

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE / DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

Laboratoire G.S.D.S

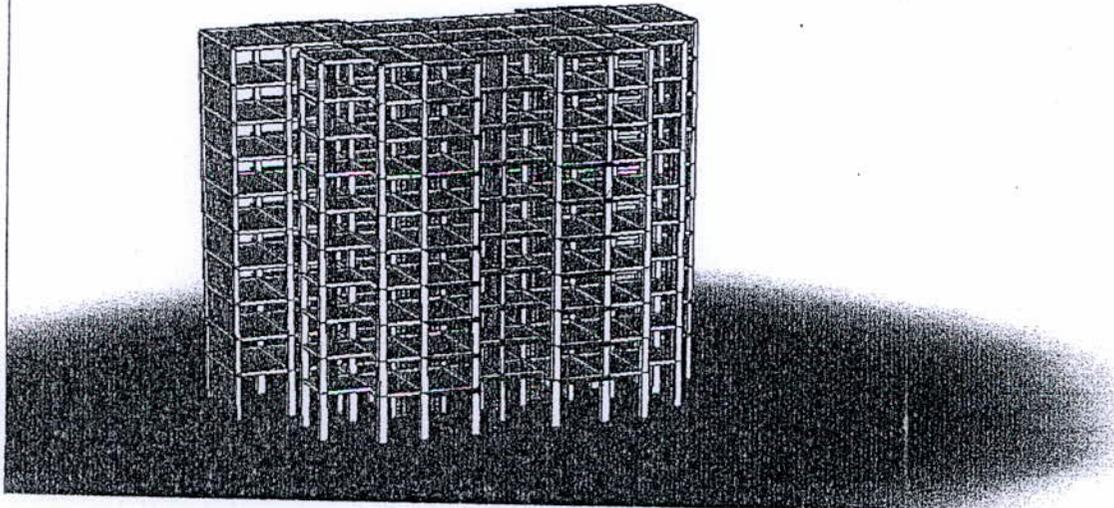
P0011/  
/05A

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT TOUR R+9  
avec SOUS-SOL



Proposé par

CTC centre agence AADL

Etudié par :

M<sup>f</sup> AZZI REDOUANE.  
M<sup>elle</sup> ALEM NESRINE DALLEL.

Dirigé par :

M<sup>ME</sup> CHERID.  
M<sup>ME</sup> MOHABEDDINE.

Promotion : 2005

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE / DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

Laboratoire G.S.D.S

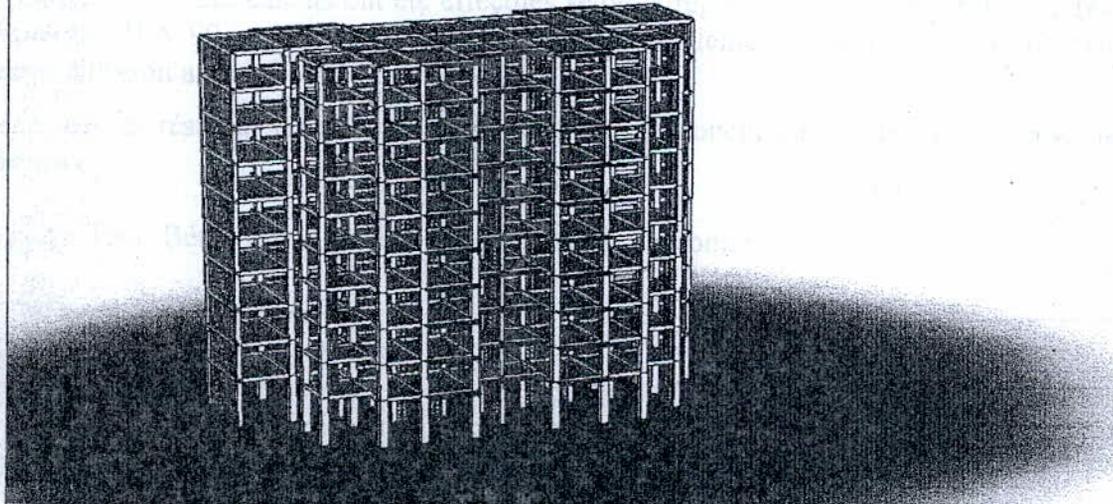
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT TOUR R+9**

avec **SOUS-SOL**



Proposé par

CTC centre agence AADL

Etudié par :

M<sup>f</sup> AZZI REDOUANE.  
M<sup>elle</sup> ALEM NESRINE DALLEL.

Dirigé par :

M<sup>ME</sup> CHERID.  
M<sup>ME</sup> MOHABEDDINE.

Promotion : 2005

## Remerciements

*Nous tenons à présenter nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés et dirigés et orienté dans la réalisation de ce travail. Nous citons en particulier:*

- *Le personnel et les ingénieurs contrôleurs du CTC centre à leur tête le président directeur générale de l'organisme Monsieur Mohamed Chérif pour l'accueil qu'il a bien voulu nous réserver au sein de l'entreprise.*
- *Au personnel du CTC centre agence AADL à leur tête le directeur d'agence Monsieur Oucherif Mohamed Ouali pour leur accueil chaleureux cordiale et leur immense contribution.*
- *A Mademoiselle Ben Salma Leila pour son aide et ses conseils précieux ainsi que sa disponibilité qui ont permis l'accomplissement de ce travail.*
- *A nos professeurs de l'école nationale polytechnique pour les connaissances et le savoir éclairées qu'il nous ont prodigué tout le long de notre cursus universitaire.*
- *A Madame Cherid et Madame Mohabeddine pour l'aide et orientations précieuses qu'elles ont constamment manifesté pour la concrétisation de notre objectif.*
- *Aux membres du jury, dont l'esprit d'équité ne manquera pas pour l'évaluation objective de ce modeste travail.*

*A toutes et a tous, nous les prions de trouver ici toutes nos excuses, nos vifs remerciements et toute notre gratitude.*

*Les Auteurs, étudiants de 5<sup>o</sup> année:  
Melle. Alem Nesrine et M. Azzi Redouane*

## Dédicaces

### De Redouane:

- *A mes chers parents pour leur présence chaleureuse, leur aide et leur soutien indéfectible.*
- *A mon frère et à mes sœurs pour leur compréhension et leur patience.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis pour leur sympathie et amitié.*

*Je leurs dédie ce modeste travail*

## Dédicaces

### De Nesrine:

- *A mes très chers parents pour leurs sacrifices et encouragements permanents.*
- *A mes très chers frères qui ont toujours cru en moi et qui m'ont toujours soutenue.*
- *A tous mes amis spécialement Sarah pour sa sincérité et pour notre vraie et longue amitié.*
- *A tous ceux qui m'aiment.*

## Sommaire

Chapitre 0	: Préambule	
Chapitre I	: Introduction générale.	1
I-1	: Présentation générale	1
I-2	: Présentation de l'ouvrage.	2
I-3	: Caractéristiques géométrique du bâtiment	2
Chapitre II	: Caractéristiques des matériaux et définition des actions et sollicitations	5
II-1	: Introduction	5
II-2	: Caractéristiques mécaniques du Béton.	5
II-3	: Caractéristiques mécaniques d'Acier.	8
II-4	: Actions et sollicitations.	9
Chapitre III	: Prédimensionnement et évaluation des charges et surcharges.	11
III-1	: Evaluation des charges et surcharges.	11
III-2	: Prédimensionnement des éléments structuraux.	12
Chapitre IV	: Calcul du ferrailage des éléments secondaires	18
IV-1	: Calcul de l'Acrotère.	18
IV-2	: Calcul des Balcons.	23
IV-3	: Calcul du plancher Dalle pleine.	27
IV-4	: Calcul des Escaliers.	33
IV-5	: Calcul des Poutrelles.	43
Chapitre V	: Caractéristiques de la structure.	52
V-1	: Détermination du poids de la structure.	52
V-2	: Caractéristique géométrique de la structure.	55
Chapitre VI	: Etude au vent.	65
VI-1	: Introduction.	65
VI-2	: Caractéristiques géométrique du bâtiment	65
VI-3	: Calcul de l'action parallèle à la direction du vent.	65
Chapitre VII	: Etude sismique.	70
VII-1	: Introduction.	70
VII-2	: Caractéristiques de la structure.	70
VII-3	: Calcul de la force sismique.	71
VII-4	: Calcul des efforts sismiques avec la méthode de Rayleigh.	74
Chapitre VIII	: Etude dynamique calcul par logiciel Robot Millennium.	79
VIII-1	: Introduction.	79
VIII-2	: Note de calcul du logiciel.	81
VIII-3	: Interprétation des résultats.	89
VIII-4	: Comparaison des résultats analytiques avec les résultat numériques.	90
Chapitre IX	: Calcul du ferrailage des éléments de structure et vérification.	92
IX-1	: Ferrailage des Poteaux.	92
IX-2	: Ferrailage des Voiles du rez de chaussée.	95
IX-3	: Ferrailage des Poutres et des Chaînages	105
IX-4	: Etudes des fondations.	114
IX-5	: Calcul du voile périphérique.	134
Chapitre X	: Conclusion générale	136
Chapitre XI	: Annexes	138

المدسة الوطنفة المنعدة الففنفاف  
BIBLIOTHEQUE — المكنففة  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE - I -

INTRODUCTION GENERALE

## **I-1 Présentation générale:**

Les désordres et conséquences fâcheuses engendrés par les catastrophes naturelles en général et les séismes en particulier ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des bâtiments est devenue indispensable.

Ainsi, la satisfaction des normes et des exigences en matière de sécurité dans la conception parasismique des structures et ouvrages de Génie Civil doit prendre en considération:

- Une bonne reconnaissance du sol avec une étude géotechnique adéquate.
- Le dimensionnement parasismique du bâtiment selon les règles Algériennes RPA99/v2003.
- L'utilisation des matériaux de construction de bonne qualité et d'une résistance fiable.
- Le jugement de l'Ingénieur concepteur.

C'est pourquoi, ce travail de fin d'étude se veut être une approche méthodologique et pédagogique dans l'étude et la conception du projet proposé à savoir le calcul d'une tour R+9 avec sous sol.

Le développement du contenu du mémoire consiste en premier lieu à exposer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En second lieu, est abordé l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être subies par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) constituant le bâtiment et de déterminer le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, balcons, acrotère... etc.).

En suite, on a entamé l'étude sismique du bâtiment, d'abord par un calcul analytique utilisant la méthode statique équivalente donnée par le RPA et la méthode de Rayleigh.

Puis, on a effectué un calcul numérique utilisant le logiciel ROBOT, afin de parvenir au dimensionnement de la structure.

Cette étude est complétée par une comparaison entre les résultats numériques et les résultats analytiques.

Le logiciel ROBOT utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de structure.

A partir des efforts calculés par le logiciel ROBOT et qui sont donnés en annexes nous avons pu déterminer le ferrailage des différents éléments de la structure.

Enfin, l'étude s'est achevée par des conclusions et recommandations dans le but d'améliorer la conception et le comportement global de l'ouvrage.

## **I-2 Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage objet de la présente étude est un bâtiment tour de R+9 avec sous sol et à usage multiple (habitations, commerces et bureaux). Il rentre dans le cadre d'un programme de 1388 logements location vente (AADL) implanté à Ain - Malha commune de Gué de Constantine wilaya d'Alger.

La région d'Alger est classée zone III par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 selon ce même règlement.

Ce Bâtiment est composé de :

- Sous sol réservé aux vides sanitaires.
- R.D.C réservé aux commerces.
- 1<sup>er</sup> étage réservé aux bureaux.
- 08 niveaux réservés aux logements.

Chaque niveau comporte 4 logements (2F3 et 2F4) avec une communication verticale par un escalier et un ascenseur. (Voir Fig. 1).

La terrasse est de type inaccessible (sauf pour entretien) avec un système d'étanchéité de type multicouche avec forme de pente en béton et une isolation thermique en liège.

## **I-3 Caractéristiques géométriques du bâtiment:**

Le bâtiment est de forme sensiblement rectangulaire avec des décrochements en plan qui restent dans les limites admissibles du RPA 99 version 2003.

Les dimensions en plan sont :

- longueur 34,70 mètres.
- largeur 15,40 mètres.

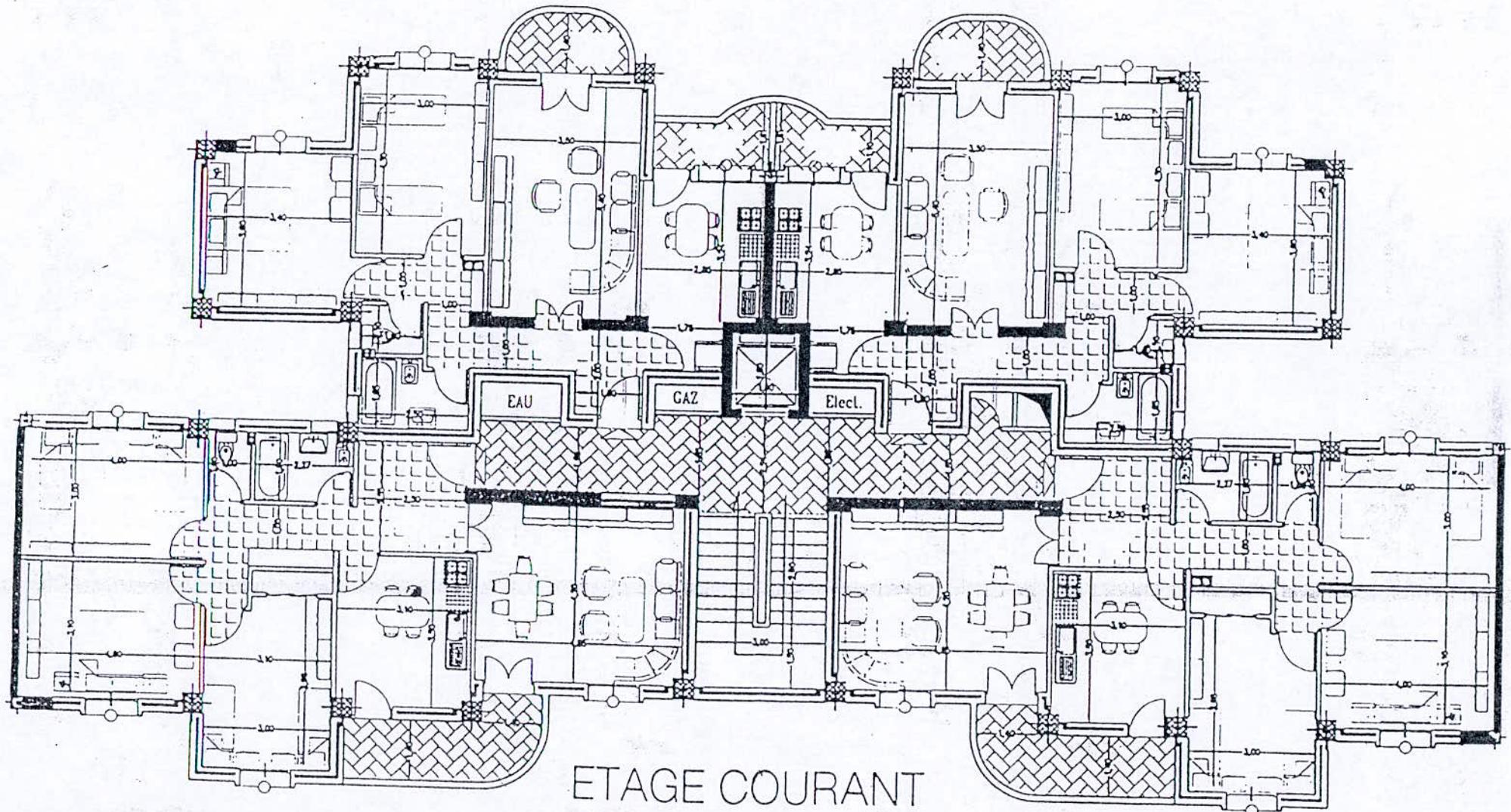
La surface totale du bâtiment (niveau sous-sol) est de 466 m<sup>2</sup> avec une hauteur totale de 31 mètres par rapport au niveau du sol.

La structure du bâtiment est constituée par une ossature mixte (portiques-voiles) et un système de fondation superficielle sur radier général ancré dans le sol à 3 mètres de profondeurs par rapport au niveau du terrain naturel.

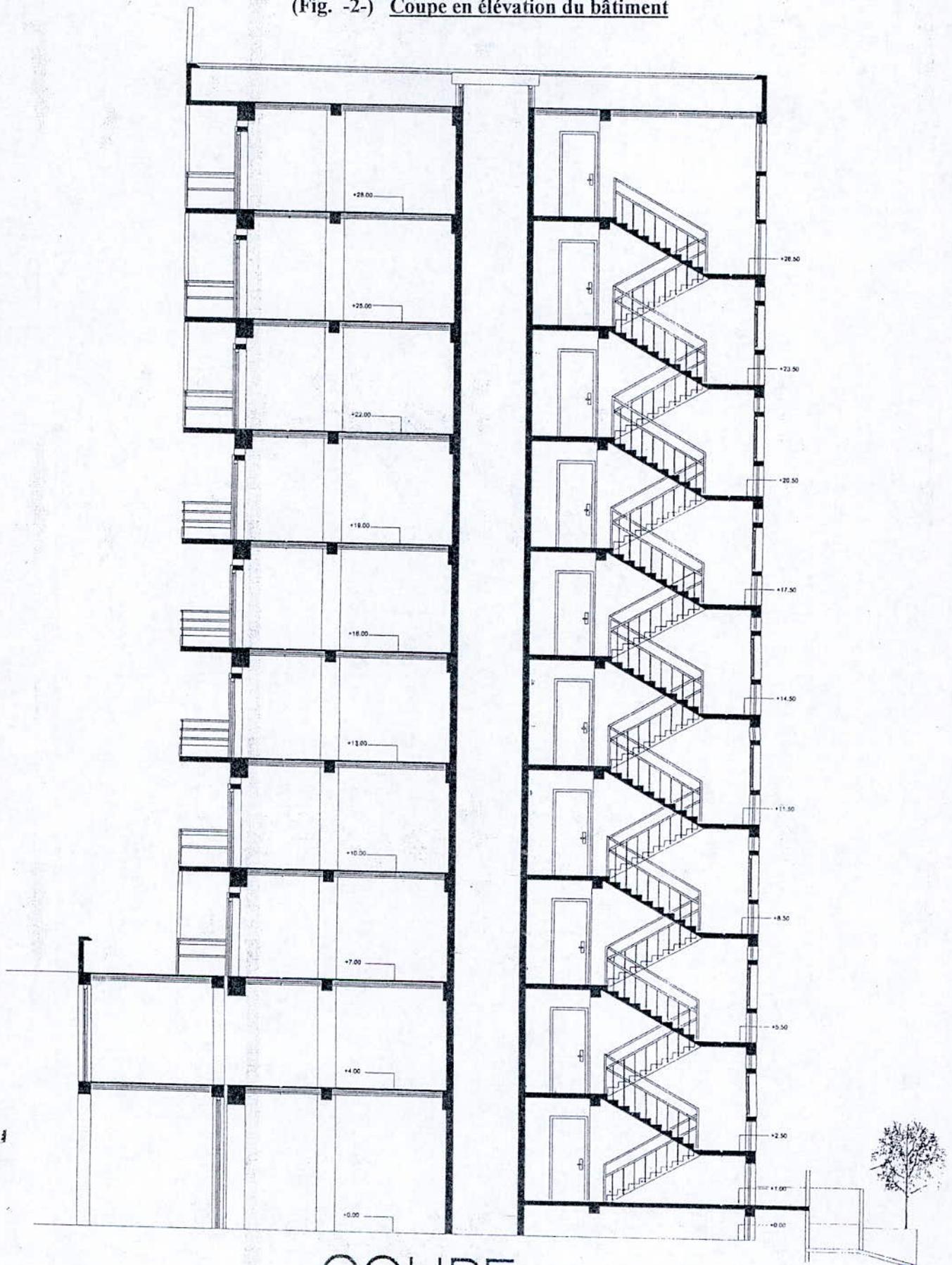
La hauteur d'étages est de 2 mètres pour le sous sol, 4 mètres pour le RDC et 3 mètres pour les niveaux supérieurs.

(Fig. -1-) Vue en plan étage courant

# PROJETS DE 1388 Logts Location vente à AIN MELHA



(Fig. -2-) Coupe en élévation du bâtiment



# COUPE

A.A.D.L

C.S.C.E.C.

PROJET : 1388Logts Location vento  
à AIN-MELHA Gué De Constantine

TYPE C (R+9)

M. S. K&N

ECHELLE	1/100
DATE	02/03/20

CHAPITRE - II -

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX  
DEFINITION DES ACTIONS ET SOLLICITATIONS

## II-1 Introduction:

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91) à savoir :

## II-2- Caractéristiques mécaniques du béton :

### - Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$  [4]

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon CBA 91) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

### - Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPA, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPA [4].

### Résistance minimale du béton:

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être égale:

- 15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence.
- 12 MPA lorsque l'on utilise des aciers lisses.

L'article (7.2.1) du RPA 99 version 2003 est plus sévère en ce qui concerne la résistance minimale du béton et recommande la valeur de 20 MPA pour  $f_{c28}$  et une valeur maximum de 45 MPA.

### **- Modules de déformation longitudinale :**

#### Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  [4] est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

#### Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  (exprime en MPA).

### **- Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson [4] est pris égal à :

- 0,2 pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

### **- Etats limites :**

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes [4].

### **- Contraintes à l'état limite ultime :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$  cas d'actions courantes.

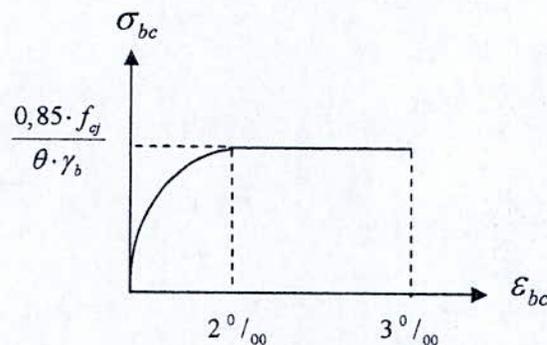
$\gamma_b = 1,15$  cas d'actions accidentelles.

$\theta = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera :  $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$



**Fig. II.1.**  
Diagramme Déformation -Contrainte  
du béton

- la contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

- la contrainte limite de service :

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{bc} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

### II-3- Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Les nuances d'aciers utilisées dans le projet sont :

- aciers ronds lisses	Fe E24	fe = 240 MPA.
- aciers haute adhérence	Fe E40	fe = 400 MPA.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  [4] est pris égal à 200.000 MPA

#### - Diagramme contrainte – déformation :

- Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable [4].

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

$$\zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \text{ allongement unitaire de l'acier}$$

- Contrainte limite de service :

- fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.
- Fissuration préjudiciable :

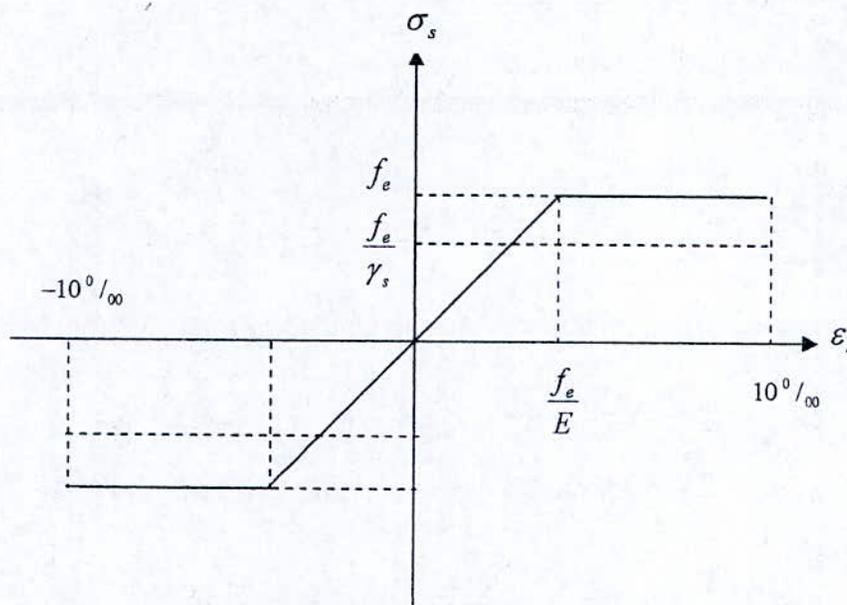
$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{yt}} \right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_y}\right) \text{ MPA.}$$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration dont la valeur est:

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$



**Fig.II.2**  
Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier

#### II-4- Actions et sollicitations :

##### Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis) [4].

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges séismiques.

### Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

### Sollicitations de calcul :

- à l'état limite ultime ELU :

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q.$$

- à l'état Limite de Service ELS :

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_s = G + Q$$

### Sollicitations sismiques:

- Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003:
  - $G + Q + E$ .
  - $0,8 \times G \pm E$ .
  - $G + Q + 1,2 E$  Pour le cas des poteaux dans les ossatures auto stable

Chapitre - III -

PREDIMENSIONNEMENT

Evaluation des charges et surcharges

Dimensionnement des éléments

### III-1 évaluation des charges et surcharges :

Pour l'évaluation des charges et surcharges, il convient de préciser que les planchers sont constitués de dalles en corps creux et de dalles pleine. Ces dernières sont disposées dans les balcons et les paliers d'escaliers. (Voir fig. 3 coffrage planchers étages courants).

On note :

- G : poids des charges permanentes.
- Q : poids des surcharges d'exploitations.
- $\rho_b$  : masse volumique du béton.

#### III-1-1 Plancher terrasse :

- gravillons roulés ép : 5cm.	80 kg/m <sup>2</sup> .
- étanchéité multicouche.	12 kg/m <sup>2</sup> .
- forme de pente en béton ép. moy. 12 cm	286 kg/m <sup>2</sup> .
- isolation thermique en liège 2 cm.	1,6 kg/m <sup>2</sup> .
- plancher corps creux (16+5) cm.	290 kg/m <sup>2</sup> .
- finition plâtre ép : 2cm.	30 kg/m <sup>2</sup> .
- Total	G = 700 kg/m <sup>2</sup> .

#### III-1-2 Planchers étages courants :

- poids du plancher corps creux (16+5) cm.	290 kg/m <sup>2</sup> .
- lit de sable ép : 2 cm	36 kg/m <sup>2</sup> .
- chape de mortier	40 kg/m <sup>2</sup> .
- revêtement carrelage granito.	44 kg/m <sup>2</sup> .
- finition plâtre 2 cm.	30 kg/m <sup>2</sup> .
- cloisons de distribution	100 kg/m <sup>2</sup> .
- Total.	G = 540 kg/m <sup>2</sup> .

#### III-1-3 Planchers étages dalle pleine :

- poids propre du plancher ép : 15 cm.	375 kg/m <sup>2</sup> .
- lit de sable ép : 2 cm	36 kg/m <sup>2</sup> .
- chape de mortier	40 kg/m <sup>2</sup> .
- revêtement carrelage granito.	44 kg/m <sup>2</sup> .
- cloisons de distribution.	100 kg/m <sup>2</sup> .
- finition plâtre 2 cm.	30 kg/m <sup>2</sup> .
- Total.	G = 625 kg/m <sup>2</sup> .

#### III-1-4 Murs extérieurs :

- enduit en deux couches.	2 × 35 kg/m <sup>2</sup> .
- poids du mur a deux cloisons.	2 × 900 × 0,1 kg/m <sup>2</sup> .
- Total	G = 250 kg/m <sup>2</sup> .

### III-1-5 Surcharges d'exploitation :

D'après [3] on a :

- Logements. 150 kg/m<sup>2</sup>.
- Bureaux. 250 kg/m<sup>2</sup>.
- Commerce. 500 kg/m<sup>2</sup>.
- Balcons. 350 kg/m<sup>2</sup>.
- Terrasse. 100 kg/m<sup>2</sup>.

### III-2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

#### III-2-1 Poteaux :

Les poteaux seront affectés par les surfaces de plancher qu'ils supportent (surfaces d'influences) et en leurs soumettant toutes les charges et surcharges coexistantes.

Pour le pré dimensionnement on considère le poteau le plus sollicité au niveau du rez de chaussée et on procède à la descente de charge.

La surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité est égale à 12,5 m<sup>2</sup> (Poteau axe E3 de la fig.3.).

On utilisera les notations suivantes:

- S : surface de l'élément en béton.
- l : portée de la poutre considéré.
- h : hauteur du poteau considéré.
- $\rho_b$  : masse volumique du béton.

#### Terrasse :

- poids du plancher revenant au poteau :

$$G \times S = 12,5 \times 0,7 \text{ t} = 8,75 \text{ t.}$$

- poids des poutres longitudinales revenant au poteau :

$$S \times l \times \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,25 \times 2,5 = 0,86 \text{ t.}$$

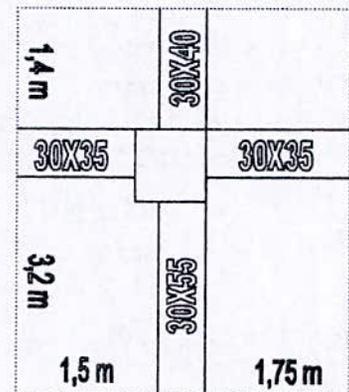
- poids des poutres transversales revenant au poteau :

$$B \times h \times l = (0,3 \times 0,55 \times 3,2 + 0,3 \times 0,4 \times 1,4) \times 2,5 = 1,74 \text{ t.}$$

- poids de l'acrotère revenant au poteau : S.h.  $\rho_b$

$$S \times h \times \rho_b = (1,75 + 1,4) \times 0,17 = 0,54 \text{ t.}$$

$$\text{Somme : } N_0 = 11,89 \text{ t.}$$



**Fig.III.1.**  
Schéma statique de la surface d'influence du poteau le plus sollicité

Étage courant :

- poids du plancher revenant au poteau :

$$G \times S = 12,5 \times 0,54 t = 6,75 t.$$

- poids des poutres longitudinales revenant au poteau :

$$S \times l \times \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,25 \times 2,5 = 0,86 t.$$

- poids des poutres transversales revenant au poteau :

$$B \times h \times l = (0,3 \times 0,55 \times 3,2 + 0,3 \times 0,4 \times 1,4) \times 2,5 = 1,74 t.$$

- poids des cloisons revenant au poteau :

$$S \times h \times \rho_b = (1,75 + 1,5 + 3,2 + 1,4) \times 0,25 = 5,9 t.$$

$$\text{Somme : } N_1 = 15,25 t.$$

Poids propre du poteau :

Etant donnée l'importance et les dimensions du bâtiment on considère une section forfaitaire du poteau égale a  $0,50 \times 0,50$ .

$$D'où \text{ poids des poteaux : } Pt = S \times h \times \rho_b \quad \text{avec : } \begin{cases} S : \text{section du poteau.} \\ h : \text{hauteur du poteau.} \\ \rho_b : \text{masse volumique du béton.} \end{cases}$$

$$Pt = (0,5 \times 0,5 \times 2,5) \times (3 \times 9 + 4) = 19,4 t.$$

Poids total qui revient au poteau :

$$N = 19,4 + 9 \times N_1 + N_0 \Rightarrow N = 169 t.$$

Charges d'exploitation :  $Q \times S$

- Charge d'exploitation de la terrasse :

$$Q \times S = Q_0 = 0,1 \times 12,5 \Rightarrow Q_0 = 1,25 t.$$

- Charge d'exploitation de l'étage courant :

$$Q \times S = Q_1 = 0,15 \times 12,5 \Rightarrow Q_1 = 1,88 t.$$

- Charge d'exploitation du rez de chaussée :

$$Q \times S = Q_{RDC} = 0,25 \times 12,5 \Rightarrow Q_{RDC} = 3,13 \text{ t.}$$

$$Q = Q_0 + \frac{8+h}{2} \times Q_1 + Q_{RDC} \Rightarrow Q = 14,7 \text{ t.}$$

Détermination de la section du poteau RDC :

$$N_u = 1,35 \times N + 1,5 \times Q \Rightarrow N_u = 250,23 \text{ t.}$$

$$\text{On a } N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $B_r$  : section réduite du poteau.
- $A$  : section d'acier comprimé.
- $\lambda$  : élancement mécanique.
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$$\text{On prend } A = 0. \quad ; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$\text{D'ou } N_u \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}.$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \text{ et } l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\text{On a pris } (a = 50 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} \lambda = 19,4. \\ \alpha = 0,8. \end{cases}$$

$$\text{Donc } B_r \geq N_u \times \frac{0,9 \times \gamma_b}{\alpha \times f_{c28}} \Rightarrow B_r \geq 0,17.$$

$$B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a \geq 0,43 \text{ m.}$$

Alors on prend une section de  $55 \times 55 \text{ cm}^2$  au rez de chaussée, et une section de  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  au 1<sup>er</sup> étage puis on applique une dégression de 5cm de chaque coté du poteau à chaque fois qu'on monte de 3 étages.

### III-2-2 Voiles :

D'après le RPA 99 Version 2003 l'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm. De plus l'épaisseur ( $e$ ) doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ( $h$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\begin{cases} \text{Min}(e) \geq \frac{h}{20} \\ e \geq \text{Max} \left( \frac{h}{25}; \frac{h}{22}; \frac{h}{20} \right) \end{cases}$$

Pour le rez de chaussée  $h = 4 \text{ m}$ .

$$\text{D'où} \begin{cases} \text{Min}(e) \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \\ e \geq \text{Max} \left( \frac{400}{25} = 16; \frac{400}{22} = 18; \frac{400}{20} = 20 \right) \end{cases}$$

On prend donc  $e = 20 \text{ cm}$ .

Pour l'étage courant  $h = 3 \text{ m}$ .

$$\text{D'où} \begin{cases} \text{Min}(e) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \text{Max} \left( \frac{300}{25} = 12; \frac{300}{22} = 13; \frac{300}{20} = 15 \right) \end{cases}$$

On prend donc  $e = 15 \text{ cm}$ .

Afin d'augmenter la rigidité et la sécurité de notre bâtiment Vis-à-vis du séisme on a préféré maintenir une épaisseur des voiles constante de 20 cm jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage.

### III-2-3 Poutres :

A – Poutres porteuses : elles doivent vérifier les conditions suivantes [2] :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4,0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \frac{L_{\text{Max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{Max}}}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,8 \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} h : \text{hauteur de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée de la poutre} \end{cases}$$

La portée des poutres varie de 6,4m à 4m

$$\text{D'où : Pour } L \geq 6 \text{ m on prend } \begin{cases} h = 55 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } 4 \text{ m} \leq L \leq 6 \text{ m on prend } \begin{cases} h = 45 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } L < 4 \text{ m on prend } \begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

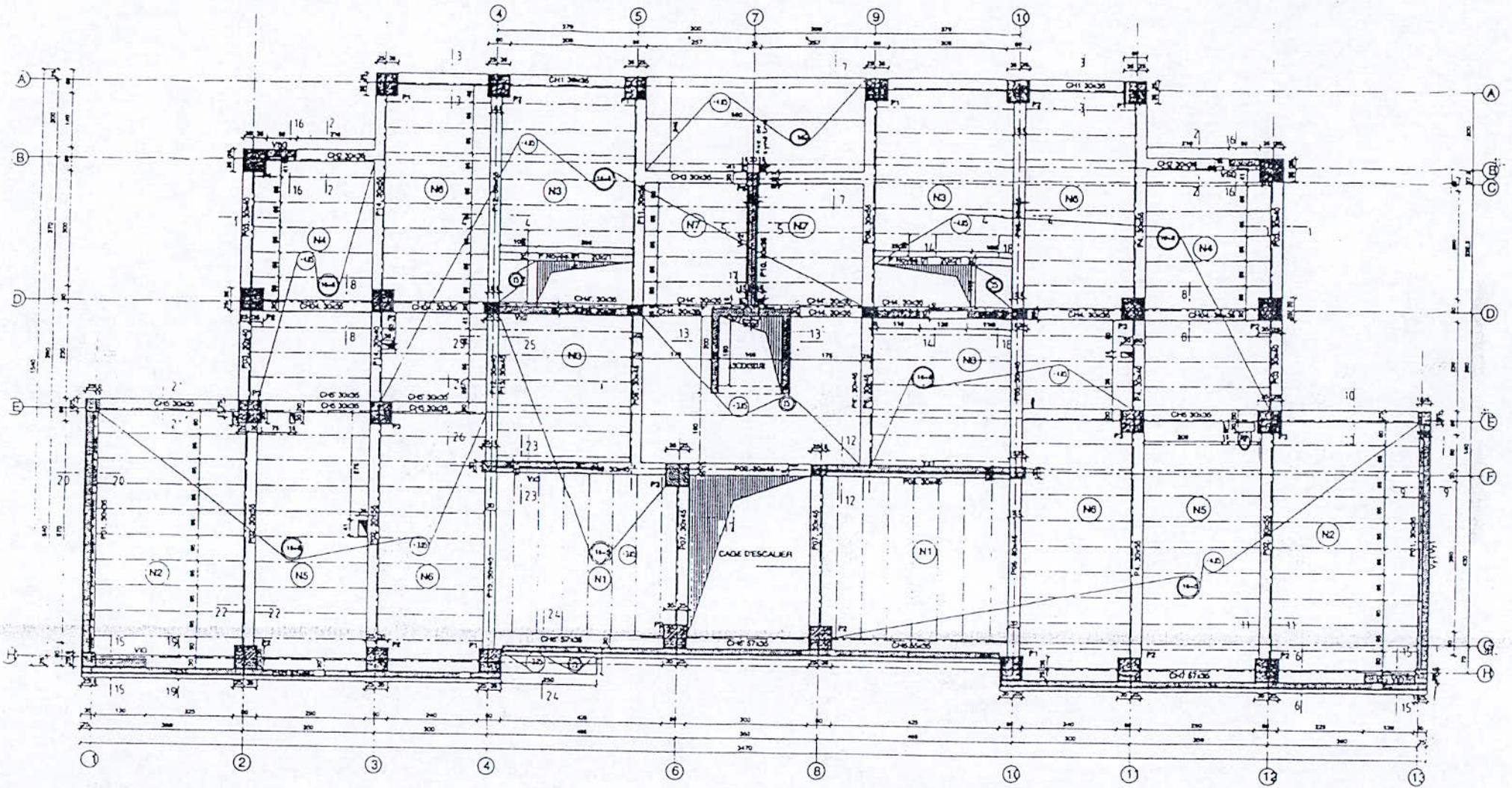
Tandis que pour les poutres se trouvant sur des voiles

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

B- Poutres non porteuses (chaînage) :

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

(Fig. -3-) Coffrage éléments de structure plancher étage courant



CHAPITRE - IV-

Calcul du ferrailage des éléments  
secondaires

#### IV-1- Calcul de l'acrotère :

##### IV-1-1 Hypothèse de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher, il est soumis à l'action de son poids propre 'G' et à l'action d'une main courante prise comme une force perpendiculaire à la ligne moyenne, cette dernière action est une surcharge notée ' $Q_1$ '.

De même l'acrotère peut être exposée à des forces sismiques ' $F_p$ ', aux effets des vents et aux actions de la température.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée sous l'effet de son poids propre 'G' et du moment fléchissant 'M' dû à la surcharge ' $Q = \max(Q_1; F_p)$ '

Le calcul se fera à ELU et à ELS avec fissuration préjudiciable (élément exposé aux intempéries).

##### IV-1-2 Détermination des actions :

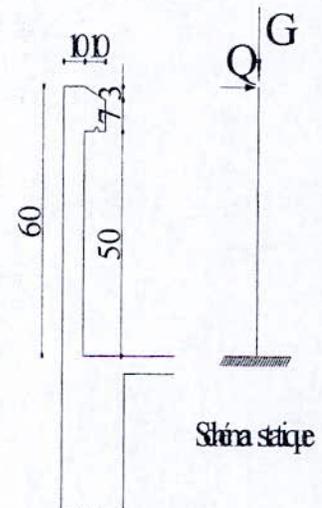
- Poids propre de l'acrotère  $G = \rho_b \times s$
- Charge de la main courante  $Q_1 = 100 \text{ kg/ml}$ .
- Force sismique [2]  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A$  = coefficient de zone sismique  
 $C_p$  = facteur de force horizontale  
 $W_p$  = poids de l'acrotère

- la section de l'acrotère

$$S = 0,1 \times 0,6 + (0,1 + 0,02) \times \frac{0,1}{2} \Rightarrow S = 0,066 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} G = \rho_b \times S. \\ Q = \max(Q_1; F_p). \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 0,17 \text{ t/ml}. \\ Q = 0,14 \text{ t/ml}. \end{cases}$$



**Fig. IV.1.** Schéma statique de l'acrotère

##### IV-1-3 Calcul des sollicitations :

Les sollicitations et le ferrailage seront calculés pour un mètre linéaire

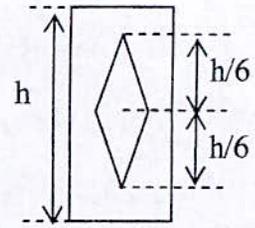
$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times G \\ N_{ser} = G \\ M_u = 1,5 \times Q \times h \\ M_{ser} = Q \times h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 0,230 \text{ t/ml}. \\ N_{ser} = 0,170 \text{ t/ml}. \\ M_u = 0,126 \text{ t.m/ml}. \\ M_{ser} = 0,084 \text{ t.m/ml}. \end{cases}$$

#### IV-1-4 Calcul du ferrailage :

La section est sollicitée en flexion composée [7] :

$$\text{L'excentricité : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = 0,55 \text{ m.}$$

$$\text{Et } \frac{h}{6} = 0,167 \text{ m.}$$



**Fig.IV.2.** Notion de noyau centrale

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'extérieur du noyau central d'où on est dans le cas d'une section partiellement comprimée.

L'élançement mécanique est:

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 2 \times 0,6 \times \frac{\sqrt{12}}{0,1} \Rightarrow \lambda = 41,57.$$

$(l_f = 2 \times l_0 = 2 \times h)$  cas d'une console.

$l_f$  : longueur ou hauteur de flambement.

$l_0$  : longueur ou hauteur libre.

Vérification de l'élançement mécanique :

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,55}{0,1} \Rightarrow \frac{e_0}{h} = 5,5.$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( 60 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right] = 100 \text{ ..... (*)}$$

$$\lambda \leq 100.$$

L'élançement est donc vérifié d'où le calcul sera fait en flexion composée sans tenir compte du flambement

L'excentricité additionnelle ( $e_a$ ) :

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.} \quad (l = 60 \text{ cm.})$$

Coefficient de majoration  $\gamma_n$  :

$$\frac{e_0}{h} = 5,5.$$

$$\frac{e_0}{h} \leq 1 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \left( \frac{h}{e_0} \right) \Rightarrow \gamma_n = 1,05.$$

Sollicitations majorées par rapport au C.D.G du béton de la section du béton :

$$\text{On pose : } N_u^* = \gamma_n \times N_u \Rightarrow N_u^* = 0,242 \text{ t/ml.}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e_a + e_0) \Rightarrow M_u^* = 0,138 \text{ t.m/ml.}$$

Sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u/A}^* = M_u^* + N_u^* \times (e_{as}) \Rightarrow M_{u/A}^* = 0,15 \text{ t.m/ml.}$$

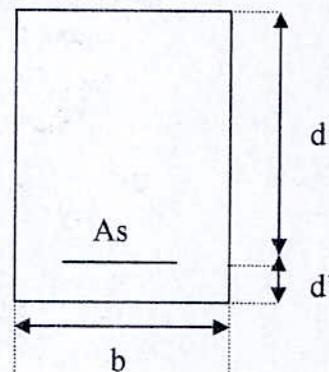
$e_{as}$  : Distance entre la fibre neutre et le centre de gravité des aciers tendus

$M_{u/A}^*$  : Moment des forces extérieures par rapport aux aciers tendus.

#### IV-1-4-1 Calcul du ferrailage a ELU [7] :

On pose:

- $h$  : hauteur total de la section.
- $b$  : la largeur de section.
- $d$  : hauteur utile.
- $d'$  : distance entre centre de gravité des armatures comprimées et l'arete comprimée de la section.
- $A_{sc}$  : armatures comprimées.
- $A_s$  : armatures tendues.
- $\alpha$  : angle d'une armature avec la fibre moyenne.
- $u$  : coefficient de frottement.
- $y$  : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.
- $I$  : moment d'inertie de la section par rapport a l'axe neutre.



On a:  $h = 10 \text{ cm}$ ;  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 8 \text{ cm}$ ;  $d' = 2 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$ .

$$u = \frac{M_{u/A}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,016.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) \Rightarrow \alpha = 0,021.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_{u/A}^*}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{s/ml} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

#### IV-1-4-2 Calcul à ELS:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_0 = 0,198 \text{ m} > \frac{h}{6} \text{ S.P.C}$$

$$M_{ser/A}^* = M_{ser} + N_{ser} \times (e_{as}) \Rightarrow M_{ser/A}^* = 0,09 \text{ t.m/ml.}$$

#### Limitation des contraintes :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.}$$

#### Section d'acier :

$$u = \frac{M_{ser/A}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,01.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) \Rightarrow \alpha = 0,013.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}^*}{0,93 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_{s/ml} = 0,6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

#### Condition de non fragilité [1]:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{\min} \geq A_s.$$

La condition de fragilité n'est pas vérifiée.

Donc on prendra  $A_s = \sup(A_{\min}; A_{ser}; A_u) \Rightarrow A_{s/ml} = A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

$$A_{s/ml} = 4T8 \text{ Avec un espacement } e = 20 \text{ cm.}$$

Armature de repartitions :  $A_r = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{r/ml} = 4T8 \text{ avec espacement } e = 20 \text{ cm.}$

#### IV-1-4-3 Vérification des contraintes :

$$\Rightarrow M_{ser/A}^* = 0,09 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{On a : } A_s/ml = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml.$$

Position de la fibre neutre [7]:

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2 \right] \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve :  $y = 0,019 \text{ m}$ .

En remplaçant dans (2), on trouve :  $I = 1,35 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes [7]:

$$K = \frac{M_{ser/A}^*}{I} \Rightarrow K = 65,2.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,24 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = n \times K \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 60 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec } \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

#### IV-1-4-4 Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec } V_u = 1,5 \times Q$$

Nous avons trois appuis, on prendra le cas le plus défavorable pour la vérification de l'effort tranchant.

$$\text{On prend } V_u = 0,21 \text{ t} \Rightarrow \tau_u = 0,03 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

Étant donné que  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

Pour le détail du ferrailage voir annexes.

## IV-2 Calcul des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur qui travail comme une console encastrée sur la poutre de rive.

### IV-2-1 Détermination des charges et des sollicitations :

Les sollicitations seront déterminées pour un mètre linéaire de surface.

$$\begin{cases} G: \text{charges permanentes} \\ Q'': \text{surcharge due a la main courante.} \\ Q': \text{surcharge d'exploitation.} \end{cases}$$

- Poids propre de la dalle ep (15 cm).	0,375 t/ml.
- Lit de sable.	0,036 t/ml
- Chape.	0,040 t/ml.
- Revêtement carrelage.	0,044 t/ml.
- Etanchéité.	0,012 t/ml.
- cloison de distribution.	0,100 t/ml.
- enduit plâtre.	0,030 t/ml.
	<hr/>
	G = 0,637 t/ml.
	Q' = 0,350 t/ml.
	Q'' = 0,100 t/ml.

$$V_u = Q'' + P_u \times l \text{ avec } P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q'. \text{ Avec } l = 1,55\text{m.}$$

$$V_u = 2,25 \text{ t/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{uG} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{2} \\ M_{uQ} = 1,5 \times \left( \frac{Q' \times l^2}{2} + Q'' \times l \right) \\ M_u = M_{uG} + M_{uQ} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{uG} = 1,033 \text{ t.m / ml.} \\ M_{uQ} = 0,863 \text{ t.m / ml.} \\ M_u = 1,896 \text{ t.m / ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{serG} = \frac{G \times l^2}{2} \\ M_{serQ} = \left( \frac{Q' \times l^2}{2} + Q'' \times l \right) \\ M_{ser} = M_{serG} + M_{serQ} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serG} = 0,765 \text{ t.m / ml.} \\ M_{serQ} = 0,576 \text{ t.m / ml.} \\ M_{ser} = 1,342 \text{ t.m / ml.} \end{cases}$$

$M_G$  : Moment du au poids propre.

$M_Q$  : Moment du au surcharges d'exploitations.

#### IV-2-2 Calcul des sections d'aciers :

Le balcon est calculé comme une console sollicitée en flexion simple.

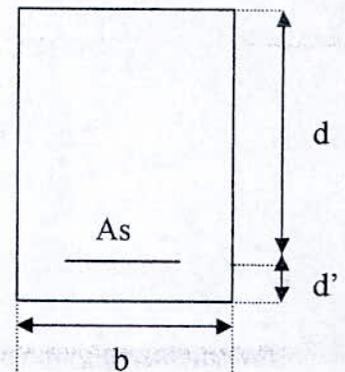
On a:  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 13 \text{ cm}$ ;  $d' = 2 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$ .

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,080.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) \Rightarrow \alpha = 0,103.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s / ml = 4,51 \text{ cm}^2 / ml.$$



Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,57 \text{ cm}^2 / ml.$$

Condition de non fragilité est vérifié.

Donc on prend  $A_s / ml = 6T12 / ml$ . avec espacement  $e = 15 \text{ cm}$ .

Armature de repartions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r / ml = 5T10 / ml. \text{ Avec espacement } e = 20 \text{ cm}.$$

**Remarque :**

Le ferrailage du balcon sera constitué de deux nappes d'armatures pour faciliter le montage, le maintenir en place pendant le coulage, accroître l'efficacité aux effets du retrait et de la température et tenir compte des variations des sollicitations dues aux actions sismiques.

Alors la section d'acier trouvée précédemment sera appliquée pour les deux nappes.

#### IV-2-3 Vérification des contraintes :

On a :  $M_{ser} = 1,342 \text{ t.m/ml}$  et  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Position de la fibre neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve :  $y = 0,042 \text{ m}$ .

En remplaçant dans (2), on trouve :  $I = 1,035 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser} / A}{I} \Rightarrow K = 130.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,46 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = n \times K \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 171,60 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

#### IV-2-4 Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec} \quad V_u = 2,25 \text{ t/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,173 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

Étant donné que  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

#### IV-2-5 Vérification de la flèche [1]:

La justification sera faite vis-à-vis de E.L.S sous  $M_{G+Q}$

On pose :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{rapport de la section des armatures de limite d'élasticité à celle du béton.} \\ \lambda_i : \text{elancement instantané.} \\ \lambda_v : \text{elancement de long terme.} \\ I_{fi} : \text{moment d'inertie instantané.} \\ I_{fv} : \text{moment d'inertie a long terme.} \\ E_i : \text{module de déformation instantané.} \\ E_v : \text{module de déformation différée.} \\ f_{gi} : \text{flèche instantanée.} \\ f_{gv} : \text{flèche différée.} \end{array} \right.$$

On a:  $\rho = \frac{A_s}{b \times d} \Rightarrow \rho = 5,22 \times 10^{-3} m^2.$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left[ 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right]} \Rightarrow \lambda_i = 4,03.$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,61.$$

Sous  $M_{G+Q}$

$$\sigma_s = \frac{M_{G+Q}}{I} \times 15 \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 171,2 \text{ MPA.}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow u = 0,35.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times u} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 4,71 \times 10^{-5} m^4. \\ I_{fv} = 7,26 \times 10^{-5} m^4. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \\ E_v = \frac{1}{3} \times E_i \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164 \text{ MPA.} \\ E_v = 10721 \text{ MPA.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 \times \lambda_i \times I_{fi}} \\ f_{gv} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = 0,21 \text{ cm.} \\ f_{gv} = 0,42 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

D'après le (BAEL art B.6.5, 3) : La flèche admissible d'une console est égale

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,62 \text{ cm.} \text{ Donc les flèches sont inférieures à la flèche admissible.}$$

Pour le détail du ferrailage voir annexes

### **IV-3 Calcul du plancher dalle pleine :**

Les dalles sont des éléments rectangulaire, de dimensions  $l_x$  et  $l_y$ , appuyés sur quatre cotés

Nous désignerons par  $l_x$  la plus petite dimension de la dalle et par  $l_y$  la plus grande dimension de la dalle [1].

On considère dans l'étude des dalles une bande de 1m de largeur, c'est-à-dire que  $b = 1\text{m}$ .

#### **IV-3-1 Evaluations des charges et surcharges :**

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 0,79 \text{ t/m}^2. \\ Q = 0,10 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 0,625 \text{ t/m}^2. \\ Q = 0,150 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

**Combinaison des charges :**

- à l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ 
  - Plancher terrasse :  $\Rightarrow q_u = 1,22 \text{ t/m}^2.$
  - Plancher étage courant :  $\Rightarrow q_u = 1,07 \text{ t/m}^2.$
- à l'ELS :  $q_{ser} = G + Q$ 
  - Plancher terrasse :  $\Rightarrow q_{ser} = 0,89 \text{ t/m}^2.$
  - Plancher étage courant :  $\Rightarrow q_{ser} = 0,775 \text{ t/m}^2.$

On calculera le ferrailage de la dalle terrasse qui représente le cas de chargement le plus défavorable, et on prendra ce même ferrailage pour toutes les dalles pleines du bâtiment.

$$\begin{cases} q_u = 1,22 \text{ t/m}^2. \\ q_{ser} = 0,89 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

On prendra un panneau de dalle isostatique (isolé) :

On a :

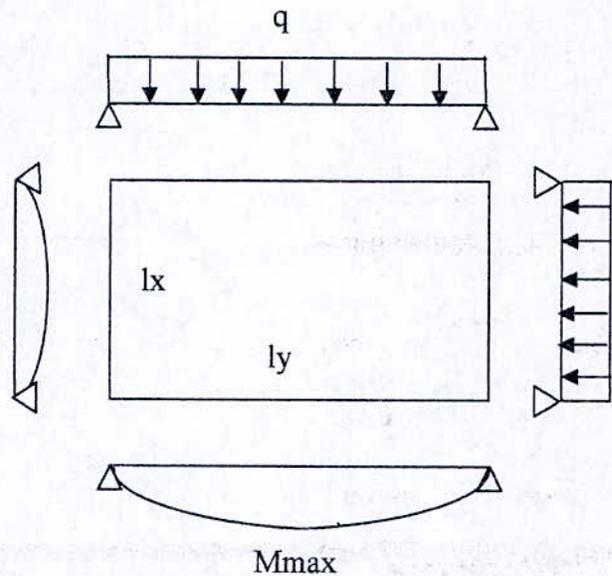
$$\begin{cases} l_x = 3,8 \text{ m} \\ l_y = 5,5 \text{ m} \end{cases}$$

$\rho \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux directions.

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  et la charge appliquée à la dalle est une charge uniformément répartie et elle couvre entièrement le panneau.

On utilisera la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL :

Alors on prendra les moments fléchissant développés au centre du panneau qui ont pour expression



**Fig.IV.3.** Schéma statique de chargement d'une dalle

- dans le sens de la petite portée  $l_x$  :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- dans le sens de la grande portée  $l_y$  :  $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont fonction de  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données dans les abaques de Pigeaud en fonction du rapport  $\frac{l_x}{l_y}$

$$\text{D'après les abaques on } \Rightarrow \rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,068 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

- à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = 1,195 \text{ t.m} \\ M_{uy} = 0,521 \text{ t.m} \end{cases}$$

- à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{serx} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{sery} = \mu_y \times M_{serx} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 0,874 \text{ t.m} \\ M_{sery} = 0,382 \text{ t.m} \end{cases}$$

Calcul du panneau continu :

On note :  $\begin{cases} M_a : \text{moment en appuis.} \\ M_t : \text{moment entravé.} \end{cases}$

- Pour une dalle continue :

$$\begin{cases} M_{xt} = 0,75 \times M_{ux} \\ M_{xa} = 0,5 \times M_{ux} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_{yt} = 0,75 \times M_{uy} \\ M_{ya} = M_{xa} \end{cases}$$

- Pour une dalle de rive :

$$\begin{cases} M_{xt} = 0,8 \times M_{ux} \\ M_{xa} = 0,3 \times M_{ux} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_{yt} = 0,8 \times M_{uy} \\ M_{ya} = M_{xa} \end{cases}$$

Puisque la dalle est continue:

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_{xt} = 0,900 \text{ t.m.} \\ M_{yt} = 0,391 \text{ t.m.} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_{xa} = 0,6 \text{ t.m.} \\ M_{ya} = M_{xa} = 0,6 \text{ t.m.} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_{xt} = 0,657 \text{ t.m.} \\ M_{yt} = 0,287 \text{ t.m.} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_{xa} = 0,437 \text{ t.m.} \\ M_{ya} = M_{xa} = 0,191 \text{ t.m.} \end{cases}$$

#### IV-3-2 Détermination du ferrailage :

Le ferrailage est calculé à l'ELU pour une section rectangulaire sollicitée en flexion simple.

Ferrailage en travée

- ferrailage de la travée sens  $l_x$  :

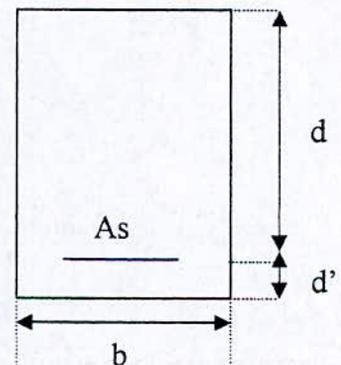
On a :  $M_{xt} = 0.900 \text{ t.m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d' = 2,5 \text{ cm}$  ;  $d = 12,5 \text{ cm}$

$$u = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow u = 0,04$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times u} \right]$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,052 < 0,259 ; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_{xt}}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s/ml = 2,2 \text{ cm}^2 / ml.$$



On prendra une section d'acier de :  $A_{s,x}/ml = 6T10$  par mètre linéaire avec espacement entre barres de 15 cm.

Ferraillage de la travée sens  $l_y$  :

$$M_{yt} = 0,391 \text{ t.m} ; d = h - d' - \phi - \frac{\phi}{2} \Rightarrow d = 10,7 \text{ cm}$$

$$u = \frac{M_{yt}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow u = 0,024$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}]$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,03 < 0,259 ; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{s/ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On prend :  $A_{s_y/ml} = 5 \text{ T } 10 = 3,925 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $e = 20 \text{ cm}$ .

Ferraillage en appuis :

- ferraillage de l'appui sens  $l_x$  :

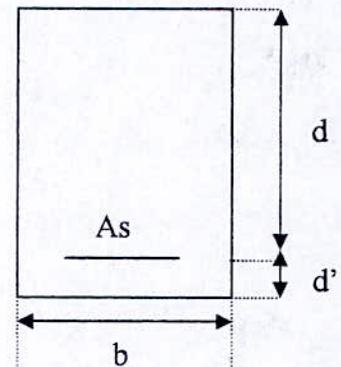
On a :  $M_{xa} = 0,600 \text{ t.m} ; b = 1 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; d' = 2,5 \text{ cm} ; d = 12,5 \text{ cm}$

$$u = \frac{M_{xa}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow u = 0,027$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}]$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,034 < 0,259 ; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{s/ml} = \frac{M_{xa}}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{s_x/ml} = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$



On prendra une section d'acier :  $A_{s_x/ml} = 6 \text{ T } 12$  par mètre linéaire avec espacement entre barres de 15 cm.

Etant donné que  $M_{xa} = M_{ya}$  donc on prendra la même section d'armature dans le sens y

$$A_{s_x} = A_{s_y}$$

Vérification de la Condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,51 \text{ cm}^2.$$

Comme on va prendre la même section d'armature en travée et en appuis et la même section dans les deux sens; la condition de non fragilité est vérifiée.

**IV-3-3 Vérification des contraintes**

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve :  $y = 0,036 \text{ m}$ .

En remplaçant dans (2), on trouve :  $I = 7,09 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 92,6.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé est :  $\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,33 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu est :  $\sigma_s = n \times K \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 123,64 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier}$$

**IV-3-4 Vérification au cisaillement [1]:**

L'effort tranchant max est :

$$T_{\max} = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} \Rightarrow T_{\max} = \frac{1,22 \times 3,8 \times 5,5}{7,6 + 5,5} = 1,94 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 1,94 \text{ t}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,94 \times 10^{-2}}{1 \times 0,125} = 0,1552 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau}_u = \min[0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}] = \min[3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}] = 3,33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad \text{Vérifié}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

#### IV-3-5 Vérification de la flèche [1]:

L'article B.7.5 du BAEL pose deux conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$\triangleright \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20 \cdot M_x} \quad \text{vérifier.}$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad \text{vérifier.}$$

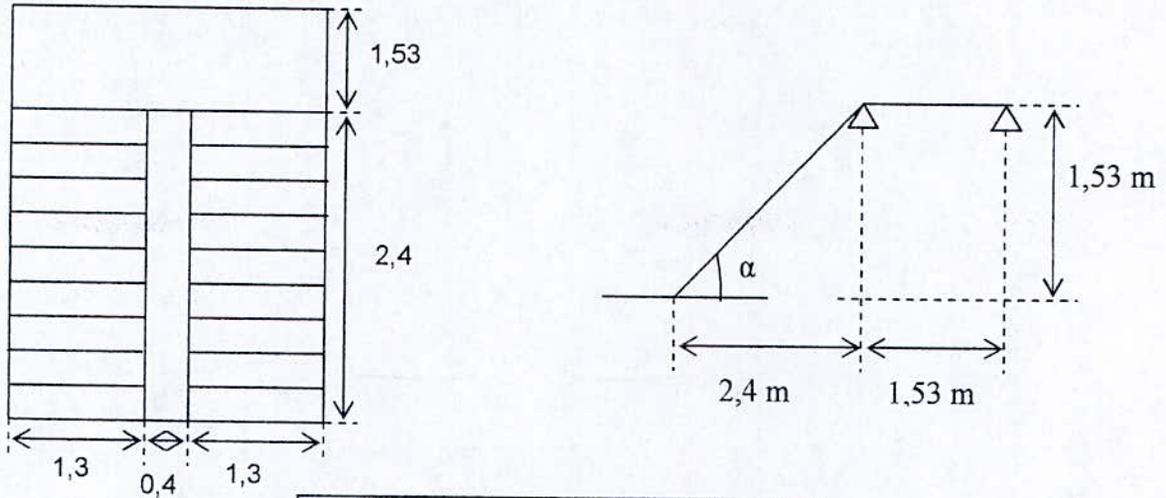
Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur utile.} \\ l_x : \text{portée suivant x.} \\ M_{xt} : \text{moment en travée suivant x.} \\ M_x : \text{moment max en travée.} \\ A : \text{section d'armatures tendues.} \\ b : \text{largeur de la bonde.} \\ \sigma_{en} : \text{limite d'élasticité (en bars).} \end{array} \right.$$

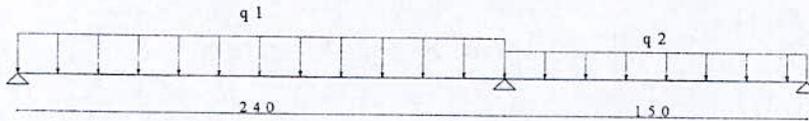
Etant donné que les deux conditions sont vérifiées, alors inutile de procéder à la vérification de la flèche.

Pour le détail du ferrailage voir annexes

#### IV-4 Calcul des escaliers :



**Fig.IV.4.** schémas statiques des escaliers



**Fig.IV.5.** Schéma Statique du chargement des escaliers

##### IV-4-1 Détermination des dimensions des différents éléments de l'escalier :

Afin de déterminer les dimensions des marches, giron 'g', contre marche 'h'  
On utilisera la formule dite empirique de Mr BLONDEL [6].

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad (cm).$$

66 cm : correspond a des pas rapides (lieux public).

59 cm : correspond a des pas lents (intérieur d'appartement).

Couramment on a :

- h : varie de 14 a 20cm.
- g : varie de 22 a 33cm.

##### Calcul de la hauteur et de la largeur des marches :

H : la hauteur à franchir pour chaque volée.

$$H = 153 \text{ cm.}$$

L : largeur de la ligne de foulée.

$$L = 240 \text{ cm.}$$

n: nombre de marches.

h: hauteur de la marche.

$$\text{On a : } h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad L = g \times (n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}.$$

On remplaçant g et h dans la formule de Mr BLOMDEL on obtient :

$$55 \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2 \times H}{n} \leq 64.$$

D'où: 
$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{2 \times H}{n} \geq 55 \dots\dots\dots(1). \\ \frac{L}{n-1} + \frac{2 \times H}{n} \leq 64 \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

De (2) on aura :  $64 \times n^2 - n(64 + 2 \times H + L) + 2 \times H = 0.$

Après résolution de l'équation du second degré

On trouve :  $n = 9$  marches.

Donc : 
$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Les dimensions de l'escalier seront de:

- Nombre de marches égale à 9 marches.
- Le giron égale à 30 cm.
- La hauteur de la marche égale a 17 cm.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (ép) varie selon les portées et les charges [6].

$$6 \text{ cm} \leq e_p \leq 15 \text{ cm}.$$

La paillasse est une dalle inclinée simplement appuyée, elle doit satisfaire les conditions de [6] :

- résistance :  $\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$ . avec l : la porte.

- contrainte maximale de compression qui se développe dans la paillasse.

$$\sigma_{\text{max}} \leq \overline{\sigma_b}.$$

#### IV-4-2 Détermination du ferrailage des escaliers :

##### IV-4-2-1 Détermination des sollicitations :

Les sollicitations seront calculées pour un mètre linéaire

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ.$$

Paillasse :

- poids propre de la paillasse	$\frac{0,15 \times 2,5}{\cos(32,5)} \times 1 = 0,445 \text{ t/ml.}$
- poids propre des marches	$\frac{0,17 \times 2,2}{2} \times 1 = 0,187 \text{ t/ml.}$
- carrelage e = 2 cm	$0,02 \times 2 \times 1 = 0,040 \text{ t/ml.}$
- mortier e = 2 cm	$0,02 \times 2 \times 1 = 0,040 \text{ t/ml.}$
- sable e = 2 cm	$0,02 \times 1,8 \times 1 = 0,036 \text{ t/ml.}$
- enduit e = 1 cm	$0,01 \times 1 \times 1 = 0,036 \text{ t/ml.}$
- garde corps	$= 0,060 \text{ t/ml.}$
	$G = 0,844 \text{ t/ml.}$
	$Q = 0,250 \text{ t/ml.}$

Palier :

- poids propre du palier	$0,15 \times 2,5 \times 1 = 0,375 \text{ t/ml.}$
- carrelage e = 2 cm	$0,02 \times 2,2 \times 1 = 0,044 \text{ t/ml.}$
- mortier e = 2 cm	$0,02 \times 2 \times 1 = 0,040 \text{ t/ml.}$
- sable e = 2 cm	$0,02 \times 1,8 \times 1 = 0,036 \text{ t/ml.}$
- enduit e = 1 cm	$0,01 \times 1 \times 1 = 0,010 \text{ t/ml.}$
	$G = 0,505 \text{ t/ml.}$
	$Q = 0,250 \text{ t/ml.}$

Déterminations des sollicitations :

$$\text{On a : } \begin{cases} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ P_{ser} = G + Q \\ P_G = G \end{cases}$$

Paillasse :

$$\begin{cases} P_{1u} = 1,52 \text{ t/ml.} \\ P_{1ser} = 1,10 \text{ t/ml.} \\ P_{1G} = 0,85 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

Palier :

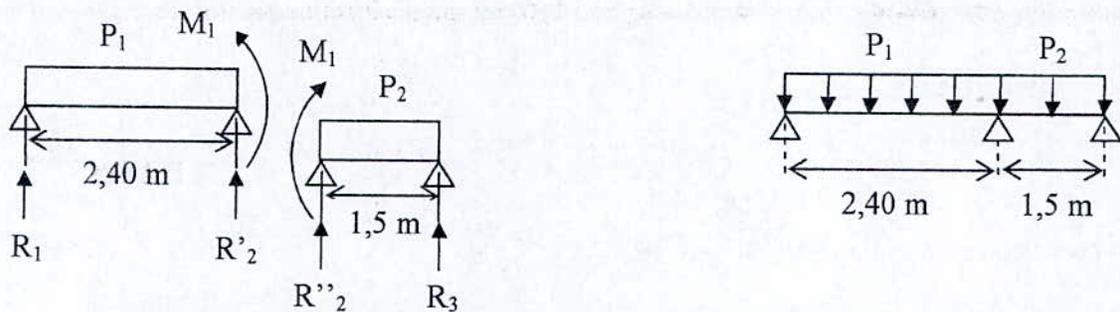
$$\begin{cases} P_{2u} = 1,06 \text{ t/ml.} \\ P_{2ser} = 0,76 \text{ t/ml.} \\ P_{2G} = 0,51 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

Sollicitations a ELU :

Les sollicitations sont déterminées par l'équation des 3 moments [1] : (RDM 3<sup>ème</sup> Année)

$$M_{n-1} \times l_n + 2 \times M_n \times (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \times l_{n+1} = - \left[ \frac{P_n \times l_n^3}{4} + \frac{P_{n+1} \times l_{n+1}^3}{4} \right]$$

- $M_{n-1}$  : Moment a gauche.
- $M_n$  : Moment en milieu.
- $M_{n+1}$  : Moment a droite.
- $l_n$  : Portée de la travée gauche.
- $l_{n+1}$  : Portée de la travée droite.
- $P_n$  : Chargement sur la travée gauche.
- $P_{n+1}$  : chargement sur la travée droite.



**Fig.IV.6.** Schéma statique de répartitions des sollicitations sur les travées par la méthode des 3 moments.

$$2 \times M_1 \times (l_1 + l_2) = - \left[ \frac{P_1 \times l_1^3}{4} + \frac{P_2 \times l_2^3}{4} \right] \Rightarrow M_1 = -0,79 \text{ t.m/ml.}$$

D'où on obtient les réactions suivantes :

$$\begin{cases} R_1 = 1,50 \text{ t.} \\ R_2' = 2,15 \text{ t.} \\ R_2'' = 1,32 \text{ t.} \\ R_3 = 0,27 \text{ t.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en appuis } M_u = -0,79 \text{ t.m/ml.} \\ \text{en travée } M_u = 0,74 \text{ t.m/ml.} \end{cases}$$

De la même façon on détermine les moments à ELS, on obtient :

$$\begin{cases} R_1 = 1,08 \text{ t.} \\ R_2' = 1,56 \text{ t.} \\ R_2'' = 0,95 \text{ t.} \\ R_3 = 0,19 \text{ t.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en appuis } M_{ser} = -0,57 \text{ t.m/ml.} \\ \text{en travée } M_{ser} = 0,53 \text{ t.m/ml.} \end{cases}$$

**Remarque :**

Le ferrailage de la paillasse et du palier intermédiaire seront déterminer sous les même sollicitations.

#### IV-4-2-2 Ferrailages de la paillasse et du palier intermédiaire:

##### Ferrailage aux appuis :

On a:  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 13 \text{ cm}$ ;  $d' = 2 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$ .

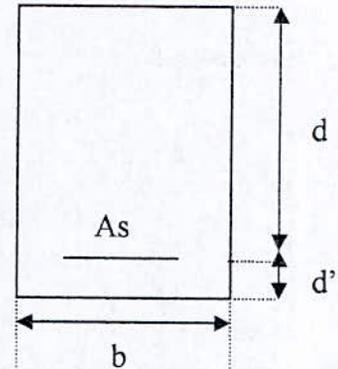
$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,033.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}] \Rightarrow \alpha = 0,042.$$

$\alpha < 0,259$  On se trouve dans le pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times f_{bu}}$$

Donc  $A_{s/ml} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .



##### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,57 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée

##### Ferrailage en travée :

On a:  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 13 \text{ cm}$ ;  $d' = 2 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$ .

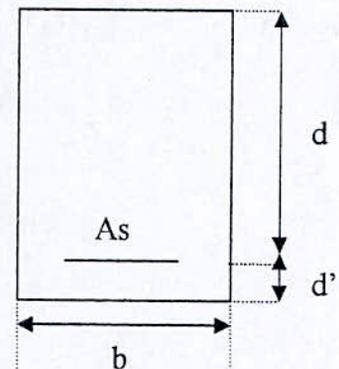
$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,03.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}] \Rightarrow \alpha = 0,04.$$

$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\Rightarrow A_{s/ml} = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .



##### Condition de non fragilité :

$$A_{s/ml} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{s/ml} \geq 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée

On prendra pour le ferrailage de la paillasse et du palier intermédiaire une même section d'acier égale à:  $A_{s/ml} = 7T12$  Avec un espacement entre barres égale  $e = 15 \text{ cm}$ .

Donc:  $A_{s/ml} = 7T12$ ;  $e = 15 \text{ cm}$ .

#### IV-4-2-3 Vérification de la contrainte:

On a :  $A_s/ml = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2 / ml.$

Position de la fibre neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve :  $y = 0,045 \text{ m}.$

En remplaçant dans (2), on trouve :  $I = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 44,2.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 2 \text{ MPA}.$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = n \times K \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 56,4 \text{ MPA}.$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

#### IV-4-2-4 Vérification de la flèche :

L'article B.6.8, 422 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$(1) \quad - \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{vérifier.} \quad (2) \quad - \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \text{non vérifier}$$

$$(3) \quad - \frac{A}{b_0 \times h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow \text{vérifier.}$$

Etant donnée que la deuxième condition n'est pas satisfaite, on procède à la vérification de la flèche.

La justification sera faite vis-à-vis de E.L.S sous  $M_G + Q$

On a :  $\rho = \frac{A_s}{b \times d} \Rightarrow \rho = 6,1 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left[ 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right]} \Rightarrow \lambda_i = 3,45. \quad \Rightarrow \quad \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,38.$$

Sous  $M_{G+Q}$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{G+Q}}{I} \times 15 \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 56,3 \text{ MPA} \Rightarrow u = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow u \leq 0 \Rightarrow u = 0.$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_v \times u} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_{fi} = 1,32 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \\ I_{fv} = 1,32 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \times (f_{cj})^3 \\ E_v = \frac{1}{3} \times E_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E_i = 32164 \text{ MPA} \\ E_v = 10721 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gi} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_{gv} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gi} = 0,072 \text{ cm} \\ f_{gv} = 0,220 \text{ cm} \end{cases}$$

La flèche admissible est égale  $f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,48 \text{ cm}$ .

Donc la flèche est inférieure à la flèche admissible.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

Armature de répartitions :

$$A_r / ml = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r / ml = 1,98 \text{ cm}^4 / ml.$$

On prend :  $A_r / ml = 5T8$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### IV-4-2-5 Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec} \quad V_u = \frac{P_u \cdot l}{2}$$

Nous avons trois appuis, on prendra le cas le plus défavorable pour la vérification de l'effort tranchant.

On prend

$$V_u = 3,47 \text{ t} \Rightarrow \tau_u = 0,27 \text{ MPA}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA}.$$

Étant donné que  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

#### IV-4-3 Ferrailage de la poutre palière :

##### IV-4-3-1 Evaluation des efforts :

- La réaction de la volée  $\frac{P_{u1} \times l_1}{2} = \frac{1,52 \times 2,4}{2} = 1,824 \text{ t/ml.}$

- Poids propre de la poutre  $0,35 \times 0,30 \times 2,5 = 0,263 \text{ t/ml.}$

$$q_u = 2,18 \text{ t/ml.}$$

$$q_{ser} = 1,58 \text{ t/ml.}$$

$$\text{A ELU : } \begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_{ut} = 0,8 \times \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_{ut} = 2,67 \text{ t.m.} \\ \text{en appuis} \Rightarrow M_{ua} = 0,3 \times \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_{ua} = 1,00 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\text{A ELS : } \begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_{sert} = 0,8 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{sert} = 1,94 \text{ t.m.} \\ \text{en appuis} \Rightarrow M_{sera} = 0,3 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{sera} = 0,73 \text{ t.m.} \end{cases}$$

##### Ferrailage en appuis :

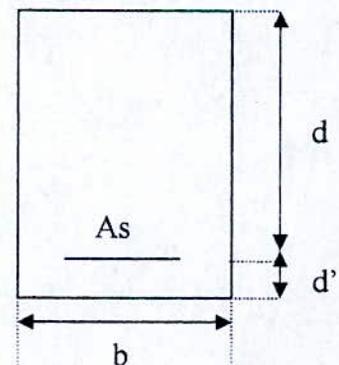
On a :  $h_t = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 33 \text{ cm}$  ;  $d' = 2 \text{ cm}$ .  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,022.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}] \Rightarrow \alpha = 0,027.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A.} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}. \quad A_s = 0,94 \text{ cm}^2.$$



##### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée alors on prendra la section d'acier minimale.

### Ferrailage en travée :

On a :  $h_t = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 33 \text{ cm}$  ;  $d' = 2 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$ .

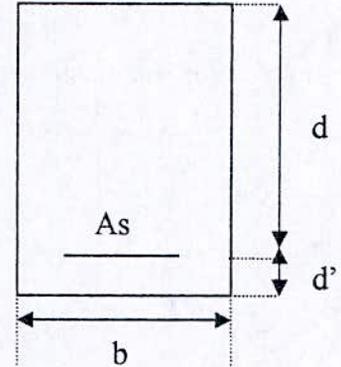
$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,06.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}] \Rightarrow \alpha = 0,07.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A.} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = 2,50 \text{ cm}^2.$$



### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée

Etant donnée que la section minimum des armatures exigées par RPA 99 (v.2003) est égales a:

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times d.$$

Alors la section d'acier à prendre :  $A_s = 5 \text{ T } 12$ .

Cette section sera adoptée pour le ferrailage en travée et en appuis.

### **IV-4-3-2 Vérification des contraintes :**

#### Position de la fibre neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve :  $y = 0,11 \text{ m}$ .

En remplaçant dans (2), on trouve :  $I = 5,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

#### Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 36.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,96 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = n \times K \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 119 \text{ MPA.}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

#### IV-4-3-3 Vérification de la flèche :

L'article B.6.8, 422 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{vérifier.}$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \text{vérifier.}$$

$$- \frac{A}{b_0 \times h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{vérifier.}$$

Etant donnée que toutes les conditions sont satisfaites alors c'est inutile de vérifier la flèche.

#### IV-4-3-4 Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant [2]:

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec} \quad V_u = \frac{P_u \times l}{2}$$

$$\tau_u = 0,4 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

Donc  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  alors on prendra le minimum du PRA dans les armatures transversales

$$A_t = 0,3\% \times S \times b$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi\right) & \text{zone nodale.} \\ S \leq \frac{h}{4} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S = 8 \text{ cm.} & \text{zone nodale.} \\ S \leq 8 \text{ cm.} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Alors  $A_t = 3T8$  trois cadre de T8 avec un espacement de 8 cm.

#### IV-5 Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (16+5) qui repose sur des poutrelles.

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).

##### IV -5-1 Evaluation des charges :

L'évaluation des charges se fera pour le plancher le plus sollicité c'est à dire le cas le plus défavorable et on adoptera ces sollicitations pour tous les planchers du bâtiment.

On calculera les sollicitations pour l'étage du service:

$$\begin{cases} G = 0,54 \text{ t/m}^2. \\ Q = 0,25 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

Charges permanentes :  $G = G \times b$

$$G = 0,540 \times 0,65 \Rightarrow G = 0,351 \text{ t/ml.}$$

Surcharges d'exploitations :  $Q = Q \times b$

$$Q = 0,25 \times 0,65 \Rightarrow Q = 0,163 \text{ t/ml.}$$

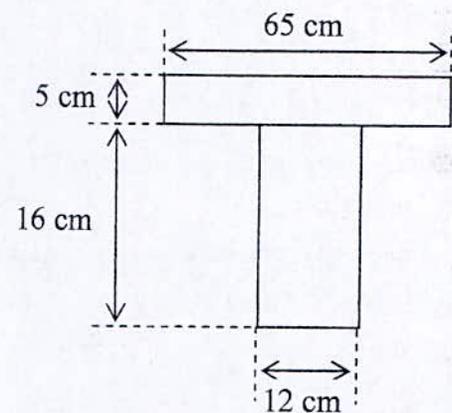


Fig.IV.7. Schéma statique d'une poutrelle

La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable tenant compte du fait que ces dernières ne sont pas exposées à l'humidité et aux agents agressifs par conséquent le calcul se fera à l'état limite ultime.

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow P_u = 0,719 \text{ t/m.}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 0,514 \text{ t/m.}$$

Remarque :

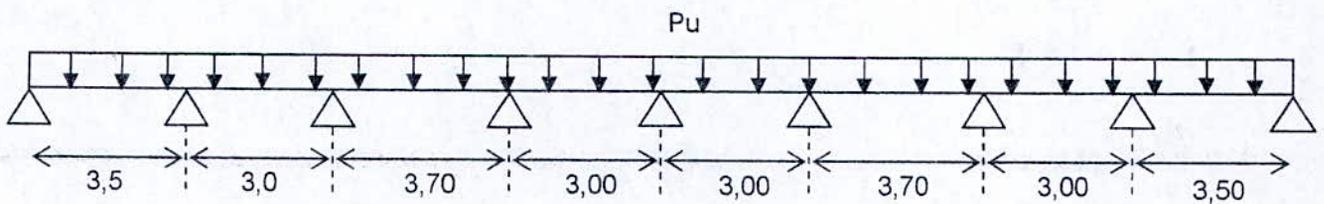
Le calcul du ferrailage sera déterminé dans deux cas : pour une poutrelle à plusieurs travées continue sur plusieurs appuis et pour une poutrelle isolée à une seule travées.

#### IV -5-2 Calcul des poutrelles continues sur plusieurs appuis entre axe (2 ; 12) :

Pour la détermination des sollicitations, nous appliquerons la méthode dite forfaitaire [1] :

Vérification des critères d'application de la méthode:

- 1- surcharge d'exploitation modérée: au plus égale a 2 fois la charge permanente, d'autre part  $q \leq 5000 \text{ N} / \text{m}^2$ .
- 2 - les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3 - toutes les travées sont sensiblement égales, donc elles sont dans un rapport de portées compris entre 0,8 et 1,25.
- 4 - la fissuration est considérée non préjudiciable.



**Fig.IV.8.** Schéma statique du chargement des poutrelles

Notation:

$M_0$  : Le moment de la poutre isostatique associée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée.

$M_w$  : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_E$  : La valeur absolue du moment sur appui de droite de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \Rightarrow \alpha = \frac{0,163}{0,351 + 0,163} \Rightarrow \alpha = 0,317.$$

On doit avoir :

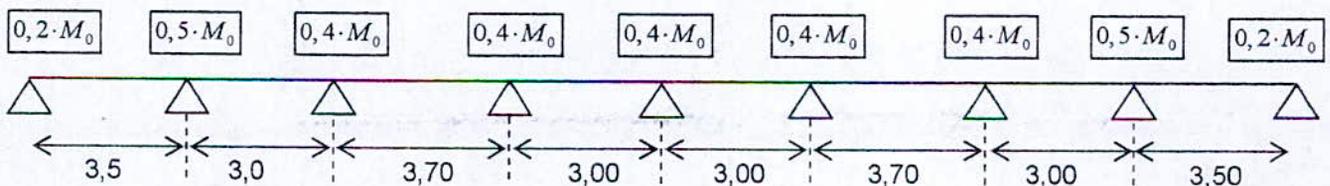
$$M_t + \frac{M_E + M_w}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times \alpha); 1,05] \times M_0$$

$$= \max[1,095; 1,05] \times M_0 = 1,095 \times M_0$$

D'autre part le moment maximal en travée  $M_t$  ne doit pas être inférieur :

- Pour une travée de rive à  $(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2}$ .

- Pour une travée intermédiaire à  $(1 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2}$ .



**Fig.IV.9.** Schéma de répartition des moments sur appuis

Détermination des moments sur les travées :

1<sup>ère</sup> Travée :  $l = 3,5 \text{ m.}$

On a :  $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 1,1 \text{ t.m.}$

$$M_w = 0,2 \times M_0 \Rightarrow M_w = 0,22 \text{ t.m.}$$

$$M_E = 0,5 \times M_0 \Rightarrow M_E = 0,55 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 \Rightarrow M_t = 0,83 \text{ t.m.}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0,71 \text{ t.m.} \quad \text{Vérifier.}$$

$$M_t + \frac{M_E + M_w}{2} \geq 1,095 \times M_0 \Rightarrow 1,215 \text{ t.m} \geq 1,205 \text{ t.m} \quad \text{Vérifier.}$$

2<sup>ème</sup> Travée :  $l = 3,0 \text{ m.}$

On a :  $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 0,81 \text{ t.m.}$

$$M_w = 0,5 \times M_0 \Rightarrow M_w = 0,41 \text{ t.m.}$$

$$M_E = 0,4 \times M_0 \Rightarrow M_E = 0,33 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 \Rightarrow M_t = 0,61 \text{ t.m.}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0,45 \text{ t.m.} \quad \text{Vérifier.}$$

$$M_t + \frac{M_E + M_w}{2} \geq 1,095 \times M_0 \Rightarrow 0,980 \text{ t.m} \geq 0,887 \text{ t.m} \quad \text{Vérifier.}$$

3<sup>ème</sup> Travée :  $l = 3,7 \text{ m.}$

On a :  $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 1,23 \text{ t.m.}$

$$M_w = 0,4 \times M_0 \Rightarrow M_w = 0,50 \text{ t.m.}$$

$$M_E = 0,4 \times M_0 \Rightarrow M_E = 0,50 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 \Rightarrow M_t = 0,93 \text{ t.m.}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0,67 \text{ t.m.} \quad \text{Vérifier.}$$

$$M_t + \frac{M_E + M_w}{2} \geq 1,095 \times M_0 \Rightarrow 1,43 \text{ t.m} \geq 1,35 \text{ t.m} \quad \text{Vérifier.}$$

4<sup>ème</sup> Travée :  $l = 3 \text{ m}$ .

$$\text{On a : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 0,81 \text{ t.m.}$$

$$M_w = 0,4 \times M_0 \Rightarrow M_w = 0,33 \text{ t.m.}$$

$$M_E = 0,4 \times M_0 \Rightarrow M_E = 0,33 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 \Rightarrow M_t = 0,61 \text{ t.m.}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \times \frac{M_0}{2} \Rightarrow M_t \geq 0,45 \text{ t.m.} \quad \text{Vérifier.}$$

$$\Rightarrow 0,94 \text{ t.m} \geq 0,887 \text{ t.m} \quad \text{Vérifier.}$$

A partir de ce point on a une symétrie des travées.

### Remarque :

On remarque que la troisième travée représente le cas le plus défavorable des sollicitations, alors on la prendra pour la détermination du ferrailage des poutrelles.

### IV -5-2-1 Ferrailage de la poutrelle :

La poutrelle considérée présente une portée  $l = 3,7 \text{ m}$ . C'est une section en T sollicitée en flexion simple, avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ;$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}.$$

### Ferrailage en appuis [7] :

Le moment en appuis est égale a :  $M_u = 0,50 \text{ t.m.}$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,076 \text{ Mn.m} = 7,6 \text{ t.m.}$$

$$M_{tu} \geq M_u \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Alors on prendra une section rectangulaire  $b \times h$  sollicitée en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}.$$

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,015.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times u} \right] \Rightarrow \alpha = 0,019.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s = 0,82 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,5 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on prendra la section minimale pour le ferrailage des poutrelles aux appuis.

Donc la section d'acier à prendre :  $A_s = 1,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1T14.$

#### IV -5-2-2 Vérification des efforts tranchant aux appuis :

Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant

On a  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  avec  $V_u = \frac{P_u \times l}{2}$

On prend  $V_u = 1,33 \text{ t} \Rightarrow \tau_u = 0,11 \text{ MPA}.$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA}.$$

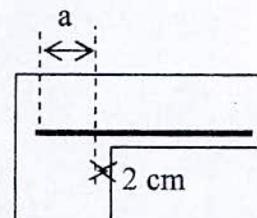
Étant donné que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

On prendra  $A_t = 1T6$   $s_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = 17 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 15 \text{ cm}.$

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

Nous devons vérifier la condition d'équilibre [1]:

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$



**Fig.IV.10.** distance de recouvrement

Calcul de a:

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} \text{ Avec } \psi_s^2 = 1,5 \text{ acier H.A. } \bar{\tau}_u = 2,84 \text{ MPA}.$$

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \text{ Avec } \Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi = 6 \text{ mm}.$$

$$l_s = 0,21 \text{ m.} \Rightarrow a = 21 - 2 \Rightarrow a = 19 \text{ cm.} \quad a \leq 0,9 \cdot d = 17 \text{ cm}.$$

On prendra:  $a = 17 \text{ cm.} \Rightarrow V_u \leq 0,06 \text{ MPA}.$

### Ferraillage en travée :

Le moment en travée est égale a :  $M_u = 0,93 \text{ t.m.}$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,076 \text{ Mn.m} = 7,6 \text{ t.m.}$$

$M_{tu} \geq M_u \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

Alors on prendra une section rectangulaire  $b \times h$  sollicitée en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$$

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,028.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times u} \right] \Rightarrow \alpha = 0,036.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,52 \text{ cm}^2.$$

### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,5 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc la section d'acier à prendre :  $A_s = 1,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3T10.$

### **IV -5-2-3 Vérification de la flèche :**

L'article B.6.8, 424 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$\begin{aligned} - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{370} \geq \frac{1}{22,5} && \text{vérifier.} \\ - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{21}{370} \geq \frac{0,75}{15} && \text{vérifier.} \\ - \frac{A}{b_0 \times h} &\leq \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{2,35}{65 \times 21} \leq \frac{36}{4200} && \text{vérifier.} \end{aligned}$$

Alors la vérification de la flèche est inutile.

#### IV -5-3 Ferraillage de la poutrelle à une seule travée entre axe (F ; H) :

La poutrelle a une portée  $l = 4,2 \text{ m}$  et qui présente une section en T sollicitée en flexion simple, avec les caractéristiques géométrique suivantes :

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; \\ f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$$

##### IV-5-3-1 Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 1,59 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0,5 \times M_0 \Rightarrow M_a = 0,80 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 \Rightarrow M_t = 1,20 \text{ t.m.}$$

##### Ferraillage en appuis :

On a le moment en appuis égale a :  $M_u = 0,80 \text{ t.m.}$ .

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,076 \text{ Mn.m} = 7,6 \text{ t.m.}$$

$$M_{tu} \geq M_u \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Alors on prendra une section rectangulaire  $b \times h$  sollicitée en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$$

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,024.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times u} \right] \Rightarrow \alpha = 0,030.$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s = 1,30 \text{ cm}^2.$$

##### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,5 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité est vérifié.

Donc la section d'acier à prendre :  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1T14.$

#### IV -5-3-2 Vérification à l'effort tranchant aux appuis :

Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec} \quad V_u = \frac{P_u \times l}{2}$$

$$\text{On prend } V_u = 1,51 \text{ t} \Rightarrow \tau_u = 0,13 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

Étant donné que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

$$\text{On prendra } A_t = 1T6$$

$$s_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 17 \text{ cm.} \Rightarrow s_t = 15 \text{ cm.}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

Nous devons vérifier la condition d'équilibre :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Calcul de a :

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{Avec} \quad \psi_s^2 = 1,5 \quad \text{acier H.A.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,84 \text{ MPA.}$$

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{Avec} \quad \Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi = 6 \text{ mm.}$$

$$l_s = 0,21 \text{ m.} \Rightarrow a = 21 - 2 \Rightarrow a = 19 \text{ cm.}$$

$$a \leq 0,9 \times d = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{On prendra: } a = 17 \text{ cm.} \Rightarrow V_u \leq 0,06 \text{ MPA.}$$

Ferrailage en travée :

On a le moment en travée égale a :  $M_u = 1,20 \text{ t.m.}$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 0,076 \text{ Mn.m} = 7,6 \text{ t.m.}$$

$M_{tu} \geq M_u \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

Alors on prendra une section rectangulaire  $b \times h$  sollicitée en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}.$$

$$u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u = 0,036.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times u}] \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s = 1,95 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,5 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité est vérifié.

Donc la section d'acier à prendre :  $A_s = 2,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3T12.$

#### IV-5-3-3 Vérification de la flèche :

L'article B.6.8, 424 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

Avant de procéder à la vérification de la flèche on procède aux trois vérifications suivantes :

$$\begin{aligned} - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{430} \geq \frac{1}{22,5} && \text{vérifier.} \\ - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{21}{430} \geq \frac{0,75}{15} && \text{vérifier.} \\ - \frac{A}{b_0 \times h} &\leq \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{2,35}{65 \times 21} \leq \frac{36}{4200} && \text{vérifier.} \end{aligned}$$

Alors la vérification de la flèche est inutile.

CHAPITRE - V -

CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

(Géométriques et Mécaniques)

## V-1- Détermination du poids de la structure :

### V -1-1- Poids des poteaux :

On détermine le poids des poteaux par étage, étant donné que les dimensions des poteaux restent constantes dans le même étage sauf les poteaux liés aux voiles qui seront calculés séparément.

La structure comporte 25 poteaux par étage et le poids d'un poteau est égal au produit du volume du poteau et du poids volumique du béton.

- Nombre de poteaux par étage  $n = 25$  poteaux.
- Poids d'un poteau égal  $P = a \times b \times h \times \rho_b$

Avec :

$$\begin{cases} S = a \times b : \text{section du poteau.} \\ h : \text{hauteur du poteau.} \\ \rho_b : \text{poids volumique du béton.} \end{cases}$$

**Tableau Récapitulatif des poids des poteaux par étage**

N° étage	section (m <sup>2</sup> )	h (m)	$\rho_b$ (t/m <sup>3</sup> )	Nombre poteaux	poids (t)
RDC	0,55x0,55	4	2,5	25	75,625
1er	0,50x0,50	3	2,5	25	46,875
2ème	0,50x0,50	3	2,5	25	46,875
3ème	0,50x0,50	3	2,5	25	46,875
4ème	0,45x0,45	3	2,5	25	37,969
5ème	0,45x0,45	3	2,5	25	37,969
6ème	0,45x0,45	3	2,5	25	37,969
7ème	0,40x0,40	3	2,5	25	30
8ème	0,40x0,40	3	2,5	25	30
9ème	0,40x0,40	3	2,5	25	30

### Poids des Poteaux liés aux voiles :

De la même façon que les poteaux courants, le poids du poteau lié au voile est égale a :

$$P = a \times b \times h \times \rho_b.$$

Etant donné que les dimensions des poteaux liés aux voiles restent les mêmes pour tous les étages donc on obtient :

**Tableau Récapitulatif des poids des poteaux liés aux voiles**

poteaux	h (m)	$\rho_b$ (t/m <sup>3</sup> )	poids (t)
RDC	4	2,5	15,40
1er	3	2,5	11,55
2ème	3	2,5	11,55
3ème	3	2,5	11,55
4ème	3	2,5	11,55
5ème	3	2,5	11,55
6ème	3	2,5	11,55
7ème	3	2,5	11,55
8ème	3	2,5	11,55
9ème	3	2,5	11,55

$$\begin{cases} P_1(0,3 \times 0,3) = 0,3 \times 0,3 \times h \times \rho_b \\ P_2(0,4 \times 0,3) = 8 \times (0,4 \times 0,3 \times h \times \rho_b) \\ P_3(0,35 \times 0,35) = 4 \times (0,3 \times 0,4 \times h \times \rho_b) \end{cases}$$

### V -1 -2 Poids des voiles :

Le poids du voile est égale à:  $P = l \times e \times h \times \rho_b$ .

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l : \text{longueur du voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \\ h : \text{hauteur du voile.} \\ \rho_b : \text{poids volumique du béton.} \end{array} \right.$$

D'où :

- Poids des voiles  $V_{sD}$  et  $V_{sG}$  égale à :  $[0,85 \times e \times h \times \rho_b] \times 2$
- Poids des voiles  $V_{x2}$  égale à :  $[3,7 \times e \times h \times \rho_b] \times 2$
- Poids du voile  $V_{x1}$  égale à :  $[4,95 \times e \times h \times \rho_b]$
- Poids du voile  $V_{x3}$  égale à :  $[2,35 \times e \times h \times \rho_b]$
- Poids des voiles  $V_{iG}$  et  $V_{iD}$  égale à :  $[1,3 \times e \times h \times \rho_b] \times 2$
- Poids des voiles  $V_{y1}$  égale à :  $[6,4 \times e \times h \times \rho_b] \times 2$
- Poids du voile  $V_{y2}$  égale à :  $[3,325 \times e \times h \times \rho_b]$
- Poids des voiles ascenseur égale à :  $(1,6 + 2 + 2) \times [e \times h \times \rho_b]$

**Tableau Récapitulatif des poids des voiles par étage**

n° étage	e (m)	h (m)	$\rho_b$ (t/m <sup>3</sup> )	Poids (t)
RDC	0,2	4	2,5	82,350
1er	0,2	3	2,5	61,987
2ème	0,2	3	2,5	61,987
3ème	0,2	3	2,5	61,987
4ème	0,2	3	2,5	61,987
5ème	0,15	3	2,5	46,491
6ème	0,15	3	2,5	46,491
7ème	0,15	3	2,5	46,491
8ème	0,15	3	2,5	46,491
9ème	0,15	3	2,5	46,491

### V -1 -3 Poids des poutres :

Le poids d'une poutre est égal à:  $P = l \times S \times \rho_b$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l : \text{portée de la poutre.} \\ S : \text{section de la poutre.} \\ \rho_b : \text{Poids volumique du béton.} \end{array} \right.$$

Les sections et les portées des poutres restent les mêmes pour tous les étages d'où le poids total des poutres du bâtiment égal à :  $P_p = 81,851$  t.

#### V-1 - 4 Poids des dalles et balcons :

Le poids d'une dalle ou d'un balcon est égal à :  $P = S \times \left( G + \frac{Q}{5} \right)$

Avec :  $\begin{cases} S : \text{surface de la dalle ou balcon.} \\ G : \text{poids des charges permanentes appliquées a la dalle ou balcon.} \\ Q : \text{poids des charges d'exploitations appliquées a la dalle ou balcon.} \end{cases}$

**Tableau Récapitulatif des poids des dalles plus balcon par étage**

n° étage	G.S	(Q/5).S	poids (t)
RDC	-	-	-
1er	224,667	21,289	245,955
2ème	224,667	13,868	238,535
3ème	224,667	13,868	238,535
4ème	224,667	13,868	238,535
5ème	224,667	13,868	238,535
6ème	224,667	13,868	238,535
7ème	224,667	13,868	238,535
8ème	224,667	13,868	238,535
9ème	290,285	8.203	298,488

#### V-1 - 5 Poids de l'acrotère :

Le poids de l'acrotère est égal à :  $P = p_r \times S \times \rho_b$

Avec :  $\begin{cases} p_r : \text{périmètre.} \\ S : \text{surface d'1 mètre de l'acrotère.} \\ \rho_b : \text{masse volumique du béton.} \end{cases}$

On :

- $P_r = 116,25 \text{ m.}$
- $S = 0,066 \text{ m}^2.$   $\Rightarrow P = 19,19 \text{ t.}$
- $\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3.$

Donc le poids de chaque étage égale à:

- Le poids du 1<sup>er</sup> étage :  $P_1 = 502 \text{ t.}$
- Le poids du 2<sup>ème</sup> étage :  $P_2 = 441 \text{ t.}$
- Le poids du 3<sup>ème</sup> étage :  $P_3 = 441 \text{ t.}$
- Le poids du 4<sup>ème</sup> étage :  $P_4 = 441 \text{ t.}$
- Le poids du 5<sup>ème</sup> étage :  $P_5 = 432 \text{ t.}$
- Le poids du 6<sup>ème</sup> étage :  $P_6 = 417 \text{ t.}$
- Le poids du 7<sup>ème</sup> étage :  $P_7 = 417 \text{ t.}$
- Le poids du 8<sup>ème</sup> étage :  $P_8 = 409 \text{ t.}$
- Le poids du 9<sup>ème</sup> étage :  $P_9 = 409 \text{ t.}$
- Le poids de la terrasse :  $P_{10} = 490 \text{ t.}$

Le Poids totale du bâtiment :  $P_{\text{bâtiment}} = 4399 \text{ t.}$

## V-2 Caractéristiques géométriques de la structure :

Comme la structure présente une même architecture à tout les niveaux donc la même distribution des masses en plan et en élévation, alors on effectuera le calcul du centre de masse pour un étage courant seulement (1<sup>er</sup> étage).

### V-2 - 1 Centre de masse :

Le centre de masse (centre de gravité) de la structure est par définition le point d'application de la résultante des forces horizontales engendrées par le séisme.

Les coordonnées du centre :

$$X_G = \frac{\sum m_i \times x_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i \times y_i}{\sum m_i}$$

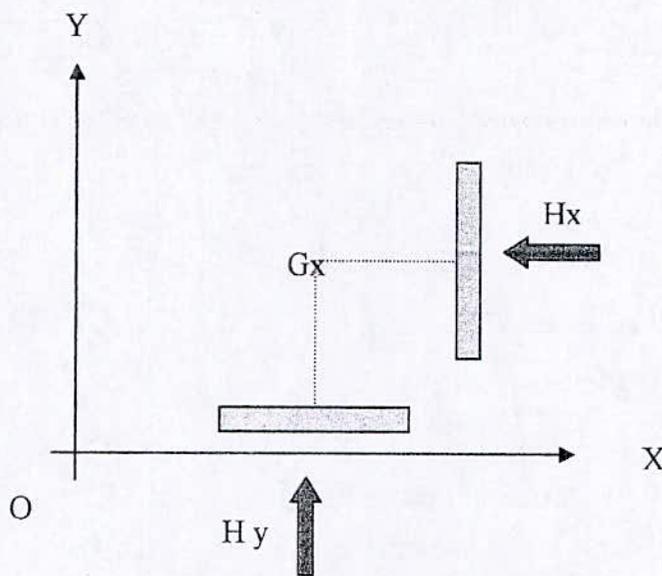


Fig.V.1 .Schéma des coordonnées du centre de gravité

$m_i$  : Masse de chaque élément de la structure du bâtiment d'un niveau donné.

$x_i; y_i$  : Les coordonnées du centre de gravité ou centre de masse de chaque élément de structure composant le bâtiment dans le plan du niveau considéré par rapport au système d'axe (Oxy).

Remarque :

Comme la structure ne présente pas une symétrie parfaite en plan alors on doit prendre en compte tous les éléments car ils peuvent modifier la position du centre de masse.

Poteaux :

Masse d'un poteau ( $m_i$ ) =  $S \times \rho_b \times h$  Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S : \text{surface du poteau.} \\ \rho_b : \text{masse volumique du béton.} \\ h : \text{hauteur du poteau.} \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif du centre de gravité des poteaux par axe (voir fig.3)

N° poteau		$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$m_i \times x_i$	$y_i$ (m)	$m_i \times y_i$
01/H	(35x35)	0,919	34,520	31,724	15,220	13,987
01/E	(35x35)	0,919	34,520	31,724	8,675	7,972
02/H	(55x55)	2,269	30,525	69,261	15,125	34,319
02/E	(55x55)	2,269	30,525	69,261	8,775	19,910
02/D	(55x55)	2,269	30,525	69,261	5,925	13,444
02/B	(55x55)	2,269	30,525	69,261	2,275	5,162
03/H	(55x55)	2,269	27,025	61,320	15,125	34,317
03/E	(55x55)	2,269	27,025	61,320	8,775	19,910
03/D	(55x55)	2,269	27,025	61,320	5,925	13,444
03/A	(55x55)	2,269	27,025	61,320	0,275	0,624
04/H	(55x55)	2,269	24,025	54,513	15,125	34,319
04/F	(40x30)	0,900	24,100	21,690	10,150	9,135
04/D	(40x30)	0,900	24,100	21,690	6,050	5,445
04/A	(55x55)	2,269	24,025	54,513	0,275	0,624
05/D	(40x30)	0,900	20,300	18,270	6,050	5,445
05/A	(55x55)	2,269	20,375	46,231	0,275	0,624
06/G	(55x55)	2,269	19,125	43,395	14,425	32,730
06/F	(55x55)	2,269	19,125	43,395	10,275	23,314
07/D	(40x30)	0,900	17,350	15,615	6,050	5,445
07/B	(30x35)	0,786	17,350	13,637	2,630	2,067
08/G	(55x55)	2,269	15,575	35,340	14,425	32,730
08/F	(40x30)	0,900	15,650	14,085	10,150	9,135
09/D	(40x30)	0,900	14,400	12,960	6,050	5,445
09/A	(55x55)	2,269	14,325	32,503	0,275	0,624
10/H	(55x55)	2,269	10,675	24,222	15,125	34,319
10/F	(40x30)	0,900	10,600	9,540	10,150	9,135
10/D	(40x30)	0,900	10,600	9,540	6,050	5,445
10/A	(55x55)	2,269	10,675	24,222	0,275	0,624
11/H	(55x55)	2,269	7,675	17,415	15,125	34,319
11/E	(55x55)	2,269	7,675	17,415	8,775	19,910
11/D	(55x55)	2,269	7,675	17,415	5,925	13,444
11/A	(55x55)	2,269	7,675	17,415	0,275	0,624
12/H	(55x55)	2,269	4,175	9,473	15,125	34,319
12/E	(55x55)	2,269	4,175	9,473	8,775	19,910
12/D	(55x55)	2,269	4,175	9,473	5,925	13,444
12/B	(55x55)	2,269	4,175	9,473	2,275	5,162
13/H	(35x35)	0,919	0,175	0,161	15,220	13,987
13/E	(35x35)	0,919	0,175	0,161	8,675	7,972
somme		68,387		1189,007		542,785

D'où :

$$\begin{cases} \sum m_i \times x_i = 1189,007 \text{ t.m.} \\ \sum m_i \times y_i = 542,785 \text{ t.m.} \\ \sum m_i = 68,387 \text{ t.} \end{cases}$$

**Voiles:** Masse d'un voile :  $m_i = S \times \rho_b \times h$

**Tableau Récapitulatif du centre de gravité des voiles (voir fig.3)**

Voile	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$m_i \cdot x_i$	$y_i$ (m)	$m_i \cdot y_i$
Vs (g)	1,275	4,875	6,215625	2,1	2,6775
Vy2	4,642	17,35	80,5387	4,352	20,201984
Vx2 (g)	5,1	12,5	63,75	6,1	31,11
Vas1 (h)	1,2	16,95	20,34	6,1	7,32
Vas1 (v)	3	16,45	49,35	7,2	21,6
Vx1	6,975	13,125	91,546875	10,1	70,4475
Vx3	3,9	22,6	88,14	10,1	39,39
Vy1 (g)	9,3	0,1	0,93	11,95	111,135
Vi (g)	1,95	0,9	1,755	15,3	29,835
Vs (d)	1,275	29,825	38,026875	2,1	2,6775
Vx2 (d)	5,1	22,2	113,22	6,1	31,11
Vas2 (h)	1,2	17,75	21,3	6,1	7,32
Vas2 (v)	3	18,25	54,75	7,2	21,6
Vy1 (d)	9,3	34,6	321,78	11,95	111,135
Vi (d)	1,95	33,7	65,715	15,3	29,835
Total	59,167		1017,358		537,394

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} g : \text{a gauche de l'axe 7.} \\ d : \text{a droite de l'axe 7} \\ h : \text{horizontal.} \\ v : \text{verticale.} \end{array} \right.$

D'où :  $\left\{ \begin{array}{l} \sum m_i \times x_i = 1017,358 \text{ t.m.} \\ \sum m_i \times y_i = 537,394 \text{ t.m.} \\ \sum m_i = 59,167 \text{ t.} \end{array} \right.$

**Balcons:**

**Balcon dalle pleine :** Masse du balcon :  $m_i = S \times \rho_b$

S : surface du balcon i.  $\rho_b$  : Masse volumique du béton.

**Balcon corps creux :** Masse d'un plancher :  $m_i = S \times G$

S: surface du balcon i. G: charge permanente du balcon par mètre carré.

**Tableaux Récapitulatifs de centre de gravité des Balcons par axe voir fig.3.**

Axes Balcon	$S$ ( $m^2$ )	$G$ ( $t/m^2$ )	$m_{gi}$ (t)	$x_i$ (m)	$m_{gi} \times x_i$ (t.m)	$y_i$ (m)	$m_{gi} \times y_i$ (t.m)
A / (10,9)	3,953	0,600	2,372	12,500	29,647	-0,625	-1,482
B / (9,5)	9,625	0,600	5,775	17,350	100,196	1,580	9,125
H / (11,10)	6,458	0,600	3,875	10,00	38,748	16,175	62,675
H / (12,11)	3,75	0,540	2,025	7,400	14,985	16,100	32,603
A / (5,4)	3,953	0,600	2,372	22,200	52,654	-0,625	-1,482
H / (4,3)	6,458	0,600	3,875	24,650	95,514	16,175	62,675
H / (3,2)	3,750	0,540	2,025	28,800	58,320	16,100	32,603
Total			22,318		390,065		196,715

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} \sum m_i \times x_i = 390,065 \text{ t.m.} \\ \sum m_i \times y_i = 196,715 \text{ t.m.} \\ \sum m_i = 22,318 \text{ t.} \end{cases}$$

**Dalles:**

Masse d'un plancher :  $m_i = S \times G$

S : surface du plancher i. G : charge permanente du plancher par mètre carré.

**Tableaux Récapitulatifs du centre de gravité des Dalles (voir fig.3)**

N° Dalle	S (m <sup>2</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )	m <sub>gi</sub> (t)	x <sub>i</sub> (m)	m <sub>gi</sub> × x <sub>i</sub> (t·m)	y <sub>i</sub> (m)	m <sub>gi</sub> × y <sub>i</sub> (t·m)
N1 (g)	19,475	0,54	10,516	13,175	138,555	12,35	129,878
N2 (g)	23,94	0,54	12,927	2,2	28,441	11,95	154,485
N3 (g)	19,6	0,54	10,584	12,15	128,596	3,1	32,810
N4 (g)	11,52	0,54	6,221	5,8	36,081	4,1	25,505
N5 (g)	18,9	0,54	10,206	5,9	60,215	11,95	121,962
N6 (g)	17,64	0,54	9,526	9,1	86,683	11,95	113,831
N7 (g)	8,177	0,54	4,416	15,89	70,163	4,337	19,150
N (g)	6,44	0,54	3,477	9,1	31,646	7,4	25,734
N'3 (g)	13,3	0,54	7,182	12,15	87,261	8,15	58,533
N'6 (g)	15,68	0,54	8,467	9,1	77,051	3,1	26,248
N1 (d)	19,475	0,54	10,516	21,525	226,367	12,35	129,878
N2 (d)	23,94	0,54	12,927	32,5	420,147	11,95	154,485
N3 (d)	19,6	0,54	10,584	22,15	234,435	3,1	32,810
N4 (d)	11,52	0,54	6,221	28,9	179,781	4,1	25,505
N5 (d)	18,9	0,54	10,206	28,8	293,932	11,95	121,962
N6 (d)	17,64	0,54	9,526	25,6	243,855	11,95	113,831
N7 (d)	8,177	0,54	4,416	18,81	83,057	4,337	19,150
N (d)	6,44	0,54	3,477	25,6	89,026	7,4	25,734
N'3 (d)	13,3	0,54	7,182	22,15	159,081	8,15	58,533
N'6 (d)	15,68	0,54	8,467	25,6	216,760	3,1	26,248
Dalle pleine	20,9	0,6	12,54	17,35	217,569	8,1	101,574
Escalier	12,3	0,844	10,381	17,35	180,114	12,35	128,208
SOMME			189,967		3288,820		1646,058

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} \sum m_{gi} \times x_i = 3288,820 \text{ t.m.} \\ \sum m_{gi} \times y_i = 1646,058 \text{ t.m.} \\ \sum m_{gi} = 189,967 \text{ t.} \end{cases}$$

## Poutres :

Masse de la poutre :  $m_i = S \times \rho_b$

S : surface de la poutre i.

$\rho_b$  : Masse volumique du béton.

**Tableau Récapitulatif du centre gravité des poutres par axe (voir fig.3)**

Axes Poutre	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$m_i \times x_i$	$y_i$ (m)	$m_i \times y_i$
13/ (H, E) (30x35)	1,811	0,150	0,272	11,950	21,641
12/ (B, D) (30x40)	1,260	4,250	5,355	4,100	5,166
12/ (E, H) (30x55)	2,846	4,250	12,095	11,950	34,010
12/Balcon (30x35)	0,407	4,250	1,730	16,175	6,583
11/ (A, D) (30x55)	2,575	7,550	19,441	3,100	7,982
11/ (D, E) (30x40)	0,690	7,550	5,209	7,350	5,071
11/(E, H) (30x55)	2,846	7,550	21,487	11,950	34,010
11/Balcon (30x35)	0,407	7,550	3,073	16,175	6,583
10/ (A, D) (30x55)	2,557	10,650	27,232	3,100	7,927
10/ (D, H) (30x45)	3,105	10,650	33,068	10,800	33,534
9/ (A, D) (30x55)	2,557	11,350	29,022	3,100	7,927
9/ (D, F) (30x45)	1,283	11,350	14,562	8,100	10,392
8/ (F, G) (30x35)	1,234	15,700	19,374	12,350	15,240
7/(C, D) (30x35)	0,812	17,350	14,088	4,353	3,535
A/ (11,9) (30x35)	1,732	14,300	24,767	0,150	0,260
B/ (12,11) (30x35)	0,840	5,800	4,872	2,150	1,806
C/ (9,5) (30x35)	1,444	17,350	25,053	2,605	3,762
D/ (12,2) (30x35)	6,772	17,350	117,494	6,050	40,971
E/ (13,10) (30x35)	2,664	5,425	14,452	8,650	23,044
F/ (10,4) (30x45)	4,421	17,350	76,704	10,150	44,873
G/ (10,4) (30x45)	4,421	17,350	76,704	14,550	64,326
H/ (13,10) (30x35)	2,677	5,400	14,456	15,150	40,557
CH12/ (g) (30x35)	0,787	5,900	4,643	16,700	13,143
1/(E, H) (30x35)	1,811	31,650	57,318	11,950	21,641
2 / (B, D) (30x40)	1,260	27,550	34,713	4,100	5,166
2/(E, H) (30x55)	2,846	27,550	78,407	11,950	34,010
2/Balcon (30x35)	0,407	27,550	11,213	16,175	6,583
3/ (A, D) (30x55)	2,575	23,950	61,671	3,100	7,983
3/ (D, E) (30x40)	0,690	23,950	16,525	7,350	5,072
3/(E, H) (30x55)	2,846	23,950	68,161	11,950	34,010
3/Balcon (30x35)	0,407	23,950	9,747	16,175	6,583
4/ (A, D) (30x55)	2,557	20,850	53,313	3,100	7,927
4/ (D, H) (30x45)	3,105	20,850	64,739	10,800	33,534
5/ (A, D) (30x55)	2,557	17,150	43,852	3,100	7,927
5/ (D, F) (30x45)	1,283	17,150	22,003	8,100	10,392
6/ (F, H) (30x35)	1,234	19,100	23,569	12,350	15,240
A/ (3,5) (30x35)	1,732	23,700	41,048	0,150	0,260
B/ (2,3) (30x35)	0,800	28,900	23,120	2,150	1,720
E/ (1,4) (30x35)	2,664	29,275	77,988	8,650	23,044
H/ (1,4) (30x35)	2,677	29,300	78,436	15,150	40,557
CH12 / (d) (30x35)	0,787	33,750	26,561	16,700	13,143
SOMME	82,386		1357,537		707,135

D'où :

$$\begin{cases} \sum m_i \times x_i = 1357,537 \text{ t.m.} \\ \sum m_i \times y_i = 707,135 \text{ t.m.} \\ \sum m_i = 82,386 \text{ t.} \end{cases}$$

Le résultat final de calcul est le suivant :

$$\begin{cases} \sum m_i \times x_i = 7242,787 \text{ t.m.} \\ \sum m_i \times y_i = 3630,087 \text{ t.m.} \\ \sum m_i = 422,225 \text{ t.} \end{cases}$$

Les coordonnées du centre de gravité sont donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} X_G = 17,15 \text{ m.} \\ Y_G = 8,59 \text{ m.} \end{cases}$$

## V-2 - 2 Centre de torsion

Les coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum I_{xi} \times y_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_c = \frac{\sum I_{yi} \times x_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{xi} : \text{moment d'inertie dans le sens longitudinal de l'élément } i. \\ I_{yi} : \text{moment d'inertie dans le sens transversal de l'élément } i. \\ x_i \text{ et } y_i : \text{composantes de l'élément } i \text{ par rapport à l'origine } (0,0). \end{cases}$$

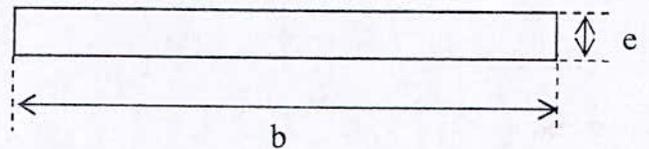
### Calcul des inerties des voiles :

#### 1-voiles pleins :

L'inertie d'un voile plein est celle d'une section rectangulaire

$$I = \frac{e \times b^3}{12}$$

- e : épaisseur du voile.
- b : longueur du voile.

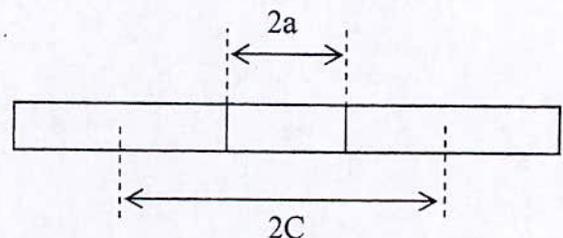


#### 2-voiles avec une seule file d'ouverture :

Vu la présence de l'ouverture dans le voile, on a introduit la notion de l'inertie équivalente qui permet d'assimiler les voiles avec ouvertures à des voiles linéaires pleins, pour que l'effort horizontal qui doit être repris par le voile avec ouverture sera distribué sur un voile fictif dont l'inertie est dite 'équivalente' [10].

Étapes de calcul :

$$\alpha = z \times \sqrt{\frac{3E' \times i \times I \times C}{E(I_1 + I_2) \times m \times a^3 \times h}}$$



- $\alpha$  : Degré de monolithisme.
- $E'$  : Module d'élasticité du linteau.
- $i$  : l'inertie du linteau.
- $a$  : demi portée de l'ouverture.
- $I_1$  : l'inertie de l'élément 1 du voile par rapport à son propre centre de gravité.
- $I_2$  : l'inertie de l'élément 2 du voile par rapport à son propre centre de gravité.
- $C$  : demi portée de la distance entre les deux centres de gravités des deux éléments du voile.

- I : l'inertie du voile avec ouverture.
- m : moment statique de chacun des deux éléments du voile par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$$m = \frac{2 \times C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} \quad \text{avec}$$

- $\Omega_i$  : Section horizontale de chacun des éléments du voile.

L'inertie équivalente du voile est donnée par :  $I = I_1 + I_2 + 2 \times m \times c$ .

Les valeurs des inerties des voiles sont données par les tableaux suivants :

#### Valeurs des centres de torsion des voiles Sens -X-

Voile	$I_{xi} (m^4)$	$y_i (m)$	$I_{xi} \times y_i (m^5)$
VS (d)	0,071	2,212	0,157
VS (g)	0,071	2,212	0,157
Vx3	0,502	10,109	5,07
Vx1	3,209	10,109	32,44
Vasc	0,134	6,086	0,815
Vx2 (d)	1,711	6,083	10,41
Vx2 (g)	1,711	6,083	10,41
VI (d)	0,095	15,276	1,444
VI (g)	0,095	15,276	1,444
somme	7,622	-	61,136

#### Valeurs des centres de torsion des voiles Sens-Y-

Voile	$I_{yi} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{yi} \times x_i (m^5)$
Vy1 (g)	4,875	0,114	0,554
Vy1 (d)	4,875	34,586	168,61
Vasc (g)	0,178	16,45	2,92
Vasc (d)	0,178	18,25	3,239
Vy2	1,471	17,35	25,52
somme	11,623	-	201,635

#### Calcul des inerties des poteaux :

L'inertie d'un poteau est celle d'une section carrée et égale à :  $I = \frac{a^4}{12}$

On prend la section des poteaux qui est :  $55 \times 55 (cm^2)$ .

#### Remarque :

Pour faciliter les calculs on prendra tous les poteaux qui se trouve dans le même alignement suivant la direction considérée et on les met dans la même case du tableau.

**Valeurs des centres de torsion des poteaux Sens -X-**

Axe Poteau	$I_{xi} (m^4)$	$y_i (m)$	nbre de poteaux	$I_{xi} \times y_i (m^5)$
A	0,0076	0,25	6	0,012
D	0,0076	5,95	4	0,182
E	0,0076	8,75	4	0,267
F	0,0076	10,275	1	0,078
G	0,0076	14,45	2	0,220
H	0,0076	15,125	6	0,692
somme	0,175	-	-	1,453

**Valeurs des centres de torsion des poteaux Sens -Y-**

Axe Poteaux	$I_{yi} (m^4)$	$x_i (m)$	nbre de poteaux	$I_{yi} \times x_i (m^5)$
12	0,0076	4,175	3	0,096
11	0,0076	7,675	4	0,23
10	0,0076	10,675	2	0,163
9	0,0076	14,325	1	0,109
8	0,0076	15,575	1	0,119
6	0,0076	19,125	2	0,292
5	0,0076	20,365	1	0,155
4	0,0076	24,025	2	0,367
3	0,0076	27,025	4	0,825
2	0,0076	30,525	3	0,699
somme	0,175	-	-	3,058

D'où :

$$\begin{cases} X_C = \frac{201,6348 + 3,05821845}{11,621942 + 0,17549} = 17,35m \\ Y_C = \frac{61,13594 + 1,45256125}{7,621774 + 0,17549} = 8,027m \end{cases}$$

Les coordonnées du centre de torsion sont :

$$\begin{cases} X_C = 17,35m \\ Y_C = 8,027m \end{cases}$$

### V-2 - 3 Récapitulatif :

- centre de masse :  $\begin{cases} X_G = 17,15 \text{ m.} \\ Y_G = 8,59 \text{ m.} \end{cases}$

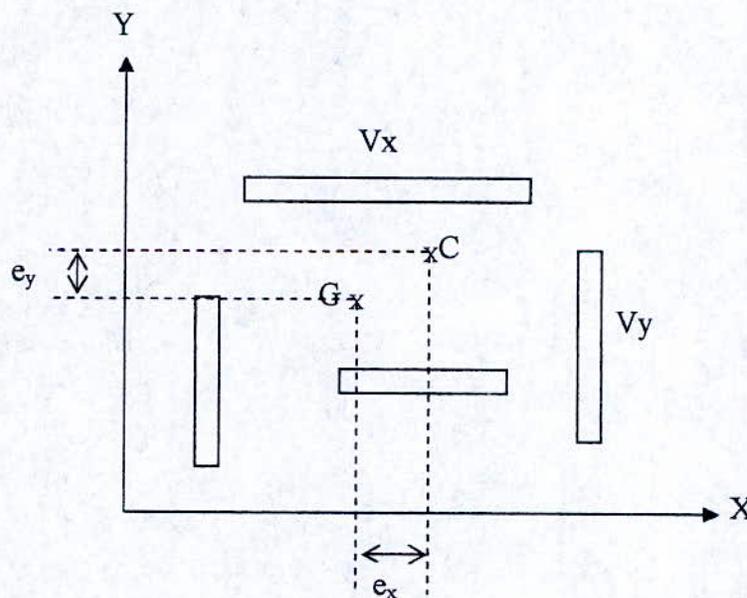
- centre de torsion :  $\begin{cases} X_C = 17,35 \text{ m} \\ Y_C = 8,027 \text{ m} \end{cases}$

- excentricité théorique :  $\begin{cases} e_x = |X_G - X_C| \\ e_y = |Y_G - Y_C| \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x = 0,200 \text{ m.} \\ e_y = 0,563 \text{ m.} \end{cases}$

- excentricité accidentelle :  $\begin{cases} e_x = 5\% \cdot L \\ e_y = 5\% \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,74 \text{ m.} \\ e_y = 1,74 \text{ m.} \end{cases}$

L : la plus grande dimension de la structure au niveau considéré.

On prendra  $e = \text{Max}(e_{\text{théorique}}; e_{\text{accidentelle}}) \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,74 \text{ m.} \\ e_y = 1,74 \text{ m.} \end{cases}$



**Fig.V.2.** Schéma des coordonnées du centre d'excentricité

G : Centre de gravité.  
C : Centre de torsion.

CHAPITRE - VI -

ETUDE AU VENT

## VI-1 - Introduction

Bien qu'en général pour les ouvrages en béton armé c'est plutôt les effets du séisme qui sont prépondérants et qui les dimensionnent, mais pour les besoins de vérification l'étude aux effets du vent sera effectuée pour comparer les actions.

L'étude au vent sera menée conformément aux règles neige - vent 65.

Le bâtiment à étudier est à usage d'habitation implanté dans la région de Ain Malha à Alger classée site exposé de zone I.

## VI-2 - Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur du bâtiment :  $L_x = 34,70\text{m}$ .
- Largeur du bâtiment :  $L_y = 15,40\text{m}$ .
- Hauteur du bâtiment :  $h_n = 31\text{m}$ .
- Hauteur du RDC :  $h = 4\text{m}$ .
- Hauteur d'étage courant :  $h = 3\text{m}$ .
- La pression dynamique de base est :  $q_{10} = 50\text{ daN} / \text{m}^2$ .

## VI-3 - Calcul de l'action parallèle à la direction du vent :

Dans la direction parallèle à la direction du vent le comportement de l'ouvrage est assimilé à celui d'une console verticale encadrée à sa base et soumise à la pression horizontale du vent uniformément répartie sur toute sa hauteur [5].

### VI-3 - 1- suivant la direction $L_x$ :

#### 1-a : cas des surcharges normales :

La composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent s'exprime par la relation suivante :

$$T_{dn} = C_t \times \beta \times \delta \times q \times D_e$$

#### Détermination des coefficients :

##### Coefficient de traînée $C_t$ :

Il dépend de l'élanement de la tour et de la rugosité de sa surface [5]:

$$C_t = C_{t0} \times \gamma_0$$

Avec :  $\begin{cases} C_{t0} : \text{coefficient donné par le tableau 7 du RNV65.} \\ \gamma_0 : \text{Coefficient donné en fonction de l'élanement } (\lambda). \end{cases}$

On a :  $\lambda = \frac{H}{D_e}$  avec  $\begin{cases} H : \text{hauteur totale du bâtiment.} \\ S_t : \text{surface de maître-couple.} \end{cases}$

Maître couple : c'est la projection orthogonale de la surface considérée sur un plan normal à la direction du vent.

$$\lambda = 2,01\text{ m} \Rightarrow \gamma_0 = 0,985 \text{ ET } C_{t0} = 1,30$$

$$\text{D'où : } C_t = 1,2805$$

Coefficient de majoration dynamique  $\beta$ :

Il dépend de la période propre de vibration de la construction et de l'altitude du niveau considéré.

$$\beta = \theta \times [1 + \xi \times \tau]$$

Avec : 
$$\begin{cases} \xi : \text{coefficient donné par la fig R-III-3.} \\ \tau : \text{coefficient de pulsation donné par fig R-III-4.} \\ \theta : \text{depend de la hauteur du bâtiment.} \end{cases}$$

$$30 \leq H \leq 60\text{m} \Rightarrow \theta = 0,7 + 0,01 \times (H_s - 30) \Rightarrow \theta = 0,71$$

Calcul de la période fondamentale de la structure [2] :

$$T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec : 
$$\begin{cases} h_n : \text{hauteur totale du bâtiment mesurée en mètre à partir de la base.} \\ D : \text{dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.} \end{cases}$$

Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} \quad \text{Avec} \quad D_x = L_x = 34,7 \text{ m.} \Rightarrow T_x = 0,474 \text{ s.}$$

Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} \quad \text{Avec} \quad D_y = L_y = 15,4 \text{ m.} \Rightarrow T_y = 0,711 \text{ s.}$$

$$\text{D'où :} \quad \begin{cases} T_x : 0,474 \text{ s.} \\ T_y : 0,711 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \xi_x = 0,4 \\ \xi_y = 0,6 \end{cases}$$

Coefficient de dimensions  $\delta$  :

Il tient compte des dimensions de l'ouvrage donné par la fig-III-2 du RNV65

Coefficient de site  $K_s$  :

Il dépend de l'emplacement de la construction.

Comme on a un site exposé en zone I donc  $K=1,35$

Coefficient  $q$  :

$q$ : représente la pression du vent déterminée à chaque étage.

$$q = q_H \times K_s \times K_m \times \delta \quad \text{avec} \quad \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

$$\begin{cases} q_H : \text{pression dynamique agissent à la hauteur H.} \\ q_{10} : \text{pression dynamique de base à 10 m de hauteur.} \end{cases}$$

1-b : cas des surcharges extrêmes :

$$\text{On a : } T_{de} = 1,75 \times T_{dn}$$

$$\begin{cases} T_{dn} : \text{surcharge dynamique normale.} \\ T_{de} : \text{surcharge dynamique extrême.} \end{cases}$$

**VI-3 - 2- suivant la direction  $L_y$  :**

**2-a : cas des surcharges normales :**

**Détermination des coefficients :**

Coefficient de traînée  $C_t$  :

$$C_t = 1,17$$

Coefficient de majoration dynamique  $\beta$  :

$$\beta = \theta \times [1 + \xi \times \tau]$$

$$T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_e}} \Rightarrow T_y = 0,711 \text{ s.}$$

$$\text{D'où } \xi_y = 0,6$$

2-b : cas des surcharges extrêmes :

$$\text{On a } T_{de} = 1,75 \times T_{dn}$$

**Tableau récapitulatif des efforts de calcul du vent sens X**

$n^0$ d'étage	H (m)	$q_H$ (t)	$K_m$	$K_s$	$\delta$	q (t)	$C_r$	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$D_e$	$T_{an}$ (t)	$T_{de}$ (t)
10	31	0.067	1	1.35	0.71	0.064	1.2805	0.4	0.33	0.71	0.78	15.4	0.9844	1.723
9	28	0.065	1	1.35	0.7	0.0614	1.2805	0.4	0.338	0.71	0.782	15.4	0.9468	1.657
8	25	0.063	1	1.35	0.7	0.0595	1.2805	0.4	0.342	0.71	0.783	15.4	0.9187	1.608
7	22	0.061	1	1.35	0.7	0.0576	1.2805	0.4	0.345	0.71	0.7835	15.4	0.8899	1.557
6	19	0.0585	1	1.35	0.7	0.0553	1.2805	0.4	0.348	0.71	0.7841	15.4	0.8551	1.496
5	16	0.0559	1	1.35	0.7	0.0528	1.2805	0.4	0.35	0.71	0.7846	15.4	0.8169	1.430
4	13	0.0531	1	1.35	0.7	0.0502	1.2805	0.4	0.358	0.71	0.786	15.4	0.7781	1.362
3	10	0.050	1	1.35	0.7	0.04725	1.2805	0.4	0.36	0.71	0.787	15.4	0.7333	1.283
2	7	0.0466	1	1.35	0.7	0.044	1.2805	0.4	0.36	0.71	0.787	15.4	0.683	1.195
1	4	0.043	1	1.35	0.7	0.0406	1.2805	0.4	0.36	0.71	0.787	15.4	0.630	1.103
0	0	0.0375	1	1.35	0.7	0.0354	1.2805	0.4	0.36	0.71	0.787	15.4	0.5494	0.961

Tableau récapitulatif des efforts de calcul du vent sens Y

$n^{\circ}$ d'étage	H (m)	$q_H(t)$	$K_m$	$K_s$	$\delta$	$q(t)$	$C_i$	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$D_e$	$T_{dn}(t)$	$T_{de}(t)$
10	31	0.067	1	1.35	0.71	0.064	1.17	0.6	0.33	0.71	0.794	34.7	2.063	3.61
9	28	0.065	1	1.35	0.7	0.0614	1.17	0.6	0.338	0.71	0.796	34.7	1.984	3.47
8	25	0.063	1	1.35	0.7	0.0595	1.17	0.6	0.342	0.71	0.797	34.7	1.925	3.369
7	22	0.061	1	1.35	0.7	0.0576	1.17	0.6	0.345	0.71	0.798	34.7	1.866	3.266
6	19	0.0585	1	1.35	0.7	0.0553	1.17	0.6	0.348	0.71	0.799	34.7	1.794	3.139
5	16	0.0559	1	1.35	0.7	0.0528	1.17	0.6	0.35	0.71	0.7994	34.7	1.714	2.999
4	13	0.0531	1	1.35	0.7	0.0502	1.17	0.6	0.358	0.71	0.8015	34.7	1.634	2.859
3	10	0.050	1	1.35	0.7	0.04725	1.17	0.6	0.36	0.71	0.802	34.7	1.538	2.692
2	7	0.0466	1	1.35	0.7	0.044	1.17	0.6	0.36	0.71	0.802	34.7	1.433	2.507
1	4	0.043	1	1.35	0.7	0.0406	1.17	0.6	0.36	0.71	0.802	34.7	1.322	2.313
0	0	0.0375	1	1.35	0.7	0.0354	1.17	0.6	0.36	0.71	0.802	34.7	1.153	2.017

CHAPITRE - VII -

ETUDE SISMIQUE

## VII - 1- Introduction :

L'évaluation des sollicitations d'origine sismique peut se faire de deux manières différentes :

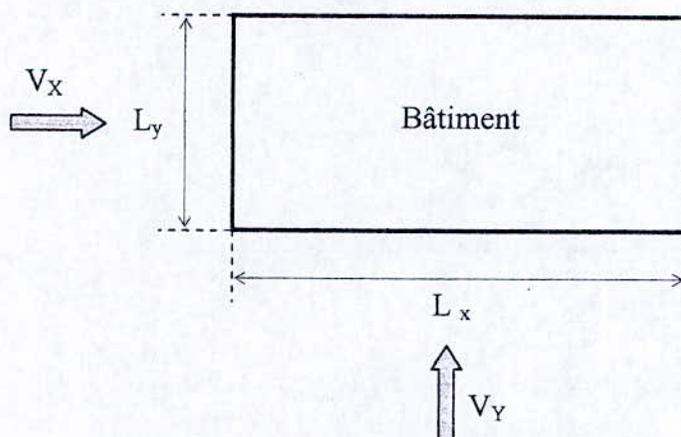
- Par la méthode statique équivalente qui consiste à appliquer à la construction un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- Par l'utilisation d'une méthode analytique de détermination de la période de vibration de la structure. La méthode de Rayleigh a été utilisée.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente données dans le RPA99 (version 2003) sont remplies donc on peut évaluer la force sismique à partir de cette méthode.

## VII -2- Caractéristiques de la structure

### VII -2- 1 Caractéristiques géométriques:

- longueur du bâtiment :  $L_x = 34,70$  m.
- largeur du bâtiment:  $L_y = 15,40$  m.
- hauteur du bâtiment:  $h_n = 31,00$  m.
- Poids du bâtiment :  $W = 4399$  t.
- Hauteur du RDC :  $h = 4$  m.
- Hauteur d'étage courant :  $h = 3$  m.



**Fig.VII.1.** Schéma des sens des efforts sismiques

$V_x$  : c'est l'effort induit par le séisme dans le sens XX

$V_y$  : c'est l'effort induit par le séisme dans le sens YY

## VII -2- 2 Caractéristiques dynamiques :

Calcul de la période fondamentale de la structure [2] :

$$T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec :  $\begin{cases} h_n : \text{hauteur totale du bâtiment mesurée en mètre à partir de la base.} \\ D : \text{dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.} \end{cases}$

Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} \quad \text{Avec} \quad D_x = L_x = 34,7 \text{ m.}$$

$$T_x = 0,474 \text{ s.}$$

Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} \quad \text{Avec} \quad D_y = L_y = 15,4 \text{ m.}$$

$$T_y = 0,711 \text{ s.}$$

## VII-3- Calcul de la force sismique [2]:

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est déterminé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Le bâtiment devrait résister aux efforts sismiques agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure.

### VII -3- 1 Calcul de la force sismiques suivant le sens longitudinal XX:

-Le coefficient d'accélération de zone A :

Il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment et donné par le tableau 4.1

Notre bâtiment est de groupe d'usage 2.

La zone sismique c'est la zone III.

$$\text{D'où} \quad A = 0,25$$

- Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a des voiles en béton armé alors  $\xi = 10\%$ .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,764 \geq 0,7$$

D'autre part notre site est un site  $S_2 \Rightarrow T_2 = 0,40\text{s}$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site

$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 1,706 \quad \Rightarrow \quad D = 1,706$$

-Le facteur de qualité Q :

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ .

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4)

Étant donnée que les conditions 2 ; 3 ne sont pas vérifiées donc  $Q = 1 + 0,5 + 0,5$

$$\Rightarrow Q = 1,1$$

- le facteur de comportement global de la structure R :

R est fonction du système de contreventement de la structure il est donné par le tableau (4.3)

Notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs donc  $\Rightarrow R = 3,5$

D'où la force sismique dans le sens longitudinale :

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,706 \times 1,1 \times 4399}{3,5} \Rightarrow V_x = 590 \text{ t} = 5900 \text{ KN.}$$

### **VII -3- 2- Calcul de la force sismique suivant le sens transversal YY :**

Les coefficients A, Q et R sont les mêmes que ceux suivant le sens longitudinal XX.

-Détermination du facteur d'amplification moyen :

On a  $T_2 \leq T \leq 3s$  donc

$$D = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1,302 \Rightarrow D = 1,302$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,302 \times 1,1 \times 4399}{3,5} = 450 \text{ t} = 4500 \text{ KN.} \Rightarrow V_y = 4500 \text{ KN.}$$

D'où les forces statiques équivalentes créés par le séisme :

$$\begin{cases} V_x = 5900 \text{ KN} . \\ V_y = 4500 \text{ KN} . \end{cases}$$

## VII - 4 - Calcul des efforts sismiques avec l'utilisation d'une méthode analytique de détermination de la période de vibration de la structure.

Généralement, le calcul des caractéristiques dynamiques, périodes et vecteurs propres de vibrations, d'une structure par les méthodes mathématiques directes est extrêmement laborieux. C'est pour cela que des méthodes approchées (méthodes de Rayleigh, Holzer, Stodola etc....) ont été élaborées, ces méthodes sont basées sur quelques hypothèses de calcul et des simplifications admises. La méthode utilisée est celle de Rayleigh.

### **VII - 4 -1 Présentation de la méthode de RAYLEIGH (méthode énergétique) :**

C'est une méthode utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale (donc de la période de vibration) d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de degrés de liberté. Elle a été développée sur la base du principe de la loi de conservation de l'énergie formulée comme suit pour un système conservatifs [9].

$$E_{totale} = E_c(t) + E_p(t) = \text{constante.}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_c(t) : \text{énergie cinématique à un instant (t).} \\ E_p(t) : \text{énergie potentielle à un instant (t).} \end{cases}$$

Si un système oscillant exécute des mouvements selon le mode fondamental, alors toutes les masses du système auront la même pulsation.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté, les masses :  $m_1, m_2, \dots, m_k, \dots, m_n$  auront des élongation :  $X_1(t), X_2(t), \dots, X_k(t), \dots, X_n(t)$ , mesurées suivant les directions des degrés de liberté à partir des positions d'équilibre statique [9].

Les expressions des énergies cinétiques et potentielles s'écrivent de la manière suivante :

$$1 - E_c(t) = \frac{1}{2} \cdot \sum_{k=1}^n m_k \cdot \dot{X}_k^2(t).$$

$$2 - E_p(t) = \frac{1}{2} \cdot \sum_{k=1}^n G_k \cdot X_k(t) \quad \text{avec} \quad G_k = m_k \cdot g$$

Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples.

$$3 - X_k(t) = X_k \cdot \sin(\omega_1 \cdot t + \varphi_1) \quad k = 1, 2, \dots, n$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} X_k : \text{représentant l'amplitude.} \\ \omega_1 : \text{représentant la pulsation fondamentale.} \\ \varphi_1 : \text{représentant le déphasage du mode fondamental.} \end{cases}$$

En substituant l'expression 3 dans les expressions 1 et 2 et en prenant en compte que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant l'énergie cinétique est nulle et l'énergie potentielle est maximale.

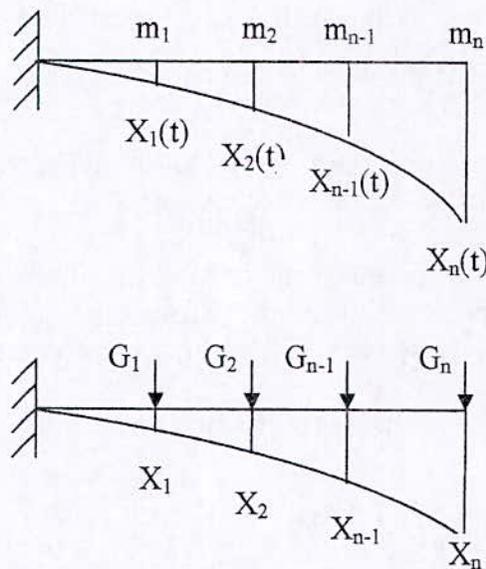
A l'instant où le système passe par la position d'équilibre statique, l'énergie cinétique devient maximale tandis que l'énergie potentielle est nulle.

D'où l'expression de la pulsation fondamentale de RAYLEIGH [9]:

$$w_{1,k}^2 = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}$$

En sachant que :  $T = \frac{2 \cdot \pi}{w}$  alors la période de pulsation fondamentale s'écrit :

$$T = \frac{2 \times \pi}{\sqrt{g}} \times \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \times X_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k \times X_k}}$$



**Fig.VII.2.** Schéma des déplacements des masses

#### VII - 4 -2 Modélisation de la structure :

La modélisation met en évidence le choix d'un modèle mathématique conçu à partir d'un système réel.

On supposera que les masses des étages sont concentrées au niveau du centre de gravité des planchers, de même les masses seront reliées entre elles par des tiges représentant les éléments verticaux (voiles et poteaux).

Les effets de rotation des masses autour des axes horizontaux et verticaux seront négligés, de même que les déplacements verticaux des masses soumises à une excitation sismique.

Pour caractériser la position de la masse pendant son mouvement, on aura besoin d'un paramètre appelé élongation [9].

Déterminations des masses revenant à chaque niveau :

Tableau récapitulatif des masses revenantes a chaque étage

niveau	masse (t)
1 ( $m_1$ )	496,21
2 ( $m_2$ )	431,81
3 ( $m_3$ )	431,81
4 ( $m_4$ )	427,36
5 ( $m_5$ )	416,40
6 ( $m_6$ )	409,67
7 ( $m_7$ )	405,68
8 ( $m_8$ )	401,71
9 ( $m_9$ )	401,71
10 ( $m_{10}$ )	437,70

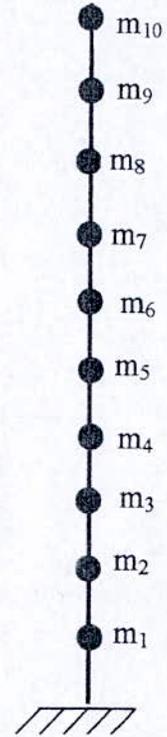


Fig.VII.3. schéma de modélisation de la structure.

Déterminations des rigidités des éléments de chaque étage :

Tableau récapitulatif des inerties des voiles et poteaux (par axe voir fig.3)

Eléments / (axe)	dimension	$I_{xG}$ (m4)	$I_{yG}$ (m4)
VIG/VID	(e=20cm)	0,0945	négligeable
VIG/VID	(e=15cm)	0,08	négligeable
F/ (4,6)	(e=20cm)	0,4419	négligeable
F/ (4,6)	(e=15cm)	0,3694	négligeable
F/ (8,10)	(e=20cm)	3,2092	négligeable
F/ (8,10)	(e=15cm)	2,79	négligeable
D/ (4,5) et D/ (9,10)	(e=20cm)	2,5894	négligeable
D/ (4,5) et D/ (9,10)	(e=15cm)	2,1594	négligeable
D/ascenseur	(e=20cm)	0,13387	négligeable
D/ascenseur	(e=15cm)	0,1008	négligeable
VSG/VSD	(e=20cm)	0,064	négligeable
VSG/VSD	(e=15cm)	0,0616	négligeable
1/ (H, E) et 13/ (H, E)	(e=20cm)	négligeable	6,6
1/ (H, E) et 13/ (H, E)	(e=15cm)	négligeable	5,6094
Voile ascenseur	(e=20cm)	négligeable	0,1776
Voile ascenseur	(e=15cm)	négligeable	0,1331
7/(C, D)	(e=20cm)	négligeable	1,4706
7/(C, D)	(e=15cm)	négligeable	1,2912
Poteau	(55cmx55cm)	0,00763	0,00763
Poteau	(50cmx50cm)	0,00521	0,00521
Poteau	(45cmx45cm)	0,00342	0,00342
Poteau	(40cmx40cm)	0,00213	0,00213

Inertie et rigidité revenant a chaque étage [9]:

$$\text{Rigidité d'étage } k : R_k = \frac{12 \times E \times I_k}{L^3}$$

Avec :

$$\begin{cases} E = 32,1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \\ I_k : \text{inertie de l'étage } k. \\ L : \text{hauteur de l'étage } k. \end{cases}$$

**Tableau récapitulatif des rigidités des étages sens X et Y**

étage	$l_x$ (m4)	$l_y$ (m4)	$R_{kX}$ (t/cm)	$R_{kY}$ (t/cm)
9	7,8825	12,8252	$1,125 \times 10^5$	$1,83 \times 10^5$
8	7,8825	12,8252	$1,125 \times 10^5$	$1,83 \times 10^5$
7	7,8825	12,8252	$1,125 \times 10^5$	$1,83 \times 10^5$
6	7,9165	12,8548	$1,129 \times 10^5$	$1,83 \times 10^5$
5	7,9165	12,8548	$1,129 \times 10^5$	$1,83 \times 10^5$
4	9,3494	15,1045	$1,33 \times 10^5$	$2,155 \times 10^5$
3	9,3958	15,1456	$1,34 \times 10^5$	$2,16 \times 10^5$
2	9,3958	15,1456	$1,34 \times 10^5$	$2,161 \times 10^5$
1	9,3958	15,1456	$1,34 \times 10^5$	$2,161 \times 10^5$
RDC	9,4563	15,2013	$0,57 \times 10^5$	$0,915 \times 10^5$

Détermination des déplacements  $X_k$  (déplacements absolus) [9]:

Ils seront déterminés par la méthode de Muto :

$$\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

Avec :

$$\begin{cases} \Delta_k : \text{deplacement relatif du niveau } k \\ T_k : \text{effort tranchant du niveau } k. \\ R_k : \text{rigidité relative d'étage } k. \end{cases}$$

**Tableau des déplacements des masses par étage :Sens X**

niveau	$G_k$ (t)	$T_k = \sum G_k$ (t)	$R_{kX}$ (t/cm)	$\Delta_k = T_k/R_k$ (cm)	$X = \sum \Delta_k$ (cm)
10	437,7	437,7	$1,125 \times 10^5$	$38,9 \times 10^{-4}$	0,221
9	401,71	839,41	$1,125 \times 10^5$	$74,6 \times 10^{-4}$	0,217
8	401,71	1241,12	$1,125 \times 10^5$	$110,32 \times 10^{-4}$	0,21
7	405,68	1646,8	$1,129 \times 10^5$	$129,77 \times 10^{-4}$	0,198
6	409,67	2056,47	$1,129 \times 10^5$	$182,15 \times 10^{-4}$	0,186
5	416,4	2472,87	$1,33 \times 10^5$	$185,93 \times 10^{-4}$	0,167
4	427,36	2900,23	$1,34 \times 10^5$	$216,44 \times 10^{-4}$	0,149
3	431,81	3332,04	$1,34 \times 10^5$	$248,66 \times 10^{-4}$	0,127
2	431,81	3763,85	$1,34 \times 10^5$	$280,88 \times 10^{-4}$	0,102
1	464,21	4228,06	$0,57 \times 10^5$	$741,76 \times 10^{-4}$	0,074

$$D'où : T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}} \Rightarrow T_x = 0,84 \text{ S.}$$

**Tableau des déplacements des masses par étage : Sens Y**

niveau	$G_k$ (t)	$T_k = \sum G_k$ (t)	$R_{ky}$ (t/cm)	$\Delta_k = T_k/R_k$ (cm)	$X = \sum \Delta_k$ (cm)
10	437,7	437,7	$1,83 \times 10^5$	$2,392 \times 10^{-3}$	0,138
9	401,71	839,41	$1,83 \times 10^5$	$4,587 \times 10^{-3}$	0,136
8	401,71	1241,12	$1,83 \times 10^5$	$6,782 \times 10^{-3}$	0,131
7	405,68	1646,8	$1,83 \times 10^5$	$9,00 \times 10^{-3}$	0,124
6	409,67	2056,47	$1,83 \times 10^5$	$1,124 \times 10^{-2}$	0,115
5	416,4	2472,87	$2,155 \times 10^5$	$1,148 \times 10^{-2}$	0,104
4	427,36	2900,23	$2,16 \times 10^5$	$1,343 \times 10^{-2}$	0,092
3	431,81	3332,04	$2,161 \times 10^5$	$1,542 \times 10^{-2}$	0,079
2	431,81	3763,85	$2,161 \times 10^5$	$1,742 \times 10^{-2}$	0,064
1	464,21	4228,06	$0,915 \times 10^5$	$4,621 \times 10^{-2}$	0,046

$$D'où : T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}} \Rightarrow T_y = 0,68 \text{ s.}$$

Les périodes du premier mode:  $\begin{cases} T_x = 0,84 \text{ s.} \\ T_y = 0,68 \text{ s.} \end{cases}$

Détermination des efforts sismiques:

Avec :  $\begin{cases} W = 4399 \text{ t} \\ Q = 1,1 \\ A = 0,25 \\ R = 3,5 \end{cases}$  déterminés ci avant.

Calcul du nouveau facteur d'amplification dynamique moyen (D) à partir des périodes déterminées par la méthode analytique :

$$\begin{cases} T_x = 0,84 \text{ s} \Rightarrow D_x = 1,165 \\ T_y = 0,68 \text{ s} \Rightarrow D_y = 1,411 \end{cases}$$

D'où l'effort sismique :  $\begin{cases} V_x = 402,562 \text{ t.} \\ V_y = 487,676 \text{ t.} \end{cases}$

L'effort sismique obtenu selon les périodes empiriques préconisées par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 est:

$$\begin{cases} V_x = 590 \text{ t.} \\ V_y = 450 \text{ t.} \end{cases}$$

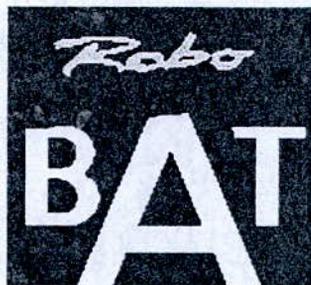
**Remarque :**

On remarque que les efforts sismiques obtenus à la base du bâtiment, évalués à partir des périodes données par la méthode de Rayleigh sont plus faibles que les efforts sismiques obtenus avec des périodes issues d'un calcul empirique (méthode statique équivalente).

CHAPITRE - VIII -

ETUDE DYNAMIQUE

Calcul par le logiciel Robot Millennium



## **VIII - 1 Introduction :**

L'étude dynamique sismique a été faite à l'aide du logiciel de calcul de structure : Robot Millennium. Ce logiciel de calcul utilisé par l'organisme de contrôle technique de la construction CTC Centre a été mis à notre disposition.

Par ailleurs, ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 4 du RPA 99 version 2003 pour nous permettre de faire quelques comparaisons avec les résultats obtenus par la méthode statique équivalente préconisée par le RPA 99 version 2003.

Les vérifications analytiques ont porté précisément sur:

- La définition du nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de telle sorte que la somme des masses modales soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- La vérification de la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales. Cette dernière ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent  $V$ .

Dans le cas où  $V_t$  est inférieure à  $0,8 V$ , il faudra alors augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ..... ) dans le rapport  $0,8 V/V_t$ .

### **VIII – 1-1 Présentation du logiciel Robot Millennium :**

Le système Robot Millennium est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot Millennium permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot Millennium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

### **VIII – 1-2 Caractéristiques principales du logiciel Robot Millennium :**

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant les simulations de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels).
- Possibilité d'application des modules métier qui permettent la définition des métrés et des plans d'atelier.

Le système Robot Millennium regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure.

### VIII – 1-3 Principe de fonctionnement du logiciel Robot:

Comme tous les logiciels de calcul de structure robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformés des éléments de structure.

1° Etape : Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques (préférences) de l'affaire

C'est-à-dire :

- Définition de la langue de travail.
- Définition des caractéristiques des matériaux. (béton, acier, bois, aluminium ...)
- Définition des unités et du système métrique utilisés.
- Définition des normes et règlements utilisés.

2° Etape : Le logiciel nécessite la définition de la structure.

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des éléments verticaux poteaux et voiles de contreventement
- Définition des éléments horizontaux (poutres dalles)
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels).
- Définition des conditions d'appuis.

3° Etape : Le logiciel nécessite la définition et l'application du chargement de la structure.

- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structure noté comme charges permanentes PERM1
- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires autre que le poids propres des éléments telle que, le carrelage, les planchers corps creux etc.....) comme charge permanentes PERM 2
- Définition des charges d'exploitations.
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.
- Définition si nécessaire des tassements ou des déplacement imposés des appuis.

4° Etape : Choix du type d'analyse de structure :

- Analyse sous charges permanentes PERM1 et PERM2
- Analyse sous les surcharges d'exploitation
- Analyse modale :
  - Nombre de nœuds.
  - Nombre d'itérations.
  - Valeur de l'amortissement.
- Analyse sismique :
  - Définition de la zone sismique.
  - Définition de du groupe d'usage.
  - Définition du site.
  - Définition du coefficient de comportement.
  - Définition du facteur de qualité.
  - Définition des directions du séisme.

5° Etape : Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

6° Etape : Lancement du calcul.

7° Etape : Affichage et édition éventuelle des résultats.

## VIII - 2 - NOTE DE CALCUL

**Projet: Bâtiment tour R + 9  
1388 logements AADL  
Ain Malha**



### **Les définitions :**

CAS DE CHARGES: désigne les combinaisons possibles et réglementaires soit au total 20 cas de charges pour notre étude.

PERM1 : désigne le poids propres des éléments en béton armé introduit comme données. Ils sont calculés automatiquement par le logiciel.

PERM2 : désigne le poids des éléments additionnels non compris dans PERM1 (dalles corps creux, carrelage, chape, enduits) à définir par le calculateur.

EXPL1 : désigne la valeur des surcharges d'exploitation.

CAS DE CHARGES MODALE: Généré par le logiciel pour la détermination des périodes propres de vibrations

### **Récapitulatif de la note de calcul obtenu par Robot :**

Après définition et introduction des données de la structure comme indiquée en introduction ci-dessus chapitre (VIII -1-) le logiciel a restitué une note de calcul avec tous les fichiers résultats dont un résumé succinct récapitulatif est reproduit ci-après:

- Propriétés du projet: Bâtiment tour (R + 9), 1388 logements AADL Bloc C Ain Malha
- Type de structure : structure mixte poteaux voiles et poutres ( Module Coque de robot)

### **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

- X = 17.066 (m)
- Y = 8.190 (m)
- Z = 15.795 (m)

### **Coordonnées du centre géométrique de la structure:**

- X = 17.100 (m)
- Y = 7.600 (m)
- Z = 15.500 (m)

### **Moments d'inertie centraux de la structure:**

- $I_x = 217358936.715 \text{ (kg*m}^2\text{)}$
- $I_y = 368491041.621 \text{ (kg*m}^2\text{)}$
- $I_z = 248738061.363 \text{ (kg*m}^2\text{)}$
- Masse = 2122077.238 (kg)

### **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

- X = 17.084 (m)
- Y = 8.272 (m)
- Z = 16.834 (m)

**Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

- $I_x = 447495064.239 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$
- $I_y = 732952599.273 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$
- $I_z = 484288539.517 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$
- Masse = 4386722.826 (kg)

**Données Générales concernant la structure analysée:**

- Nombre de noeuds: 14901
- Nombre de barres: 790
- Eléments finis linéiques: 4147
- Eléments finis surfaciques: 12647
- Eléments finis volumiques: 0
- Nombre de degrés de liberté stat: 88596
- Cas de charges: 20
- Combinaisons: 14

**Liste de cas de charges/types de calculs**

- Cas 1** : PERM1  
Type d'analyse: Statique linéaire
- Cas 2** : PERM2  
Type d'analyse: Statique linéaire
- Cas 3** : EXPL1  
Type d'analyse: Statique linéaire
- Cas 4** : Modale  
Type d'analyse: Modale

**Données:**

- Mode d'analyse : Modal
- Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
- Nombre de modes : 30
- Limites : 0.000
- Coefficient des masses participantes : 0.000



Cas 6: Sismique RPA 99 (2003) Direction sollicitation de la masse selon \_Y

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

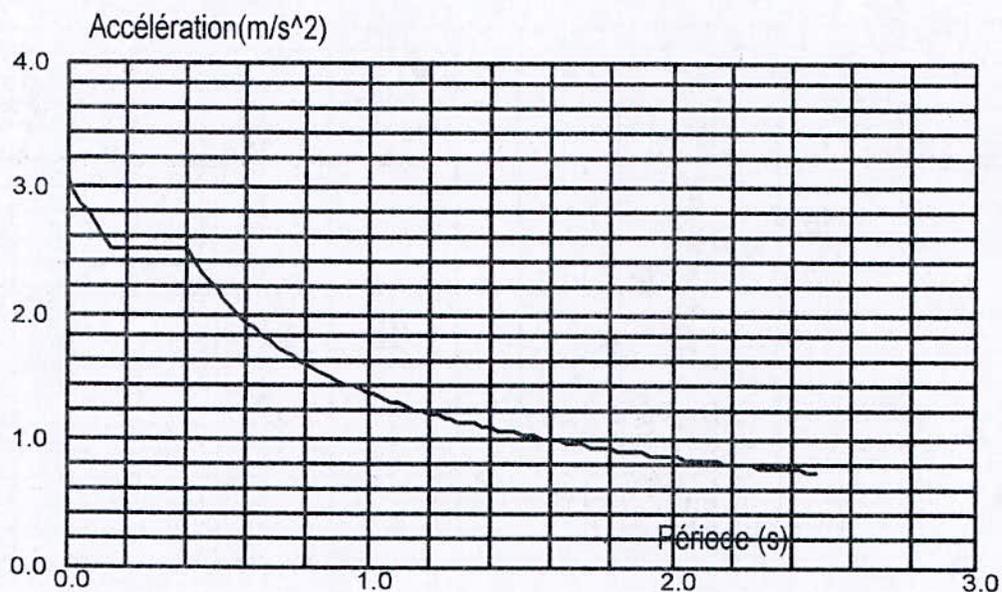
**Direction de l'excitation:**

- X = 0.000

- Y = 1.000

- Z = 0.000

**Spectre de réponse généré automatiquement par le Logiciel**



$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{pour } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

**Données:**

- Zone : III (ZoneRPA99)
- Usage : 2
- Assise : S2
- Coefficient de qualité : 1.150
- Coefficient de comportement : 3.500
- Amortissement  $\xi$  : 7.00 %

**Paramètres du spectre:**

- Correction de l'amortissement :  $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{1/2} = 0.882$
- A = 0.250
- T<sub>1</sub> = 0.150                      T<sub>2</sub> = 0.400

- Cas 7** : ELS  
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 8** : ELU  
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 9** :  $G + Q + Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 10** :  $G + Q - Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 11** :  $0.8G + Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 12** :  $0.8G - Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 13** :  $G + Q + 1,2Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 14** :  $G + Q - 1,2Ex$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 15** :  $G + Q + Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 16** :  $G + Q - Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 17** :  $0.8G + Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 18** :  $0.8G - Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 19** :  $G + Q + 1,2Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire
- Cas 20** :  $G + Q - 1,2Ey$   
- Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Tableau des périodes et pulsations :**

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]
5	1	1,21	0,83	0,2	68,04	57,54	7,59
5	2	1,31	0,76	70,73	68,23	68,09	8,25
5	3	1,45	0,69	72,34	68,24	83,25	9,12
5	4	2,68	0,37	72,55	68,28	282,95	16,82
5	5	2,82	0,35	72,56	70,89	313,77	17,71
5	6	3,09	0,32	72,71	70,93	376,5	19,4
5	7	3,22	0,31	72,71	81,87	408,09	20,2
5	8	3,4	0,29	72,97	81,87	457,38	21,39
5	9	3,6	0,28	80,11	81,87	511,16	22,61
5	10	4,09	0,24	83,28	81,88	660,4	25,7
5	11	4,24	0,24	83,28	83,79	708,7	26,62
5	12	4,32	0,23	83,34	83,85	737,41	27,16
5	13	4,86	0,21	83,34	84,55	931,27	30,52
5	14	4,9	0,2	83,34	86,26	946,75	30,77
5	15	5,08	0,2	83,34	86,9	1020,14	31,94
5	16	5,25	0,19	83,41	86,9	1087,53	32,98
5	17	5,26	0,19	83,41	87,13	1091,05	33,03
5	18	5,5	0,18	83,44	87,13	1195,95	34,58
5	19	5,61	0,18	83,45	87,31	1242,26	35,25
5	20	5,67	0,18	83,52	87,32	1270,78	35,65
5	21	5,82	0,17	85,29	87,32	1337,13	36,57
5	22	5,85	0,17	85,3	87,65	1352,36	36,77
5	23	5,95	0,17	86,81	87,65	1397,17	37,38
5	24	5,98	0,17	89,15	87,65	1413,98	37,6
5	25	6,33	0,16	89,99	87,65	1581,65	39,77
5	26	6,47	0,15	89,99	87,65	1651,14	40,63
5	27	6,56	0,15	90,01	87,65	1696,69	41,19
5	28	6,7	0,15	90,01	88,09	1774,6	42,13
5	29	6,74	0,15	90,01	88,15	1795,51	42,37
5	30	6,77	0,15	90,01	90,39	1808,06	42,52
6	1	1,21	0,83	0,2	68,04	57,54	7,59
6	2	1,31	0,76	70,73	68,23	68,09	8,25
6	3	1,45	0,69	72,34	68,24	83,25	9,12
6	4	2,68	0,37	72,55	68,28	282,95	16,82
6	5	2,82	0,35	72,56	70,89	313,77	17,71
6	6	3,09	0,32	72,71	70,93	376,5	19,4
6	7	3,22	0,31	72,71	81,87	408,09	20,2
6	8	3,4	0,29	72,97	81,87	457,38	21,39
6	9	3,6	0,28	80,11	81,87	511,16	22,61
6	10	4,09	0,24	83,28	81,88	660,4	25,7
6	11	4,24	0,24	83,28	83,79	708,7	26,62
6	12	4,32	0,23	83,34	83,85	737,41	27,16
6	13	4,86	0,21	83,34	84,55	931,27	30,52
6	14	4,9	0,2	83,34	86,26	946,75	30,77
6	15	5,08	0,2	83,34	86,9	1020,14	31,94
6	16	5,25	0,19	83,41	86,9	1087,53	32,98

**Tableau des périodes et pulsations – suite -**

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]
6	17	5,26	0,19	83,41	87,13	1091,05	33,03
6	18	5,5	0,18	83,44	87,13	1195,95	34,58
6	19	5,61	0,18	83,45	87,31	1242,26	35,25
6	20	5,67	0,18	83,52	87,32	1270,78	35,65
6	21	5,82	0,17	85,29	87,32	1337,13	36,57
6	22	5,85	0,17	85,30	87,65	1352,36	36,77
6	23	5,95	0,17	86,81	87,65	1397,17	37,38
6	24	5,98	0,17	89,15	87,65	1413,98	37,6
6	25	6,33	0,16	89,99	87,65	1581,65	39,77
6	26	6,47	0,15	89,99	87,65	1651,14	40,63
6	27	6,56	0,15	90,01	87,65	1696,69	41,19
6	28	6,7	0,15	90,01	88,09	1774,6	42,13
6	29	6,74	0,15	90,01	88,15	1795,51	42,37
6	30	6,77	0,15	90,01	90,39	1808,06	42,52

- Pour satisfaire a la condition RPA 99 version 2003 (article 4.3.4), le nombre de modes à considérer pour avoir la somme des masses modales de 90 % de la masse totale de la structure est de 30 modes, d'où la sélection des modes considérés du tableau ci-dessus.

**Tableau des efforts sismiques maximums a la base :**

Cas	5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses X					
Mode CQC	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	4761,03	1030,61	35301,24	756,38	3482,02	80,19
Somme réactions	4678,67	166,96	3,47	3716,73	101440,02	38589,06
Somme efforts	4678,61	166,94	2,44	3716,81	101444,59	38593,54
Cas	6 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses Y					
Mode CQC	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	599,97	4429,46	30574,46	4019,74	248,33	145,75
Somme réactions	166,97	4315,55	14,15	91843,09	3770,75	73128,5
Somme efforts	166,94	4315,63	12,71	91847,49	3771,38	73132,24

- Vérification de la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales par rapport à la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent  $V$ .

Selon X

$$V_t = 5900 \text{ KN} \quad V = 4761 \text{ KN} \quad V_t / V = 0,81 = 81 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon Y

$$V_t = 4500 \text{ KN} \quad V = 4429 \text{ KN} \quad V_t / V = 0,98 = 98 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VIII -3- Interprétation des résultats:

#### 1 / Chargements pris en compte :

PERM1 : Représente le poids propre des éléments de l'ossature calculé par le logiciel.

PERM2 : Représente le poids propre des planchers du bâtiment défini par l'utilisateur.

EXPL1 : Représente le poids des surcharges d'exploitations défini par l'utilisateur.

#### 2 / Coordonnées du centre de gravité de la structure :

Représente la position du centre de gravité de la structure avec la prise en compte seulement du poids propre des éléments de l'ossature (PERM1).

#### 3 / Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Représente la position du centre de gravité de la structure avec la prise en compte du poids des charges et surcharges des planchers (PERM1 + PERM2 + EXPL1).

#### 4 / Coordonnées du centre géométrique de la structure :

Représente la position du centre de torsion de la structure.

#### 5 / Moments d'inertie centraux de la structure:

Représente les moments d'inertie de la structure avec la prise en compte seulement du poids propre des éléments de l'ossature (PERM1).

#### 6 / Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Représente les moments d'inertie de la structure avec la prise en compte du poids des charges et surcharges des planchers (PERM1 + PERM2 + EXPL1).

#### 7/ Spectre de réponse :

Le spectre de réponse [2] est donné par la relation :

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{pour } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T = \text{période des modes de la structure.} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4-7 du RPA 99 vers. 2003)

## 8/ interprétation du tableau Période et Pulsation:

Le nombre de modes à considérer pour avoir la somme des masses modales de 90 % de la masse totale de la structure est de 30 modes.

Les méthodes dynamiques directes utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent en générale la valeur des efforts plus faibles donc moins défavorable que celle obtenue par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003 chapitre 4-3-6.

C'est pourquoi, ce dernier préconise que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenus par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques à la base déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t$  est inférieur à  $0,8 V$ , il faut augmenter tous les paramètres de réponse par un coefficient égale a  $0,8.V / V_t$  [2].

Les résultats obtenus en premier lieu ont permis de constater que la structure n'était pas parfaitement équilibrée du faite d'existence au premier mode d'un mouvement de translation et de torsion en même temps.

L'apparition de c'est deux mouvements en même temps est due à une mauvaise distribution des voiles dans les deux directions.

Cette situation nous a amené a adopter une nouvelle distribution des voiles dans les deux sens et d'ajouter quatre voiles supplémentaire : VID ; VIG ; VSG ; VSD (voir la fig.3) aux extrémités de la structure pour une meilleure stabilité.

Cet équilibrage peut être amélioré davantage par des itérations et des simulations jusqu'à obtention d'un comportement dynamique de la structure plus approprié en variant la position et la longueur des voiles dans les deux sens.

Le logiciel robot millenium détermine les périodes de vibration dans les deux sens et pour chaque modes mais il ne prend en considération que la période la plus défavorable pour le calcul des efforts sismiques  $F_x$  et  $F_y$ .

## VIII – 4 -Comparaison des résultats analytiques avec les résultats numériques:

### 1/ centre de gravite :

- Analytique: 
$$\begin{cases} X_G = 17,15 \text{ m.} \\ Y_G = 8,59 \text{ m.} \end{cases}$$

- Numérique: 
$$\begin{cases} X = 17,084 \text{ m.} \\ Y = 8,272 \text{ m.} \end{cases}$$

- Précision : 
$$\begin{cases} X = 0,38 \% \\ Y = 3,84 \% \end{cases}$$

## 2/ centre de torsion :

- Analytique :  $\begin{cases} X_C = 17,35 m \\ Y_C = 8,027 m \end{cases}$

- Numérique :  $\begin{cases} X = 17,10 m. \\ Y = 7,60 m. \end{cases}$

- Précision :  $\begin{cases} X = 1,46 \% \\ Y = 5,82 \% \end{cases}$

## 3/ Poids de la structure :

- Analytique :  $P_{\text{bâtiment}} = 4399 t$

- Numérique:  $P_{\text{bâtiment}} = 4386,723 t$

- Précision :  $0,28\%$

## 4/ Période de vibration du premier mode:

- Analytique :  $\begin{cases} T_x = 0,84 s. \\ T_y = 0,68 s. \end{cases}$

- Numérique:  $\begin{cases} T_x = 0,83 s. \\ T_y = 0,83 s. \end{cases}$

Il est rappelé que Robot Millenium considère la période la plus défavorable pour les deux directions X et Y. La précision pour le sens X est donc de 1,2 %.

Les valeurs trouvées Analytiquement sont plus défavorables que celles obtenues par le logiciel Robot millenium.

CHAPITRE - IX -  
CALCUL DU FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS DE STRUCTURE  
ET VERIFICATION

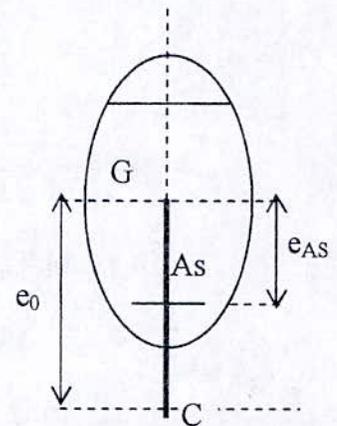
Les sollicitations prises en considération dans le calcul des éléments structuraux sont celles obtenues dans les fichiers résultats de Robot millenium.

Les sollicitations de calcul retenues sont rapportées dans des tableaux aux annexes [11].

### IX – 1– Ferraillage des poteaux :

La sollicitation de calcul la plus défavorable est déterminée par la considération des cas de chargement (en traction et en compression) donnant :

- Le moment maximum avec l'effort normal correspondant
- L'effort normal maximum avec le moment correspondant.



**Fig.IX.1.** Schéma d'une section sollicitée en flexion composée

### Poteaux RDC de section 55cm x 55cm

Les poteaux sont de sections carrées, sollicités en flexion composée.

On prendra pour le calcul du ferraillage, le cas de sollicitation le plus défavorable à savoir le poteau sollicité en traction dont les efforts sont donnés par logiciel de calcul [11].

$$\begin{cases} N_t = -22,4 \text{ t} \\ M = 10,427 \text{ t.m} \\ V_u = 5,557 \text{ t.} \end{cases}$$

### Détermination du ferraillage :

Les caractéristiques de la section sont :

$$B = 55 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 53 \text{ cm}; d' = 2 \text{ cm}; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{10,427}{22,400} \Rightarrow e_0 = 0,465 \text{ m}$$

Donc le centre de pression C se trouve en dehors des deux nappes d'armatures, alors il s'agit d'une section partiellement comprimée la section doit être calculée par assimilation à la flexion simple [6].

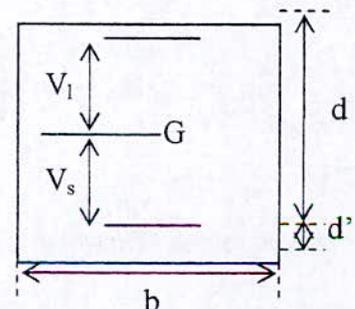
$$M_a = N_t \times e_{As}$$

$$e_{As} = |V_s - e_0| \Rightarrow e_{As} = 0,21 \text{ m.}$$

$$M_a = 4,715 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,715}{0,55 \times (0,53)^2 \times 14,17} = 0,021$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] \Rightarrow \alpha = 0,027$$



On est dans le pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$A'_s = \frac{M_a}{0,93 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A'_s = 2,86 \text{ cm}^2$$

En traction  $A_s = A'_s + \frac{N_t}{\sigma_s}$   
 $A_s = 9,3 \text{ cm}^2.$

Calcul du ferrailage minimum du RPA99-2003:

On a  $A_{s, \min} = 0,9\% \times b \times h$

$$A_{s, \min} = \frac{0,9 \times (55)^2}{100} = 27,225 \text{ cm}^2$$

Puisque  $A_s \leq A_{s, \min}$  donc on prend pour le ferrailage des poteaux le ferrailage minimal exigé par le RPA soit  $A_s = 27,225 \text{ cm}^2$  d'où  $A_s = 12T20$

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées [2] à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{effort tranchant de calcul.} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e : \text{contrainte limite elastique de l'acier} \\ \rho_a : \text{coefficient correcteur qui tient compte de l'élanacement géométrique.} \\ t : \text{espacement des armatures transversale.} \end{array} \right.$

L'élanacement  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times l}{a} \Rightarrow \lambda_g = 5,09$

D'où  $\rho_a = 2,5$

L'espacement :  $\left\{ \begin{array}{ll} t \leq 10 \text{ cm.} & \text{zone nodale.} \\ t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \cdot \phi\right) & \text{zone courante.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq 10 \text{ cm.} & \text{zone nodale.} \\ t \leq 20 \text{ cm.} & \text{zone courante.} \end{array} \right.$$

D'où :  $A_t = 0,63 \text{ cm}^2.$

Le diamètre des armatures transversales [6] sont données par :

$$\phi_{t \min} \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Avec  $\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc  $\phi_{t \min} \geq 7 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{t \min} = 8 \text{ mm}$ .

On prendra :  $A_t = 4T8$  avec espacement :  $\begin{cases} t = 5 \text{ cm.} & \text{zone nodale.} \\ t' = 15 \text{ cm.} & \text{zone courante.} \end{cases}$

Schéma du ferrailage est donnée en annexes

De la même manière on déterminera le ferrailage des poteaux des différents étages et les résultats sont donnés dans le tableau ci dessous.

**Tableau du ferrailage des poteaux**

section des poteaux	55cmx55cm	50cmx50cm et 45cmx45cm	40cmx40cm
b (cm)	55	50	40
h (cm)	55	50	40
d (cm)	53	48	38
d' (cm)	2	2	2
$N_t$ (t)	-22,4	-12,148	-1,81
$M$ (t, m)	10,427	3,142	0,622
$V_u$ (t)	5,557	1,822	0,522
$e_0$ (cm)	0,465	25,86	0,344
$v_s$ (cm)	25,5	23	18
$e_{as}$ (cm)	21	29	16,4
$M_a$ (t, m)	4,715	0,35	0,297
$\mu$	0,021	0,002	0,0036
$\alpha$	0,027	0,002	0,0045
$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0
$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	2,86	0,23	0,24
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	9,3	3,72	0,762
$A_{s \min}$ RPA	12T20	12T16	12T14
$\lambda_g$	5,09	4,2	5,25
$\rho_b$	2,5	3,75	2,5
$\Phi_{\min}$ (mm)	$\Phi 8$	$\Phi 8$	$\Phi 6$
$A_t$	4T8	4T8	4T6
t (cm)	7	7	5
t' (cm)	15	15	12

## IX – 2– Ferraillage des voiles du rez de chaussée :

La structure est constituée de voiles pleins et de voiles avec une file d'ouverture. Les voiles seront calculés en flexion composée. Pour les voiles de grande longueur le ferraillage sera déterminé pour une bande (d) qui sera définie ci dessous puis par mètre linéaire du voile. Pour les voiles de petite longueur le ferraillage sera calculé pour toute la section du voile puis par mètre linéaire [2].

### Ferraillage des voiles pleins Vy1 axe (1/H, E) et axe (13/H, E):

1- Caractéristiques géométriques du voile sont :

$$\begin{cases} \text{longueur du voile} & L= 6,4 \text{ m.} \\ \text{épaisseur du voile} & e= 20 \text{ cm.} \\ \text{hauteur d'étage} & h_e= 4 \text{ m.} \end{cases}$$

2- Sollicitations appliquées pour la détermination du ferraillage du voile [11] :

$$\begin{cases} T = 41,428 \text{ t.} \\ N_{0,8G-Ex} = 216,182 \text{ t.} \\ M_{0,8G-Ex} = 570,266 \text{ t.m.} \\ N_{G+Q+Ex} = 109,756 \text{ t.} \end{cases} \quad [$$

### Armatures horizontales :

#### Vérification au cisaillement [2]:

Il faut vérifier que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z} \quad \text{avec : } \begin{cases} h : \text{ hauteur totale de la section brute.} \\ z : \text{ hauteur utile} = 0,9 \times h \\ b : \text{ épaisseur du voile} \\ \bar{V} = 1,4 \times T_{\text{calculé}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} z = 0,9 \times h = 0,9 \times 6,40 \\ b_0 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = 0,5 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires on prend le minimum du RPA.

$$A_{r\min}(RPA) = 0,15\% \times b \times S$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} b_0 : \text{ épaisseur du voile.} \\ h : \text{ hauteur totale de la section brute.} \end{cases}$$

$$A_{r\min}(RPA) = 0,15\% \times 20 \times 640 \quad \Rightarrow \quad A_{r\min}(RPA) = 19,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_i/\text{face/ml} = \frac{19,2}{2 \times 6,4} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_i/\text{face/ml} = 4T8$$

L'espacement : on doit avoir [2]  $S_t \leq S_{t_{\max}}$

$$S_{t_{\max}} = \min(1,5 e ; 30\text{cm}) \quad [ \quad \text{avec} \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} = 30 \text{ cm.}$$

On prendra :  $A_t/\text{face/ml} = 4\text{T8}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t_{\max}}$

### Armatures verticales :

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur  $d$  [2]

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h}{2} ; \frac{2l'}{3}\right)$$

$l'$  : La longueur de la zone comprimée.

$h$  : La hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

### Détermination des contraintes :

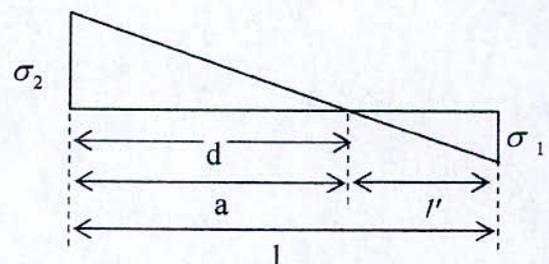
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$$\begin{cases} N_{0,8G-Ex} : \text{l'effort normal revenant au voile à la base.} \\ M_{0,8G-Ex} : \text{moment flechissant qui sollicite le voile à la base.} \\ I : \text{moment d'inertie du voile.} \\ \Omega : \text{section du voile.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N = 216,182 \text{ t.} \\ M = 570,266 \text{ t.m} \\ I = 4,369 \text{ m}^4 \\ \Omega = 0,2 \times 6,4 = 1,28 \text{ m}^2 \\ V = 6,4 / 2 = 3,2 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 5,87 \text{ MPa.} \\ \sigma_2 = -2,49 \text{ MPa.} \end{cases}$$



**Fig.IX.2.** Diagramme des contraintes

### Détermination de la bande verticale $d$ :

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{l-a} \Rightarrow a = \frac{l \times \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1,9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l' = l - a = 6,4 - 1,9 = 4,5 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } \sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPa. } d \leq \min(h/2; 2l'/3) \Rightarrow d = 1,9 \text{ m.}$$

Calcul des sollicitations de la bande :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_1 = \sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega_1} + \frac{M_1 \times V_1}{I_1} \\ \sigma'_2 = \sigma = \frac{N_1}{\Omega_1} - \frac{M_1 \times V_1}{I_1} \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{d}{2} = \frac{1,9}{2} = 0,95 \text{ m.} \\ \Omega_1 = 0,2 \times 1,9 = 0,38 \text{ m}^2. \\ I_1 = \frac{1,9^3 \times e}{12} = 0,11 \text{ m}^4. \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \sigma = 0$$

Donc les sollicitations dans la bande sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = -47,31 \text{ t} \\ M_1 = -14,98 \text{ t} \end{array} \right.$$

Détermination des armatures verticales :

$$\text{L'excentricité } e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 31,7 \text{ cm}$$

Etant donné que l'effort normal est un effort de traction et la résultante des forces C se trouve entre les 2 nappes d'armatures. Donc la section est entièrement tendue [7].

$$\left\{ \begin{array}{l} d_2 = 10 \text{ cm} \\ d_1 = 5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad [2] \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 = \frac{d}{2} - e_0 - d_2 = 58,33 \text{ cm.} \\ e_1 = \frac{d}{2} + e_0 - d_1 = 116,7 \text{ cm.} \\ Z = e_1 + e_2 = 175,03 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{z \times f_e} \\ A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{z \times f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 7,855 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_T = A_1 + A_2 = 32,004 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 32,004 / 2 \cdot 1,27 = 11,8 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 5T14$$

L'espacement  $s_t = 20 \text{ cm} \leq s_{t,\max}$

Le RPA 99/version 2003 exige qu'à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

$$\text{Cad :} \quad \left\{ \begin{array}{l} S = 10 \text{ cm jusqu'à } 50 \text{ cm} \quad \text{en extrémité.} \\ S = 20 \text{ cm} \quad \text{en milieu.} \end{array} \right.$$

Vérification à la compression du béton :

On a :  $N_{G+Q+E_r} = 109,756t$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{109,756 \times 10^{-2}}{0,2 \times 6,4} = 0,86 \text{ MPA.}$$

On a :  $\sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

Donc la compression est vérifiée

Selon le RPA on doit disposer 4 épingles /m<sup>2</sup>.

La section totale du voile plein est de :  $S = 0,2 \times 6,4 = 1,28m^2$

$S \times 4 = 5,12$  Donc on disposera 6 épingles.

Voir le schéma de ferrailage en annexes

Le ferrailage des voiles F/ (8,10) et F (4,6) es donnée par le tableau ci- dessous :

**Tableau du ferrailage des voiles**

Axe du voile	1/ (H, E) et 13/ (H, E)	F/ (8,10)	F/ (4,6)
L (m)	6,4	4,95	2,77
e (cm)	20	20	20
h <sub>e</sub> (m)	4	4	4
T <sub>calculé</sub> (t)	41,428	91,23	33,29
N <sub>0, BG-E</sub> (t)	216,182	-296,541	-146,48
M <sub>0, BG-E</sub> (t, m)	570,266	989,08	226,54
N <sub>G+Q+E</sub> (t)	109,756	227,97	225,47
τ <sub>b</sub> (MPA)	0,5	2,3	0,91
A <sub>t</sub> /face/ml	4T8	4T8	4T8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20
I (m <sup>4</sup> )	4,369	2,022	0,354
V (m)	3,2	2,475	1,385
Ω (m <sup>2</sup> )	1,28	0,99	0,554
σ <sub>1</sub> (MPA)	5,87	15,1	11,51
σ <sub>2</sub> (MPA)	-2,49	-9,11	-6,22
d (m)	1,9	1,863	0,97
σ (MPA)	0	0	0
N <sub>1</sub> (t)	-47,31	-169,8	-60,27
M <sub>1</sub> (t, m)	-14,98	-52,73	-9,744
e <sub>0</sub> (cm)	31,7	31	16,2
d <sub>1</sub> (cm)	5	5	5
d <sub>2</sub> (cm)	10	10	10
Av/face/ml	5T14	6T16	6T20
S <sub>t</sub> extrémité (cm)	10	10	10
S <sub>t</sub> milieu (cm)	20	20	20
σ <sub>compression</sub> (MPA)	0,86	2,3	3,25
A <sub>compression</sub>	6 épingles	4 épingles	2 épingles

## Ferraillage des voiles VSD / VSG, VID / VIG, 7/ (B, D)

Ces voiles seront assimilés à une section rectangulaire sollicitée en flexion composée sous les effort N et M.

### Ferraillage des Voile VSD et VSG :

Etant donnée que c'est deux voiles sont identiques alors ils seront calculés avec la même section d'acier.

1- Caractéristique géométrique du voile sont :

$$\begin{cases} \text{longueur du voile} & L = 0,95 \text{ m.} \\ \text{épaisseur du voile} & e = 20 \text{ cm.} \\ \text{hauteur d'étage} & h_e = 4 \text{ m.} \end{cases}$$

2- Sollicitations utilisées dans la détermination du ferraillage du voile [11] :

$$\begin{cases} T = 1,65 \text{ t.} \\ N_{0,8G-Ex} = 68,78 \text{ t.} \\ M_{0,8G-Ex} = 15,52 \text{ t.m.} \\ N_{G+Q+E} = 18,42 \text{ t.} \end{cases}$$

### Armatures horizontales :

#### Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z}$$

$$\tau_b = 0,14 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires on prend le minimum du RPA.

$$A_{\min} (RPA) = 0,15\% \times b \times S \Rightarrow A_t / \text{face/ml} = 4T8 \text{ avec } S_{t\max} = 30 \text{ cm.}$$

On prend  $A_t / \text{face/ml} = 4T8$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm.}$

### Armatures verticales :

Les caractéristiques de la section sont :  $h=0,95 \text{ m}$  ;  $b_0=20 \text{ cm}$  ;  $d_1=5 \text{ cm}$  ;  $d_2=5 \text{ cm}$

$$\text{Sollicitations : } \begin{cases} N = 68,78 \text{ t.} \\ M = 15,52 \text{ t.} \end{cases}$$

L'excentricité :

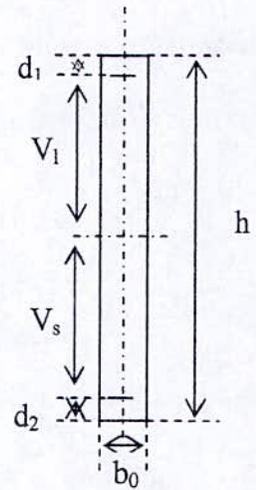
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15,52}{68,78} \Rightarrow e_0 = 0,23 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve entre les 2 nappes d'armatures donc notre section est entièrement tendue [7].

$V_s = V_l = 42,5 \text{ cm}$  Donc :  $|e_0| \leq |V_s| \Rightarrow$  on se trouve dans le pivot A

D'où :  $A_v = \frac{N}{f_e / \gamma_s}$   $A_v = 19,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_v / \text{face/ml} = 6T16.$

L'espacement :  $\begin{cases} S = 10 \text{ cm} & \text{en extrémité.} \\ S = 15 \text{ cm} & \text{en milieu.} \end{cases}$



**Fig.IX.3**.schéma statique du voile

Vérification à la compression du béton :

On a :  $N_{G+Q+E_r} = 18,42 \text{ t}$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{18,42 \times 10^{-2}}{0,2 \times 0,95} = 0,97 \text{ MPA.} \Rightarrow \sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

Donc la compression est vérifiée

La section totale du voile plein est de :  $S = 0,2 \times 0,95 = 0,19 \text{ m}^2 \Rightarrow S \times 4 = 5,12$

Donc on disposera 1 épingle.

Le ferrailage des autres voiles est donné par le tableau ci-dessous :

**Tableau du ferrailage des voiles**

axe voile	VSD/VSG	VID / VIG	D / ascen	7l (B, D)
L (m)	0,95	1,33	1,6	3,33
e (cm)	20	20	20	20
he (m)	4	4	4	4
T <sub>calculé</sub> (t)	1,65	13,5	7,4	72,92
N <sub>0, BG-E</sub> (t)	68,78	137,62	71,123	550,94
M <sub>0, BG-E</sub> (t, m)	15,52	47,03	6,741	324,66
N <sub>G+Q+E</sub> (t)	18,42	70,26	12,81	309,265
$\tau_b$ (MPA)	0,14	0,8	0,72	1,7
A <sub>t</sub> /face/ml	4T8	4T8	4T8	4T8
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25
d1 (cm)	5	5	5	5
d2 (cm)	5	5	5	5
e <sub>0</sub> (cm)	23	34	9	56
V <sub>s</sub> (m)	0,425	0,615	0,75	1,615
V <sub>l</sub> (m)	0,425	0,615	0,75	1,615
A <sub>v</sub> /face/ml	6T16	6T20	6T20	8T20
S <sub>t</sub> extrémité (cm)	10	10	10	5
S <sub>t</sub> milieu (cm)	15	15	15	15
$\sigma$ compression (MPA)	0,97	2,64	0,52	4,64
A compression	1 épingle	1 épingle	1 épingle	3 épingles

**Ferraillage du voile avec une seule file d'ouverture axe D/ (4,5) :**

**Ferraillage du linteau :**

Le linteau sera calculé sous la combinaison (G+Q+E) [11]

$$D'où : \begin{cases} T = 82,228 \text{ t} \\ M = 25,491 \text{ t.m} \end{cases}$$

Contrainte de cisaillement dans le linteau :

Les caractéristiques de notre linteau sont :

La longueur du voile  $L=1,8$  m, l'épaisseur  $e=20$  cm et la hauteur  $h_e=4$

$$\text{On a } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z} \Rightarrow \tau_b = 3,55 \text{ MPA.}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } 0,06 \times f_{c28} \leq \tau_b$$

Donc d'après le RPA 99/version2003, on disposera les armatures longitudinales (supérieures et inférieures), transversales et en zone courante suivant le minimum du RPA.

Les efforts (M, T) sont repris par les armatures diagonales [2] dont le calcul se fait suivant la formule :

$$\begin{cases} A_D = \frac{T}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \\ \text{tg} \alpha = \frac{h - 2 \times d'}{l} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1' = -15,58 \text{ MPA.} \\ \sigma_2' = 0 \text{ MPA.} \end{cases}$$

$$\text{tg} \alpha = 1,46 \Rightarrow \alpha = 55,56^\circ \Rightarrow A_D = 12,46 \text{ cm}^2$$

$$A_D \geq A_{D_{\min}} = 0,0015 \cdot b_0 \cdot h = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } A_D = 4T20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

On disposera les armatures longitudinales supérieures et inférieures, transversales et en zone courante suivant le minimum du RPA.

### Armatures longitudinales

$$A_l = A'_l = 0,0015 \times b \times h \quad \Rightarrow \quad A_l = A'_l = 5,4 \text{ cm}^2.$$

On prendra :  $A_l = A'_l = 3T16$ .

### Armatures de peau :

$$A_c = 0,002 \times b \times h \quad \Rightarrow \quad A_c = 7,2 \text{ cm}^2.$$

On prendra  $A_c = 6T14$

### Armatures transversales :

$$\text{Etant donnée : } \tau_b > 0,025 \times f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t = 0,0025 \times b \times S$$

$$\text{On prend } S=20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_t = 1 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_t = 4T8.$$

### **Ferraillage des trumeaux :**

Les trumeaux seront calculés comme un voile pleine sollicité en flexion composée avec un effort tranchant.

Le ferraillage des trumeaux est constitué de :

- aciers verticaux.
- aciers horizontaux.

1- Caractéristiques géométriques du voile sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{longueur du voile } L = 1,2 \text{ m.} \\ \text{épaisseur du voile } e = 20 \text{ cm.} \\ \text{hauteur d'étage } h_e = 4 \text{ m.} \end{array} \right.$$

2- Sollicitations utilisées dans la détermination du ferraillage du voile [11] :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 14,735 \text{ t.} \\ N_{0,8G-Ex} = 7,024 \text{ t.} \\ M_{0,8G-Ex} = 35,540 \text{ t.m.} \\ N_{G+Q+E} = 30,14 \text{ t.} \end{array} \right.$$

Armatures horizontales :

Vérification au cisaillement :

Il faut que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z}$$

$$\tau_b = 0,88 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires on prend le minimum du RPA.

$$A_{t\min}(RPA) = 0,15\% \times b \times h \Rightarrow A_{t\min}(RPA) = 3,9 \text{ cm}^2.$$

On prendra  $A_t/\text{face/ml} = 4\text{T}8$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t\max} = 30 \text{ cm}$

Armatures verticales :

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$\begin{cases} N = 7,024 \text{ t.} \\ M = 35,540 \text{ t.m.} \\ I = 0,029 \text{ m}^4 \\ \Omega = 0,2 \times 1,2 = 0,24 \text{ m}^2. \\ V = 1,2/2 = 0,60 \text{ m.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 7,7 \text{ MPa.} \\ \sigma_2 = -7,11 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Détermination de la bande verticale d :

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{l-a} \Rightarrow a = \frac{l \cdot \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 0,58 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l' = l - a = 1,2 - 0,58 = 0,42 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } \sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA. } d \leq \min(h/2; 2l'/3) \Rightarrow d = 0,42 \text{ m.}$$

Calcul des sollicitations de la bande :

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega_1} + \frac{M_1 V_1}{I_1} \\ \sigma'_2 = \sigma = \frac{N_1}{\Omega_1} - \frac{M_1 V_1}{I_1} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} V_1 = \frac{d}{2} = \frac{0,42}{2} = 0,21 \text{ m.} \\ \Omega_1 = 0,2 \times d = 0,084 \text{ m}^2. \\ I_1 = \frac{d^3 \times e}{12} = 1,235 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4. \\ \sigma = \frac{\sigma_2 \times (a-d)}{a} \Rightarrow \sigma = -1,98 \text{ MPA.} \end{cases}$$

Donc les sollicitations dans la bande sont :  $\Rightarrow \begin{cases} N_1 = -38,21 \text{ t} \\ M_1 = -1,51 \text{ t} \end{cases}$

Détermination des armatures verticales :

L'excentricité  $e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 4 \text{ cm}$

Etant donné que l'effort normal est un effort de traction et la résultante des forces C se trouve entre les 2 nappes d'armatures. Donc la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} d_2 = 10 \text{ cm} \\ d_1 = 5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 12 \text{ cm.} \\ e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - d_1 = 15 \text{ cm.} \\ Z = e_1 + e_2 = 27 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{z \times f_e} \\ A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{z \times f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = 4,25 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 5,307 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_r = A_1 + A_2 = 9,557 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_v / \text{face} / \text{ml} = 9,557 / 2 \times 0,42 = 11,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_v / \text{face} / \text{ml} = 6T16$

L'espacement  $s_t = 20 \text{ cm} \leq s_{t \max}$

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Cad :  $\begin{cases} S = 10 \text{ cm} \text{ jusqu'a } 50 \text{ cm} & \text{en extrémité.} \\ S = 20 \text{ cm} & \text{en milieu.} \end{cases}$

Vérification à la compression du béton :

On a :  $N_{G+Q+E_r} = 30,14 \text{ t}$   $\sigma = \frac{N}{S} = \frac{30,14 \cdot 10^{-2}}{0,2 \times 1,3} = 1,16 \text{ MPA.}$  Donc  $\sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

Donc la compression est vérifiée

Selon le RPA on doit disposer 4 épingles / m<sup>2</sup>

La section totale du voile plein est de :  $S = 0,2 \times 1,2 = 0,24 \text{ m}^2 \Rightarrow S \times 4 = 0,96$

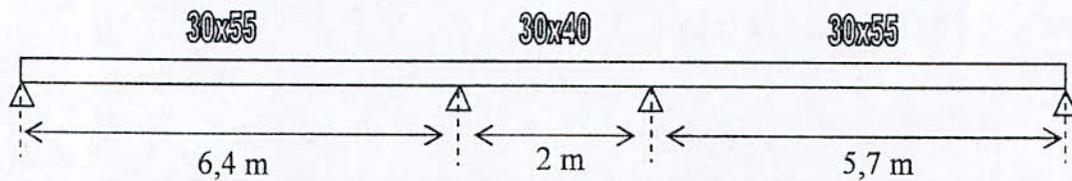
Donc on disposera 1 épingle.

### IX – 3– Ferraillage des poutres et des chaînages :

#### a/ Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé pour une poutre continue sur plusieurs travées sous un chargement le plus défavorable, ce ferraillage sera après généralisé pour toutes les poutres de l'étage considéré.

La poutre continue (axe 3 ou 11) du rez de chaussé présente le cas de chargement le plus défavorable, donc cette poutre sera prise comme exemple dans le calcul de ferraillage.



**Fig.IX.4.** Schéma statique de la poutre continue

#### Méthode de calcul des sollicitations :

Etant donnée que le moment d'inertie est variable d'une travée à l'autre on utilisera la méthode de CAQUOT modifiée pour les poutres à moment d'inertie variable solidaires des poteaux qui les supportent exposée dans les règles BAEL 91.

#### Principe de la méthode :

Les moments de continuité agissant dans une section entre nus des appuis sont évalués on ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche 'w' et travée de droite 'e'), et la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon inférieur 's' et tronçon supérieur 'n') [1].

#### Déterminations des sollicitations de la poutre :

n° travée	longueur de la poutre (m)	largeur de la poutre (cm)	hauteur de la poutre (cm)
travée 1	6,4	30	55
travée 2	2	30	40
travée 3	6,4	30	55

n° travée	Poids propre de poutre (t)	Largeur de chargement (m)	$P_G$ (t/m)	$P_Q$ (t/m)	$q_u$ (t/m)	$q_{ser}$ (t/m)	$1,35P_G$ (t/m)
travée 1	0,413	3,25	2,168	0,813	4,145	2,980	2,926
travée 2	0,3	3,25	2,055	0,813	3,993	2,867	2,774
travée 3	0,413	3,25	2,168	0,813	4,145	2,980	2,926

On a :

- $P_G$  = poids propre poutre + L.G.
- $P_Q$  = L.Q

Avec :

$$\begin{cases} L : \text{largeur de chargement.} \\ G=0,54 \text{ t/m}^2. \\ Q=0,25 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

Détermination des moments dans la travée intermédiaire :

On a :

$$\begin{cases} M'_w = \frac{P_w \cdot l_w^2}{8,5} \\ M'_e = \frac{P_e \cdot l_e^2}{8,5} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_w = M'_e \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \cdot \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \\ M_e = M'_e \cdot \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D} \end{cases}$$

Avec :

- $l'_w$  et  $l'_e$  les longueurs des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.
- $P_w$  et  $P_e$  sont le chargement des travées gauche et droite de l'appui.
- $I_w, I_e, I_s, I_n$  désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur.
- $K_w = I_w / l'_w, K_e = I_e / l'_e, K_s = I_s / h'_s, K_n = I_n / h'_n$ . Avec  $h'_n = 0,8 \cdot h_n$  et  $h'_s = 0,8 \cdot h_s$ .
- $D = K_w + K_e + K_s + K_n$

Les inerties des éléments sont :

$$\begin{cases} I_w = 0,0042 \text{ m}^4. \\ I_e = 0,0016 \text{ m}^4. \\ I_s = 0,0076 \text{ m}^4. \\ I_n = 0,0076 \text{ m}^4. \end{cases}$$

D'où les moments sur l'appui de la travée intermédiaire sont :

$$\begin{cases} M_w = 18,612 \text{ t.m.} \\ M_e = 3,34 \text{ t.m.} \\ M_s = -10,17 \text{ t.m.} \\ M_n = -5,13 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Détermination des moments en travée de rive :

$$\begin{cases} M_e = M'_e \cdot \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) \\ M_s = (M'_e - M_w) \cdot \frac{K_s}{D} \\ M_n = (M'_e - M_w) \cdot \frac{K_n}{D} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} M'_e = \frac{P_e \cdot l_e^2}{8,5} \\ K_e = \frac{I_e}{l'_e}; K_s = \frac{I_s}{h'_s}; K_n = \frac{I_n}{h'_n} \\ D = K_e + K_s + K_n \end{cases}$$

Les moments dans l'appui de rive sont :

$$\begin{cases} M_e = 18,34 \text{ t.m.} \\ M_s = 11,18 \text{ t.m.} \\ M_n = 5,63 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Remarque :

De la même manière on détermine les moments sous les sollicitations de service.

On prendra donc les sollicitations suivantes pour la détermination du ferrailage de la poutre :

$$\begin{cases} M_u = 18,612 \text{ t.m.} \\ M_{ser} = 13,364 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\text{Le moment en travée : } M^t = 0,85 \cdot M \Rightarrow \begin{cases} M_u^t = 15,82 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^t = 5,584 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M^a = 0,3 \cdot M \Rightarrow \begin{cases} M_u^a = 5,584 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = 4,01 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Mais il ne faut pas négliger l'effort sismique qui crée dans les nœuds un moment plus important, ces moments sont déterminés par Robot Millenium [11].

$$\begin{cases} M_u^a = -17,648 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = -7,897 \text{ t.m.} \\ V = 11,678 \text{ t.} \end{cases}$$

Caractéristiques géométriques de la poutre : la poutre est de section rectangulaire sollicitée en flexion simple.

$$b_0 = 30 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; d = 53 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$$

Ferrailage de la poutre en travée:

- $\mu = 0,132$ .
- $\alpha = 0,178 \Rightarrow \text{pivot } A \text{ donc } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = 9,22 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

Etant donnée que la section minimum des armatures exigée par RPA 99 (v.2003) est égale a:

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times d.$$

$$\text{On a } A_s \geq A_{min} \text{ on prendra donc } A_s = 5T20$$

Vérification des contraintes :

Position de la fibre neutre :

- $y = 0,2205 \text{ m}$ .
- $I = 3,33.10^{-3} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = 34.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 7,52 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = 158 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Vérification de la flèche :

L'article B.6.8, 422 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$\begin{aligned} - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{16} && \text{vérifier.} \\ - \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} && \text{vérifier.} \\ - \frac{A}{b_0 \times h} &\leq \frac{43}{\sigma_{en}} && \text{vérifier.} \end{aligned}$$

Etant donnée que toutes les conditions sont satisfaites alors c'est inutile de vérifier la flèche

Ferraillage de la poutre en appuis:

On a le moment en appuis :

$$\begin{cases} M_u^a = -17,648 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = -7,897 \text{ t.m.} \\ V = 11,678 \text{ t.} \end{cases}$$

Etant donné que les moments sont négatifs alors on renversera la poutre pour faciliter le calcul et la section d'acier trouvée sera disposée dans la partie supérieure de la poutre.

D'où :

- $\mu = 0,148$ .
- $\alpha = 0,2 \Rightarrow \text{pivot } A \text{ donc } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = 10,29 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée

Etant donnée que la section minimum des armatures exigée par RPA 99 (v.2003) est égale a:

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times d.$$

On a  $A_s \geq A_{min}$  on prendra donc  $A_s = 5T20$

Vérification des contraintes :

Position de la fibre neutre :

- $y = 0,2205 \text{ m}$ .
- $I = 3,33.10^{-3} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = 23,72$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 5,23 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = 110,11 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPA}$$

Alors c'est inutile de disposer des armatures transversales, on prendra le minimum du RPA

$$A_t = 0,003 \times s \times b \quad \begin{cases} s = \min(h/4; 12 \cdot \phi) & \text{Zone nodale} \\ s \leq h/2 & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 5T8$$

$$\begin{cases} s = 12 \text{ cm.} & \text{Zone nodale} \\ s = 25 \text{ cm.} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

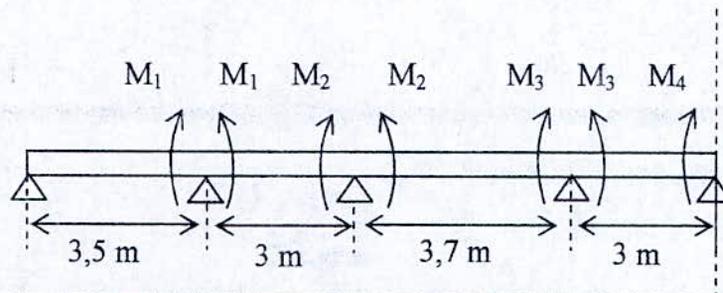
Voir le ferrailage en annexes

**b/ Ferrailage des chaînages :**

Pour l'étude de la poutre chaînage on va prendre le chaînage axe D du rez de chaussée ce chaînage peut être divisé en deux poutres continues symétriques par rapport à l'axe 7, alors il suffit de déterminer les moments d'une partie par la méthode des trois moment.

Le chaînage n'est pas porteur c'est un raidisseur de plancher alors il est calculé pour supporter son poids propre.

$$M_{n-1} \times l_n + 2 \times M_n \times (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \times l_{n+1} = - \left[ \frac{P_n \times l_n^3}{4} + \frac{P_{n+1} \times l_{n+1}^3}{4} \right]$$



**Fig.IX.5.** Schéma statique des moments appliqués sur de la poutre

Après résolutions des équations on trouve :

$$\begin{cases} M_1 = -1,21 \cdot q \\ M_2 = -0,88 \cdot q \\ M_3 = -1,074 \cdot q \\ M_4 = -0,56 \cdot q \\ M_5 = -1,07 \cdot q \\ M_6 = -0,9 \cdot q \\ M_7 = -1,14 \cdot q \end{cases}$$

On prendra les sollicitations les plus défavorables pour le calcul du ferrailage du chaînage

Soit pour la première travée avec le moment  $M_1 = 1,21 \cdot q$

Détermination du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1,35 \cdot G \\ q_{ser} = G \\ G = \rho_b \cdot h \cdot b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 0,36 \text{ t} \\ q_{ser} = 0,263 \text{ t} \\ G = 0,263 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{- moments en travée : } \begin{cases} M_u^t = 0,374 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^t = 0,272 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\text{- moments en appui : } \begin{cases} M_u^a = 0,22 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = 0,16 \text{ t.m.} \\ V = 0,125 \text{ t.} \end{cases}$$

Mais il ne faut pas négligé l'effort sismique qui crée dans les nœuds un moment plus important ces moments sont déterminés par Robot Millennium [11].

$$\begin{cases} M_u^a = -4,574 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = -0,605 \text{ t.m.} \\ V = 2,852 \text{ t.} \end{cases}$$

#### Caractéristiques géométriques de la poutre :

La poutre est de section rectangulaire sollicitée en flexion simple avec :

$$b_0 = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPA.}$$

#### Ferraillage de la poutre en travée:

- $\mu = 0,008$ .
- $\alpha = 0,01 \Rightarrow$  pivot A donc  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = 0,35 \text{ cm}^2$

#### Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \leq 1,19 \text{ cm}^2$ .  $\Rightarrow$  La condition de non fragilité n'est pas vérifiée

Etant donnée que la section minimum des armatures exigées par RPA 99 (v.2003) sont égales a:

$$A_{s \text{ min}} = 0,5\% \times b \times d \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

On a  $A_s \leq A_{\text{min}}$  on prendra donc  $A_s = 3T16$

#### Vérification des contraintes :

##### Position de la fibre neutre :

- $y = 0,114 \text{ m}$ .
- $I = 5,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = 4,8.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 0,55 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = 15,6 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Vérification de la flèche :

L'article B.6.8, 422 du BAEL pose trois conditions qui rendent la vérification de la flèche inutile :

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{vérifier.}$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \text{vérifier.}$$

$$- \frac{A}{b_0 \times h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{vérifier.}$$

Etant donnée que toutes les conditions sont satisfaites alors c'est inutile de vérifier la flèche

Ferraillage de la poutre en appuis:

$$\begin{cases} M_u^a = -4,574 \text{ t.m.} \\ M_{ser}^a = -0,605 \text{ t.m.} \\ V = 2,852 \text{ t.} \end{cases}$$

Etant donnée que la section est une section rectangulaire sollicitée en flexion simple donc :

$$- \mu = 0,1$$

$$- \alpha = 0,13 \Rightarrow \text{pivot } A \text{ donc } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

$$- A_s = 4,28 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée

Etant donnée que la section minimum des armatures exigée par RPA 99 (v.2003) est égale a:

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times d. \Rightarrow A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

On a  $A_s \leq A_{\min}$  on prendra donc  $A_s = 3T16$

Vérification des contraintes :

Position de la fibre neutre :

- $y = 0,114 \text{ m}$ .
- $I = 5,7 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = 2,81$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0,32 \text{ MPA}. \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = 9,11 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = 0,4 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPA}$$

Alors c'est inutile de disposer des armatures transversales, on prendra le minimum de RPA

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$\begin{cases} s = \min(h/4; 12 \cdot \phi) & \text{Zone nodale} \\ s \leq h/2 & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 5T8$$

$$\begin{cases} s = 12 \text{ cm.} & \text{Zone nodale} \\ s = 25 \text{ cm.} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Pour le détail ferrailage Voir annexes

## **IX – 4– Etude des fondations :**

### **IX – 4–1 Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des charges et surcharges de la superstructure d'un ouvrage au sol.

Une fondation ne peut être calculée que lorsque la superstructure et ses charges ainsi que les caractéristiques du sol, sont connus.

On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi profondes.
- Fondations profondes.

Les fondations superficielles concernent les semelles continues sous voiles et/ou poteaux, les semelles isolées et le radier général.

Le choix se fait en fonction de la nature et de la configuration du sol, de la consistance, de l'ampleur et de la destination de la construction.

La connaissance de la masse du bâtiment, des sollicitations diverses agissant sur l'ouvrage et de la contrainte du sol  $\sigma_{sol}$  permet la conception et le dimensionnement de la fondation pour assurer la stabilité et la sécurité du bâtiment avec une économie optimale.

### **IX– 4–2 Étude de sol :**

#### Analyse du Rapport du sol :

La campagne de reconnaissance in – situ du sol, effectuée par un laboratoire spécialisé a permis de conclure que le sol étudié est composé d'une formation marneuse avec des passages sableux et graveleux.

Les sondages carottés ont mis au jour une couche de marne épaisse étendue a toute la superficie du site, parfois celle-ci se trouve surmontée par une alternance limono – sableuse.

Le taux de travail admissible déterminé par des essais effectués en place et au laboratoire est de  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ barres}$

Le sol étant de qualité relativement bon à partir de 3 m de profondeur et sur une épaisseur importante, le bâtiment de structure poteaux voile, donc une fondation de type superficielle est tout indiquée pour le projet et serait :

- Soit des semelles filantes.
- Soit un radier général.

Les premières simulations faites pour estimer les contraintes ramenées par l'ouvrage ont permis d'aboutir finalement à adopter un radier général en plus des arguments suivant :

- Assurer une hauteur d'ancrage du bâtiment de 3.00 m a partir du sol naturel.
- Rattraper le niveau du bon sol par interposition d'un sous sol.
- Eviter le tassement différentiels entre les diverses zones du radier.
- Eviter la remontée des eaux par effet de capillarité.
- Meilleure répartition des contraintes sur le sol.

### IX – 4-3 Calcul du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature et soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Caractéristique du sol :

$$- \bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 2,5 \text{ bars.}$$

-  $\bar{\sigma}_{sol_u}$  est déterminée avec un coefficient de sécurité de 2 au lieu de 3 par rapport à la résistance ultime du sol [2] soit :

$$\bar{\sigma}_{sol_u} = \frac{3}{2} \cdot \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \bar{\sigma}_{sol_u} = 3,75 \text{ bars.}$$

Calcul de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer la surface nécessaire du radier on doit procéder à la descente de charges sur le radier et veiller à ce que le taux de travail admissible du sol ne soit pas dépasser.

Etant donnée la hauteur importante de l'ancrage et comme signalé ci-dessus, un sous sol de 2m de hauteur a été aménagé en infrastructure du bâtiment, ce sous sol sera complété, conformément aux recommandations du RPA, par un voile périphérique de 20cm d'épaisseur.

- Calcul du poids du voile périphérique :

Le périmètre du voile périphérique est égal à  $L = 100,2 \text{ m}$ .

D'où le poids du voile :  $P_{voile} = L \cdot \rho_{béton} \cdot h \cdot e = 100,2 \times 2,5 \times 2 \times 0,2 = 100,2 \text{ tonnes}$

Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{périmètre du voile.} \\ \rho_{béton} : \text{masse volumique du béton.} \\ h : \text{hauteur du sous sol.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$

$$P_{voile} = 100,2 \text{ t.}$$

- Calcul du Poids des autres éléments du sous sol :

Poids des poteaux : poids d'un poteau x nombre de poteaux (25 poteaux)

$$\begin{aligned} \text{Poids d'un poteau x 25} &= (S) \cdot h \cdot \rho_{béton} \times 25 \quad \text{avec } S : \text{surface du poteau} \\ &\Rightarrow P_{poteaux} = 37,81 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\text{Poids des poteaux liés aux voiles : } (S) \cdot h \cdot \rho_{béton} \Rightarrow P_{pot\text{voil}} = 7,7 \text{ t.}$$

$$\text{Poids des poutres : } L \cdot S \cdot \rho_{béton} \Rightarrow P_{poutre} = 83,231 \text{ t.}$$

$$\text{Poids des voiles intérieurs: } h \cdot e \cdot L \cdot \rho_{béton} \Rightarrow P_{voiles} = 35,645 \text{ t.}$$

$$\text{Poids de la dalle RDC: } S \times G \Rightarrow P_{dalle} = (360,52 \times 0,54) + (38,675 \times 0,63) = 219,05 \text{ t.}$$

Avec: (S) = surface de la dalle et G charges permanentes

Poids surcharges sur la dalle  $S \times Q$  avec Q surcharges d'exploitation

$$\Rightarrow P_{surch/dalle} = (360,52 \times 0,25) + (38,657 \times 0,25) = 99,79 \text{ t.}$$

D'où le poids du sous sol + voile périphérique :

$$\begin{cases} G = 483,64 \text{ t.} \\ Q = 99,8 \text{ t.} \end{cases}$$

Récapitulatif des action:

• Poids du bâtiment :

$$\begin{cases} G = 4272,43 \text{ t.} \\ Q = 632,84 \text{ t.} \end{cases}$$

• Poids du sous sol :

$$\begin{cases} G = 483,64 \text{ t.} \\ Q = 99,8 \text{ t.} \end{cases}$$

⇒ Sollicitations à prendre :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G + 1,5Q = 7520 \text{ t.} \\ N_{ser} = G + Q = 5489 \text{ t.} \end{cases}$$

La surface nécessaire [10]:  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S_t} \Rightarrow S_t \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte du sol.
- $N$  : effort normal appliqué (poids total du bâtiment et du sous sol).
- $S_t$  : surface nécessaire pour assurer la stabilité du bâtiment.

Sous sollicitation de service:  $\begin{cases} \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{5489}{25} = 219,56 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow S_t \geq 220 \text{ m}^2. \end{cases}$

Sous sollicitation Ultime:  $\begin{cases} \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{7520}{37,5} = 200,53 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow S_t \geq 201 \text{ m}^2. \end{cases}$

La surface de base du bâtiment de 466 m<sup>2</sup> est supérieure à la surface nécessaire de calcul 220 m<sup>2</sup> donc la stabilité au poinçonnement du sol est vérifiée.

Surface totale du radier :

Pour assurer une bonne mise en œuvre de l'ancrage du ferrailage des voiles périphériques et une distribution des contraintes dans le sol sous l'effet des charges verticales et horizontales, on ajoute au radier un débordement de 100 cm de chaque cote.

$$S_{tot \text{ rad}} = S_{tot \text{ bat}} + 1 \times L_{periph}$$

On a :  $L_{periph} = 100,2 \text{ m.} \Rightarrow S_{tot \text{ rad}} = 565,96 \text{ m}^2.$

Les dimensions du radier sont finalement de :

$$\begin{cases} L_x \text{ max} = 36,70 \text{ m.} \\ L_y = 17,40 \text{ m.} \end{cases}$$

Détermination de l'épaisseur du radier :

Etant donnée que le radier travail comme un plancher renversé, alors le radier sera constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme.

Pour cela il faut vérifier les conditions suivantes:

### 1<sup>ère</sup> condition de cisaillement :

L'effort normal maximum revenant au radier est  $N_u = 7520 \text{ t}$ .

La contrainte de cisaillement est donnée pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et une épaisseur

(d) du radier [10] par la formule suivante:  $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$ .

$$T_{\max} = \frac{N_u}{S_t} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec:  $L_{\max}$  = plus grande portée entre deux nus des appuis  $L_{\max} = 6,4 \text{ m}$ . (plus défavorable)

$$\text{D'où : } T_{\max} = \frac{7520}{565,96} \times \frac{6,4}{2} \Rightarrow T_{\max} = 43 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Avec } d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \tau_b} \Rightarrow d \geq 0,34 \text{ m. et } h = \frac{d}{0,9} \Rightarrow h = 0,38 \text{ m.}$$

### 2<sup>ème</sup> condition de déformation :

$$h_t \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ la plus grande distance entre deux nus d'appuis}$$

$$h_t \geq \frac{640}{10} \Rightarrow h_t \geq 64 \text{ cm.}$$

### 3<sup>ème</sup> condition du non poinçonnement :

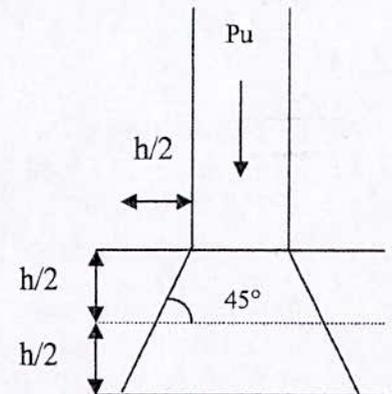
Le poinçonnement d'une dalle se manifeste lorsque celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}$$

Avec :

- $P_u$  : charges des différents étages cumulées et sous sol revenant au poteau ou voile le plus sollicité.
- $\mu_c$  : périmètre de la surface d'impacte projeté sur le plan moyen.
- $h$  : épaisseur du radier ou dalle.

De cette expression on peut déterminer la hauteur minimum pour éviter le poinçonnement du radier.



**Fig.IX.6.**Schéma de transmission des charges au sol

### Descente de charge jusqu'au sous sol du poteaux le plus sollicité (poteau axe (E ; 3)).

- Surface de chargement revenant au poteau du sous sol :  $S=14,95 \text{ m}^2$ .

- Surface de chargement revenant au poteau étage courant:  $S=12,5 \text{ m}^2$ .

Poids de la Terrasse:  $P=11,89 \text{ t}$ .

Poids de l'étage courant :  $P=15,25 \text{ t} \times 9 \text{ étages}$ .

Poids du RDC:  $P=16,57 \text{ t}$ .

Poids propre du poteau :  $P=18,32 \text{ t}$ .

Poids de voile périphérique:  $P=1,575 \text{ t}$

$$\text{D'où : } G = \sum P \Rightarrow G = 185,61 \text{ t.}$$

Surcharge d'exploitation qui revient au poteau sollicité :

- Terrasse :  $q_0 = 1,25 \text{ t}$ .
- Etage courant :  $q_1 = 1,875 \text{ t}$ .
- RDC :  $q_{\text{RDC}} = 3,74 \text{ t}$ .
- sous sol :  $q_{\text{sol}} = 3,74 \text{ t}$ .

D'où  $Q = \sum q \Rightarrow Q = 19,04 \text{ t}$ .

$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow P_u = 279,13 \text{ t}$ .

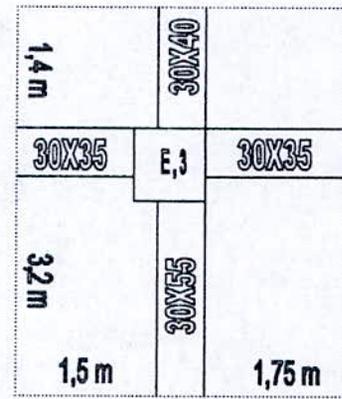


Fig.IX.7. Schéma de surface d'influence

$\mu_c = \left( 2 \times \frac{h}{2} + 0,55 \right) \times h \times 4 \Rightarrow P_u \leq (h + 0,55) \times h \times 4,5 \Rightarrow 4,5h^2 + 2,475h - 2,7913 \geq 0 \quad (1)$

Après résolution de l'équation (1) on trouve :  $h \geq 56 \text{ cm}$ .

On tenant compte de la deuxième condition la plus défavorable on prendra une hauteur de radier égale à :

$H = 65 \text{ cm}$ .

Détermination des Caractéristiques du radier :

On a :  $L_{x \text{ max}} = 36,70 \text{ m}$  ;  $L_y = 17,40 \text{ m}$  ;  $S_{\text{tot rad}} = 566 \text{ m}^2$  ;  $L_{\text{pérph}} = 100,2 \text{ m}$ .

1- Le centre de gravite du radier :

Pour faciliter le calcul on devise la surface de notre radier en deux surface  $S_1$  et  $S_2$

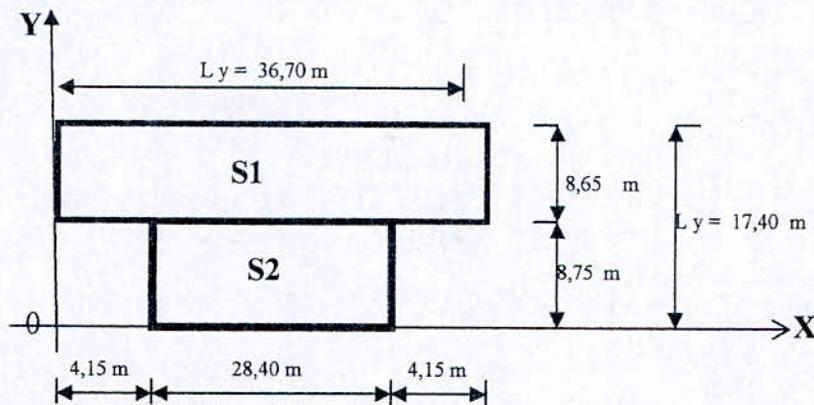


Fig.IX.8. Schéma statique du radier

Étant donnée que le radier présente une symétrie par rapport à l'axe  $YY'$

Donc  $X_G = \frac{L_x}{2} \Rightarrow X_G = 18,35 \text{ m}$ .

Tandis qu'on doit déterminer  $Y_G$  tel que :  $\Rightarrow Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$

Avec :  $\begin{cases} S_i : \text{surface élémentaire } i. \\ Y_i : \text{sa distance par rapport à une origine.} \end{cases}$

**Tableau de calcul du centre de gravité**

Surface	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$S_i \times X_i$ (m <sup>3</sup> )	$S_i \times Y_i$ (m <sup>3</sup> )
surface S1	36,70	8,65	317,5	18,35	13,08	5825,3	4150,7
surface S2	28,40	8,75	248,5	18,35	4,375	4559,4	1087,19
Somme			565,96			10385,275	5237,9

$$D'o\grave{u} : \Rightarrow \begin{cases} X_G = \frac{10385,275}{565,96} \\ Y_G = \frac{5237,9}{565,96} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 18,35 \text{ m.} \\ Y_G = 9,26 \text{ m.} \end{cases}$$

**2- Inertie du radier :**

De m\^eme que dans la d\^etermination du centre de gravit\^e, on divise la surface du radier en deux surface S<sub>1</sub> et S<sub>2</sub>

$$On \text{ a : } I_{xG} = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I_{xx} = I_{xG} + S_i \times d_y^2 \quad I_{yG} = \frac{b^3 \times h}{12} \Rightarrow I_{yy} = I_{yG} + S_i \times d_x^2$$

**Tableau de calcul des moments des inerties**

N° surface	$I_{xG}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yG}$ (m <sup>4</sup> )	$d_x$ (m)	$d_y$ (m)	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )
surface S1	1979,40	35631,41	3,82	-	6611,83	35631,41
surface S2	1585,48	16702,51	- 4,85	-	7430,82	16702,51
somme					14042,65	52333,92

$$Donc : \begin{cases} I_{xx} = 14042,65 \text{ m}^4. \\ I_{yy} = 52333,92 \text{ m}^4. \end{cases}$$

V\^erification de non renversement :

Il faut v\^erifier que :  $\frac{M_{rés}}{M_{ren}} \geq 1,5$  avec :  $\begin{cases} M_{rés} : \text{moment résistant ou stabilisant.} \\ M_{ren} : \text{moment renversant.} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{ren} = \sum F_i \cdot Z_i \\ M_{rés} = N_s \cdot V \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} F_i : \text{force sismique qui revient a l'étage i.} \\ Z_i : \text{hauteur de l'étage i.} \\ N_s : \text{poids du bâtiment.} \\ V : \text{distance du bras de levier.} \end{cases}$$

Nota :  $N_s$  = Poids bâtiment + poids sous sol + poids radier et  $V$  bras de levier.  
 $V$  = Distance entre le point d'application de  $N$  et le bord extrême du radier.

Détermination de la répartition des efforts sismiques a chaque étage:

D'après les résultats obtenus dans le calcul dynamique, on a:

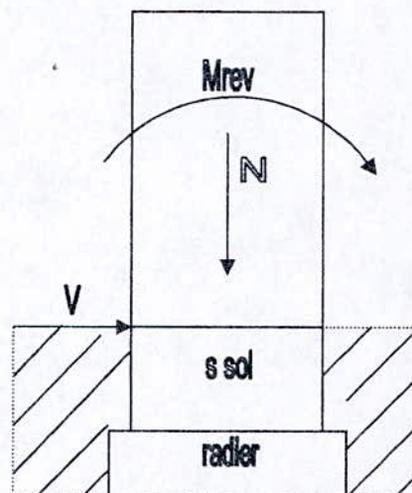
$$T = 0,83 S ; F_x = 476,103 t ; F_y = 442,940 t .$$

La force sismique qui revient a chaque étage [2] :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

Avec :

$$\begin{cases} V : \text{effort sismique a la base.} \\ W_i : \text{poids qui revient a l'étage i.} \\ h_i : \text{hauteur d'étage i.} \\ F_t = 0,07 \times T \times V. \end{cases}$$



**Fig.IX.9.**Schéma statique des efforts appliqué sur la structure

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Sens longitudinal :  $F_{tx} = 27,656 t .$

Sens transversal :  $F_{ty} = 25,735 t .$

La répartition de la force sismique et de l'effort tranchant sur la hauteur du bâtiment est donnée dans le tableau ci dessous :

**Tableau de répartition : force sismique et effort tranchant sur la hauteur du bâtiment**

étage	h (m)	$F_{ix}$ (t)	$F_{iy}$ (t)	$M_{ren x}$ (tm)	$M_{ren y}$ (tm)	$T_{ix}$ (t)	$T_{iy}$ (t)
10	31	83,220 + 27,656	77,424 + 25,735	0	0	110,876	103,159
9	28	68,965	64,162	332,628	309,477	179,841	167,321
8	25	61,576	57,287	872,151	811,44	241,417	224,608
7	22	54,720	50,907	1596,402	1485,264	296,137	275,515
6	19	48,159	44,800	2484,813	2311,809	344,296	320,315
5	16	40,931	38,080	3517,701	3272,754	385,227	358,395
4	13	34,213	31,831	4673,382	4347,939	419,440	390,226
3	10	26,590	24,738	5931,702	5518,617	446,030	414,964
2	7	18,613	17,316	7269,792	6763,509	464,643	432,280
1	4	11,460	10,660	8663,721	8060,349	476,103	442,940
RDC	0	0	0	10568,133	9832,109	476,103	442,940
Radier	-2	0	0	11520,351	10717,989	476,103	442,940

Moment renversant :

Sens longitudinal :  $M_{ren x} = \sum F_{ix} \times Z_i = 11520,351 t.m.$

Sens transversal :  $M_{ren y} = \sum F_{iy} \times Z_i = 10717,989 t.m.$

Moment résistant (stabilisateur):

Sens longitudinal:  $M_{rés\ x} = N \times V_x$

Avec  $V_x = X_g = 18,35\text{ m}$  et  $N = \text{poids bât} + \text{poids sous sol} + \text{poids radier}$

Poids radier =  $S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} \times \rho_{\text{béton}} = 565,96 \times 0,65 \times 2,5 = 919,69\text{ t}$

D'où  $N = [4272,43 + 483,64 + 919,69] = 5675,76\text{ t}$

et  $\Rightarrow M_{rés\ x} = N \times V_x = 5675,76 \times 18,35 = 104150,196\text{ t.m}$

Sens transversal:  $M_{rés\ y} = N \times V_y$ . ( $V_y = Y_g = 9,26\text{ m}$ )

$\Rightarrow M_{rés\ y} = N \times V_y = 5675,76 \times 9,26 = 52557,54\text{ t.m}$

Vérification de non renversement :

Il faut vérifier que :  $\frac{M_{rés}}{M_{ren}} \geq 1,5$

Sens longitudinal :

$$\frac{M_{rés\ x}}{M_{ren\ x}} = \frac{104150,196}{11520,351} = 9,04 \geq 1,5 \quad \text{Largement vérifier.}$$

Sens transversal :

$$\frac{M_{rés\ y}}{M_{ren\ y}} = \frac{52557,54}{10717,99} = 4,90 \geq 1,5 \quad \text{Vérifier.}$$

Donc la condition de stabilité au renversement est vérifiée.

Vérification de la stabilité au soulèvement du radier :

Il faut vérifier que la résultante des forces verticales passe dans le noyau central [7]:

C'est-à-dire  $e \leq \frac{l}{6}$   $\left\{ \begin{array}{l} e : \text{excentricité.} \\ l : \text{dimension du radier dans le sens considéré.} \end{array} \right.$

Avec  $e = \frac{M_{ex}}{N}$  et  $\left\{ \begin{array}{l} M_{ex} : \text{moment du au seisme (} M_{ren} \text{).} \\ N : \text{effort normale (poids du bâtiment).} \end{array} \right.$

Sens longitudinal :

$$e_x = \frac{M_{ex\ x}}{N_s} = \frac{11520,351}{5675,76} \Rightarrow e_x = 2,03\text{ m.}$$

$$\frac{l_x}{6} = \frac{36,70}{6} \Rightarrow \frac{l_x}{6} = 6,12\text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \frac{l_x}{6} \geq e_x \quad \text{Vérifier.}$$

Sens transversal :

$$e_y = \frac{M_{ex y}}{N_s} = \frac{10717,989}{5675,76} \Rightarrow e_y = 1,89 \text{ m.}$$

$$\frac{l_y}{6} = \frac{17,40}{6} \Rightarrow \frac{l_y}{6} = 2,9 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \frac{l_y}{6} \geq e_y \quad \text{Vérifier.}$$

Donc la condition de stabilité au soulèvement du radier est vérifiée.

### Vérification des contraintes dans le sol

La vérification se fera sous les combinaisons les plus défavorables avec les charges verticales permanentes, les surcharges d'exploitation et l'action sismique.

Soit :

➤ Charges et surcharge appliquées par le bâtiment :  $\begin{cases} G = 4272,43 \text{ t.} \\ Q = 632,84 \text{ t.} \end{cases}$

➤ Charge et surcharge appliquées par le sous sol :  $\begin{cases} G = 483,64 \text{ t.} \\ Q = 99,8 \text{ t.} \end{cases}$

➤ Charge appliquée par le radier :  $\begin{cases} G = 919,68 \text{ t.} \\ Q = 115,99 \text{ t.} \end{cases}$

(Poids propre radier et surcharges du sous sol de surfaces sans débord  $S = 463,96 \text{ m}^2$ )

➤ Action sismique :  $\begin{cases} E_x : M_{Ex} = 11520,351 \text{ tm.} \\ E_y : M_{Ey} = 10717,989 \text{ tm.} \end{cases}$

⇒ Les actions à considérer:  $\begin{cases} N_G = 5675,75 \text{ t.} \\ N_Q = 848,63 \text{ t.} \\ M_{Ex} = 11520,351 \text{ tm.} \\ M_{Ey} = 10717,989 \text{ tm.} \end{cases}$

La vérification se fera sous combinaisons:

- ELU:  $1,35xG + 1,5xQ.$
- ELS:  $G + Q.$
- Séisme (1):  $0,8 \times G \pm E .$
- Séisme (2):  $G + Q \pm E$

#### 1- Vérification sous charges verticales:

La vérification à l'ELU et à l'ELS a été déjà faite ci-dessus pour la détermination de la surface du radier et les résultats sont satisfaisants sous combinaisons  $(1,35G+1,5 Q)$  et  $(G+Q)$ .

2- Vérification en tenant compte du moment crée par les charges horizontales (séisme):

On doit vérifier que:  $\sigma_{\max} \leq 1,33 \times \bar{\sigma}_{sol/u}$ . soit  $\sigma_{\max} \leq 0,5 \text{ MPA}$ .

$$\text{Avec : } \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \Rightarrow \begin{cases} N : \text{charge totale verticale appliquée sur le sol.} \\ S : \text{surface du radier.} \\ M : \text{moment du au séisme a la base du bâtiment.} \\ I : \text{moment d'inertie.} \\ V : \text{distance du bras de levier.} \end{cases}$$

Moment d'inertie :

Séisme sens longitudinal :  $I_{yy} = 52333,92 \text{ m}^4$ .

Séisme sens transversal :  $I_{xx} = 14042,65 \text{ m}^4$ .

Distance du bras de levier

Séisme sens longitudinal :  $V_x = 18,35 \text{ m}$ .

Séisme sens transversal :  $V_y = 9,26 \text{ m}$ .

Moments sismiques niveau radier:

- sens longitudinal :  $M_{ren.x} = 11520,351 \text{ t.m}$

- sens transversal :  $M_{ren.y} = 10717,989 \text{ t.m}$

Vérification des contraintes au séisme sous ( $0,8 \times G \pm E$ ) :

➤ Séisme sens longitudinal :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{0,8 \times 5675,75}{565,96} + \frac{11520,351}{52333,92} \times 18,35 = 12,062 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{0,8 \times 5675,75}{565,96} - \frac{11520,351}{52333,92} \times 18,35 = 3,98 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 0,12 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \\ \sigma_{\min} = 0,04 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \end{cases} \text{ Vérifier.}$$

➤ Séisme sens transversal :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 0,15 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \\ \sigma_{\min} = 0,01 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \end{cases} \text{ Vérifier.}$$

Vérification des contraintes au séisme ( $G + Q \pm E$ ) :

➤ Séisme sens longitudinal :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{(N_G + N_Q)}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{6524,38}{565,96} + \frac{11520,351}{52333,92} \times 18,35 = 15,567 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{(N_G + N_Q)}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{6524,38}{565,96} - \frac{11520,351}{52333,92} \times 18,35 = 7,489 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 0,156 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \\ \sigma_{\min} = 0,075 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \end{cases} \text{ Vérifier.}$$

➤ Séisme sens transversal :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = 0,186 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \\ \sigma_{\min} = 0,046 \text{ MPA} \leq 0,5 \text{ MPA.} \end{cases} \text{ Vérifier.}$$

Les conditions de contraintes dans le sol sont vérifiées sous les différents cas de charges et dans les deux directions.

Effet de la sous pression :

Quoique, selon l'étude de sol, il n'est pas signalé de nappe phréatique sur le site, cependant pour faire face à toute éventualité, une vérification au soulèvement du bâtiment sera effectuée.

L'effort normal (sans les surcharges) agissant sur le radier doit vérifier la condition suivante [10] :

$$N \geq \gamma \times S \times Z \times f_s$$

$\gamma = 1$  poids spécifique de l'eau.

$S$  : surface du radier.

$Z = 3$  hauteur d'étage.

$f_s = 3$  coefficient de sécurité.

$$\gamma \times S \times Z \times f_s = 5094 \text{ t} < N = 5675,75 \text{ t}$$

Donc la sous pression est négligeable.

### Vérification de la condition de raideur du radier:

Pour un radier rigide [10], on doit vérifier :  $l_i \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$

Avec :

- $l_i$  : longueur max entre deux poteaux ou voiles

$$l_i = 6,4 \text{ m.}$$

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_e : \text{la longueur elastique.} \\ K : \text{coefficient de raideur du sol.} \\ E : \text{module d'elasticité du béton.} \\ I : \text{inertie de la semelle.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } K = 8000 \text{ t/m}^2 ; E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 .$$

On prendra une bande de 1m. et  $h = 1\text{m}$ .

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = 0,083 \text{ m}^2 .$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,1 \times 10^6 \times 0,083}{4000 \times 1}} \Rightarrow l_e = 3,06 \text{ m.}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e = 4,8 \text{ m} \Rightarrow l_i \geq \frac{\pi}{2} \times l_e$$

La condition de rigidité n'est pas satisfaite, le radier est souple donc la répartition des contraintes ne sera pas uniforme en tous point de sa surface.

Aussi, pour remédier à cette situation complexe, un système de nervures sera prévu pour rigidifier le radier et relier les points d'appuis constitués par les poteaux et les voiles centraux et périphériques.

#### IX – 4-4 Calcul du ferrailage du radier :

D'ordinaire, le ferrailage du radier est calculé sous l'action des contraintes admissibles qui ne sont normalement jamais dépassées. Mais compte tenu des dimensions surabondantes du radier il convient pour des raisons économiques de calculer le ferrailage sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables.

Récapitulatif des contraintes de travail sous les différentes combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{7520}{565,96} = 13,29 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{ELS : } G + Q \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{5489}{565,96} = 9,69 \text{ t/m}^2.$$

Séisme1:  $0,8 \cdot G \pm E$

$$\text{Longitudinale} \Rightarrow \sigma_{\max} = 12,06 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Transversalement} \Rightarrow \sigma_{\max} = 15,1 \text{ t/m}^2$$

Séisme2:  $G + Q \pm E$

$$\text{Longitudinale} \Rightarrow \sigma_{\max} = 15,57 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Transversalement} \Rightarrow \sigma_{\max} = 18,6 \text{ t/m}^2$$

Soit donc la charge maximale du a la réaction du sol à considérer :

$$\Rightarrow \text{ELU : } q_{\text{ult}} = 18,6 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS : } q_{\text{serv.}} = 9,69 \text{ t/m}^2$$

#### Remarque :

Nous tenons à rappeler que les poteaux seront reliés par des nervures qui seront calculées comme des poutres de plancher renversée.

#### Méthode de calcul :

Comme on a tous les panneaux reposant sur 4 appuis, alors on pourra utiliser la méthode de pigeaud basées sur la théorie d'élasticité.

Cette méthode permet de déterminer les moments dans les deux directions à l'aide des abaques de pigeaud en tenant compte des dimensions des panneaux de dalles.

Les moments de flexion isostatiques max en travées sont donnés par les relations ci après

- Suivant la plus petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Suivant la plus grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :  $\begin{cases} l_x : \text{la plus petite portée de la dalle.} \\ l_y : \text{la plus grande portée de la dalle.} \end{cases}$

On prendra un panneau de rive avec :

$$\begin{cases} l_x = 4,15 \text{ m.} \\ l_y = 6,65 \text{ m.} \end{cases}$$

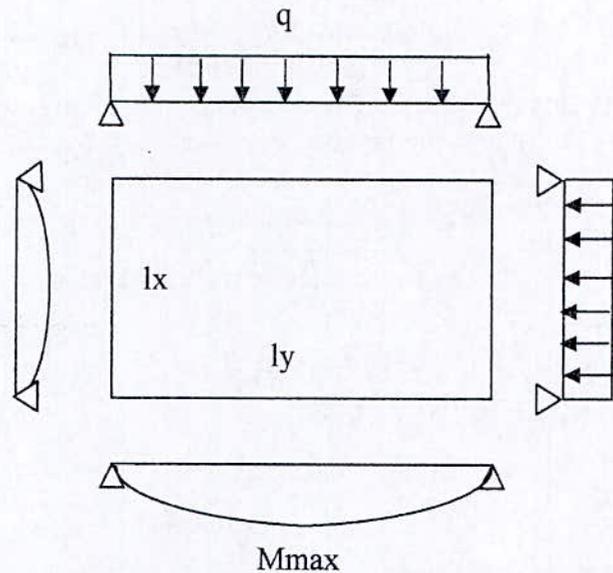
Détermination de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0,624$$

D'après les abaques :

$$\text{A ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,078. \\ \mu_y = 0,337. \end{cases}$$

$$\text{A ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,08. \\ \mu_y = 0,503. \end{cases}$$



**Fig.IX.10.** Schema des chargements d'une dalle

D'où :

$$\text{Moments ELU : } \begin{cases} M_x = 17,8 \text{ t.m} \\ M_y = 6,0 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0,5 \cdot M_x \\ M_{ay} = M_{ax} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 8,9 \text{ t.m} \\ M_{ay} = 8,9 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_x \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 15,13 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 5,10 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments ELS : } \begin{cases} M_x = 13,852 \text{ t.m} \\ M_y = 6,97 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0,5 \cdot M_x \\ M_{ay} = M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 6,926 \text{ t.m} \\ M_{ay} = 6,926 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_x \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 11,775 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 5,925 \text{ t.m} \end{cases}$$

Ferraillage en travée :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{ux} = 21,25 \text{ t.m} \\ M_{uy} = 7,157 \text{ t.m} \end{cases}$$

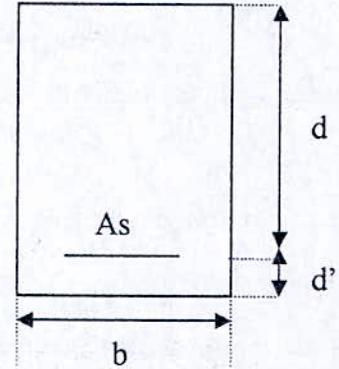
$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{serx} = 11,775 \text{ t.m} \\ M_{sery} = 5,925 \text{ t.m} \end{cases}$$

Ferraillage sens X : le ferraillage se fera pour 1m linéaire pour une section rectangulaire sollicitée en flexion simple

On a :  $b=1\text{m}$ ;  $h=65\text{cm}$ ;  $d=60\text{cm}$ ;  $d'=5\text{cm}$ ;  $f_{bc}=14, 17\text{MPa}$ .

- $u = 0,042$ .
- $\alpha = 0,053 < 0,259$  ; Pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$
- $A_s/ml = 10,94\text{ cm}^2/ml$ .

On prendra une section d'acier :  $A_s/ml = 6T16$  par mètre linéaire avec espacement entre barres de 15 cm.



**Vérification des contraintes :**

On a :  $A_s = 6T16 = 12,10\text{ cm}^2/ml$ .

Position de la fibre neutre :

- $y = 0,13\text{ m}$ .
- $I = 4,74.10^{-3}\text{ m}^4$ .

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 24,84.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = 3,23\text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_s = 175,13\text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6\text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Ferraillage sens Y :

On a :  $b=1\text{m}$ ;  $h=65\text{cm}$ ;  $d'=5\text{cm}$ ;  $f_{bc}=14, 17\text{MPa}$ ;  $d = h - d' - \phi - \frac{\phi}{2}$

- $u = 0,015$
- $\alpha = 0,019 < 0,259$  ; Pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$
- $A_s/ml = 3,84\text{ cm}^2/ml$ .

On prendra une section d'acier :  $A_s/ml = 5T14$  par mètre linéaire avec un espacement entre barres de 20 cm.

### Vérification des contraintes :

$$\text{On a : } A_s = 5T14 = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

### Position de la fibre neutre :

$$- y = 0,104 \text{ m}.$$

$$- I = 5,734.10^{-3} \text{ m}^4.$$

### Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 10,33.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,075 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\Rightarrow \sigma_s = 73,16 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

### Ferraillage en appuis :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{ux} = 12,5 \text{ t.m} \\ M_{uy} = 12,5 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{serx} = 6,926 \text{ t.m} \\ M_{sery} = 6,926 \text{ t.m} \end{cases}$$

Ferraillage sens X : le ferraillage se fera pour 1m linéaire et la section trouvée sera adaptée dans les deux sens pour une section rectangulaire sollicitée en flexion simple.

$$\text{On a : } b=1\text{m}; h=65\text{cm}; d=60 \text{ cm}; d'=5\text{cm}; f_{bc}=14,17 \text{ MPA}.$$

$$- u = 0,025$$

$$- \alpha = 0,031 < 0,259 ; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$- A_s / \text{ml} = 6,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prendra une section d'acier :  $A_s / \text{ml} = 6T16$  par mètre linéaire avec un espacement entre barres de 15 cm.

### Vérification des contraintes :

$$\text{On a : } A_s = 6T16 = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

### Position de la fibre neutre :

$$- y = 0,14 \text{ m}.$$

$$- I = 3,07.10^{-3} \text{ m}^4.$$

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 22,56.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,16 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\Rightarrow \sigma_s = 155,67 \text{ MPA}$ .

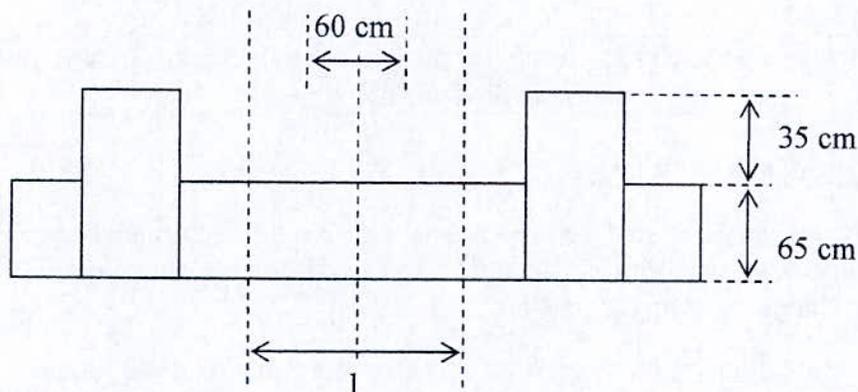
$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

#### IX - 4-5 Ferrailage des nervures :

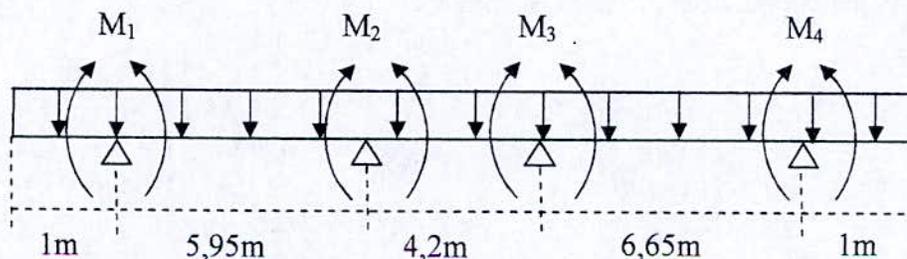
Les nervures seront calculées comme des poutres renversées. Pour notre cas on prendra une nervure transversale dans le sens porteur et on calculera sont ferrailage. On procédera de la même façon pour les autres nervures dans les deux directions.

La charge (q) de calcul est donnée par la réaction du sol sous combinaisons défavorables comme déterminée ci dessus:

$$\begin{cases} q_u = 18,60 \text{ t/m}^2. \\ q_{ser} = 9,69 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

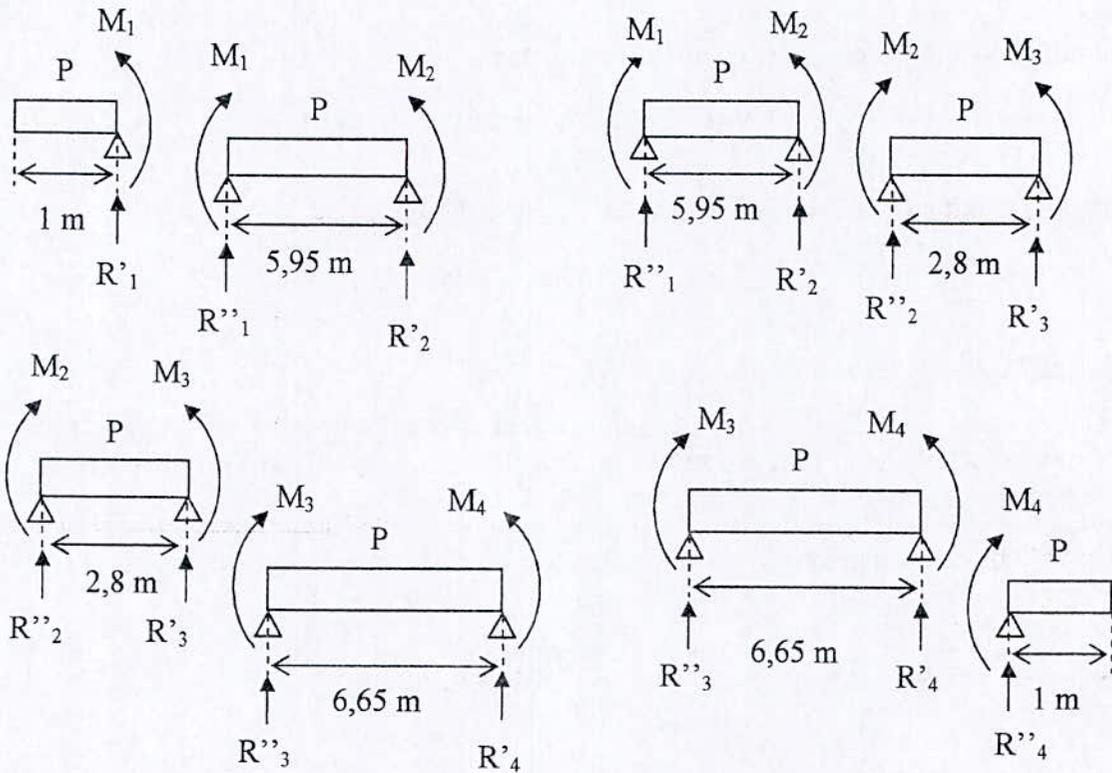


**Fig.IX.11.** configuration des panneaux de dalles du radier avec nervures



**Fig.IX.12.** Schéma statique de la nervure avec distribution du moment aux appuis

La décomposition en travées indépendantes donne :



**Fig.IX.13.** Schéma statique de répartition des sollicitations sur les différentes travées par la méthode des trois moments

Détermination des moments sur la nervure :

Etant donnée que les nervures sont continues avec une inertie constante et le chargement est uniformément reparti, on utilisera la méthode des trois moments pour la détermination des sollicitations sur chaque tronçon de poutre.

Les sollicitations sont données par la relation suivante dite équation des 3 moments :

$$M_{n-1}l_n + 2.M_n.(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1} = - \left[ \frac{P_n \cdot l_n^3}{4} + \frac{P_{n+1} \cdot l_{n+1}^3}{4} \right]$$

Après résolution de quatre équations à quatre inconnus on trouve :

ELU :

- $M_1 = -180,98 \text{ t.m.}$
- $M_2 = -113,46 \text{ t.m.}$
- $M_3 = -161,64 \text{ t.m.}$
- $M_4 = -203,97 \text{ t.m.}$

ELS

- $M_1 = -94,28 \text{ t.m.}$
- $M_2 = -59,11 \text{ t.m.}$
- $M_3 = -84,21 \text{ t.m.}$
- $M_4 = -106,26 \text{ t.m.}$

On prendra le moment le plus défavorable pour déterminer le ferrailage c à d :

$$\begin{cases} M_u = 203,97 \text{ t.m.} \\ M_{ser} = 106,28 \text{ t.m.} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{aligned} - \text{Moment en appuis : } & \begin{cases} M_u = 102 \text{ t.m.} \\ M_{ser} = 53,13 \text{ t.m.} \end{cases} \\ - \text{Moment travée : } & \begin{cases} M_u = 173,38 \text{ t.m.} \\ M_{ser} = 90,32 \text{ t.m.} \end{cases} \end{aligned}$$

#### Ferraillage en appuis :

La section en appuis est rectangulaire sollicitée en flexion simple avec les caractéristiques :

$$b = 60 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$- u = 0,133$$

$$- \alpha = 0,179 < 0,259; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$- A_s = 33,18 \text{ cm}^2$$

On prendra une section d'acier :  $A_s = 12T20$

#### Ferraillage en travée :

On considère une section en T sollicitée en flexion simple avec les caractéristiques suivantes:

$$b_0 = 60 \text{ cm}; h_0 = 65 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$$

La valeur de  $b = 1,6 \text{ m}$  est la largeur de chargement qui revient à la nervure de part et d'autre.

Cette largeur constitue la table de compression de la poutre en T.

$$\text{Le moment en travée est donné par } M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_t = 9,58 \text{ MPA}$$

$M_t > M_u$  : L'axe neutre se trouve dans la table de compression alors on prendra dans le calcul une section rectangulaire avec :  $b = 1,6 \text{ m}; d = 95 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}; M_u = 173,38 \text{ t.m}$

$$- u = 0,085.$$

$$- \alpha = 0,111 < 0,259; \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$- A_s = 56,39 \text{ cm}^2.$$

On prendra une section d'acier :  $A_s = 18T20$

#### Vérification des contraintes :

$$\text{On a : } A_s = 18T20 = 56,52 \text{ cm}^2.$$

#### Position de la fibre neutre :

$$- y = 0,269 \text{ m.}$$

$$- I = 4,97.10^{-2} \text{ m}^4.$$

Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow K = 18,2.$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,89 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu  $\Rightarrow \sigma_s = 185,6 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPA.} \quad \text{vérifier.}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Après les calculs des réactions on trouve :

$$\begin{cases} R_1 = R_1' + R_1'' \\ R_2 = R_2' + R_2'' \\ R_3 = R_3' + R_3'' \\ R_4 = R_4' + R_4'' \end{cases}$$

On prend l'effort tranchant max sur les appuis :  $R_4' + R_4'' = T_{\max} = 281,48 \text{ t}$ .

D'où :  $\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{\max} = 2,59 \text{ MPA}$ .

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA}.$$

On a,  $\tau_u \geq \overline{\tau_u}$  alors on calculera la section des armatures transversales [1] :

La section d'armature sera déterminée selon la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,9 \times f_e}$$

On prendra une section d'acier forfaitaire et on calculera l'espacement S

$$\begin{cases} A_t = 5T12 & \text{zone nodale.} \\ A_t = 6T12 & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}$$

$$\begin{cases} S = 10 \text{ cm.} & \text{zone nodale.} \\ S = 12 \text{ cm.} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

### IX – 5–Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine qui s'appuie sur 4 cotés et sollicitée en flexion simple sous l'action des poussées des terres [10].

#### Détermination de la poussée des terres :

On supposera que la poussée des terres exerce sur le voile périphérique une charge répartie sur une bande d'un mètre et de valeur égal à:

$$Q = (K \times \gamma \times h) - \frac{C}{\text{tg}\varphi} (1-k) \quad \text{Avec} \quad K = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

- K : Coefficient numérique fonction de l'angle de frottement  $\varphi$  du talus naturel des terres, de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai au dessus du plan horizontal passant par le sommet du mur.
- $\gamma$  : poids spécifique des terres.
- h : hauteur du mur (2m).
- C : terme de cohésion.
- $\varphi$  : angle de frottement.

#### Remarque :

Les caractéristiques du sol sont celles d'une argile

$$\text{Avec:} \quad \begin{cases} \varphi = 45^\circ \\ \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ C = 0 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad Q = 0,62 \text{ t/m}^2.$$

#### Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1 m de voile. Pour se faire on calculera le panneau selon le règlement BAEL.

On prendra un panneau de hauteur de 2m et longueur de 8,65m (voir Fig. VIII.8)

$$\text{On: } \rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_x = 2 \text{ m.} \\ l_y = 8,65 \text{ m.} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0,23$$

$\rho \leq 0,4$ , d'après le BAEL on calculera le panneau comme une poutre sollicitée en flexion simple,

$$\text{Avec:} \quad \begin{cases} M_x = Q \times \frac{l_x^2}{8} \\ M_y = 0 \end{cases}$$

$$\text{D'où: } M_x = 0,31 \text{ t.m} \Rightarrow \begin{cases} \text{moment en appuis} & M_{ax} = 0,16 \text{ t.m} \\ \text{moment en travée} & M_{tx} = 0,27 \text{ t.m} \end{cases}$$

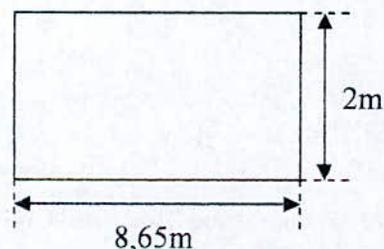


Fig.IX.14.Schéma statique d'un panneau du voile périphérique

Moment en appuis :

Le panneau présente les caractéristiques suivantes :

$$b = 1 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 12,5 \text{ cm}; d' = 2,5 \text{ cm}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$$

- $u = 0,007$
- $\alpha = 0,009 < 0,259$  ; Pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$
- $A_s = 0,4 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$
$$A_{\min} \geq A_s.$$

La condition n'est pas vérifiée, on prendra la section d'armatures minimums exigée par le RPA 99 qui est de:

$$A_{s\min} = 0,1\% \times b \times h \Rightarrow A_{s\min} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier à apprendre pour une bande de 1m et par face est  $A_{s/face} = 5T10$  avec un espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartition on prendra  $\Rightarrow A_r = 4T8$  avec un espacement de 25 cm.

Moment en travée :

- $u = 0,012$
- $\alpha = 0,015 < 0,259$  ; Pivot A  $\Rightarrow A_{sc} = 0$
- $A_s = 0,66 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$
$$A_{\min} \geq A_s.$$

De même qu'en appuis la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on prendra les armatures minimums exigées par le RPA:

$$A_{s\min} = 0,1\% \times b \times h \Rightarrow A_{s\min} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$A_{s/face} = 5T10$  Avec un espacement de 20 cm

$A_r = 4T8$  Avec un espacement de 25 cm.

CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous vous avons présenté a consisté au calcul d'une tour de R+9 avec sous sol.

Le pré dimensionnement et le ferrailage des éléments porteurs et secondaires ont été effectués

L'évaluation des efforts sismiques par deux méthodes analytiques à savoir la méthode statique équivalente et la méthode de Rayleigh, nous a permis de comparer les résultats obtenus.

Par ailleurs le calcul numérique (20 cas de chargement et 30 modes) en utilisant le logiciel ROBOT a été exécuté et sur la base des résultats obtenus par les deux méthodes (méthode numérique et méthode statique équivalente), des comparaisons ont été faites.

A la lumière des résultats, on a abouti à des conclusions et recommandations suivantes

Le choix de la structure adoptée présente des caractéristiques dynamiques inappropriées.

- Les modes de torsion avaient une prépondérance importante et pour réaliser 90 % de participation de la masse il fallait considérer 30 modes de vibration.
- L'absence de symétrie de la structure dans le sens transversal a été à l'origine d'une excentricité importante.
- Pour y remédier, il fallait revoir la distribution des éléments de rigidité et exécuté plusieurs simulations pour améliorer le comportement dynamique de la structure (augmentation du nombre de voiles).
- Cette recommandation a été prise en considération et la structure a été légèrement modifiée par introduction de quelques éléments de voiles.

Ainsi, les résultats se sont améliorés notamment la diminution de l'excentricité.

- Le logiciel robot millenium détermine les périodes de vibration dans les deux sens et pour chaque modes mais il ne prend en considération que la période la plus défavorable pour le calcul des efforts sismiques  $F_x$  et  $F_y$ .
- Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs des efforts optimales par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003.
- C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t$  est inférieure à  $0,8 V$ , il faut augmenter tous les paramètres de réponse par un coefficient égal à  $0,8 \cdot V / V_t$ .

Par ailleurs, le stage a constitué pour nous l'occasion de prendre connaissance des règlements et des normes de calcul utilisés dans les bureaux d'études algériens ainsi que la maîtrise du logiciel de calcul ROBOT millenium.

Cette expérience a été précieuse pour nous jeunes ingénieurs appelés dans les début de notre carrière professionnelle à résoudre les problèmes quotidiens de calcul de structure.

L'intérêt pour nous a été donc double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Ce stage a été également pour nous une occasion de pouvoir travailler au sein d'une équipe dynamique de l'organisme de contrôle technique de la construction ou notre passage nous a permis de nous rendre compte sur la manière objective d'aborder les questions techniques souvent complexes.

CHAPITRE - XI -

ANNEXES

### Effort dans les poteaux section 55cm x 55cm

Cas/Barre/Noeud			FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>Nom du cas</b>			<b>ELS</b>					
7 (C)/ 1/ 1			815.69	11.42	-1.66	-0.16	2.63	16.75
7 (C)/ 1/ 2			785.44	11.42	-1.66	-0.16	-4.03	-28.95
7 (C)/ 2/ 3			1152.21	12.42	-2.31	-0.34	3.45	17.31
7 (C)/ 2/ 4			1121.96	12.42	-2.31	-0.34	-5.79	-32.36
7 (C)/ 3/ 5			1070.17	9.50	2.25	-0.04	-2.72	12.39
7 (C)/ 3/ 6			1039.92	9.50	2.25	-0.04	6.28	-25.62
7 (C)/ 4/ 7			480.55	3.87	-17.02	0.14	7.81	6.18
7 (C)/ 4/ 8			426.34	3.91	8.59	0.03	1.23	-9.20
7 (C)/ 5/ 9			548.65	-2.43	-1.83	0.00	3.43	-2.30
7 (C)/ 5/ 10			518.40	-2.43	-1.83	0.00	-3.90	7.43
7 (C)/ 6/ 11			1071.94	-6.33	-1.99	-0.11	3.64	-7.18
7 (C)/ 6/ 12			1041.69	-6.33	-1.99	-0.11	-4.33	18.12
7 (C)/ 7/ 13			1126.97	18.52	-1.45	0.13	3.06	26.38
7 (C)/ 7/ 14			1096.72	18.52	-1.45	0.13	-2.76	-47.68
7 (C)/ 8/ 15			1238.12	13.49	-1.17	-0.14	2.63	19.26
7 (C)/ 8/ 16			1207.87	13.49	-1.17	-0.14	-2.04	-34.71
7 (C)/ 10/ 19			1015.32	-10.90	1.48	-0.06	-2.25	-15.56
7 (C)/ 10/ 20			985.07	-10.90	1.48	-0.06	3.67	28.03
7 (C)/ 11/ 21			1242.03	-13.96	-3.26	0.20	4.73	-17.47
7 (C)/ 11/ 22			1211.78	-13.96	-3.26	0.20	-8.29	38.38
7 (C)/ 12/ 23			1443.29	-10.16	0.41	-0.19	-0.30	-12.69
7 (C)/ 12/ 24			1413.04	-10.16	0.41	-0.19	1.34	27.96
7 (C)/ 13/ 25			1163.73	-9.56	1.52	-0.61	-1.89	-12.65
7 (C)/ 13/ 26			1133.48	-9.56	1.52	-0.61	4.19	25.60
7 (C)/ 150/ 132			817.00	-11.51	-1.75	0.16	3.03	-17.01
7 (C)/ 150/ 133			786.75	-11.51	-1.75	0.16	-3.98	29.02
7 (C)/ 151/ 134			1151.89	-12.65	-2.41	0.30	3.86	-17.91
7 (C)/ 151/ 135			1121.64	-12.65	-2.41	0.30	-5.77	32.70
7 (C)/ 152/ 136			1065.48	-9.89	2.17	-0.03	-2.34	-13.42
7 (C)/ 152/ 137			1035.23	-9.89	2.17	-0.03	6.33	26.14
7 (C)/ 153/ 138			485.26	-3.97	-17.20	-0.12	8.27	-6.49
7 (C)/ 153/ 139			429.92	-4.00	8.56	0.01	1.43	9.24
7 (C)/ 154/ 140			551.11	2.34	-2.03	0.05	4.20	1.99
7 (C)/ 154/ 141			520.86	2.34	-2.03	0.05	-3.93	-7.38
7 (C)/ 155/ 142			1076.77	6.19	-2.30	0.11	4.56	6.84
7 (C)/ 155/ 143			1046.52	6.19	-2.30	0.11	-4.64	-17.90
7 (C)/ 156/ 144			1127.77	-18.54	-1.65	-0.15	3.80	-26.46
7 (C)/ 156/ 145			1097.52	-18.54	-1.65	-0.15	-2.78	47.68
7 (C)/ 157/ 146			1245.37	-13.62	-1.44	0.13	3.46	-19.59
7 (C)/ 157/ 147			1215.12	-13.62	-1.44	0.13	-2.28	34.91
7 (C)/ 158/ 148			1093.14	-6.07	-0.14	0.15	0.74	-7.74
7 (C)/ 158/ 149			1062.89	-6.07	-0.14	0.15	0.16	16.52
7 (C)/ 159/ 150			1019.02	10.25	1.20	0.06	-1.31	14.33
7 (C)/ 159/ 151			988.77	10.25	1.20	0.06	3.51	-26.67
7 (C)/ 160/ 152			1240.37	13.95	-3.56	-0.22	5.68	17.40
7 (C)/ 160/ 153			1210.12	13.95	-3.56	-0.22	-8.55	-38.38
7 (C)/ 161/ 154			1445.41	10.07	0.11	0.15	0.65	12.41
7 (C)/ 161/ 155			1415.16	10.07	0.11	0.15	1.09	-27.87
7 (C)/ 162/ 156			1170.08	9.50	1.25	0.57	-0.98	12.30
7 (C)/ 162/ 157			1139.83	9.50	1.25	0.57	4.04	-25.71
<b>Nom du cas</b>			<b>G+Q+E</b>					
9 (C) (CQC)/ 1/ 1			935.88	26.64	35.81	6.55	-128.65	57.69
9 (C) (CQC)/ 1/ 2			905.63	26.64	35.81	6.55	-23.41	-8.64
9 (C) (CQC)/ 2/ 3			1185.90	20.71	40.94	3.07	-135.76	46.59
9 (C) (CQC)/ 2/ 4			1155.65	20.71	40.94	3.07	-40.01	-26.62
9 (C) (CQC)/ 3/ 5			1289.51	13.68	38.99	3.66	-133.24	26.92
9 (C) (CQC)/ 3/ 6			1259.26	13.68	38.99	3.66	-11.14	-23.33
9 (C) (CQC)/ 4/ 7			1185.60	20.62	21.36	5.03	-88.65	57.39
9 (C) (CQC)/ 4/ 8			836.78	18.47	21.57	5.92	-26.13	-0.98
9 (C) (CQC)/ 5/ 9			885.89	12.40	17.75	6.94	-77.50	48.24
9 (C) (CQC)/ 5/ 10			855.64	12.40	17.75	6.94	-7.15	16.42
9 (C) (CQC)/ 6/ 11			1278.35	7.58	27.96	3.22	-91.20	31.95

9 (C) (CQC)/	6/	12	1248.10	7.58	27.96	3.22	-29.31	34.78
9 (C) (CQC)/	7/	13	1171.61	29.97	24.99	3.44	-87.20	61.70
9 (C) (CQC)/	7/	14	1141.36	29.97	24.99	3.44	-18.52	-37.11
9 (C) (CQC)/	8/	15	1410.99	28.52	27.04	3.15	-89.66	59.84
9 (C) (CQC)/	8/	16	1380.74	28.52	27.04	3.15	-22.65	-15.17
9 (C) (CQC)/	10/	19	1098.09	-9.57	44.51	2.83	-137.37	-8.24
9 (C) (CQC)/	10/	20	1067.84	-9.57	44.51	2.83	-33.71	31.96
9 (C) (CQC)/	11/	21	1436.47	-2.59	40.70	2.77	-131.41	17.77
9 (C) (CQC)/	11/	22	1406.22	-2.59	40.70	2.77	-48.35	48.71
9 (C) (CQC)/	12/	23	1547.44	1.64	42.65	1.25	-134.78	23.31
9 (C) (CQC)/	12/	24	1517.19	1.64	42.65	1.25	-33.59	39.19
9 (C) (CQC)/	13/	25	1227.99	4.02	39.82	0.93	-131.32	24.44
9 (C) (CQC)/	13/	26	1197.74	4.02	39.82	0.93	-20.38	43.49
9 (C) (CQC)/	150/	132	951.60	2.29	35.62	7.02	-127.92	19.87
9 (C) (CQC)/	150/	133	921.35	2.29	35.62	7.02	-23.30	47.86
9 (C) (CQC)/	151/	134	1190.18	-5.13	40.74	3.60	-135.02	8.03
9 (C) (CQC)/	151/	135	1159.93	-5.13	40.74	3.60	-39.92	39.38
9 (C) (CQC)/	152/	136	1267.73	-6.70	38.92	3.55	-132.67	-1.92
9 (C) (CQC)/	152/	137	1237.48	-6.70	38.92	3.55	-11.26	27.53
9 (C) (CQC)/	153/	138	1194.93	11.84	21.18	4.86	-87.87	41.30
9 (C) (CQC)/	153/	139	846.82	9.66	21.47	5.91	-25.91	17.11
9 (C) (CQC)/	154/	140	876.54	16.22	17.52	6.99	-76.65	49.10
9 (C) (CQC)/	154/	141	846.29	16.22	17.52	6.99	-7.19	1.22
9 (C) (CQC)/	155/	142	1275.13	18.84	27.57	3.51	-90.12	42.21
9 (C) (CQC)/	155/	143	1244.88	18.84	27.57	3.51	-29.46	-2.49
9 (C) (CQC)/	156/	144	1176.95	-7.98	24.31	2.87	-85.55	6.03
9 (C) (CQC)/	156/	145	1146.70	-7.98	24.31	2.87	-17.52	57.51
9 (C) (CQC)/	157/	146	1372.45	0.02	25.55	3.40	-86.91	17.07
9 (C) (CQC)/	157/	147	1342.20	0.02	25.55	3.40	-19.96	52.85
9 (C) (CQC)/	158/	148	1293.58	-3.82	41.97	2.90	-101.11	-0.21
9 (C) (CQC)/	158/	149	1263.33	-3.82	41.97	2.90	-66.44	18.01
9 (C) (CQC)/	159/	150	1178.55	12.09	44.42	3.02	-136.69	21.29
9 (C) (CQC)/	159/	151	1148.30	12.09	44.42	3.02	-34.35	-25.93
9 (C) (CQC)/	160/	152	1449.45	24.44	40.43	2.08	-130.49	49.83
9 (C) (CQC)/	160/	153	1419.20	24.44	40.43	2.08	-48.70	-28.77
9 (C) (CQC)/	161/	154	1530.52	20.67	42.29	1.46	-133.73	44.75
9 (C) (CQC)/	161/	155	1500.27	20.67	42.29	1.46	-33.73	-17.76
9 (C) (CQC)/	162/	156	1287.56	20.63	39.55	2.05	-130.38	43.75
9 (C) (CQC)/	162/	157	1257.31	20.63	39.55	2.05	-20.55	-11.87
<b>Nom du cas</b>			<b>G+Q-Ex</b>					
10 (C) (CQC)/	1/	1	695.51	-3.80	-39.14	-6.86	133.91	-24.19
10 (C) (CQC)/	1/	2	665.26	-3.80	-39.14	-6.86	15.36	-49.25
10 (C) (CQC)/	2/	3	1118.52	4.12	-45.57	-3.75	142.67	-11.98
10 (C) (CQC)/	2/	4	1088.27	4.12	-45.57	-3.75	28.43	-38.10
10 (C) (CQC)/	3/	5	850.84	5.33	-34.49	-3.74	127.79	-2.14
10 (C) (CQC)/	3/	6	820.59	5.33	-34.49	-3.74	23.70	-27.91
10 (C) (CQC)/	4/	7	-224.50	-12.88	-55.41	-4.74	104.27	-45.04
10 (C) (CQC)/	4/	8	15.91	-10.65	-4.39	-5.85	28.60	-17.41
10 (C) (CQC)/	5/	9	211.40	-17.27	-21.41	-6.93	84.35	-52.84
10 (C) (CQC)/	5/	10	181.15	-17.27	-21.41	-6.93	-0.64	-1.56
10 (C) (CQC)/	6/	11	865.54	-20.23	-31.94	-3.44	98.47	-46.32
10 (C) (CQC)/	6/	12	835.29	-20.23	-31.94	-3.44	20.66	1.47
10 (C) (CQC)/	7/	13	1082.34	7.06	-27.90	-3.18	93.31	-8.93
10 (C) (CQC)/	7/	14	1052.09	7.06	-27.90	-3.18	13.01	-58.25
10 (C) (CQC)/	8/	15	1065.24	-1.53	-29.37	-3.44	94.92	-21.32
10 (C) (CQC)/	8/	16	1034.99	-1.53	-29.37	-3.44	18.56	-54.24
10 (C) (CQC)/	10/	19	932.55	-12.23	-41.55	-2.94	132.88	-22.89
10 (C) (CQC)/	10/	20	902.30	-12.23	-41.55	-2.94	41.05	24.10
10 (C) (CQC)/	11/	21	1047.59	-25.34	-47.21	-2.37	140.87	-52.72
10 (C) (CQC)/	11/	22	1017.34	-25.34	-47.21	-2.37	31.76	28.05
10 (C) (CQC)/	12/	23	1339.13	-21.96	-41.83	-1.62	134.17	-48.68
10 (C) (CQC)/	12/	24	1308.88	-21.96	-41.83	-1.62	36.26	16.73
10 (C) (CQC)/	13/	25	1099.47	-23.14	-36.78	-2.15	127.54	-49.74
10 (C) (CQC)/	13/	26	1069.22	-23.14	-36.78	-2.15	28.75	7.71
10 (C) (CQC)/	150/	132	682.40	-25.30	-39.13	-6.70	133.97	-53.90
10 (C) (CQC)/	150/	133	652.15	-25.30	-39.13	-6.70	15.35	10.18
10 (C) (CQC)/	151/	134	1113.60	-20.17	-45.56	-2.99	142.74	-43.85
10 (C) (CQC)/	151/	135	1083.35	-20.17	-45.56	-2.99	28.38	26.02
10 (C) (CQC)/	152/	136	863.23	-13.08	-34.58	-3.61	127.98	-24.93

10 (C) (CQC)/	152/	137	832.98	-13.08	-34.58	-3.61	23.91	24.75	
10 (C) (CQC)/	153/	138	-224.41	-19.78	-55.57	-5.10	104.41	-54.29	
10 (C) (CQC)/	153/	139	13.01	-17.65	-4.34	-5.90	28.76	1.37	
10 (C) (CQC)/	154/	140	225.69	-11.53	-21.59	-6.90	85.06	-45.13	
10 (C) (CQC)/	154/	141	195.44	-11.53	-21.59	-6.90	-0.67	-15.99	
10 (C) (CQC)/	155/	142	878.41	-6.47	-32.17	-3.29	99.24	-28.53	
10 (C) (CQC)/	155/	143	848.16	-6.47	-32.17	-3.29	20.18	-33.32	
10 (C) (CQC)/	156/	144	1078.59	-29.09	-27.60	-3.17	93.15	-58.94	
10 (C) (CQC)/	156/	145	1048.34	-29.09	-27.60	-3.17	11.95	37.86	
10 (C) (CQC)/	157/	146	1118.29	-27.27	-28.42	-3.13	93.84	-56.25	
10 (C) (CQC)/	157/	147	1088.04	-27.27	-28.42	-3.13	15.40	16.96	
10 (C) (CQC)/	158/	148	892.71	-8.31	-42.25	-2.60	102.59	-15.27	
10 (C) (CQC)/	158/	149	862.46	-8.31	-42.25	-2.60	66.76	15.04	
10 (C) (CQC)/	159/	150	859.48	8.41	-42.01	-2.89	134.07	7.38	
10 (C) (CQC)/	159/	151	829.23	8.41	-42.01	-2.89	41.36	-27.40	
10 (C) (CQC)/	160/	152	1031.29	3.46	-47.55	-2.53	141.85	-15.02	
10 (C) (CQC)/	160/	153	1001.04	3.46	-47.55	-2.53	31.59	-47.99	
10 (C) (CQC)/	161/	154	1360.30	-0.53	-42.08	-1.17	135.03	-19.93	
10 (C) (CQC)/	161/	155	1330.05	-0.53	-42.08	-1.17	35.91	-37.99	
10 (C) (CQC)/	162/	156	1052.60	-1.62	-37.04	-0.91	128.43	-19.15	
10 (C) (CQC)/	162/	157	1022.35	-1.62	-37.04	-0.91	28.62	-39.56	
<b>Nom du cas</b>			<b>0.8G+Ex</b>						
11 (C) (CQC)/	1/	1	686.81	21.87	36.42	6.61	-129.61	50.68	
11 (C) (CQC)/	1/	2	662.61	21.87	36.42	6.61	-21.93	3.44	
11 (C) (CQC)/	2/	3	803.35	15.38	41.93	3.20	-137.21	39.17	
11 (C) (CQC)/	2/	4	779.15	15.38	41.93	3.20	-37.52	-12.74	
11 (C) (CQC)/	3/	5	926.59	9.72	38.08	3.67	-132.12	21.73	
11 (C) (CQC)/	3/	6	902.39	9.72	38.08	3.67	-13.66	-12.70	
11 (C) (CQC)/	4/	7	1053.45	19.02	26.16	4.96	-90.91	54.88	
11 (C) (CQC)/	4/	8	717.70	16.85	18.91	5.89	-26.55	2.87	
11 (C) (CQC)/	5/	9	728.93	13.47	18.28	6.92	-78.52	49.32	
11 (C) (CQC)/	5/	10	704.73	13.47	18.28	6.92	-6.02	13.21	
11 (C) (CQC)/	6/	11	943.83	10.28	28.66	3.25	-92.43	35.00	
11 (C) (CQC)/	6/	12	919.63	10.28	28.66	3.25	-27.75	27.01	
11 (C) (CQC)/	7/	13	814.92	21.83	25.49	3.37	-88.19	50.08	
11 (C) (CQC)/	7/	14	790.72	21.83	25.49	3.37	-17.56	-16.17	
11 (C) (CQC)/	8/	15	1016.59	22.66	27.41	3.22	-90.49	51.45	
11 (C) (CQC)/	8/	16	992.39	22.66	27.41	3.22	-21.98	-0.12	
11 (C) (CQC)/	10/	19	779.93	-4.73	44.06	2.85	-136.67	-1.47	
11 (C) (CQC)/	10/	20	755.73	-4.73	44.06	2.85	-34.81	19.38	
11 (C) (CQC)/	11/	21	1015.24	3.41	42.03	2.69	-133.32	25.18	
11 (C) (CQC)/	11/	22	991.04	3.41	42.03	2.69	-44.95	32.14	
11 (C) (CQC)/	12/	23	1042.85	5.86	42.47	1.33	-134.62	28.49	
11 (C) (CQC)/	12/	24	1018.65	5.86	42.47	1.33	-34.16	27.46	
11 (C) (CQC)/	13/	25	837.88	8.05	39.08	1.15	-130.38	29.66	
11 (C) (CQC)/	13/	26	813.68	8.05	39.08	1.15	-22.39	32.61	
11 (C) (CQC)/	150/	132	702.07	7.09	36.27	6.96	-129.04	26.97	
11 (C) (CQC)/	150/	133	677.87	7.09	36.27	6.96	-21.83	35.75	
11 (C) (CQC)/	151/	134	807.71	0.27	41.77	3.47	-136.63	15.66	
11 (C) (CQC)/	151/	135	783.51	0.27	41.77	3.47	-37.43	25.38	
11 (C) (CQC)/	152/	136	906.41	-2.64	38.04	3.56	-131.71	3.57	
11 (C) (CQC)/	152/	137	882.21	-2.64	38.04	3.56	-13.78	16.77	
11 (C) (CQC)/	153/	138	1061.06	13.47	26.04	4.92	-90.30	43.92	
11 (C) (CQC)/	153/	139	726.46	11.31	18.81	5.93	-26.40	13.24	
11 (C) (CQC)/	154/	140	718.71	15.17	18.13	7.00	-77.95	48.14	
11 (C) (CQC)/	154/	141	694.51	15.17	18.13	7.00	-6.05	4.42	
11 (C) (CQC)/	155/	142	938.95	16.19	28.38	3.48	-91.69	39.29	
11 (C) (CQC)/	155/	143	914.75	16.19	28.38	3.48	-27.79	5.20	
11 (C) (CQC)/	156/	144	819.97	0.17	24.87	2.94	-86.83	17.67	
11 (C) (CQC)/	156/	145	795.77	0.17	24.87	2.94	-16.54	36.56	
11 (C) (CQC)/	157/	146	975.62	5.93	26.02	3.34	-88.05	25.58	
11 (C) (CQC)/	157/	147	951.42	5.93	26.02	3.34	-19.20	37.72	
11 (C) (CQC)/	158/	148	942.10	-0.88	41.94	2.86	-101.26	3.60	
11 (C) (CQC)/	158/	149	917.90	-0.88	41.94	2.86	-66.69	10.08	
11 (C) (CQC)/	159/	150	859.33	7.51	44.07	2.99	-136.33	14.96	
11 (C) (CQC)/	159/	151	835.13	7.51	44.07	2.99	-35.39	-13.92	
11 (C) (CQC)/	160/	152	1028.84	18.45	41.87	2.17	-132.74	42.44	
11 (C) (CQC)/	160/	153	1004.64	18.45	41.87	2.17	-45.20	-12.20	
11 (C) (CQC)/	161/	154	1025.22	16.48	42.22	1.40	-133.91	39.66	

11 (C) (CQC)/	161/	155	1001.02	16.48	42.22	1.40	-34.21	-6.06
11 (C) (CQC)/	162/	156	895.40	16.62	38.91	1.84	-129.77	38.64
11 (C) (CQC)/	162/	157	871.20	16.62	38.91	1.84	-22.50	-0.95
<b>Nom du cas</b>			<b>0.8G-Ex</b>					
12 (C) (CQC)/	1/	1	446.44	-8.57	-38.53	-6.81	132.95	-31.19
12 (C) (CQC)/	1/	2	422.24	-8.57	-38.53	-6.81	16.84	-37.17
12 (C) (CQC)/	2/	3	735.97	-1.20	-44.58	-3.61	141.22	-19.41
12 (C) (CQC)/	2/	4	711.77	-1.20	-44.58	-3.61	30.92	-24.22
12 (C) (CQC)/	3/	5	487.91	1.37	-35.40	-3.73	128.90	-7.33
12 (C) (CQC)/	3/	6	463.71	1.37	-35.40	-3.73	21.18	-17.27
12 (C) (CQC)/	4/	7	-356.66	-14.48	-50.62	-4.81	102.00	-47.55
12 (C) (CQC)/	4/	8	-103.17	-12.27	-7.05	-5.88	28.18	-13.56
12 (C) (CQC)/	5/	9	54.44	-16.19	-20.87	-6.95	83.34	-51.77
12 (C) (CQC)/	5/	10	30.24	-16.19	-20.87	-6.95	0.48	-4.78
12 (C) (CQC)/	6/	11	531.01	-17.53	-31.24	-3.40	97.24	-43.28
12 (C) (CQC)/	6/	12	506.81	-17.53	-31.24	-3.40	22.22	-6.30
12 (C) (CQC)/	7/	13	725.65	-1.08	-27.41	-3.25	92.31	-20.54
12 (C) (CQC)/	7/	14	701.45	-1.08	-27.41	-3.25	13.97	-37.30
12 (C) (CQC)/	8/	15	670.83	-7.40	-29.00	-3.38	94.09	-29.71
12 (C) (CQC)/	8/	16	646.63	-7.40	-29.00	-3.38	19.24	-39.19
12 (C) (CQC)/	10/	19	614.39	-7.39	-42.00	-2.91	133.58	-16.11
12 (C) (CQC)/	10/	20	590.19	-7.39	-42.00	-2.91	39.95	11.52
12 (C) (CQC)/	11/	21	626.37	-19.34	-45.88	-2.45	138.97	-45.30
12 (C) (CQC)/	11/	22	602.17	-19.34	-45.88	-2.45	35.17	11.48
12 (C) (CQC)/	12/	23	834.54	-17.73	-42.01	-1.54	134.34	-43.50
12 (C) (CQC)/	12/	24	810.34	-17.73	-42.01	-1.54	35.70	5.00
12 (C) (CQC)/	13/	25	709.37	-19.12	-37.52	-1.93	128.49	-44.51
12 (C) (CQC)/	13/	26	685.17	-19.12	-37.52	-1.93	26.74	-3.17
12 (C) (CQC)/	150/	132	432.87	-20.50	-38.48	-6.75	132.85	-46.80
12 (C) (CQC)/	150/	133	408.67	-20.50	-38.48	-6.75	16.82	-1.93
12 (C) (CQC)/	151/	134	731.13	-14.76	-44.54	-3.12	141.13	-36.22
12 (C) (CQC)/	151/	135	706.93	-14.76	-44.54	-3.12	30.87	12.02
12 (C) (CQC)/	152/	136	501.91	-9.02	-35.45	-3.60	128.94	-19.44
12 (C) (CQC)/	152/	137	477.71	-9.02	-35.45	-3.60	21.38	13.99
12 (C) (CQC)/	153/	138	-358.29	-18.15	-50.71	-5.04	101.97	-51.67
12 (C) (CQC)/	153/	139	-107.35	-16.00	-6.99	-5.89	28.27	-2.49
12 (C) (CQC)/	154/	140	67.87	-12.57	-20.98	-6.90	83.77	-46.10
12 (C) (CQC)/	154/	141	43.67	-12.57	-20.98	-6.90	0.47	-12.79
12 (C) (CQC)/	155/	142	542.23	-9.12	-31.36	-3.32	97.68	-31.46
12 (C) (CQC)/	155/	143	518.03	-9.12	-31.36	-3.32	21.85	-25.63
12 (C) (CQC)/	156/	144	721.61	-20.95	-27.04	-3.10	91.87	-47.30
12 (C) (CQC)/	156/	145	697.41	-20.95	-27.04	-3.10	12.93	16.91
12 (C) (CQC)/	157/	146	721.46	-21.36	-27.94	-3.19	92.70	-47.75
12 (C) (CQC)/	157/	147	697.26	-21.36	-27.94	-3.19	16.16	1.84
12 (C) (CQC)/	158/	148	541.23	-5.38	-42.28	-2.65	102.44	-11.46
12 (C) (CQC)/	158/	149	517.03	-5.38	-42.28	-2.65	66.51	7.11
12 (C) (CQC)/	159/	150	540.26	3.82	-42.36	-2.92	134.43	1.05
12 (C) (CQC)/	159/	151	516.06	3.82	-42.36	-2.92	40.32	-15.39
12 (C) (CQC)/	160/	152	610.68	-2.53	-46.11	-2.45	139.60	-22.41
12 (C) (CQC)/	160/	153	586.48	-2.53	-46.11	-2.45	35.09	-31.42
12 (C) (CQC)/	161/	154	855.00	-4.73	-42.15	-1.24	134.85	-25.01
12 (C) (CQC)/	161/	155	830.80	-4.73	-42.15	-1.24	35.43	-26.29
12 (C) (CQC)/	162/	156	660.43	-5.62	-37.69	-1.12	129.04	-24.25
12 (C) (CQC)/	162/	157	636.23	-5.62	-37.69	-1.12	26.66	-28.64
<b>Nom du cas</b>			<b>G+Q+Ey</b>					
15 (C) (CQC)/	1/	1	1157.04	59.12	2.51	2.95	-10.36	161.25
15 (C) (CQC)/	1/	2	1126.79	59.12	2.51	2.95	-7.89	17.82
15 (C) (CQC)/	2/	3	1458.38	60.52	2.19	8.00	-10.02	166.94
15 (C) (CQC)/	2/	4	1428.13	60.52	2.19	8.00	-10.36	11.17
15 (C) (CQC)/	3/	5	1599.59	35.88	5.88	10.92	-14.47	101.00
15 (C) (CQC)/	3/	6	1569.34	35.88	5.88	10.92	1.05	-8.56
15 (C) (CQC)/	4/	7	642.96	42.14	-11.69	3.09	-1.84	136.71
15 (C) (CQC)/	4/	8	604.16	39.26	10.95	3.17	-0.05	8.35
15 (C) (CQC)/	5/	9	816.74	34.59	-1.01	2.97	0.27	127.79
15 (C) (CQC)/	5/	10	786.49	34.59	-1.01	2.97	-4.40	26.76
15 (C) (CQC)/	6/	11	1139.66	52.19	-0.81	1.70	0.02	151.77
15 (C) (CQC)/	6/	12	1109.41	52.19	-0.81	1.70	-5.56	93.43
15 (C) (CQC)/	7/	13	1356.03	56.32	0.24	10.45	-1.11	144.46

15 (C) (CQC)/	7/	14	1325.78	56.32	0.24	10.45	-6.68	-14.02
15 (C) (CQC)/	8/	15	1357.80	70.95	0.07	1.82	-1.47	176.50
15 (C) (CQC)/	8/	16	1327.55	70.95	0.07	1.82	-3.23	38.11
15 (C) (CQC)/	10/	19	1183.87	7.20	2.95	5.88	-7.26	60.81
15 (C) (CQC)/	10/	20	1153.62	7.20	2.95	5.88	1.74	33.43
15 (C) (CQC)/	11/	21	1539.69	23.76	-0.71	8.07	-1.74	100.68
15 (C) (CQC)/	11/	22	1509.44	23.76	-0.71	8.07	-12.35	71.66
15 (C) (CQC)/	12/	23	1706.24	34.64	2.17	4.15	-5.68	126.68
15 (C) (CQC)/	12/	24	1675.99	34.64	2.17	4.15	-0.43	68.32
15 (C) (CQC)/	13/	25	1416.68	33.68	2.91	2.84	-6.68	131.17
15 (C) (CQC)/	13/	26	1386.43	33.68	2.91	2.84	3.22	55.94
15 (C) (CQC)/	150/	132	1148.72	36.59	1.82	3.45	-8.09	128.45
15 (C) (CQC)/	150/	133	1118.47	36.59	1.82	3.45	-7.24	76.38
15 (C) (CQC)/	151/	134	1450.90	36.30	1.30	9.06	-7.50	134.05
15 (C) (CQC)/	151/	135	1420.65	36.30	1.30	9.06	-9.36	77.33
15 (C) (CQC)/	152/	136	1600.97	15.91	4.76	11.65	-11.47	73.55
15 (C) (CQC)/	152/	137	1570.72	15.91	4.76	11.65	1.41	42.53
15 (C) (CQC)/	153/	138	622.23	33.79	-13.15	2.82	-0.58	122.68
15 (C) (CQC)/	153/	139	590.04	30.94	10.86	2.73	0.28	26.64
15 (C) (CQC)/	154/	140	824.82	39.01	-1.33	2.60	1.06	130.77
15 (C) (CQC)/	154/	141	794.57	39.01	-1.33	2.60	-4.67	11.78
15 (C) (CQC)/	155/	142	1132.38	65.13	-0.99	1.99	0.58	166.79
15 (C) (CQC)/	155/	143	1102.13	65.13	-0.99	1.99	-5.93	58.13
15 (C) (CQC)/	156/	144	1350.58	19.02	0.68	10.29	-1.88	90.81
15 (C) (CQC)/	156/	145	1320.33	19.02	0.68	10.29	-6.84	81.12
15 (C) (CQC)/	157/	146	1368.80	44.30	0.11	2.20	-1.38	138.70
15 (C) (CQC)/	157/	147	1338.55	44.30	0.11	2.20	-3.68	108.51
15 (C) (CQC)/	158/	148	1343.29	18.81	2.56	0.58	-4.79	77.14
15 (C) (CQC)/	158/	149	1313.04	18.81	2.56	0.58	-5.23	31.39
15 (C) (CQC)/	159/	150	1218.90	28.45	3.51	5.94	-7.57	90.30
15 (C) (CQC)/	159/	151	1188.65	28.45	3.51	5.94	0.30	-22.07
15 (C) (CQC)/	160/	152	1520.66	51.40	-1.77	7.88	-0.15	134.71
15 (C) (CQC)/	160/	153	1490.41	51.40	-1.77	7.88	-11.23	-5.36
15 (C) (CQC)/	161/	154	1706.97	55.28	2.03	4.72	-5.81	152.77
15 (C) (CQC)/	161/	155	1676.72	55.28	2.03	4.72	-0.27	13.09
15 (C) (CQC)/	162/	156	1412.33	53.84	3.35	4.12	-7.82	158.89
15 (C) (CQC)/	162/	157	1382.08	53.84	3.35	4.12	2.40	6.17
<b>Nom du cas</b>			<b>G+Q-Ey</b>					
16 (C) (CQC)/	1/	1	474.34	-36.28	-5.84	-3.26	15.62	-127.75
16 (C) (CQC)/	1/	2	444.09	-36.28	-5.84	-3.26	-0.16	-75.72
16 (C) (CQC)/	2/	3	846.04	-35.68	-6.81	-8.68	16.93	-132.33
16 (C) (CQC)/	2/	4	815.79	-35.68	-6.81	-8.68	-1.22	-75.89
16 (C) (CQC)/	3/	5	540.76	-16.88	-1.38	-11.00	9.02	-76.22
16 (C) (CQC)/	3/	6	510.51	-16.88	-1.38	-11.00	11.51	-42.69
16 (C) (CQC)/	4/	7	318.14	-34.40	-22.36	-2.81	17.46	-124.36
16 (C) (CQC)/	4/	8	248.53	-31.44	6.24	-3.10	2.51	-26.74
16 (C) (CQC)/	5/	9	280.55	-39.45	-2.66	-2.96	6.58	-132.39
16 (C) (CQC)/	5/	10	250.30	-39.45	-2.66	-2.96	-3.40	-11.90
16 (C) (CQC)/	6/	11	1004.22	-64.84	-3.17	-1.92	7.25	-166.13
16 (C) (CQC)/	6/	12	973.97	-64.84	-3.17	-1.92	-3.10	-57.18
16 (C) (CQC)/	7/	13	897.91	-19.29	-3.14	-10.19	7.23	-91.70
16 (C) (CQC)/	7/	14	867.66	-19.29	-3.14	-10.19	1.17	-81.34
16 (C) (CQC)/	8/	15	1118.43	-43.97	-2.41	-2.10	6.73	-137.98
16 (C) (CQC)/	8/	16	1088.18	-43.97	-2.41	-2.10	-0.86	-107.53
16 (C) (CQC)/	10/	19	846.78	-28.99	0.01	-6.00	2.76	-91.94
16 (C) (CQC)/	10/	20	816.53	-28.99	0.01	-6.00	5.60	22.63
16 (C) (CQC)/	11/	21	944.37	-51.69	-5.80	-7.68	11.20	-135.63
16 (C) (CQC)/	11/	22	914.12	-51.69	-5.80	-7.68	-4.24	5.10
16 (C) (CQC)/	12/	23	1180.33	-54.96	-1.35	-4.52	5.07	-152.05
16 (C) (CQC)/	12/	24	1150.08	-54.96	-1.35	-4.52	3.10	-12.40
16 (C) (CQC)/	13/	25	910.78	-52.80	0.13	-4.05	2.90	-156.47
16 (C) (CQC)/	13/	26	880.53	-52.80	0.13	-4.05	5.15	-4.74
16 (C) (CQC)/	150/	132	485.28	-59.60	-5.32	-3.12	14.15	-162.47
16 (C) (CQC)/	150/	133	455.03	-59.60	-5.32	-3.12	-0.71	-18.35
16 (C) (CQC)/	151/	134	852.89	-61.61	-6.12	-8.45	15.22	-169.87
16 (C) (CQC)/	151/	135	822.64	-61.61	-6.12	-8.45	-2.19	-11.93
16 (C) (CQC)/	152/	136	529.98	-35.69	-0.42	-11.71	6.78	-100.39
16 (C) (CQC)/	152/	137	499.73	-35.69	-0.42	-11.71	11.24	9.75
16 (C) (CQC)/	153/	138	348.29	-41.73	-21.25	-3.05	17.11	-135.67

16 (C) (CQC)/	153/	139	269.79	-38.93	6.27	-2.72	2.57	-8.16	
16 (C) (CQC)/	154/	140	277.41	-34.32	-2.74	-2.50	7.35	-126.79	
16 (C) (CQC)/	154/	141	247.16	-34.32	-2.74	-2.50	-3.19	-26.55	
16 (C) (CQC)/	155/	142	1021.16	-52.76	-3.61	-1.77	8.54	-153.11	
16 (C) (CQC)/	155/	143	990.91	-52.76	-3.61	-1.77	-3.34	-93.93	
16 (C) (CQC)/	156/	144	904.96	-56.09	-3.97	-10.59	9.48	-143.73	
16 (C) (CQC)/	156/	145	874.71	-56.09	-3.97	-10.59	1.28	14.24	
16 (C) (CQC)/	157/	146	1121.95	-71.55	-2.98	-1.93	8.31	-177.87	
16 (C) (CQC)/	157/	147	1091.70	-71.55	-2.98	-1.93	-0.88	-38.70	
16 (C) (CQC)/	158/	148	843.00	-30.94	-2.85	-0.27	6.26	-92.61	
16 (C) (CQC)/	158/	149	812.75	-30.94	-2.85	-0.27	5.56	1.65	
16 (C) (CQC)/	159/	150	819.14	-7.95	-1.10	-5.81	4.94	-61.63	
16 (C) (CQC)/	159/	151	788.89	-7.95	-1.10	-5.81	6.71	-31.27	
16 (C) (CQC)/	160/	152	960.07	-23.51	-5.35	-8.33	11.52	-99.91	
16 (C) (CQC)/	160/	153	929.82	-23.51	-5.35	-8.33	-5.88	-71.40	
16 (C) (CQC)/	161/	154	1183.85	-35.13	-1.81	-4.43	7.11	-127.95	
16 (C) (CQC)/	161/	155	1153.60	-35.13	-1.81	-4.43	2.45	-68.84	
16 (C) (CQC)/	162/	156	927.82	-34.83	-0.84	-2.98	5.86	-134.29	
16 (C) (CQC)/	162/	157	897.57	-34.83	-0.84	-2.98	5.67	-57.60	
<b>Nom du cas</b>			<b>0.8G+Ey</b>						
17 (C) (CQC)/	1/	1	907.98	54.35	3.12	3.01	-11.32	154.25	
17 (C) (CQC)/	1/	2	883.78	54.35	3.12	3.01	-6.41	29.90	
17 (C) (CQC)/	2/	3	1075.82	55.19	3.17	8.13	-11.47	159.51	
17 (C) (CQC)/	2/	4	1051.62	55.19	3.17	8.13	-7.87	25.05	
17 (C) (CQC)/	3/	5	1236.67	31.92	4.97	10.93	-13.36	95.81	
17 (C) (CQC)/	3/	6	1212.47	31.92	4.97	10.93	-1.47	2.08	
17 (C) (CQC)/	4/	7	510.80	40.54	-6.89	3.03	-4.11	134.20	
17 (C) (CQC)/	4/	8	485.08	37.64	8.28	3.14	-0.47	12.20	
17 (C) (CQC)/	5/	9	659.78	35.66	-0.47	2.95	-0.75	128.87	
17 (C) (CQC)/	5/	10	635.58	35.66	-0.47	2.95	-3.27	23.54	
17 (C) (CQC)/	6/	11	805.14	54.89	-0.12	1.74	-1.21	154.81	
17 (C) (CQC)/	6/	12	780.94	54.89	-0.12	1.74	-4.00	85.66	
17 (C) (CQC)/	7/	13	999.34	48.18	0.73	10.38	-2.11	132.85	
17 (C) (CQC)/	7/	14	975.14	48.18	0.73	10.38	-5.72	6.93	
17 (C) (CQC)/	8/	15	963.40	65.09	0.44	1.88	-2.30	168.11	
17 (C) (CQC)/	8/	16	939.20	65.09	0.44	1.88	-2.55	53.16	
17 (C) (CQC)/	10/	19	865.71	12.03	2.50	5.91	-6.56	67.58	
17 (C) (CQC)/	10/	20	841.51	12.03	2.50	5.91	0.64	20.85	
17 (C) (CQC)/	11/	21	1118.46	29.76	0.62	8.00	-3.65	108.09	
17 (C) (CQC)/	11/	22	1094.26	29.76	0.62	8.00	-8.94	55.09	
17 (C) (CQC)/	12/	23	1201.65	38.87	1.99	4.23	-5.52	131.86	
17 (C) (CQC)/	12/	24	1177.45	38.87	1.99	4.23	-0.99	56.60	
17 (C) (CQC)/	13/	25	1026.57	37.70	2.17	3.06	-5.73	136.40	
17 (C) (CQC)/	13/	26	1002.37	37.70	2.17	3.06	1.21	45.06	
17 (C) (CQC)/	150/	132	899.19	41.39	2.47	3.39	-9.21	135.54	
17 (C) (CQC)/	150/	133	874.99	41.39	2.47	3.39	-5.78	64.28	
17 (C) (CQC)/	151/	134	1068.42	41.71	2.33	8.93	-9.11	141.68	
17 (C) (CQC)/	151/	135	1044.22	41.71	2.33	8.93	-6.87	63.33	
17 (C) (CQC)/	152/	136	1239.65	19.97	3.89	11.66	-10.51	79.04	
17 (C) (CQC)/	152/	137	1215.45	19.97	3.89	11.66	-1.12	31.77	
17 (C) (CQC)/	153/	138	488.36	35.42	-8.29	2.88	-3.01	125.30	
17 (C) (CQC)/	153/	139	469.68	32.59	8.20	2.74	-0.21	22.78	
17 (C) (CQC)/	154/	140	667.00	37.97	-0.72	2.60	-0.23	129.80	
17 (C) (CQC)/	154/	141	642.80	37.97	-0.72	2.60	-3.53	14.98	
17 (C) (CQC)/	155/	142	796.20	62.48	-0.19	1.96	-0.98	163.87	
17 (C) (CQC)/	155/	143	772.00	62.48	-0.19	1.96	-4.26	65.82	
17 (C) (CQC)/	156/	144	993.60	27.16	1.25	10.36	-3.16	102.46	
17 (C) (CQC)/	156/	145	969.40	27.16	1.25	10.36	-5.86	60.18	
17 (C) (CQC)/	157/	146	971.96	50.21	0.58	2.14	-2.52	147.20	
17 (C) (CQC)/	157/	147	947.76	50.21	0.58	2.14	-2.92	93.39	
17 (C) (CQC)/	158/	148	991.81	21.75	2.53	0.53	-4.93	80.95	
17 (C) (CQC)/	158/	149	967.61	21.75	2.53	0.53	-5.48	23.46	
17 (C) (CQC)/	159/	150	899.68	23.86	3.16	5.91	-7.20	83.97	
17 (C) (CQC)/	159/	151	875.48	23.86	3.16	5.91	-0.74	-10.06	
17 (C) (CQC)/	160/	152	1100.06	45.41	-0.33	7.97	-2.40	127.32	
17 (C) (CQC)/	160/	153	1075.86	45.41	-0.33	7.97	-7.73	11.21	
17 (C) (CQC)/	161/	154	1201.68	51.08	1.96	4.65	-5.99	147.69	
17 (C) (CQC)/	161/	155	1177.48	51.08	1.96	4.65	-0.75	24.79	
17 (C) (CQC)/	162/	156	1020.17	49.84	2.70	3.91	-7.20	153.79	

17 (C) (CQC)/	162/	157	995.97	49.84	2.70	3.91	0.44	17.09
Nom du cas			0.8G-Ey					
18 (C) (CQC)/	1/	1	225.28	-41.05	-5.23	-3.20	14.66	-134.76
18 (C) (CQC)/	1/	2	201.08	-41.05	-5.23	-3.20	1.32	-63.63
18 (C) (CQC)/	2/	3	463.49	-41.01	-5.82	-8.55	15.48	-139.75
18 (C) (CQC)/	2/	4	439.29	-41.01	-5.82	-8.55	1.27	-62.01
18 (C) (CQC)/	3/	5	177.83	-20.83	-2.28	-10.99	10.14	-81.41
18 (C) (CQC)/	3/	6	153.63	-20.83	-2.28	-10.99	8.99	-32.05
18 (C) (CQC)/	4/	7	185.99	-36.00	-17.57	-2.88	15.20	-126.87
18 (C) (CQC)/	4/	8	129.45	-33.06	3.57	-3.13	2.10	-22.89
18 (C) (CQC)/	5/	9	123.59	-38.38	-2.12	-2.98	5.57	-131.32
18 (C) (CQC)/	5/	10	99.39	-38.38	-2.12	-2.98	-2.27	-15.12
18 (C) (CQC)/	6/	11	669.70	-62.14	-2.47	-1.89	6.02	-163.09
18 (C) (CQC)/	6/	12	645.50	-62.14	-2.47	-1.89	-1.54	-64.94
18 (C) (CQC)/	7/	13	541.22	-27.43	-2.65	-10.26	6.23	-103.31
18 (C) (CQC)/	7/	14	517.02	-27.43	-2.65	-10.26	2.13	-60.39
18 (C) (CQC)/	8/	15	724.02	-49.83	-2.03	-2.04	5.91	-146.37
18 (C) (CQC)/	8/	16	699.82	-49.83	-2.03	-2.04	-0.19	-92.47
18 (C) (CQC)/	10/	19	528.62	-24.15	-0.44	-5.97	3.46	-85.16
18 (C) (CQC)/	10/	20	504.42	-24.15	-0.44	-5.97	4.50	10.05
18 (C) (CQC)/	11/	21	523.14	-45.69	-4.47	-7.75	9.29	-128.21
18 (C) (CQC)/	11/	22	498.94	-45.69	-4.47	-7.75	-0.83	-11.47
18 (C) (CQC)/	12/	23	675.75	-50.73	-1.53	-4.44	5.24	-146.87
18 (C) (CQC)/	12/	24	651.55	-50.73	-1.53	-4.44	2.53	-24.13
18 (C) (CQC)/	13/	25	520.67	-48.78	-0.61	-3.83	3.84	-151.25
18 (C) (CQC)/	13/	26	496.47	-48.78	-0.61	-3.83	3.14	-15.62
18 (C) (CQC)/	150/	132	235.74	-54.80	-4.67	-3.18	13.03	-155.38
18 (C) (CQC)/	150/	133	211.54	-54.80	-4.67	-3.18	0.76	-30.45
18 (C) (CQC)/	151/	134	470.42	-56.20	-5.10	-8.58	13.61	-162.24
18 (C) (CQC)/	151/	135	446.22	-56.20	-5.10	-8.58	0.31	-25.93
18 (C) (CQC)/	152/	136	168.66	-31.63	-1.29	-11.70	7.74	-94.90
18 (C) (CQC)/	152/	137	144.46	-31.63	-1.29	-11.70	8.72	-1.01
18 (C) (CQC)/	153/	138	214.41	-40.10	-16.39	-2.99	14.68	-133.04
18 (C) (CQC)/	153/	139	149.43	-37.28	3.62	-2.71	2.08	-12.03
18 (C) (CQC)/	154/	140	119.59	-35.37	-2.13	-2.50	6.05	-127.76
18 (C) (CQC)/	154/	141	95.39	-35.37	-2.13	-2.50	-2.05	-23.35
18 (C) (CQC)/	155/	142	684.98	-55.41	-2.80	-1.80	6.98	-156.04
18 (C) (CQC)/	155/	143	660.78	-55.41	-2.80	-1.80	-1.68	-86.25
18 (C) (CQC)/	156/	144	547.99	-47.94	-3.41	-10.51	8.20	-132.09
18 (C) (CQC)/	156/	145	523.79	-47.94	-3.41	-10.51	2.26	-6.71
18 (C) (CQC)/	157/	146	725.12	-65.64	-2.50	-1.99	7.17	-169.37
18 (C) (CQC)/	157/	147	700.92	-65.64	-2.50	-1.99	-0.12	-53.82
18 (C) (CQC)/	158/	148	491.52	-28.01	-2.88	-0.32	6.12	-88.81
18 (C) (CQC)/	158/	149	467.32	-28.01	-2.88	-0.32	5.31	-6.28
18 (C) (CQC)/	159/	150	499.91	-12.53	-1.45	-5.84	5.31	-67.96
18 (C) (CQC)/	159/	151	475.71	-12.53	-1.45	-5.84	5.67	-19.26
18 (C) (CQC)/	160/	152	539.47	-29.50	-3.91	-8.25	9.27	-107.30
18 (C) (CQC)/	160/	153	515.27	-29.50	-3.91	-8.25	-2.38	-54.83
18 (C) (CQC)/	161/	154	678.55	-39.33	-1.89	-4.50	6.93	-133.04
18 (C) (CQC)/	161/	155	654.35	-39.33	-1.89	-4.50	1.97	-57.14
18 (C) (CQC)/	162/	156	535.66	-38.84	-1.48	-3.19	6.48	-139.39
18 (C) (CQC)/	162/	157	511.46	-38.84	-1.48	-3.19	3.72	-46.68

## Efforts des les voiles du rez de chaussée

### Efforts dans le voile du rez de chaussée axe 1/ (H, E)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ey							
Nom du cas							
15 (C) (CQC)/	54	31-27	-1097,56	5632,33	414,28	6,40	4,00
G+Q-Ey							
Nom du cas							
16 (C) (CQC)/	54	31-27	-2678,04	-5729,68	-417,16	6,40	4,00
0.8G+Ey							
Nom du cas							
17 (C) (CQC)/	54	31-27	-581,35	5659,34	414,72	6,40	4,00
0.8G-Ey							
Nom du cas							
18 (C) (CQC)/	54	31-27	-2161,82	-5702,66	-416,71	6,40	4,00

### Efforts dans le voile du rez de chaussée axe 13/ (H, E)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ey							
Nom du cas							
15 (C) (CQC)/	192	162-158	-1175,38	5584,23	405,41	6,40	4
G+Q-Ey							
Nom du cas							
16 (C) (CQC)/	192	162-158	-2621,99	-5709,65	-407,39	6,40	4
0.8G+Ey							
Nom du cas							
17 (C) (CQC)/	192	162-158	-655,21	5616,18	405,68	6,40	4
0.8G-Ey							
Nom du cas							
18 (C) (CQC)/	192	162-158	-2101,82	-5677,71	-407,12	6,40	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée axe F/ (8, 10)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ex							
Nom du cas							
9 (C) (CQC)/	48	29-17	-2279,71	9877,81	912,32	4,95	4
G+Q-Ex							
Nom du cas							
10 (C) (CQC)/	48	29-17	-3931,36	-9894,19	-894,91	4,95	4
0.8G+Ex							
Nom du cas							
11 (C) (CQC)/	48	29-17	-1313,75	9881,19	910,85	4,95	4
0.8G-Ex							
Nom du cas							
12 (C) (CQC)/	48	29-17	-2965,41	-9890,81	-896,37	4,95	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée axe F/ (4, 6)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>198</b>	<b>2351-160</b>	-1798,97	2254,71	332,9	2,77	4
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>198</b>	<b>2351-160</b>	-2070,99	-2268,09	-210,84	2,77	4
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>198</b>	<b>2351-160</b>	-1192,73	2257,42	311,88	2,77	4
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>198</b>	<b>2351-160</b>	-1464,76	-2265,38	-231,86	2,77	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée VsG

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>44</b>	<b>7-700</b>	184,12	158,22	16,51	0,95	4
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>44</b>	<b>2351-160</b>	-767,43	-154,6	-46,29	0,95	4
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>44</b>	<b>2351-160</b>	263,76	157,61	20,55	0,95	4
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>44</b>	<b>2351-160</b>	-687,79	-155,2	-42,25	0,95	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée VsD

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>194</b>	<b>2700-158</b>	702,56	456,63	135,71	1,3	4
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>194</b>	<b>2700-158</b>	-1484,24	-473,08	-112,51	1,3	4
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>194</b>	<b>2700-158</b>	810,58	459,38	132,54	1,3	4
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>194</b>	<b>2700-158</b>	-1376,22	-470,33	-115,68	1,3	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée VsG

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ex							
Nom du cas							
9 (C) (CQC)/	53	27-2012	665,53	470,14	110,41	1,3	4
G+Q-Ex							
Nom du cas							
10 (C) (CQC)/	53	27-2012	-1461,5	-459,88	-135,18	1,3	4
0.8G+Ex							
Nom du cas							
11 (C) (CQC)/	53	27-2012	776,13	468,5	113,86	1,3	4
0.8G-Ex							
Nom du cas							
12 (C) (CQC)/	53	27-2012	-1350,9	-461,51	-131,72	1,3	4

### Efforts dans les voiles du rez de chaussée axe 7/ (B, D)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ey							
Nom du cas							
15 (C) (CQC)/	55	37-39	3092,65	3294,99	729,22	1,3	4
G+Q-Ey							
Nom du cas							
16 (C) (CQC)/	55	37-39	-5943	-3235	-727,3	1,3	4
0.8G+Ey							
Nom du cas							
17 (C) (CQC)/	55	37-39	3526,25	3283,4	731,78	1,3	4
0.8G-Ey							
Nom du cas							
18 (C) (CQC)/	55	37-39	-5509,4	-3246,6	-724,74	1,3	4

### Efforts dans le voile du rez de chaussée axe D/ascenseur

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
G+Q+Ex							
Nom du cas							
9 (C) (CQC)/	51	1975-39	128,1	68,53	105,11	1,6	4
G+Q-Ex							
Nom du cas							
10 (C) (CQC)/	51	1975-39	-813,92	-67,31	-73,39	1,6	4
0.8G+Ex							
Nom du cas							
11 (C) (CQC)/	51	1975-39	230,78	68,43	100,31	1,6	4
0.8G-Ex							
Nom du cas							
12 (C) (CQC)/	51	1975-39	-711,23	-67,41	-78,19	1,6	4

### Efforts dans le linteau du rez de chaussée axe D/ (9,10)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>47</b>	<b>1445-1444</b>	146,27	254,91	822,28	1,8	1,2
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>47</b>	<b>1445-1444</b>	-516,56	-241,92	-959,8	1,8	1,2
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>47</b>	<b>1445-1444</b>	206,03	252,34	842,93	1,8	1,2
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>47</b>	<b>1445-1444</b>	-456,8	-244,49	-939,15	1,8	1,2

### Efforts dans le linteau du rez de chaussée axe D/ (4,5)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>190</b>	<b>1470-1469</b>	-125,45	199,96	447,92	1,2	1,8
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>190</b>	<b>1470-1469</b>	-219,4	-204,19	-456,93	1,2	1,8
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>190</b>	<b>1470-1469</b>	-70,92	200,63	449,31	1,2	1,8
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>190</b>	<b>1470-1469</b>	-164,87	-203,52	-455,53	1,2	1,8

### Efforts dans le trumeau du rez de chaussée axe D/ (9,10)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>45</b>	<b>33-1492</b>	300,14	443,3	147,35	1,3	4
	<b>46</b>	<b>1543-35</b>	-374,1	353,99	177,82	1,2	4
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>45</b>	<b>33-1492</b>	-2406,53	-431,17	-186,51	1,3	4
	<b>46</b>	<b>1543-35</b>	-1555,47	-362,71	-142,33	1,2	4
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>45</b>	<b>33-1492</b>	-2 074,03	-432,82	154,01	1,3	4
	<b>46</b>	<b>1543-35</b>	-1 251,61	-361,29	172,08	1,2	4
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>45</b>	<b>33-1492</b>	632,65	441,64	-179,85	1,3	4
	<b>46</b>	<b>1543-35</b>	-70,24	355,40	-148,07	1,2	4

### Efforts dans le trumeau du rez de chaussée axe D/ (4,5)

Cas	Panneau	Coupe	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
<b>G+Q+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>9 (C) (CQC)/</b>	<b>188</b>	<b>2252-164</b>	241,52	427,33	186,28	1,3	4
	<b>189</b>	<b>166-2303</b>	-358,8	360,1	140,71	1,2	4
<b>G+Q-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>10 (C) (CQC)/</b>	<b>188</b>	<b>2252-164</b>	-2395,59	-447,49	-150,03	1,3	4
	<b>189</b>	<b>166-2303</b>	-1588,46	-357,71	-179,92	1,2	4
<b>0.8G+Ex</b>							
Nom du cas							
<b>11 (C) (CQC)/</b>	<b>188</b>	<b>2252-164</b>	-2074,03	-432,82	180,15	1,3	4
	<b>189</b>	<b>166-2303</b>	-1251,61	-361,29	147,12	1,2	4
<b>0.8G-Ex</b>							
Nom du cas							
<b>12 (C) (CQC)/</b>	<b>188</b>	<b>2252-164</b>	582,28	430,43	-179,85	1,3	4
	<b>188</b>	<b>2252-164</b>	-51,99	359,83	-148,07	1,2	4

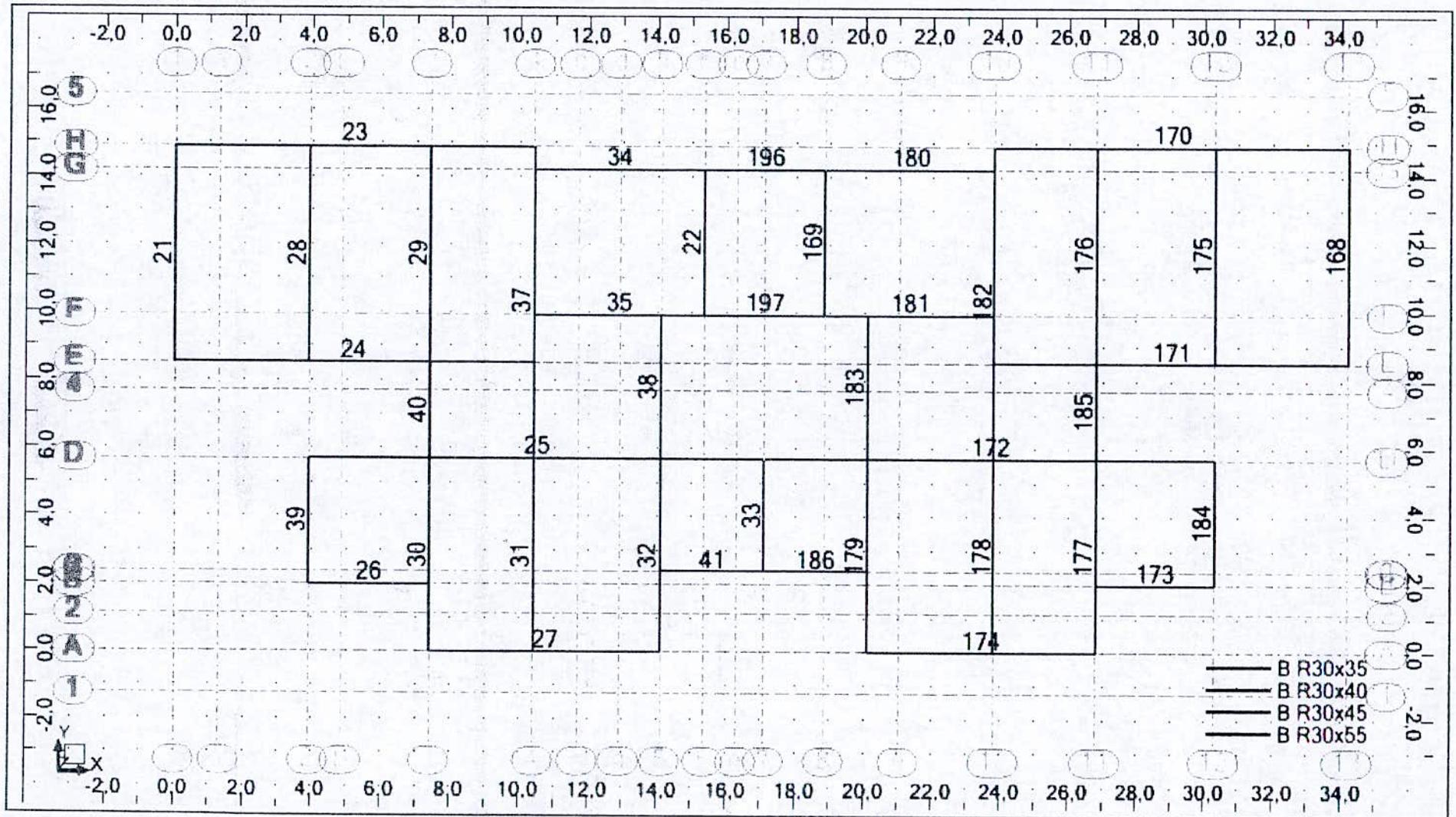
### Efforts – Poutre continuée axe 3

Barre/Point/Cas			FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	Section
28/	22/	7 (C)	-14.90	-0.00	104.78	-0.22	-102.86	-0.01	B R30x55
28/	22/	9 (C) (CQC)	-13.06	1.31	112.97	1.57	-129.13	4.15	B R30x55
28/	22/	10 (C) (CQC)	-16.73	-1.31	96.58	-2.00	-76.60	-4.17	B R30x55
28/	22/	11 (C) (CQC)	-8.18	1.32	68.57	1.66	-85.75	4.17	B R30x55
28/	22/	12 (C) (CQC)	-11.84	-1.31	52.17	-1.92	-33.23	-4.15	B R30x55
28/	0.50/	7 (C)	-14.90	-0.00	-0.80	-0.22	61.98	-0.01	B R30x55
28/	0.50/	9 (C) (CQC)	-13.06	1.31	7.40	1.57	61.94	0.30	B R30x55
28/	0.50/	10 (C) (CQC)	-16.73	-1.31	-9.00	-2.00	62.01	-0.32	B R30x55
28/	0.50/	11 (C) (CQC)	-8.18	1.32	7.79	1.66	35.59	0.30	B R30x55
28/	0.50/	12 (C) (CQC)	-11.84	-1.31	-8.60	-1.92	35.66	-0.32	B R30x55
28/	14/	7 (C)	-14.90	-0.00	-100.66	-0.22	-101.88	-0.01	B R30x55
28/	14/	9 (C) (CQC)	-13.06	1.31	-92.47	1.57	-128.09	4.26	B R30x55
28/	14/	10 (C) (CQC)	-16.73	-1.31	-108.86	-2.00	-75.68	-4.28	B R30x55
28/	14/	11 (C) (CQC)	-8.18	1.32	-49.88	1.66	-84.97	4.24	B R30x55
28/	14/	12 (C) (CQC)	-11.84	-1.31	-66.27	-1.92	-32.56	-4.30	B R30x55
395/	230/	7 (C)	-3.54	0.08	5.10	-0.00	-3.17	0.13	B R30x40
395/	230/	9 (C) (CQC)	-2.54	8.59	56.29	0.99	-92.82	14.95	B R30x40
395/	230/	10 (C) (CQC)	-4.53	-8.43	-46.09	-0.99	86.48	-14.70	B R30x40
395/	230/	11 (C) (CQC)	-1.35	8.56	55.30	0.99	-92.20	14.91	B R30x40
395/	230/	12 (C) (CQC)	-3.35	-8.45	-47.08	-0.99	87.10	-14.74	B R30x40
395/	0.50/	7 (C)	-3.54	0.08	-0.15	-0.00	1.16	-0.02	B R30x40
395/	0.50/	9 (C) (CQC)	-2.54	8.59	51.04	0.99	1.09	0.18	B R30x40
395/	0.50/	10 (C) (CQC)	-4.53	-8.43	-51.34	-0.99	1.23	-0.21	B R30x40
395/	0.50/	11 (C) (CQC)	-1.35	8.56	51.10	0.99	0.89	0.19	B R30x40
395/	0.50/	12 (C) (CQC)	-3.35	-8.45	-51.28	-0.99	1.03	-0.21	B R30x40
395/	255/	7 (C)	-3.54	0.08	-5.40	-0.00	-3.70	-0.16	B R30x40
395/	255/	9 (C) (CQC)	-2.54	8.59	45.79	0.99	-93.21	14.80	B R30x40
395/	255/	10 (C) (CQC)	-4.53	-8.43	-56.59	-0.99	85.82	-15.11	B R30x40
395/	255/	11 (C) (CQC)	-1.35	8.56	46.90	0.99	-92.39	14.85	B R30x40
395/	255/	12 (C) (CQC)	-3.35	-8.45	-55.48	-0.99	86.64	-15.06	B R30x40
433/	285/	7 (C)	3.68	-0.22	50.33	1.25	-36.88	-0.20	B R30x45
433/	285/	9 (C) (CQC)	15.22	13.53	61.41	18.05	-53.78	16.25	B R30x45
433/	285/	10 (C) (CQC)	-7.86	-13.97	39.25	-15.55	-19.97	-16.65	B R30x45
433/	285/	11 (C) (CQC)	13.97	13.62	43.79	17.66	-40.83	16.33	B R30x45
433/	285/	12 (C) (CQC)	-9.10	-13.88	21.63	-15.94	-7.03	-16.56	B R30x45
433/	0.50/	7 (C)	3.26	0.24	70.20	-0.01	-38.33	0.20	B R30x45
433/	0.50/	9 (C) (CQC)	19.43	18.55	91.38	5.90	-83.47	37.15	B R30x45
433/	0.50/	10 (C) (CQC)	-12.90	-18.06	49.02	-5.92	6.80	-36.75	B R30x45
433/	0.50/	11 (C) (CQC)	18.34	18.47	66.29	5.79	-69.80	37.10	B R30x45
433/	0.50/	12 (C) (CQC)	-13.99	-18.14	23.94	-6.02	20.47	-36.81	B R30x45
433/	281/	7 (C)	3.14	-3.55	-71.29	0.80	-54.94	1.27	B R30x45
433/	281/	9 (C) (CQC)	25.23	17.62	-26.38	41.87	-120.32	24.04	B R30x45
433/	281/	10 (C) (CQC)	-18.96	-24.72	-116.20	-40.28	10.44	-21.50	B R30x45
433/	281/	11 (C) (CQC)	24.19	18.86	-2.28	42.14	-101.39	23.58	B R30x45
433/	281/	12 (C) (CQC)	-20.00	-23.47	-92.10	-40.02	29.37	-21.96	B R30x45

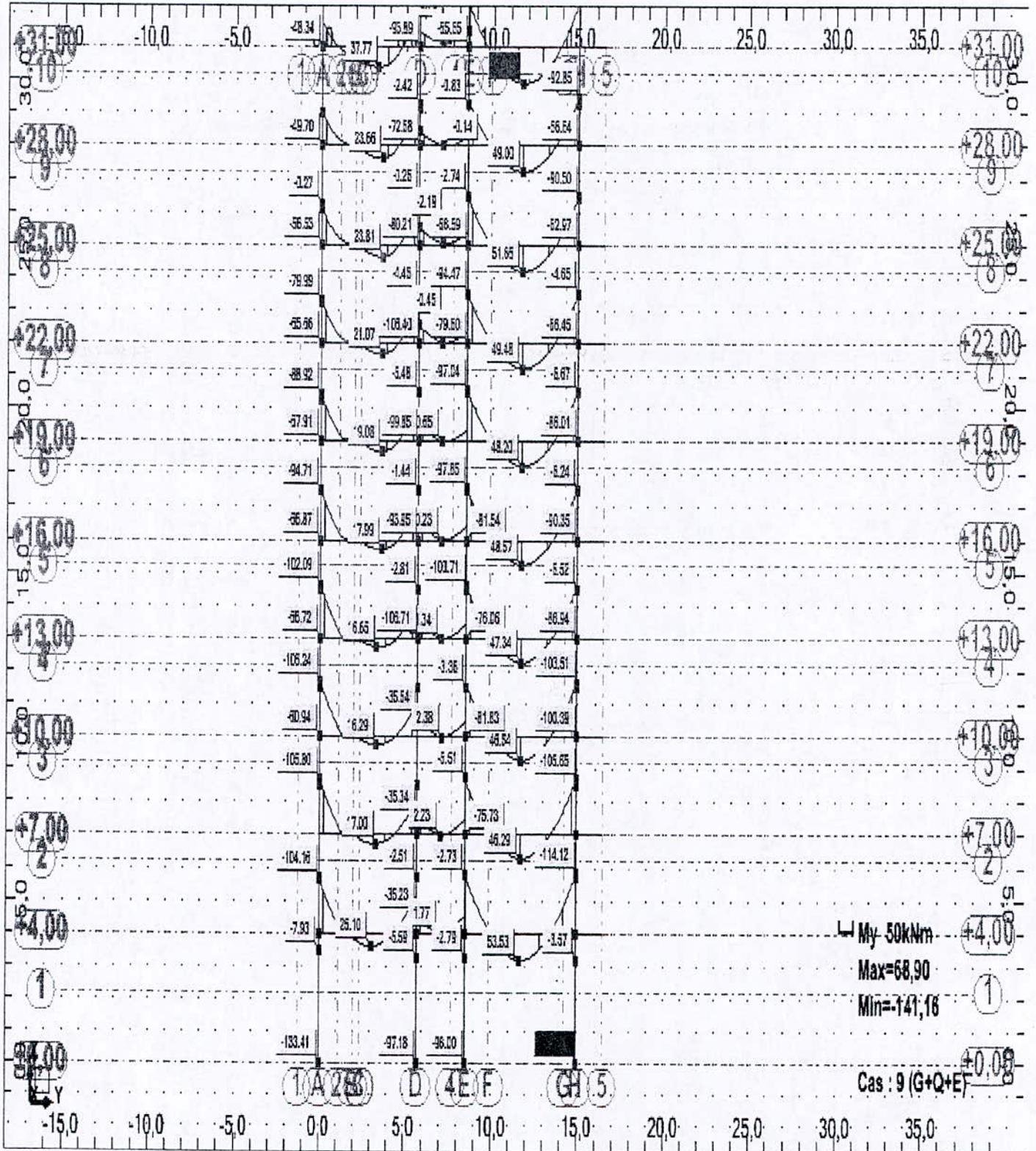
### Efforts – Chaînage continue axe D

Barre/Point/Cas			FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm ]	MY [kNm]	MZ [kNm]	Section
25/	10/	7 (C)	-0,03	0,1	6,51	-0,28	-6,05	0,16	B R30x35
25/	10/	9 (C) (CQC)	2,7	1,15	28,52	0,7	-45,74	1,95	B R30x35
25/	10/	10 (C) (CQC)	-2,76	-0,95	-15,5	-1,26	33,64	-1,63	B R30x35
25/	10/	11 (C) (CQC)	2,66	1,1	26,96	0,82	-44,06	1,87	B R30x35
25/	10/	12 (C) (CQC)	-2,8	-1	-17,07	-1,13	35,32	-1,71	B R30x35
25/	40/	7 (C)	-16,51	-3,32	4,19	-0,12	0,99	1,13	B R30x35
25/	40/	9 (C) (CQC)	-12,58	3,21	15,84	1,07	-5,61	4,53	B R30x35
25/	40/	10 (C) (CQC)	-20,44	-9,85	-7,45	-1,31	7,59	-2,27	B R30x35
25/	40/	11 (C) (CQC)	-7,73	4,33	14,16	1,12	-6,01	4,14	B R30x35
25/	40/	12 (C) (CQC)	-15,59	-8,74	-9,13	-1,26	7,19	-2,66	B R30x35
172/	141/	7 (C)	0,04	-0,11	6,71	0,27	-6,4	-0,18	B R30x35
172/	141/	9 (C) (CQC)	2,75	0,96	28,71	1,25	-46,07	1,61	B R30x35
172/	141/	10 (C) (CQC)	-2,68	-1,18	-15,3	-0,71	33,26	-1,97	B R30x35
172/	141/	11 (C) (CQC)	2,69	1,02	27,08	1,13	-44,26	1,7	B R30x35
172/	141/	12 (C) (CQC)	-2,74	-1,13	-16,93	-0,83	35,07	-1,88	B R30x35
172/	40/	7 (C)	-16,52	3,58	4,02	0,12	0,96	-1,25	B R30x35
172/	40/	9 (C) (CQC)	-10,79	10,95	13,57	1,29	-4,79	2,47	B R30x35
172/	40/	10 (C) (CQC)	-22,25	-3,79	-5,54	-1,05	6,72	-4,97	B R30x35
172/	40/	11 (C) (CQC)	-5,93	9,76	11,95	1,24	-5,18	2,9	B R30x35
172/	40/	12 (C) (CQC)	-17,39	-4,98	-7,16	-1,1	6,33	-4,54	B R30x35

## Repérage des éléments de la structure

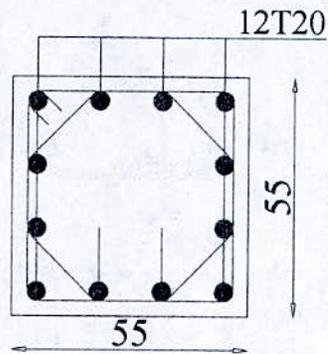


**Exemple de diagramme obtenu par le logiciel Robot**

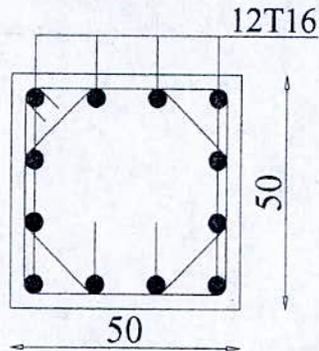


# PLANS DES FERRAILLAGES DES ELEMENTS EN BETON ARME

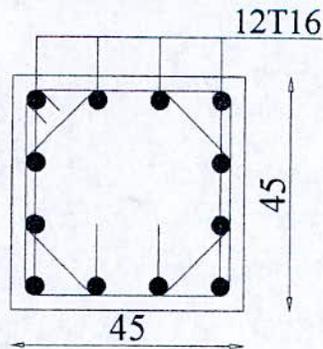
## FERRAILLAGE POTEaux 55x55 :



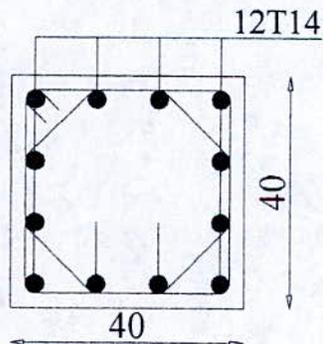
## FERRAILLAGE POTEaux 50x50 :



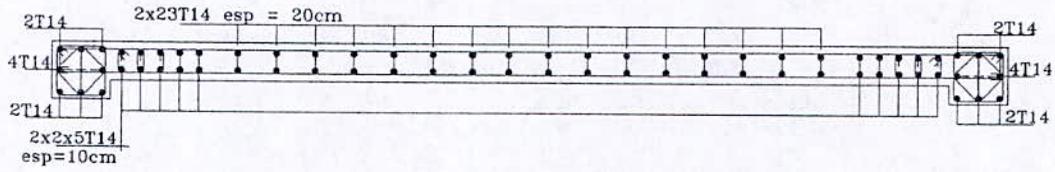
## FERRAILLAGE POTEaux 45x45 :



## FERRAILLAGE POTEaux 40x40 :



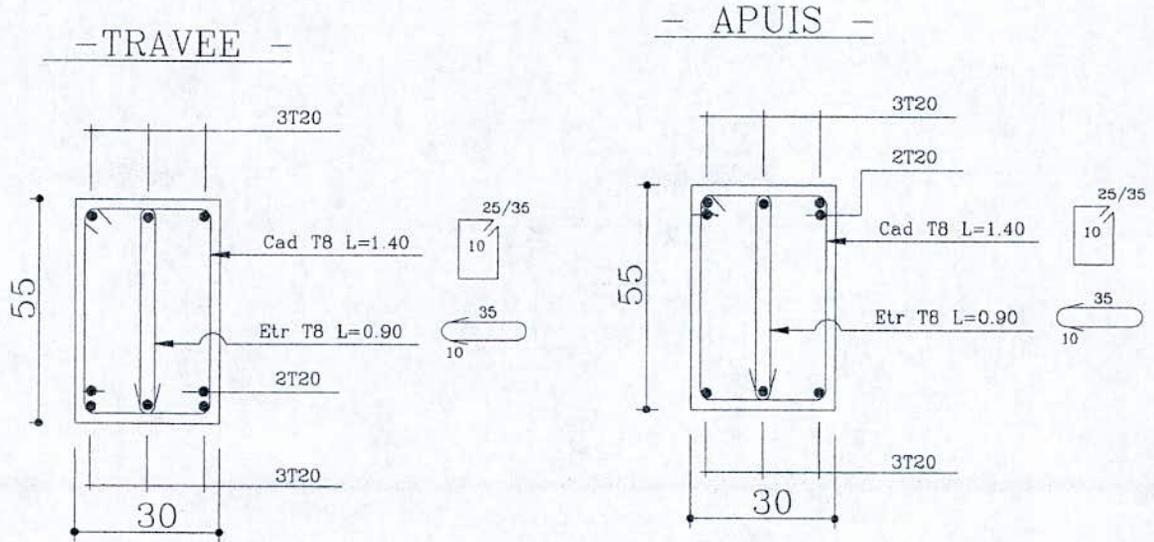
## FERRAILLAGE VOILE 1/ (H, E) ET 13/ (H, E)



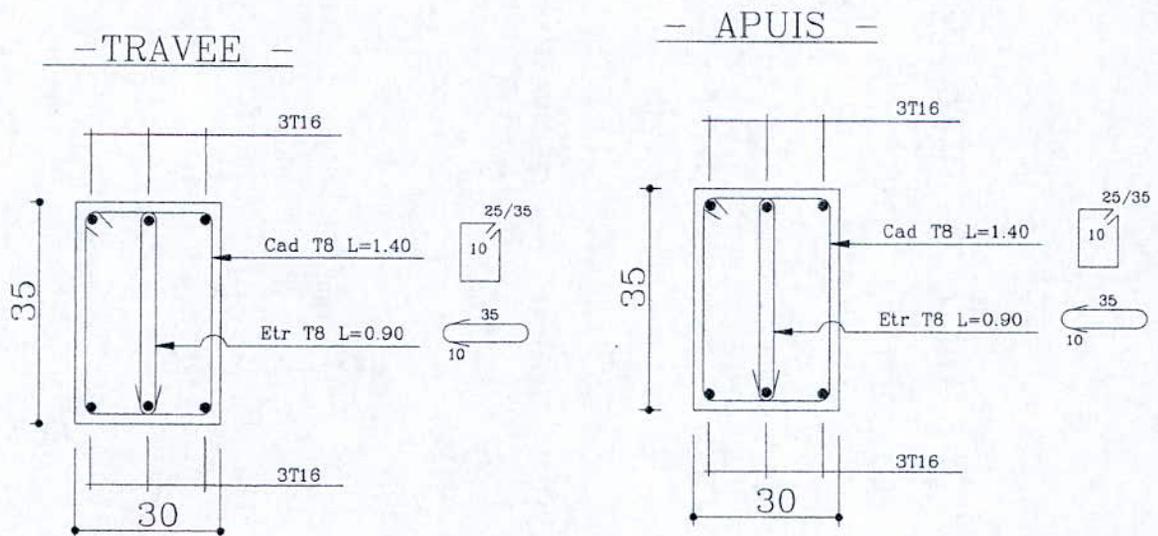
## FERRAILLAGE VOILE D/ (4,5)



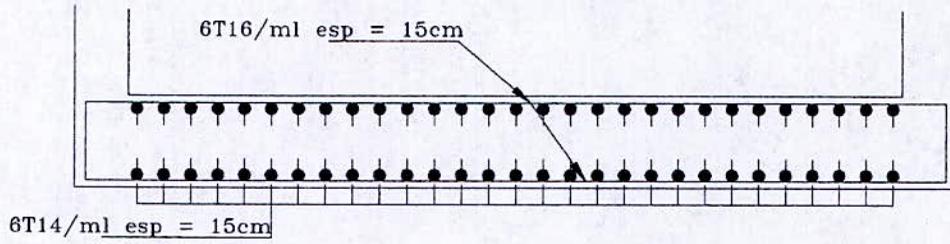
## FERRAILLAGE POUTRES 30x55 :



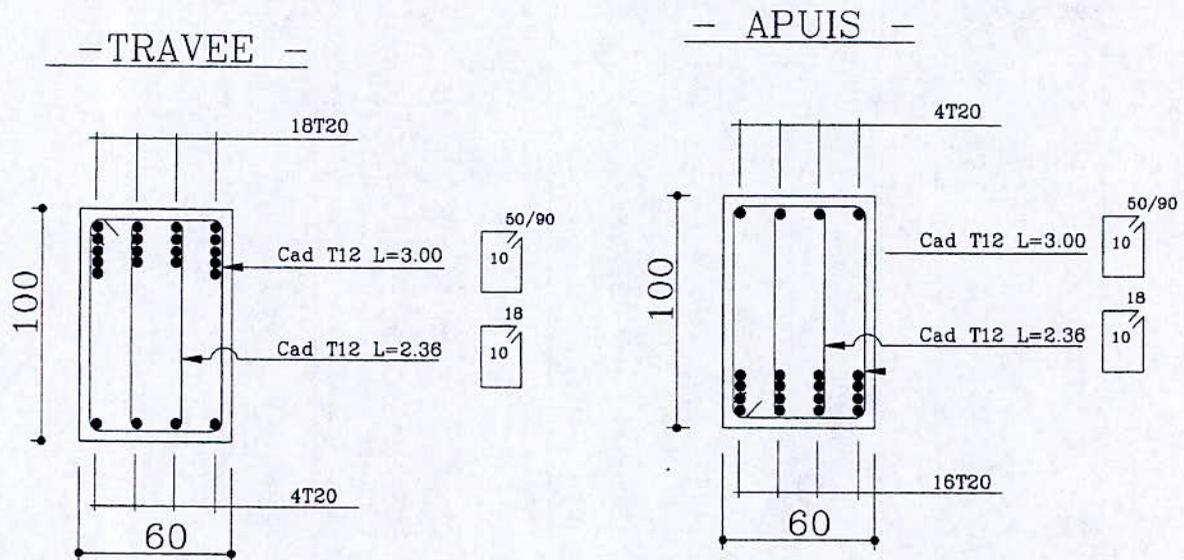
## FERRAILLAGE POUTRES 30x35 :



## FERRAILLAGE RADIER

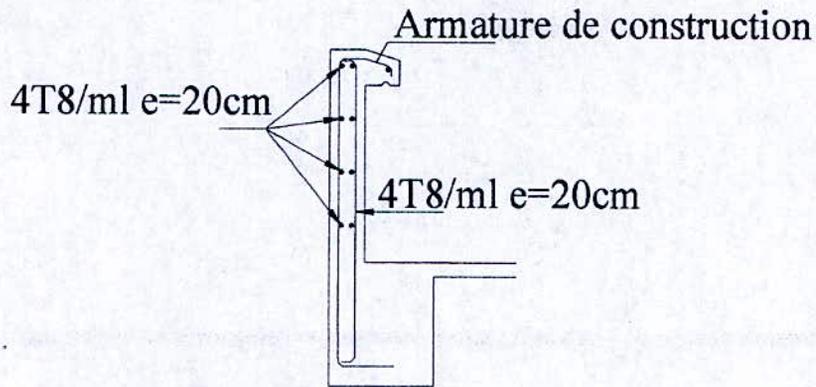


## FERRAILLAGE NERVURES



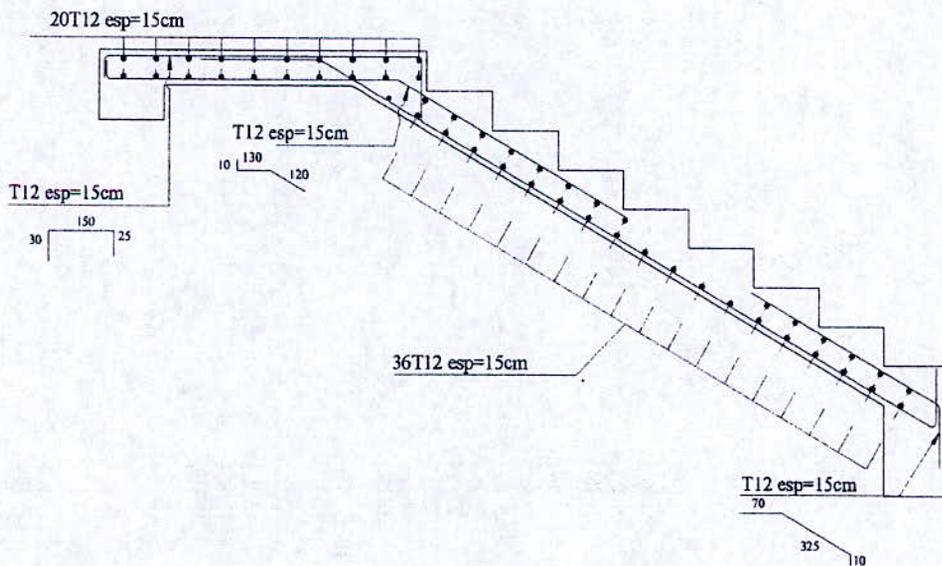
# PLANS DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

## ☞ Acrotère

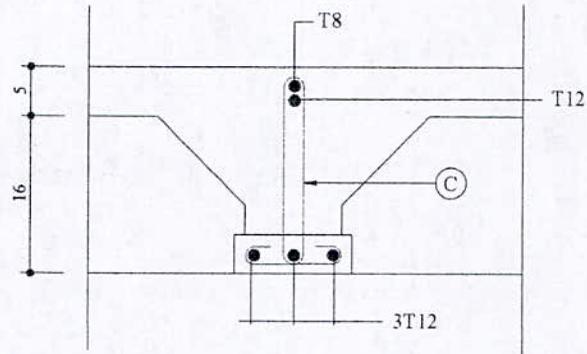


Ferrailage acrotère

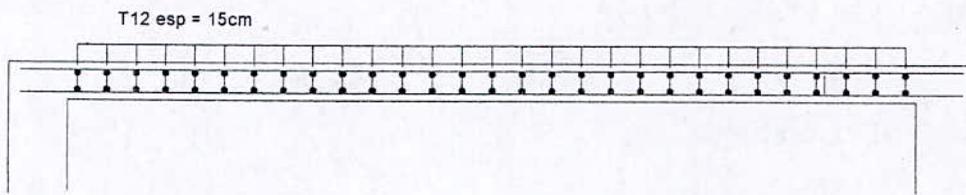
## ☞ Escaliers



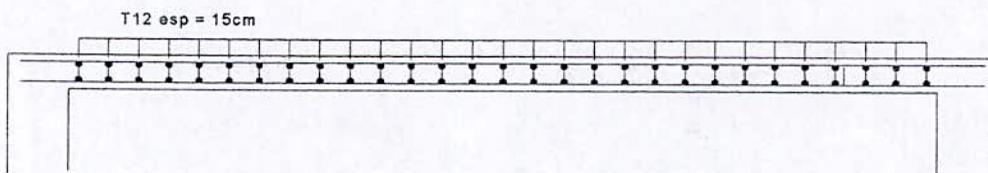
## ☞ Poutrelles



## ☞ Dalles pleines



## ☞ Balcon



## Références bibliographiques

- [1] **BAEL91** : Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment) PARIS- Mars 1992.
- [2] **RPA99-2003** : Règles parasismique algériennes 1999 version 2003. (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique), ALGER 2<sup>ème</sup> trimestre 2004.
- [3] **DTR B.C. 2.2** : Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation, (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique) ALGER Mai 1989.
- [4] **C.B.A .93 (DTR B.C.2-41)** : règles de conception et de calcul des structure en béton arme (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique), ALGER 1994.
- [5] **RNV 65** : Règles neige et vent (Groupe de coordination des textes techniques), Édition EYROLLES janvier 1975.
- [6] **PIERRE CHARON** : le calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé Sixième Edition, Edition EYROLLES, PARIS 1972.
- [7] **PIERRE CHARON** : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.83, Troisième édition, Edition EYROLLES, PARIS 1986.
- [8] **M.ALBIGES et A .COIN** : Résistance des matériaux - tome 1- (Collection de l'institut technique du bâtiment et des travaux public), Edition EYROLLES, PARIS 1<sup>er</sup> trimestre 1969.
- [9] **LUCIA DOBRESCU et ALEXANDDRU DOBRESCU** : Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur - tome 1- (université de Constantine institut d'architectures, d'urbanisme et de construction) édition office des publication universitaires l'Algérie 1983.
- [10] **M. BELAZOUGH** : Cours de Béton armé - tome II - édition office des publications universitaires. Alger 1983
- [11] **ANNEXES.**