par bande

Calcul de σ

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{a-d} \rightarrow \sigma = \sigma_2 \frac{a-d}{a} \rightarrow \sigma = 1238.563 \text{ t/m}^2$$

Sollicitation de la bande :

$$\sigma'_1 = \frac{N_1}{\Omega_1} + \frac{M_1}{I_1} * v_1$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_1}{\Omega_1} - \frac{M_1}{I_1} * v_1$$

avec

$$v_1 = 0.7 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 0.2 * 1.4 = 0.28 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{0.2 * 1.4^3}{12} = 0.0457 \text{ m}^4$$

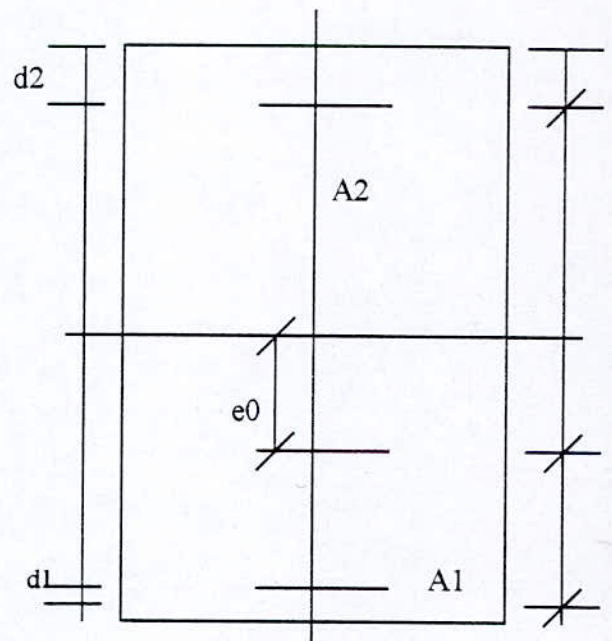
$$\frac{N_1}{0.28} + \frac{M_1}{0.0457} * 0.7 = 1238.563$$

$$\frac{N_1}{0.28} - \frac{M_1}{0.0457} * 0.7 = 2577.55$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_1 = 534.25 \text{ t} \\ M_1 = 41.31 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{41.317}{534.25} = 0.0773 \text{ m}$$

L'effort N_1 est un effort normal de traction
 La resultante des forces extérieures passe entre les
 2 nappes d'armatures → section entièrement tendue



$d_2 = 10 \text{ cm}$ (extrémité du voile)

$d_1 = 5 \text{ cm}$ (intérieur du voile)

$$e_2 = d/2 + e_0 - d_2 \rightarrow \begin{cases} e_2 = 67.73 \text{ cm} \\ e_1 = 57.27 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow z = e_1 + e_2 = 125 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N_1 e_2}{z * fsu} = \frac{534.25 * 10^3 * 67.73}{125 * 4000} = 72.3695 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_1 e_1}{z * fsu} = \frac{534.25 * 10^3 * 57.27}{125 * 4000} = 61.193 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_1 + A_2 = 133.5624 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 11.73659 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = \frac{1}{4} * 20 * 100/100 = 5 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min} (\text{RPA})$: donc on ferraille avec $A_v = 11.74 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$

$$A_s = 11.74 \text{ cm}^2 / \text{ml/face} \rightarrow 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

avec $st = 20 \text{ cm}$

Armature horizontale

$$\tau = \frac{1.4 T}{b * z} = \frac{1.4 * 21.94}{0.2 * 0.8 * 5.69} = 0.34 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.025 \sigma'_{28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} < \tau \rightarrow \omega_{\min} = 0.15 \% \rightarrow A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2$$

on prend $4\text{HA}8 = 2.1 \text{ cm}^2$

Vérification sans ($M_e N_{\max}$)

$$M_{\text{ext}} = \frac{2}{3} H_v = 614.32 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow \sigma_{b_{\max}} = \frac{N_{\max}}{A} + \frac{MV}{I} = 772.63 \text{ t/m}^2 < 2500 \text{ t/m}^2, \text{ condition vérifiée}$$

4^{eme} → 7^{eme} niveau

$$\sigma_1 = 1557.01 \text{ t/m}^2 ; \quad \sigma_2 = -1326.21 \text{ t/m}^2$$

$$A_{sv \text{ tot}} = 68.03 \text{ cm}^2 ; \quad A_{sv} / \text{face/ml} = 5.97 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 5 \text{ cm}^2 < A_{sv} / \text{face/ml}$$

On ferraille avec $A_{sv} / \text{face/ml} = 5.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales

$$\tau = 0.307 \text{ Mpa} ; \quad A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{b_{\max}} = 681.17 \text{ t/m}^2 < 2500 \text{ t/m}^2, \text{ condition vérifiée}$$

8^{eme} → 11^{eme} niveau

$$\sigma_1 = 520.16 \text{ t/m}^2 ; \quad \sigma_2 = -364.93 \text{ t/m}^2$$

$$A_{sv \text{ tot}} = 17.93 \text{ cm}^2 ; \quad A_{sv} / \text{face/ml} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \text{ (RPA)} = 5 \text{ cm}^2 > A_{sv} / \text{face/ml}$$

$$\text{On ferraille avec } A_{\min} = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales:

$$\tau = 0.23 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{b_{\max}} = 494.81 \text{ t/m}^2 < 2500 \text{ t/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

12^{eme} → 15^{eme} niveau

$$\sigma_1 = 98.24 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = -18.61 \text{ t/m}^2$$

$$A_{sv} \text{ tot} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armature horizontale :

$$\tau = 0.125 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{b_{\max}} = 266.1 \text{ t/m}^2 < 2500 \text{ t/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Voile VT2

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	734.605	98.915 /134.951	S.E.T	8.64	5HA16	1.50	4HA8	25
4 / 7	389.159	79.432 / 108.275	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
8 / 11	119.464	53.465 / 72.707	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	14.842	27.494 / 37.139	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT3

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	5681.710	275.99 / 404.677	S.E.T	12.47	7HA16	1.50	4HA8	18
4 / 7	3009.903	221.074 / 324.028	S.E.T	6.35	5HA14	1.50	4HA8	25
8 / 11	923.983	148.373 / 216.496	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	114.795	75.672 / 108.964	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT4

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	1975.207	183.128 / 263.939	S.E.T	10.75	7HA14	1.50	4HA8	18
4 / 7	1046.372	146.954 / 211.459	S.E.T	5.34	5HA12	1.50	4HA8	25
8 / 11	321.216	98.722 / 141.485	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	39.908	50.490 / 71.511	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT6

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	1362.93	179.231 / 261.207	S.E.T	15.85	8HA16	1.50	4HA8	15
4 / 7	722.016	143.565 / 208.93	S.E.T	7.88	6HA14	1.50	4HA8	20
8 / 11	221.645	96.349 / 139.65	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	27.537	49.133 / 70.37	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT7

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	2078.425	149.819 / 210.793	S.E.T	17.73	6HA20	1.50	4HA8	20
4 / 7	1101.059	121.819 / 171.036	S.E.T	9.49	5HA16	1.50	4HA8	25
8 / 11	338.002	84.486 / 118.026	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	41.993	47.154 / 65.016	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT9

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	2108.195	141.736 / 198.852	S.E.T	25.86	6HA20	1.50	4HA8	25
4 / 7	1116.825	113.683 / 159.322	S.E.T	13.36	7HA16	1.50	4HA8	18
8 / 11	342.844	76.288 / 106.627	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	42.595	38.89 /53.927	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT10

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	415.701	70.711 / 98.414	S.E.T	19.09	7HA20	1.50	4HA8	18
4 / 7	220.219	56.645 / 78.767	S.E.T	7.47	5HA14	1.50	4HA8	25
8 / 11	67.603	37.889 / 52.572	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	8.398	19.134 / 26.375	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT11

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	8071.085	259.9 / 370.236	S.E.T	34.06	7HA25	2.50	5HA8	18
4 / 7	4275.681	208.418 / 296.57	S.E.T	17.66	6HA20	2.50	5HA8	20
8 / 11	1312.554	139.774 / 198.287	S.E.T	5.01	5HA12	2.50	5HA8	25
12 / 15	163.071	71.131 / 100.032	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT12

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	2700.017	100.899 / 137.227	S.E.T	35.14	7HA25	1.50	4HA8	18
4 / 7	1430.342	80.948 / 110.002	S.E.T	18.35	6HA16	1.50	4HA8	20
8 / 11	439.088	54.346 / 73.702	S.E.T	5.64	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	54.552	27.745 / 37.402	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT13

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	223.307	46.565 / 60.534	S.E.T	7.05	5HA14	1.50	4HA8	25
4 / 7	118.297	38.342 / 49.802	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
8 / 11	36.315	27.379 / 35.495	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	4.512	16.416 / 21.187	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL1, VL2, VL3, VL4

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	892.632	95.242 / 135.314	S.E.T	20.13	7HA20	1.50	4HA8	18
4 / 7	473.501	76.318 / 108.31	S.E.T	10.34	6HA16	1.50	4HA8	20
8 / 11	145.438	51.084 / 72.304	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	18.03	25.85 / 36.298	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL5

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	1833.596	56.104 / 70.412	S.E.T	26.74	6HA25	1.50	4HA8	20
4 / 7	972.64	46.144 / 57.962	S.E.T	13.69	7HA16	1.50	4HA8	18
8 / 11	298.750	32.864 / 41.362	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	37.04	19.584 / 24.762	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL7

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	8406.903	135.033 / 190.388	S.E.T	44.04	8HA25	2.50	5HA8	15
4 / 7	4459.482	108.391 / 152.604	S.E.T	23.12	8HA20	2.50	5HA8	15
8 / 11	1369.748	72.868 / 102.22	S.E.T	6.84	5HA14	2.50	5HA8	25
12 / 15	169.812	37.345 / 51.820	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL8

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombred e barres	St (cm)
RDC /3	23030.831	315.899 / 465.323	S.E.T	44.86	8HA25	2.50	5HA8	15
4 / 7	12216.815	253.365 / 372.557	S.E.T	23.53	8HA20	2.50	5HA8	15
8 / 11	3752.44	169.986 / 248.861	S.E.T	6.94	5HA14	2.50	5HA8	25
12 / 15	465.203	86.606 / 125.181	S.E.T	5.00	5HA12	2.50	5HA8	25

Voile VL9

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	28443.87	340.306 / 498.456	S.E.T	41.22	8HA25	2.50	5HA8	15
4 / 7	15087.773	272.91 / 399.07	S.E.T	21.63	7HA20	2.50	5HA8	18
8 / 11	4634.271	183.05 / 266.56	S.E.T	6.34	5HA14	2.50	5HA8	25
12 / 15	574.526	93.18 / 134.05	S.E.T	5.00	5HA12	2.50	5HA8	25

Voile VL10

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombres de barres	St (cm)
RDC /3	5980.64	213.65 / 303.07	S.E.T	34.78	7HA25	2.50	5HA8	18
4 / 7	3172.46	170.812 / 242.07	S.E.T	18.04	6HA20	2.50	5HA8	20
8 / 11	974.43	113.7 / 160.72	S.E.T	5.12	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	120.80	56.59 / 79.37	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT5 : Trumeau I

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombres de barres	St (cm)
RDC /3	616.24	-824.62 / 1271.74	S.E.T	18.1	6HA20	1.50	4HA8	20
4 / 7	350.8	-524.25 / 883.73	S.E.T	11.51	6HA16	1.50	4HA8	20
8 / 11	139.12	-196.836 / 494.791	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	65.54	-13.094 / 166.281	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT5 : Trumeau II

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	3367.22	-669.44 / 1603.43	S.E.T	8.34	5HA16	1.50	4Ha8	25
4 / 7	1916.84	-399.48 / 1149.512	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4Ha8	25
8 / 11	760.16	-112.618 /617.4	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4Ha8	25
12 / 15	30.12	30.572 / 228.95	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4Ha8	25

Voile VT8 : Trumeau I

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	95.00	-299.54 / 585.36	S.E.T	14.57	5HA20	1.50	4HA8	25
4 / 7	61.32	-183.17 / 312.514	S.E.T	8.91	5HA16	1.50	4HA8	25
8 / 11	27.04	-57.23 / 211.29	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	4.31	9.93 / 68.84	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VT8 : Trumeau II

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	406.01	-238.08 / 675.32	S.E.T	7.13	5HA14	1.50	4HA8	25
4 / 7	262.07	-133.79 / 484.64	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
8 / 11	115.55	-23.98 / 259.66	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	18.42	27.06 / 93.44	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL6 : Trumeau I

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombre de barres	St (cm)
RDC /3	173.87	-643.87 / 933.88	S.E.T	30.37	6HA25	2.50	5HA8	20
4 / 7	106.40	-413.38 / 645.68	S.E.T	19.49	6HA20	2.50	5HA8	20
8 / 11	25.62	-159.54 / 314.90	S.E.T	7.53	5HA14	1.50	4HA8	25
12 / 15	5.41	-12.95 / 91.36	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

Voile VL6 : Trumeau II

niveau	M(t.m)	Nmin (t) Nmax (t)	nature	Al / ml (cm ²)	nombre de barres	At/ml (cm ²)	nombres de barres	St (cm)
RDC /3	939.59	-570.57 / 1041.39	S.E.T	15.35	5HA20	1.50	4HA8	25
4 / 7	574.94	-354.61 / 731.74	S.E.T	9.54	5HA16	1.50	4HA8	25
8 / 11	246.51	-120.142 / 372.36	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25
12 / 15	29.23	7.086 / 120.22	S.E.T	5.00	5HA12	1.50	4HA8	25

11.2 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES

a. prédimensionnement :

D'après le RPA88 (art-4.52) L'épaisseur du voile est tel que : $e \geq 0,15^m$ on prendra $e = 25 \text{ cm}$

b. Ferrailage du voile périphérique :

- ferrailage minimum :

les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum est de 0.1% dans les deux sens

$$A^{\min} = 0.1 / 100 * b * e$$

$$A^{\min} = 0,1 / 100 * 100 * 25 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-ferrailage dû aux sollicitations :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple sous l'action de la poussée des terres d'après (A.FUENTES page29)

$$q_t = d \cdot h \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$$

avec

d : densité du terrain

h : profondeur à la quelle on calcule la poussée

ϕ : angle de frottement interne

et éventuellement à la composante horizontale de la poussée dû a la surcharge sur le terrain

$$q_s = S \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$$

avec

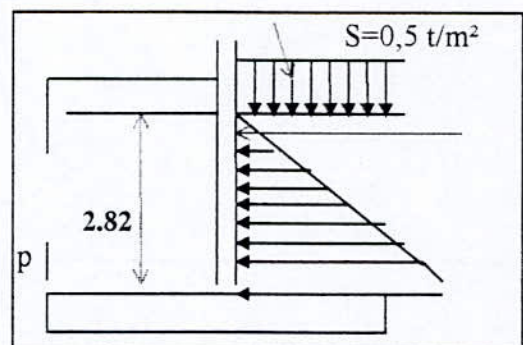
S : surcharge unitaire

$\phi = 5^\circ$; $d = 1.8 \text{ t/ml}$

$$q_t = 1.8 * 2.82 * \text{tg}^2(\pi/4 - 5/2) = 4.26 \text{ t/ml}$$

$$q_s = 0,5 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - 5/2) = 0,42 \text{ t/ml}$$

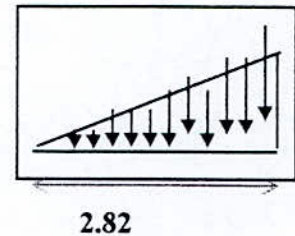
$$q_t + q_s = 4,26 + 0,42 = 4,68 \text{ t/ml}$$



$$M_{\max} = \frac{2 \cdot p \cdot h}{9} \quad ; \quad p = (q_t + q_s) \cdot h / 2$$

$$p = 4,68 \cdot \frac{2,82}{2} = 6,6t$$

$$M_{\max} = \frac{2}{9} \cdot p \cdot h = \frac{2}{9} \cdot 6,6 \cdot 2,82 = 4,14t.m$$



le voile périphérique peut être en contact avec l'eau, donc la fissuration est très préjudiciable (ELS)

c. Ferrailage vertical :

$$M_{\text{ser}} = 4,14 \text{ t.m}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 176} = 0,56 \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{1}{2} \text{ Fe}, 110n \right]$$

$$d = 0,9 \cdot 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$z_r = d(1 - \alpha_r/3) = 0,183 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{rb}} &= \alpha_r/2 (1 - \alpha_r/3) b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = \alpha_r/2 \cdot z_r \cdot b_0 \cdot d \cdot \sigma_{bc} \\ &= 0,28 \cdot 0,183 \cdot 1 \cdot 0,225 \cdot 15 \\ &= 17,3 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{ser}} = 4,14 \text{ t.m} < M_{\text{rb}} = 17,3 \text{ t.m} \rightarrow A_c = 0$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{z_r \cdot \sigma_s} = \frac{4,14}{0,83 \cdot 176} = 12,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Pourcentage minimum : $A_{s_{\min}} = 100 \cdot 25 \cdot 0,0008 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend 7 HA16 / ml $\rightarrow A_s = 14,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$St = 16 \text{ cm}$$

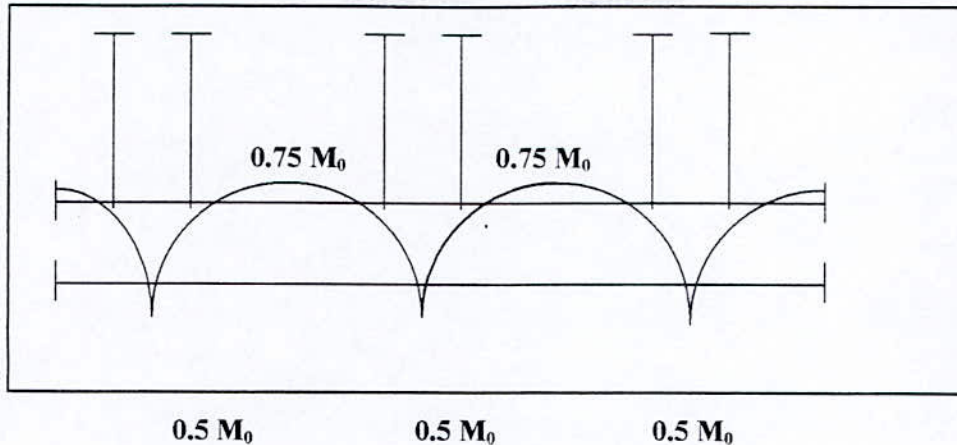
$$St = 16 \text{ cm}$$

d. Ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximale entre nus des voiles qui sont \perp au voile périphérique

$$L = 5.49 \text{ m}$$

$$P_{\text{moy}} = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2} = \frac{4.68}{2} = 2.34 \text{ t/ml} \quad (p = qt + qs)$$



$$M_0 = P_{\text{moy}} * L^2/8 = 8.5 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 6.46 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.50 M_0 = 4.25 \text{ t.m}$$

- En travée $A_s = 20.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $A_{s_{\text{min}}} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

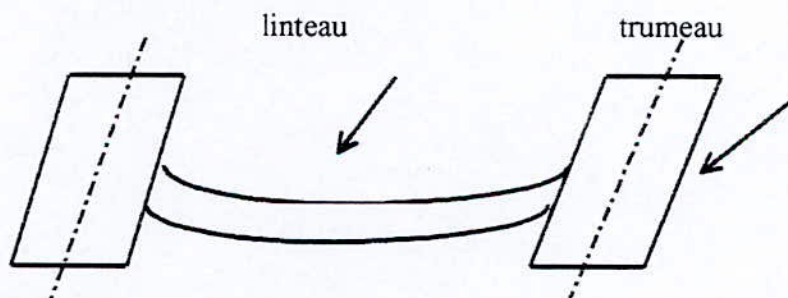
On prend $7 \text{ HA } 20 \rightarrow A_s = 21.98 \text{ cm}^3 / \text{ml}$
 $St = 16 \text{ cm}$

- En appui $A_s = 13.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $A_{s_{\text{min}}} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend : $7\text{HA}16 \rightarrow A_s = 14.1 \text{ cm}^3 / \text{ml}$
 $St = 16 \text{ cm [M3]}$

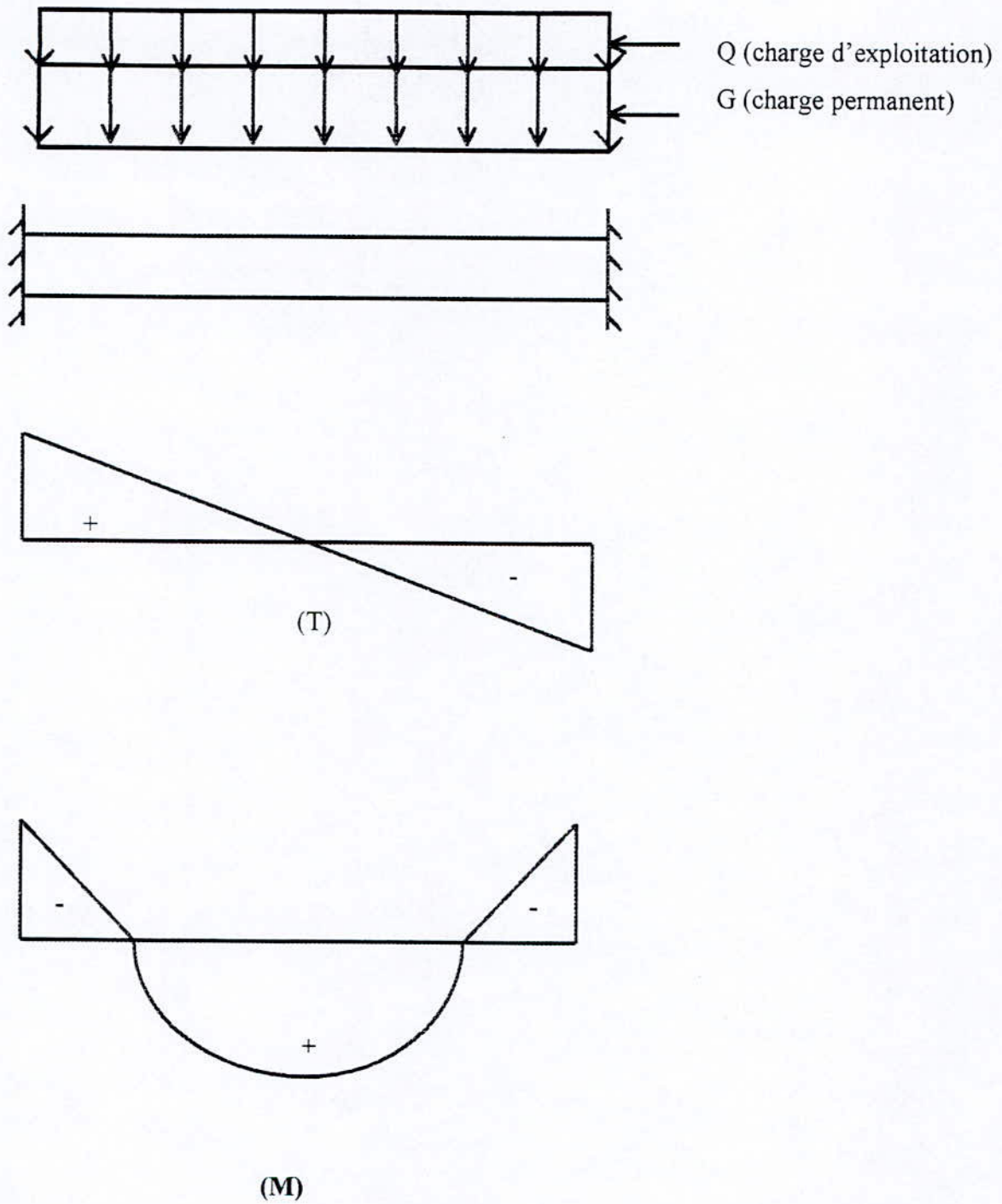
11.3 CALCUL DES LINTEAUX

Les linteaux sont des poutres courtes au Langues (selon la valeur de λ_g) encastées aux extrémités et reliant Les deux trumeaux du voile et ayant des noeuds rigides . Les deformations dans Les linteaux créent des prolongement dans Les trumeaux de ce fait La portée du Linteau présente des difficultés dans Le calcul (La majoration de T de 40% peut être justifiée à La limite)



11.3.1 SOLLICITATION DES LINTEAUX

Les linteaux seront calculés en flexion simple. De façon à éviter leurs rupture et à reprendre les moments fléchissants. Les efforts tranchants dus au charges permanentes et aux charge d'exploitation ainsi qu'à l'action du séisme.



Les Sollicitations dans les linteaux seront :

$$T = T_s + T_p$$

$$M = M_s + M_p$$

T_s : Effort tranchant du au séisme .

T_p : Effort tranchant du aux charges (G + Q)

M_s : Moment fléchissant du au séisme .

M_p : Moment fléchissant du au charges (G + Q) .

Selon les prescriptions du RPA88 , les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suit :

$$T_s = 1.4 T_{calcul}$$

$$M_s = 1.4 M_{calcul}$$

11.3.2 Ferrailage des linteaux :**a) premier cas : $\mathfrak{I}b \leq 0.06 \sigma_{28}$ '**

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T , on devra disposer :

- des aciers longitudinaux (A_L) de flexion .
- des aciers transversaux (A_T) .
- des aciers en partie courante (A_C)

Aciers longitudinaux : A_L

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$A_L \geq M / (Z * \sigma_s)$$

tel que :

M : moment du à l'effort tranchant ($\overline{T} = 1.4 T_{calcul}$)

$$Z = h - 2d$$

h: hauteur totale du linteau

Aciers transversaux : A_T **α / linteaux longs ($\lambda_g = l/h > 1$)**

$$S \leq \overline{A_t} * \sigma_s * z / T$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales .

$\overline{A_t}$: Section d'un cour d'armatures transversales .

T : $1.4 T_{calcul}$.

L : portée du linteau .

β / linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

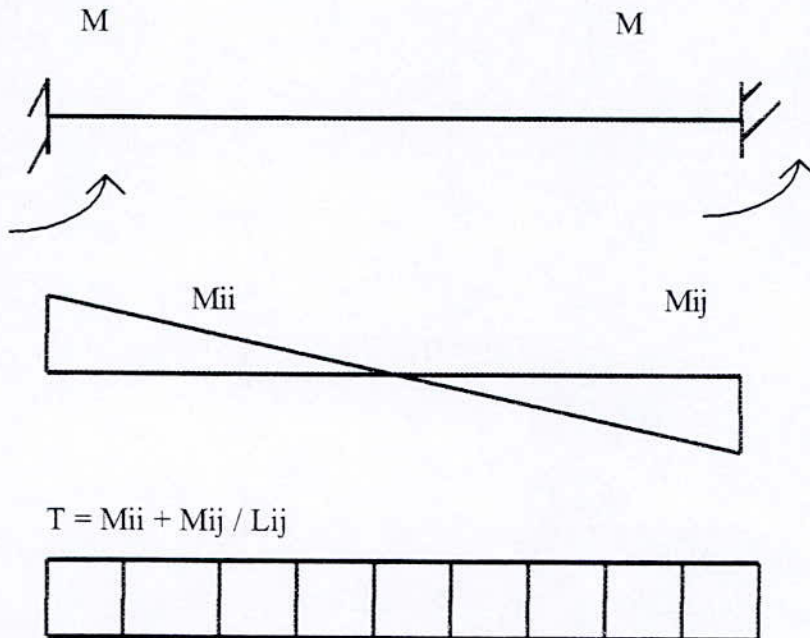
$$S \leq A_t * \sigma_s * l / (T + \bar{A}_t * \sigma_s)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij}$$

$$M_i = A_l * \sigma_s * z$$

**b)- deuxième cas : $1b > 0.06 \sigma_{28}'$**

Pour ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinaux (supérieurs et inférieurs) transversaux et partie courante suivant le minimum réglementaire .

Les Efforts (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement .

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = T / (2 * \sigma_{en} * \sin \alpha) \quad \text{avec} \quad \text{tg} \alpha = (h - 2d) / l$$

$T = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration)

Ferrailage minimal :**Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 * b * h * (0.15 \%)$$

Armatures Transversales :

$$\text{pour } \mathfrak{S}b \leq 0.025 \sigma_{28}' \quad At \geq 0.0015 b.s \quad (0.15\%) \quad \text{---}$$

$$\text{pour } \mathfrak{S}b \leq 0.025 \sigma_{28}' \quad At \geq 0.0025 b.s \quad (0.25\%)$$

Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires au de peau A_c (2 nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%)

11.3.3 Exemple de calcul :**linteau du voile Vt8**

1ere \rightarrow 7 eme étage .

Détermination des sollicitations M et T

$$G = 0.2 * 0.63 * 2.5 = 0.315 \text{ t/ml}$$

$$\text{donc : } q = 0.315 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant :

$$\overline{T} = 1.4 (\pi + q * l/2)$$

$$= 1.4 (12.07 + 0.315 * 0.9 / 2)$$

$$\overline{T} = 17.09 \text{ t}$$

Moment fléchissant :

$$M = 1.4 * \pi (l/2) + Q.G. l^2 / 12$$

$$= 1.4 * 12.07 (0.9 / 2) + 0.135 * 0.9^2 / 12$$

$$M = 7.63 \text{ t.m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement d'après articles_4,3,2,1

RPA 88

$$\mathfrak{S}b = \overline{T} / (z * b)$$

$$Z = 0.8 h = 0.8 * 0.63 = 0.504 \text{ m}$$

$$\mathfrak{S}b = 17.01 / (0.504 * 0.2) = 1.70 \text{ Mpa}$$

$$\mathfrak{S}'b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \mathfrak{S}'b > \mathfrak{S}b$$

donc la contrainte de cisaillement est vérifiée .

Ferraillage :

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} \rightarrow \mathfrak{S}b = 1.7 > 1.5 \text{ Mpa}$$

\rightarrow existence des armatures diagonales

D'après le RPA88 Art. 4.3.2.2 , on choisit un ferraillage suivant un minimum réglementaire

Armature diagonale :

$$A_d = T / (2\sigma_{en} * \sin \alpha)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (h - 2d) / L = (0.63 - 2 * 0.03) / 1.1 = 0.52$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0.52 \rightarrow \alpha = 30.53^\circ$$

$$\rightarrow \sin \alpha = 0.46$$

$$A_d = (12.05 * 10^{-2}) / (2 * 400 * 0.46)$$

$$A_d = 3.28 \text{ cm}^2$$

Ferraillage selon RPA 88:

$$* (A_l, A_l') \geq 0.0015 * b * h$$

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 * 20 * 63$$

$$(A_l, A_l') \geq 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8$$

$$* A_c \geq 0.002 * b * h$$

$$A_c \geq 2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}10$$

$$* \mathfrak{J}_b > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$\text{donc : } A_t \geq 0.0025 * b * s$$

$$\text{tel que } S = h/4 = 63/4 = 15.75 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

$$\text{donc } A_t \geq 0.0025 * 20 * 16$$

$$A_t \geq 0.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8$$

8eme \rightarrow 15 eme étage .

$$\pi = 8.66 \text{ t} \quad ; \quad q = 0.315 \text{ t/ml}$$

$$T = 1.4 (\pi + q * l/2)$$

$$= 1.4 (8.66 + 0.315 * 0.9/2)$$

$$T = 12.37 \text{ t}$$

$$M = 1.4 * \pi (l/2) + Q.G. l^2 / 12$$

$$M = 5.5 \text{ t.m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement d'après articles 4,3,2,1 RPA 88

$$\mathfrak{J}_b = \frac{T}{z * b}$$

$$\text{avec } T = 12.37 \text{ t}$$

$$\sigma_b = 12.37 * 10^{-2} / (0.504 * 0.2) \rightarrow \sigma_b = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.23 \text{ Mpa} > \tau_b \text{ condition vérifiée.}$$

Ferraillage :

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} > \sigma_b = 1.23 \text{ Mpa} ;$$

donc on devra disposer

- des aciers longitudinaux (Al) calculer en flexion simple (symétriquement)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (Ac)

Calcul de Al :

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 * d^2 * f_{bu}) = 5.5 * 10^{-2} / (0.2 * (0.63)^2 * 14.17)$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_{lu} = 0.379 \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$\rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \epsilon_s = 10 \text{‰} \rightarrow f_{su} = f_e / \delta_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.063$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.614 \text{ m}$$

$$Al = M_u / (z * f_{su}) = 5.5 * 10^{-2} / (0.614 * 348) = 2.57 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage sera disposée symétriquement .

Aciers transversaux :

$$\lambda_g = L/h = 0.9 / 0.63 = 1.43 \rightarrow \text{linteau court}$$

$$S \leq At * \sigma_{en} * z / T \quad \text{avec } S \leq h/4 = 0.16 \text{ m}$$

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

$$At \geq S * T / (\sigma_{en} * z) = 0.16 * 12.37 * 10^{-2} / (400 * 0.504) = 1 \text{ cm}^2$$

Condition minimale du RPA88 :

Armatures longitudinales :

$$(Al, Al') \geq 0.0015 * b * h = 1.89 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\sigma_b = 1.23 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$At \geq 0.0025 * b * s = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$At = 1 \text{ cm}^2$$

Armatures en section courante (armatures de peau)

$$Ac \geq 0.002 * b * h = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$Ac = 2.52 \text{ cm}^2$$

Ferraillage final :

$$A_l = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Toutes les autres résultats sont données sous forme de tableaux dans ce qui suit :

1ere → 7eme étage : Niveau I

8eme → 15 eme étage : Niveau II

Voile à une seule file d'ouverture

Voiles	VT5		VT8		VL6	
	I	II	I	II	I	II
Linteau	1		1		1	
niveau	I	II	I	II	I	II
longueur (m)	1.1	1.1	0.9	0.9	1.1	1.1
M(MN.m)	0.23	0.16	0.08	0.060	0.17	0.12
T(MN)	0.42	0.30	0.17	0.12	0.31	0.22
$\bar{\sigma}$ (Mpa)	4.17	2.97	1.7	1.23	3.08	2.22
σ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
AL(cm ²)	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89
S(cm)	16	16	16	16	16	16
At (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ac(cm ²)	2.52	2.52	2.52	2.52	2.52	2.52
0.06f _{c28}	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
AD(cm ²)	7.88	5.71	-	-	5.96	4.28

CHAPITRE XII

CALCUL DES ELEMENTS

12.1 LES DALLES

12.1.3 Méthode de calcul

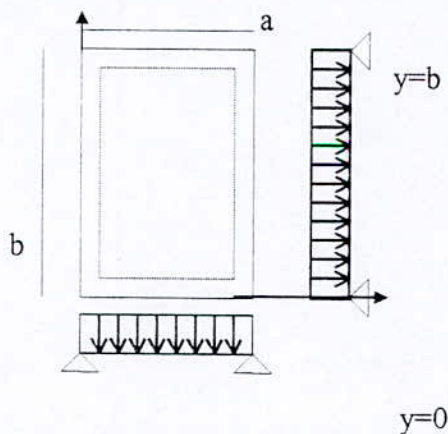
On adopte la méthode de Mr. R. BARRES qui est basée sur la résolution de l'équation du 4^{ème} degré dite de « LAGRANGE » qui elle même est déduite de la méthode des bandes élastiques des éléments finis.

On suppose que les dalles sont simplement appuyées sur leurs cotés toutes tenant compte de l'effet de continuité.

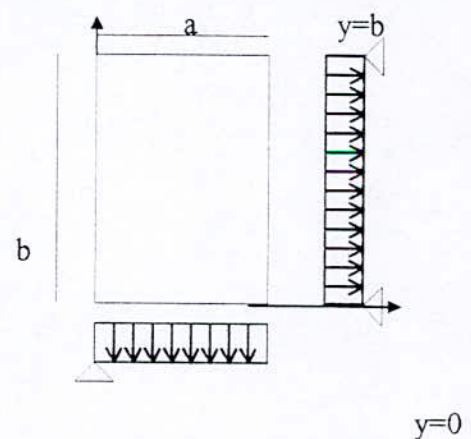
a . Principe de calcul :

En fonction du rapport des dimension en plan (γ) et du coefficient de poisson (ν) du matériau, les tables de « BARRES » nous permettent de déterminer les coefficients μ_{xs} , μ_{ys} , μ_{ya} , le calcul se fait en fissuration peu nuisible à l'ELU pour la protection des aciers par conséquent $\nu=0$.

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenu de l'encastrement crée par la liaison (plancher - voile)).



1) dalle appuyée sur 4 cotés



2) dalle appuyée sur 3 cotés

b. Etapes de calcul :

1^{er} étape : calcul des moments isostatiques :

- $M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2$: moment dans la direction (x-x) avec $x = a/2$, $y = b/2$

- $M_{ys} = \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2$: moment dans la direction (y-y) avec $x = a/2$, $y = b/2$
- $M_{yas} = \mu_{yas} \cdot q \cdot b^2$: moment dans la direction (y-y) avec $x = a$, $y = b/2$

2^{eme} étape : ventilation des moments isostatiques (prise en compte de la continuité).

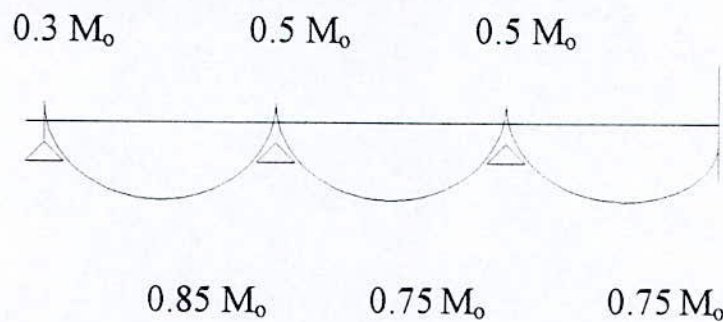
Selon les règlements BAEL 83 Art 82.83, on doit toujours vérifier :

$$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1.25 M_o$$

M_o : Moment isostatique

M_t : Moment en travée

M_w, M_e : Moment en appuis



Travée de rive : $M_e = 0.3 M_o$, $M_t = 0.85 M_o$

Travée intermédiaire : $M_e = M_w = 0.5 M_o$, $M_t = 0.75 M_o$

- Combinaison d'action :

$$q_u = 1.37 G + 1.5 Q$$

$$q_{ser} = G + Q$$

Etage Courant :

$$G = 0.669 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = 1.16565 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.175 \text{ t/m}^2$$

Terrasse :

$$G = 0.790 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = 1.2165 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.1 \text{ t/m}^2$$

Logia :

$$G = 0.594 \text{ t/m}^2$$

Balcon :

$$G = 0.674 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = 1.435 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.350 \text{ t/m}^2$$

D'où les panneaux de dalle seront coulés par la charge

$q_u = 1.2165 \text{ t/m}^2$ et $q_u = 1.435 \text{ t/m}^2$ pour les logias et les balcons.

N.B.:

Pour les valeurs qui ne figurent pas dans le tableau de « BARRES » on utilise une interpolation linéaire.

12.1.2 Exemple de calcul

- Pour la dalle « D₅ »

$$a = 3.55 \text{ m}, b = 2.68 \text{ m}$$

$$\gamma = a/b = 1.324 \Rightarrow 1.3 < \gamma < 1.4$$

$$\gamma_1 = 1.4 \rightarrow \mu_{xs1} = 0.0153, \mu_{ys1} = 0.0665$$

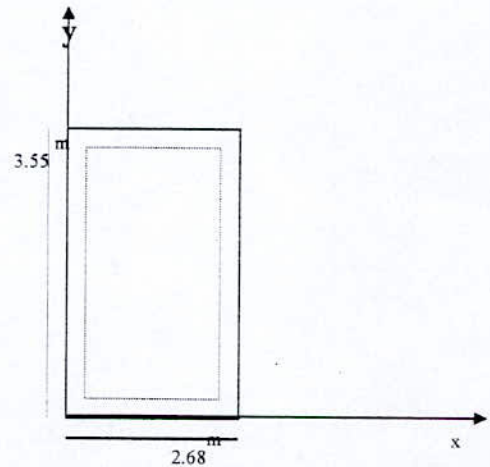
$$\gamma_2 = 1.324$$

$$\gamma_3 = 1.3 \rightarrow \mu_{xs2} = 0.0191, \mu_{ys2} = 0.0595$$

$$\mu_{xs} = \frac{1.4 - 1.324}{1.4 - 1.3} (0.0191 - 0.0153) + 0.0153$$

$$\mu_{xs} = 0.01818$$

$$\mu_{ys} = \frac{1.324 - 1.3}{1.4 - 1.3} (0.0665 - 0.0595) + 0.0595 = 0.0608 = 0.0612$$

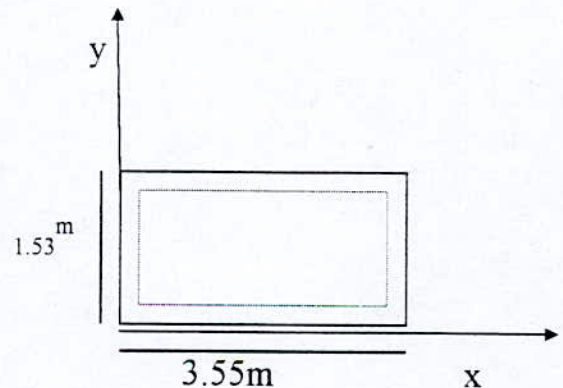


- Pour la dalle « D₁ »

$$a = 1.53 \quad b = 3.55$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{1.53}{3.55} = 0.431$$

$$0.45 < \gamma < 0.5$$



$$\mu_{xs} = 0.08918$$

$$\mu_{ys} = 0.0224$$

$$\mu_{yas} = 0.0408$$

Tableau donnant les moments isostatiques des différentes dalles

Dalles	a	b	γ	μ_{xs}	μ_{ys}	μ_{yas}
D ₁	1.53	3.55	0.431	0.08918	0.0224	0.04082
D ₂	3.55	3.96	0.896	0.0458	0.0286	-
D ₃	3.65	1.72	2.122	-	-	-
D ₄	3.55	3.385	1.048	0.03344	0.0405	-
D ₅	3.55	2.68	1.324	0.01818	0.0612	-
D ₆	2.95	4.085	0.722	0.0657	0.0158	-
D ₇	1.15	1.15	1.304	0.0102	0.0903	0.0115
D ₈	2.95	2.19	1.347	0.0173	0.0628	-
D ₉	3.55	4.655	0.762	0.0607	0.0186	-
D ₁₀	3.515	3.55	0.99	0.0376	0.036	-
D ₁₁	3.55	2.95	1.2	0.0239	0.0523	-
D ₁₂	3.55	3.34	1.062	0.0324	0.0416	-
D ₁₃	3.515	2.95	1.19	0.0245	0.0515	-
D ₁₄	4.365	2.95	1.48	0.01298	0.0717	-
D ₁₅	4.365	3.55	1.23	0.02246	0.05449	-
D ₁₆	3.55	3.55	1	0.0368	0.0368	-
D ₁₇	1.53	2.95	0.518	0.0736	0.0313	0.0536
D ₁₈	1.98	2.95	0.671	0.0514	0.0465	0.0749
D ₁₉	2.95	5.16	0.571	0.0862	0.0073	-

Tableau donnant les moments statiques des différentes dalles

DALLES	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
-	ELu	ELu	ELU
D ₁	0.2993	0.405	0.7378
D ₂	0.7021	0.8737	-
D ₃	0.1831	0.3664	-
D ₄	0.5126	0.5645	-
D ₅	0.2787	0.5347	-
D ₆	0.6955	0.3207	-
D ₇	0.02792	0.1452	0.1850
D ₈	0.1831	0.3664	-
D ₉	0.9305	0.4903	-
D ₁₀	0.5651	0.5520	-
D ₁₁	0.3664	0.5536	-
D ₁₂	0.4967	0.5645	-
D ₁₃	0.3682	0.5452	-
D ₁₄	0.3008	0.7590	-
D ₁₅	0.5205	0.83538	-
D ₁₆	0.5641	0.5641	-
D ₁₇	0.2472	0.3908	0.6693
D ₁₈	0.3572	0.4922	-
D ₁₉	0.9125	0.2364	-

$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot Pu \cdot a^2$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot Pu \cdot b^2$$

Sens x - x

Dalles	Dalle de rive			Dalle continue	
	M_w (appui)	M_e (appui)	M_u (mi-travée)	M_{app}	M_u (mi-travée)
D ₁	0.2213	0.3689	0.6271	-	-
D ₂	0.2106	0.3407	0.5968	-	-
D ₃	-	-	-	0.09155	0.13732
D ₄	0.1538	0.25633	0.43576	0.25633	0.3845
D ₅	-	-	-	0.13935	0.2090
D ₆	-	-	-	0.3477	0.52165
D ₇	-	-	-	0.0925	0.387
D ₈	-	-	-	0.09155	0.13732
D ₉	-	-	-	0.4623	0.698
D ₁₀	-	-	-	0.2825	0.4238
D ₁₁	-	-	-	0.1832	0.2748
D ₁₂	0.1490	0.24830	0.4222	-	-
D ₁₃	-	-	-	0.1841	0.27615
D ₁₄	-	-	-	0.15042	0.25572
D ₁₅	-	-	-	0.28200	0.423
D ₁₆	-	-	-	0.2820	0.4231
D ₁₇	-	-	-	0.3346	0.5020
D ₁₈	-	-	-	0.1786	0.2679
D ₁₉	-	-	-	0.45625	0.6843

Sens y - y

Dalles	Dalle de rive			Dalle continue	
	M_w (appui)	M_e (appui)	M_u (mi-travée)	M_{app}	M_u (mi-travée)
D ₁	0.2213	0.3689	0.6271	-	-
D ₂	0.2106	0.3407	0.5968	-	-
D ₃	-	-	-	0.09155	0.13732
D ₄	0.1538	0.25633	0.43576	0.25633	0.3845
D ₅	-	-	-	0.13935	0.2090
D ₆	-	-	-	0.3477	0.52165
D ₇	-	-	-	0.0925	0.387
D ₈	-	-	-	0.09155	0.13732
D ₉	-	-	-	0.4623	0.698
D ₁₀	-	-	-	0.2825	0.4238
D ₁₁	-	-	-	0.1832	0.2748
D ₁₂	0.1490	0.24830	0.4222	-	-
D ₁₃	-	-	-	0.1841	0.27615
D ₁₄	-	-	-	0.15042	0.25572
D ₁₅	-	-	-	0.28200	0.423
D ₁₆	-	-	-	0.2820	0.4231
D ₁₇	-	-	-	0.3346	0.5020
D ₁₈	-	-	-	0.1786	0.2679
D ₁₉	-	-	-	0.45625	0.6843

Ferraillage :

On adopte un seul ferraillage et cela en considérant le moment maximal.

a / suivant le sens y-y : on calculera le ferraillage en fonction de :

$$M_{appui} = 0.4368 \text{ t.m} \quad M_{travée} = 0.7426 \text{ t.m}$$

b / suivant le sens x-x : on calculera le ferraillage en fonction de :

$$M_{travée} = 0.698 \text{ t.m} \quad M_{appui} = 0.4623 \text{ t.m}$$

- **Espacement maximum :** Suivant la direction la plus solocitéé :

$$S_t \leq \min (34, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad , \quad d = 9h / 10 = 16.2 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Désignation	$M_{x \text{ travée}}$	$M_{x \text{ appui}}$	$M_{y \text{ travée}}$
Mu	0.698	0.4623	0.1426
μ_{bu}	0.018	0.0124	0.02
Pivot	A	A	A
α	0.022	0.0156	0.025
Z	0.16	0.16	0.16
A (cm ²)	1.25	0.83	1.33

Remarque: On ferraille avec une section minimale.

Calcul des sections minimales

Section ($A_{x_{min}}$, $A_{y_{min}}$)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
$(3-L_x/L_y)*b*h$									
$A_{x_{min}} \geq 0.008* \quad 2$	1.84	1.51	1.63	1.4	1.2	1.64	1.22	1.19	1.61
$A_{y_{min}} \geq 0.008 * b * h$	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44

Section ($A_{x_{min}}$, $A_{y_{min}}$)	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16	D17	D18	D19
$(3-L_x/L_y)*b*h$										
$A_{x_{min}} \geq 0.008* \quad 2$	1.44	1.29	1.39	1.3	1.09	1.27	0.72	1.78	1.67	1.74
$A_{y_{min}} \geq 0.008 * b * h$	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44

Ferrailage

*En travée :

les dalles 1, 17 et 19

5HA8 \rightarrow 2.512 cm²

Les autres dalles ,on prend une section de 6HA6 = 1.7 cm²

*En appuis :

les dalles 1, 7 et 9

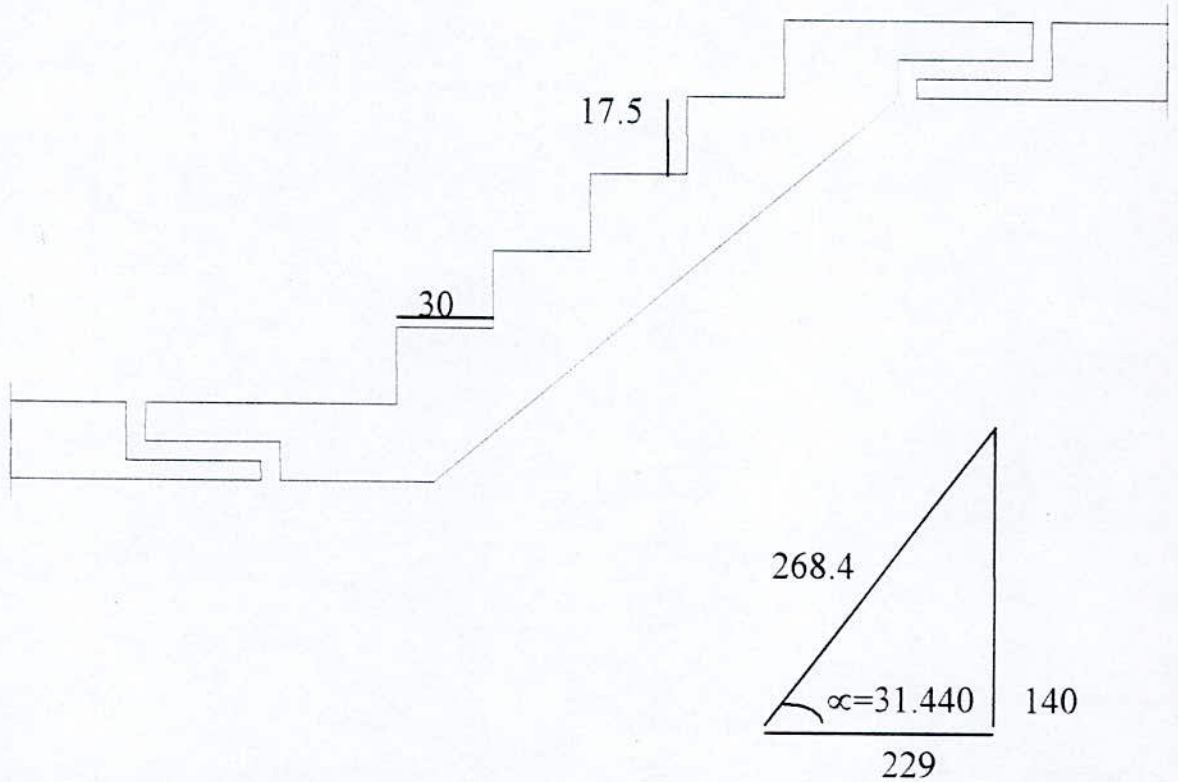
5HA8 \rightarrow 2.512 cm²

Les autres dalles on prend une section de 6HA6 = 1.7 cm²

12.2 ESCALIER

Les escaliers de notre bâtiment sont à volées préfabriquées en béton armé reposant directement sur les dalles des étages et du paliers intermédiaire coulé sur place.

12.2.1 Calcul De La Volée (Paillasse)



a. Evaluation des charges

Largeur de la paillasse $b = 1.34 \text{ m}$

$$G = 0.7880 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$b = 1.34 \text{ m} \Rightarrow G = 1.34 * 0.788 = 1.056 \text{ t/ml}$$

$$Q = 1.34 * 0.25 = 0.335 \text{ t/ml}$$

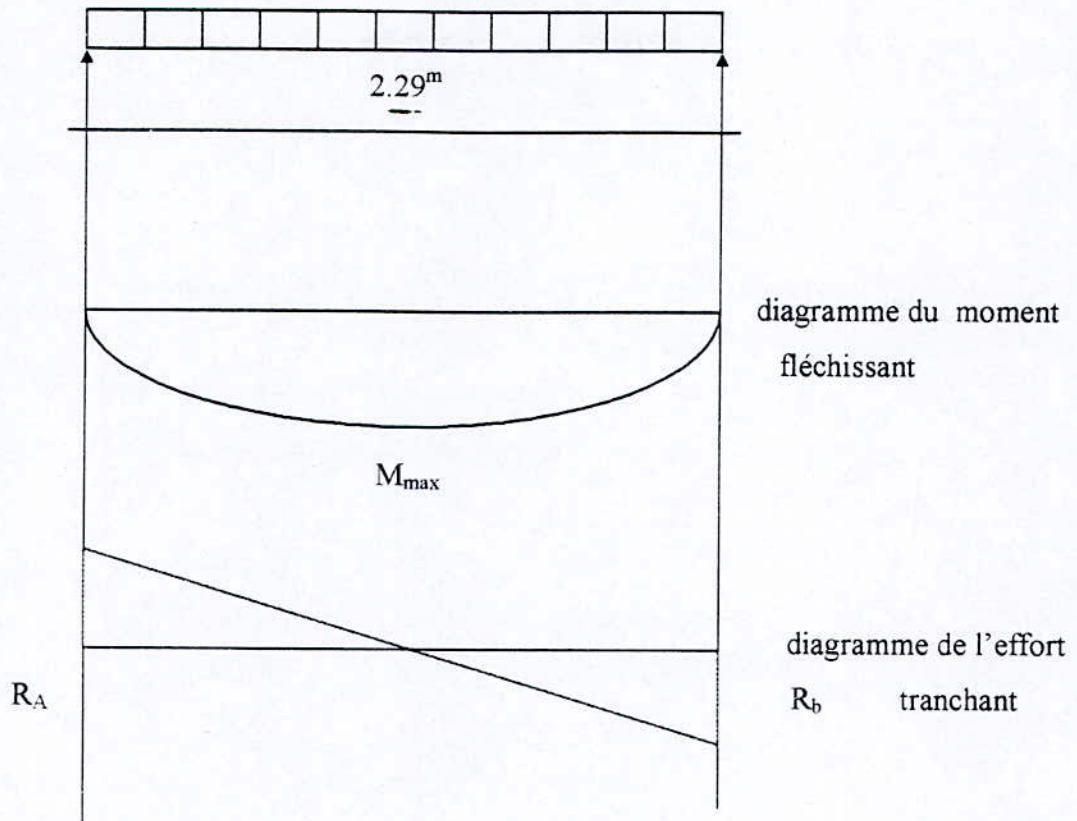
b. Combinaison d'actions

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.928 \text{ t/ml}$

- ELS : $q_u = G + Q = 1.038 \text{ t/m}$

c. Calcul des sollicitation

La largeur de la paillasse en plan $L = 2.29 \text{ m}$



- moment de flexion à mi-travée

$$\begin{aligned} Mu_{\max} &= q_u l^2 / 8 = 1.928 * 2.29^2 / 8 \\ &= 1.264 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ser}_{\max}} &= q_{\text{ser}} l^2 / 8 = 1.391 * 2.29^2 / 8 \\ &= 0.92 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- effort tranchant

$$Vu = q_u l / 2 = 1.928 * 2.29 / 2 = 2.207 \text{ t}$$

$$V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} l / 2 = 1.391 * 2.29 / 2 = 1.592 \text{ t}$$

d. Ferrailage de la pailasse

α) Armature longitudinale

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 10.8 \text{ cm}$$

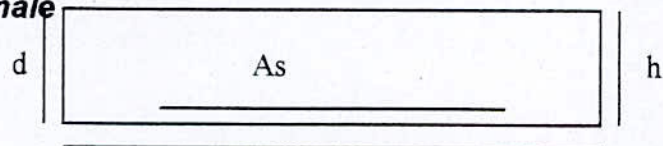
$$b_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$f_c = 400 \text{ mpa}$$

$$f_{b4} = 14.2 \text{ mpa}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{\text{ser}}} = \frac{1.264}{0.92} = 1.374$$

$$M_{\text{ser}} \quad 1.592$$



$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot 1,374 - 0,1711 = 0,2915$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,264 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0,108)^2 \cdot 14,2} = 0,0763 < \mu_{lu} = 0,2915 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{0,5})$$

$$\alpha = 0,1$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,1036 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s}$$

$$z \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 1,264 \cdot 10^{-2} / 0,1036 \cdot 348 = 3,505 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA10}, A_s = 3,925 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$b = 1,34 \text{ m} \text{ donc le nombre des barres est de } 1,34 \times 5 = 6,7$$

On prend 7 HA10 pour $b = 1,34 \text{ m}$ Alors $A_s = 5,5 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures :

Les règlements B.A.E.L 83. dans l'Art 8.213 dit que :

$$e \leq \min (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq \min (36, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$b = 1,34 \quad \text{l'enrobage } d^1 = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow 1,34 - 2,5 \times 2 = 1,29\text{m}$$

$$\text{d'ou l'espacement } e = \frac{129}{6} = 21,5 \text{ cm}$$

6

Armature de Répartition :

D'après BAEL 83

$$A_r = \frac{1}{4} A_s / \text{ml} = \frac{3,925}{4} = 0,981 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 4 \text{ HA6} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4

4

$$\text{avec } e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

4

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \cdot f_{t28} / f_e \quad \text{avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

β) Ferrailage transversal :

Pour ne pas avoir des armatures transversales il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- Reprise de bétonnage
- $\tau_u < 0.05 f_{c28}$

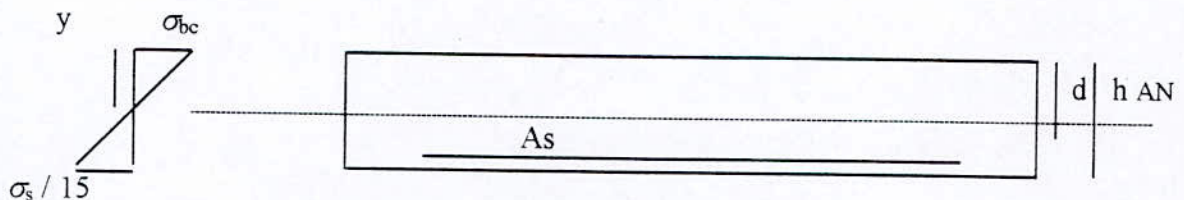
La volée sera en totalité donc il n'aura pas de reprise de bétonnage

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.207}{1 * 0.108} = 0.204 \text{ MPa}$$

$$0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < 0.05 f_{c28}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaire

γ) Vérification des contraintes

L'équation du moment statique

$$\frac{1}{2} b * y^2 + 15 A_s (y-d) = 0$$

$$67 y^2 + 15 * 5.5 (y-10.8) = 0$$

$$67 y^2 + 82.5y - 891 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 493.57 \Rightarrow y = 3.08 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{134 * (3.08)^3}{3} + 15 * 5.5 (10.8-3.08)^2$$

$$I = 6222 \text{ cm}^4 = 0.6222 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul de la contrainte du béton a la compression :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I_1} = 0.92 * \frac{0.0308 * 10^{-2}}{0.6222 * 10^{-4}} = 4.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Donc il n'y a pas de risque d'écrasement de béton dans la partie comprimée

- Calcul de la contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 15 * \frac{0.92 * 10^{-2}}{0.6222 * 10^{-4}} * (10.8 - 3.08) * 10^{-2} = 171.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 f_c, 150 n \} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \text{La contrainte de l'acier est vérifiée}$$

-Vérification de la flèche

$$\text{flèche admissible } f = \frac{l}{500}$$

* calcul de l'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + 15 A_s (h/2 - d)^2$$

$$I_0 = \frac{1.34 * (0.12)^3}{12} + 15 * 5.5 * 10^{-4} (0.06 - 0.108)^2$$

$$I_0 = 2.12 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

* coefficient instantané λ_i

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.5}{1.34 * 10.8} = 38 * 10^{-4}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3b/b_0)\rho} = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 * 2.1}{5 * 38 * 10^{-4}} = 5.526$$

$$\lambda_w = 2/3 \lambda_i = 3.68$$

* contrainte d'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{(A_s)(d-y/3)} = 171.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 171.15 \text{ MPa}$$

* coefficient μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0038 * 171.15 + 2.1} = 0.22$$

* moment d'inertie fictif instantané

$$I_f = \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{2.12 * 10^{-4}}{1 + 5.526 * 0.22} = 0.956 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_f = 0.956 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

La flèche sans changement instantané sera :

$$f_0 = \frac{M_{ser} * l^2}{0.9 * 10 \text{ Ei} * I_{fi}}$$

$$f_0 = \frac{0.92 * 10^{-2} (2.29)^2}{0.9 * 10 * 0.956 * 10^{-4} * 32164.19} = 1.74 * 10^{-3} \text{ m}$$

a. Flèche instantanée sans G :

$$\lambda_i = 5.526 \quad ; \quad M_{ser} = 0.692 \text{ t.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{(d - y/3) A_s} = \frac{0.692 * 10^{-2}}{5.5 (10.8 - 3.08/3) * 10^{-6}} = 128.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 128.73 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 \rho \sigma_s + 2.1} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 128.73 * 38 * 10^{-4} + 2.1} = 0.094$$

$$I_{fi} = I_0 / (1 + \lambda_i \mu) = 2.12 * 10^{-4} / (1 + 5.526 * 0.094) = 1.4 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$P = 0.788 * 1.34 * 2.684 * 1.2$$

$$= 3.4 \text{ t}$$

Le calcul des aciers de levage est se fait a l'ELS

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 f_c , 1.6 * 150 \} = 240$$

$$A_s = p / \sigma_s$$

$$= 3.4 * 10^{-2} / 240$$

$$= 1.416 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 8$$

donc

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage transversal :

$$V_u = 1.4 V_u = 1.4 * 2.207 = 3.09 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{3.09}{1.34 * 0.075} = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u = 1.25 \text{ MPa}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

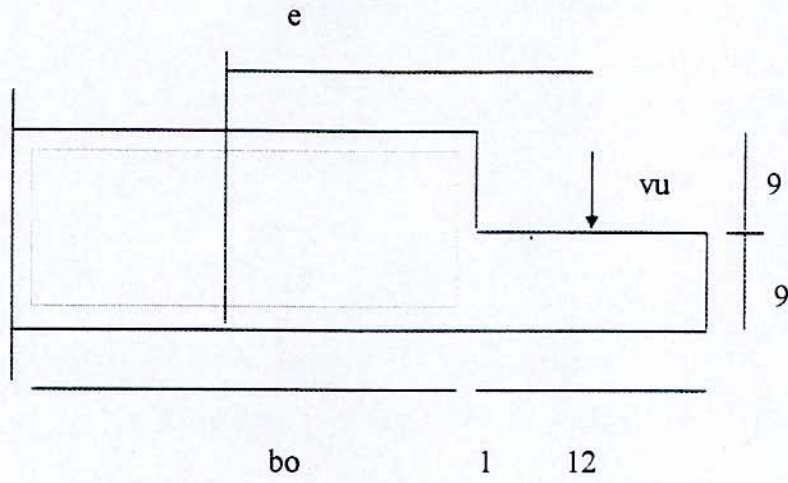
12.2.2 Ferrailage De La Poutre Palière :

La poutre palière est noyée dans la dalle d'un palier ou dans la dalle d'un étage et support

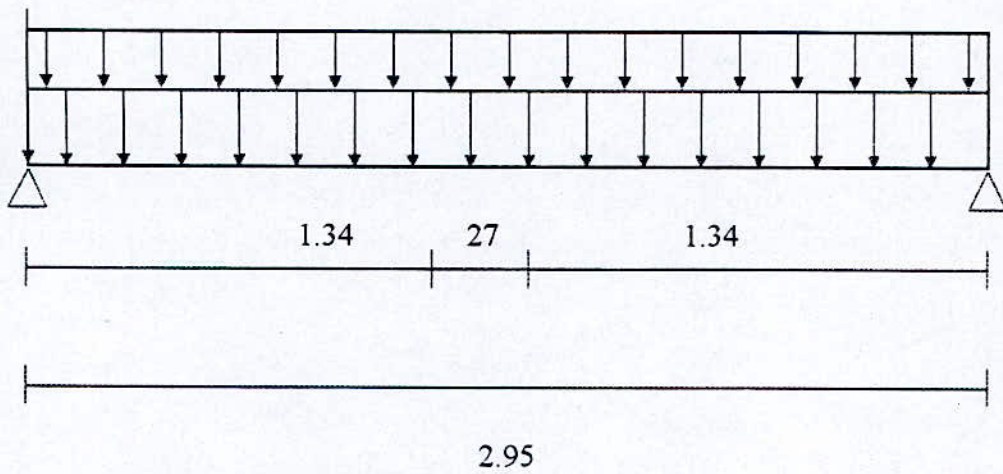
- son poids propre G_1 et la surcharge Q
- la réaction des volées G_2
- le couple de torsion C

$$C = V_u * e$$

On fixe $b_0 = 30 \text{ cm}$



Schema statique de calcul



$$G_1 = 0.3 * 0.18 * 2.5 = 0.135 \text{ t/ml}$$

$$G_2 = V_u / b_2 = 2.207 / 1.34 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$Q = 0.3 * 0.25 * 1 = 0.075 \text{ t/ml}$$

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q = 0.29 \text{ t/ml}$$

$$q_{u2} = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 1.71 * 10^{-2}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z * \sigma_s} = \frac{1.71 * 10^{-2}}{0.148 * 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

a. Armature transversale

$$v_u = 2.64 \text{ t}$$

$$z_u = v_u / b_0 d = 2.64 / (0.3 * 0.162) = 0.54 \text{ MPa}$$

D'après l'art. A51.232 du BAEL 83

$$\frac{A_{t1}}{b_0 * s_{t1}} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$k = 0$; car il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$A_{t1} > \frac{b_0 \tau_u}{0.8 f_e} = \frac{0.3 * 0.54}{0.8 * 400} = 5.06 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$s_{t1} = 0.8 f_e = 0.8 * 400$$

$$\text{d'ou } \frac{A_{t1}}{s_{t1}} = 5.06 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$s_{t1}$$

b. Ferrailage de torsion

$$2.64 * 0.28$$

$$C = V_u e / 1.34 = \frac{2.64 * 0.28}{1.34} = 0.556 \text{ t.m}$$

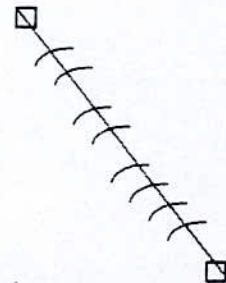
D'après l'art. 5.422 du BAEL 83 , la section réelle sera remplacée par une section fictive dont l'épaisseur de la paroi est égale a :

$$e_r = h/6 = 3 \text{ cm}$$

$$\Omega : A_r = (h - e_r) (b_0 - e_r)$$

$$A_r = (18-3) (30-3) = 405 \text{ cm}^2$$

er

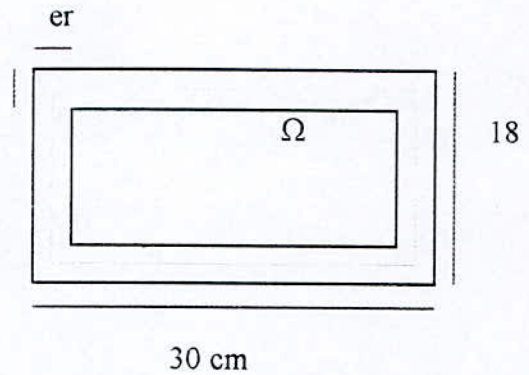


Le périmètre de l'aire A_r est défini par :

$$\mu = 2[(h - 2 e_r) + (b_0 - e_r)] = 72 \text{ cm}$$

Torsion $T_u = 1.3 C = 1.3 * 0.55$

$$T_u = 0.715 \text{ t.m}$$



c. Calcul des sollicitation:

On considère en premier lieu que la poutre est simplement appuyée puis on tiendra compte d'un encastrement partiel du la liaison palier-volée

$$M_{01} = q_{u1} l^2 / 8 = 0.29 * (2.95)^2 / 8 = 0.315 \text{ t.m}$$

$$M_{02} = q_{u2} l_2^2 / 2 = 1.65 * (1.34)^2 / 8 = 1.48 \text{ t.m}$$

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 1.8 \text{ t.m}$$

$$V_{u0} = q_{u1} l/2 + q_{u2} l_2 = (0.29 * 2.95 / 2) + (1.65 * 1.34) = 2.64 \text{ t.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

Sur appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 0.54 \text{ t.m}$

En travée : $M_t = 0.95 M_0 = 1.71 \text{ t.m}$

d. Ferrailage :

- Sur appuis :

$$h = 18 \text{ cm} ; d = 16.2 ; b = 30 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2$$

$$M_a = 0.541 * 10^{-2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.541 * 10^{-2}}{0.3 (0.162)^2 14.2} = 0.048$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.018}) = 0.0303$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.16 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \sigma_s} = \frac{0.541 * 10^{-2}}{0.16 * 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

* armature minimale

$$A_{\min} = 0.23 * f_{t28} * b_0 d / f_e$$

$$= 0.23 * 2.1 * 0.3 * 0.162 / 400 = 0.58 \text{ cm}^2$$

- en trouvée

$$1.71$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.71}{0.3(0.162)^2 * 14.2} = 0.153$$

$$\alpha = 0.208 \text{ donc pivot a : } Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.148 \text{ m}$$

12.2.3 Ferrailage du palier :

Le palier est appuyé a ses deux extrémités (2 voiles)

- pour tendra compte de l'encastrement

On prendra une bande de 1m

$$q_{ul} = 1.35 G + 1.5 Q = 0.8019 + 0.375 = 1.177 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.844 \text{ t/ml}$$

Calcul de sollicitation :

$$M_0^u = q_u l^2 / 8 = 1.177 * (2.95)^2 / 8 = 1.28 \text{ t.m}$$

$$M_0^{ser} = q_{ser} l^2 / 8 = 0.844 * (2.95)^2 / 8 = 0.918 \text{ t.m}$$

$$V_u = q_u l / 2 = 1.177 * 2.95 / 2 = 1.736 \text{ t}$$

$$\text{moment sur appuis : } M_a^u = 0.5 M_0^u = 0.646 \text{ t.m}$$

$$M_a^{ser} = 0.5 M_0^{ser} = 0.46 \text{ t.m}$$

$$\text{moment en travée : } M_t^u = 0.75 M_0^u = 0.96 \text{ t.m}$$

$$M_t^{ser} = 0.75 M_0^{ser} = 0.688 \text{ t.m}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 * \frac{0.688 * 10^{-4}}{18370 * 10^{-8}} (16.2 - 2.85) = 75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

donc la condition des contraintes est vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

On utilise les formules données par BAEL 83

$$* \text{ Flèche admissible : } f = l/500 = 295/500 = 0.59 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + 15 A_s (d - h/2)^2$$

$$I_0 = 295 * \frac{(18)^3}{12} + 15 * 6.02 * (16.2 - 9)^2$$

$$I_0 = 148051 \text{ cm}^4 = 148051 * 10^{-8} \text{ m}^4$$

- Calcul de l'inertie fictive :

$$I_f = \frac{I_0}{1 + \lambda * \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \geq 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.83}{30 * 16.2} = 5.82 * 10^{-3}$$

$\sigma_s = 75 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 5.82 * 10^{-3} * 75 * 2.1} = 0.04$$

$\mu = 0.04$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)\rho} \rightarrow \text{Déformation instantanée}$$

$b_0 = b$ (pas d'âme)

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \rightarrow \text{Déformation de longue durée}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3) * 5.82 * 10^{-3}} = 3.61$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.44$$

$$I_{fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = 12.94 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (\text{Déformation instantanée})$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v * \mu} = 13.99 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (\text{Déformation de longue durée})$$

$$f_i = \frac{M_{ser} * l^2}{9 * E_i * I_{fi}} = 1.6 * 10^{-6} \text{ m} = 0.00016 \text{ cm}$$

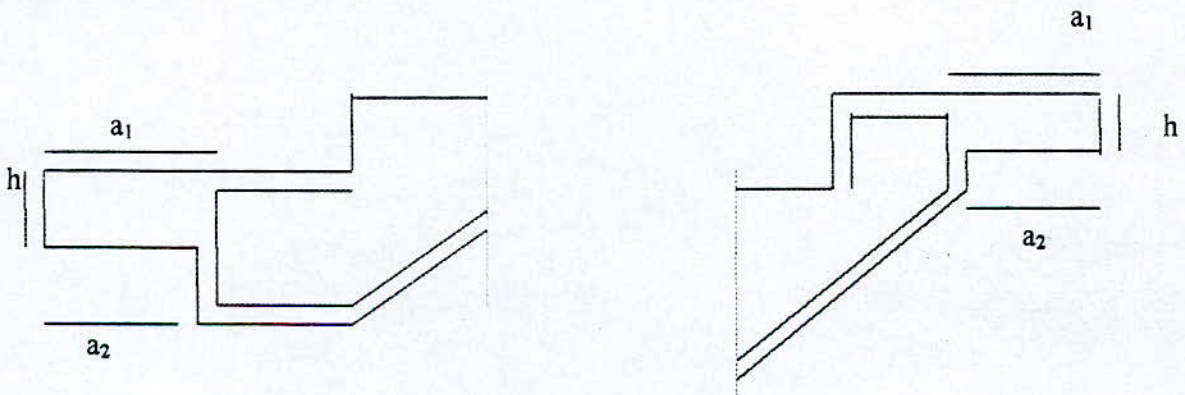
$$f_v = \frac{M_{ser} * l^2}{9 * E_v * I_{fv}} = 4.45 * 10^{-6} \text{ m} = 0.00045 \text{ cm}$$

$$f_i = 0.00016 \text{ cm} < 0.59$$

$$f_v = 0.00045 \text{ cm} < 0.59$$

donc : les flèches sont vérifiées

Ferraillage des béquet :



Le béquet est considéré comme une console encastree soumise à la réaction d'appui ou l'effort tranchant est maximal ;

Recommandation du CTC

$$h \geq 7 \text{ cm}$$

$$a_2 \geq 10 \text{ cm}$$

$$a_1 \geq a_2 + 2 \text{ cm}$$

On prend

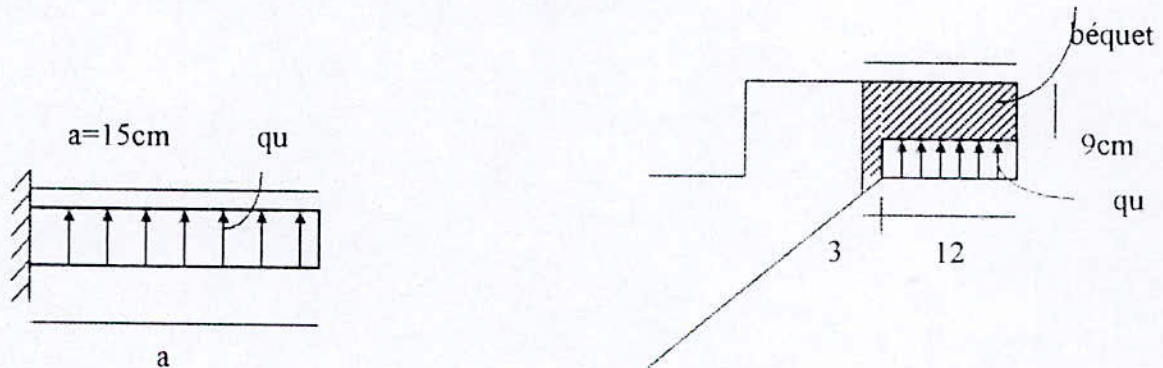
$$h = 9 \text{ cm}$$

$$a_2 = 12 \text{ cm}$$

$$a_1 = 14 \text{ cm}$$

La portée de béquet se détermine comme suit :

$$\text{Portée : } a = \max(a_1, a_2 + 3) \text{ cm} = \max(14, 15)$$



$$q_u = \frac{V_u}{a} = \frac{2.207}{0.15} = 14.72 \text{ t/ml}$$

D'après la CTC on doit majorer la charge de 40% à cause de la pose sans armatures de suspension.

$$\text{alors } q_u = 1.4 q_u = 20.608 \text{ t/ml}$$

Moment d'encastrement

$$M_u = q_u * a^2 / 2 = 20.608 * (0.15)^2 / 2 = 0.232 \text{ t m}$$

Calcul des armatures

On prend une bonde de 1.00 m

$$b_0 = 1.00 \text{ m}, \quad d = 7.5 \text{ cm}, \quad d' = 1.5 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.232 * 10^{-2}}{(0.075)^2 * 14.2} = 0.029 \ll \mu_{eu} \text{ ----> } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0368$$

$$z = 0.0759 \text{ m}$$

$$As/ml = \frac{M_u}{z * f_{su}} = \frac{0.232 * 10^{-2}}{0.0759 * 348} = 0.902 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Pour } b = 1.34 \rightarrow As = 1.208 \rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow As = 2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{min} \geq 0.23 * b_0 * h * f_{t28} / f_c = 0.23 * 1.34 * 7.5 * 2.1 / 400 = 1.213 \text{ cm}^2$$

$$As < As_{min}$$

$$\text{donc on prend } As = As_{min} = 1.213 \text{ cm}^2 ; 7 \phi 6 ; As = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend $7\phi 6$ pour avoir correspondance d'exécution avec les armatures longitudinal de la volée avec un espacement $e = 21.5 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$Ar = \frac{As}{4 * 1.34} = \frac{1.97}{4 * 1.34} = 0.367 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{On prend } 2 \phi 6 \rightarrow Ar = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$\tau'_u = \frac{T_u}{Ar Er} ; \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\tau'_u = \frac{0.715}{2 * 405 * 3 * 10^{-6}} = 2.94 \text{ MPa}$$

- Section d'armatures longitudinal :

Ces aciers sont dispose sur le pourtour de la pièce aux quatre angles

$$Al = \frac{\mu * Tu * \gamma_s}{2 * Ar * f_c} = \frac{0.72 * 0.715 * 1.15 * 10^{-2}}{2 * 405 * 400 * 10^{-4}} = 1.8 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$Al = 1.8 \text{ cm}^2$$

- section d'armatures transversales :

$$\frac{A_{t2}}{s_{t2}} = \frac{T_u * \gamma_s}{2 * A_r * f_e} = \frac{0.715 * 1.15 * 10^{-2}}{2 * 405 * 400 * 10^{-4}} = 2.5 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.64 * 10^{-2}}{0.3 * 0.162} = 0.54 \text{ MPa} < 0.8 \text{ MPa}$$

donc $\max [\tau_u/2, 0.4 \text{ MPa}] = 0.4 \text{ MPa}$

Pas de reprise de bétonnage

- Ferrailage final de la poutre palière

ferrailage horizontal :

* En travée :

$$A_{t_{inf}} = A_s + A_l/2 = 3.32 + 1.8/2 = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{inf}} \rightarrow 3\text{HA4} \quad (4.62 \text{ cm}^2)$$

$$A_{t_{sup}} = A_l/2 = 1.8/2 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{sup}} \rightarrow 3\text{HA8} \quad (1.5 \text{ cm}^2)$$

- En appuis

$$A_{a_{inf}} = A_s + A_l/2 = 0.97 + 0.9 = 1.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA10} \rightarrow (2.35 \text{ cm}^2)$$

Pour des raisons de commodités on prolonge ces aciers jusqu'à 3HA14

$$A_{a_{sup}} = A_l/2 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA8} \rightarrow (1.5 \text{ cm}^2)$$

ferrailage transversal

$$\frac{A_t}{St} = \frac{A_{t1}}{St_1} = \frac{A_{t2}}{St_2} = 5.06 + 2.5 = 7.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$St < \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 14.58 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 12 \text{ cm}$$

$$A_t = 7.56 * 0.12 * 10^{-4} = 0.907 \text{ cm}^2$$

D'après L'Art. 4.2.2.2 du RPA 88, la quantité d'armature transversales minimales est donné par

$$A_t = 0.003 * St * b = 0.003 * 12.30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Ferrailage longitudinal

$$h = 18 \text{ cm}, \quad d = 9/10 h = 16.2 \text{ cm}, \quad b_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau donnant le ferrailage longitudinal

Désignation	Appui	Travée
Mu (t.m)	0.64	0.96
M _{ser} (t.m)	0.46	0.688
γ	1.891	1.395
μ _{tu}	0.296	0.298
μ _{bu}	0.01717	0.02576
Ac (cm ²)	0	0
pivot	A	A
α	0.0216	0.0326
z (m)	0.016	0.159
As (m ²)	1.15	1.73
As _{min} = 0.23 * b ₀ * h * f _{t28} / f _e	1.95	1.95
As adoptée (cm ²)	4 φ 8 (2.01)	4 φ 8 (2.01)
St (espacement)	25 cm	25 cm
As sur toutes les longueurs (cm ²)	12 φ 8 (6.028)	12 φ 8
A ² r (cm ²)	6 φ 6 (1.69)	6 φ 6
St	20 cm	20 cm

Ferrailage transversal

1- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur

$$V_u = 1.736 * 10^{-2}$$

$$2- \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1.736 * 10^{-2}}{1 * 0.162} = 0.107 < 0.05 f_{c28}$$

$$b_0 d = 1 * 0.162$$

$$V_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0.05 f_{c28}$$

$$b_0 d$$

Les deux conditions étant vérifiées donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

Vérification des contraintes :

$$\frac{1}{2} b * y^2 = 15 A_s (d - y)$$

$$\frac{1}{2} b * y^2 + 15 A_s (y - d) = 0$$

$$\frac{1}{2} 295 y^2 + 15 * 6.02 (y - 16.2) = 0$$

$$147.5 y^2 + 90.5y - 1462.82 = 0$$

$$y = 2.86 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie

$$I = b y^3 / 3 + 15 A_s (d-y)^2$$
$$= 295 * (2.85)^3 / 3 + 15 * 6.02 (16.2 - 2.85)^2$$

$$I = 18370 * 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$y \quad 2.85 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} = 0.631 * \frac{2.85 * 10^{-4}}{18370 * 10^{-8}} = 1.067 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

12.3 POUTRE NOYEE

Les poutres noyées sont des poutres incorporées dans le plancher dalle et sont destinées à soulager la dalle des charges transmises à cette dernière et qui lui servent d'appuis

Les charges reprises par la poutre noyée sont les suivantes :

- Sont poids propre .
- Poids de la surface de charge du panneau de dalle revenant à celle ci .
- Le poids du mur extérieur .

Nous avons une poutre noyée de :

$h = 18 \text{ cm}$ sous les murs extérieurs en travée des panneaux de dalle

a. Tableau récapitulatif des charges revenant à chaque poutre noyée :

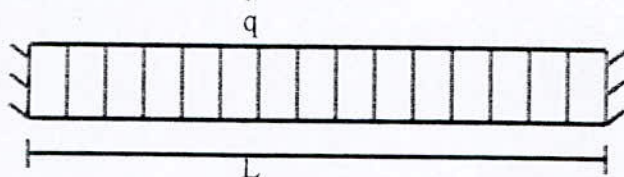
Poutres noyées	$S_i(m^2)$	p. De plancher (t)	P/L (t/m.l)	p.p /ml	p.murs exter.	G (t/ml)	Q= 0.175	qu = 1.35 G+ 1.5 Q	qser = G + Q
PN1	0.16	4.866	1.37	0.135	0.3342	1.84	1.078	4.101	2.918
PN2	0.74	0.58	0.33	0.135	0.46622	0.93 1	0.13	1.45	1.061
PN3	3.15	2.488	0.7	0.135	0.38707	1.22 2	0.551	2.476	1.773
PN4	6.16	4.866	1.37	0.135	0.29460	1.8	1.078	4.047	2.878
PN5	6.3	4.977	1.4	0.135	-	1.53 5	1.102	3.725	2.637
PN6	6.16	4.866	1.37	0.135	0.2 9400	1.8	1.078	4.0476	2.878
PN7	4.34	3.42	1.16	0.135	-	1.3	0.76	2.9	2.06
PN8	3.886	3.07	1.04	0.135	-	1.17 5	0.68	2.606	1.855
PN9	2.505	1.97	0.66	0.135	-	0.8	0.438	1.737	1.238
PN10	4.34	3.42	1.16	0.135	0.44054	1.73	0.76	3.475	2.49
PN11	3.15	2.488	0.7	0.135	0.38707	1.22 2	0.551	2.476	1.773
PN12	6.3	4.977	1.4	0.135	-	1.53 5	1.104	3.7212	2.637
PN13	3.15	2.488	0.7	0.135	0.34752	1.18	0.551	2.42	1.7310
PN14	6.3	4.977	1.4	0.135	-	1.53 5	1.102	3.725	2.637
PN15	4.34	3.42	1.16	0.135	0.25968	1.55 4	0.76	3.238	2.314
PN16	6.16	4.866	1.37	0.135	0.29460	1.8	1.078	4.047	2.878
PN17	4.34	3.42	1.16	0.135	0.30734	1.60 2	0.76	3.302	2.362
PN18	6.16	4.866	1.37	0.135	0.29460	1.8	1.078	4.047	2.878
PN19	3.15	2.488	0.7	0.135	0.38707	1.22 2	.551	2.476	1.773
PN20	1.48	1.17	0.68	0.135	-	0.81 5	0.26	1.49	1.075

b. Evaluation des moments en travée et en appui :

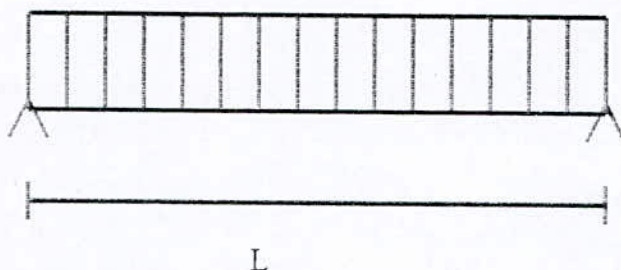
1^{er} cas : poutre noyée bi-encastée :

$$M_a = \overline{M}_B = -q \cdot l^2 / 12$$

$$M^{travée} = ql^2 / 24$$

2^{eme} cas : Poutre noyée sur plusieurs appuis :* En travée : $M_t = 0.85 M_0$ * En appui : $M_a = 0.5 M_0$ avec : $M_0 = ql^2 / 8$

q



c. Sollicitations :

-Poutres noyée sur appuis :

Désignation	q t/ml		M ₀ = q l ² / 12		M _{travée} = 0.85 M ₀		M _{appui} = 0.5 M ₀	
	q _u	q _{ser}	M _{0H}	M _{0ser}	M _u ^t	M ^t _{ser}	M _u ^a	M ^a _{ser}
PN3 , PN19	2.476	1.773	3.9	2.793	3.315	2.374	1.95	1.4
PN4 , PN6 PN16 , PN18	4.047	2.878	6.375	4.533	5.418	3.853	3.187	2.2665
PN10	3.475	2.49	3.780	2.708	3.213	2.302	1.89	1.354
PN12	3.72	2.637	5.86	4.154	4.981	3.530	2.93	2.077
PN13	2.42	1.73	3.812	2.726	3.24	2.317	1.906	1.363
PN15	3.238	2.314	3.522	2.517	3.00	2.14	1.761	1.258
PN17	3.302	2.362	3.592	2.57	3.053	2.184	1.796	1.285
PN8	2.606	1.855	2.835	2.017	2.409	1.714	1.42	1.0085

-Poutres noyées bi-encastées :

Désignatio n	q t/ml		M0 = -q l ² /12		M ^t = ql ² /24	
	qu	qser	M0H	M0ser	M _u	M _{ser}
PN1	4.101	2.918	4.307	3.064	2.153	1.532
PN2	1.45	1.061	0.357	0.26	0.178	0.150
PN5,PN4	3.72	2.637	3.906	2.77	1.953	1.384
PN7	2.9	2.06	2.103	1.5	1.05	0.747
PN9	1.737	1.238	1.26	0.900	0.63	0.45
PN11	2.476	1.773	2.6	1.852	1.3	0.931
PN20	1.49	1.075	0.367	0.265	0.183	0.1352

d. Ferrailage :**-Poutre Noyées sur appuis :**

Désignation	$\delta = Mu / Mser$		μu		μbu		A's		α		z		Pivot	
	Appui	Travée	A	T	A	T	A	T	A	T	A	T	A	T
Pn3, Pn19	1.392	1.396	0.297	0.298	0.174	0.296	=0	=0	0.24	0.451	0.146	0.132	A	A
Pn4,Pn6, Pn16,Pn18	1.406	1.406	0.301	0.301	0.285	0.484	=0	≠0	0.43	/	0.134	/	A	B
Pn8	1.408	1.405	0.302	0.301	0.127	0.215	=0	=0	0.17	0.306	0.15	0.142	A	A
Pn10	1.395	1.395	0.298	0.298	0.169	0.287	=0	=0	0.233	0.434	0.147	0.133	A	A
Pn12	1.410	1.411	0.303	0.303	0.262	0.445	=0	≠0	0.387	/	0.137	/	A	B
Pn13	1.398	1.398	0.299	0.299	0.170	0.289	=0	=0	0.234	0.438	0.146	0.133	A	A
Pn15	1.399	1.410	0.299	0.300	0.157	0.268	=0	=0	0.214	0.398	0.148	0.136	A	A
Pn17	1.397	1.397	0.298	0.298	0.160	0.273	=0	=0	0.219	0.407	0.147	0.135	A	A

Détermination de la section

Désignation	As (cm ²)		condition de non fragilité As min = $0.23 \bar{b}0.d.fL28 / f_e$ (cm ²)		As. adoptée	
	appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Pn3,Pn19	3.83	7.21	0.58	0.58	2HA14 + 1HA12 4.20 cm2	4HA12 + 2HA14 = 7.59
Pn4 ,Pn6 , Pn16 , Pn18	6.83	x	0.58	0.58	4HA12 + 2HA14	/
Pn8	2.72	4.87	0.58	0.58	3HA12 3.39	3HA12 + 2HA10 4.96
Pn10	3.7	6.94	0.58	0.58	2HA14 + HA12	4HA12 + 2HA14 7.59
Pn12	6.14	/	0.58	0.58	6HA12 6.78	/
Pn13	3.75	7.00	0.58	0.58	2HA14 + HA12 4.20	4HA12 + 2HA14
Pn15	3.42	6.33	0.58	0.58	2HA12 + HA14 3.79	6HA12 6.78

-Poutre Noyées bi-encastées :

Désignation	$\delta = \mu_u / M_{ser}$		μ_u		μ_{bu}		A's		α		z		Pivot	
	Appui	Travée	A	T	A	T	A	T	A	T	A	T	A	T
Pn1	1.405	1.405	0.301	0.301	0.385	0.192	≠0	=0	/	0.268	/	0.144	B	A
Pn2	1.373	1.369	0.29	0.289	0.0319	0.484	=0	=0	0.0405	0.020	0.159	0.16	A	A
Pn5, Pn14	1.41	1.411	0.303	0.303	0.349	0.174	≠0	=0	/	0.24	/	0.146	B	A
Pn7	1.402	1.405	0.3	0.301	0.188	0.094	=0	=0	0.262	0.123	0.145	0.154	A	A
Pn9	1.400	1.381	0.299	0.293	0.112	0.056	=0	=0	0.148	0.072	0.152	0.157	A	A
Pn11	1.403	1.396	0.3	0.298	0.232	0.116	=0	=0	0.334	0.154	0.140	0.152	A	A
Pn20	1.385	1.381	0.294	0.293	0.032	0.163	=0	=0	0.0406	0.0205	0.159	0.16	A	A

Détermination de la section

	$As \text{ (cm}^2\text{)}$		<i>condition de non fragilité</i> $As \text{ min} = 0.23 b_0.d.fL28 / f_e$ $\text{(cm}^2\text{)}$		<i>As. adoptée</i>	
	<i>appui</i>	<i>Travée</i>	<i>Appui</i>	<i>Travée</i>	<i>Appui</i>	<i>Travée</i>
Pn2	0.645	0.319	0.58	0.58	3 ϕ 8 1.5	3 ϕ 8 1.5
Pn7	4.16	1.96	0.58	0.58	3HA14 4.61	3HA10 2.53
Pn9	2.38	1.15	0.58	0.58	2HA12 + HA10 3.04	3 ϕ 8 1.5
Pn11	5.33	2.45	0.58	0.58	4HA12+ 2HA10 6.09	3HA12 3.39
Pn20	0.66	0.34	0.58	0.58	3 ϕ 8 1.5	3 ϕ 8 1.5
Pn1	/	4.29	0.58	0.58	/	3HA14 4.61
Pn5, Pn14	/	3.84	0.58	0.58	/	2HA14 + 4HA12 4.20

e. Armatures tendues + Armatures comprimées :**-Exemple de calcul : Pn1**

$$M_u^a = 4.307 \text{ t.m} \quad b_0 = 0.3\text{m} \quad , f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$M_{su}^a = 3.064 \text{ t.m} \quad d = 0.162\text{m} \quad , f_e = 400 \text{ Mpa}$$

* En appui :

$$\delta = 1.405 \quad , \mu_{lu} = 0.3418 - 0.1776 = 0.301$$

$$M_{bu} = M_u / b_0 d^2 f_{bu} = 0.385 > \mu_{lu} \Rightarrow A_c \neq 0$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_0 \cdot d^2 f_{bu} = 3.365 \text{ t.m}$$

$$M_u - M_{lu} \leq 0.4 M_u$$

$$4.307 - 3.365 = 0.942 < 1.7228 \text{ t.m vérifie}$$

$$M_u - M_{lu}$$

$$A_c = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$(d-d') \sigma_{sc}$$

$$\alpha\beta = 1.25 (1 - (1 - 2 M_{lu})^{1/2}) = 0.461$$

$$z_1 = d(1 - 0.4\alpha l) = 0.132^m$$

$$d = 0.162^m, d' = 0.018^m$$

$$\epsilon_{bc} = 3.5\%, \epsilon_{sc} = \epsilon_{bc} (1 - d'/d / \alpha l) = 2.64\%$$

$$d' \text{ ou } \sigma_{sc} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_c = \frac{(4.307 - 3.365) * 10^{-3}}{(0.162 - 0.018) * 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armature tendue

$$A_s = A_1 + A_2$$

$$A_1 = M_{lu} / Z_1 * \sigma_s$$

$$\mu_{lu} = 0.301 \text{ -----} > \text{Pivot B}$$

$$\sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$3.365 * 10^{-2}$$

$$A_1 = \frac{3.365 * 10^{-2}}{0.132 * 348} = 7.32 \text{ cm}^2$$

$$M_u - M_{lu}$$

$$A_2 = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d') \sigma_s} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 1.88 + 7.32 = 9.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A_s = 9.20 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 1.88 \text{ cm}^2$$

Section d'acier adoptée :

$$A_z = 3HA14 + 3HA16 = 10.64 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section comprimée

	<i>Pn5, Pn14</i>	<i>Pn4, Pn6, Pn16, Pn18</i>	<i>Pn12</i>
	<i>Appui</i>	<i>Travée</i>	<i>Travée</i>
Mu(t.m)	3.906	5.418	4.981
Msu(t.m)	2.77	3.583	3.530
δ	1.41	1.406	1.411
Mlu	0.303	0.301	0.303
Mbu	0.349	0.484	0.445
Ac	$\neq 0$	$\neq 0$	$\neq 0$
Mlu(t.m)	3.387	3.365	3.387
αL	0.465	0.461	0.465
zL	0.131	0.132	0.131
Pivot	B	B	B
As (cm ²)	1.035 3HA8 (1.507 cm ²)	4.096 2HA14 + HA12 4.20	3.18 3HA12 (3.39 cm ²)
A1(cm ²)	7.43	7.325	7.43
A2(cm ²)	1.035	4.096	3.18
A3(cm ²)	8.465 6HA14 (9.23)	11.42 6HA16 (12.05)	10.61 4HA16 + 2HA14 11.11
A ^{min} CNF (cm ²)	0.58	0.58	0.58

f . Ferrailage Transversal des poutres noyées :

FeE 400

h = 0.18 m

Effort tranchant maximum

$$V = q_u \cdot l/2$$

Contrainte de usaillement

$$Z_u = V_u / b_0 d$$

La contrainte de cisaillement doit être au plus égale à

$$\bar{\sigma}_u = \text{Min} (0.13 f_{c28} , 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \quad \text{fiss peu nuisible}$$

La justification vis à vis de l'ELU des armatures d'ame s'exprime :

$$A_t \geq \frac{V_u - 0.3 f_{tj} * k}{b_0 st}$$

$$b_0 st \geq 0.8 fe$$

K = 1 flexion simple

Le pourcentage minimal d'armature d'ame et repris par :

$$A_t \cdot fe / b_0 st \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

D'après les règles BAEL

$$St \text{ min} \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

$$\text{de plus } \phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \phi_l)$$

avec :

ϕ_t : diamètre des barres transversal

ϕ_l : diametre des barres longitudinal

Détermination des valeurs de l'effort tranchant :

Désignation	l	Charge et surcharge de la dalle + poutre	Vu (t)
Pni	li	qu (t)	Vu= qu * l/2
Pn1	3.55	4.101	7.28
Pn2	1.72	1.45	1.247
Pn5, Pn14	3.55	3.72	6.603
Pn7	2.95	2.9	4.2775
Pn9	2.95		
Pn11	3.55	2.476	4.395
Pn20	1.72		
Pn3, Pn19	3.55	2.476	4.395
Pn4, Pn6, Pn16, Pn13	3.55	4.047	7.183
Pn8	2.95	2.9	4.2775
Pn10	2.95	3.475	5.125
Pn12	3.55	3.72	6.603
Pn13	3.55	2.42	4.2955
Pn15	2.95	3.238	4.476
Pn17	2.95	3.302	4.870

Ferraillage Transversal :

Désignation	$\bar{\sigma}_u = V_u / b_0$ -- * d	$\bar{\sigma}'_u$	$(A_t/st)_{min} =$ $0.4 b_0 / f_e$	$A_t / st \geq (\bar{\sigma}_u - 0.3$ $f_{t28}) b / 0.8 f_e$	$A_t = (1 \text{cadre} +$ $\text{étrier}) \phi 6$
Pn1	1.49	3.25	0.03	0.0806	1.13
Pn2	0.258	3.25	0.03	< 0	1.13
Pn5, Pn14	1.358	3.25	0.03	0.0682	1.13
Pn7	0.88	3.25	0.03	0.023	1.13
Pn9		3.25	0.03		1.13
Pn11	0.904	3.25	0.03	0.0256	1.13
Pn20		3.25	0.03		1.13
Pn3, Pn19	0.904	3.25	0.03	0.0256	1.13
Pn4, Pn6, Pn16, Pn18	1.478	3.25	0.03	0.0795	1.13
Pn8		3.25	0.03		1.13
Pn10	1.054	3.25	0.03		1.13
Pn12	1.358	3.25	0.03	0.0682	1.33
Pn13	0.883	3.25	0.03	0.033	1.13
Pn17	1.002	3.25	0.03	0.0348	1.13

Détermination de l'espacement

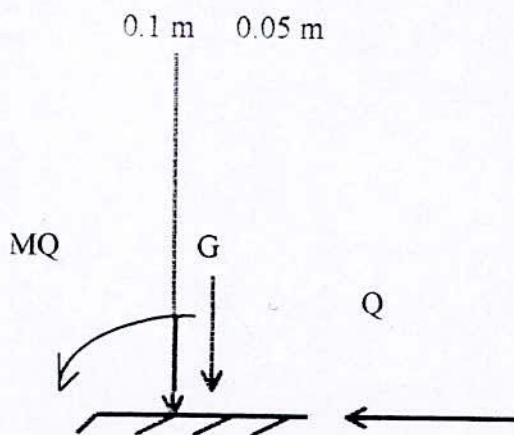
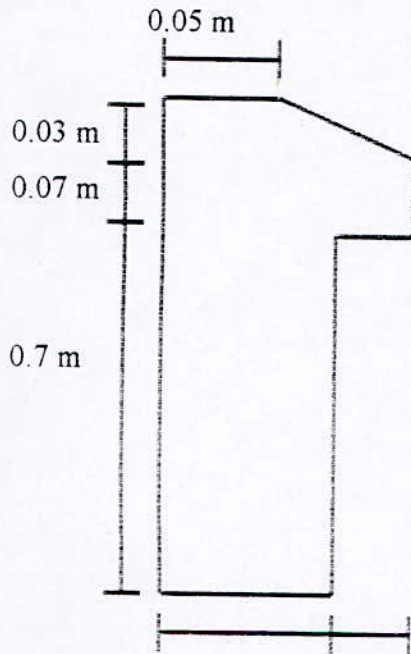
St (cm)	Stmax = min (0.9d,40cm)	St adopté (cm)
14.02	14.58	12
37.66	14.58	12
16.56	14.58	12
37.66	14.58	12
37.66	14.58	12
37.66	14.58	12
	14.58	12
37.66	14.58	12
14.21	14.38	12
	14.58	12
28.46	14.58	12
16.56	14.58	12
37.66	14.58	12
34.24	14.58	12
32.47	14.58	12

12.4 Acrotère :

Acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge « Q » due à la main courante celle ci crée un moment « MQ » au niveau de l'encastrement .

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration étant préjudiciable .



-Charges et surcharges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 0.2553 \text{ t/ml}$

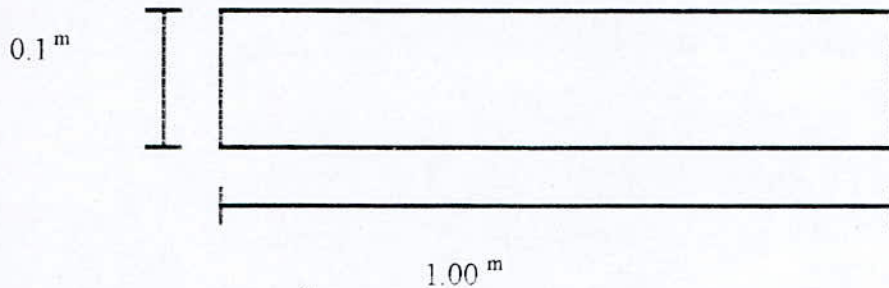
surcharge (main courante) : $Q = 0.1 \text{ t/ml}$

a- Calcul des Sollicitations :

- Effort normal du au poids propre : $N_G = 0.2553 \text{ t/ml}$

- moment fléchissant du à la surcharge : $M_q = Q * l = 0.1 * 0.8$

$$M_q = 0.08 \text{ t}$$

**-Combinaison des charges :***** ELU :**

$$N_u = 1.35 N_g = 1.35 * 0.2553 = 0.345 \text{ t}$$

$$M_u = 1.5 * 0.08 = 0.12 \text{ t.m}$$

***ELS :**

$$N_{ser} = N_g = 0.2553 \text{ t}$$

$$M_{ser} = M_q = 0.08 \text{ t.m}$$

b - Calcul du ferrailage :**-Excentricité :**

$$e_0 = M_u / N_u = 0.12 / 0.345 = 0.348 \text{ m}$$

$$e_1 = h / 6 = 0.1 / 6 = 0.016 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 > e_1$ la section est partiellement comprimée .

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda^{\max} \leq \max (50, \min [67 e_0 / h, 100]) = 100 \text{ m}$$

$$l_{fx} = l_{fy} = 2l_0 = 2 * 0.8 = 1.6 \text{ m cas d'une console}$$

$$\lambda_y = \lambda_x = \sqrt{12} * l_{fx} / h = 1.6 * \sqrt{12} / 0.1 = 55.43$$

donc $\lambda < \lambda^{\max}$ d'où le calcul au flambement n'est pas nécessaire .

-Ferrailage :

Moment fictif : $M_{ua} = M_{ug} + N_u (d - h/2)$

$$M_{ua} = 0.12 + 0.345 (0.8 * 0.1 - 0.05) = 0.13035 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.13035 * 10^{-2}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.0143 < 0.3 \Rightarrow A_c = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.018 < 0.259 \text{ -----} \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.0794 \text{ m}$$

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \delta_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z * b_s} = \frac{0.13035 * 10^{-2}}{0.0794 * 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{ur} = A_u - \frac{N_{ua}}{\sigma_s} = 0.47 - \frac{0.345 * 10^{-2}}{348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Calcul à L'ELS :

- Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.08}{0.2553} = 0.313 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ donc s.p.a

$$e_1 = h / 6 = 0.0166$$

- Calcul de ferrailage :

$$N_{serA} = N_{ser} = 0.2553 \text{ t}$$

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser} (d - h / 2)$$

$$M_{serA} = 0.08 + 0.2553 (0.08 - 0.1 / 2) = 0.087665 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \min [2/3 f_e, 150 \text{ n}] = 240 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 240} = 0.484$$

$$\mu_r = \alpha_r / 2 (1 - \alpha_r / 3) = 0.202$$

$$M_{rb} = \mu_r * b * d^2 \sigma_{bc} = 0.202 * 1 * (0.08)^2 * 15 = 0.0194$$

$$\text{donc } M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow A_c = 0$$

$$Z_r = d (1 - \alpha_r / 3) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_r * \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0.087665 * 10^{-2}}{0.067 * 240} - \frac{0.2553 * 10^{-2}}{240}$$

$$A_{ser} = 0.438 \text{ cm}^2$$

c)- Condition de non fragilité : (ferrailage minimal (BAEL)) :

$$A_{min} = 0.23 b_0 * d * f_{e28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.08 * 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

finalement :

$$A_s = \max (A_{min}, A_u, A_{ser})$$

$$A_s = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 6 \text{ espacement de } 20 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.413 \text{ cm}^2$$

- Armature de Réparation :

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 / 4 = 0.2825 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow H = 80 \text{ cm} \text{ ----} \rightarrow 3\phi 6$$

$$\text{----} \rightarrow A_r = 0.84 \text{ cm}^2$$

d)- Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \tau'_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{1.5 * Q}{b_0 * d} = \frac{1.5 * 0.1 * 10^{-2}}{1 * 0.08} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\tau'_u = \min (0.1 f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau'_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié :}$$

donc le ferrailage à l'effort tranchant n'est pas nécessaire

e- Vérification au séisme :

D'après R.P.A 88 Art 3.3.6

les éléments des structures secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F = 4 * A * C_p * W_p$$

ou :

A: coefficient d'accélération obtenue dans le tableau RPA 88

groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.15$

zone de moyenne sismicité II

C_p = facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnée par le tableau 5 (R.P.A 88 p.44)

acrotère : élément en console $\rightarrow C_p = 0.8$

W_p : poids de l'acrotère , $W_p = 0.2553 \text{ t/ml}$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 0.2553 = 0.1225 \text{ t/ml}$$

Soit $V_u = 1.5 Q = 0.15 \text{ t/ml}$

$F_p < V_u$, donc le calcul de l'acrotère sous V_u est le cas le plus défavorable .

12.5 VOILES - POTEAUX :

Etant donné que ces voiles - poteaux ne participent pas au contreventement de notre bâtiment , donc on peut considérer qu'il ne seront pas sollicités aux efforts horizontaux .

Pour cette raison les voiles poteaux seront étudiés sous l'action des charges verticales , (c. à .d en compression simple .)

Un voile poteau est toujours soumis à la flexion composée par suite de la dissymétrie du chargement , des imperfections d'exécutions .

C'est la raison pour laquelle on place des armatures longitudinales pour résister aux moment de flexion du à l'excentrement des charges et des armatures transversales suffisamment rapprochées pour la résistance au phénomène de flambement .

a-Méthode de calcul :

Elancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

B : aire totale de la section

Le plan de flambement est celui dont lequel le moment d'inertie est plus faible .

$l_f = 0.5 l_0$ (loi encastree)

l_0 : hauteur libre

$$a < b \quad ; I = b * a^3 / 12 \quad ; B = a * b$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{0.5 l_0}{\sqrt{\frac{b * a^3}{12 * a * b}}} = \frac{0.5 \sqrt{12} * l_0}{a}$$

$$\lambda = \frac{0.5 \sqrt{12} * l_0}{a}$$

- Sollicitations :

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

L'effort normal ultime N_u agissant doit être au plus égale à la valeur suivantes (d'après B.A.E.L)

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B r * f_{c28}}{0.9 * \delta_b} + A' s \frac{f_e}{\delta_s} \right] \quad , \delta_s = 1.15 \quad , f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$\alpha =$ fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{1 \mp 0.2 (\lambda / 35)^2} \text{ pour } \lambda < 50$$

$$Br = (a-0.02)(b-0.02)$$

$$\delta b = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

le coefficient 0.9 prend en compte l'augmentation de la résistance du béton entre 28 et 90 jours

-Si plus de la moitié des charges est appliqué avant l'âge 90 jours les valeurs de α sont divisées par 1.1

b)- Ferrailage :

- Armatures longitudinales :

$$A's \geq \frac{l}{f_e / \delta s} \left[\begin{array}{cc} Nu & Br * f_{c28} \\ \alpha & 0.9 * \delta b \end{array} \right]$$

La section ainsi trouvée doit satisfaire les conditions suivantes :

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

$$\text{avec : } A_{min}^{cm} = \max (4U, 0.2 B/100)$$

U: la longueur du périmètre en (m)

B: aire de la section (cm²).

$$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 * B / 100$$

condition de non fragilité :

$$B * f_{t28} \leq A_s * f_e$$

- Armatures transversales :

soit ϕ_l diamètre des armatures longitudinales .

ϕ_t diamètre des armatures transversales .

on prend pour ϕ_l la valeur la plus proche de $\phi_l / 3$ (en mm)

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 \text{ (en mm) .}$$

Espacement des nappes d'armatures :

$$St \leq \min [15\phi_l, 40\text{cm}, a+10\text{cm}]$$

a : petit coté du poteau .

Dans la zone de recouvrement on doit disposée sur la longueur de recouvrement au moins 3 nappes d'armatures transversales .

Détermination de la section

Désignation	Vp1	Vp2	Vp3, Vp5, Vp6, Vp9	Vp4	Vp7, Vp8, Vp11	Vp10
$Nu = 1.35 N_g + 1.5 N_q$	41.922	16.609	10.231	56.728	10.968	30.293
$B = a * b$	0.12	0.04	0.03	0.11	0.04	0.05
$\lambda = \sqrt{12} L_f$ a	24.248	24.248	24.248	24.248	24.248	24.248
α	0.775	0.775	0.775	0.775	0.775	0.775
Br	0.1044	0.0324	0.0234	0.0954	0.0324	0.0414
As(cm ²)	-40.036	-11.08	-8.65	-29.73	-13.17	-10.82
$A^{min} = \max(4U, 0.2*B/100)$	6.4	3.2	2.8	6	3.2	3.6
$A^{max} = 5*B/100$	60	20	15	55	20	25
$A = B * ft / f_e$ C.N.F	6.3	2.1	1.575	5.775	2.1	2.625
As à prendre	6.4	3.2	2.8	6	3.2	3.6
As	6 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	6 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12
As	6.78	4.52	4.52	6.78	4.52	4.52
ϕ_t	ϕ 6	ϕ 6	ϕ 6	ϕ 6	ϕ 6	ϕ 6
St (cm)	18	18	18	18	18	18

**CHAPITRE XIII
ETUDE DES FONDATIONS**

13.1 INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de transaction qui transmettent les efforts , apportés par la superstructure et l'infrastructure au sol d'assise .

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend de plusieurs paramètres dont les principaux sont :

- La structure
- La contrainte de rupture du sol .
- La contrainte correspondant au tassement maximale acceptable .
- La contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques .

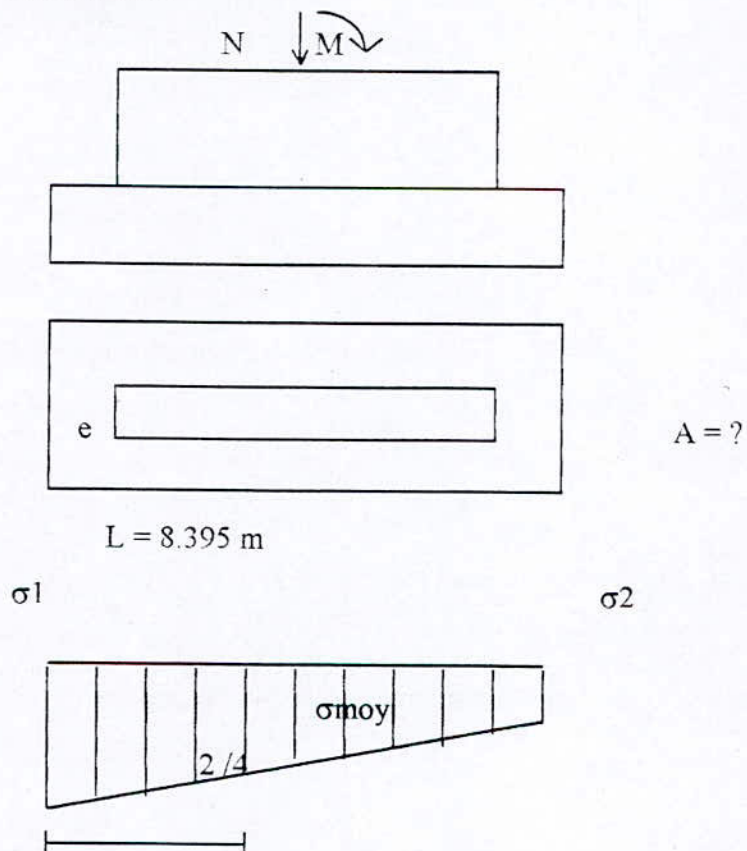
Le type de fondation retenu est le radier général compte tenu des conditions suivantes .

-Les largeurs des semelles filantes occupent tant l'espace constitué par la zone inter - axes des voiles .

* La charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs du bâtiment est très importante .

La portance du sol est $\overline{\sigma_{sol}} = 3bars = 30 \text{ } ^U \text{ m}^2$

13.2 CHOIX ET JUSTIFICATION :



Soit VL9, le voile le plus sollicité

$$N = 498.456 \text{ t} \quad ; \quad M = 28443.087 \text{ t.m}$$

condition de résistance de sol :

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \sigma_{\text{sol}} = 0.30 \text{ Mpa}$$

$$3\sigma_1 + \sigma_2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\quad}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.L} \left(1 + \frac{6.e0}{1} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A.L} \left(1 - \frac{6.e0}{1} \right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{A.L} \left(1 + \frac{3.e0}{1} \right)$$

σ_{moy} : est la contrainte due à la réaction du sol à $\frac{1}{4}$

Donc :

$$e_0 = M/N = 2844.087 / 498.456 = 57.062 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{A.L} \left(1 - \frac{3.e0}{1} \right) < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$A > \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} * L} \left(1 + \frac{3.e0}{1} \right) \quad A > 21.39 \text{ m}$$

Or l'entrée axe des voiles est égale à 3.75 m d'où la nécessité de prévoir un radier général .

13.3 CALCUL DU RADIER :

A la base du bâtiment les charges sont :

$$\begin{aligned} N_u &= 1.35 N_{gt} + 1.5 N_{qt} &= 1.35 (6374.02) + 1.5 (147.65) \\ & &= 8826.4 \text{ t} \end{aligned}$$

$$N_{ser} = N_{gt} + N_{qt} = 6374.02 + 147.65 = 6521.67 \text{ t}$$

- Surface nécessaire du radier :

$$\sigma = N / S_{\text{radier}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq N / \sigma_{\text{sol}}$$

$$S_r (\text{ELU}) \geq 8826.4725 / 25 = 353.06 \text{ m}^2$$

$$S_r (\text{ELS}) \geq 6521.67 / 25 = 200.86 \text{ m}^2$$

Or la surface du bâtiment est égale à 311.85 m²

Afin d'assurer un bon encastrement, le radier doit déborder de 30 à 40 cm des nus des murs extérieurs.

Pour notre cas, on prendra un débordement de 50cm de l'axe des murs.

a. Epaisseur du Radier :

L'épaisseur du radier est déterminée par deux conditions, l'une forfaitaire et l'autre utilisant le cisaillement.

Le radier aura une épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé.

- Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h > l_{\text{max}} / 10$$

l_{max} : la plus grande distance entre deux voiles successifs.

$$l_{\text{max}} = 3.75 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad h \geq 3.75 / 10 = 0.375 \text{ m}$$

$$h \geq 37.5 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement :

D'après les règles BAEL 83 :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \leq \bar{\tau}_u \quad \text{tel que} \quad \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$V_u = q_u * l^{\text{max}} / 2 \quad l_{\text{max}} = 3.75 \text{ m}$$

$$q_u = N_u / S_{\text{radier}} \Rightarrow N_u = 8826.4 \text{ t}$$

$$S_{\text{rad}} = 358.76 \text{ m}^2$$

$$q_u = 8826.4 / 358.76 = 24.6 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = 24.6 * 3.75 / 2 = 46.13 \text{ t/ml}$$

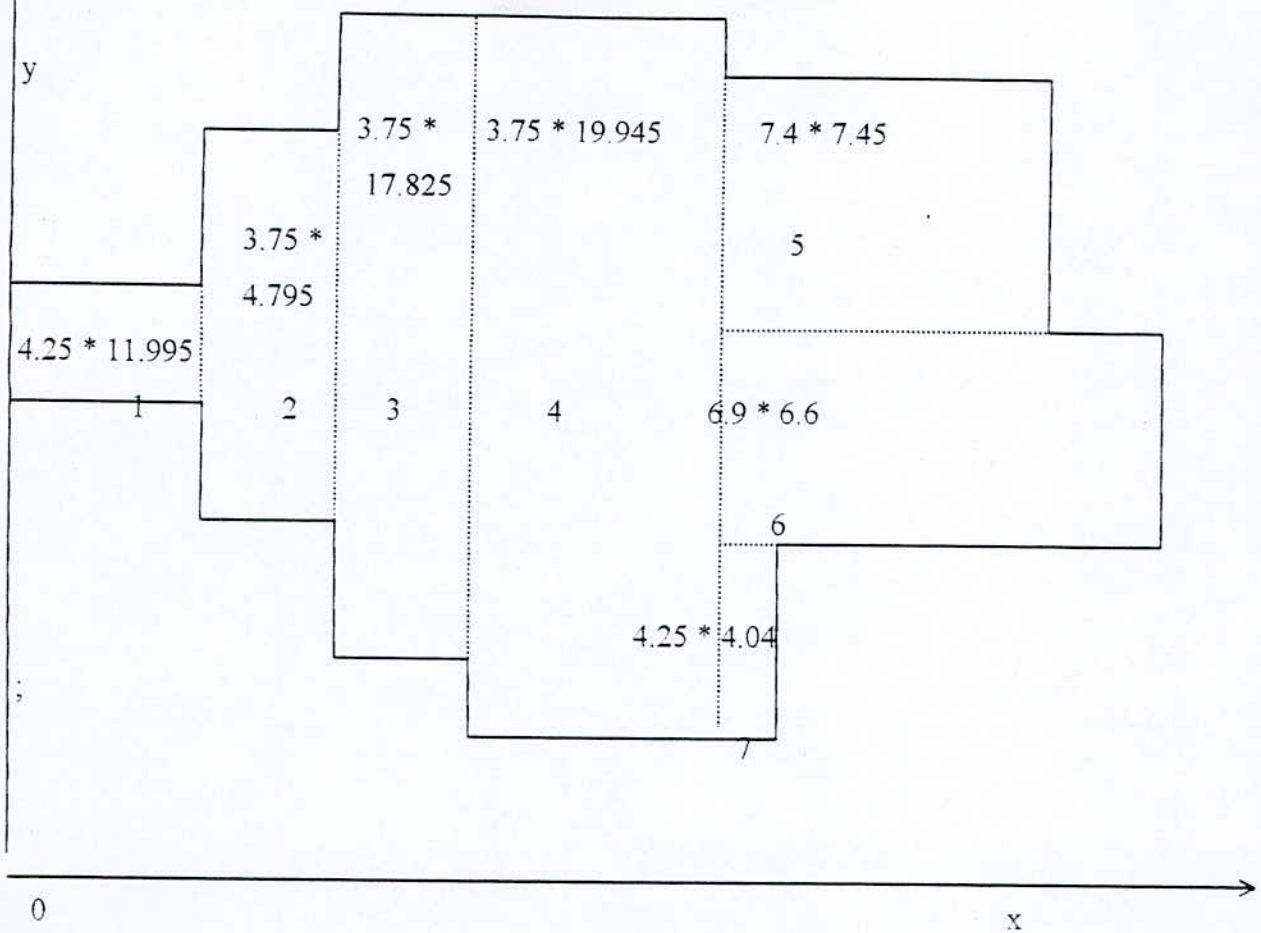
$$\Rightarrow d \geq V_u / b_0 \quad \tau_n = 46.13 / 1.125 = 0.37 \text{ m}$$

$$d = 9/10 h \Rightarrow h \geq 10d / 9 = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{donc } h \geq \max(0.42, 0.375)$$

$$\text{d'où } h = 60 \text{ cm}$$

b . Détermination du centre de masse :



Panneau x	A_i (m^2)	X_i (m)	Y_i (m)	$A_i X_i$ (m^3)	$A_i y_i$ (m^3)
1	50.98	2.195	10.227	108.33	521.37
2	55.48	6.125	10.227	339.82	567.39
3	56.15	9.575	11.033	537.64	619.50
4	74.79	13.025	9.973	974.14	745.88
5	42.51	17.773	14.64	755.53	622.35
6	45.54	18.2	7.49	828.83	341.09
7	17.17	17.025	2.02	292.32	34.68
Σ	342.62			3836.6	3452.26

$$\Sigma X_i A_i$$

$$X_G = \frac{\Sigma X_i A_i}{\Sigma A_i} = 3836.61 / 342.62 = 11.198 \text{ m}$$

$$\Sigma A_i$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{3452.26}{342.62} = 10.076 \text{ m}$$

$$X_G = 11.198 \text{ m}$$

$$Y_G = 10.076 \text{ m}$$

c. Détermination de l'inertie du radier :

-Sens Transversal Y-Y

Panneaux	b (m)	h(m)	$I_0(m^4)$	$A(cm^2)$	d(m)	d2 (m ²)	$A d^2 (m^4)$	$I = I_0 + A d^2 m^4$
1	11.995	4.25	76.734	50.98	-9.073	82.32	4196.67	4273.4
2	14.795	3.75	65.017	55.48	-5.073	25.74	1428.06	1493.1
3	17.825	3.15	46.428	56.15	-1.623	2.63	147.67	194.1
4	19.945	3.75	87.649	74.79	1.827	3.34	249.79	337.44
5	7.4	5.745	116.928	42.51	6.575	43.23	1837.71	1954.64
6	6.9	6.6	165.310	45.54	7.002	49.03	2232.83	2398.14
7	4.04	4.25	25.844	17.77	5.827	33.95	582.92	608.76
Σ							Σ =	11259.58

$$I_y = \sum I_{yi} + A d_i^2 = 11259.58 \text{ m}^4$$

-Sens longitudinal X-X :

Panneaux	b (m)	h(m)	$I_0(m^4)$	$A(cm^2)$	d(m)	d2 (m ²)	$A d^2 (m^4)$	$I = I_0 + A d^2 m^4$
1	4.25	11.995	611.24	50.98	0.188	0.04	2.04	613.28
2	3.75	14.795	1012.03	55.48	0.188	0.04	2.22	1014.25
3	3.15	17.825	1486.7	56.15	0.991	0.98	55.03	1541.73
4	3.75	19.945	2479.4	74.79	-0.066	0.004	0.29	2479.69
5	5.745	7.4	194	42.51	4.601	21.17	894.94	1093.94
6	6.6	6.9	180.7	45.54	-2.55	6.49	295.55	476.25
7	4.25	4.04	23.4	17.17	-8.02	64.3	1104.12	1125.52
Σ							Σ =	8346.66

$$I_x = \sum I_{xi} + A d_i^2 = 8346.66 \text{ m}^4$$

d. Vérifications diverses :**- Vérification de la contrainte du sous- sol sous les charges durables :**

La contrainte due aux charges verticales ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol

$$N = 1.35 (N_g \text{ bâtiment} + N_g \text{ radier}) + 1.5 N_q = 9552.89 \text{ t}$$

on doit avoir :

$$\overline{\sigma} = N / S \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma = 9552.89 / 358.75 = 26.63 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

α) -Vérification de non poinçonnement :

D'après les règles BAEL83 , sous le voile le plus sollicité , on doit faire une vérification au poinçonnement .; Pour notre cas , le voile le plus sollicité est le voile « VL9 »

on doit vérifier que :

$$N \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

avec :

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen .

h : épaisseur de la dalle .

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = U_0 + h_{\text{rad}} \qquad V = V_0 + h_{\text{rad}}$$

$$U_0 = 0.2 \text{ m} \qquad V_0 = 1 \text{ m} \qquad h_{\text{rad}} = 0.6 \text{ m}$$

$$\mu_c = 2 (0.2 + 1 + 0.6 * 2) = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_g = 450.167 \text{ t} \qquad N_q = 81.572 \text{ t}$$

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q = 730.08 \text{ t}$$

$$N_u / \mu_l = 730.08 / 8.395 \leq 0.045 * 4.8 * 0.6 * 2500$$

$$N_u / \mu_l = 86.97 \text{ t}$$

$$N_u / \mu_l \leq 0.045 * 4.8 * 0.6 * 2500$$

$$\Rightarrow 86.97 < 324 \text{ t} \quad \text{vérifie.}$$

β) Vérification de la stabilité :

Sous les charges horizontales (sismiques) il y a naissance d'un moment de renversement , les extrémités du radier doivent alors être vérifiées .

* Aux contrainte de traction (soulèvement) particulièrement sous la combinaison (0.8G + E) préconisée par le RPA88 .

* Aux contraintes de compression maximales sous (G+Q+E) .

1)-Vérification des soulèvements :

$$N = 0.8 N_G + N_E = 4747.84 \text{ t}$$

-Sens longitudinal :

$$M_x = 13830.46 \text{ t.m}$$

$$I_x = 8346.66 \text{ m}^4$$

$$V_x = 11.198 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S + M_x V_x / I_x = 4747.84 / 358.76 + 13830.46 * 11.198 / 8346.66 \\ = 31.78 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S + M_x V_x / I_x = -5.32 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 31.78 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -5.32 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = (3 \sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 22.5 \text{ t/m}^2$$

$$- \sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.90 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

$$- \sigma_1 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.90 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

-Sens transversal :

$$M_y = 4861.79 \text{ t.m}$$

$$I_y = 11259.58 \text{ m}^4$$

$$V_y = 10.08 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 17.58 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 8.88 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 15.4 \text{ t/m}^2$$

$$- \sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \sigma'_{\text{sol}} \quad \text{vérifie}$$

$$- \sigma_1 \leq 1.33 \sigma'_{\text{sol}} \quad \text{vérifie}$$

2)-Vérification de la compression maximale :

$$N = N_G + N_Q + N_E = 6082.45 \text{ t}$$

- Sens longitudinal :

$$M_x = 17030.61 \text{ t.m}$$

$$I_x = 8346.66 \text{ m}^4$$

$$V_x = 11.198 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 39.8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -5.9 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 28.38 \text{ t/m}^2$$

$$- \sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.9 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie.}$$

$$- \sigma_1 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.9 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

-Sens Transversal :

$$M_y = 6228.43 \quad \text{t.m}$$

$$I_y = 11259.58 \quad \text{m}^4$$

$$V_y = 10.08 \quad \text{m}$$

$$\sigma_1 = 22.53 \quad \text{t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 11.38 \quad \text{t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 19.74 \quad \text{t/m}^2$$

$$-\sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.9 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie.}$$

$$-\sigma_1 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 39.9 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées , notre structure ne risque pas de soulèvement ni écrasement .

δ)-Vérification au renversement :

Etant donné que le bâtiment est soumis à des efforts horizontaux important , il est indispensable de vérifier le renversement .

On doit avoir :

$$M_{\text{stabilisant}} / M_{\text{renversant}} \geq F_s$$

F_s : coefficient de sécurité .

$$F_s = 1.5$$

-Sens longitudinal :

$$M_r = 18514.4 \text{ t.m}$$

$$M_s = W * \frac{1}{2}$$

W : poids totale de la structure .

L : longueur du bâtiment .

$$L = 20.495 \text{ m}$$

$$M_s = 6374.02 * 20.495 / 2 = 65317.77 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 65317.77 / 18514.4 = 3.5 > 1.5 \quad \text{vérifie .}$$

-Sens transversal :

$$M_r = 18765.4 \text{ t.m}$$

$$M_s = 6374.02 * 18.945 / 2 = 60377.96 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 3.22 > 1.5 \quad \text{vérifie .}$$

-Conclusion :

Le renversement dans les deux sens est vérifié .

13.4 FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles longitudinaux et transversaux. Il est soumis à la pression uniforme qui résulte de l'effet du poids propre du bâtiment sur le sol .

Etant donné que le radier est en contact avec le sol , alors la fissuration est préjudiciable donc l'enrobage sera pris égale à 5cm .

Les contraintes dans les aciers seront limitées , le calcul sera à L'ELS .

a. Méthode de calcul utilisée :

Le radier est composé de panneaux de dalles . Pour le calcul on utilise les abaques de PIGEAUD .

Cette méthode dépend de rapport $\rho = l_x / l_y$.

- Si $\rho < 0.4$ la dalle porte dans une seule direction , celle de la petite portée donc Le moment isostatique maximale en travée est : $M_{max} = pl^2 / 8$

-Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle porte suivant les deux sens (X et Y) ;

$$M_{0x} = \mu_x * pl^2_x = (M1 + J M2) q_{ser} (l_x * l_y)$$

$$M_{0y} = \mu_y * pl^2_y = (J M1 + M2) q_{ser} (l_x * l_y)$$

On suppose que le béton est non fissuré $\rightarrow J = 0.2$

$$q_{ser} = N_{ser} / S = 6521.67 / 359.6 = 18.14 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} = 0.1814 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} \quad J = 0.2$$

Détermination des moments

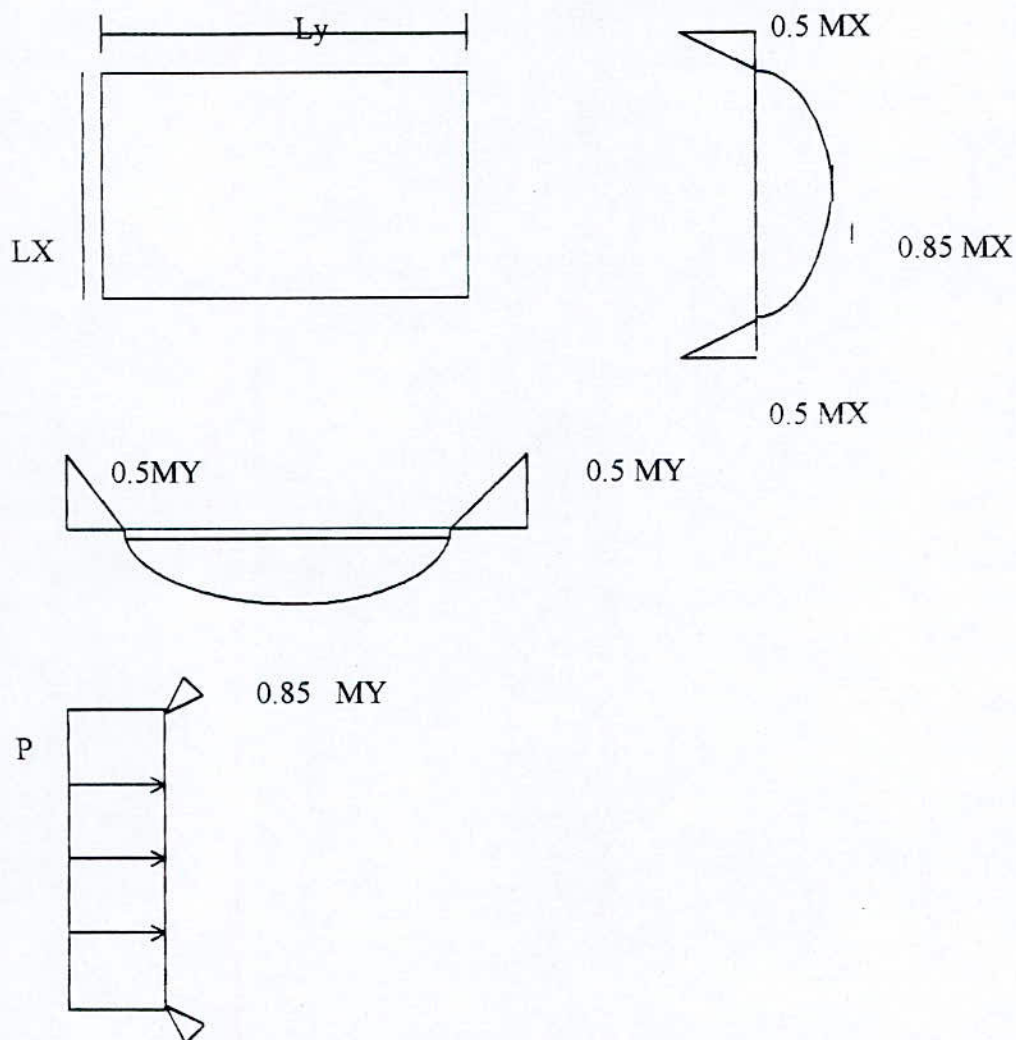
Panneaux	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_x (Mnm / ml)$	$M_y (Mnm / ml)$
1	1.53	3.55	0.43	0.108	0.315	0.046	0.014
2	3.55	3.96	0.89	0.055	0.812	0.126	0.102
3	1.72	3.65	0.47	0.102	0.355	0.055	0.019
4	3.385	3.55	0.95	0.058	0.778	0.121	0.094
5	2.68	3.55	0.75	0.068	0.463	0.088	0.041
6	2.95	4.085	0.72	0.068	0.463	0.107	0.049
7	1.15	1.5	0.77	0.068	0.463	0.059	0.027
8	2.19	2.95	0.74	0.068	0.463	0.059	0.027
9	3.55	4.655	0.76	0.068	0.463	0.155	0.072
10	3.515	3.55	0.99	0.044	1	0.098	0.098
11	2.95	3.55	0.83	0.058	0.778	0.092	0.071
12	3.34	3.55	0.94	0.048	0.903	0.097	0.088
13	2.95	3.515	0.84	0.058	0.778	0.092	0.071
14	2.95	4.365	0.67	0.08	0.53	0.126	0.067
15	3.55	4.365	0.81	0.063	0.710	0.144	0.102
16	3.55	3.55	0.01	0.044	1.00	0.101	0.101
17	1.53	2.95	0.52	0.098	0.373	0.042	0.155
18	1.98	2.95	0.67	0.08	0.53	0.057	0.030
19	2.95	5.16	0.57	0.092	0.420	0.145	0.061

b. Panneau de rive:

les moments les plus défavorables sont :

- sens porteur $M_x = 0,126 \text{ MN.m/ml}$

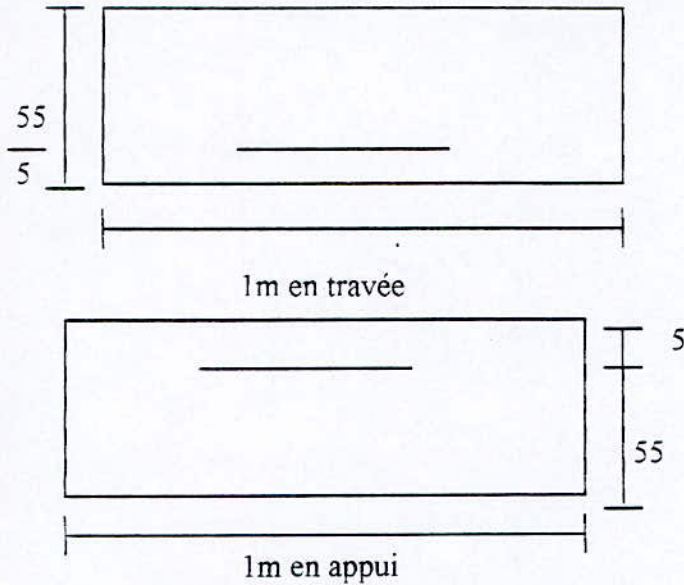
- sens répartisseur $M_y = 0,102 \text{ MN.m/ml}$



Répartition des moments

- sens porteur :
 - * en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x = 0.107 \text{ MN.m}$
 - * en appui : $M_{ax} = 0.5 M_x = 0.050 \text{ MN.m}$
- sens repartisseur :
 - * en travée : $M_{ty} = 0.85 M_y = 0.087 \text{ MN.m}$
 - * en appui : $M_{ay} = 0.5 M_y = 0.041 \text{ MN.m}$

radier sera ferraille par bande de 1.00^m



$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(3/2 f_e, 150 \text{ n}) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_r = 15 \overline{\sigma}_{bc} / 15 \overline{\sigma}_{bc} + \sigma'_s = 0.484$$

$$\text{Moment réduit } \mu_{rb} = \alpha_r / 2 (1 - \alpha_r / 3) = 0.203$$

moment résistant du béton :

$$M_{rb} = \mu_{rb} b * d^2 * \overline{\sigma}_{bc} = 0.021 \text{ MN.m}$$

Comparaison entre M_{rb} et M_{ser}

- Si $M_{rb} < M_{ser} \rightarrow A's \neq 0$

d'où

$$\overline{\sigma}_{sc} = 15 \overline{\sigma}_{bc} \left(\frac{\alpha_r - d'/d}{\alpha_r} \right) = 0.484$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\overline{\sigma}_{ser} (d-d')} \quad \text{et} \quad A_{s_{ser}} = \frac{M_{rb}}{d (1-\alpha_r/3)} + \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\overline{\sigma}_{ser} (d-d')}$$

- Si $M_{rb} > M_{ser} \rightarrow A's \neq 0$

d'où

$$z_r = d (1-\alpha_r/3) \quad \text{et}$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{z_i \sigma'_s}$$

Dans notre cas, on a : $M_{rb} > M_{ser} \rightarrow A's \neq 0$

$$z_r = d(1 - \alpha r/3) = 0.461 \text{ m}$$

- sens porteur :

$$* \text{ en travée : } A_s = 9.964 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA18 (10.174 cm}^2)$$

espacement de 20 cm

$$* \text{ en appui : } A_s = 4.529 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA14 (6.15 cm}^2)$$

espacement de 20 cm

- sens repartisseur :

$$* \text{ en travée : } A_s = 8.152 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA14 (9.24 cm}^2)$$

$$St = 18 \text{ cm}$$

$$* \text{ en appui : } A_s = 3.714 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA12 (4.52 cm}^2)$$

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

Section minimale donnée par la condition de non fragilité

$$A_s > 0.23 b * d * f_{t28} / f_c = 6.64 \text{ cm}^2$$

On a pour le sens repartisseur

$$6\text{HA14 (9.24 cm}^2)$$

Dans ce cas ; la condition est vérifiée

- Espacement limité

$$- \text{ Sens porteur } St_{\max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > e$$

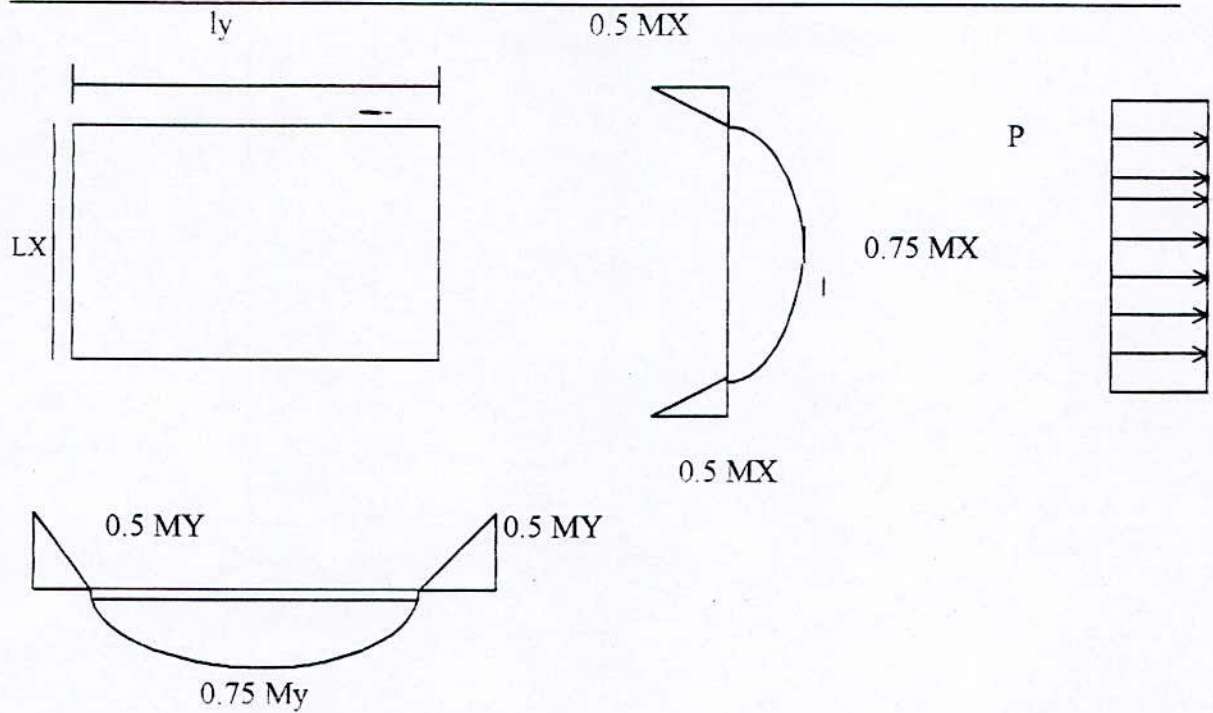
$$- \text{ Sens repartisseur } St_{\max} = \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > e$$

c. Panneau continu

Les moments les plus défavorables sont :

$$- \text{ sens porteur } M_x = 0.155 \text{ MN.m/me}$$

$$- \text{ sens repartisseur } M_y = 0.072 \text{ MN.m}^{\text{me}}$$



Répartition des moments

- sens porteur :

* en travée : $M_{tx} = 0.75 M_x = 0.116 \text{ MN.m}$

* en appui : $M_{ax} = 0.5 M_x = 0.73 \text{ MN.m}$

-sens repartisseur :

* en travée : $M_{ty} = 0.75 M_y = 0.054 \text{ MN.m}$

* en appui : $M_{ay} = 0.5 M_y = 0.036 \text{ MN.m}$

$M_{rb} > M_{ser} \rightarrow A'_{sser} \neq 0$

$z_r = 0.6761 \text{ m}$

- sens porteur :

* en travée : $A_s = 10.507 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}20 (12.56 \text{ cm}^2)$

$St = 20 \text{ cm}$

* en appui : $A_s = 7.065 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}16 (8.04 \text{ cm}^2)$

$St = 20 \text{ cm}$

-sens repartisseur :

* en travée : $A_s = 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}14 (6.15 \text{ cm}^2)$

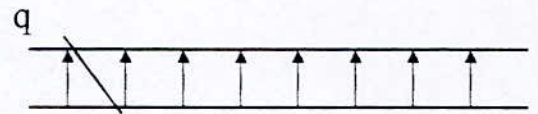
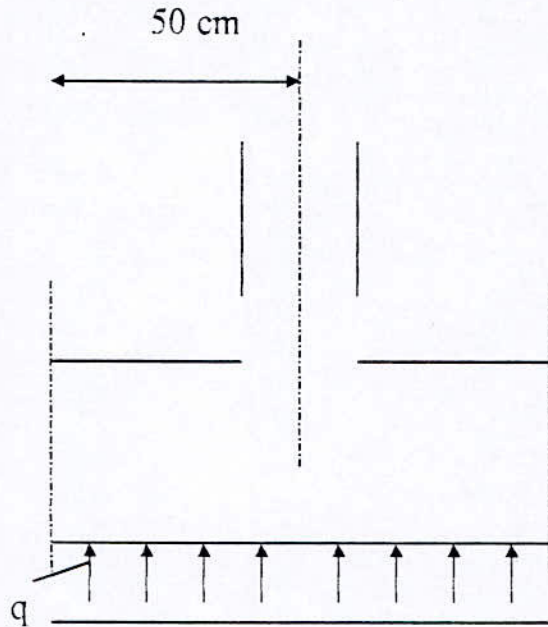
$St = 20 \text{ cm}$

* en appui : $A_s = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}12 (4.52 \text{ cm}^2)$

$St = 20 \text{ cm}$

d. Ferrailage du débordement du radier :

En général , on fait déborder le radier des voiles périphériques de manière que les réacteurs du sol soient mieux centrées sous les appuis et afin d'éviter que la terre ne soit chassé vers l'extérieur de l'assiette de fondation .



On prend une bande de 1 m

$$M = q l^2/2 = 18.14 * (0.5)^2/2 = 2.26 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 0.23 \text{ MN.m}$$

$$\alpha r = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_s/n} = \frac{15}{15 + 240/15} = 0.484$$

$$z_r = d (1 - \alpha r/3) = 0.55 (1 - 0.484/3) = 0.46 \text{ m}$$

$$z_r = 0.46 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \alpha r/3 (1 - \alpha r/3) * b * d^2 * \overline{\sigma_{bc}} = 2.19 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A's = 0$$

$$A_{s,ser} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} > 0.23 b * d * f_{t28} / f_c = 6.64 \text{ cm}^2$$

Pour le rebord , on prend 4HA16 (8.04 cm²).

CONCLUSION

Tous les ouvrages ou les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de façon à pouvoir résister, avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations et déformations prévues, pendant la période de construction et pendant la période d'utilisation et à pouvoir présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la durée de vie prévue pour l'ouvrage.

Le but du calcul est de garantir une sécurité convenable contre l'inaptitude de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments constructifs, à assurer l'usage auquel il était destiné.

Après avoir fait l'étude de tous les éléments structuraux et non structuraux, la résistance, la sécurité et l'économie sont les principaux critères qu'une structure doit vérifier du point de vue résistance et de sécurité, on peut dire que la bâtisse suit les normes prescrites.

Les structures complexes rendent leurs études plus difficiles et conduisent à une réalisation coûteuse. Il sera préférable de réaliser une structure simple et régulière.

Les évidences d'un problème ou d'une analyse n'empêchent pas de fonder dans l'étude de cette dernière dans le but de déterminer ces évidences en terme de valeurs et de pourcentage.

Structure en Voile (R+14+S.S)

c This is file r +14 written by spain on tue june 8 1997

c Units are Kn meters .

System

V=6 I=2

Joints

1	X=0	Y=0	Z=0	
16	X=0	Y=0	Z=42.00	g = 1,16,1

Restraints

1			r= 1,1,1,1,1,1
2	16	1	r= 0,0,1,1,1,0

Masses

c déclaration des masses

2	14	1	m=388,388,0,0,0,164,489
15			m=385,385,0,0,0,163,217
16			m=398,398,0,0,0,168,728

Frame

nm = 1

c déclaration des éléments

1	a=307.233	j=1083.582	i = 32.614,98.960	e= 321e4	g=123e4
---	-----------	------------	-------------------	----------	---------

c localisation des éléments

1	1	2	m=1,1,1	lp =3,0	g =14,1,1,1
---	---	---	---------	---------	-------------

spec

c spécification du spectre de réponse (RPA88)

s= .15 * .33 * 1.351 * 9.81 d= 1

Annexe : Fichier de donnée

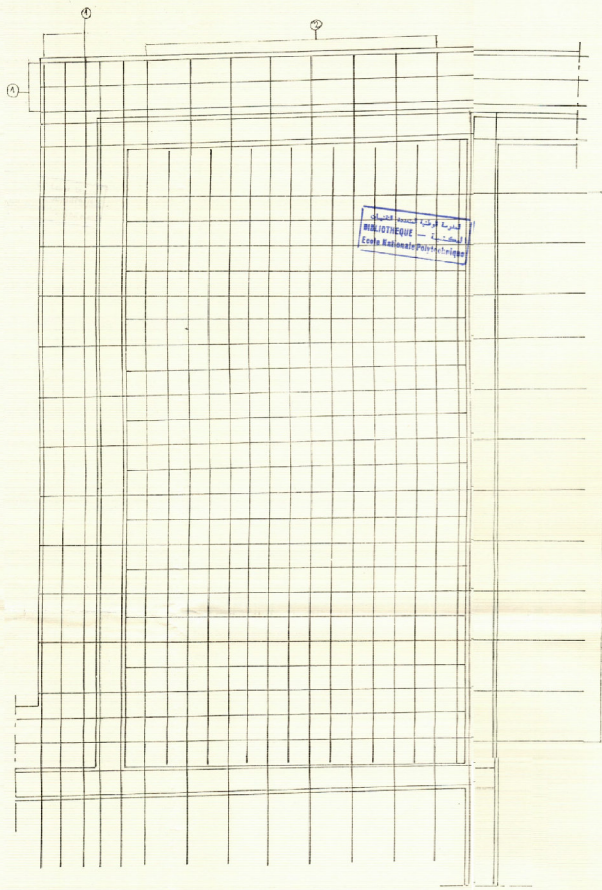
0.1	2.00	2.00
0.2	2.00	2.00
0.3	2.00	2.00
0.4	2.00	2.00
0.5	2.00	2.00
0.6	1.77	1.77
0.7	1.59	1.59
0.8	1.46	1.46
0.9	1.35	1.35
1.0	1.26	1.26
1.1	1.18	1.18
1.2	1.12	1.12
1.3	1.06	1.06
1.4	1.00	1.00
1.5	0.96	0.96
1.6	0.921	0.921
1.7	0.880	0.880
1.8	0.852	0.852
1.9	0.821	0.821
2.0	0.794	0.794

BIBLIOGRAPHIE

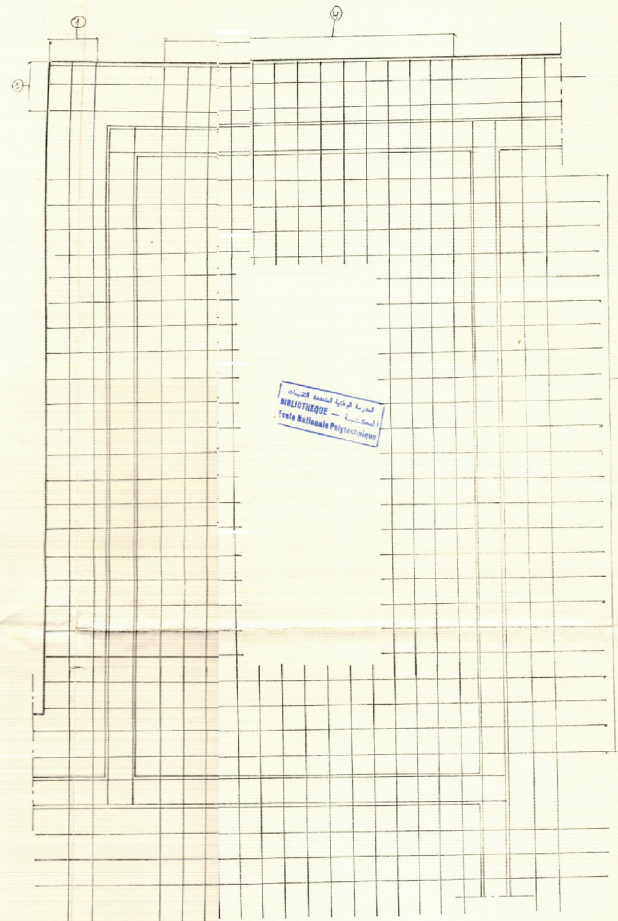
- [1] DTR B. C; « *Règles Parasismiques Algeriennes* »
RPA 88
- [2] M.DIVERS , « *Calculs des tours en beton armé* »
Edition Eyrolles 1977
- [3] M.BELAZOUGUI, « *Le béton armé aux états limites* »
Edition OPU 1989
- [4] M.BELAZOUGUI, « *Calcul des ouvrages en beton armé* »
Edition OPU 1991
- [5] E.WILSON , « *Logiciel SAP90* »,
CSF 1990.
- [6] P.CHARON , « *Calcul des ouvrages en beton armé suivant les regles B.A.E.L83* »
Edition Eyrolles 1983 .
- [7]A.CAPRA , V.DAVIDOVIC ,« *Calcul dynamique des structures en zones sismiques* »
, Edition Eyrolles 1984 ..
- [8] RILI , DAOUD, «*Conception , Calcul des structures soumises au seisme* »
Edition Eyrolles 1984.
- [9] SARL DIRASSAT , « *Guide pratique de SAP90* ».
- [10] N.V65 , « *règles neige et vents* »
Edition Eyrolles ..
- [11]TABLE DE BARRES , « *Calcul des dalles* »..
- [12]D.MAAMAR , D.ABDESSAMED , « *Etude automatique d'un tour (R+12+3ss contreventée par portique noyée centrale)* »
ENP 1996.
- [13]R.BOTICHE , H.Y.BAY AHMED « *Etude d'un batiment (R+15) contreventée par voile* »
ENP 1992.
- [14] A.S.ZEFFOUNI , « *Etude d'un immeuble tour (R+9) à structure mixte contreventée par voile* »
ENP1993.
- [15]M.ADJAMI ,B.MEDDEb ,« *Calcul de la superstructure d'un batiment tour (R+13) avec etude de l'interactive voiles-portique* » , ENP 1994.

RADIER

ECH: 1/20



nappe inférieure

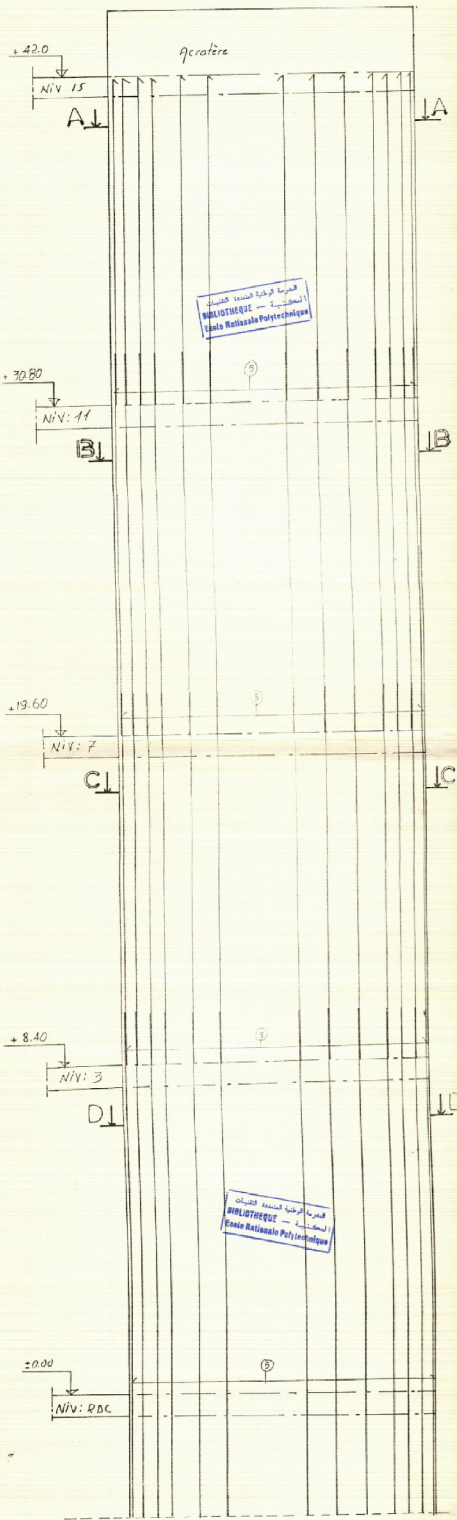


nappe supérieure

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
 INGENIEUR
 Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
 INGENIEUR
 Ecole Nationale Polytechnique

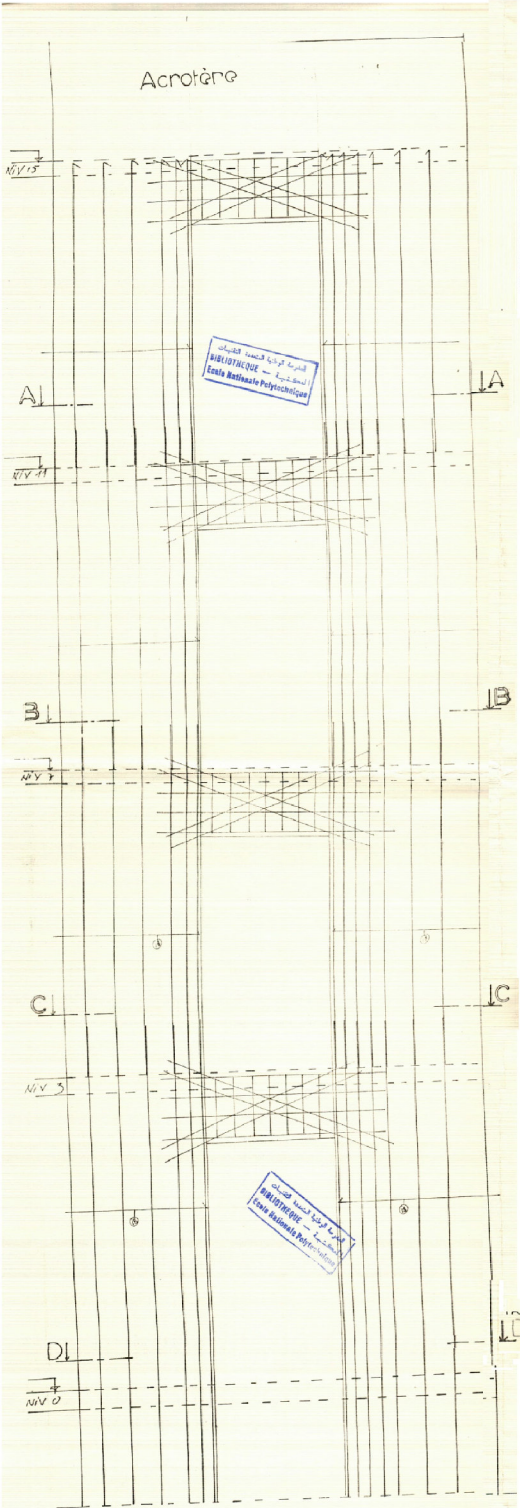
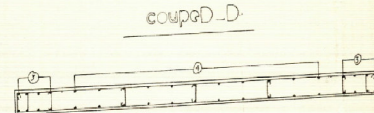
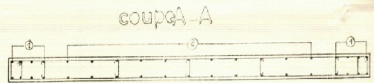
REF	Diametre (cm)	Espacement (cm)	Façonage (cm)
1	16	15	0.20 ————— 0.20
2	14	18	0.20 ————— 0.20 0.20 ————— 0.20
3	18	20	0.20 ————— 0.20 0.20 ————— 0.20
4	14	18	0.20 ————— 0.20 0.20 ————— 0.20 0.20 ————— 0.20
5	14	20	0.20 ————— 0.20 0.20 ————— 0.20



VT2

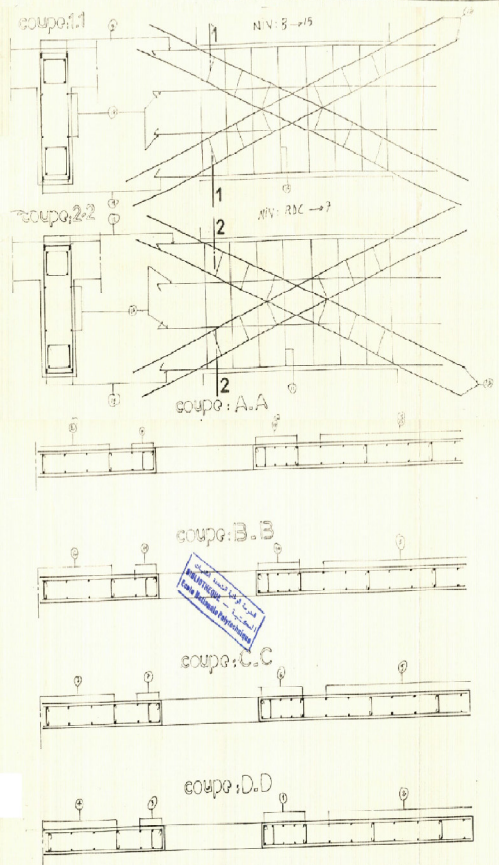
ECH: 1/20

Ref	Diamètre (mm)	Espacement (cm)	Longueur (cm)	Ta couvrage (cm)
1	12	12.5	11.45	11.20
2	12	25	11.35	11.20
3	46	12.5	12.95	12.95
4	46	25	12.95	12.95
5	8	25	7.10	3.6
6	12	25	11.60	11.60
7	12	12.5	11.20	11.60



VL6

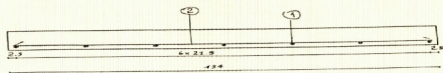
ECH: 1/10



ECH: 1/20

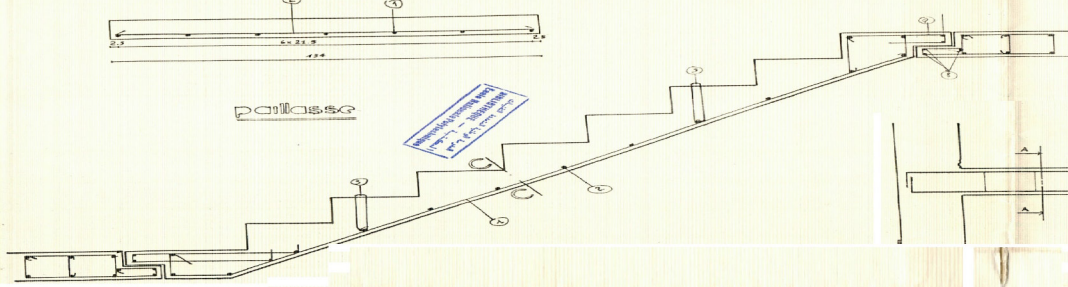
REF	Diamètre (mm)	Espacement (cm)
1	25	10
2	25	20
3	20	12.5
4	20	25
5	20	20
6	20	10
7	46	12.5
8	46	25
9	14	25
10	14	12.5
11	12	12.5
12	12	25
13	12	25
14	12	12.5
15	6	5
16	10	20
17	14	13
18	6	15
19	8	16

coupe: C-C

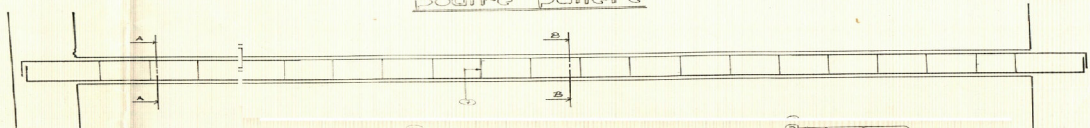


palisse

ESCALIER ECH: 1/10



poutre paliere

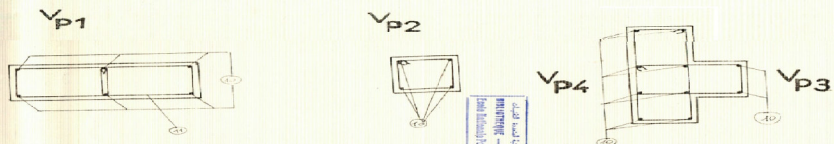


coupe: A-A

coupe: B-B

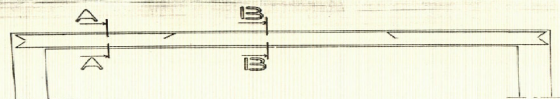
REF	Diamètre (mm)	Espacement (cm)	Façonage (cm)
1	10	21.5	2.50
2	6	25	2.50
3	8	—	2.50
4	10	13	2.50
5	8	13	2.50
6	6	13	2.50
7	6	13	2.50
8	6	13	2.50
9	12	16	2.50
10	6	18	2.50

voiles poteaux ECH: 1/10

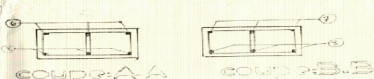


POUTRES NOYÉES

ECH: 1/20

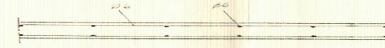
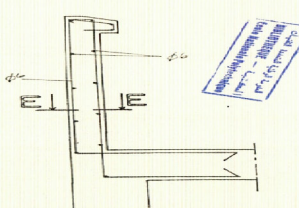
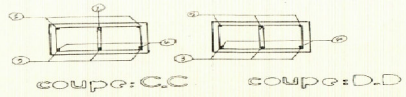
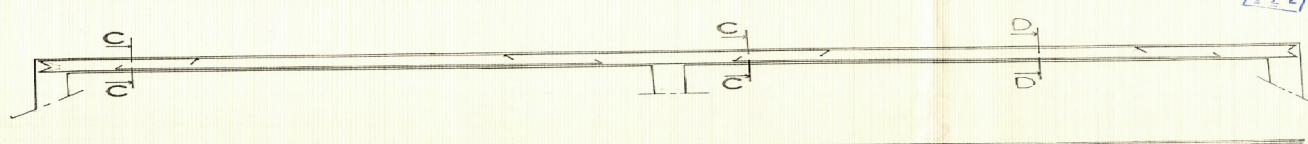


ECH: 1/10



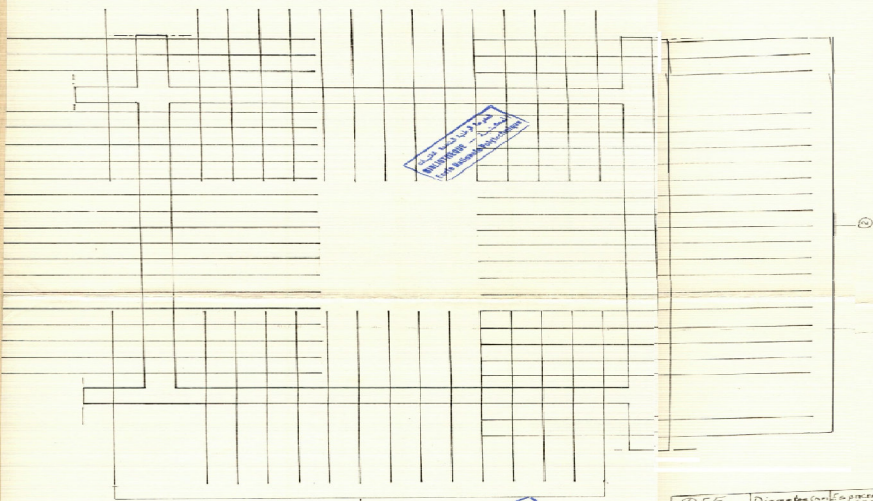
REF	Diamètre (mm)	Espacement (cm)	Façonage (cm)
1	14	20	2.50
2	12	—	2.50
3	12	13	2.50
4	14	26	2.50
5	6	13	2.50
6	14	13	2.50
7	6	13	2.50
8	10	13	2.50

ACROTERE ECH: 1/10



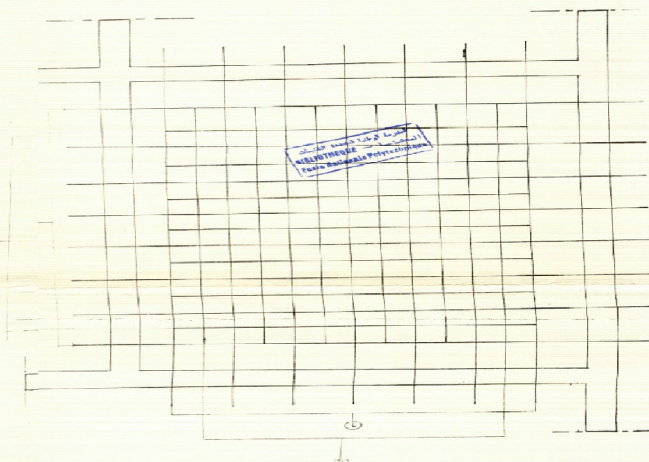
DALLE CONTINUE

ECH: 1/20



nappe supérieure

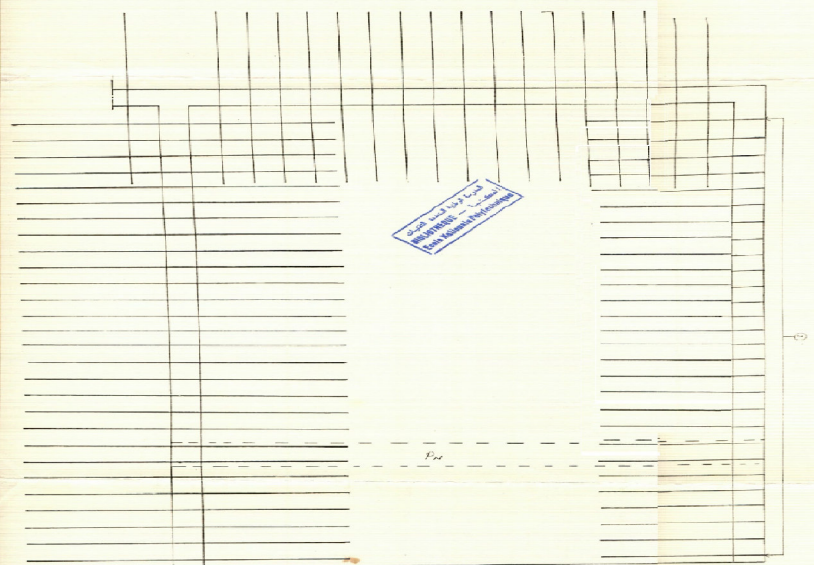
REF	Diamètre (cm)	Espacement (cm)	FAÇONNAGE (m)	
1	6	20	12	240
2	6	20	12	240
3	6	30	12	360
4	6	20	12	240



nappe inférieure

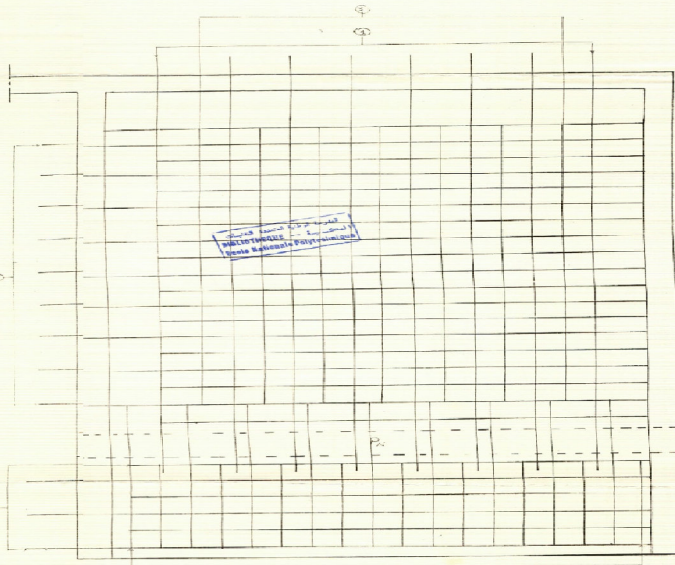
DALLE DE RIVE

ECH: 1/20



nappe supérieure

REF	Diamètre (cm)	Espacement (cm)	FAÇONNAGE (m)	
1	6	20	12	240
2	6	20	12	240
3	6	30	12	360
4	8	30	12	360
5	8	30	12	360



nappe inférieure