

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.

---



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES  
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

HAMMOUDI Maram

Sujet du mémoire

***Etudes Classique et évaluation d'un  
bâtiment R+7 à usage multiple par la  
méthode pushover***

*Soutenu publiquement devant le jury composé de :*

Mr,

Mr, HADJI LAZREG

Mr,

Président

Rapporteur

Examineur

PROMOTION : 2016



---

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

- Figure I-1** : Plancher à corps creux .....
- Figure I-2** : Plancher à dalle pleine .....
- Figure I-3** : Brique creuse .....
- Figure I.4** : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .....
- Figure I.5** : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....
- Figure I-6**- Diagrammes déformations –contraintes de béton.....
- Figure I-7**- Diagramme déformations – contraintes.....
- Figure I-8**-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots .....

### CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

- Figure II-1**- Les voiles .....

### CHAPITRE III : CALCULE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTUREUX

- Figure.III.1** : Acrotère en béton armé
- Figure III.2**.Ferrailage de l'acrotère .....
- Figure III.3**:Schéma des escaliers.....
- Figure III.4** : Schéma statique d'une volée +palier. ....
- Figure III.5** : Schéma statique d'une volée Et palier. ....
- Figure III.6**: diagramme des moment flechissant et efforts tranchants de l'escalier .....
- Figure III.7** : Schéma statique de l'escalier.....
- Figure III.8** : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant de l'escalier type 2 .....
- Figure III.9** : ferrailage de la poutre paliere .....
- FigureIII.10** : Constituants de la dalle .....

### CHAPITRE IV : ÉTUDES DES PLANCHERS

- Figure IV.1**: Schéma des poutrelles .....
- Figure IV.2** Diagramme des moments fléchissant :  $M$  [kN.m].....
- Figure IV-3** Diagramme des efforts tranchants  $T$  [kN ].....
- Figure IV-4** : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV-5** : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).....
- Figure IV- 6**: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV-7** : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).....
- Figure IV- 8**: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV-9** : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).....
- Figure IV-10** : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV-11** : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV-12** : Diagramme des moments fléchant (KN.m).....
- Figure IV- 13**: Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV- 14**: Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV- 15**: Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV- 16**: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV-17** : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV- 18**: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....
- Figure IV- 19**: Diagramme des efforts tranchants (KN.m).....
- Figure IV-20** : méthode du triangle semblable. ....
- Figure-IV-21**. Ferrailage de la dalle de compression.....

#### CHAPITRE IV : ÉTUDES DES PLANCHERS

Figure V-1 : Diagramme de spectre de réponse.....

#### CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE

Figure VI .1: Dessin de ferrailages des sections des poteaux .....

Figure VI .2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.....

#### CHAPITRE VII : FERRAILAGE DES VOILES

Figure VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....

Figure VII-2 : Disposition du ferrailage du voile .....

#### CHAPITRE IIX : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IIX.1: les types des fondations . .....

Figure : IIX.2 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture. ....

Figure : IIX.3-Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....

#### CHAPITRE IX : ÉVALUATION DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ PAR LA MÉTHODE PUSH OVER

FigureIX.1 : signification physique de la courbe de capacité .....

FigureIX.2: Endommagement correspondant .....

FigureIX.3 : Calcul Pushover et courbe de capacité .....

FigureIX.4: Courbe de Capacité .....

Figure IX. 6: Détermination du point de performance .....

Figure IX.8 : Introduction des rotules plastiques des poutres .....

Figure IX.9 : Caractéristiques des rotules plastiques des poutres .....

Figure IX.10: Introduction des rotules plastiques des poteaux .....

Figure IX.11: Caractéristiques des rotules des poteaux .....

Figure IX.12: Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over.....

Figure IX.13: Définition du chargement de l'analyse push over (sens x) .....

Figure IX.14: Courbe de capacité suivant la direction X.....

Figure IX.15: courbe de capacité suivant la direction Y .....

FigureIX.18: Courbe de capacité suivant la direction X.....

FigureIX .19: courbe de capacité suivant la direction Y .....

Figure IX.22: point de performance structure autostable.....

FigureIX23 : point de performance structure avec voile.....

FigureIX.26 : comparaison entre les courbe de capacité (structure autostable et contreventé) sens X .....

FigureIX.27 : comparaison entre les courbe de capacité (structure autostable et contreventé) sens Y .....

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques .....
Tableau I-2- Dosage et composition du béton .....
Tableau I-3 : Règle des trois pivots .....

### CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Descente des charges. ....
Tableau II.2: Dégression en fonction du nombre d'étage.....
Tableau II-3- Les voiles. ....
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles.

### CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.1 : Descente des charges de la volée. ....
Tableau III.2 : Descente des charges du palier.....
Tableau III.3 : descente des charges de la colée type 2.....
Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier (type 2).....
Tableau III.5 : Ferrailage de la poutre palière.....
Tableau III.6 : Ferrailage de l'escalier (type 2).....
Tableau III.7 : descente de charge des balcons. ....
Tableau III.8 : charge surfacique et linéaires . ....
Tableau III.9 : Ferrailage des balcons .....

### CHAPITRE IV : ÉTUDES DES PLANCHERS

Tableau IV-1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges .....
Tableau IV-2 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(RDC) .....
Tableau IV-3 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(RDC) .....
Tableau IV-4 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 3(RDC) .....
Tableau IV-2 : Résultats obtenus du RDC .....
Tableau IV-5: les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(1 <sup>er</sup> étage) .....
Tableau IV-6: les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(1 <sup>er</sup> étage) .....
Tableau IV-7: les sollicitations que subit la poutrelle de type 3(1 <sup>er</sup> étage) .....
Tableau IV-8: les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(étage courant) .....
Tableau IV-9 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(étage courant) .....
Tableau IV.10 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).....
Tableau IV.11 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires) .....
Tableau IV.12: Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire) .....
Tableau IV.13 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire) .....

### CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau V.1 : tableau des masses, des inerties massiques .....
Tableau V.2 : tableau des masses, des inerties massiques .....
Tableau V.3 : tableau des masses, des inerties massiques .....
Tableau V.4 : tableau des masses, des inerties massiques .....
Tableau V.5 : tableau des masses, des inerties massiques .....
Tableau V.6 : les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du SAP200).....
Tableau V.7 : les valeurs des Efforts tranchants à la base. ....
Tableau V.8 : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....

## CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES PORTIQUES

<b>Tableau VI.1</b> : représente les charges au plancher terrasse .	.....
<b>TableauVI.2</b> :	.....
<b>Tableau VI.3</b> : représente les charges au 1 <sup>er</sup> étage.....	.....
<b>Tableau VI.4</b> : représente les charges au plancher RDC .....	.....
<b>Tableau VI.5</b> : représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C .....	.....
<b>Tableau VI.6</b> : représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C .....	.....
<b>TableauVI.7</b> : tableau récapitulatifs des ferrailages des poutres (RDC). .....	.....
<b>TableauVI.8</b> : tableau récapitulatifs des ferrailages des poutres (1 <sup>er</sup> étage). .....	.....
<b>TableauVI.9</b> : tableau récapitulatifs des ferrailages des poutres (étage courants).....	.....
<b>TableauVI.10</b> : tableau récapitulatifs du ferrailages des poutres (étage terrasse) .....	.....
<b>Le tableauVI.11</b> : le tableau suivant donne les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) .....	.....
<b>Tableaux VI.12</b> : Ces 3 tableaux représentent des sollicitations des balcons.....	.....
<b>TableauVI.13</b> : Tableau de ferrailage des poteaux .....	.....

## CHAPITRE IX :ÉVALUATION DU BÂTIMENT ÉTUDIE PAR LA MÉTHODE PUSH OVER

TabeleauIX.1: Résultat pushover (sensx).....	.....
Tableau IX.2 : Résultats pushover (sens Y).....	.....
Tabeleau IX.3:Résultat pushover (sensx): .....	.....
Tableau IX.4: Résultats pushover (sens Y) :.....	.....
Tableau IX.5 : Résultats du point de performance.....	.....

## SOMMAIRE

REMERCIEMENT	
DÉDICACE	
NOTATION	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURE	
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	01

### CHAPITRE I :PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :.....	
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	
I.3. Caractéristiques géométriques : .....	
I.4. Régularité en plan : .....	
I.5. Conception de la structure : .....	
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	
I.7. Dosage et composition du béton :.....	
I.8.Résistances mécaniques du béton : .....	
I-9- Déformation et contraintes de calcul :.....	
I.10.Les Aciers : .....	

### CHAPITRE II :PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1.Introduction: .....	
II.2. Pré-dimensionnement des planchers : .....	
II.3. Evaluation des charges et surcharges: .....	
II.4.Pré-dimensionnement des poutres : .....	
II.5.Détermination de la section du poteau :	
II.6. Pré dimensionnement des voiles :	
II.7.Tableau récapitulatif .....	

### CHAPITRE III :CALCUL DES ELEMENT NON STRUCTURAUX

III.1. Étude de L'acrotère : .....	
III.1.2.Calcul des sollicitation, enrobage et excentricité:.....	
III.1.3.Calcul du ferrailage E. L. U. R : .....	
III.1.4.Vérification des contraintes (E. L. S) :.....	
III.2.Etudes des escaliers :.....	
III.2.1Dimensionnement des escaliers : .....	
III.2.2.Etude du 1 <sup>er</sup> type d'escalier (à deux volées):.....	
III.2.4.Les vérifications : .....	
III.2.5.Vérification des contraintes à l'E.L.S:.....	
III.2.6 calcul de 2 <sup>ème</sup> type d'escalier :.....	
III.3.Balcon : .....	
III.3.1.Introduction : .....	
III.3.2-Exemple de calcul : .....	

### CHAPITRE IV : ÉTUDES DES PLANCHERS

IV.1.Introduction .....	
IV.2. Dimensionnement des poutrelles .....	
IV.3.Calcul des poutrelles .....	
IV.4. Planchers RDC , étage courant et terrasse .....	
IV.5 plancher terrasse.....	
IV.6 Calcul du ferrailage.....	
IV.7. Calcul le ferrailage de la dalle de compression .....	

### CHAPITRE V :ÉTUDE SISMIQUE

V.1 introduction .....	
------------------------	--

V.2 Etude dynamique .....	
V.3 STRATEGIE ADOPTÉE : .....	
V.4 Présentation du programme sap2000 .....	
V.5 Méthode de calcul : .....	
V.6 Détermination des paramètres du spectre de réponse: .....	
V.7.Poids total de la structure "W" .....	
V.8 Résultats de l'analyse élastique linéaire : .....	
V.9 Calcul des déplacements : .....	

#### CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1 Etude sous charges verticales et horizontales .....	
VI.2 Ferrailage des poutres .....	
VII-3)-Ferrailage des poteaux .....	

#### CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1 ETUDE DES VOILES .....	
VII.1.1 Introduction.....	
VII.1.2 Le système de contreventement .....	
VII.1.2 La méthode de calcul : .....	
VII.2 ferrailage des voiles .....	
VII.2.1 voile de rive .....	
VII.2.2 Détermination des contraintes .....	
VII.2.3 Disposition des armatures .....	
VII.2.3.1 armatures verticales .....	

#### CHAPITRE IIX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IIX.1 Calcul du voile pour sous-sol : .....	
IIX.1.1 Introduction : .....	
IIX.1.2 le Dimensionnement .....	
IIX.1.3 Calcul des charges : .....	
IIX.1.4 Calcul du ferrailage : .....	
IIX.1.5 Les vérifications : .....	
IIX.2 Calcul des fondations : .....	
IIX.2.1 Introduction .....	
IIX.2.2 Choix de type de fondation .....	
IIX.2.3 Définition : .....	
IIX.3 Vérification Divers : .....	
IIX.3.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier : .....	
IIX.3.2 Ferrailage du radier : .....	
IIX.3.3 Ferrailage des dalles : .....	
IIX.3.4 Ferrailage des poutres de libages .....	

#### CHAPITRE IX :ÉVALUATION DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ PAR LA MÉTHODE PUSH OVER

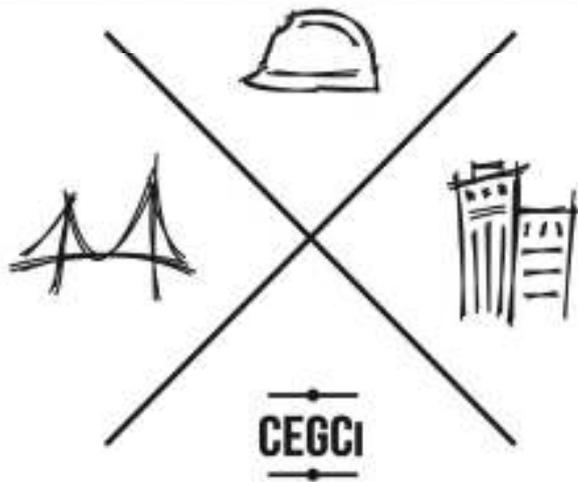
IX.I.Introduction .....	
IX.II. Méthode Pushover .....	
IX-II.1 Introduction.....	
IX.2.2 Définition de l'analyse Pushover .....	
IX.2.2 Origine de l'analyse Pushover : .....	
IX.2.3. But de l'analyse Pushover:.....	
IX.3. Principes théoriques du calcul Pushover : .....	
IX.4. Courbe de capacité : .....	
IX.5.Point de performance .....	
Conclusion générale	
Référenes bibliographique	



---

# *Introduction générale*

---

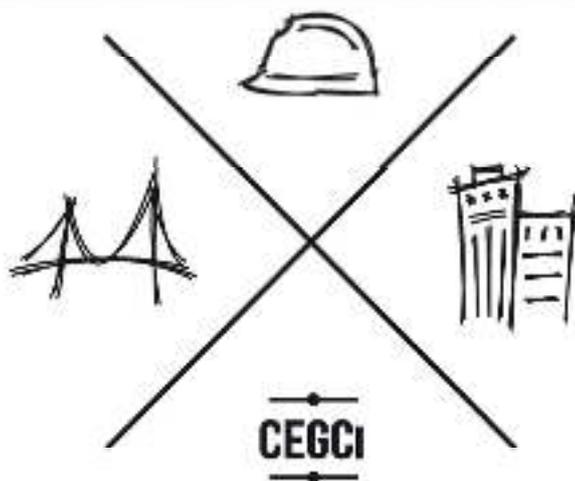




---

# *Chapitre I*

---



Présentation de l'ouvrage

## I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7+S/Sol) à usage multiple constitué de : Le sous-sol destiné comme un parking.

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Le 1<sup>er</sup> étage a usage bureaux.
- Du 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation avec 4 logements par palier 2F4 et 2F3.
- La configuration du bâtiment représente une régularité en plan et en élévation.

Le bâtiment sera implanté à **TIARET** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I)

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

## I.3. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau I-1- Caractéristiques géométriques**

Dimensions en plan (m)	
<b>Longueur total de bâtiment</b>	25,9
<b>Largeur total du bâtiment</b>	19,3
Dimensions en élévation (m)	
<b>Hauteur total du bâtiment +(acrotère)</b>	30
<b>Hauteur du RDC et 1er étage</b>	4
<b>Hauteur des étages courants</b>	3,06
<b>Hauteur du sous-sol</b>	3

#### I.4. Régularité en plan :

D'après le RPA99/2003(3.5.1.a), la régularité en plan

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.5}{25,9} = 0.17 < 0.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{3.7}{19.3} = 0.19 < 0.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$0.25 < \frac{L_x}{L_y} = 1.34 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### I.5. Conception de la structure :

##### I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

##### I.5.2. Plancher :

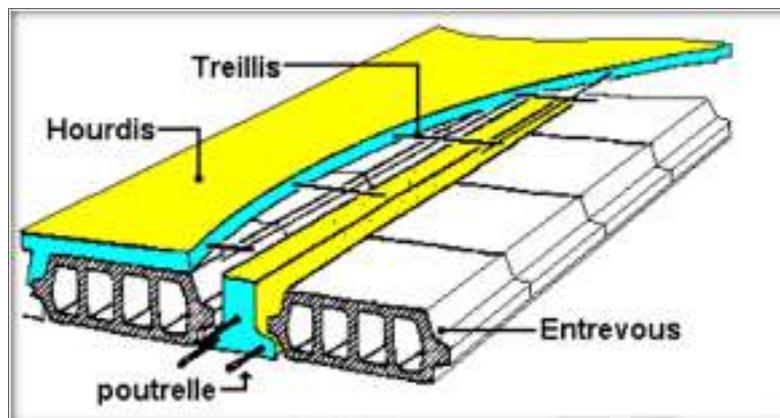
C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
  - Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons :

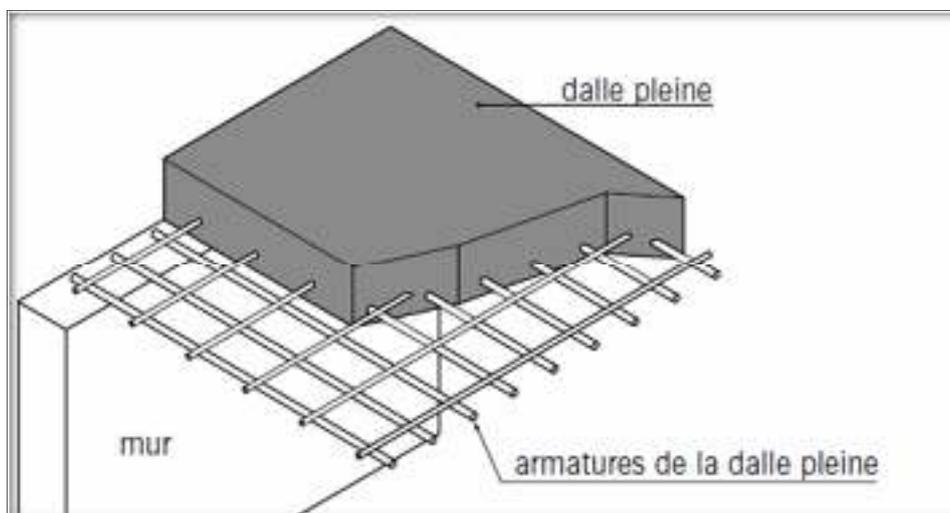
- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure I-1 : Plancher à corps creux**

- Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée.



**Figure I-2 : Plancher à dalle pleine**

### I.5.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

### I.5.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

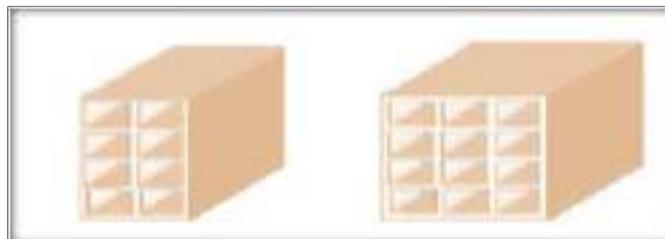
La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

#### a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

#### b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



**Figure I-3 : Brique creuse**

### I.5.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers

### I.5.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

**I.5.7. Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.5.8. Fondation :**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.

**I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

**I.6.1. Le Béton :**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**I.6.1.1. Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

**a. Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

**b. Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

**b.1.Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

#### b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### I.7. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Composants	Gravier 5/25	Sable0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8sacs	180L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-2- Dosage et composition du béton

### I.8.Résistances mécaniques du béton :

#### I.8.1. Résistance à la compression : CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$ MPa :  $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$  si  $j < 28j$

$f_{cj} = 1,1f_{c28}$  si  $j > 28j$   
 - Pour des résistances  $f_{c28} > 40$ MPa :

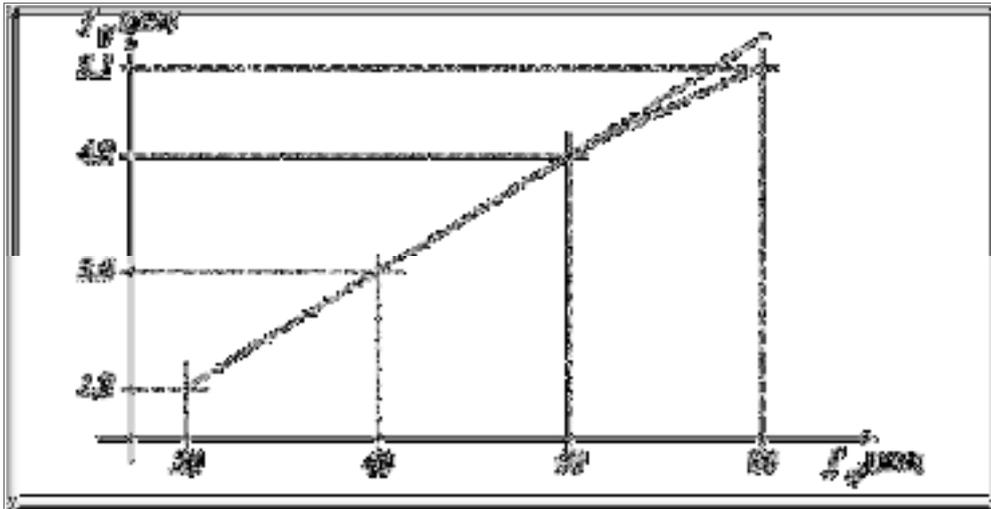
$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$  si  $j < 28j$   
 $f_{cj} = f_{c28}$  si  $j > 28j$

### 1.8.2 Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$



**Figure I.4 :** Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

## I-9- Déformation et contraintes de calcul :

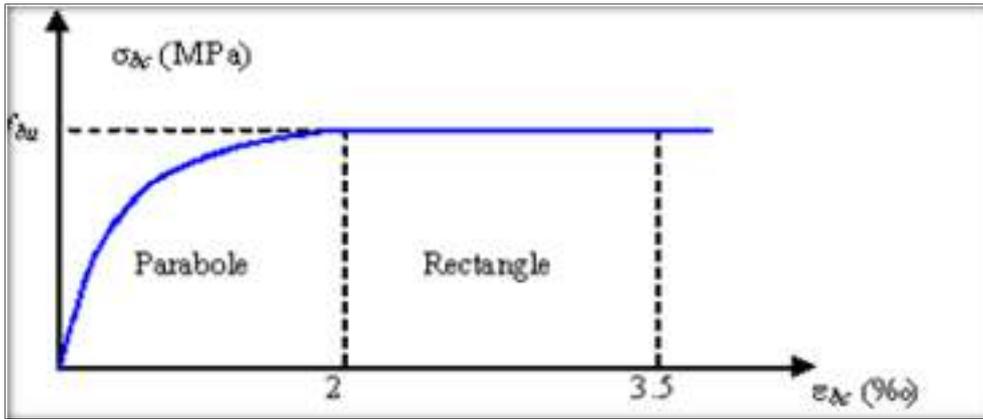
### I.9.1 Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

« Parabole–rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



**Figure I.5 :** Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

**Avec :**

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

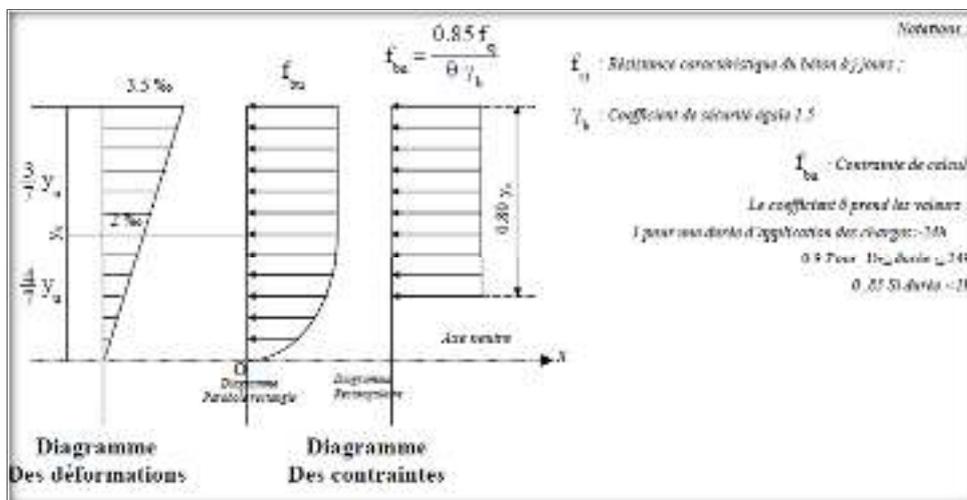
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$  cas générale

$\gamma_b = 1,15$  cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

**b- Diagramme rectangulaire :**



**Figure I-6-** Diagrammes déformations –contraintes de béton

**I.9.2-Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .  $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

Avec :  $b_0$  : largeur de la pièce.  $d$  : hauteur utile.

**I.9.3. Modules de déformation longitudinale du béton :**

-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$  ; pour  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $E_{i28} = 32164,2$  MPa.

- Module de déformation différée :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$  ; pour  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $E_{i28} = 10818,9$  MPa

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

**I.9.4. Coefficient de poisson :**

Lorsqu'on soumet une éprouvette de longueur  $L$ , à un effort de compression elle se produit un raccourcissement  $\Delta L$ , d'où un raccourcissement relatif  $(\Delta L/L)$ , par contre

Une dimension transversale  $d$  de la section devient  $(\Delta d+d)$ . D'où un allongement relatif  $(\Delta d/d)$ . On appelle : Coefficient de poisson  $\nu$  le rapport

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinalement}}$$

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**I.10.Les Aciers :**

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

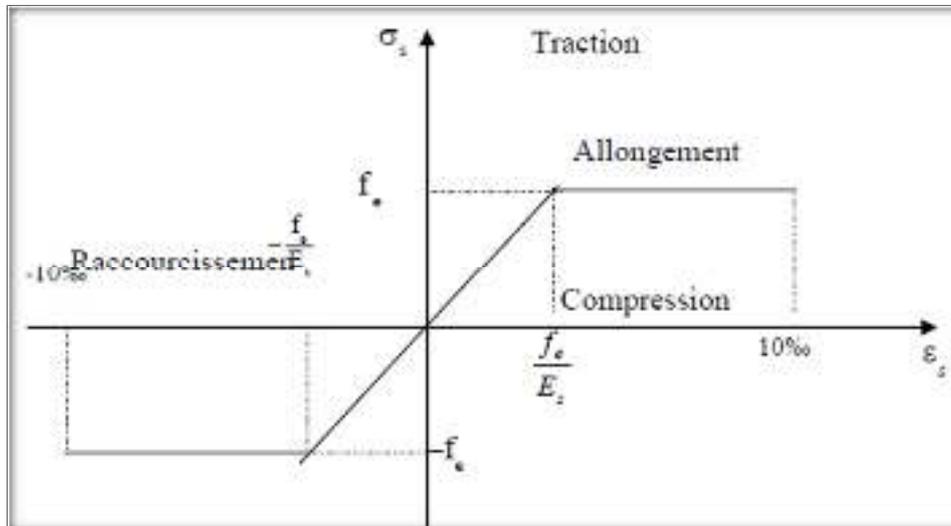
- Nuance pour 0,15à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (f<sub>e</sub> E 215, f<sub>e</sub> E 235)
- Acier à haute adhérence (f<sub>e</sub>E 400, f<sub>e</sub>E 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec Ø = 3,5 mm (T.S.L f<sub>e</sub> E500)
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: Es=200 000 MPa

**I.10.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul :σ<sub>s</sub>= f(ε‰)**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ<sub>s</sub> qui a les valeurs suivantes: γ<sub>s</sub>=1,15 cas général; γ<sub>s</sub>=1,00 cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers F<sub>e</sub> E400



**Figure I-7- Diagramme déformations - contraintes**

**I.10.2- Contraintes limites de traction des armatures :**

Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  MPa.

Fissuration très préjudiciable...  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  MPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\eta$ : coefficient de fissuration.

#### **-Poids volumique :**

-Béton armé..... $\gamma_b=25$  kN/m<sup>3</sup>.

-Béton non armé..... $\gamma_b=22$  kN/m<sup>3</sup>.

-Acier..... $\gamma_b =78,5$  kN/m<sup>3</sup> .

#### **I.10.3.Etats limites :**

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R

-Etats limites de service E.L.S

##### **I.10.3.1. E.L.U.R :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

##### **I.10.3.1.1. Hypothèses de calcul :**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Le raccourcissement du béton est limité à :  $\varepsilon_{bc}= 3,5\%$  en flexion composée.  $\varepsilon_{bc}= 2\%$  en compression simple.

-L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc}=10\%$

### I.10.3.1.2. Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

Tableau I-3 : Règle des trois pivots

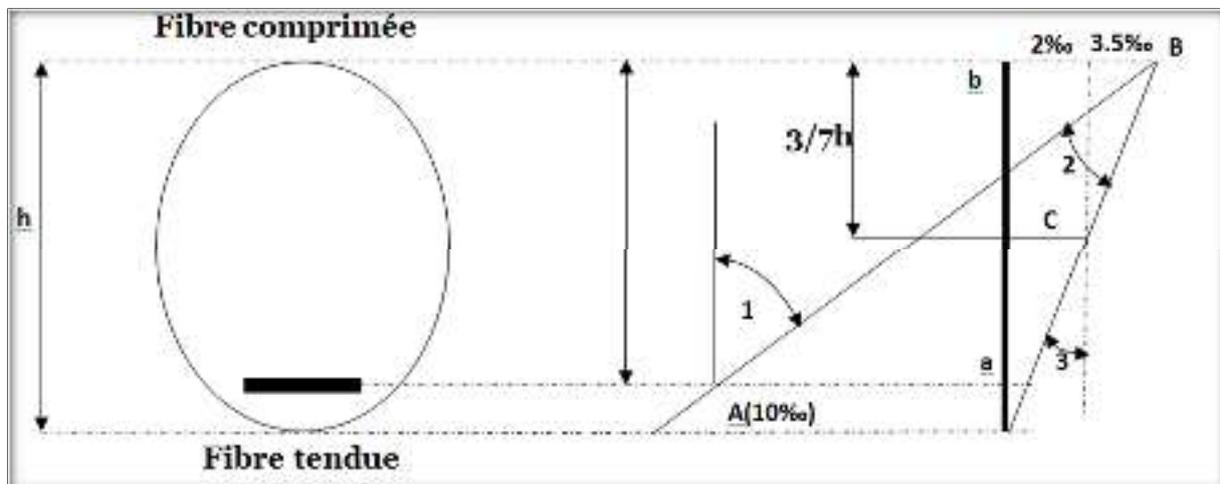


Figure I-8-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

- Dans le domaine 01 le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.

- Dans le domaine 03 le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total h de la section.

### I.10.3.2.E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

#### I.10.3.2.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- Le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence »}$$

#### I.10.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

##### •Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  $1,35G+1,5Q$

##### • Etat limite de service :

Combinaison d'action :  $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$



---

# *Chapitre II*

---



Prédimensionnement des éléments non structuraux

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

## II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

### II.2.1. détermination de l'épaisseur des planchers :

Dans cette structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

$h_t$  : Hauteur total du plancher ;

$$L = \max[L_{\max}(\text{sens } x); L_{\max}(\text{sens } y)]$$

$$L = \max[3,30 ; 4,10] \text{ m} \leftrightarrow L = 3,30$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,50} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,50} = \frac{410}{22,5} = 18,22 \text{ cm}$$

D'après cette condition, on adopte un plancher d'une épaisseur de :  $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

16 cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

## II.3. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Tableau II.1 : Descente des charges.

Descente de charges des planchers			
Plancher terrasse inaccessible			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons roulée	4	0,2	0,8
Etanchéité multicouche	2	0,06	0,12
Forme de pente en béton maigre	10	0,22	2,2
Isolation thermique en polystyrène	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux	16+4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
<b>Total</b>			<b>6,28</b>
		<b>G=</b>	<b>6,28 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q=</b>	<b>1 KN/m<sup>2</sup></b>
Plancher étage courant (du 7 <sup>ème</sup> -2 <sup>ème</sup> étage)			
Désignation			Descentes des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Plancher à corps creux	16+4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
cloisons intérieures en brique creuse	10	/	0,9
<b>Total</b>			<b>5,06</b>
		<b>G=</b>	<b>5,06 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q=</b>	<b>1,5 KN/m<sup>2</sup></b>
Murs extérieurs			
Désignation			Descentes des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	2	0,18	0,36
Briques creuses	15	/	1,3
Briques creuses	10	/	0,9
Enduit intérieur en plâtre	2	0,1	0,2
<b>Total</b>			<b>2,76</b>
Avec une ouverture de 20%		<b>G=</b>	<b>2,76 KN/m<sup>2</sup></b>
surcharges d'exploitation			
plancher 1er étage (usage bureaux)		<b>Q=</b>	<b>2,5 KN/m<sup>2</sup></b>
plancher RDC à usage commercial		<b>Q=</b>	<b>5 KN/m<sup>2</sup></b>
plancher sous -sols (parking)		<b>Q=</b>	<b>2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

### II.4.1.1 Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon le R.P.A99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$$

Selon le B.A.E.L 91 , le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}ht : \text{ hauteur de la poutre}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

Avec

b : largeur de la poutre

$$\frac{ht}{b} \leq 3L : \text{ la plus grande portée entre nus}$$

Pour le sens longitudinal, celui des poutres principales et d'après le BAEL91

On a :

$$L = 450\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30\text{cm} \leq ht \leq 45\text{cm} \quad \text{on prend } ht = 45\text{cm}$$

$$d = 0,9ht = 0,9 \times 45 = 40,5$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 12,15 \leq b \leq 16,20$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{45}{30} \leq 3 \Rightarrow 1,5 \leq 3$$

Les dimensions des poutres doivent être vérifiées selon les conditions du RPA 99/V2003

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{on prend } b = 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$ht \geq 30\text{cm} \quad \text{on prend } ht = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4\text{cm} \quad \text{on a} \quad \frac{45}{30} \leq 4\text{cm} \quad \Rightarrow 1,5\text{cm} \leq 4\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Donc on prend (30 X 45) cm<sup>2</sup> comme section des poutres principales.

#### II.4.1.2. Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

Pour le sens transversal, celui des poutres secondaires et d'après le BAEL91 On a :

$$L = 330 \text{ cm} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq ht \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66\text{cm} \leq ht \leq 37\text{cm} \quad \text{on prend } ht = 35\text{cm.}$$

$$d = 0,9ht = 0,9 \times 35 = 31.5\text{cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 9.45\text{cm} \leq b \leq 12.6\text{cm}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 3 \Rightarrow 1.16 \leq 3$$

Les dimensions des poutres doivent être vérifié selon les conditions du RPA 99/V2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{on prend } b = 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$ht \geq 30\text{cm} \quad \text{on prend } ht = 35\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4\text{cm} \quad \text{on a} \quad \frac{35}{30} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.16\text{cm} \leq 4\text{cm} \quad \text{conditions vérifiées}$$

Donc on prend (30 X 35) cm<sup>2</sup> comme section des poutres secondaires.

#### II.4.2 Les poteaux :

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min[a; b] \geq 25 \quad \text{Zone I et II} \\ \min[a; b] \geq \frac{he}{20} \quad he : \text{ hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4\text{cm}$$

On a 3types de coffrage des poteaux rectangulaire :

Type I : sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage .

Type II : du 2<sup>ème</sup> étage au 4<sup>ème</sup> étage.

Type III : du 5<sup>ème</sup> étages jusqu'à la terrasse.

Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :

$$S = (1.85 + 1.85) \times (2.25 + 1.85) = 15.17 \text{ m}^2.$$

### II.4.2.1. Les efforts de compression dus aux charges permanentes

Plancher terrasse :  $G \times S = 6.28 \times 15.17 = 95.27 \text{ KN/m}^2$ .

Plancher RDC+7 étages:  $n \times G \times S = 8 \times 5.06 \times 15.17 = 614.08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

N : nombre d'étages.

On majore les efforts de 10% :  $N_g = 1.1 \times (95.27 + 614.08) = 780.285 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

### II.4.2.2. Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

DTR B.C.2.2 (Art 6.3 page 16-17)

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse ... ..  $Q_0$

Sous dernier étage (étage1) .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(étage2)  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(étage3)  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage4)  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

(étage n)  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau II.2** : Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveau	La loi de dégression (KN/M <sup>2</sup> )	la charge (KN/M <sup>2</sup> )
Terrasse	NQ0=1	1
7	NQ1=Q0+Q1	2,5
6	NQ2=Q0+0,95(Q1+Q2)	3,85
5	NQ3=Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)	5,05
4	NQ4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,1
3	NQ5=Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
2	NQ6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7,75
1	NQ7=Q0+0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	9,17
RDC	NQ8=Q0+0,69(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	12,38
S,S	NQ9=Q0+0,67(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)	13,73

Par l'application de la loi de dégression des surcharges on trouve que :  $Q = 13.73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$N_q = 1.1 \times 15.17 \times 13.73 = 229.11$$

$$\begin{aligned} \text{l'effort normal } N_u : N_u &= 1.35N_g + 1.5N_q = (1.35 \times 780.28 + 1.5 \times 229.11) \\ &= 1053.38 + 343.665 = 1397.05 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

## II.5. Détermination de la section du poteau :

### II.5.1-Prédimensionnement des poteaux de type 1:

Selon les règles (BAEL91 B.8.4.1) on a :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br. f_c 28}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} ; \quad L_0 = 400 \text{cm} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a = 0.29a$$

$$\text{on a : } L_0 = 400 \text{m} ; L_f = 0.7 \times 400 = 280 \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{280}{0.29 \times 50} = 19.31$$

On prend  $a = 50$

Détermination de  $\langle b \rangle$  :

Selon les règles (BAEL91 B.8.4.1) on a :

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :

$B_r$  : section réduite du poteau

$A_s$  : sections d'armature longitudinale

$\alpha$ : coefficient réducteur dépend de l'élancement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$ ;  $\gamma_b = 1.50$ ;  $\gamma_s = 1.15$

Donc on a :

$$\alpha = 0.85 / \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{19.31}{35} \right)^2 \right] = 0.80$$

$$Br \geq \left[ \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.80 \cdot f_e / 100 \cdot \gamma_s} \right]$$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

$f_e = 400\text{Mpa}$

$\gamma_s = 1.15$ (cas général)

$$f_{bc} = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 (\text{cas général})$$

$$\theta = 1 (\text{charge} > 24 \text{ h})$$

$$Br \geq \left[ \frac{1,2 \cdot 1,39705}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,80 \cdot 400}{100 \cdot 1,15}} \right] \rightarrow Br \geq 0,09005 \text{ m}^2$$

$$Br \leq (b - 0,02)^2$$

$$b \geq \sqrt{Br + 0,02}$$

$$b \geq 0,30 \text{ m}$$

Donc on prend  $b = 50 \text{ cm}$

Donc  $a = b = 50 \text{ cm}$  dont un poteau (50x50)

#### II.5.1.1. Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit :  $a = b = 50 \text{ cm}$

#### II.5.2. Prédimensionnement des poteaux de type 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit :  $a = b = 40 \text{ cm}$

**II.5.3-Prédimensionnement des poteaux de type 3 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit :  $a = b = 30 \text{ cm}$

**II.6. Pré dimensionnement des voiles :**

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.

- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.

- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

- **Rôle des voiles et des murs :**

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

- Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de

R.P.A 99 V2003, P 56 ;  $L \geq 4 a$  :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

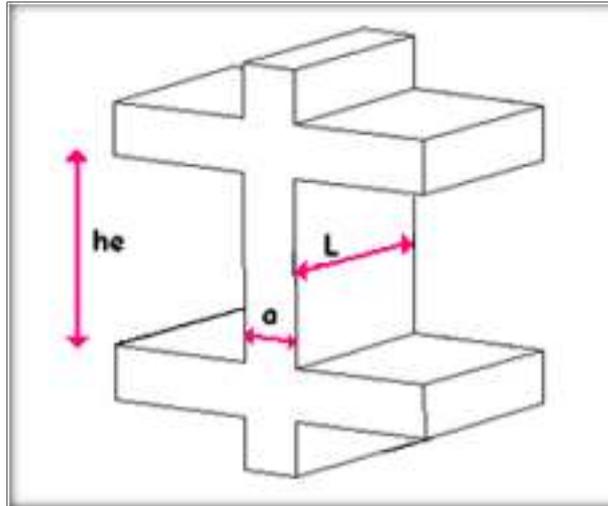


Figure II-1- Les voiles

S'agissant de notre projet on a  $a < h_e/20$

Tableau II-3- Les voiles.

	Composants	RDC et 1er étage	étage courants
$h_e$ (cm)	300	400	306
$a$ (cm)	15	20	15,3

### II.7. Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteau ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction.

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles.

N° étages	Etage	poutres p	poutre s s	$L_0$	voiles (cm)	$\lambda$	poteau x	conditions
1	s sol 1	(30x45)	(30x35)	3	20	20,68	(50x50)	conditions vérifiée
2	RDC	(30x45)	(30x35)	4	20	14,48	(50x50)	conditions vérifiée
3	1er étage	(30x45)	(30x35)	4	20	14,48	(50x50)	conditions vérifiée
4	2eme étage	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(40x40)	conditions vérifiée
5	3eme étage	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(40x40)	conditions vérifiée
6	4eme étage	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(40x40)	conditions vérifiée
7	5eme étage	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(30x30)	conditions vérifiée
8	6 <sup>ème</sup> étage	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(30x30)	conditions vérifiée
9	Terrasse	(30x45)	(30x35)	3.06	20	14,77	(30x30)	conditions vérifiée



---

# *Chapitre III*

---



Les éléments secondaires

### III.1. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

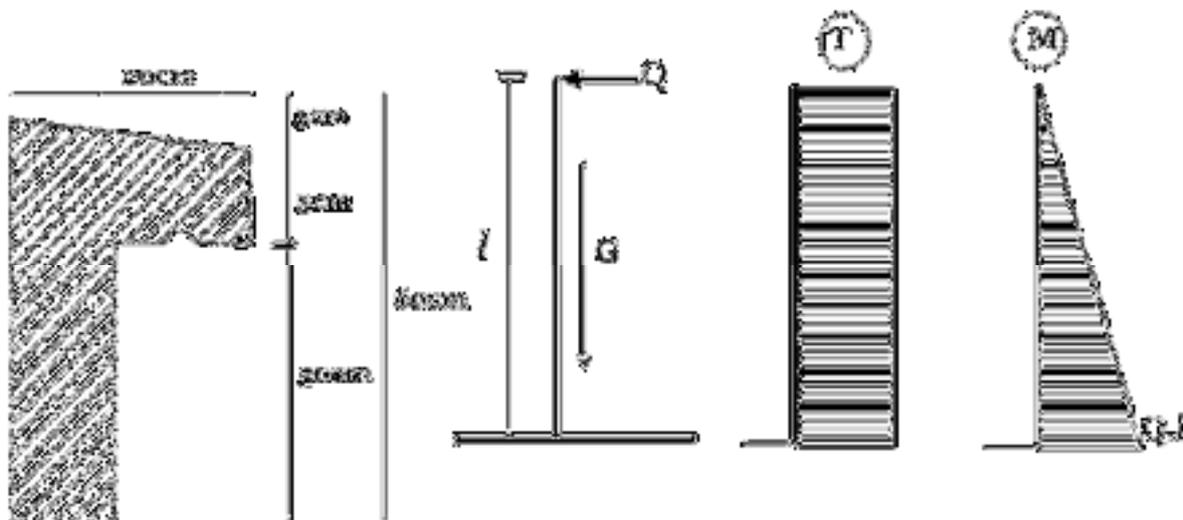


Figure.III.1 : Acrotère en béton armé

#### III.1.2.Calcul des sollicitation, enrobage et excentricité :

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 169,00 \text{ kg/ml.}$$

##### III.1.2.1.La charge horizontale:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

$A = 0,1$  coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 169,00 \text{ kg/ml}$  poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$  kN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml}$$

### III.1.2.3 : Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,69 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,54 \text{ KN/ml.}$$

### III.1.2.4. Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

#### a. E.L.U :

##### a.1.Moment de flexion :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times 1 \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

##### a.2.Effort normal :

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,69$$

$$N_u = 2,28 \text{ KN.}$$

#### b. E.L.S :

##### b.1.Moment fléchissant :

$$M_s = MG + MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 0,54 \times 0,60.$$

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m.}$$

##### b.2.Effort normal :

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,69 \text{ KN.}$$

#### c. Effort tranchants:

$$V = N_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 1,5V = 1,5 \text{ KN.m.}$$

$$V_{ser} = N_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

**d. Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable on prend :  $c=c'=2\text{cm}$ .

**e. Excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,486 / 2,28 \Rightarrow e = 0,21 \text{ m.}$$

$$h/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm.}$$

$$e_p/2 = 10/2 = 0.05\text{m} < 0.21\text{m} \quad \text{condition vérifié.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

**III.1.2.5. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:**

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,28 \times \left( 0,21 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,5472 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,28 - 0,5472 = -0,3876 \text{ kN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$-0,38 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

**III.1.3. Calcul du ferrailage E. L. U. R :**

$$M_u = 0,55 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,55 \times 10^3 / 100 \times (9)^2 \times 14,17 = 4,79 \times 10^{-3}$$

**III.1.3.1. vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec : } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74.$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0084 \Rightarrow \beta = 0,996.$$

On calcul:

A<sub>fs</sub>: section d'armatures en flexion simple.

$A_{fc}$ : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,55 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,176 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,176 - \frac{2.28 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

### III.1.3.2. section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales

$$N_{ser} = G = 1,69 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 0,54 \cdot 0,6 = 0,324 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,324 / 1,69 = 0,19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_r = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45 d}{e_{ser} - 0,185 d} \times 0,23 = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4 $\phi$ 6 p.m.;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 4 $\phi$  6 p.m.

### III.1.4. Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,69(0,19 - 0,02 + 0,1/2) = 0,3718 \text{ kN.m}$$

#### III.1.4.1 Position de l'axe neutre :

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

$$50y_1^2 + 16.95y_1 - 152.55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1.58 \text{ cm}$$

#### III.1.4.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1.58)^3}{3} + 15 \times 1,13 \times (9 - 1.58)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

**III.1.4.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{324}{1290,34} \times 1,58 = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.1.4.5 Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{324}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 33,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.1.4.6. Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \cdot 0,54 = 0,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0,81}{0,09 \times 1} = 9 \text{ kN/m}^2 = 0,007 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,009 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.1.4.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots (1)$$

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,1

$C_p$  : facteur de force horizontal  $C_p = 0,8$

$W_p$ : poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,69 \text{ kN}$

$F_p$ : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que :  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,1 \cdot 1,69 \cdot 0,8 = 0,54 \text{ kN}$$

$F_p = 0,54 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  .....condition Vérifiée.

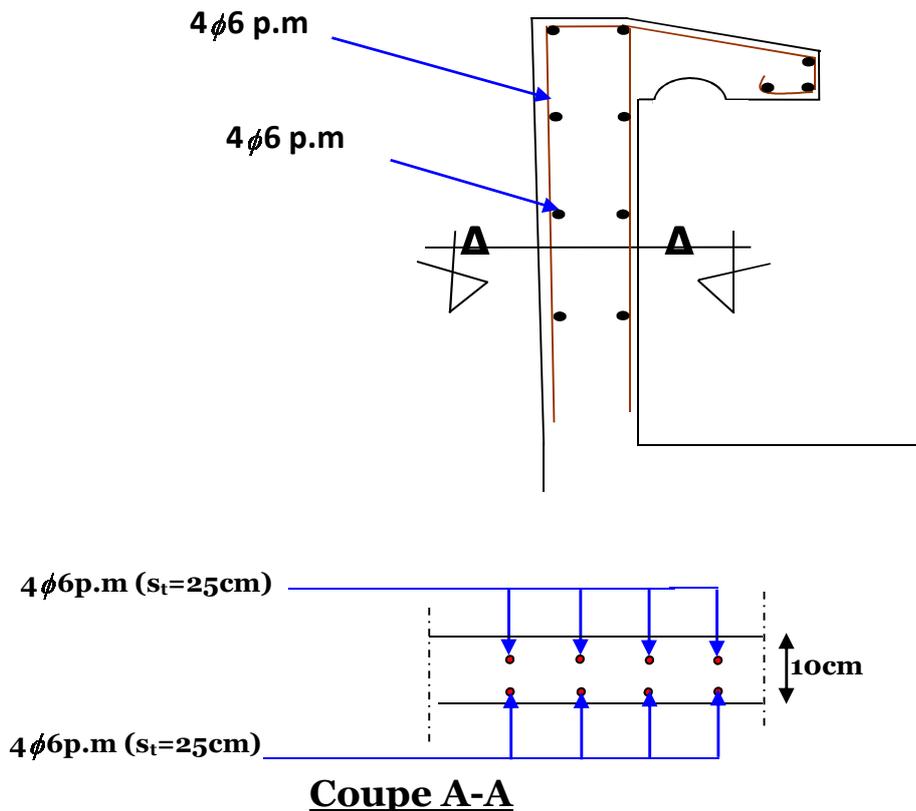


Figure III.2. Ferailage de l'acrotère.

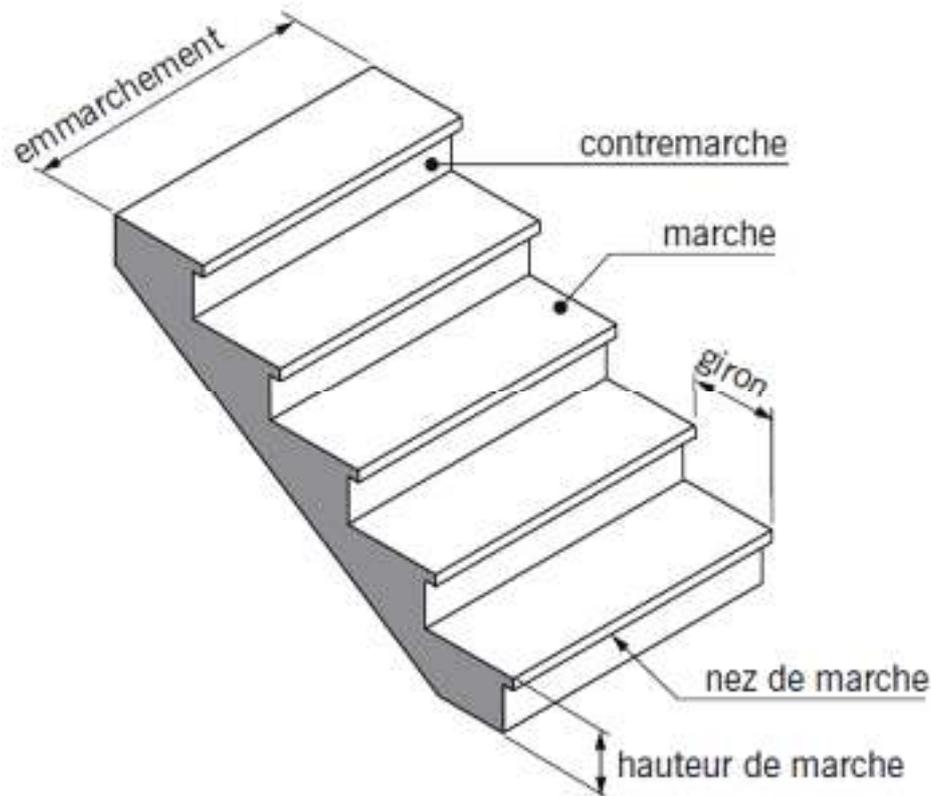
### III.2. Etudes des escaliers :

Les escaliers ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

#### Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



**Figure III.3:** Schéma des escaliers.

### III.2.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de BLONDEL :

Avec :  $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$  ..... ..(1)

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

On prend  $2h+g=64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=h_e/2$ )

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée :  $L=(n-1)g$

- Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :
  1. Escaliers à deux volées avec paliers.
  2. Escalier droit.

### II.2.2. Etude du 1<sup>er</sup> type d'escalier (à deux volées):

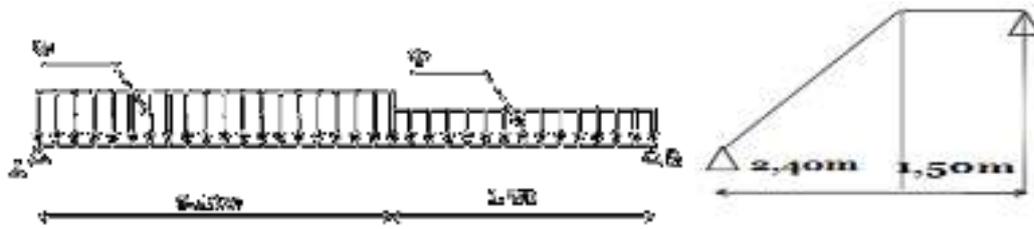


Figure III.4 : Schéma statique d'une volée + palier.

a. Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis :  $m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec :  $m=64 \text{ cm}$  et  $H=306/2=153 \text{ cm}$  et  $L=240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n=9$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n-1=8$  (nombre de marche)

Puis :  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$  ; donc on prend :  $h = 20 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :  $59 \leq 2h + g \leq 66$   
 $2 \times 17 + 30 = 64$  et  $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec  $g=30 \text{ cm}$  et  $h=17 \text{ cm}$ .

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b. Epaisseur de la paillasse ( $e_v$ ):

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,79 \text{ cm}, \text{ on prend : } e_v = 12 \text{ cm}$$

c. Epaisseur de palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p=14$  cm.

### III.2.2.1. Evaluation des charges et des surcharges :

#### a) Volées :

Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	2		0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		4,02
poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
<b>Total</b>			
		<b>G=</b>	<b>7,87</b>
		<b>Q=</b>	<b>2,5</b>

-Charge permanente :  $G_1=7,87$  kN/m<sup>2</sup>

-Surcharge :  $Q_1=2,5$  kN/m<sup>2</sup>

$q_{U1} = (1,35G+1,5Q).1$  m=14,37 kN/ml

$q_{ser1} = (G+Q).1$  m=10,37 kN/ml

#### b) Palier :

Tableau III.2 : Descente des charges du palier.

b) palier			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Poid propre du palier			4,25
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
<b>Total</b>			
		<b>G2=</b>	<b>5,61</b>
		<b>Q2=</b>	<b>2,5</b>

- Charge permanente :  $G_2=5,61\text{kN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_2=2,5\text{ kN/m}^2$

$$q_{U2} = (1,35G+1,5Q).1\text{ m}=11,32\text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser}2} = (G+Q).1\text{ m}=7,85\text{ kN/ml}$$

### III.2.2.2.Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants a L.E.L.U :

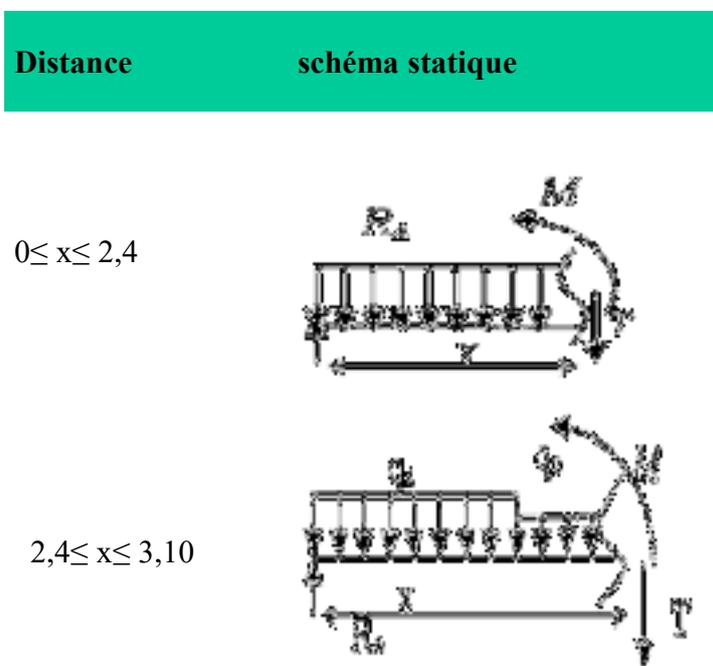
a) Détermination des réactions :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B = (11,32.1,85) + (14,37.2,40) = 51,46\text{ kN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow -R_b \times 3,9 = 14,37.2,40.1,20 + 11,32.1,5.3,15$$

$$R_A = 29,14\text{kN} \quad \text{et} \quad R_B = 24,32\text{kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :



**Figure III.5 :** Schéma statique d'une volée Et palier.

b.1) **Cas1** ( $0 \leq x \leq 2,4$ ) :

**Effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - q_2 \cdot x = 27,14 - 14,37x$$

$$T(x) = -14,37x + 27,14$$

$$X=0 \Rightarrow T(x) = 27,14\text{KN}$$

$$X=(2,4) \Rightarrow T(x) = -7,348\text{KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$M = R_A \cdot x - q_2 \cdot x^2/2$$

$$M = 27,14x - (14,37x^2/2)$$

$$X=0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$X=(2,4) \Rightarrow M(x) = 23,75$$

b.2) **Cas2** ( $2,4 \leq x \leq 3,10$ ) :

**Effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - 2.4q_2 - q_1(x - 2.4)$$

$$T(x) = 27.14 - (2.4 \cdot 14.37) - 11.32(x - 2.4)$$

$$X = (2.4) \Rightarrow T(x) = -7.34 \text{ KN}$$

$$X = (3.9) \Rightarrow T(x) = -24.32 \text{ KN}$$

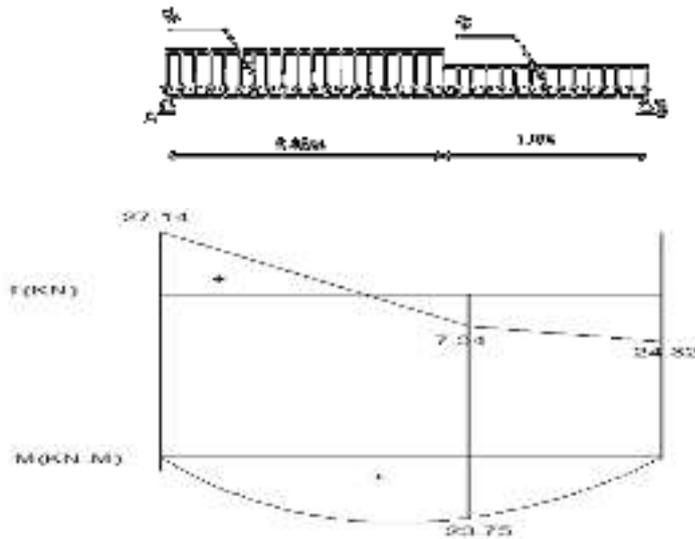
**Moment fléchissant :**

$$M = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - q_2 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$M = -5.66x^2 + 19.82x + 8.79$$

$$X = (2.4) \Rightarrow M(x) = 23.75 \text{ KN.m}$$

$$X = (3.9) \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$



**Figure III.6:** Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier.

**Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :**

Donc:  $M_{max} = 25,49 \text{ kN.m}$

D'où :  $M_t = 0,85 \cdot 25,49 = 21,66 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \cdot 25,49 = 10,20 \text{ kN.m}$

**III.2.2.3. Ferrailage de l'escalier :**

**Tableau III.3 :** Ferrailage de l'escalier (type 1)

Caractéristiques	$h_{travées} = 12 \text{ cm}$	$b = 100 \text{ cm}$	$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$f_{ctd} = 348 \text{ MPa}$	$D_{travée} = 0,9 \cdot h = 10,8 \text{ cm}$ $D_{appui} = 0,9 \cdot h = 12,6 \text{ cm}$		
	$h_{app} = 14 \text{ cm}$						
/	M (kN.m)			$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	A adop(cm)	$A_r = A_{adm}/4$	$A_r \text{ adop (cm)}$
travées	21,66	0,131	0,929	6,2	6T12=6,79 st=20cm	1,7	4f8/ml =2,01 cm <sup>2</sup> St=25 cm
appuis	10,2	0,045	0,976	2,38	4T10=3,14cm <sup>2</sup> st=25cm	0,785	4f8/ml =2,01 cm <sup>2</sup> St=25 cm

**III.2.4. Les vérifications :**

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{27,14}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,21 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$ $A \geq \frac{1,15}{400} \left( 27,14 \times 10^{-3} + \frac{10 \cdot 20 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,108} \right) = 2,59 \text{ cm}^2$ $A \geq 2,53 \text{ cm}^2$	$A = 3,14 \text{ cm}^2$ $A = 3,14 > A = 2,59 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

**III.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

$$M_{\text{tser}} = 15,50 \text{ kN.m} ; A_s = 4,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée :

- Position de l'axe neutre:

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 64,95 y - 701,46 = 0 \Rightarrow y = 3,15 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 4842,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{18,24 \times 10^3}{4842,89} \times 3,15 = 11,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sur appui:

$$M_{\text{aser}} = 7,30 \text{ kN.m}, A_s = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 25.35y - 319,41 = 0 \Rightarrow y = 2,28 \text{ cm}$$

b. Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 3094,91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,30 \times 10^3}{3094,91} \times 2,28 = 5,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### III.2.5.2 Vérification de La flèche : ( selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,093 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	0,0034 > 0,005	Condition vérifiée

### III.2.6. calcul de 2<sup>ème</sup> type d'escalier :

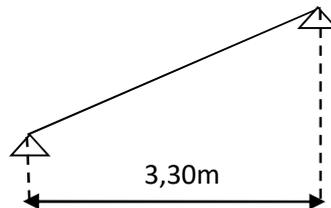


Figure III.7 : Schéma statique de l'escalier.

#### III.2.6.1. Calcul du nombre de marches :

$H = 200 \text{ cm}$ , on prend  $h = 17 \text{ cm}$

$$D'où : n = H / h = 200 / 17 = 12$$

Le nombre de contre marche est  $n=12$  contre marche

Le nombre des marches est  $(n-1) = 11$  marche

$$\text{Avec } g = l / (n-1) = 3,30 / 11 = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité est vérifiée, on a 4 marches avec  $g=30\text{cm}$  et  $h=17\text{cm}$ .

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

**III.2.6.2 Epaisseur de la paillasse (ep):**

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{330}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{330}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 12,64 \leq ep \leq 18,96 \text{ cm}, \text{ en prend: } ep = 14 \text{ cm}$$

**III.2.7.3 Evaluation des charges et surcharges :****a) Paillasse :****Tableau III.3 :** descente des charges de la colée type 2

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0,20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0,2xh/g)	2		0,23
pois propre de la paillasse (evx0,25/cos a)	2		4,02
pois propre des marches(0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
<b>Total</b>			
			<b>G= 7,87</b>
			<b>Q= 2,5</b>

-charge permanente : **G=7.87KN/m<sup>2</sup>**

-Surcharge : **Q=2,5KN/m<sup>2</sup>**

$$QU1 = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 14,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 10,37 \text{ KN/ml}$$

**Détermination des sollicitations: E.L.U**

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 14,33 \cdot (3.3)^2 / 8 = 19,50 \text{ KN.m}$$

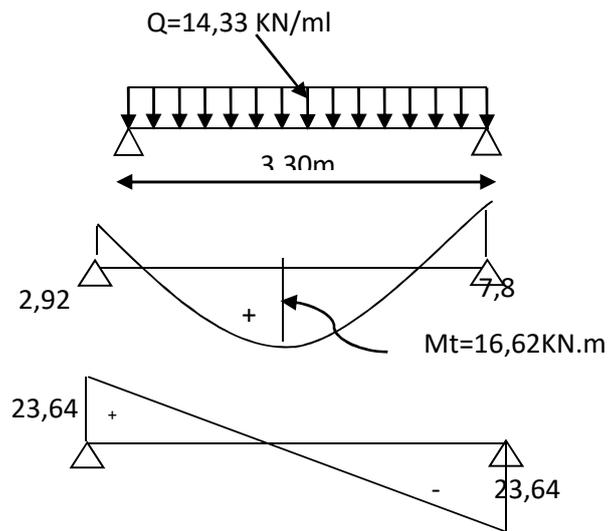
Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 19,50 = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 19,50 = 7,80 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 16,62 \text{ KN.m}$$



**Figure III.8** : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant de l'escalier type 2.

### Détermination des sollicitations :

#### E.L.S

$$Q_s = G + Q = 10,37 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 10,37 \cdot (3,3)^2 / 8 = 14,11 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 14,11 = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 14,11 = 5,64 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{\text{SER}} = 11,99 \text{ KN.m}$$

#### Le ferrailage :

**Tableau III.4** : Ferrailage de l'escalier (type 2)

Caractéristique	h travée = 14 cm	b = 100 cm	Fe = 400	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	d travée = 0,9.h = 12,6 cm		
/	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{ad}} (\text{cm})$	$A_r = A_{\text{ad}} / 4$	$A_r$ adoptée
<b>Travée</b>	16,62	0,073	0,962	3,94	4T12/ml = 4,52 cm <sup>2</sup> St = 25 cm	1,13	4φ8/ml = 2,01 cm <sup>2</sup> St = 25 cm

**Les vérifications :**

Condition	Vérification	
<b>Condition de non fragilité</b>	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e = 1,52 \text{ cm}^2$	$A = 4,52 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Vérifiée
<b>Justification vis à vis de l'effort tranchant</b>	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{23,64}{100 \times 12,6} \times 10 = 0,18 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée

Toutes les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites

**II-Etude de La poutre palière :**

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

**1-Dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 35 > 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**-Charge supportée par la poutre :**

Poids propre de la poutre:  $G_p = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/m}$

La charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ kN/m}$

Réaction du palier sur la poutre :  $R_b = 24,32 \text{ kN/m}$

On a :  $q_u = 1,35(2,63) + 1,5(2,5) + 24,32 \text{ kN/m} = 31,62 \text{ kN/m}$

**-Calcul des sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 54,1 \text{ kN.m.}$$

$$M_f = 0,85 \cdot M_0 = 45,99 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 21,64 \text{ kN.m.}$$

**Le Ferrailage :**

**Tableau III.5 :** Ferrailage de la poutre palière

caractéristique	h =35cm	b =30cm	d = 0,9h=31,5cm	σs =348Mpa	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	45,99	0,109	0,942	4,45	6,79 soit 6T12
En appui	21,64	0,051	0,973	2,02	3,39 soit 3T12

**4-Vérifications :**

**4-1-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée: 6,79 > 1,14 cm<sup>2</sup>

En appuis : 3,39 > 1,14 cm<sup>2</sup>

**4-2-Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$Q_{ser} = G = 26.95 \text{ KN/m.}$$

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 46,11 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t,ser} = 0,85.46,11 = 39.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,4.46,11 = 18,44 \text{ KN.m.}$$

**Tableau III.6 :** Ferrailage de l'escalier (type 2)

Caractéristique	h =35cm	b =30cm	d = 0,9h=31,5cm	σs =348Mpa	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	39.16	0,092	0,952	3.74	6,79 soit 6T12
En appui	18.44	0,043	0,978	1.72	3,39 soit 3T12

**En travée :**

Position de l'axe neutre: As=3.74 ; d=31,5cm

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 56.1y - 1767,15 = 0 \Rightarrow y = 9.14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 35683,81 \text{ cm}^4$$

Détermination du moment d'inertie: 
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{46.11 \times 10^3}{35683.81} \times 9,14 = 11.81 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

**Sur appui :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 8,79 \text{ cm}$$

$$I = 26904,73 \text{ cm}^4$$

**1-Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 26,95 \cdot 3,7 / 2 = 49,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{49,85 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,52 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Y a pas risque de cisaillement

**4-3-Armatures transversales : At :**

**-Diamètre des armatures At :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{1,3,10\}$$

On prend  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

**-Espacement St :**

$$S_t \leq \min \{0,9 d, 40 \text{ cm}\} = \min \{28,35,40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{ cm}, 10 \varnothing_L\}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15 \varnothing_L.$$

**-Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,26; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**-Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,52 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,235} = 0,017 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) : 
$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05.S_t \\ \text{on prend: } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend  $A_t = 1,13\text{cm}$  soit  $4\phi 6$

**-Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6.\psi^2.f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

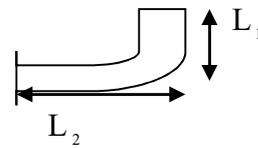
La longueur de scellement droit  $l_s$ :

$$l_s = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à  $r=5,5 \phi = 6,6\text{cm}$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,6 + 6,6) = 21,3\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 21,3}{1,87} = 3,51\text{cm}$$



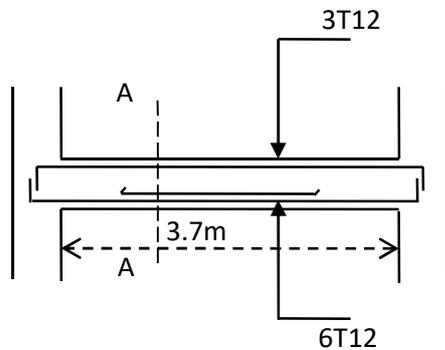
**-Calcul de la flèche :**

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

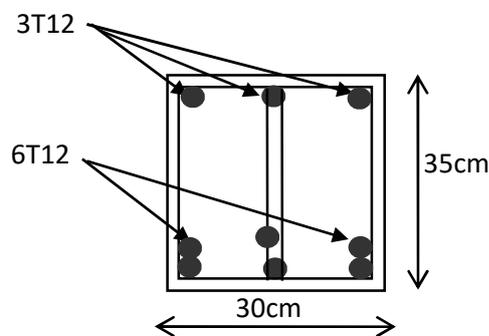
Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/370=0,094 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{l,ser} / 10.M_{0,SER}$	$0,094 > 36,71/10.43,19=0,084$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$3.74/35.31,5=0,003 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

**Ferraillage de la poutre palière:(30x35) cm<sup>2</sup>**



-Poutre palière-



-Coupe A-A-

**Figure III.9 : ferraillage de la poutre palière**

### III.3.Balcon :

#### III.3.1.Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

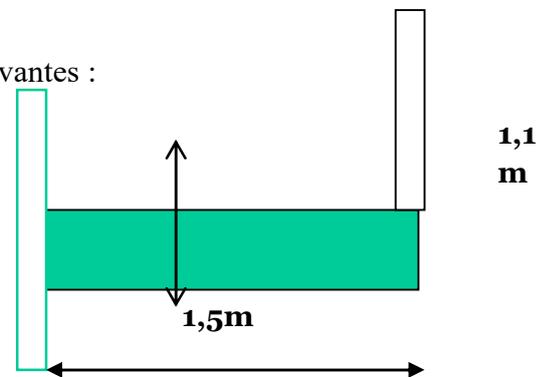
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique :  $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie :  $e = 11\text{ cm}$  pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte :  $e = 15\text{cm}$

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

- **Type 1 :**



Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm.

#### III.3.2-Exemple de calcul :

##### III.3.2.1 Descente de charge:

Tableau III.7 : descente de charge des balcons.

Balcon			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	1,5	0,18	0,27
dalle pleine	15	0,25	3,75
Enduit en ciment	2	0,2	0,4
<b>Total</b>			<b>5,51</b>
		<b>G=</b>	<b>5,26</b>
		<b>Q=</b>	<b>3,5</b>

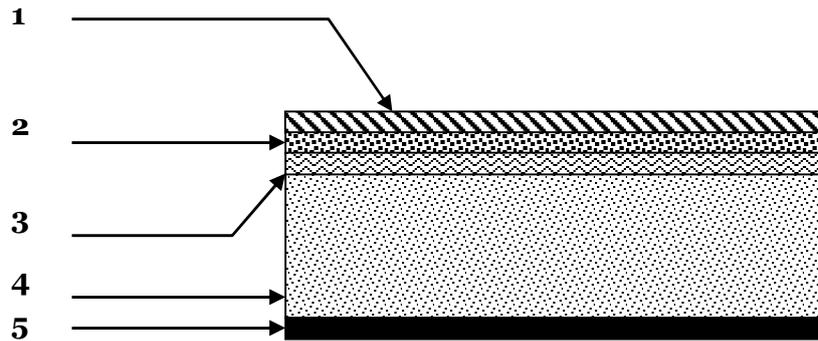


Figure III.10 : Constituents de la dalle.

Poids propre :  $G = 5,26 \text{ kN/m}^2$

Surcharge :  $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,35 \text{ kN/m}^2$

Charge par ml :  $Q_u = 12,35 \times 1 = 12,35 \text{ kN/ml}$

Tableau III.8 : charge surfacique et linéaires .

Charge surfacique		Charge linéaire	
$Q_u = 1,35G + 1,5Q$	$Q_{ser} = G + Q$	$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1$	$Q_{ser} = (G + Q) \times 1$
12,35	8,76	12,35	08,76

-Calcul de la charge concentrée:

**1- Poids propre du mur :**

$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$

$P_{U_{\text{mur}}} = 1,35 P = 1,93 \text{ kN}$

$P_{S_{\text{mur}}} = 1,43 \text{ kN}$

**2- Poids propre de l'enduit en ciment :**

$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$

$P_{U_{\text{enduit}}} = 1,35 P = 0,54 \text{ kN}$

$P_{S_{\text{enduit}}} = 0,4 \text{ kN}$

**3- Charge total :**

$P_u = P_{U_{\text{mur}}} + P_{U_{\text{enduit}}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$

$P_s = P_{S_{\text{mur}}} + P_{S_{\text{enduit}}} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$

Calcul du moment max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -17,59 \text{ kN.m}$$

$T_{\text{max}} = Q_u \cdot l + P_u = 20,99 \text{ kN}$

$d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$

**2-2-Ferraillage:**

**Tableau III.9 :** Ferraillage des balcons

M (kN.m)	$\mu$	$\beta$	A'	$A_{cal}$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$A_r=A_s/4$	$A_{adop} (cm^2/ml)$
17,59	0,068	0,965	0	3,87cm <sup>2</sup>	4T12 Pm A <sub>s</sub> =4,52 St =25cm	1,13cm <sup>2</sup>	4T8 A <sub>s</sub> =2,01 st=25 cm

**3- Vérifications :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,41 cm^2/ml$$

$$A = 3,87 cm^2 > A_{min} = 1,75 cm^2.$$

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,99 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,155 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 MPa) = 2,5 MPa..(fissuration.préjudiciable)$$

1)  $\tau_u = 0,15 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$ .....condition.vérifiée

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,99 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,6 \times 10^2} = 1,37 MPa$$

n = 4 : nombre.d' armatures longitudin ales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,15 cm : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$\tau_{se} = 1,37 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa$ .... condition vérifiée

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$Q_{ser} = G+Q = 8,76 kN.ml \text{ et } P_{ser} = 1,83 kN$$

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -12,6 kN.m$$

$$T_{ser} = Q_{ser}.l + P_{ser} = 14,97 kN$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15.A_s.(d -y) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \Rightarrow \begin{cases} \Delta = 187642,84 \\ Y_1 = -5,01 \\ Y_2 = 3,65 \end{cases}$$

$Y_2 = 3,65$  cm (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{8,76 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 3,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 ; 202) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8,76 \times 10^3}{8199,03} (13,5 - 3,65) = 157,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 157,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,75)^3}{3} + \frac{100 \times (7,25)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,75)^2 = 30460,03 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[ \frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,5)^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,03} \left[ \frac{8,76 \times 1,5}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,077 \text{ cm}$$

$$F = 0,077 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250 = 150/250 = 0,6 \text{ cm}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,077 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition v é r i f i é e}$$



---

# *Chapitre IV*

---



### IV.1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitants les étages et supportant les revêtements du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'habitation et commerciale, nous avons adopté un plancher à corps creux.

- Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.
- Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### IV.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ ).

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis sachant que :

Hauteur du plancher  $h_t = 16 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure  $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$

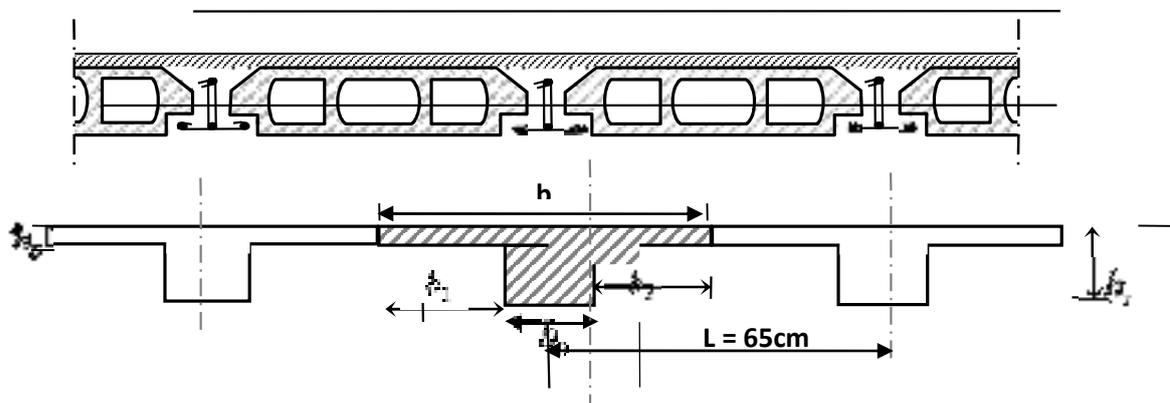


Figure IV.1: Schéma des poutrelles

**a. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

étant donné que : L =3,50 m et l<sub>1</sub>=65 cm

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2=26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 350/10=35 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend: b<sub>1</sub>=26,5 cm.

D'après l'équation (1)  $\Rightarrow b=2(26,5) +12=65 \text{ cm}$ . Soit: b = 65 cm

**IV.3.Calcul des poutrelles :**

**IV.3.1 Méthode de calcul :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

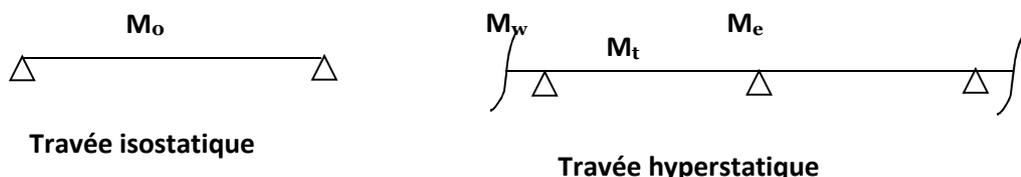
**a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les (04) conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation :  $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ .
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre (0,8 et 1,25)
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**b. Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M<sub>w</sub>, M<sub>t</sub>, M<sub>e</sub> doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée

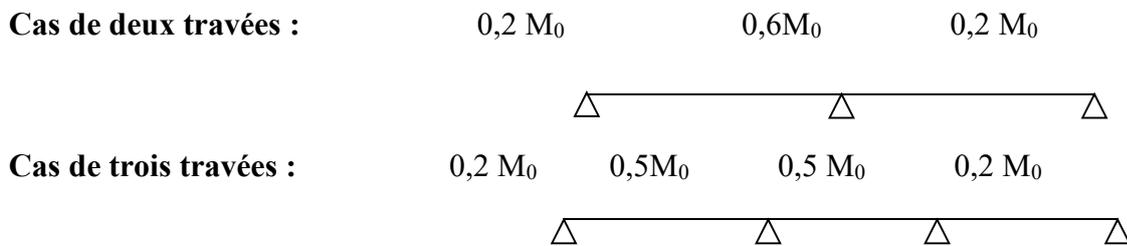
$M_w$  : Le moment sur l'appui gauche de la travée

Le moment sur l'appui droit de la travée

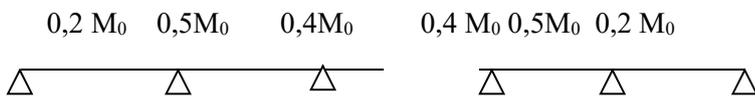
$\alpha = [Q / (G+Q)]$  le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

**Valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



**Cas de plus de trois travées:**



**c. Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$$

**IV.4. Planchers RDC, étage courant et terrasse :**

- **Types de poutrelles :**

Notre construction comporte 04types de poutrelles : sachant que G est une charge permanente uniformément répartie et Q est une charge d'exploitation uniformément répartie.

**IV.4.1. Les combinaisons des charges par mètre linéaire /mL:**

**a. Plancher R.D.C :**

$$\begin{cases} G=5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/mL} \\ Q=5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,32 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 6,54 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

**b. Plancher 1<sup>er</sup> étage:**

$$\begin{cases} G=5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/mL} \\ Q=2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,88 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,91 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

**c. Plancher 2<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage:**

$$\begin{cases} G=5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/mL} \\ Q=1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

**d. Plancher terrasse:**

$$\begin{cases} G=6,28 \times 0,65 = 4,082 \text{ kN/mL} \\ Q=1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,49 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,73 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

**Tableau IV-1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges**

Niveau	G[KN/m <sup>2</sup> ]	Q[KN/m <sup>2</sup> ]	b(m)	ELU= 1,35G+1,5Q	ELS= Q G+
<b>Terrasse</b>	6,28	1	0,65	6,49	4,73
<b>Etage courant</b>	5,06	1,5	0,65	5,9	4,26
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	5,06	2,5	0,65	6,88	4,91
<b>RDC</b>	5,06	5	0,65	9,32	6,54

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5 \text{ kN/m}^2)$

**Plancher RDC:**  $G=5,08 \text{ kN/m}^2, Q=5 \text{ kN/m}^2$

$Q=5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,12 \text{ kN/m}^2$ .....Condition vérifiée

**Plancher 1<sup>er</sup> étage :**

$G=5,06 \text{ kN/m}^2, Q=2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q=2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,12 \text{ kN/m}^2$ ..... Condition vérifiée

**Plancher 2<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage a la terrasse :**

$G=5,06 \text{ kN/m}^2, Q=1,5 \text{ kN/m}^2$

$Q=1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,12 \text{ kN/m}^2$ ..... Condition vérifiée.

Poutrelle à d'inertie constante ( $I=cte$ )..... Condition vérifiée.

**Fissuration :**

**Plancher (1<sup>er</sup>/8<sup>ème</sup> étage) :** fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifiée.

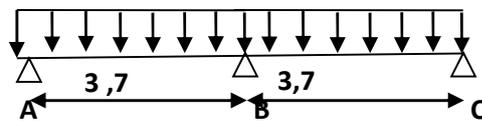
**Plancher terrasse :** fissuration est préjudiciable ..... Condition non vérifiée.

Donc on applique la méthode de " trois moments "

**Exemple de calcul :**

Type 03 : RDC

Le calcul se fait à l'E.L.U



**-Sollicitation :**

$QU = 9,32 \text{ kN/ ml}$

$\alpha = Q / ( Q+G) = 0,4970$

$(1+0,3\alpha) = 1,15 > 1,05$  donc on doit prendre 1,15

$(1+0,3\alpha)/2 = 0,57$  [travée intermédiaire].

$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,67$  [travée de rive].

**Moments isostatiques:**

$M_{0AB} = M_{0bc} = Qu.L^2/8 = 9,32 (3,7)^2/8 = 15.94 \text{ kN.m}$

**Moments sur appuis:**

$M_A = 0,2 M_{0AB} = 3.19 \text{ kN.m}$

$M_B = 0,6 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 9.56 \text{ kN.m}$

$M_C = 0,2 M_{0BC} = 3.19 \text{ kN.m}$

**Moment en travée :**

**Travée (A-B) :**

1-  $M_{tAB} \geq 1,15 \times 15.94 - (3.19 + 9.56)/2$

$M_{tAB} \geq 10.36$

2-  $M_{tAB} \geq 0,67 \times 15.94 = 10.67 \text{ kN.m}$

on prend :  $M_{tAB} = 10.67 \text{ kN.m}$

**Travée (B-C) :**

$$1-M_{tBC} \geq 1,15 \times 15,94 - (9,56 + 3,19) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 10,36 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,67 \times 15,94 = 10,67 \text{ kN.m}$$

} —————> on prend:  $M_{tBC} = 10,67 \text{ kN.m}$

**L'effort tranchant:**

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

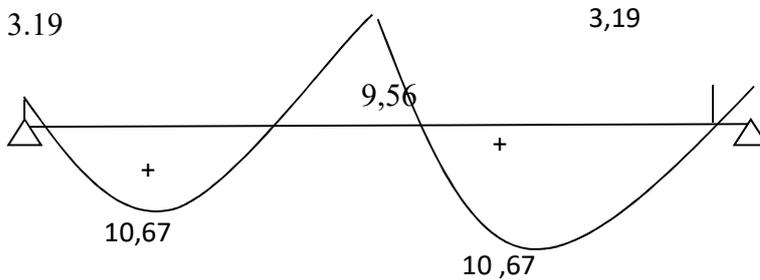
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$

**Travée (AB):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (3,19 - 9,56) / 3,70 + 9,32 \times 3,70 / 2 = 15,51 \text{ kN} \\ T_e = (3,19 - 9,56) / 3,70 - 9,32 \times 3,70 / 2 = -18,96 \text{ kN} \end{array} \right.$$

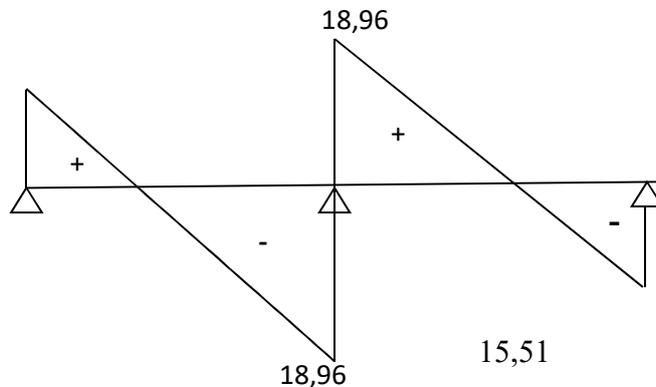
**Travée (BC):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (9,56 - 3,19) / 3,70 + 9,32 \times 3,70 / 2 = 18,96 \text{ kN} \\ T_e = (9,56 - 3,19) / 3,70 - 9,32 \times 3,70 / 2 = -15,51 \text{ kN} \end{array} \right.$$



**Figure IV.2** Diagramme des moments fléchissant : M [kN.m].

15,51



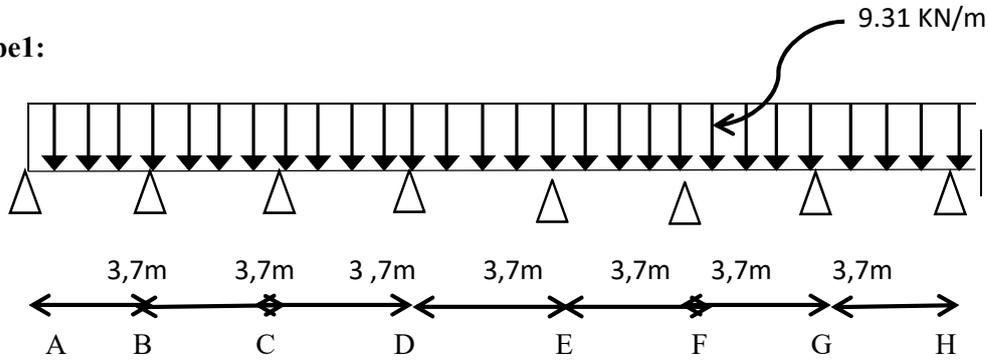
**Figure IV-3** Diagramme des efforts tranchants T [kN ].

**Tableau des résultats obtenus :**

Pour le plancher R.D.C et 1<sup>er</sup> étage et étage courant, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (kN.m).

**Plancher RDC:**

Type1:



**Tableau IV-2 :** les sollicitation que subit la poutrelle de type 1(RDC).

a=0.4970

Travées		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
M0=q <sup>l</sup> ²/8[KN.m]	E.L.U	15,94	15,94	15,94	15,94	15,94	15,94	15,94	15,94
	E.L.S	11,19	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	3,19	7,97	6,38	6,38	6,38	6,38	7,97	3,19
	E.L.S	2,24	5,6	4,48	4,48	4,48	4,48	5,6	2,24
Mt(1)	E.L.U	12,84	11,15	11,95	11,95	11,95	11,15	12,84	
	E.L.S	8,94	7,82	8,38	8,38	8,38	7,82	8,94	
Mt(2)	E.L.U	10,75						10,75	
	E.L.S	7,55						7,55	
Mt(3)	E.L.U		9,16	9,16	9,16	9,16	9,16		
	E.L.S		6,43	6,43	6,43	6,43	6,43		
Mt (adopté)[KN.M]	E.L.U	12,84	11,15	11,95	11,95	11,95	11,15	12,84	
	E.L.S	8,94	7,82	8,38	8,38	8,38	7,82	8,94	
T=Mw-Me/l+ql/2	Tw	15,94	17,66	17,24	17,24	17,24	16,81	18,53	
T=Mw-Me/l-ql/2	Te	-	-	-	-	-	-	-	
Type 1 RDC		18,53	16,81	17,24	17,24	17,24	17,66	15,94	

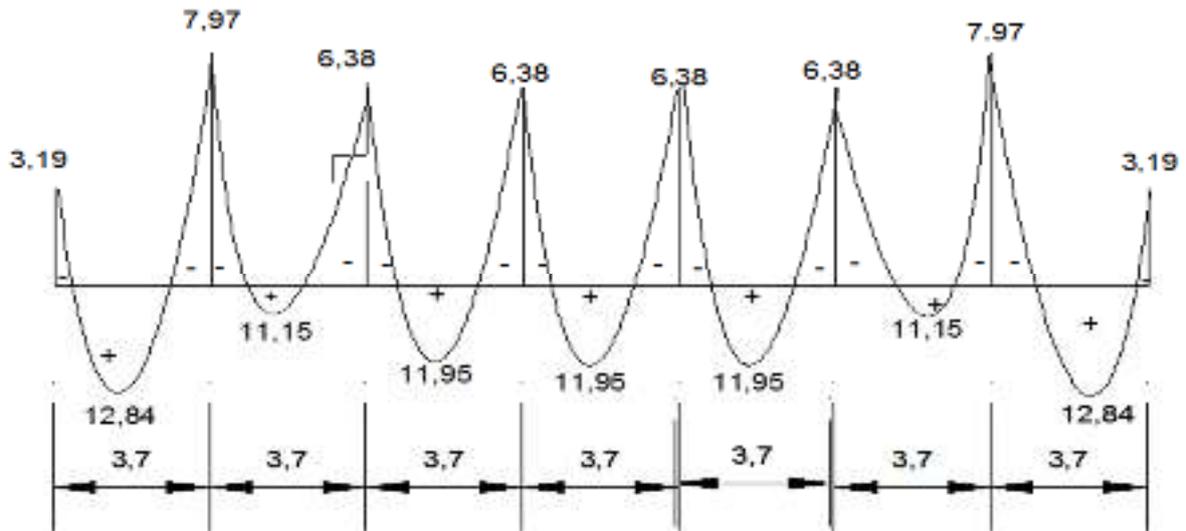


Figure IV-4 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

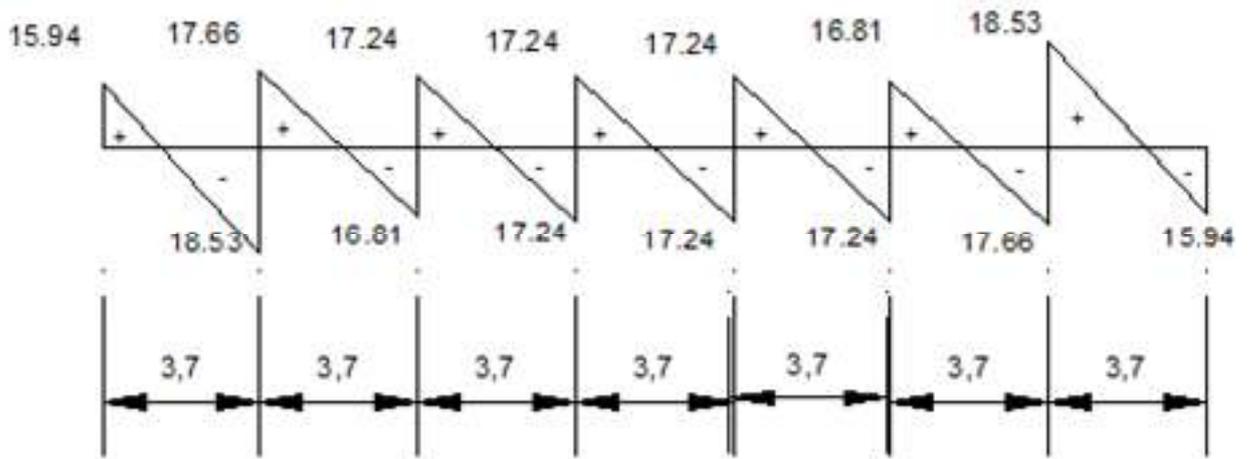
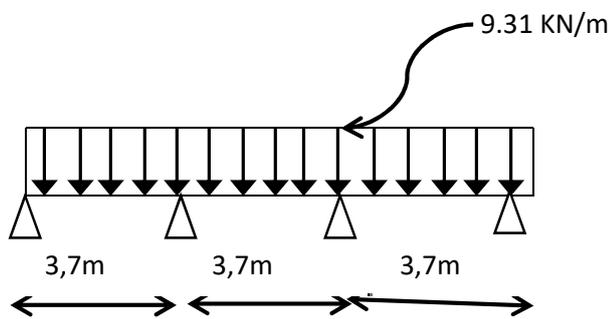


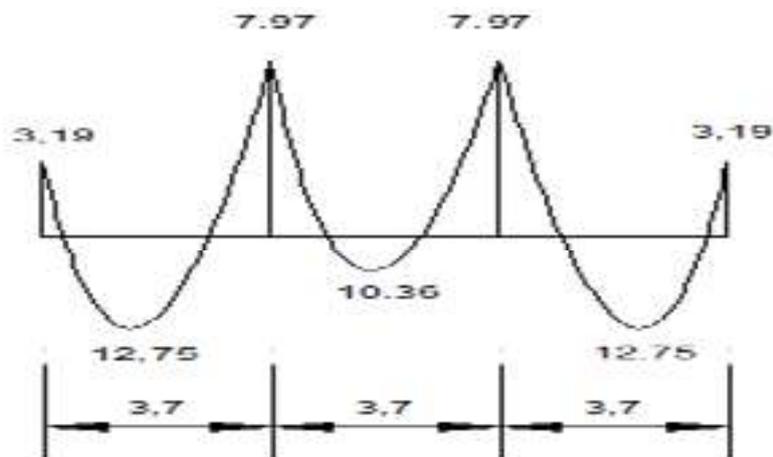
Figure IV-5 : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).

Type : 2



**Tableau IV-3** : les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(RDC).

Travées		AB	BC	CD	
<b>L(m)</b>		3,7	3,7	3,7	
<b>M0=ql<sup>2</sup>/8[KN.m]</b>	E.L.U	15,94	15,94	15,94	
	E.L.S	11,19	11,19	11,19	
<b>appui</b>		A	B	C	D
<b>coefficient forfaitaire</b>		0,2	0,5	0,5	0,2
<b>Ma(appui) [KN.m]</b>	E.L.U	3,19	7,97	7,97	3,19
	E.L.S	2,24	5,59	5,59	2,24
<b>Mt(1)</b>	E.L.U	12,75	10,36	12,75	
	E.L.S	8,94	7,27	8,94	
<b>Mt(2)</b>	E.L.U	10,75		10,75	
	E.L.S	7,55		7,55	
<b>Mt(3)</b>	E,L,,U		9,16		
	E.L.S		6,43		
<b>Mt (adopté)[KN.M]</b>	e.L.U	12,75	10,36	12,75	
	E.L.S	8,94	7,27	8,94	
<b>T=Mw-Me/l+ql/2</b>	Tw	15,95	17,24	18,53	
<b>T=Mw-Me/l-ql/2</b>	Te	18,53	-17,24	15,95	
<b>type 2 RDC</b>					

**Figure IV- 6**: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

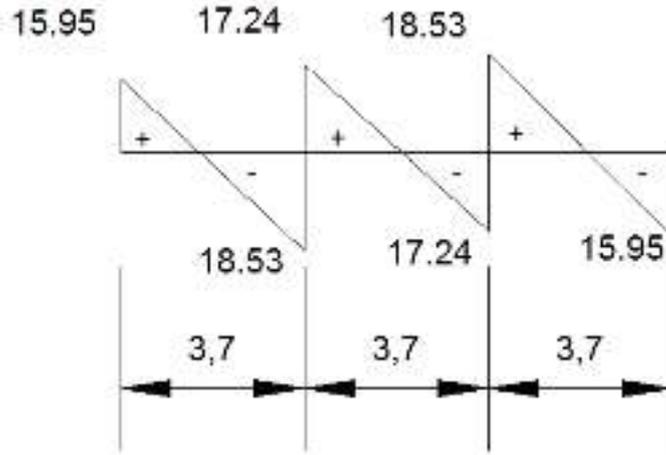


Figure IV-7 : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).

Type3

:

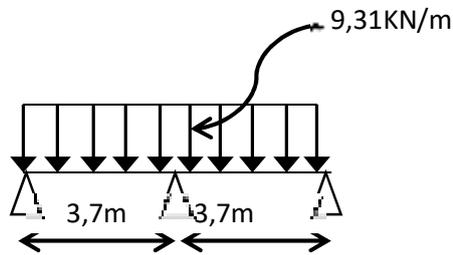


Tableau IV-4 : les sollicitations que subit la poutre de type 3(RDC).

Traveé		AB	BC	
L(m)		3,7	3,7	
M0=ql <sup>2</sup> /8[KN.m]	E.L.U	15,94	15,94	
	E.L.S	11,19	11,19	
appui		A	B	C
coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	3,19	9,56	3,19
	E.L.S	2,24	6,71	2,24
Mt(1)	E.L.U	11,95	11,95	
	E.L.S	8,38	8,38	
Mt(2)	E.L.U	10,70	10,70	
	E.L.S	7,55	7,55	
Mt(3)	E.L.U			
	E.L.S			
Mt (adopté)[KN.M]	E.L.U	11,95	11,95	
	E.L.S	8,38	8,38	
T=Mw-Me/l+ql/2	Tw	15,51	18,96	
T=Mw-Me/l-ql/2	Te	18,96	-15,51	
Type 3 RDC				

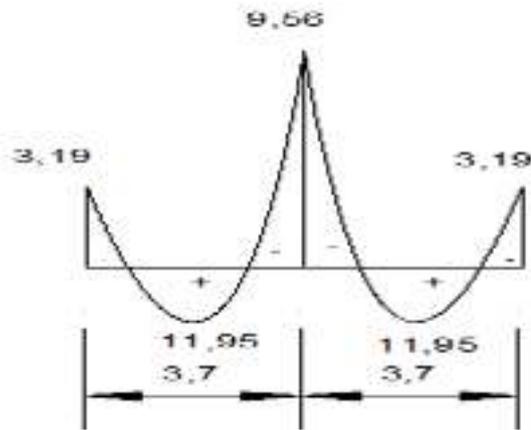


Figure IV- 8 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

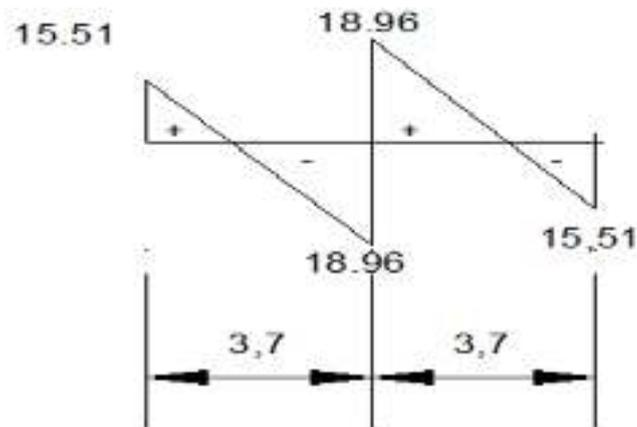


Figure IV-9 : Diagramme des efforts Tranchant (KN.m).

Plancher 1<sup>er</sup> étage:

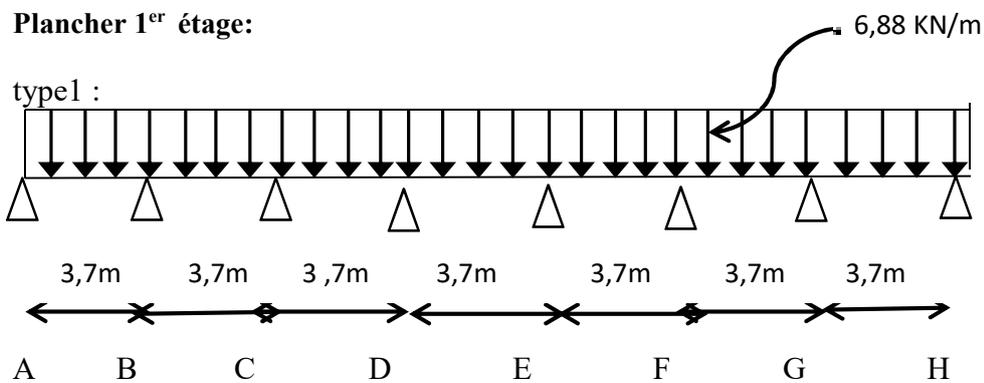


Tableau IV-5 : les sollicitation que subit la poutrelle de type 1(1<sup>er</sup> étage ).

travées		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
<b>L(m)</b>		3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	
<b>M0=ql<sup>2</sup>/8[KN.m]</b>	E.L.U	11,77	11,77	11,77	11,77	11,77	11,77	11,77	
	E.L.S	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	
<b>Appui</b>		A	B	C	D	E	F	G	H
<b>coefficient forfaitaire</b>		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
<b>Ma(appui) [KN.m]</b>	E.L.U	2,35	5,88	4,7	4,7	4,7	4,7	5,88	2,35
	E.L.S	1,68	4,2	3,36	3,36	3,36	3,36	4,2	1,68
<b>Mt(1)</b>	E.L.U	8,81	7,64	8,23	8,23	8,23	7,64	8,81	
	E.L.S	6,29	5,45	5,87	5,87	5,87	5,45	6,29	
<b>Mt(2)</b>	E.L.U	7,64						7,64	
	E.L.S	5,45						5,45	
<b>Mt(3)</b>	E.L.U		6,47	6,47	6,47	6,47	6,47		
	E.L.S		4,61	4,61	4,61	4,61	4,61		
<b>Mt (adopté)[KN.M]</b>	e.L.U	8,81	7,64	8,23	8,23	8,23	7,64	8,81	
	E.L.S	6,29	5,45	5,87	5,87	5,87	5,45	6,29	
<b>T=Mw-Me/l+ql/2</b>	Tw	11,77	13,32	12,73	12,73	12,73	12,4	13,68	
<b>T=Mw-Me/l-ql/2</b>	Te	-	13,68	-12,4	-12,73	-12,73	12,73	13,32	-
<b>type 1 1ER ETAGE</b>									

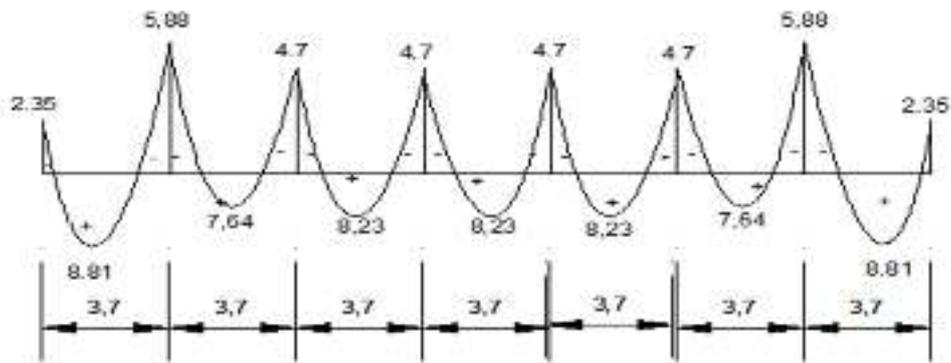


Figure IV-10 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

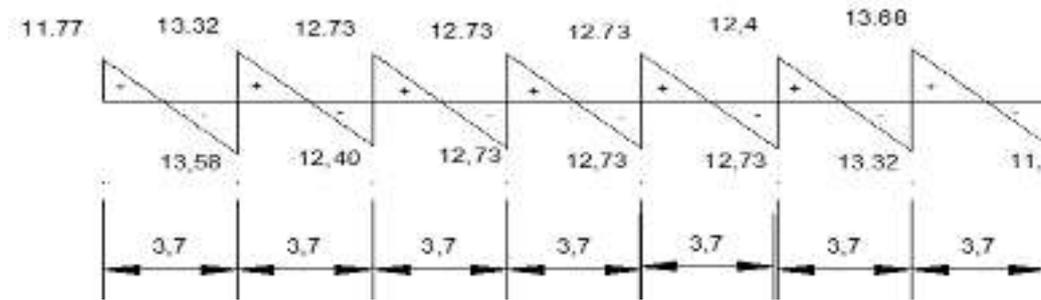


Figure IV-11 : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).

Type 2 :

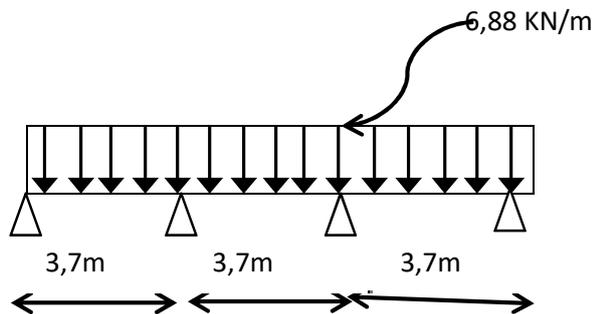


Tableau IV-6 : les sollicitations que subit la poutre de type 2(1<sup>er</sup> étage).

Travées		AB	BC	CD	
L(m)		3,7	3,7	3,7	
M0=q <sup>l</sup> <sup>2</sup> /8[KN.m]	E.L.U	11,77	11,77	11,77	
	E.L.S	8,4	8,4	8,4	
appui		A	B	C	D
coefficient forfaitaires		0,2	0,5	0,5	0,2
Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	2,35	5,88	5,88	2,35
	E.L.S	1,68	4,2	4,2	1,68
Mt(1)	E.L.U	8,81	7,05	8,81	
	E.L.S	6,29	5,03	6,29	
Mt(2)	E.L.U	7,64		7,64	
	E.L.S	5,45		5,45	
Mt(3)	E.L.U		6,47		
	E.L.S		4,61		
Mt (adopté)[KN.M]	E.L.U	8,81	7,05	8,81	
	E.L.S	6,29	5,03	6,29	
T=Mw-Me/l+ql/2	Tw	11,77	12,73	13,41	
T=Mw-Me/l-ql/2	Te	13,41	-12,73	-11,77	

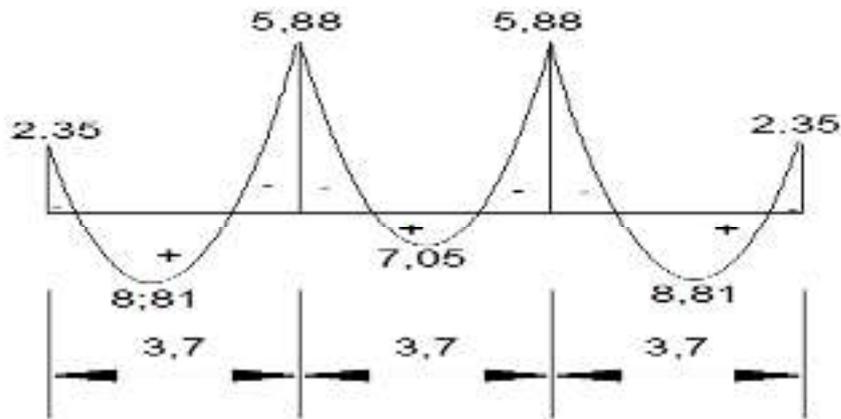


Figure IV-12 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

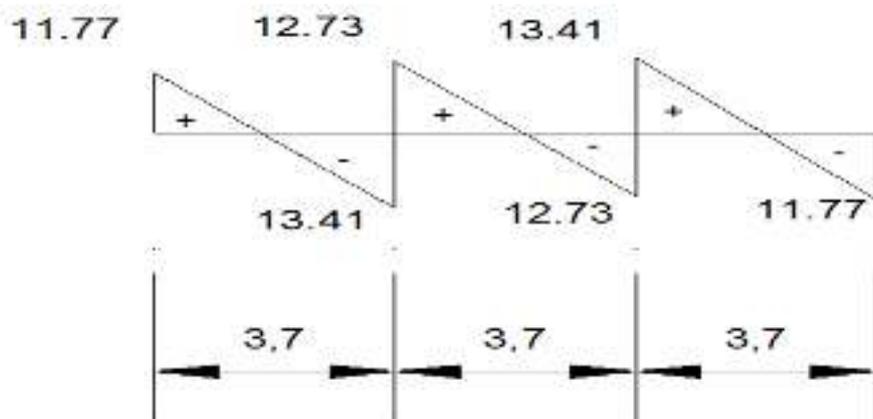


Figure IV-13 : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).

Type 3 :

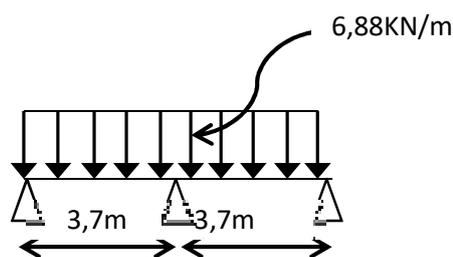


Tableau IV-7 : les sollicitations que subit la poutre de type 3(1<sup>er</sup> étage).

Travées		AB	BC	
L(m)		3,7	3,7	
M0=ql <sup>2</sup> /8[KN.m]	E.L.U	11,77	11,77	
	E.L.S	8,4	8,4	
appui		A	B	C
coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
Ma (appui) [KN.m]	E.L.U	2,35	7,06	2,35
	E.L.S	1,68	5,04	1,68

<b>Mt(1)</b>	E.L.U	8,22	8,22	
	E.L.S	5,87	5,87	
<b>Mt(2)</b>	E.L.U	7,64	7,64	
	E.L.S	5,45	5,45	
<b>Mt(3)</b>	E.L.U			
	E.L.S			
<b>Mt (adopté)[KN.M]</b>	E.L.U	8,22	8,22	
	E.L.S	5,87	5,87	
<b>T=Mw-Me/l+ql/2</b>	Tw	11,45	14	
<b>T=Mw-Me/l-ql/2</b>	Te	-14	-11,45	
<b>type 3 1ER ETAGE</b>				

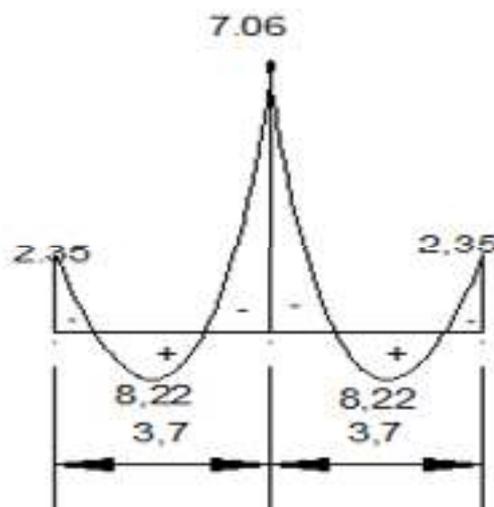


Figure IV- 14: Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).

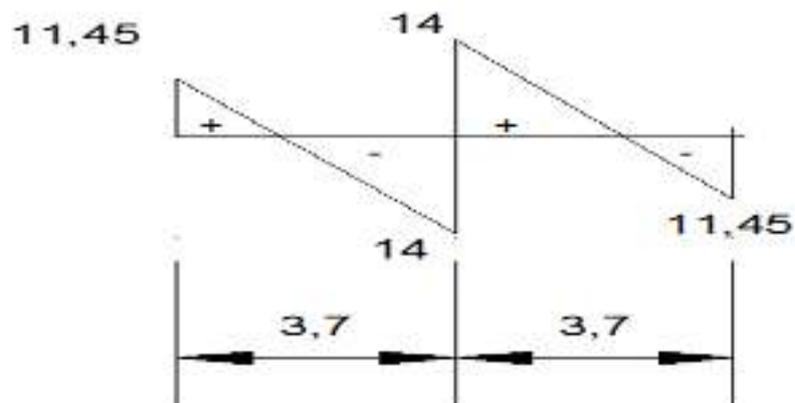
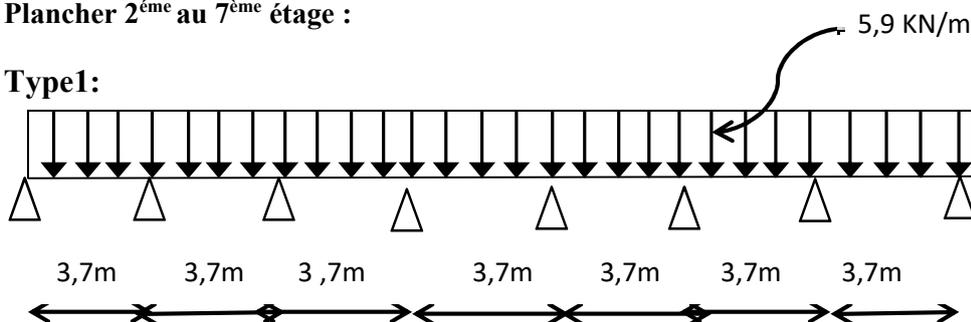


Figure IV- 15 : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).

Plancher 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage :

Type1:



A      B      C      D      E      F      G      H

**Tableau IV-8 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(étage courant).**

<b>Travées</b>		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
<b>L(m)</b>		3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
<b>M0=q<sup>l</sup>²/8[KN.m]</b>	E.L.U	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09
	E.L.S	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29
<b>appui</b>		A	B	C	D	E	F	G	H
<b>coefficient forfaitaire</b>		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
<b>Ma(appui) [KN.m]</b>	E.L.U	2,018	5,046	4,036	4,036	4,036	4,036	5,046	2,018
	E.L.S	1,458	3,645	2,916	2,916	2,916	2,916	3,645	1,458
<b>Mt(1)</b>	E.L.U	7,218	6,209	6,714	6,714	6,714	6,209	7,218	
	E.L.S	5,21	4,489	4,854	4,854	4,854	4,489	5,21	
<b>Mt(2)</b>	E.L.U	6,386						6,386	
	E.L.S	4,614						4,614	
<b>Mt(3)</b>	E.L.U		5,38	5,38	5,38	5,38	5,38		
	E.L.S		3,88	3,88	3,88	3,88	3,88		
<b>Mt (adopté)[KN.M]</b>	E.L.U	7,218	6,209	6,714	6,714	6,714	6,209	7,218	
	E.L.S	5,21	4,489	4,854	4,854	4,854	4,489	5,21	
<b>T=Mw-Me/l+ql/2</b>	Tw	12,42	10,94	10,91	10,91	10,91	11,18	10,1	
<b>T=Mw-Me/l-ql/2</b>	Te	-10,1	-11,18	-10,91	-10,91	-10,91	-10,94	-12,42	
<b>type 1 étage courant</b>									

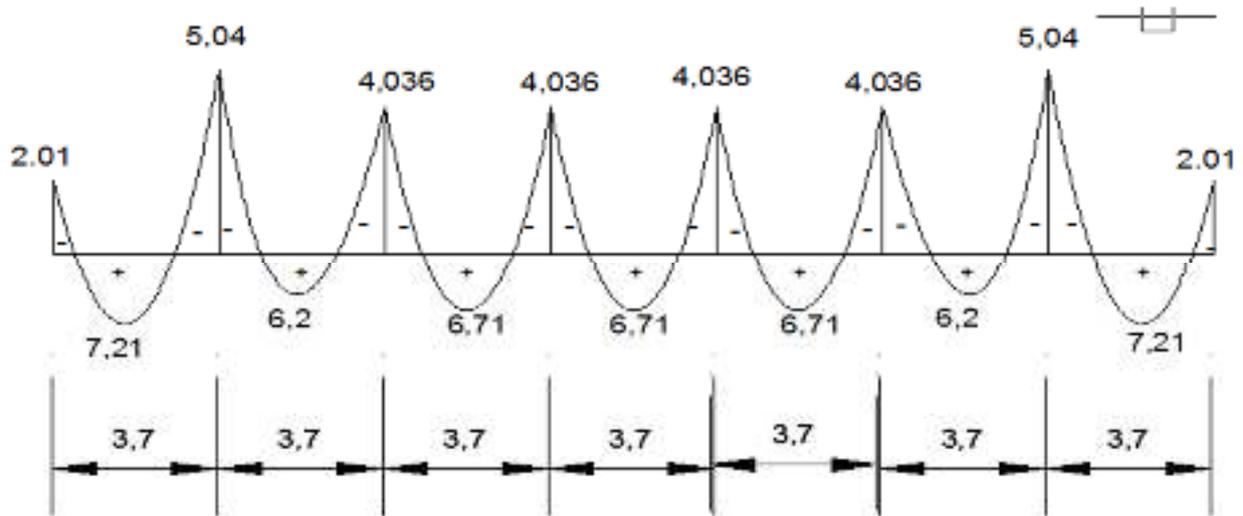


Figure IV- 16 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

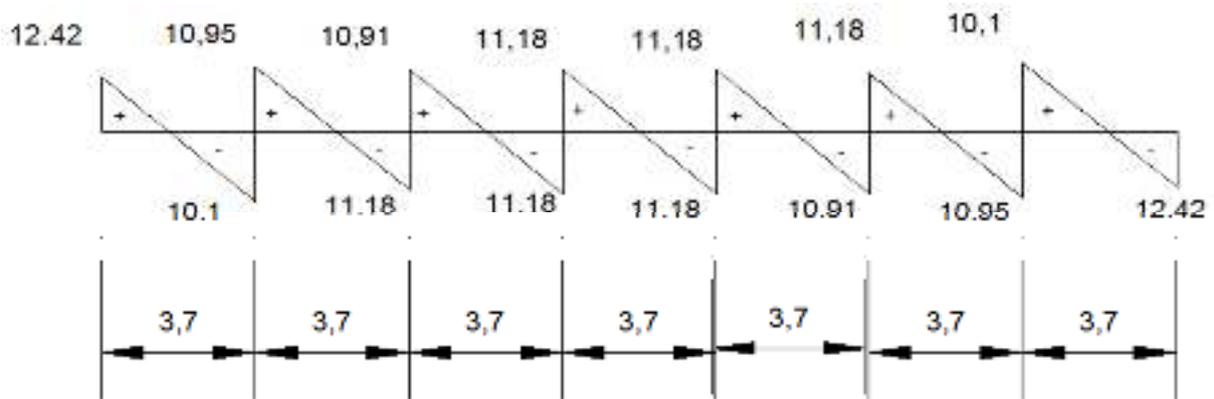


Figure IV-17 : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m).

Type2 :

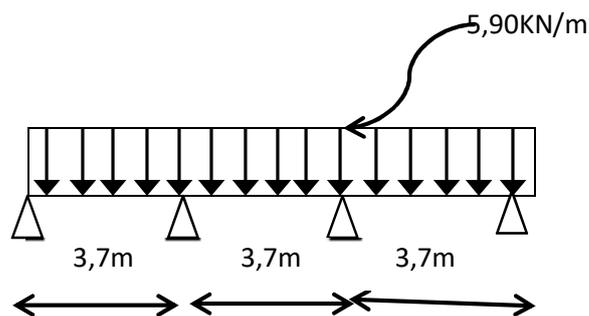


Tableau IV-9 : les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(étage courant).

Travées		AB	BC	CD	
L(m)		3,7	3,7	3,7	
M0=q <sup>l</sup> ²/8[KN.m]	E.L.U	10,09	10,09	10,09	
	E.L.S	7,29	7,29	7,29	
appui		A	B	C	D
coefficient		0,2	0,5	0,5	0,2

<b>forfaitaire</b>					
<b>Ma(appui) [KN.m]</b>	E.L.U	2,018	5,046	5,046	2,018
	E.L.S	1,458	3,645	3,645	1,458
<b>Mt(1)</b>	E.L.U	7,218	5,704	7,218	
	E.L.S	5,21	4,125	5,21	
<b>Mt(2)</b>	E.L.U	6,386		6,386	
	E.L.S	4,614		4,614	
<b>Mt(3)</b>	E.L.U		5,377		
	E.L.S		3,888		
<b>Mt (adopté)[KN.M]</b>	.L.U	7,218	5,704	7,218	
	E.L.S	5,21	4,125	5,21	
<b>T=Mw-Me/l+ql/2</b>	Tw	10,10	10,91	11,73	
<b>T=Mw-Me/l-ql/2</b>	Te	-11,73	-10,91	-10,1	
<b>type 2 étages courant</b>					

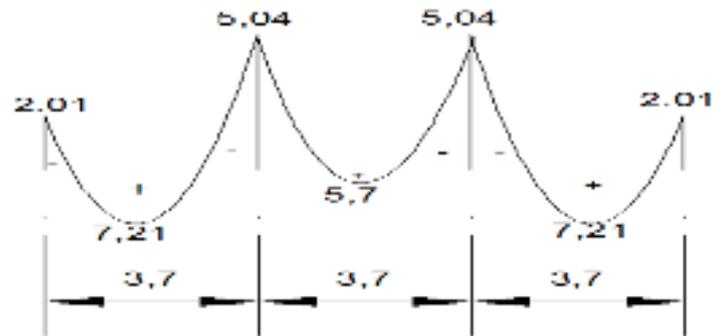


Figure IV- 18: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

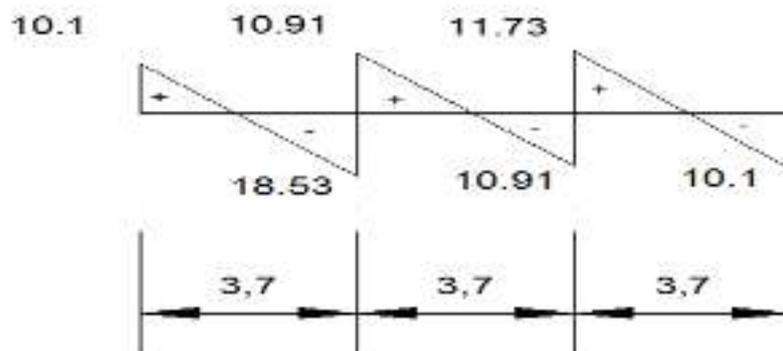


Figure IV- 19 : Diagramme des efforts tranchants (KN.m).

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Plancher RDC:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 12.84 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 9.56 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 3.19 \text{ kN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 8,94 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 6.71 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2.24 \text{ kN.m} \end{array} \right. \\
 T_{\max} = 18.96 \text{ kN}
 \end{array}$$

**Plancher 1<sup>er</sup> étage:**

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 8.81 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 7.06 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2.35 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 14 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 6.29 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 5.04 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1.68 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

**Plancher 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage:**

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 7.21 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 5.046 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2.018 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 12.42 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 5.21 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 3.645 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1.458 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

**IV.5 plancher terrasse:****Méthode de calcul:**

Vue que la 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

**Principe de calcul de la méthode des trois moments:**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis, Isolant deux travée adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

$M_n$  ,  $M_{n-1}$  ,  $M_{n+1}$  : les moment de flexion au appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positif, suivant les conditions aux limite et les condition de continuité, ( $\theta' = \theta''$ ).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n, L_{n+1}$  sous les charges connues  $q, q'$  peuvent être tracer selon la méthode classique.  $M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

$G_n, G_{n+1}$  : les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$  : sont la signification indiqué sur la figure.

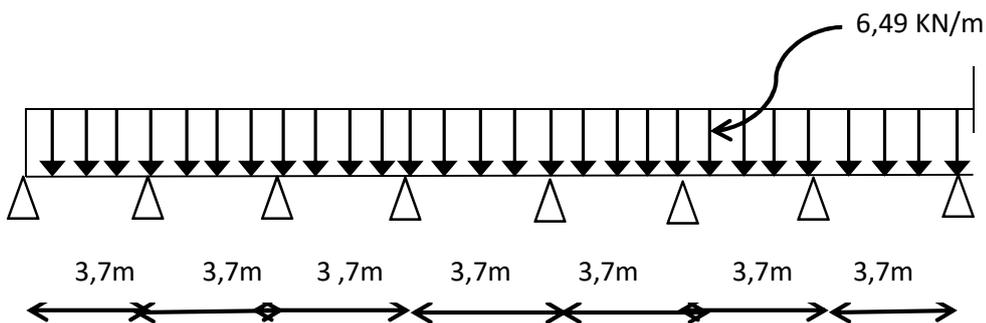
$S_n$  et  $S_{n+1}$  : les Aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

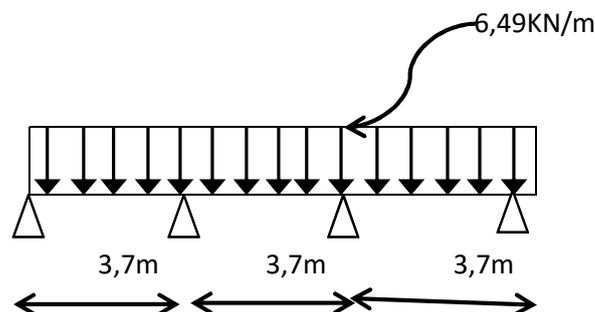
Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement .cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

Type 1:



Type 2 :



**Exemple de calcul:**

On prend comme exemple de calcul le 1<sup>er</sup> type de poutrelle (avec 7 travées).

**Calcul des charges par mètre linéaire:**  $G = 6,28 \text{ kN} / \text{m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$\text{ELU: } Q_U = (1,35 \times G + 1,50 \times Q) \times 0,65 = 6,49 \text{ kN} / \text{ml}$$

ELS:  $Q_s = (G+Q) \times 0,65 = 4,73 \text{ kN /}$

**Le calcul se fait selon la formule:**

- En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C

**Partie AB:**

$M_{0AB} = Ql^2/8 = 11.10 \text{ kN.m}$

$a_n = b_n = 1.85 \text{ m}$

$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3.70 \cdot 11.10 = 27.38 \text{ m}^2$

**Partie BC:**

$M_{0BC} = Ql^2/8 = 11.10 \text{ kN.m}$

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85 \text{ m}$

$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 3,70 \cdot 11.10 = 27.38 \text{ m}^2$

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Donc (1)  $\Rightarrow 3.70M_A + 2(3.70+3.70) \cdot M_B + 3,70M_C =$

$-6[ ((27.38 \cdot 1,85)/3.70) + ((27.38 \cdot 1,85)/3,70) ]$

Avec:  $M_A = -0,2.$

$3,7 M_A + 14,8M_B + 3,7M_C = -164.28 \dots\dots\dots (1)$

- En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D

**Partie BC:**

$M_{0BC} = Ql^2/8 = 11.10 \text{ kN.m}$

$a_n = b_n = 1,85 \text{ m}$

$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 3,7 \cdot 11.10 = 27.38 \text{ m}^2$

**Partie CD:**

$M_{0CD} = Ql^2/8 = 11,10 \text{ kN.m}$

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85 \text{ m}$

$$S_{n+1}=2/3.L_n+1 . M_{0CD}=2/3.3,70.11,10=27,38 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,70M_B+2(3,70+3,70).M_C+3,70M_D=$$

$$-6[(27,38.1,85/3,70)]+(27,38.1,85/3,70)]$$

$$3,70M_B+14,80M_C+3,7 M_D=-164,28\text{..... (2)}$$

- En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E

**Partie CD :**

$$M_{0CD}=Ql^2/8=11,10 \text{ kN.m}$$

$$a_n=b_n=1,85 \text{ m}$$

$$S_n=2/3.L_n. M_{0CD}=2/3.3,70.11,10=27,38 \text{ m}^2$$

$$S_{n+1}=27,38\text{m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,70M_C+2(3,7+3,7)M_D+3,7M_E=-6[(27,38.3,7/3,70)]+(27,38.1,85/3,70)]$$

$$3,40M_C+12,80M_D+3,7M_E=-164,28\text{..... (3)}$$

- En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F

**Partie DE:**

$$M_{0DE}=Ql^2/8=11,10 \text{ kN.m}$$

$$a_n=b_n=1,85 \text{ m}$$

$$S_n=2/3.L_n. M_{0DE}=2/3.3,70.11,10=27,38 \text{ m}^2$$

**Partie EF:**

$$M_{0EF}= Ql^2/8=11,10$$

$$A_{n+1}=B_{n+1}=1,85$$

$$S_{n+1}=27,38\text{m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,70M_D+2(3,7+3,7)M_E+3,7M_F=-6[(27,38.3,7/3,70)]+(27,38.1,85/3,70)]$$

$$3,40M_D+12,80M_E+3,7 M_F=-164,28\text{..... (4)}$$

- En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G

**Partie EF:**

$$M_{0EF} = Ql^2/8 = 11,10 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,85 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n. M_{0EF} = 2/3.3,70.11,10 = 27,38 \text{ m}^2$$

**Partie FG:**

$$M_{0FG} = Ql^2/8 = 11,10$$

$$A_{n+1} = B_{n+1} = 1,85$$

$$S_{n+1} = 27,38 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,70M_E + 2(3,7+3,7)M_F + 3,7M_G = -6[(27,38.3,7/3,70)] + (27,38.1,85/3,70)]$$

$$3,40M_E + 12,80M_F + 3,7M_G = -164,28 \dots \dots \dots (5)$$

- En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H

**Partie FG:**

$$M_{0FG} = Ql^2/8 = 11,10 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,85 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n. M_{0FG} = 2/3.3,70.11,10 = 27,38 \text{ m}^2$$

**Partie GH:**

$$M_{0GH} = Ql^2/8 = 11,10$$

$$A_{n+1} = B_{n+1} = 1,85$$

$$S_{n+1} = 27,38 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,70M_F + 2(3,7+3,7)M_G + 3,7M_H = -6[(27,38.3,7/3,70)] + (27,38.1,85/3,70)]$$

$$3,40M_F + 12,80M_G + 3,7M_H = -164,28 \dots \dots \dots (6)$$

**- Les moments sur appuis sont:**

$$M_A = M_H = -0,2 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_G = -9,38 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_F = -6,88 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_E = -7,50 \text{ kN.m}$$

**-Les moments en travée:**

$$M_{tAB} = (M_A + M_B) / 2 + M_{0AB} = (-0 + -9,38) / 2 + 11,10 = 6.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} = 6.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = 2.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = 3,6 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tEF} = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{tFG} = 2,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{tGH} = 6,41 \text{ kN.m}$$

### Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 6.66 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint}\max} = 9.38 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive}\max} = 2.22 \text{ kN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 7,42 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint}\max} = 5,34 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive}\max} = 5,30 \text{ kN.m} \end{array} \right. \\
 T_{\max} = 14,57 \text{ kN}
 \end{array}$$

## IV.6 Calcul du ferrailage :

### Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

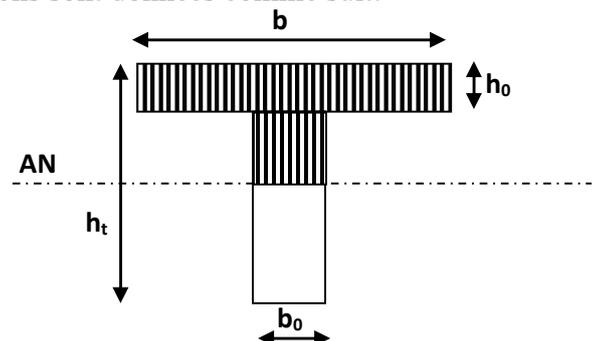
Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

Données :

Largeur de la poutrelle  $b = 65 \text{ cm}$ .

Largeur de la  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .



La hauteur de la section  $h_t=20$  cm.

La hauteur de la section  $h_0=4$  cm.

Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=18$  cm

Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400$  MPa

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25$  MPa

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  MPa.

Fissuration peu préjudiciable

#### IV.6.1 Plancher RDC :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 12,84 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 9.56 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 3.19 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 18.96 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 8.94 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 6.71 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2.24 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

##### IV.6.1.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

###### En travée (armatures inférieurs) :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment d'équilibre par la table «  $M_t$  »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\max} = 12,85 \text{ kN.m} < M_t = 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à  $M_{t\max} = 12,85 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{Mt_{\max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12.85 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0430 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0416 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.85 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

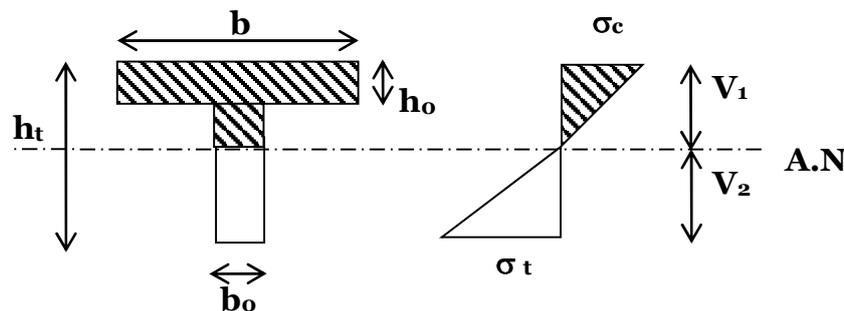
**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times ht \times V_2} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{bV_1^3 - (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$V_1 = ht - v_2$$

$$V_2 = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0)}$$



$V$  : c'est la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée

$$V_2 = \frac{65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2}) + 12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2})}{65 \times 4 + 12 \times (20 - 4)} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \times (4)^3 - (65 - 12) \times (6,25 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486,91}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{\text{scal}} = 2,09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$

Le choix: 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

- Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9,56 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,174 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,904$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,922 \cdot 18 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V_1} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486,91}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 1,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Le choix :  $.3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$ .

- Sur appuis de rive:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité (section en T<sub>e</sub>):

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,19 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0579 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0579 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,970$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,19 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 18 \cdot 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V_1} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486,91}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 0,65 \text{ cm} < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

Le choix :  $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

#### IV.6.1.2 Vérification des contraintes à L.E.S :

$M_{ser} = 11,27 \text{ kN.m}$

**-Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A'= 0 ; A= 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,36.(18-y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$Y_1 = 3,9\text{cm}$$

$$Y_2 = -4,99\text{cm}$$

4 cm  $\curvearrowright$  L'axe neutre tombe dans la nervure.  $y=3,90$  cm le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(3,9)^3 + 15.2,36.(18 - 3,9)^2 = 8323,12 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes:**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{8,94.10^3}{11239,46} \cdot 3,9 = 4,8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ .

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

**2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 18.96$  kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,96 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,87 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**-Les armatures transversales A<sub>t</sub>:**

D'après BAEL 99 (A-5-1.23) on a :

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \quad \text{en (mm)}$$

avec  $\phi_L$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

on adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16,20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

**La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

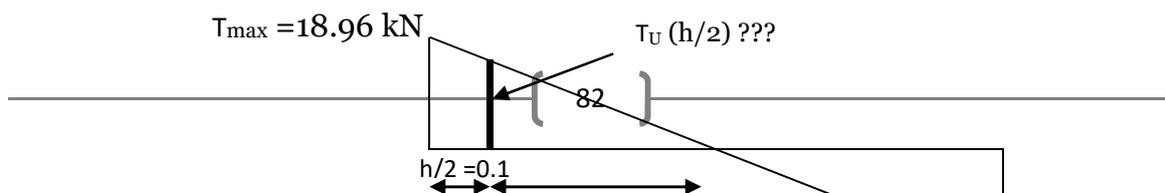
$$f_{ij} = \min(2,1 \text{ MPa} ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \sigma_s = 1,15$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d} \quad \text{D'où :}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u (h/2)$  par la méthode des triangles semblables :



**Figure IV-20** : méthode du triangle semblable.**Effort tranchant par la méthode des triangles semblables**

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X-(h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 3.50/2 + (9.56 - 3.91)/9,32 \cdot 3.70 = 2,03 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,03 - 0,1 = 1.93 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2) = 18.96 \cdot 1.93 / 2,03 = 18.02 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (18.02 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$(1) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,83 - 0,3,2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \dots\dots (*)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,83}{2} \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,41 \times b_0}{f_e} = \frac{0,41 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,020.15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \\ 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**-Espaceement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi L; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**-Espaceement dans la Zone courante:**

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 18.96 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{9,56}{0,9.18.10^{-2}} = 59.01 \text{ kN} > T_u = 18.96 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**-Compression de la bille d'about :**

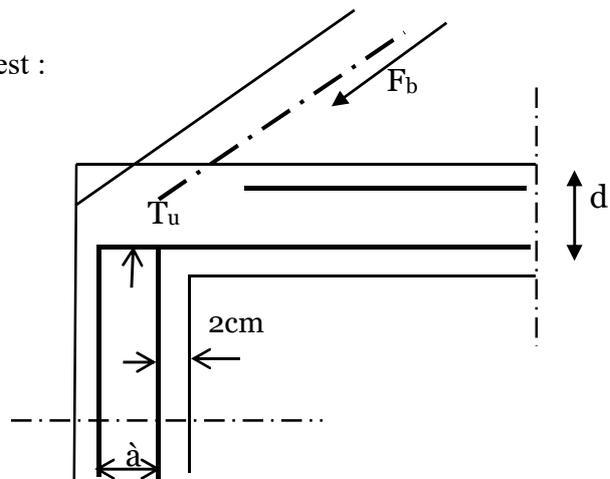
La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$



Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^0$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 18,96 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 2,37 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$a'$  : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

$c$  : la largeur de l'appui (poteau) = 50

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,37 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### Entraînement des armatures :

### Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

$T$ : l'effort tranchant max  $T = 18,96 \text{ kN}$

$n$  : nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = 18,96 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### -Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre  $\phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot 2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \phi \cdot f_e / 4\tau_s.$$

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1 cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,83 = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

**-Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} . \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{8,94}{15 \cdot 11,19} = 0,053 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,09}{12 \cdot 18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc ne fait pas le calcul de la flèche.

**Plancher RDC :**

**Tableau IV.10 :** Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).

	M <sub>max</sub>	M	B	Á(cm)	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	Choix
M t max	12.85	0.0430	0.978	0	2.09	0.36	3T10=2.36
Ma int	9.56	0.174	0.904	0	1.68	0.80	2T12=2,26
Ma rive	3.19	0.0579	0.970	0	0.53	0.80	2T10=1.57

**Plancher1er étage :**

**Tableau IV.11 :** Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).

	M <sub>max</sub>	M	B	Á(cm)	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	choix
M t max	8.81	0.029	0.985	0	1.42	0.36	3T10=2.36
Maint	7.06	0.128	0.931	0	1.21	0.80	2T10=1.57
Ma rive	2.35	0.042	0.979	0	0.38	0.80	2T10=1.57

**Plancher étages courant :**

**Tableau IV.12 :** Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).

	M <sub>max</sub>	M	B	Á(cm)	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	choix
M t max	7.218	0.024	0.988	0	1.17	0.36	3T10=2.36
Maint	5.046	0.092	0.952	0	0.84	0.80	2T10=1.57
Ma rive	2.018	0.036	0.982	0	0.32	0.80	2T10=1.57

**Plancher terrasse :**

**Tableau IV.13 :** Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).

	M <sub>max</sub>	M	B	Á(cm)	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	choix
Mt ma-x	6.66	0.0223	0.989	0	1.07	0.36	3T10=2.36
Maint	8.88	0.029	0.985	0	1.43	0.80	2T10=1.57
Ma rive	2.22	0.0074	0.996	0	0.35	0.80	2T10=1.57

#### IV.7. Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33 cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

#### Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_c \text{ (cm}^2/\text{ml) si } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_c \text{ (cm}^2/\text{ml) si } 50\text{cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$L = 0,65 \text{ m}$

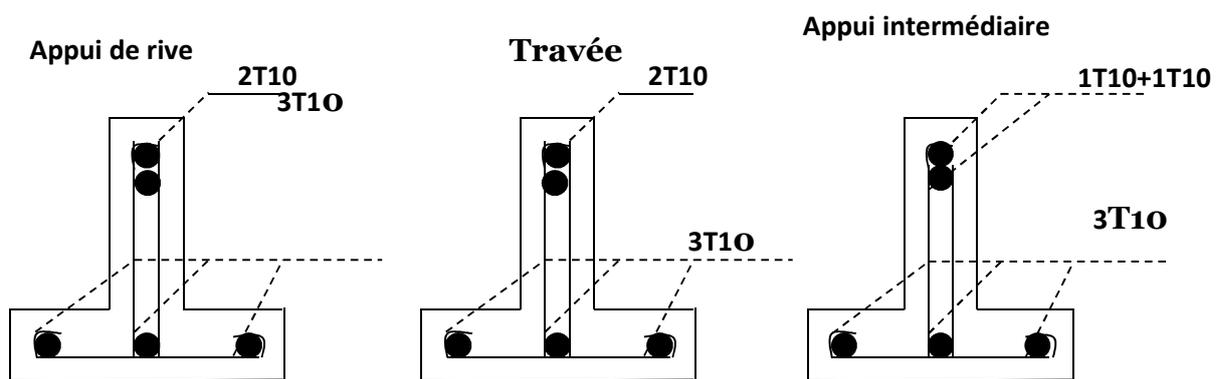
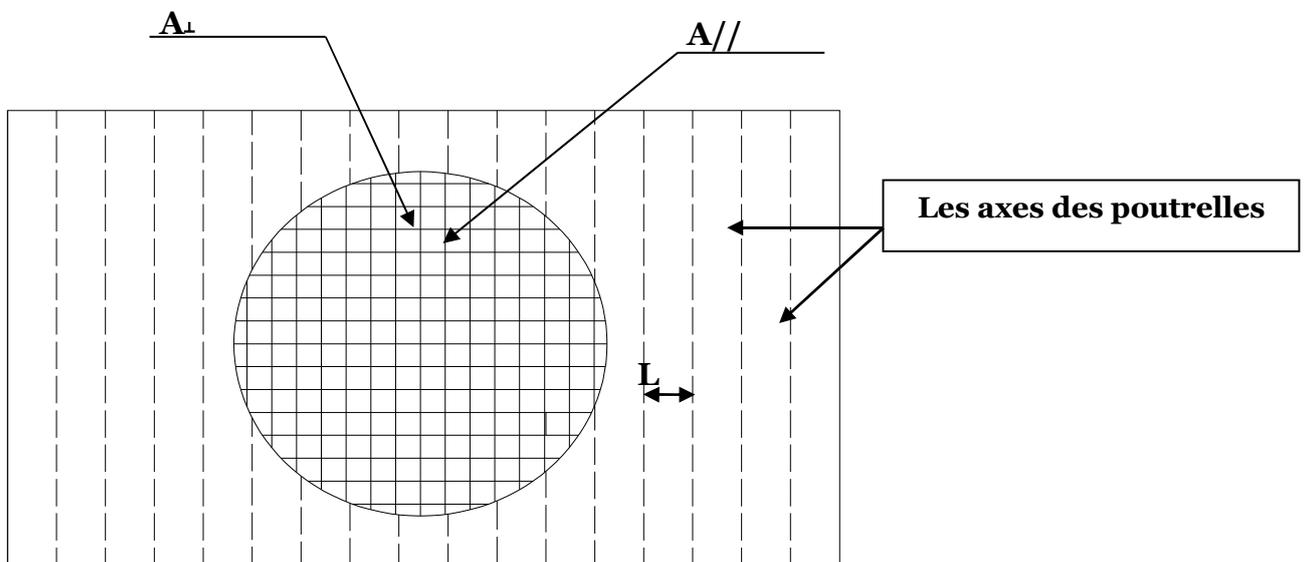
$F_c = 500 \text{ MPa}$

$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 500 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend  $A_{\perp} = 7 \phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

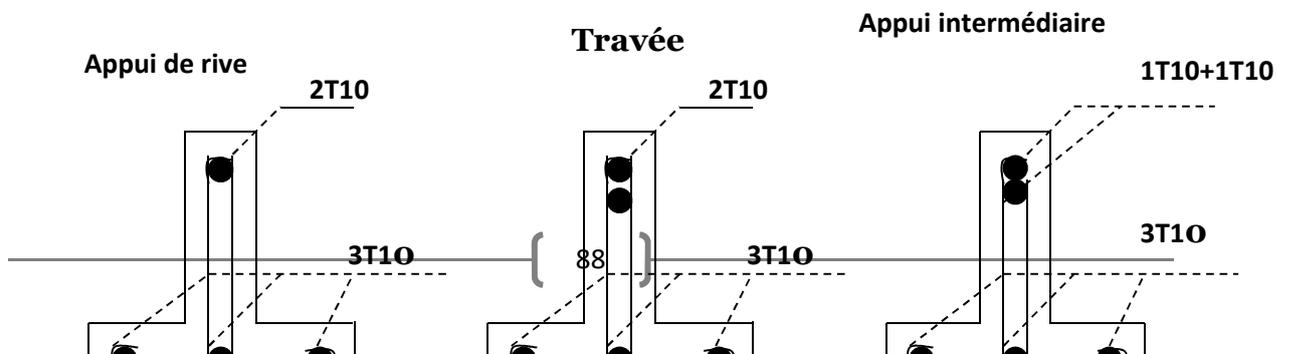
$A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on prend  $A_{//} = 7 \phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un quadrillage de section  $T_s \phi 5$  avec un espacement



Les poutrelles de RDC 1er au 7<sup>er</sup> étage

0







**Les poutrelles de TERRASSE**

**Figure-IV-21.** Ferrailage de la dalle de compression



---

# Chapitre V

---



## **V.1 introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## **V.2 Etude dynamique:**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000,ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14.0.0.

## **V.3 STRATEGIE ADOPTEE :**

Le bâtiment a étudié est un R+7 en zone I et donc le contreventement doit être assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon à rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité

## **V.4 Présentation du programme sap2000**

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

## **V.5 Méthode de calcul :**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

### V.5.1 Méthode statique équivalente:

#### - Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

### V.5.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

#### - Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## V.6 Détermination des paramètres du spectre de réponse:

Coefficient d'accélération A:

- Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya de Tiaret (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10**

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4.**

Facteur de qualité Q :

Q : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- 1-Conditions minimales sur les files de contreventement.
- 2-redondance en plan.
- 3-régularité en élévation.
- 4-régularité en plan
- 5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

Sens longitudinal :  $Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$ .

Sens transversal =  $1 + \Sigma Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$ .

$\eta$  Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \dots$$

Formule 4.3 : RPA 99 0,7  $\geq 0,7$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc :  $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,88$ .

Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,50. \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur =  $9,81 \text{ m/s}^2$

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone I: sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=4 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,1

Facteur de qualité  $Q=1,15$

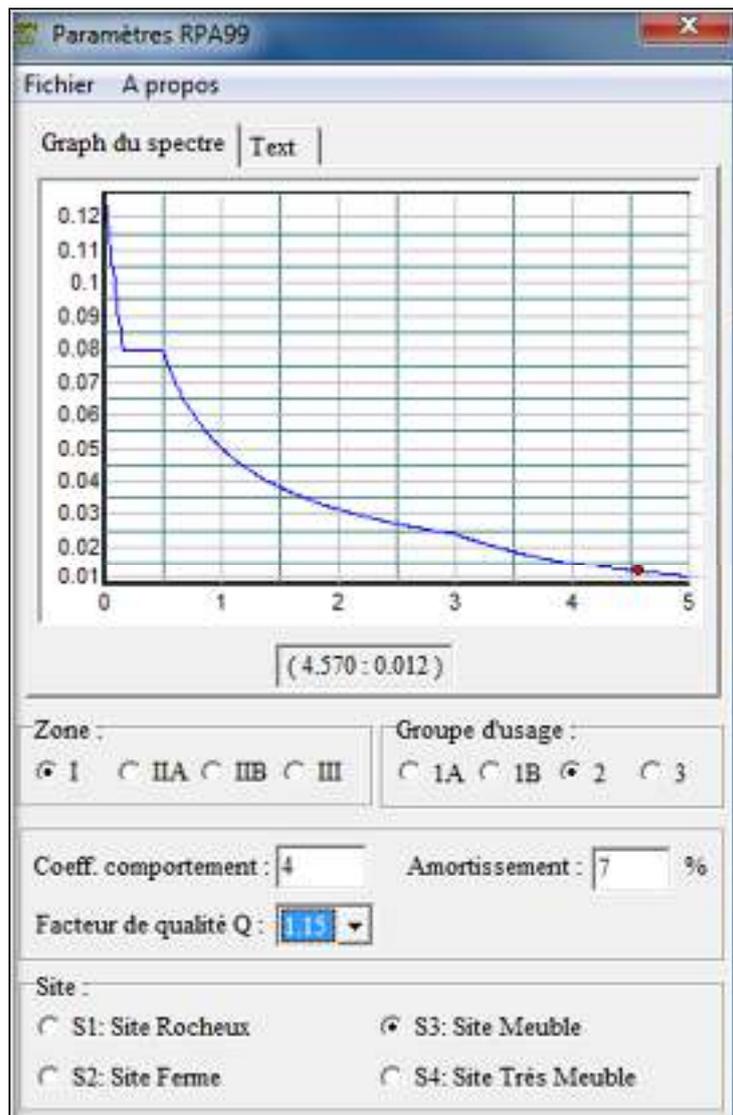


Figure V-1 : Diagramme de spectre de réponse

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

$h$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 30\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (30)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,64 \text{ s}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 25,9 \text{ m et } D_y = 19,3 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,09 * (30) / \sqrt{25,9} = 0,53 \text{ s}$$

$$T_3 = 0,09 * (30) / \sqrt{19,3} = 0,61 \text{ s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,53 \text{ s}$$

### Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,88 \cdot \left(\frac{0,5}{0,53}\right)^{2/3} = 2,1.$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,88 \cdot \left(\frac{0,5}{0,61}\right)^{2/3} = 1,92.$$

### V.7. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$W_T = \sum w_i \quad \text{Avec } W_i = W_{gi} + B w_{qi}$$

$W_{gi}$  : poids due aux charges permanente

$W_{qi}$  : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération ( d'après RPA99 ; B = 0,2 )  $\beta$

#### V.7.1 Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'o\grave{u}: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_M$  : inertie massique (t.m<sup>2</sup>)

$X_g$  et  $Y_g$  : coordonnées du centre de gravité de 5% de la longueur max

M:masse sismique qui égale au rapport  $W/g$

$X_G$  et  $Y_G$  : coordonnées de l'excentricité fictive

W : le poids de chaque niveau i

g : l'accélération de pesanteur 9,81

$$X_G = x_g + 0,05L_{\max}$$

$$Y_G = y_g + 0,05L_{\max}$$

S : surface du plancher

$I_{xg}$  : inertie du plancher suivant l'axe X

$I_{yg}$  : inertie du plancher suivant l'axe Y

Pour le calcul des poids, des masses et des inerties massiques des différents niveaux de la structure on a les tableaux suivants ci-dessous :

Plancher terrasse :

**Tableau V.1** : tableau des masses, des inerties massiques.

plancher terrasse							
Éléments	poids propre WGi		WGi	surcharge WQi	poids total du niveau	masse	Inertie massique
plancher	6.28x499.87	3139.18	5111.38	508.87	5213.154	531.412232	46201.85357
acrotère	1.69x90.4	152.78					
poutre p	3.375x154.4	521.11					
poutre s	2.625x155.4	407.92					
poteaux	6.885x0.5x48	165.24					
mur	2.76x2.61x0.8x0.5x38.6	111.22					
extérieur	2.76x2.71x0.8x0.5x51.8	154.98					
voiles	0.2x2.61x0.5x25x62.9	410.42					
escalier	13.48x3.6	48.53					
balcon							

Plancher courants :

**Tableau V.2** : tableau des masses, des inerties massiques.

étages courants							
Eléments	poids propre $W_{Gi}$		$W_{Gi}$	surcharge $W_{Qi}$	poids total du niveau	masse	Inertie massique
plancher	6.28x499.87	3139.18	5871.465	804.72	6032.409	614.924465	53462.54442
acrotère							
poutre p	3.375x154.4	521.11					
poutre s	2.625x155.4	407.92					
poteaux (30x30)	6.885x48	330.48					
mur extérieur	2.76x2.61x0.8x38.6	222.33					
	2.76x2.71x0.8x51.8	308.79					
voiles							
	0.2x2.61x25x62.9	820.845					
escalier	13.48x3.6	48.53					
balcon	5.92x5.51	32.61					
	5.51x7.2	39.67					

**Tableau V.3** : tableau des masses, des inerties massiques.

étages courants ( du 2eme au 5eme )							
Eléments	poids propre $W_{gi}$		$W_{gi}$	surcharge $W_{qi}$	poids total du niveau	masse	Inertie massique
plancher	6.28x499.87	3139.18	6128.505	804.72	6289.449	641.1263	55740.57504
acrotère							
poutre p	3.375x154.4	521.11					
poutre s	2.625x155.4	407.92					
poteaux (40x40)	12.24x48	587.52					
mur extérieur	2.76x2.61x0.8x38.6	222.33					
	2.76x2.71x0.8x51.8	308.79					
voiles							
	0.2x2.61x25x62.9	820.845					
escalier	13.48x3.6	48.53					
balcon	5.92x5.51	32.61					

	5.51x7.2	39.67					
--	----------	-------	--	--	--	--	--

Plancher 1<sup>er</sup> étage :

**Tableau V.4** : tableau des masses, des inerties massiques.

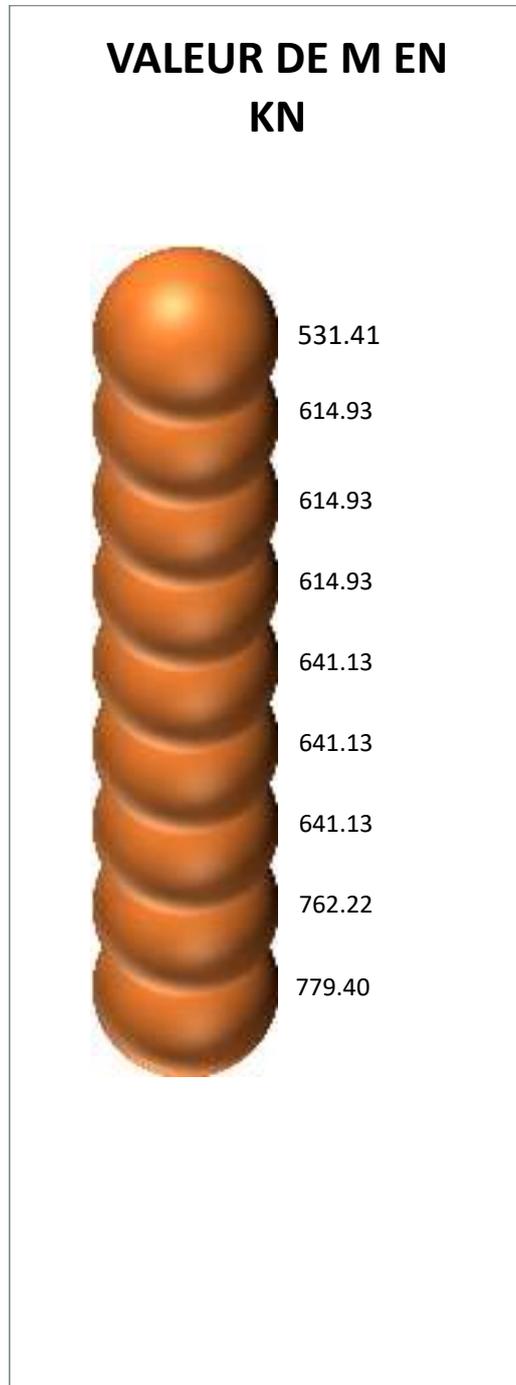
1er étage							
Eléments	poids propre WGi		WGi	surcharge WQi	poids total du niveau	masse	Inertie massique
plancher	6.28x499.87	3139.18	7216.45	1304.59	7477.368	762.21896	66268.57012
acrotère							
poutre p	3.375x154.4	521.11					
poutre s	2.625x155.4	407.92					
poteaux (50x50)	25x48	1200					
mur extérieur	2.76x3.55x0.8x38.6	302.56					
	2.76x3.65x0.8x51.8	408.39					
voiles	0.2x3.55x25x62.9	1116.48					
escalier	13.48x3.6	48.53					
balcon	5.92x5.51	32.61					
	5.51x7.2	39.67					

Plancher RDC :

**Tableau V.5** : tableau des masses, des inerties massiques.

RDC							
Eléments	poids propre WGi		WGi	surcharge WQi	poids total du niveau	masse	Inertie massique
plancher	6.28x499.87	3139.18	7144.17	2508.35	7645.84	779.392457	67761.66215
acrotère							
poutre p	3.375x154.4	521.11					
poutre s	2.625x155.4	407.92					
poteaux (50x50)	25x48	1200					
mur extérieur	2.76x3.55x0.8x38.6	302.56					
	2.76x3.65x0.8x51.8	408.39					
voiles	0.2x3.55x25x62.9	1116.48					
escalier	13.48x3.6	48.53					

<b>balcon</b>						
---------------	--	--	--	--	--	--



**V.7.2 Définition des combinaisons de charges :**

Les différentes actions appliquées à la structure pour la détermination des sollicitations sont combinées comme suit :

**Combinaison fondamentales :**

G+Q ELS

1.35G+1.5Q ELU

**Combinaison Accidentelles :**

G+Q±E

G+Q±1.2E

0.8 G±E

**Diaphragme :**

On suppose que chaque plancher de la structure est infiniment rigide, nous créons un diaphragme pour relier tous les nœuds du plancher et leurs nœuds maitres. Après la détermination des modes propres de la structure, l'analyse permet d'avoir les résultats suivants:

## V.8 Résultats de l'analyse élastique linéaire :

### V.8.1 Modes de vibration et périodes :

**Tableau V.6 :** les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du SAP200).

StepType	StepNum	Period
Text	Unitless	Sec
Mode	1	0.537958
Mode	2	0.498405
Mode	3	0.380767
Mode	4	0.126773
Mode	5	0.118861
Mode	6	0.091474
Mode	7	0.056462
Mode	8	0.053733
Mode	9	0.044565
Mode	10	0.044493
Mode	11	0.042381
Mode	12	0.042269

### V.8.2 Efforts tranchants à la base :

**Tableau V.7 :** les valeurs des Efforts tranchants à la base.

Output Case	Case Type	Step Type	Global FX	Global FY
Text	Text	Text	KN	KN

EX	LinRespSpec	Max	3057.658	0.002218
EY	LinRespSpec	Max	0.00243	3101.822

### V.9 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 4.

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs dans les deux sens (X) et (Y) :

**Tableau V.8** : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Sens X-X					
Niveaux	H(mm)	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	observations(mm)
7	3.06	3.473	13.892	2.505	C.v
6	3.06	2.846	11.38	2.484	C.v
5	3.06	2.225	8.9	2.392	C.v
4	3.06	1.627	6.508	2.2	C.v
3	3.06	1.077	4.308	2.408	C.v
2	3.06	0.475	1.9	1.62	C.v
1	4	0.07	0.28	0.28	C.v
RDC	4	0	0	0	C.v

Sens Y-Y					
Niveaux	H	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	observations(mm)
7	3.06	2.956	11.82	2.46	C.v
6	3.06	2.341	9.364	2.32	C.v
5	3.06	1.761	7.044	2.128	C.v
4	3.06	1.229	4.916	1.844	C.v
3	3.06	0.768	3.072	1.868	C.v
2	3.06	0.301	1.204	1.204	C.v
1	4	0.023	0.092	0.092	C.v
RDC	4	0	0	0	C.v

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage  $1,0\% h_e = 0,0306$ ; donc la condition est vérifiée.



---

# *Chapitre VI*

---



## VI.1 Etude sous charges verticales et horizontales :

### VI.1.1 Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 ce qui nous a permis de calculer les portiques.

### VI.1.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

Genres	poutres	poteaux
<b>Sollicitations du 1ER genre BAEL91</b>	$1,35G+1,5Q$	$1,35G+1,5Q$
<b>Sollicitations du 2eme genre RPA99/2003</b>	$0,8G\pm E$	$G + Q \pm 1,2 E$
	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$

Avec :

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**E** : Effort sismique.

Sachant que pour les poteaux :

- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison  $(0.8G \pm E)$  donne un effort normal minimum et un moment

- correspondant ( $N_{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

Sachant que pour les poteaux :

- La combinaison ( $G + Q \pm E$ ) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ( $0.8G \pm E$ ) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

### Le chargement :

Pour la détermination du chargement des portiques, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre sans prendre en considération le poids propre des poutres et des voiles ; parce que le SAP va prendre en considération.

**Tableau VI.1** : représente les charges au plancher terrasse.

PLANCHER TERRASSE							
	Travées			section m <sup>2</sup>	charge	G <sub>tot</sub> KN/m	Q KN/m
	Axes	Portées	éléments				
sens longitudinal	A et H	3,7/2=1,85	acrotère	0.0675	1.69	16.68	1x1.85=1.85
			terrasse	/	6.28*1.85=11.61		
			poutre .p	0.3x0.45	3.375		
	B,C,D,E,F,G	3,7	Terrasse	/	6.28*1.3.7=23.23	26.61	1x3.7=3.7
			poutre .p	0.3x0.45	3.375		
sens transversal	1et6	3.7/2=1.85	acrotère	0.0675	1.69	4.01	/
			Poutre s	0.3x0.35	2.625		
	2et5	3.7	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/
	3et4	3.7/2+4.5+2=4.1	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/

**Tableau VI.2** représente les charges au 1<sup>er</sup> étage:

étage courant							
	Travées			section	charge	G <sub>tot</sub>	Q KN/M
	axes	portées	éléments				
Sens longitudinal	A et H	3,7/2=1,85	plancher	/	5.06*1.85=9.36	19.93	1.5x1.85=2.78
			poutre p	0.3*0.45	3.375		
			mur	H=3.06- ur .61	2.76*2.71=2.7		
	B,	3,7	plancher	/	5.06*3.7=18.72	22.09	1,5x3.7=5,55
			poutre .p	0.3x0.45	3.375		
sens transversal	1et6	3.7/2=1.85	mur	H=3.06- ur .71	2.76*2.71=7.48	10.1	/
			Poutre s	0.3x0.35	2.625		
	2et5	3.7	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/
	3et4	3.7/2+4.5+2=4.1	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/

**Tableau VI.3** : représente les charges au 1<sup>er</sup> étage

1er étage							
	Travées			section	charge	G <sub>tot</sub>	Q KN/M
	axes	portées	éléments				
sens longitudinal	A et H	3,7/2=1,85	plancher	/	5.06*1.85=9.36	22.53	2.5x1.85=4.62
			poutre p	0.3*0.45	3.375		
			mur	H=4- ur .55	3.55*2.76=9.80		
	B,C,D,E,F,G	3,7	plancher	/	5.06*3.7=18.72	22.09	2.5x3.7=9.25
			poutre .p	0.3x0.45	3.375		
sens transversal	1et6	3.7/2=1.85	mur	H=4- ur .65	3.65*2.76=10.07	12.69	/
			Poutre s	0.3x0.35	2.625		
	2et5	3.7	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/
	3et4	3.7/2+4.5+2=4.1	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/

**Tableau VI.4** : représente les charges au plancher RDC

RDC							
	Travées			section	charge	G <sub>tot</sub>	Q KN/M
	axes	portées	éléments				
sens longitudinal	A et H	3,7/2=1,85	plancher	/	5.06*1.85=9.36	22.53	5x1.85=2.78
			poutre p	0.3*0.45	3.375		
			mur	H=4- ur .55	3.55*2.76=9.80		
	B,C,D,E,F,G	3,7	plancher	/	5.06*3.7=18.72	22.09	5x3.7=18.5
			poutre .p	0.3x0.45	3.375		
sens transversal	1et6	3.7/2=1.85	mur	H=4- ur .65	3.65*2.76=10.07	12.69	/
			Poutre s	0.3x0.35	2.625		
	2et5	3.7	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/
	3et4	3.7/2+4.5+2=4.1	Poutre s	0.3x0.35	2.625	2.625	/

## VI.2 Ferrailage des poutres :

### Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre.

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right.$

- Si  $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .
- Si  $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s$ ,  $\gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

Pour les autres cas :  $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

### Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\% b h_t$ .
- Section d'armature maximale:  $A_{\max 1} = 4\% b h_t$ . (Zone courante)
- $A_{\max 2} = 6\% b h_t$ . (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone I et II

#### 1) Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

##### 1.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	35	5.25
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	30	35	42
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	30	35	63

#### -Sens transversal : « poutre principale » :

##### 2.1) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	30	45	6.75
$A_{\max1} = 4\%b.h_t$	30	45	54
$A_{\max2} = 6\% b.h_t$	30	45	81

### Exemple de calcul :

Poutre de rive :(R.D.C.).

- **En appuis :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 75.05 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 80.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,93 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p2})$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30$  cm.
- Hauteur de la section  $h_t=45$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9xh_t = 40,50$  cm.
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400$  Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25$  Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau VI.5 :** représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C

Moment ultime $M_u$	$M_u$ (KN.m)	80,39KN.m	$\mu=0,115 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,115	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,1546	
Coefficient $\beta$	$\beta = 1-0,4 \alpha$	0,938	
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,08 cm <sup>2</sup>	

• **En travée :**

$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1}=36.97KN.m$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2}=28.64 KN.m$

$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1.29 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(S_{p1})$

**Tableau VI.6 :** représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C

Moment ultime $M_u$	$M_a$	36,97 KN.m	$\mu=0,053 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(bxd^2xf_{bc})$	0,053	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,0694	
Coefficient $\beta$	$\beta = 1-0,4 \alpha$	0,972	
Section d'aciers $A_s$	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2.69 cm <sup>2</sup>	

**Les vérifications :**

-Sens transversal : « poutre principale»

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,5\%b.h_t = (0,5 \times 30 \times 45) / 100 = 6,75 \text{ cm}^2$  (sur toute la section)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 102.25 \times 10 / (30 \times 40.5) = 0,84 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,84 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 14) \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

### Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (11,25 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

Zone courante:  $S_t \leq h/2$ .

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$$

Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

Zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,84}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,165 \times b}{f_e} = \frac{0,42 \times 30}{235} = 0,053 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,795 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 102,25 \text{ KN} \quad ; \quad M_{app} = 80,39 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 80,39 / (0,9 \times 45 \times 10^{-2}) = 220,54 \text{ KN} > 102,25 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases} \\ d'où: \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 102,25 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,051 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 26 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \overline{\tau_{\text{user}}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 5,20 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 102,25 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 1,06 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{\text{user}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,06 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{\text{user}}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \phi f_e / 4 \tau_s$

Avec  $\phi$  : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \Phi l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

**Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,13 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,51 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

40  $\phi$  en zone I

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser}=23.36 \text{ t.m} \quad A=7,7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2+n.A (d-y)=0 \Leftrightarrow 15y^2+115,5y-4677,75=0 \Rightarrow y=13,38 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2=108903,0679 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{23.36 \times 10^3}{108903.0679} \times 13,38 = 2.87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$M_{\max}=36.97 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (44.62+21.28) \times (4,50)^2/8 = 166.05 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,1 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,1 > 0,07 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

**Tableau VI.7** : tableau récapitulatifs des ferraillements des poutres (RDC).

RDC	Sections	M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>	A <sub>smi</sub>	A <sub>S</sub> cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	A <sub>S</sub> adoptées cm <sup>2</sup> /m
Rive							
poutres principales (30x45)	Appuis	75.05	80.39	6,75	6.08	3T14+2T12	6,88
	Travée	36.97	28.64	6,75	2.69	3T14+2T12	6,88
Intermédiaire							
poutres principales (30x45)	Appuis	97.6	80.9	6,75	7.49	3T16+2T12	8,29
	Travée	48.79	35.13	6,75	3.59	3T14+2T12	6,88
Rive							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	20.65	18.59	5,25	1.73	5T12	5,65
	Travée	10.04	7.8	5,25	0.92	5T12	5,65
Intermédiaire							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	51.09	37.68	5,25	4.98	5T12	5,65
	Travée	25.78	18.89	5,25	2.42	5T12	5,65

**Tableau VI.8** : tableau récapitulatifs des ferraillements des poutres (1<sup>er</sup> étage).

1er étage	Sections	M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>	A <sub>Smin</sub>	A <sub>S</sub> cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	A <sub>S</sub> adoptées cm <sup>2</sup> /m
Rive							
poutres principales (30x45)	Appuis	89.32	78.85	6,75	5.95	3T14+2T12	6,88
	Travée	48.65	36.36	6,75	3.58	3T14+2T12	6,88
Intermédiaire							
poutres principales (30x45)	Appuis	75.05	80.39	6,75	6.08	3T14+2T12	6,88
	Travée	36.97	28.64	6,75	2.69	3T14+2T12	6,88
Rive							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	43.39	35.9	5,25	4.18	5T12	5,65
	Travée	21.98	16.15	5,25	2.06	5T12	5,65
Intermédiaire							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	48.21	48.19	5,25	4.68	5T12	5,65
	Travée	26.08	16.88	5,25	2.45	5T12	5,65

**Tableau VI.9** : tableau récapitulatifs des ferrillages des poutres (étage courants).

planchers courants	Sections	M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>	A <sub>Smin</sub>	A <sub>S</sub> cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	A <sub>S</sub> adoptées cm <sup>2</sup> /m
Rive							
poutres principales (30x45)	Appuis	84.4	103.73	6,75	8	3T16+2T12	8.29
	Travée	60.6	44.8	6,75	4.5	3T14+2T12	6.88
Intermédiaire							
poutres principales (30x45)	Appuis	91.82	104.38	6,75	8.06	3T16+2T12	8.29
	Travée	36.97	35.19	6,75	2.56	3T14+2T12	6.88
Rive							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	41.39	56.39	5,25	5.54	5T12	5,65
	Travée	20.68	24.16	5,25	2.27	5T12	5,65
Intermédiaire							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	43.61	54.61	5,25	5.35	5T12	5,65
	Travée	28.5	39.09	5,25	3.74	5T12	5,65

**Tableau VI.10** : tableau récapitulatifs du ferrillages des poutres (étage terrasse)

PLANCHER TERASSE	Sections	M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>S</sub> cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	A <sub>S</sub> adoptées cm <sup>2</sup> /m
Rive							
poutres principales (30x45)	Appuis	83.26	96.03	6,75	7.36	3T16+2T12	8.29
	Travée	41.91	31.5	6,75	3.06	3T14+2T12	6,88
Intermédiaire							
poutres principales (30x45)	Appuis	93.26	102.82	6,75	7.93	3T16+2T12	8.29
	Travée	43.73	34.93	6,75	3.2	3T14+2T12	6,88
Rive							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	34.35	49.6	5,25	4.82	5T12	5,65
	Travée	10.11	18.11	5,25	1.68	5T12	5,65
Intermédiaire							
poutres secondaires (30x35)	Appuis	41.95	50.13	5,25	4.88	5T12	5,65
	Travée	26.2	33	5,25	3.13	5T12	5,65

**VII-3)-Ferrailage des poteaux :****Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6

Combinaisons suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

### Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

**Le tableau VI.11:** le tableau suivant donne les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Type de poteaux	Type 1 (50x50)	Type 2 (40x40)	Type 3 (30x30)
$A_{min}=0.7\% \times S [cm^2]$	17.5	11.2	6.3
$A_{max1}=4\% \times S [cm^2]$	100	64	36
$A_{max2}=6\% \times S [cm^2]$	150	96	64

**Les résultats suivant le SAP :**

**Tableaux VI.12 :** Ces 3 tableaux représentent des sollicitations des balcons

Poteaux (30x30)		Sollicitations		A cal
		N	M	
1er Genre	Nmin	9.263		0
	Mc		0.1168	
2ème Genre	Nmin	7.197		0.03
	Mc		1.3594	
1er Genre	Nmin	505.137		0
	Mc		5.68	
2ème Genre	Nmin	393.85		0
	Mc		14.54	
1er Genre	Nc	281.48		0
	Mmax		26.23	
2eme Genre	Nc	97.96		2.68
	Mmax		40.31	

Poteaux (40x40)		sollicitations		A cal
		N	M	
1er Genre	Nmin	172.027		0
	Mc		0.2375	
2ème Genre	Nmin	130.89		0
	Mc		4.585	
1er Genre	Nmin	1026.38		0
	Mc		8.7	
2ème Genre	Nmin	835.63		0
	Mc		42.92	
1er Genre	Nc	625.14		0
	Mmax		43.25	
2eme Genre	Nc	521.43		0
	Mmax		73.07	

Poteaux (50x50)		sollicitations		A cal
		N	M	
1er Genre	Nmin	297.58		0
	Mc		23.93	
2ème Genre	Nmin	380.66		0
	Mc		4.91	
1er Genre	Nmin	1734.602		0
	Mc		6.14	
2ème Genre	Nmin	1375.613		0
	Mc		3.49	
1er Genre	Nc	1181.082		0
	Mmax		33.77	
2eme Genre	Nc	972.48		0
	Mmax		57.35	

### Exemple de calcul :

Poteau de rive (RDC): section (50x50) cm<sup>2</sup>

Données :

- Largeur du poteau  $b = 50$  cm.
- hauteur de la section  $h_t = 50$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = h_t - c = 47,5$  cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

-Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :

- (a)  $N_{\max} = 1734.60$  KN  $M_{\text{corresp}} = 6.1361$  KN.m

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0035$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1734.60 \left( 0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,0035 \right) = 384.21 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1734.60 < 2869.42 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 399.2 \text{ KN.m} < 384.21 \text{ KN.m} \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ )

- (b)-  $N_{\min} = 297.52 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corresp}} = 2.393 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.00804$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 297.52 (0,475 - 0,50/2 + 0.00804) = 64.56 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 297.52 \text{ KN} < 2869.42 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 64.56 \text{ KN.m} < 134.92 \text{ KN.m} \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ )

- (c)  $M_{\max} = 33.77 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{corresp}} = 1181.082 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,028$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1181.082 (0,475 - 0,50/2 + 0,028) = 298.81 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1181.082 \text{ KN} < 2869.42 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 298.81 \text{ KN.m} < 459.81 \text{ KN.m} \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ )

**- Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

- (a)  $N_{\min}=380.66 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corresp}} = 4.913 \text{ KN.m}$

**Détermination le centre de pression :**

$$e=M/N=0,012$$

$$M_u=N_u(d-\frac{ht}{2}+e)=380.66(0,475-0,50/2+0,012)=90.21 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 380.66 \text{ KN} < 2869.42 \text{ KN} \dots \text{condition Vérifiée} \\ M_u = 90.21 \text{ KN.m} < 359.32 \text{ KN.m} \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ )

- (b)  $N_{\min}=1375.61 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corresp}} = 3.49 \text{ KN.m}$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,0025$$

$$M_u=N_u (d-\frac{ht}{2}+e)=1375.61 (0,475-0,5/2+0,0025) = 312.92 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1375.61 \text{ KN} < 2689.4 \text{ KN} \dots \text{condition Vérifiée} \\ M_u = 312.95 \text{ KN.m} < 516.13 \text{ KN.m} \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5=A'_5=0$ )

- (c)  $M_{\max} = 57.35 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{corresp}} = 972.48 \text{ KN}$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,058$$

$$M_u = N_u (d-\frac{ht}{2}+e) = 972.48 (0,475-0,50/2+0,058) = 275.21 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 972,48 \text{ KN} < 2869,42 \text{ KN} \dots \text{condition. Vérifiée} \\ M_u = 275,21 \text{ KN.m} > 393,31 \text{ KN.m. Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 17,50) = 17,50 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.13** : Tableau de ferrailage des poteaux :

Pot	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>MIN</sub>	S <sub>ad</sub>	A <sub>ad</sub>
30x30	0	0	6.3	4T14+4T12	7.17
40x40	0	0	11.2	4T14+4T14	12.31
50x50	0	0	17.5	4T16+4T20	20.61

**Les vérifications :**

**a-Vérification de la contrainte de cisaillement** : « le poteau le plus sollicité (50x50) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 29,3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 29,3 \times 10 / (50 \times 47,5) = 0,13 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

**b- Calcul des armatures transversales :**

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

-  $V_u$  : Effort tranchant de calcul

-  $h_1$  : hauteur totale de la section brute

-  $f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-  $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

-  $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

### b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$  ; Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- En zone courante :  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$  ; Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### b.2- Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

SOUS-SOL

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3 / 0,50 = 4,2$$

$$\lambda_g = 4,2 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 293 \cdot 10}{50 \cdot 235} = 1,40 \text{ cm}^2$$

RDC+1<sup>ER</sup> ETAGE

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4 / 0,50 = 5,6$$

$$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15.2,5.293 \times 10}{50.235} = 0.93 \text{ cm}^2$$

### c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4.76 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055.10.50 = 2.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055.15.50 = 4,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0033.10.50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0033.15.50 = 2.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 6\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

### d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,28 \text{ cm}^2 < 4,12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### e- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(300/6; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(400/6; 50; 50; 60) = 66.66 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessin descriptif du ferrailage des poteaux :

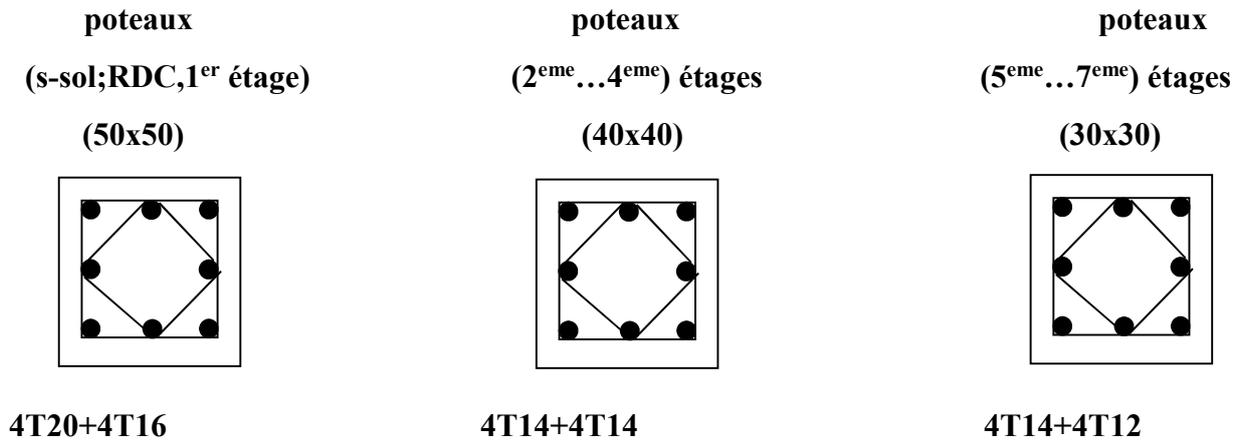
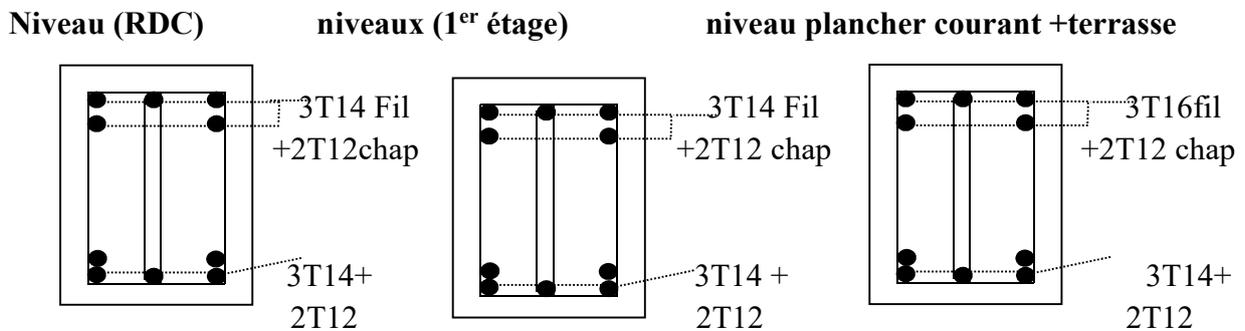
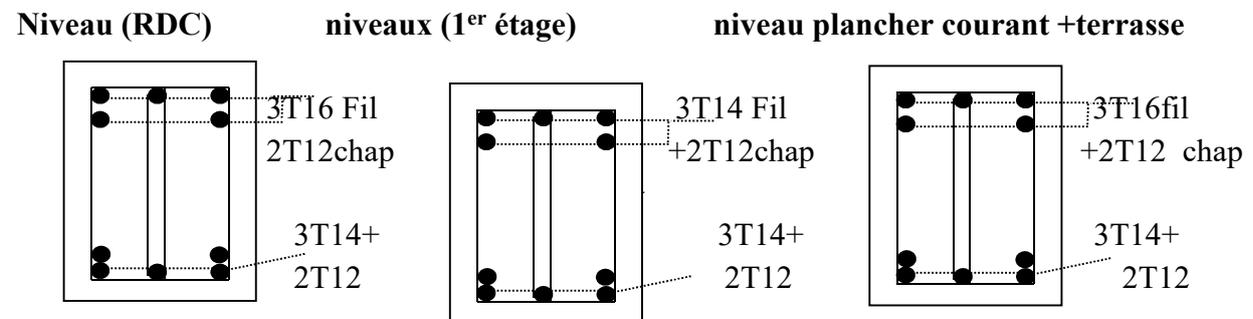


Figure VI.1: Dessin de ferrailages des sections des poteaux

**Poutre principale (35x40) cm<sup>2</sup>**

Poutre intermédiaire



Poutre de rive

**Poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>**

Poutre

Tous les niveaux

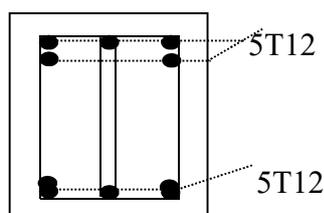


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.



---

# *Chapitre VII*

---



## VII.1 ETUDE DES VOILES

### VII.1.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

### VII.1.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**2) principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton)
- 2)  $0,8G + E$  (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

**VII.1.2 La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**1) Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

**2) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

**3) Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

## VII.2 ferrailage des voiles :

### Exemple de calcul :

#### VII.2.1 voile de rive :

$$A = 1,34 \text{ m}^2$$

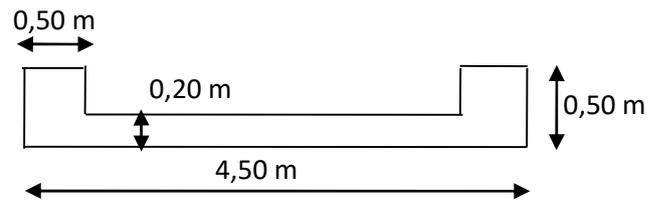
$$I = 1,23 \text{ m}^4$$

$$V = 2,1 \text{ m}$$

$$N = 890,17 \text{ KN}$$

$$M = 16,16 \text{ KN.m}$$

$$T = 8,4 \text{ KN}$$



#### VII.2.2 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{890,7 \cdot 10^{-2}}{1,34} + \frac{16,16 \times 2,1 \cdot 10^{-2}}{1,23} = 6,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{890,7 \cdot 10^{-2}}{1,34} - \frac{16,16 \times 2,1 \cdot 10^{-2}}{1,23} = 6,31 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

#### 1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Le diamètre :**  $D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

### L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc :  $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### 2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

### 3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins; on prend donc  $4\phi 6 \text{ par m}^2$ .

**-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par :  $\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l} = \frac{8,4 \cdot 1,4}{0,20 \cdot 3,7} = 0,15 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,15 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

### VII.2.3 Disposition des armatures :

#### VII.2.3.1 armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a  $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$  .....vérifiée

$$L=330 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 33 \text{ cm}$$

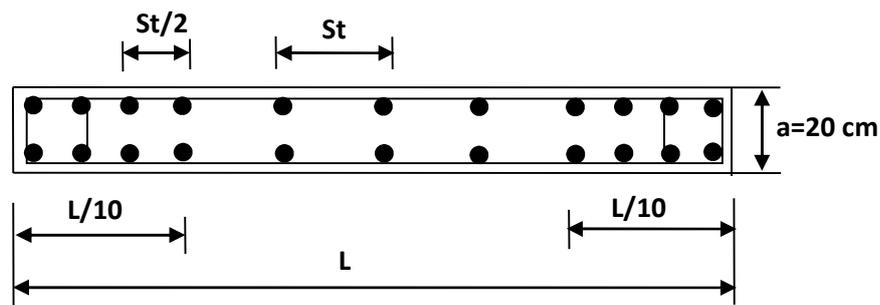


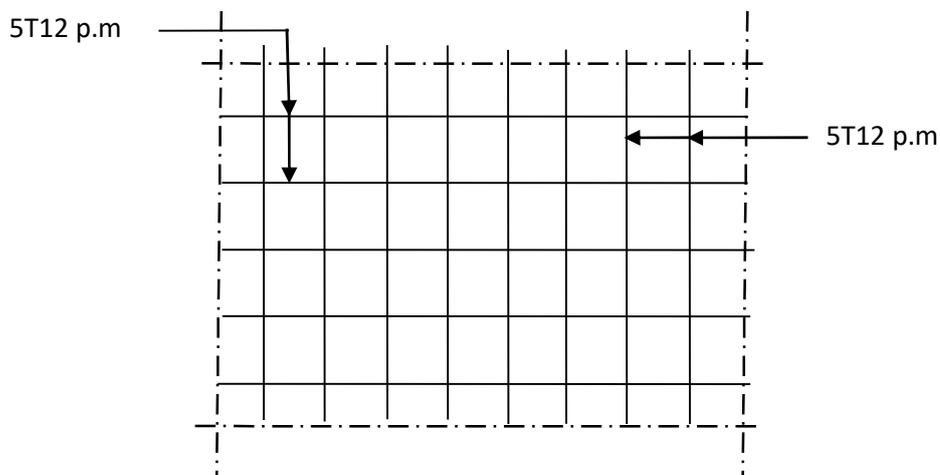
Figure VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VII.2.3.2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$



**Figure VII-2 :** Disposition du ferrailage du voile.

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### VII.2.3.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



---

# *Chapitre IIX*

---



## IIX.1 Calcul du voile pour sous-sol :

### IIX.1.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

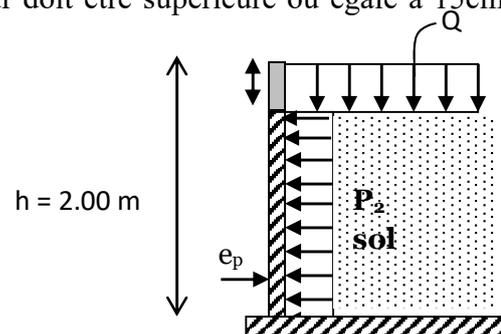
- Q : surcharge d'exploitation  $Q = 1,5\text{KN/m}^2$ .
- $\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- $K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

### IIX.1.2 le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm. On adopte :  $e_p = 20\text{cm}$ .



**IIX.1.3 Calcul des charges :****a- Poussée des terres :**

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec: } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17,3 = 13,8 \text{ KN/ml}$$

**b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 1,5 \cdot 3 = 1,22 \text{ KN/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $K'_a \cdot q$ , et la résultante  $P_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

**C - La charge pondérée :**

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 13,8 + 1,5 \times 1,22 = 20,47 \text{ KN/ml.}$$

**IIX.1.4 Calcul du ferrailage :**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,7 - 0,50 = 3,2 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,5 - 0,5 = 4 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{4} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0561 \cdot 20,47 \cdot (3,20)^2 = 10,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,5959 \cdot 10,33 = 6,16 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 5.23 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 8.78 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,78 \cdot 10^3}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,0191 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0 \quad \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.78 \cdot 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$M_{tx} = 5.23 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,23 \cdot 10^3}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,011 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,23 \cdot 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \text{ min}} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL.}$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \text{ min}} = 8h_o = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL.}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\text{min R.P.A2003}}, A_{\text{min B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,83; 2,00; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5.65cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20cm.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à:  $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 0,83 \left( \frac{3-0,8}{2} \right) = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{2,15; 2,00; 1,8\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de  $5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et un espacement de 20cm.

### IIX.1.5 Les vérifications :

#### Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 20,47 \cdot \frac{3,00}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 21,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{21,93 \cdot 10^3}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,12 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,20 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,20 \cdot 25 / 1,5 = 0,66 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,66 > \tau_u = 0,12 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 13,8 + 1,22 = 15,02 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,0628 \times 15,02 \times 3 = 2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,7111 \times 2,83 = 2,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_{\text{ox}} = 0,85 \times 2,83 = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 M_{\text{oy}} = 0,85 \times 2,01 = 1,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 2,40 \text{KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.18} = 0,218.$$

Sens x : abaque  $\rightarrow k = 51,67 ; \beta = 0,925.$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{2,40.10^3}{0,925.18.393} = 37,25 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right). (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 37,25 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$ .....condition vérifiée..

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{37,25}{51,67} = 0,72 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 0,72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ .....condition vérifiée.

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Sens-y :

$$M_{ser} = 1,7 \text{KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

d'ou  $k = 51,67 ; \beta = 0,925.$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{1,70.10^3}{0,925.18.393} = 25,98 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$\tau_s = 25,98 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\bar{\tau}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{25,98}{51,67} = 0,47 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 0,47 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ .....condition vérifiée

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec  $5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  chacune et avec un espacement  $S_t=20\text{cm}$

## IIX.2 Calcul des fondations :

### IIX.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre le terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U  $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

### IIX.2.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5 bars ,

Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général

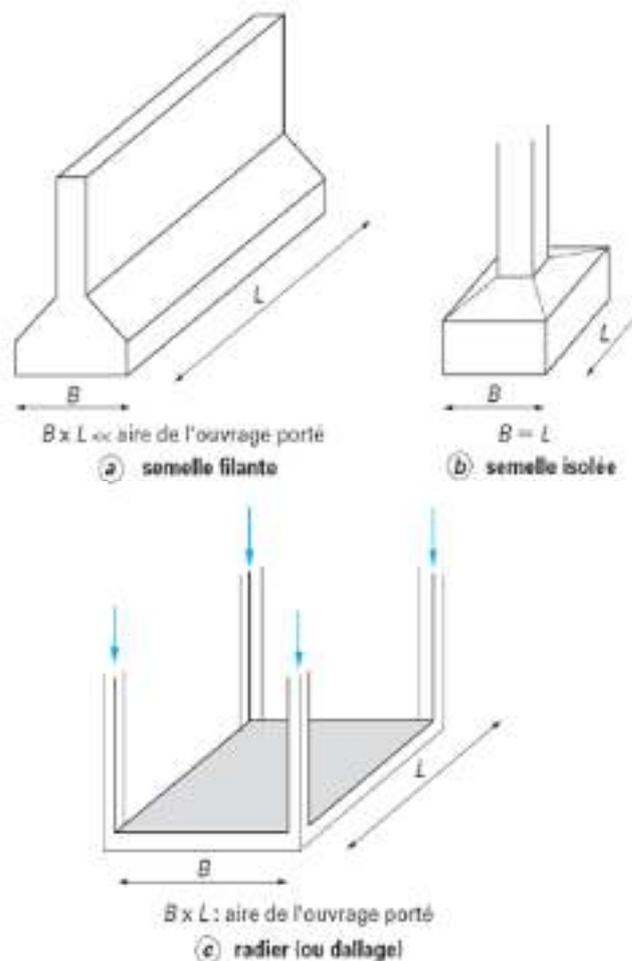


Figure IIX.1 : les types des fondations.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50 \%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :  $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :  $N = G_T + Q_T$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment :  $499,87 \text{ m}^2$
  - Surface totale de la semelle :  $469,57 \text{ m}^2$
- $S_s / S_b = 0,93 > 0.5$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles .

En effet , cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

### **IIX.2.3 Définition :**

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervurées et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

#### **-Calcul du radier :**

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

#### **IIX.2.3.1 Pré dimensionnement du radier :**

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 42007,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 9150,11 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 70435,79 \text{ KN.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 51157,96 \text{ KN.}$$

**-Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 51157,96 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 51157,96 / 150 = 341,05 \text{ m}^2.$$

**IIX.2.3.2- Calcul de l'épaisseur du radier :**

Calcul du débordement :

L'emprise totale nécessaire est de : 377.17 m<sup>2</sup>

$$S_{\text{bat}} = 499.87 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 341.05 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D * 2 * (L_x + L_y)$$

$S'$  : la surface final du radier.

$S$  : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx: longueur en plan (25.9m)

Ly: largeur en plan (19.30 m)

### IIX.2.3.2.1 Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm})$ . Où:  $hr = 70\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35; 30 \text{ cm})$ .

On prend  $D = 0.5 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 499.87 + 0.5 \times 2(25.9 + 19.3) = 545.07\text{m}$$

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1<sup>ère</sup> condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}$$

$V_u$  : Effort tranchant ultime :  $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 4,5 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 70435,79 / 545.07 = 129.22 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml:  $Q_u = 129,22 \cdot 1\text{ml} = 129.22 \text{ KN/ml}$ .

$$V_u = 129.22 \times 4,5 / 2 = 290,75 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{290.75 \times 10^{-1}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.1938\text{m} = 19,38\text{cm}$$

2<sup>ème</sup> condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4,5\text{m}$$

$$18\text{cm} \leq d \leq 22,5 \text{ cm}$$

$h = d + c = 22,5 + 5 = 27,5\text{cm}$  ; on prend :  $h = 35\text{cm}$  ;  $d = 30\text{cm}$

**IIX.2.3.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 50\text{cm} \leq h \leq 75 \text{ cm} .$$

On prend :  $d=63 \text{ cm}$  ;  $h = 70\text{cm}$  ;  $b = 45 \text{ cm}$ .

**IIX.2.3.4 Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[0,35 \times 545,07 + 0,70 \times 0,45 \times 323] = 7312,98 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 7312,98 + 51157,96 = 58470,84 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{584710,84}{545,07} = 107,27 \text{ KN} / \text{m}^2 = 10,727 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Inerties du radier :**

$$I_{\text{XG}} = 14575,41 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 24243,48 \text{ m}^4$$

**La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :  $I$  : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,7)^3 / 12 = 0,0128 \text{ cm}^4$ .

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ .

$b$  : largeur de la poutre  $b=0,45\text{m}$ .

$K$  : coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ KN/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0128}{500 \times 0,45}} = 5,2\text{m}$$

$$L_{\max} = 4,5\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,16\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

### IIX.3 VERIFICATION DIVERS :

Vérification de l'effet de surpression :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$Nu \geq$$

#### IIX.3.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = 107,27 \text{ KN/m}^2$$

#### Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 25 \times 35 = 8,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{rad} = 107,27 - 8,75 = 98,52 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 98,52 \text{ KN/m}^2.$$

#### IIX.3.2 Ferrailage du radier :

#### IIX.3.3 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

**Les moments sont donnés par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,4M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si:  $\alpha = l_x/L_y < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

**Exemple de calcul :**

$$\alpha = l_x/L_y = 3,2/4 = 0,8 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,80 \Rightarrow \mu_x = 0,0561 ; \mu_y = 0,5959.$$

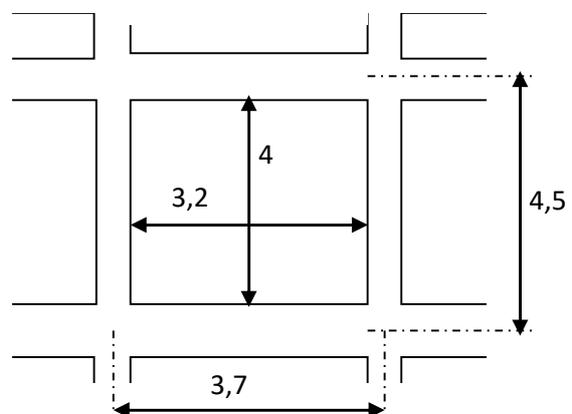
$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0561 \times 98,52 \times (3,2)^2 = 56,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,5959 \times 56,59 = 33,72 \text{ KN.m}$$

-En travée :



**Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 56,59 = 48,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,10 \times 10^3}{100(30)^2 \times 14,17} = 0,0377 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0485 \quad ; \beta = 0,981$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48,10 \times 10^3}{0,981 \times 30 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T14 / ml , A = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 15 cm

Sens-y :

$$M_{ty} = 28,66 \text{ KN .m}$$

$$\mu = 0,022 \quad ; \alpha = 0,0279 \quad ; \beta = 0,989$$

$$A = 2,73 \text{ cm}^2 \quad .$$

On adopte 4T14 / ml , A = 6 ; 16 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 56,59 = 28,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,022; \alpha = 0,0279; \beta = 0,971$$

$$A = 2,79 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 / ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm

Sens y :

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 33,72 = 16,86$$

$$\mu = 0,013; \alpha = 0,0279; \beta = 0,993$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 / ml, A = 4.52cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm

**IIX.3.4 Ferrailage des poutres de libages**

- Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$

Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées continues.

Sens longitudinal (y) :

**1-Calcul de la charge Q :**

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,7 = 17,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{remblai}} = 17 \times 2 = 34 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{herissonage}} = 15,5 \times 0,20 = 31 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 25 \times 0,20 = 50 \text{ KN/m}^2$$

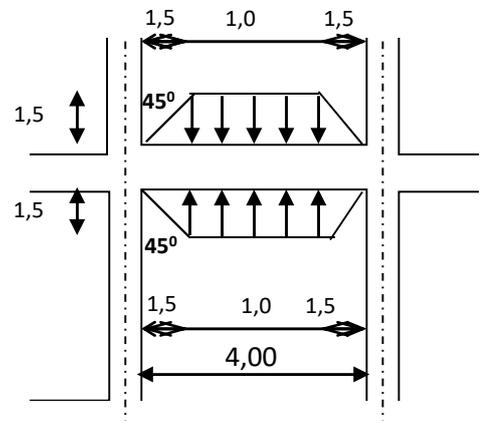
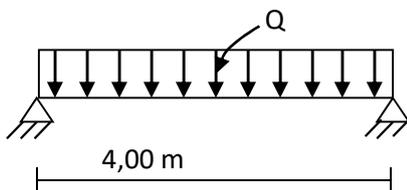
$$G_{\text{revetement}} = 0,036 + 0,04 + 0,04 = 0,12 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{rad}} = 5,46 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 13,2 - 5,46 = 7,74 \text{ t/m}^2.$$

**a- Sens longitudinal (x) :**

$$L_{\text{max}} = 4,00 \text{ m}$$



III

**Figure : IIX.2-Répartition des charges sur les poutres selon**

Les lignes de rupture.

**Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 3,0m$

$$Ly_1 = 4,00m$$

$$Lx_2 = 3,0m$$

$$Q = 7,74 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{98,52}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3^2}{3 \times 4,0^2} \right) . 3 + \left( 1 - \frac{3^2}{3 \times 4,0^2} \right) . 3 \right] = 240,14 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{240,14 \times 4,0^2}{8} = 480,28 \text{ KN.m}$$

### a.1- Calcul du ferrailage :

#### En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85.480,28 = 408,23 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{408,23.10^3}{45.(63)^2.14,17} = 0,0102 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left( 1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0128$$

$$\beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{408,23.10^3}{0,994.63.348} = 18,73 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 6T14 \end{cases} ; A = 20,36 \text{ cm}^2$$

#### En appuis :

#### Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 240,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,094 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,1236, \quad \beta = 0,951 \text{ cm}^2, \quad A_s = 11,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil+ (4T14) chap. ; A = 12,32 cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

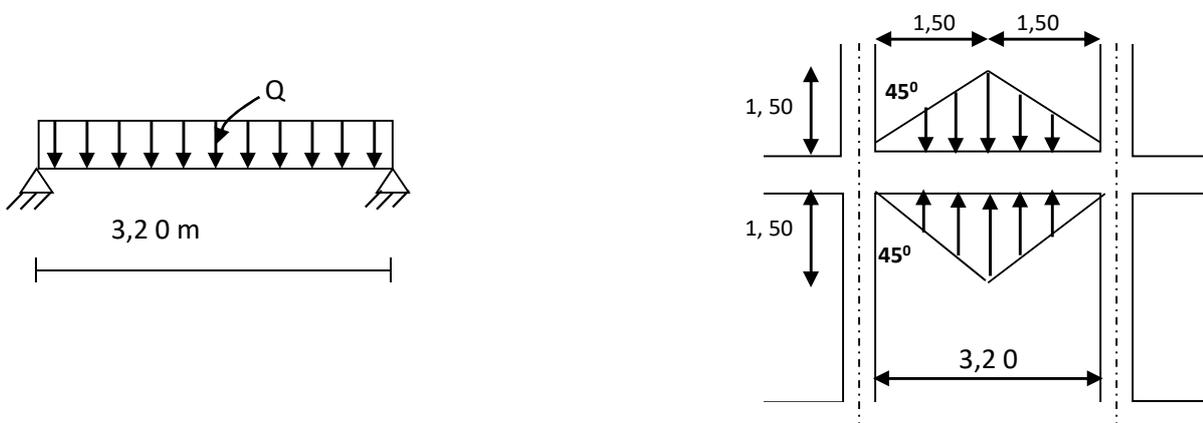
$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 96,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,0485; \beta = 0,981; A_s = 4,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12);  $A = 4,52 \text{ cm}^2$ .

**b- Sens transversal(y) :**

$$L_{\max} = 3,20 \text{ m.}$$



≅

**Figure : IIX.3-**Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

**Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que :  $Q = 98,52 \text{ KN/m}^2$

$$L_{x_1} = 3,0 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 98,52 \cdot 3,0 = 210,17 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{210,17 \cdot 3,0^2}{8} = 269,02 \text{ KN.m}$$

### b.1- Calcul du ferrailage :

#### En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 269,02 = 228,67 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{228,67 \cdot 10^3}{45 \cdot (63)^2 \cdot 14,17} = 0,0903 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 \quad \beta = 0,953$$

$$\alpha = 1,202 \left( 1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,117$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 59,92 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{228,67 \cdot 10^3}{59,92 \cdot 348} = 10,96 \text{ cm}^2.$$

on adopte : 6T14 + 2T12; A = 11,5 cm<sup>2</sup>

#### En appuis :

#### Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 134,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad a = 0,0675; \quad \beta = 0,972, \quad Z = 61,22 \text{ cm}, \quad A_s = 6,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12) Fil+ (2T12) chap ; A = 6,78 cm<sup>2</sup>.

#### Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 53,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,026; \quad \beta = 0,989; \quad Z = 62,23 \text{ cm}; \quad A_s = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12) Fil ; A = 4,52 cm<sup>2</sup>.

### IX.2.5.2- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(70 - 0,1 f_e) = 60 \text{ cm}$

Dans notre cas  $h_a = 70 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie

inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section ( $h \times b_0$ ) = (0,70 x 0,45) m<sup>2</sup>, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,70) = 6,9 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm<sup>2</sup>**.

#### IX.2.5.3- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = QL/2 = 98,52 \times 4/2 = 197,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{197,04 \times 10^{-1}}{0,45 \cdot 0,63 \cdot 100} = 0,69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Armatures transversales :

**Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 12; 40) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

#### Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,50, 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_c}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 f_c}$$

$$A_t \geq \frac{45 \cdot (0,69 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 400} = 0,12 \text{ cm.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T8 , A=2,01cm<sup>2</sup>.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,165; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,19 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusion

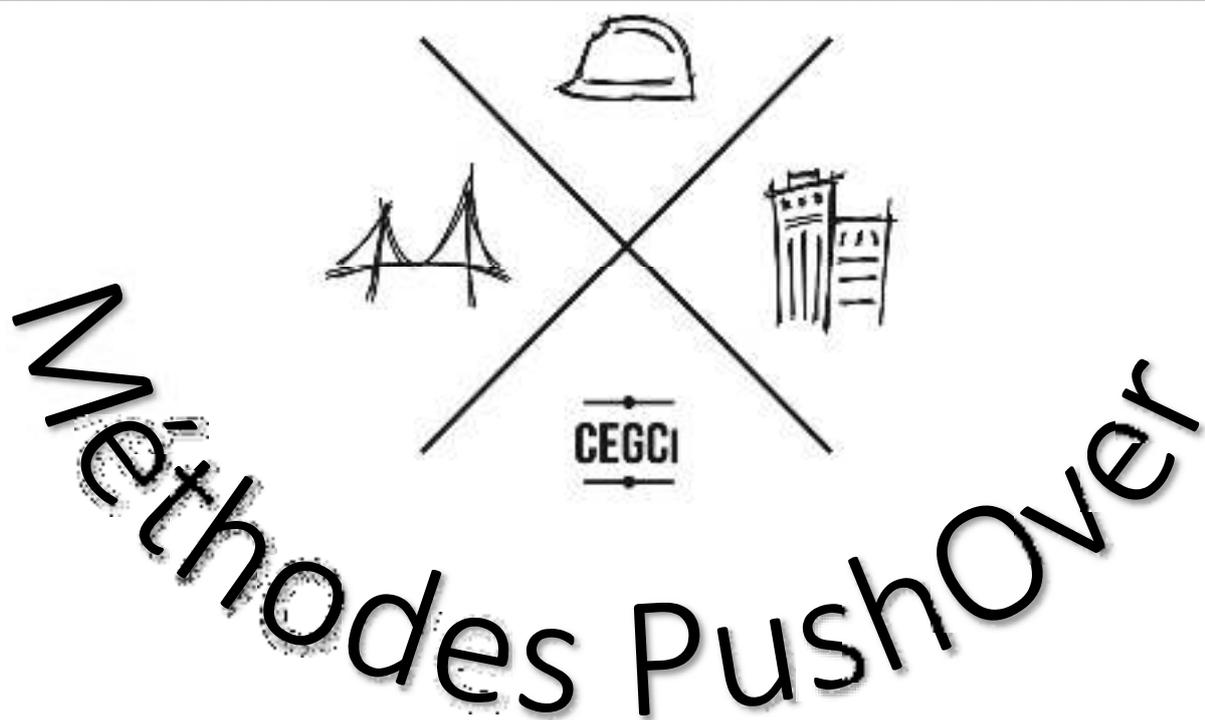
A travers de cette étude, nous avons pu assimiler nous différentes connaissance dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation des codes de calculs (BAEL91 ; RPA99/V2003) et de l'outil informatique qui permettant de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD....ect) en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.



---

# *Chapitre IX*

---



## IX.I.Introduction :

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre deux modèles non contreventée, contreventée par des voiles en béton armé.

- Analyse dans le domaine non linéaire par la méthode de push over.

## IX.II. Méthode Push over

### IX-II.1 Introduction

- Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique.
- La méthode d'analyse de type "Push over", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "Push over", représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.
- Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

### IX.2.2 Définition de l'analyse Push over

L'analyse 'Push over' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure IX.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

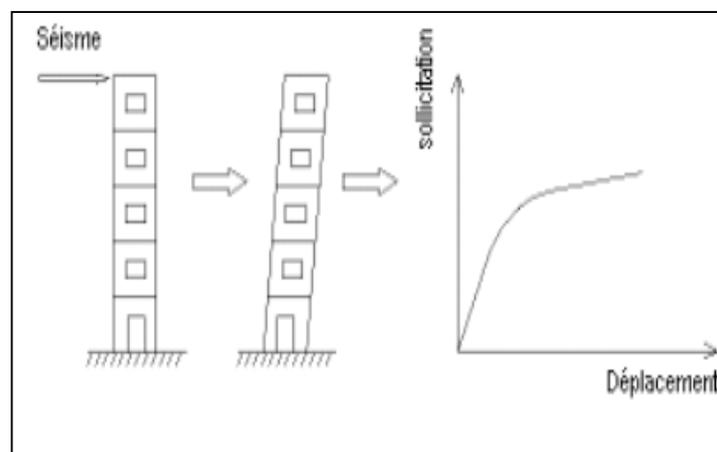
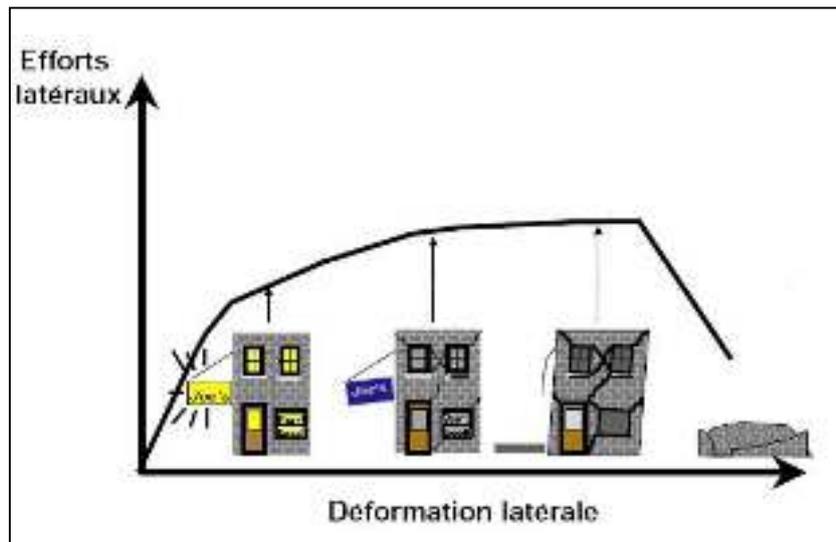


Figure IX.1 : signification physique de la courbe de capacité.



**Figure IX.2 :** Endommagement correspondant.

- a/ Premier niveau comportement élastique (non endommagement).
- b/ Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c/ Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- d/ Quatrième niveau effondrement de la structure.

### IX.2.2 Origine de l'analyse Push over :

L'analyse statique push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

### IX.2.3. But de l'analyse Push over :

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des

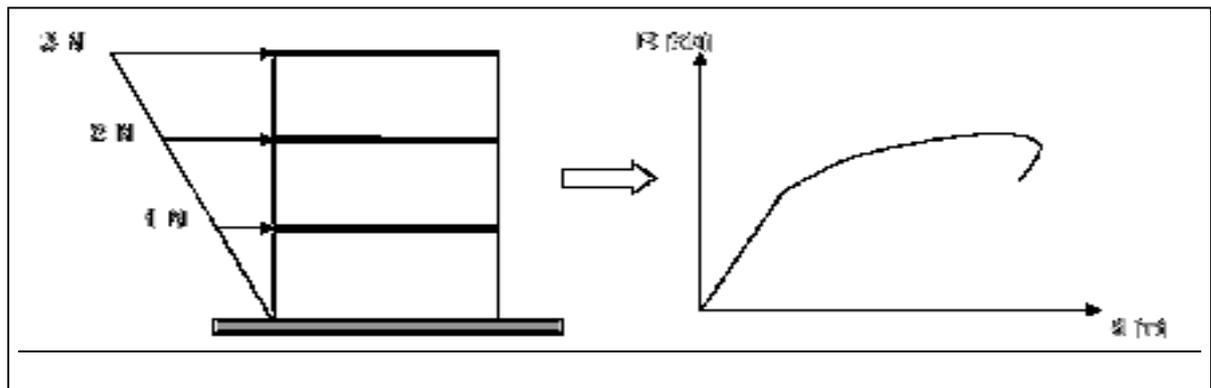
déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.
- l'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

Tous ces points sont utilisés dans le cas de calcul en capacité pour s'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme aux hypothèses de la conception.

### **IX.3. Principes théoriques du calcul Push over :**

Le Push over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini la non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

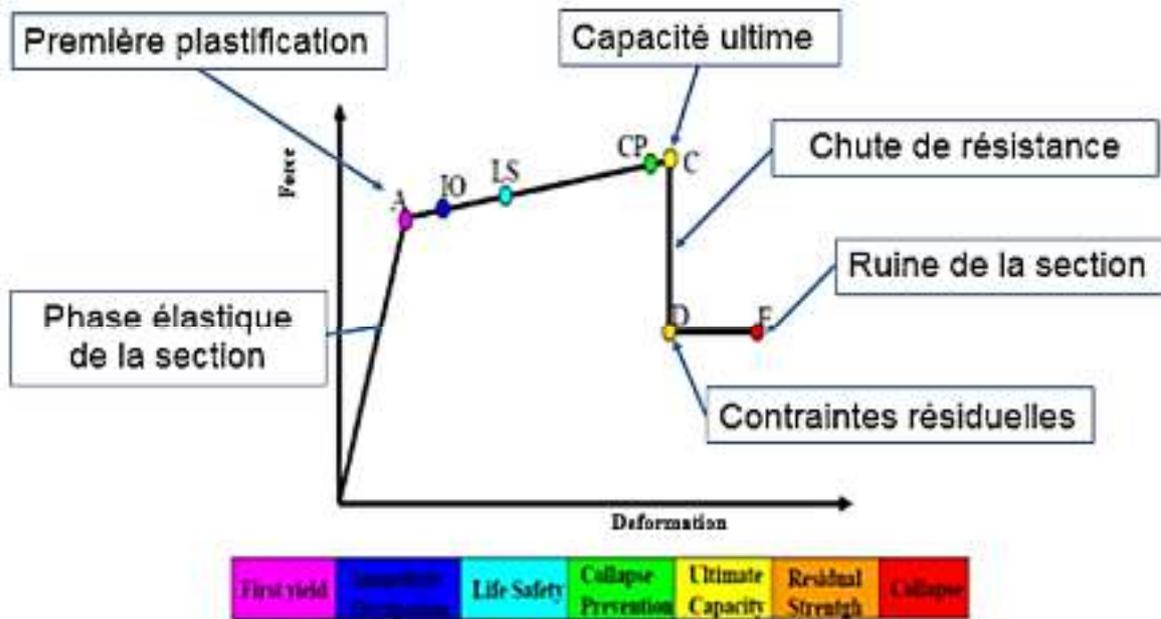


**Figure IX.3 :** Calcul Push over et courbe de capacité.

L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Push over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

#### **IX.4. Courbe de capacité :**

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.».



- Niveau IO (Immediate Occupancy) : La section a subi des dommages relativement Faibles, ainsi qu'elle garde un pourcentage relativement élevé de sa raideur initiale.
- Niveau LS (Life Safety) : Les dommages sont relativement importants, pouvant Entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau CP (Collapse Prévention) : La section se trouve à la limite de la résistance, au de là de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

**Figure IX.4 :** Calcul Push over et courbe de capacité

### IX.5. Point de performance :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.[8]

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

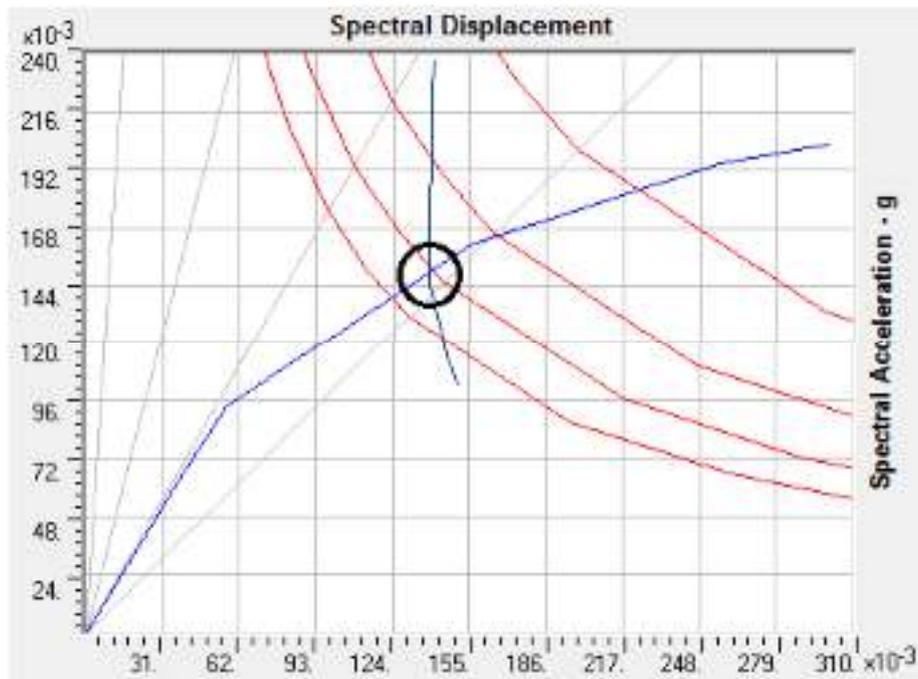


Figure IX. 6 : Détermination du point de performance.

## IX.6. Application de la méthode push over :

### a. Méthodologie de l'analyse push over :

- **Poutres** : les rotules de flexion <<Default M3>> sont introduites aux niveaux des extrémités des poutres comme suit (voir la figure IX.7) :

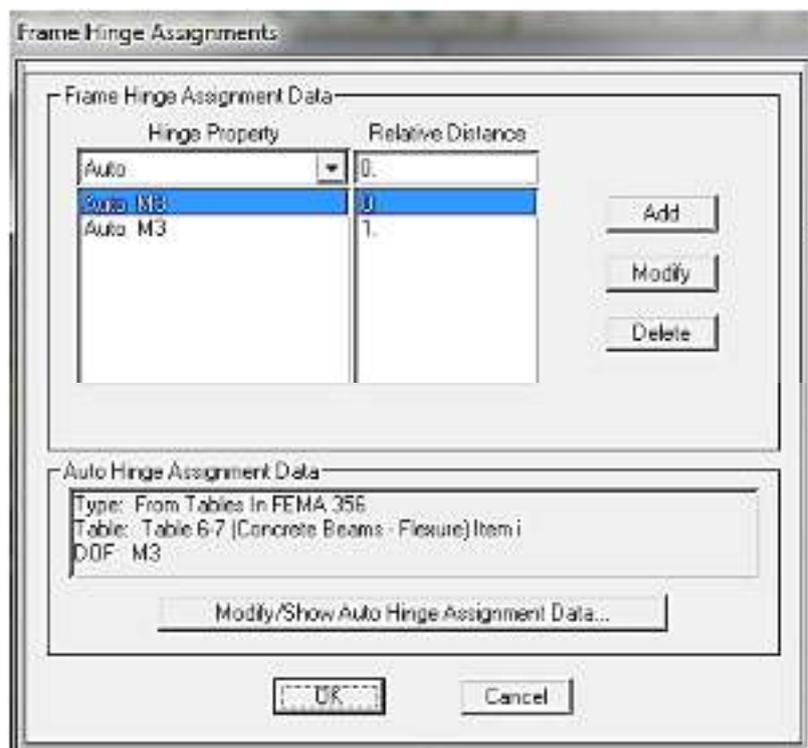


Figure IX.7 : Introduction des rotules plastiques des poutres

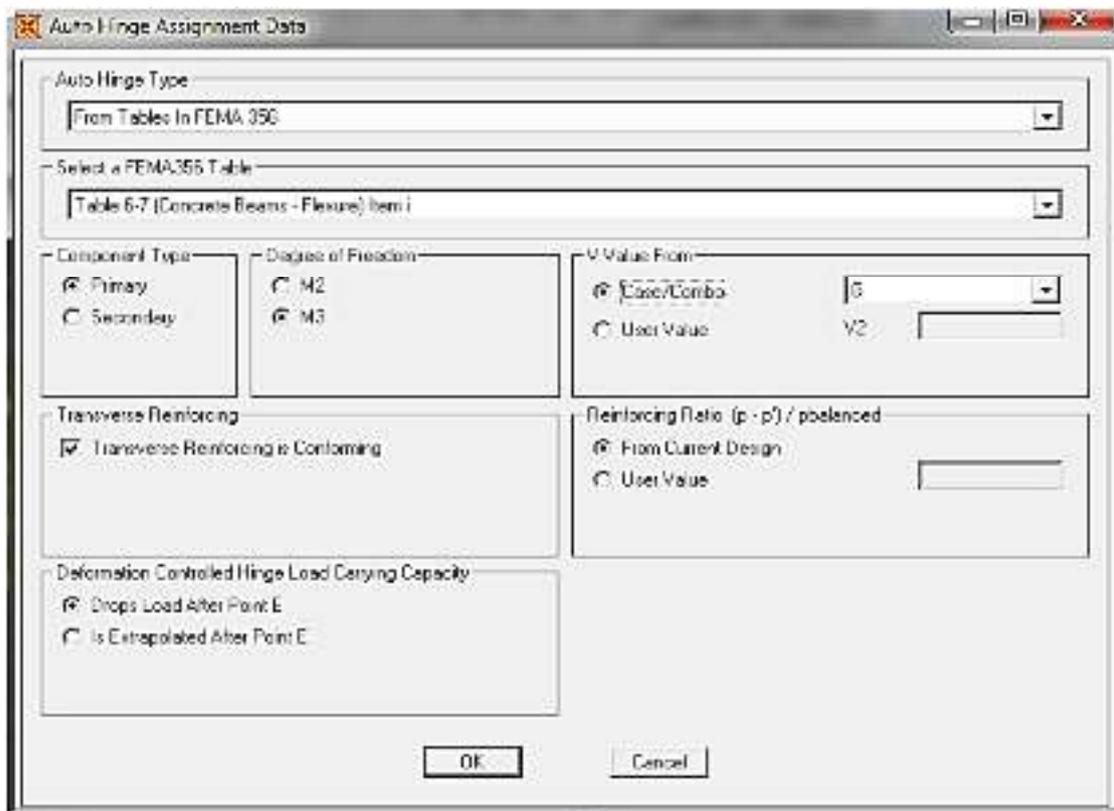


Figure IX.8 : Caractéristiques des rotules plastiques des poutres.

- **Poteaux** : des rotules de type <<P M2 M3 >> sont introduites aux niveaux des extrémités des poteaux comme suit (voir la figure IX.9) :

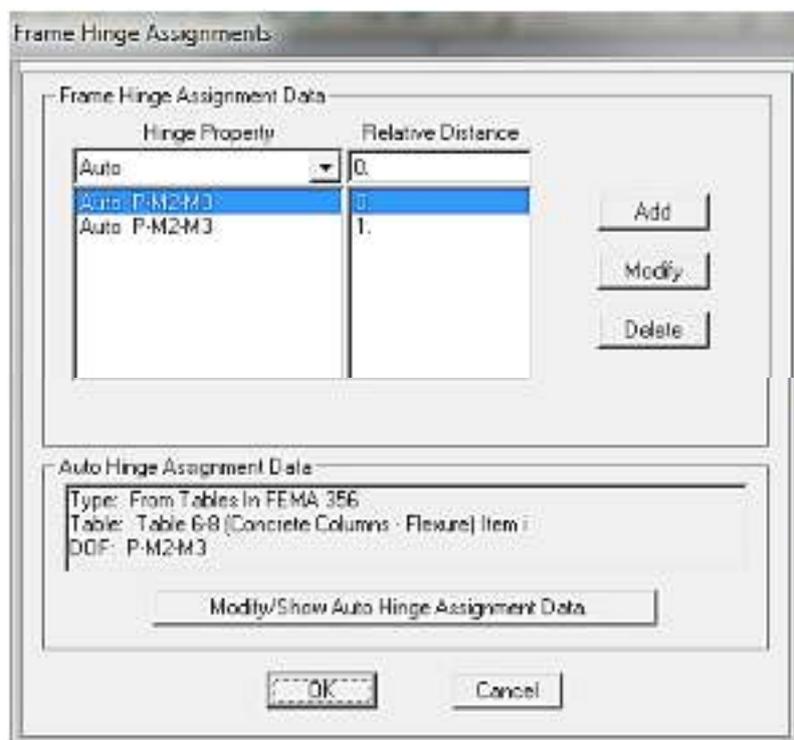


Figure IX.9: Introduction des rotules plastiques des poteaux.

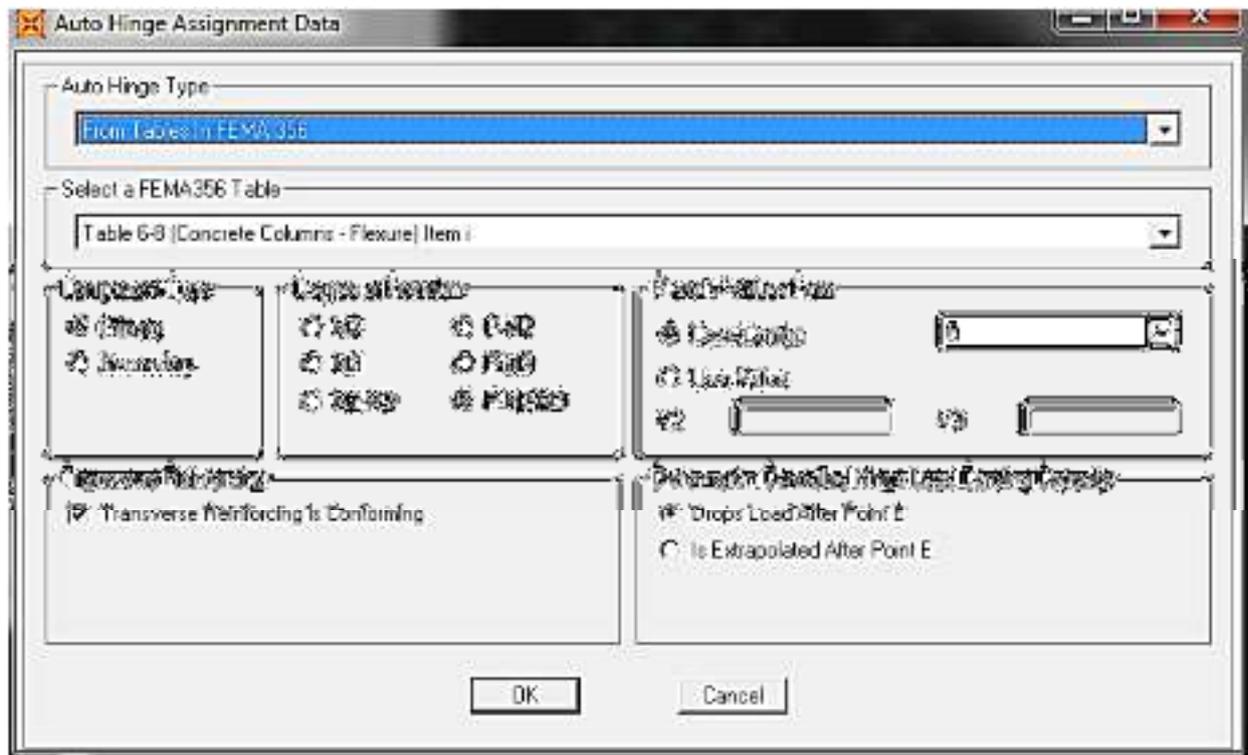


Figure IX.10 : Caractéristiques des rotules des poteaux.

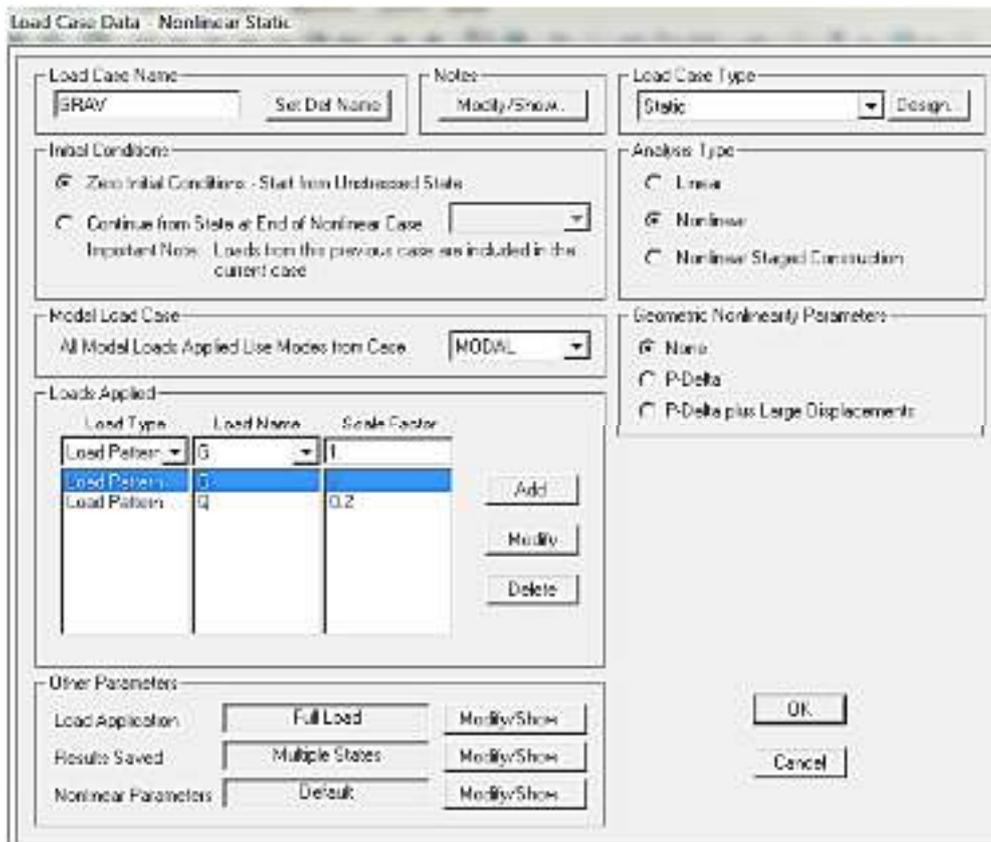
### IX.6.2 Définition du chargement de l'analyse push over :

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

### IX.6.3. Définition de l'analyse sous charge gravitaire :

Dans cette étape il consiste d'appliquer l'ensemble des charges gravitaire par étape. On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autre cas.

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux de la premier, la charge gravitaire, est ente l'ensemble des charges présents sur la structure (poids propre, charge permanentes, surcharges, charge utile,.....).



**Figure IX.11 :** Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over.

Dans la figure 06, on introduit le nom de chargement <<GRAV>> dans la case load case Name. Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99/version 2003<sup>[10]</sup> pour la détermination des charges sismique sous (G+0.2Q).

#### **IX.6.4. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :**

**Sens x :** La figure IX.13 représente la manière de définir l'analyse sous charges horizontales.

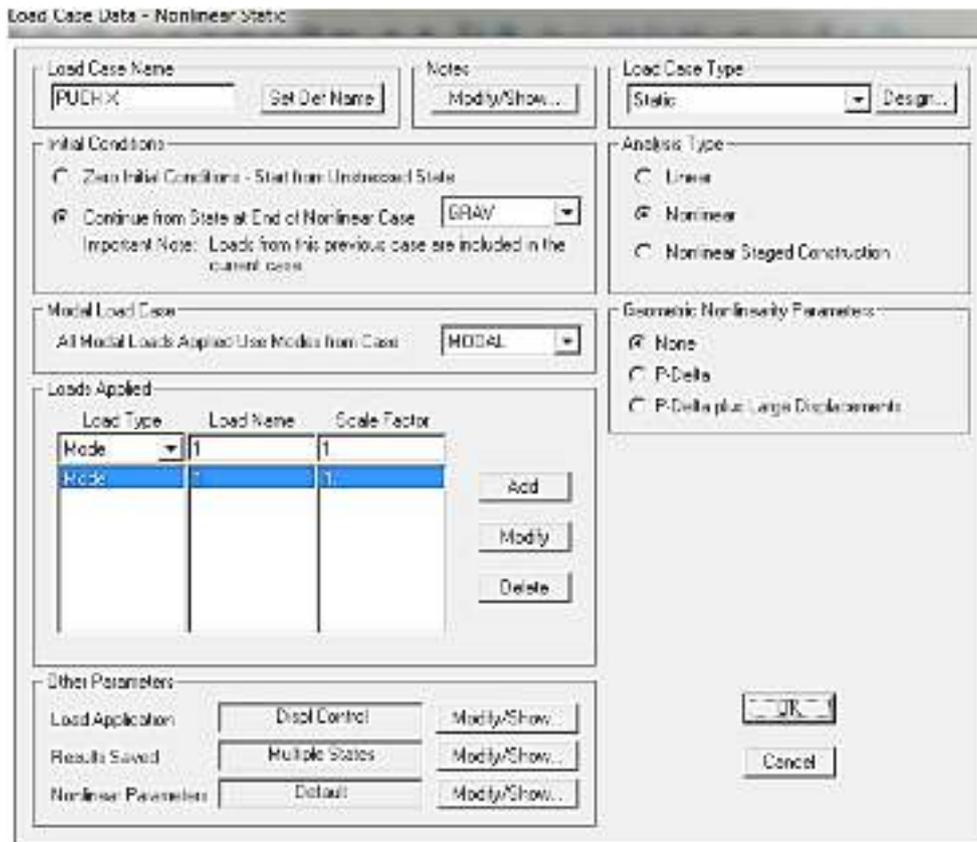


Figure IX.12 : Définition du chargement de l’analyse push over (sens x).

Sens-y : La figure IX.13 représente la manière de définir l’analyse sous charges horizontales

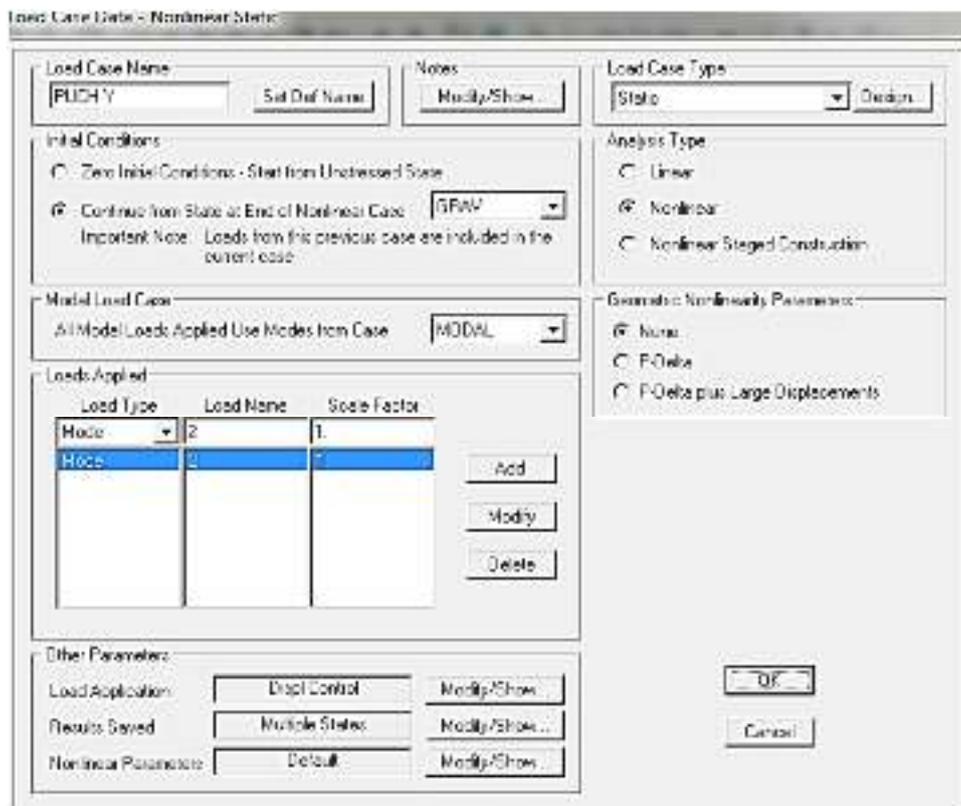
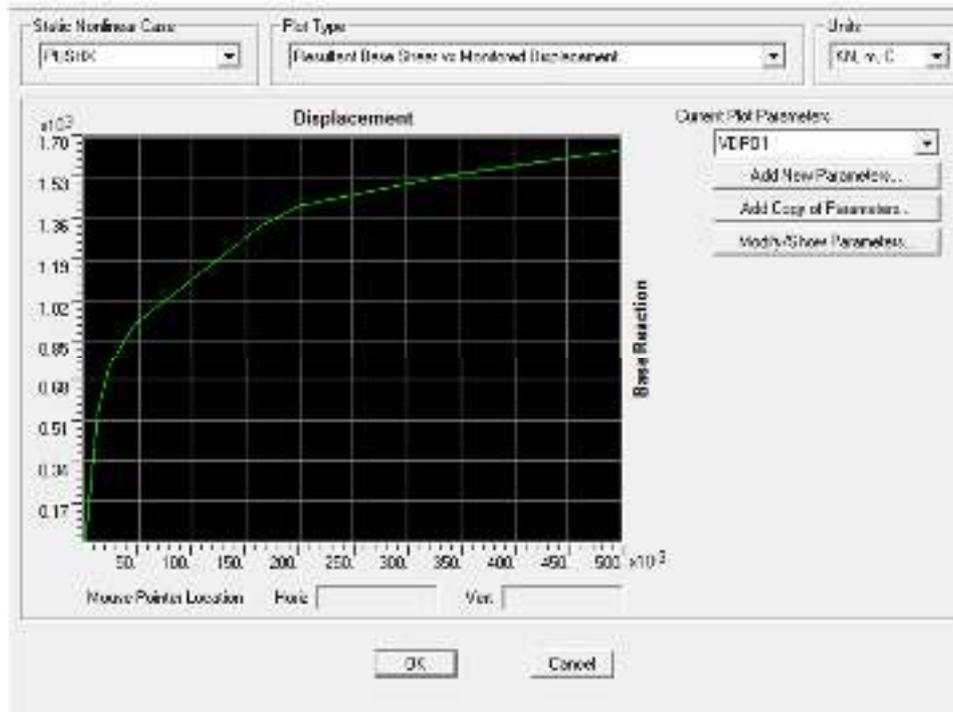


Figure IX.13 : Définition du chargement de l’analyse push over (sens-Y).

**A-Discutions des résultats**

**A-1 Résultat de l'analyse push over (sans voile) :**

Après l'analyse du bâtiment étudié sans voile, nous avons obtenu la courbe (Effort tranchant- déplacement) représentée sur les figure suivante dans les deux sens (x,y).



**Figure IX.14 :** Courbe de capacité suivant la direction X.

**Tableau IX.1:** Resultats pushover (sens x).

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE
	m	KN							
0	0.000103	0	2334	6	0	0	0	0	0
1	0.004554	231.329	2332	8	0	0	0	0	0
2	0.011999	541.79	2144	196	0	0	0	0	0
3	0.022761	740.515	1950	390	0	0	0	0	0
4	0.04477	915.167	1810	530	0	0	0	0	0
5	0.163455	1328.46	1624	716	0	0	0	0	0
6	0.203158	1415.329	1531	657	152	0	0	0	0
7	0.210865	1423.946	1518	631	191	0	0	0	0
8	0.334367	1535.829	1442	471	423	0	0	4	0
9	0.475894	1628.103	1393	259	373	315	0	0	0
10	0.497176	1642.062	1385	243	370	339	0	3	0

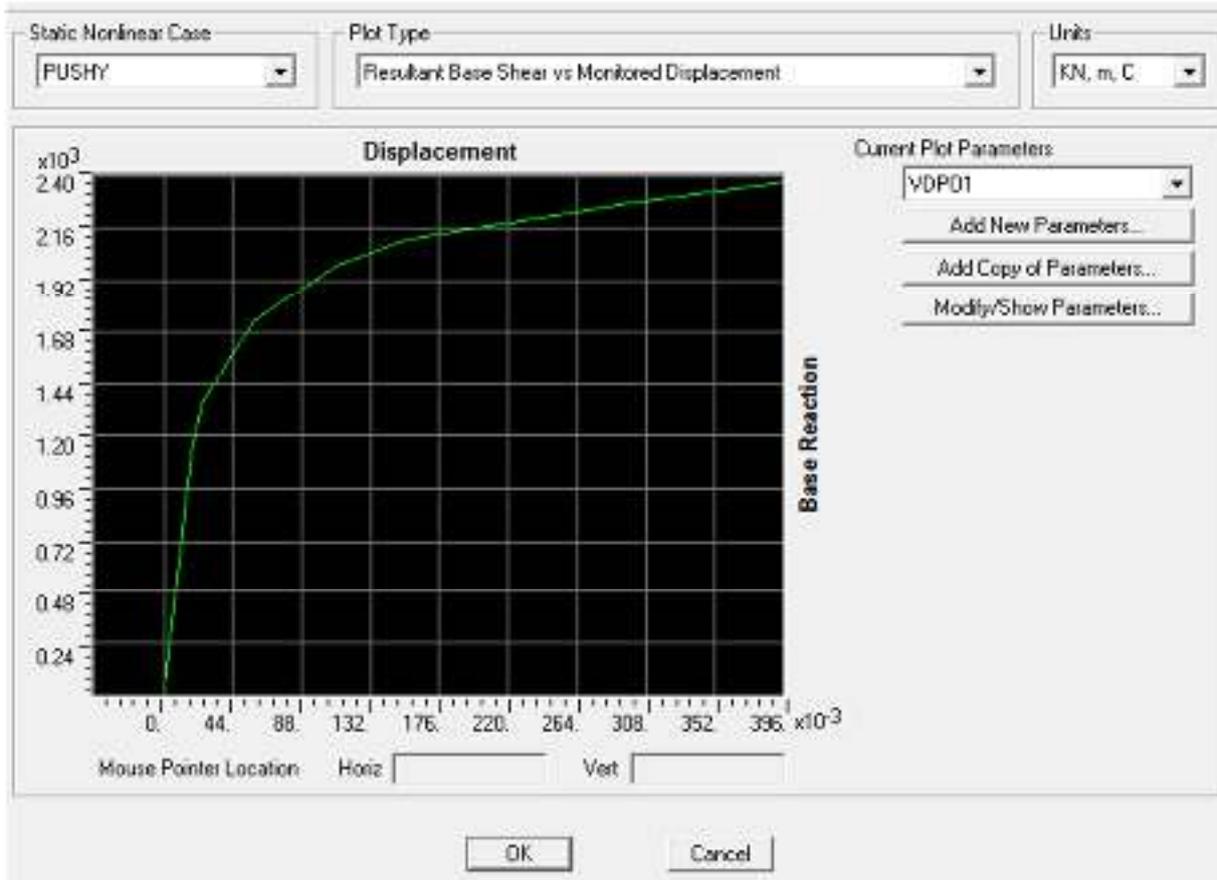


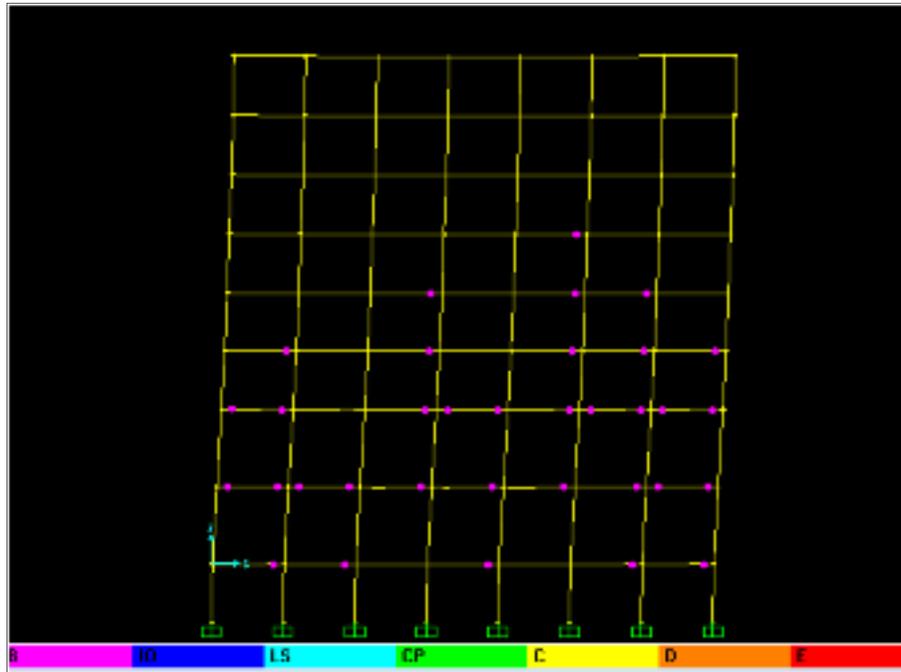
Figure IX.15 : courbe de capacité suivant la direction Y.

Tableau IX.2 : Résultats push over (sens Y)

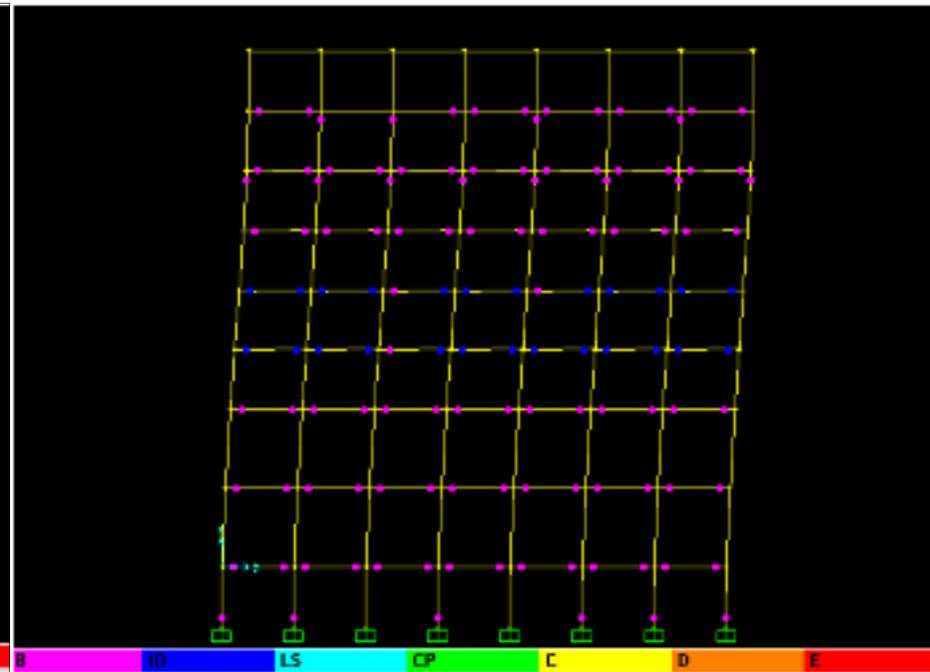
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE
	M	KN							
0	-0.000026	0	2334	6	0	0	0	0	0
1	0.000648	49.367	2333	7	0	0	0	0	0
2	0.017285	1122.36	2162	178	0	0	0	0	0
3	0.024725	1353.576	2020	320	0	0	0	0	0
4	0.05669	1722.802	1858	482	0	0	0	0	0
5	0.111108	1995.11	1747	593	0	0	0	0	0
6	0.150664	2102.637	1675	665	0	0	0	0	0
7	0.158501	2115.859	1662	678	0	0	0	0	0
8	0.297801	2277.492	1545	345	448	0	0	2	0
9	0.396739	2371.776	1489	322	445	80	0	4	0

**A-1-1 Formation des rotules plastiques dans le sens X :**

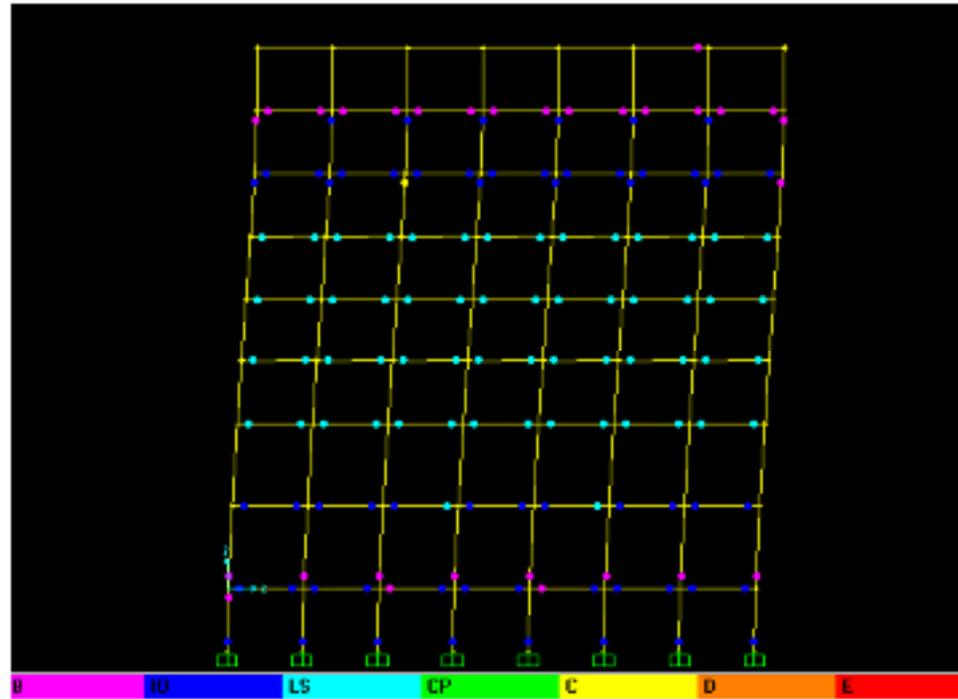
La distribution des rotules plastiques et les niveaux d'endommagement sont représentés sur les figures :



Formation des rotules plastiques “2eme pas



Formation des rotules plastiques “6eme pas



Formation des rotules plastiques “dernier pas “

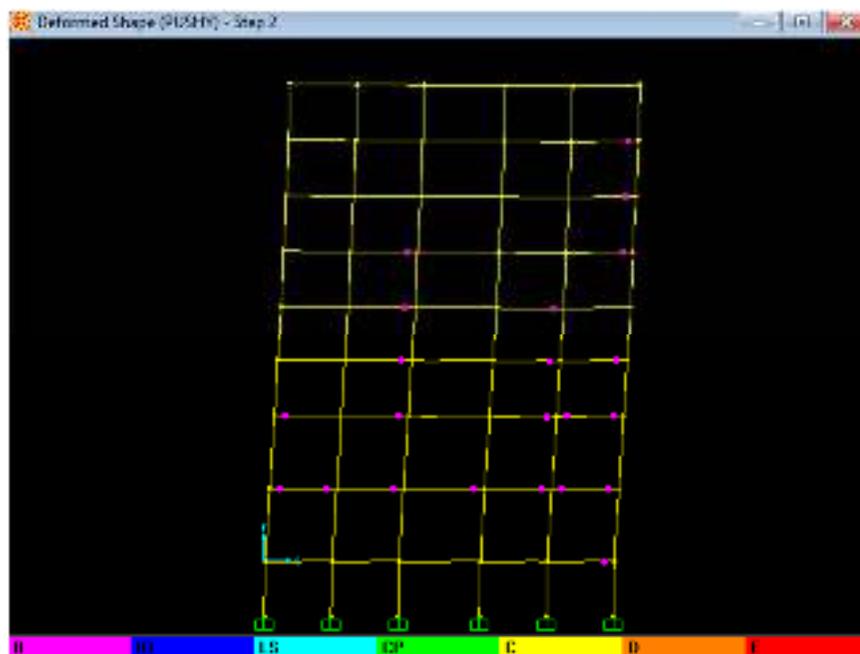
**Figure IX.16 :** formation des rotules plastiques dans 3 pas différents sens x.

#### Commentaires :

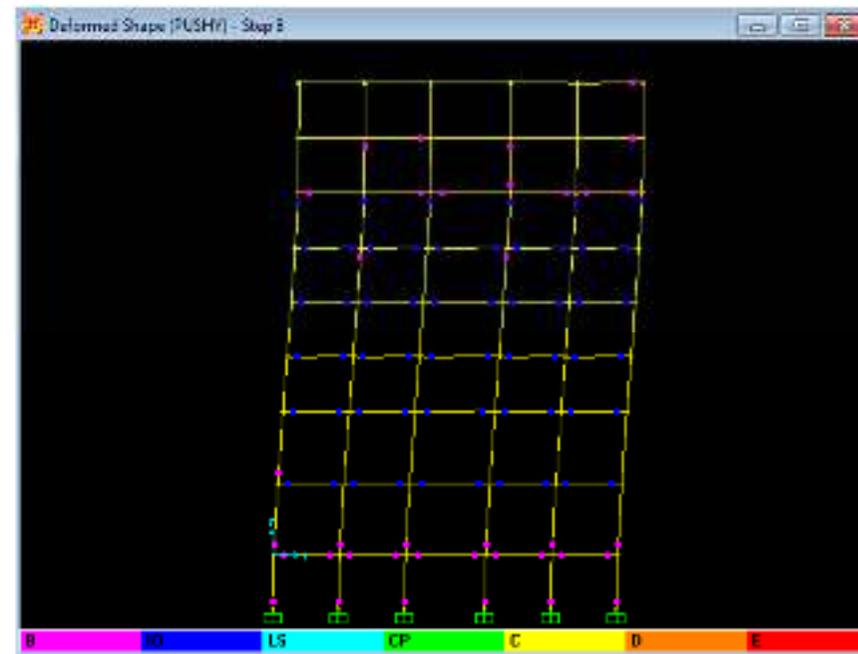
Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure suivant le sens (x) et après chaque pas de chargement de l'analyse push over, on a constaté que la première rotule plastique de type (B) c'est formée au niveau des poutres. Lorsque on augmente la charge jusqu'au 6eme pas on observe une nouvelle distribution des rotule de type (B) au niveau des poteaux et de type (IO-B) au niveau des poutres. A la fin de l'analyse le niveau d'endommagement augmente dans les poutre de type (B-IO-LS) et pour les poteaux au type (B-IO-C)

**A-1-2 Formation des rotules plastiques dans le sens Y :**

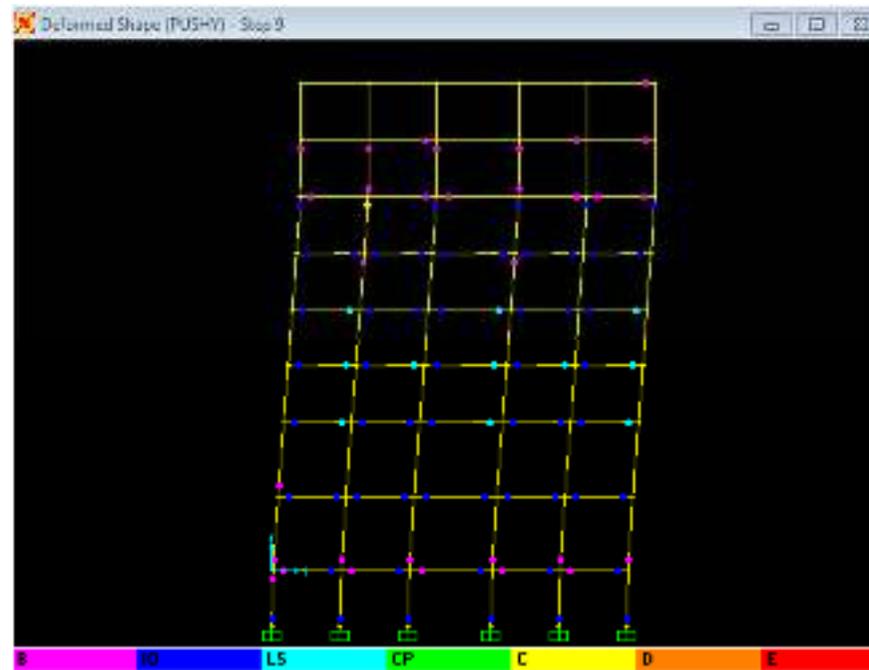
La distribution des rotules plastiques et les niveaux d'endommagement sont représentés sur les figures suivante :



Formulation des rotules plastique « 2<sup>ème</sup> pas »



Formulation des rotules plastique « 8<sup>ème</sup> pas »



Formulation des rotules plastique «dernier pas »

**Figure IX.17** : formation de la rotule plastique dans 3 pas différents sens y

### Commentaires :

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure suivant le sens (Y) et après chaque pas de chargement de l'analyse push over , on a constaté que la première rotule plastique de type (B) c'est formée au niveau des poutres. Lorsque en augmente la charge jusqu'au 8eme pas on observe une nouvelle distribution des rotule de type (B) au niveau des poteaux et de type (B,IO) au niveau des poutres. A la fin de l'analyse le niveau d'endommagement augmente dans les poutre de type (B, IO, LS) et pour les poteaux au type (B-IO-C).

### A-2 Résultat de l'analyse push over (avec voile):

Après l'analyse du bâtiment étudié avec voile, nous avons obtenu la courbe (Effort tranchant- déplacement) représentée sur les figure suivante dans les deux sens (x,y).

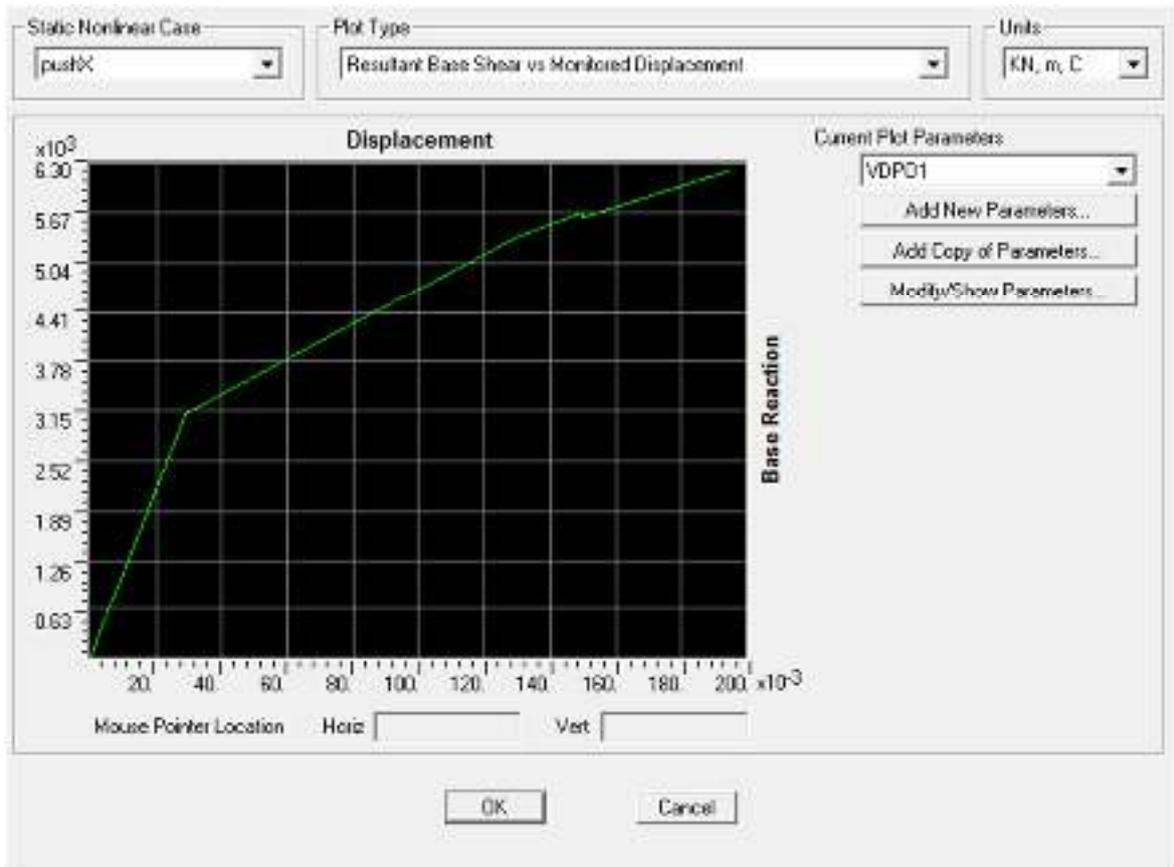
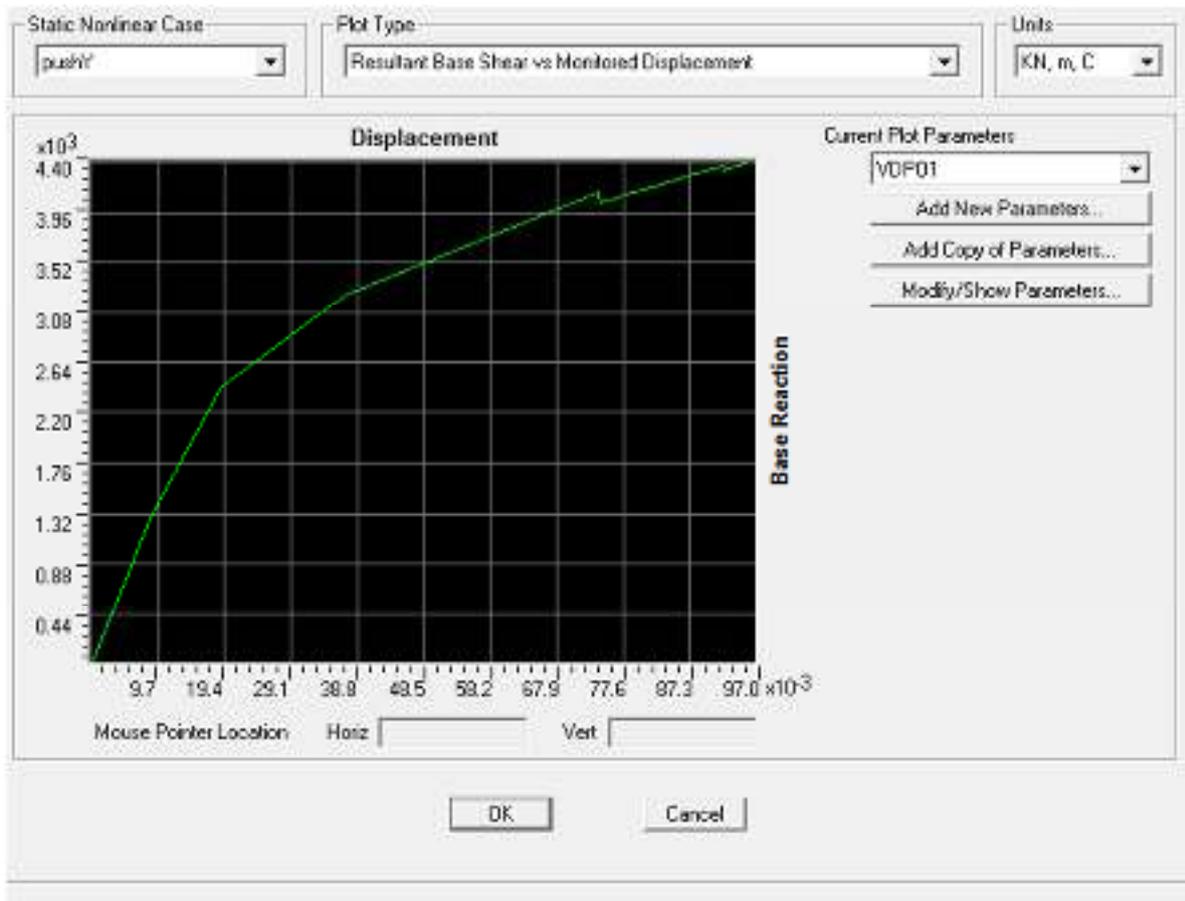


Figure IX.18: Courbe de capacité suivant la direction X

Tableau IX.3: Résultat pushover (sensx):

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	m	KN								
0	0	0	2644	2	0	0	0	0	0	0
1	0.00252	323.835	2643	3	0	0	0	0	0	0
2	0.028799	3108.648	1991	655	0	0	0	0	0	0
3	0.12939	5357.153	1564	1070	12	0	0	0	0	0
4	0.149782	5675.452	1523	1103	19	0	0	1	0	0
5	0.149787	5610.46	1523	1104	19	0	0	0	0	0
6	0.154472	5690.073	1515	1108	22	0	0	1	0	0
7	0.154484	5681.065	1515	1109	22	0	0	0	0	0
8	0.194646	6225.024	1446	1132	67	0	0	1	0	0



FigureIX-19: courbe de capacité suivant la direction Y

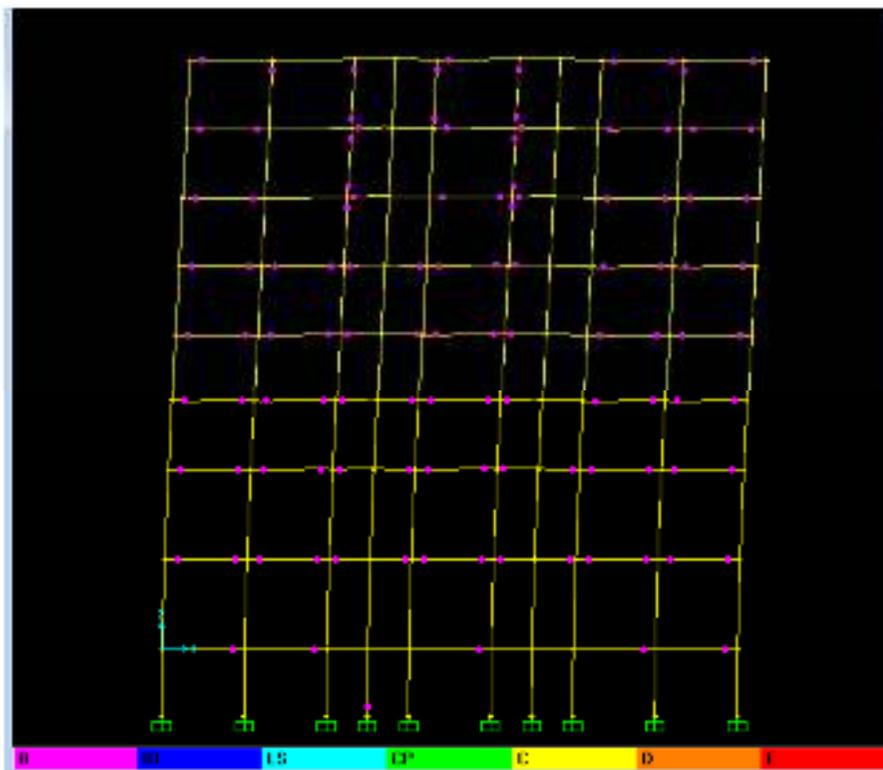
Tableau IX.4: Résultats pushover (sens Y) :

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	M	KN								
0	0	0	2646	0	0	0	0	0	0	0
1	0.008495	1284.848	2636	10	0	0	0	0	0	0
2	0.01874	2413.167	2078	568	0	0	0	0	0	0
3	0.037181	3234.797	1760	886	0	0	0	0	0	0
4	0.073985	4125.966	1498	1147	0	0	0	1	0	0
5	0.074141	4037.534	1496	1150	0	0	0	0	0	0
6	0.092149	4367.275	1396	1249	0	0	0	1	0	0
7	0.09216	4328.876	1394	1252	0	0	0	0	0	0
8	0.096095	4396.995	1381	1265	0	0	0	0	0	0

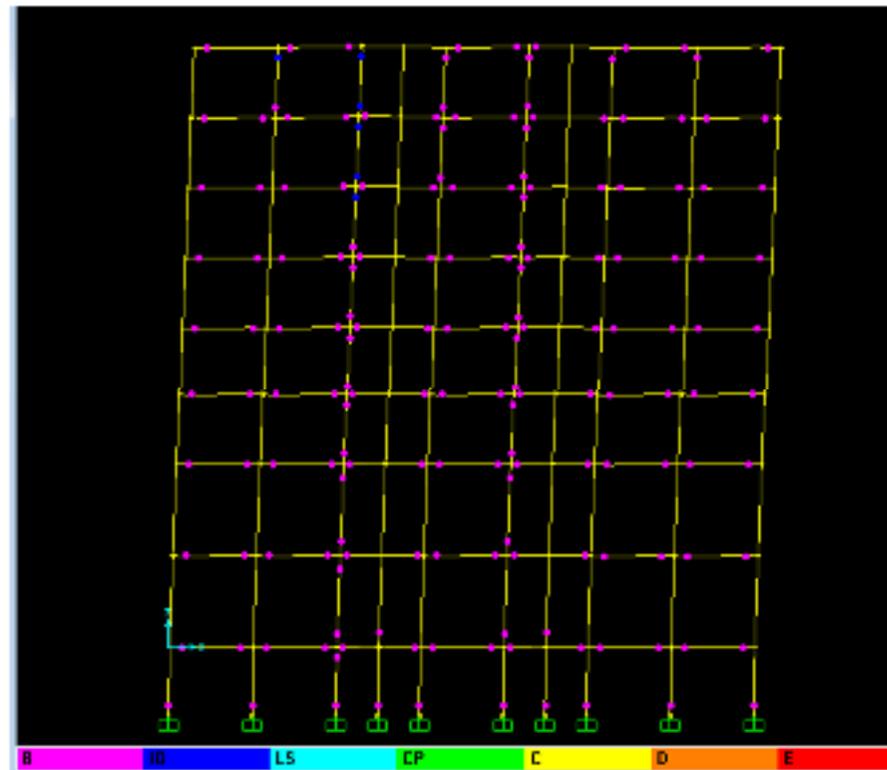
A-2-1 Formation des rotules plastiques dans le sens X :

La distribution des rotules plastiques et les niveaux d'endommagement sont représentés sur

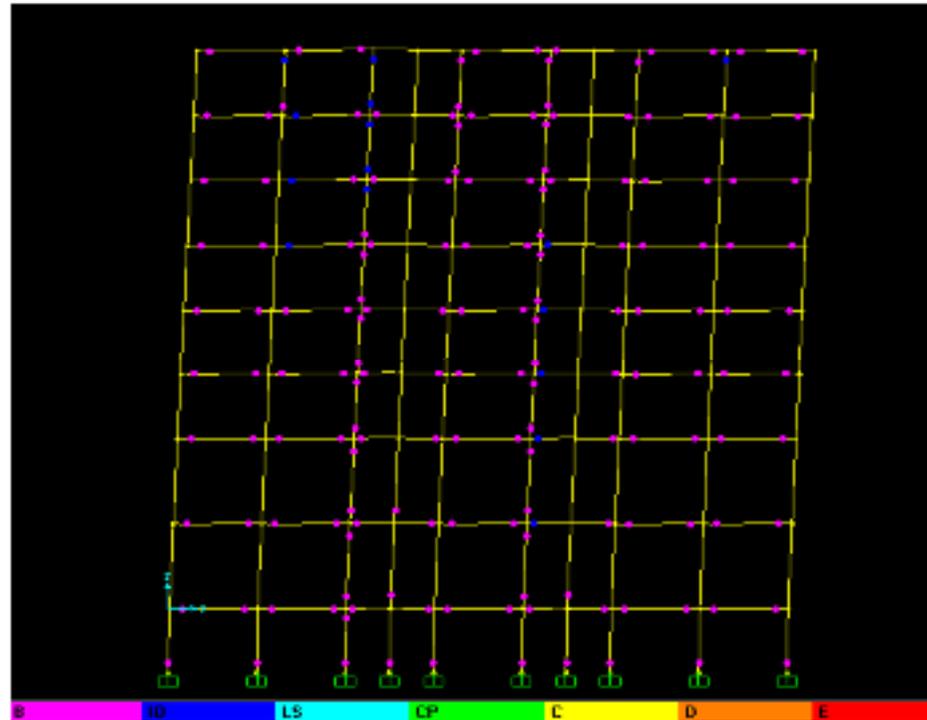
les figures suivante :



Formation des rotules plastiques « 2eme pas »



Formation des rotules plastiques « 6eme pas »



Formation des rotules plastiques « dernier pas »

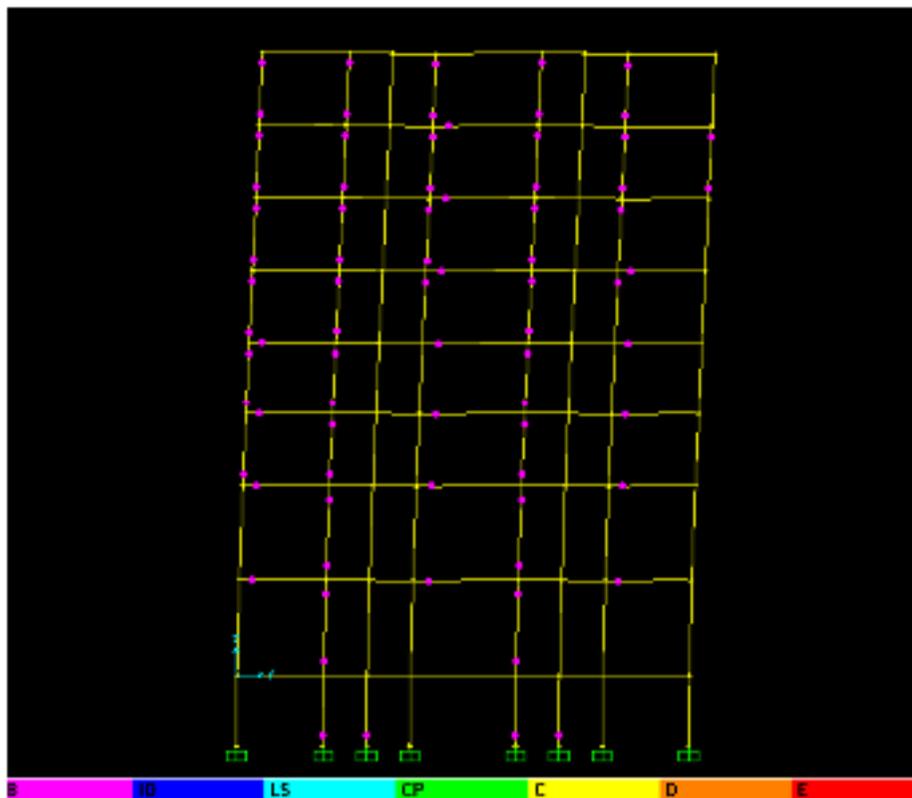
**Figure IX.20:** formation des rotule plastique dans 3 pas différents sens x

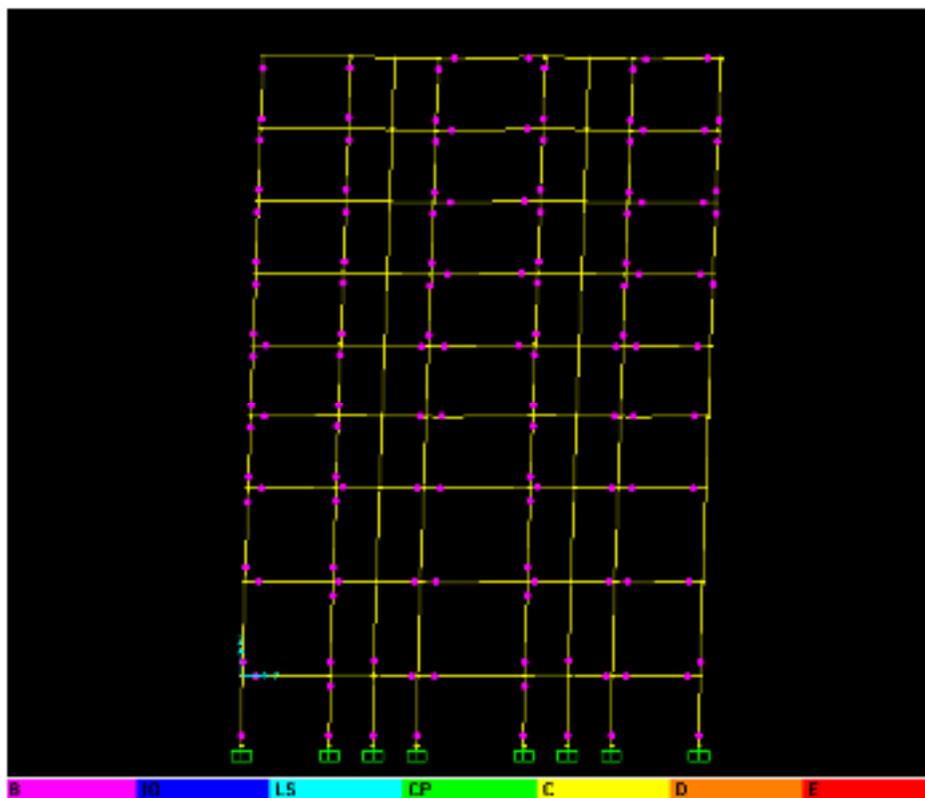
### Commentaires:

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure contreventé suivant le sens (x) et après chaque pas de chargement de l'analyse push over , on a constaté une apparition des rotule de type B sur les poteaux et. Lorsque en augmente la charge jusqu'au 6eme pas on observe une nouvelle distribution des rotule de type ( B) sur les poutre et les poteaux etde type ( IO ) au niveau des poteaux .A la fin de l'analyse le niveau d'endommagement augmente dans les poutre et les poteaux de type ( B-IO) et l'absence des autres type de rotules

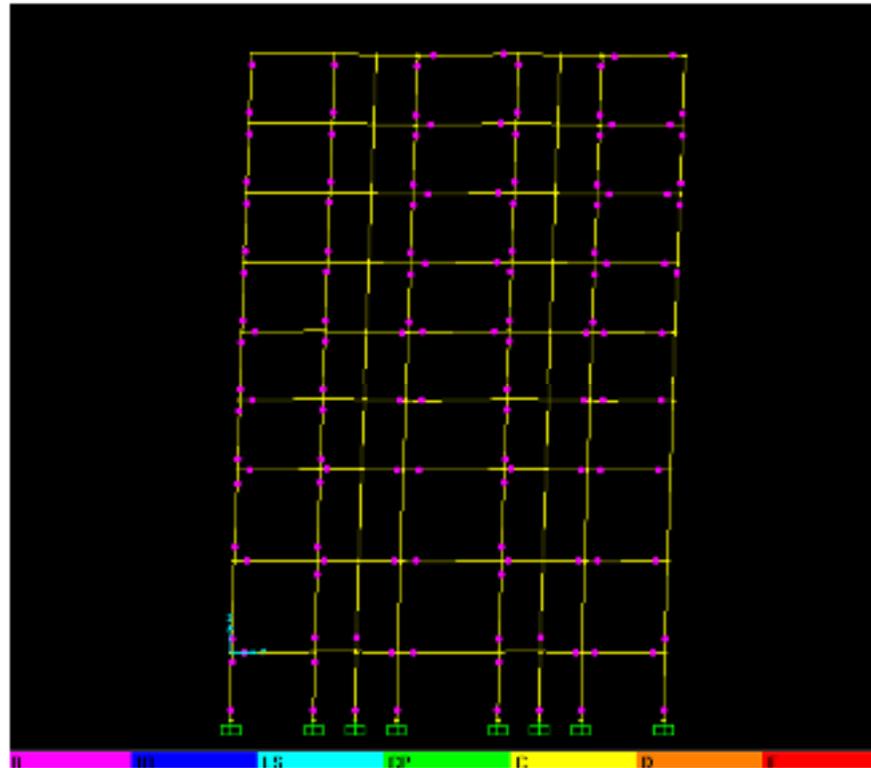
**plastique .A-2-2 Formation des rotules plastiques dans le sens Y :**

La distribution des rotules plastiques et les niveaux d'endommagement sont représentés sur les figures :





Formulation des rotules plastique « 2<sup>ème</sup> pas » Formulation des rotules plastique « 6<sup>ème</sup> pas »



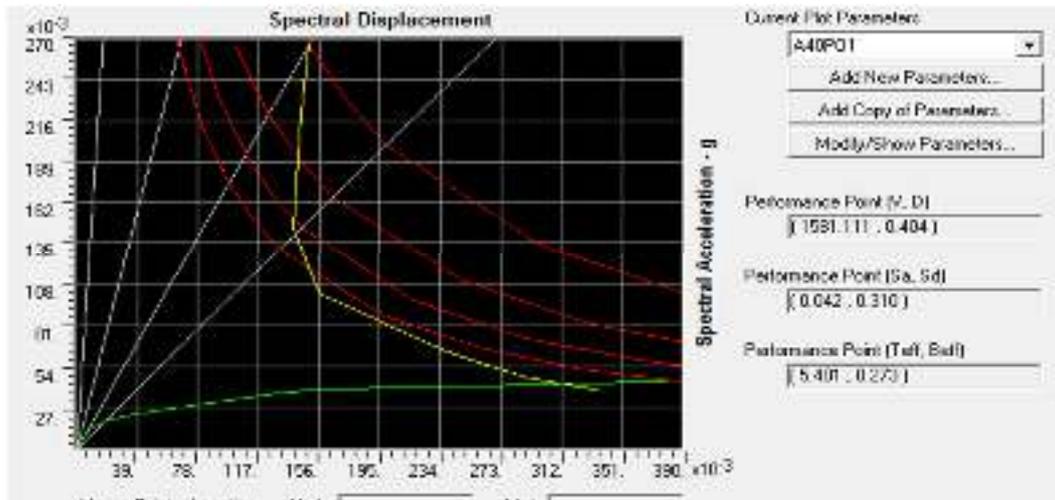
Formulation des rotules plastique « dernier pas »

**Figure IX.21:** formation des rotule plastique dans 3 pas différents sens Y**Commentaires:**

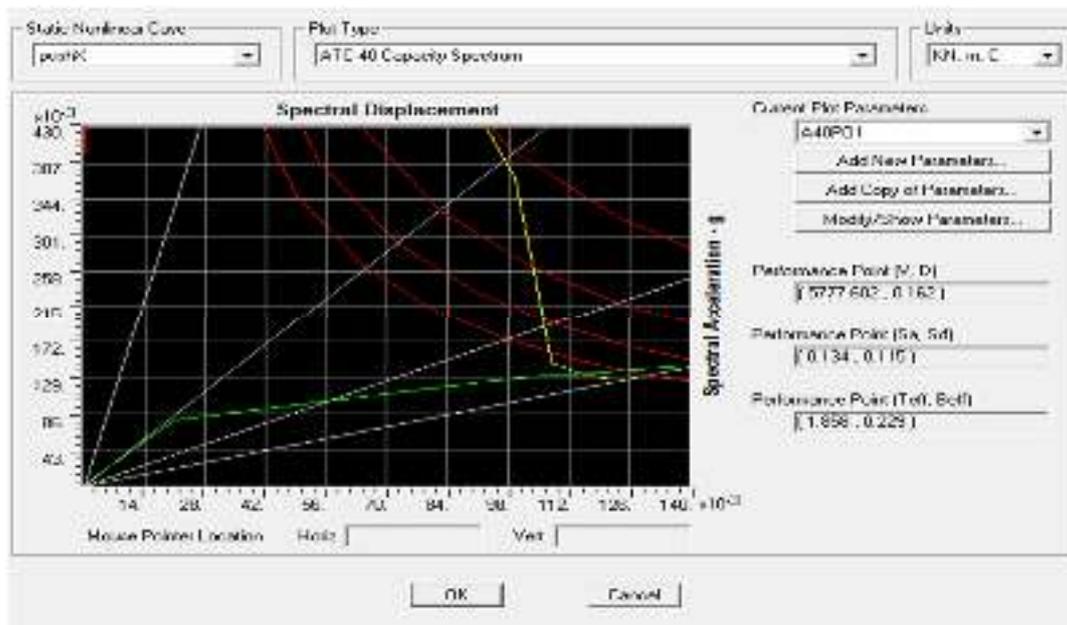
Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure après l'injection des voiles suivant le sens (Y) et après chaque pas de chargement de l'analyse push over, on a constaté que dans le 2<sup>ème</sup> pas on observe des rotules plastique de type B susur les poteaux et poutre. Lorsque en augmente la charge jusqu'au 6<sup>ème</sup> pas on observe une nouvelle distribution des rotule de type (B) au niveau des poteaux et poutres. A la fin de l'analyse le niveau d'endommagement reste de type (B) pour les poteaux et les poutre, c'est a dire l'absence des autres type de rotules plastique suivant le sens y.

**A-3Point de performance :**

Dans notre étude, nous utiliserons l’approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l’utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d’amortissement visqueux.



**Figure IX.22:** point de performance structure autostable



**Figure IX.23 :** point de performance structure avec voile

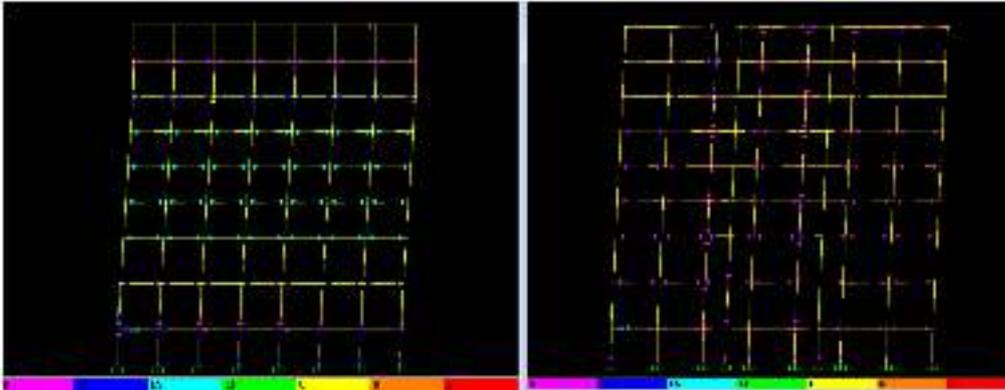
**B- Etude Comparative des résultats :**

Deux analyses sont effectuées, une avec la structure qui n’est pas contreventée et l’autre avec la structure qui est contreventée par des murs voiles.

Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative des résultats.

**a. comparaison des portiques suivant les deux sens (X, Y) :**

la comparaison est faite entre les deux derniers portiques avant et après l'injection des voiles suivant les deux sens (X,Y) , cette dernière est basé sur l'apparition des rotules plastiques suivant X



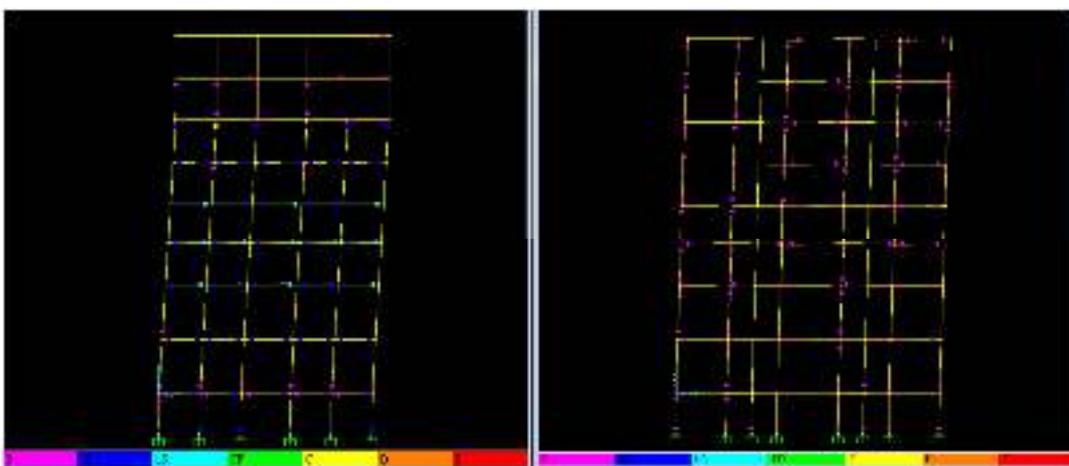
Formulation des rotules plastiques sens x  
Dernier pas (sans voile )

formulation des rotules plastique sens x  
dernier pas (avec voile)

**Figure IX.24 :** comparaison formation de la rotule plastique dans 2 derniers sens x

1. Comparaison : après la visualisation de ces deux dernier pas suivant les sens x on constate que :

- sur le portique sans voile une apparition des rotule plastique de type (B-IO-LS-C) sur les poteaux et les poutre par contre ,le portique avec voile on visualise juste l'apparition des rotules plastique de type (B-IO) diminue sur les poteaux et poutre et augmente sur les voile ,et cette dernière et du a l'ajout des murs voiles



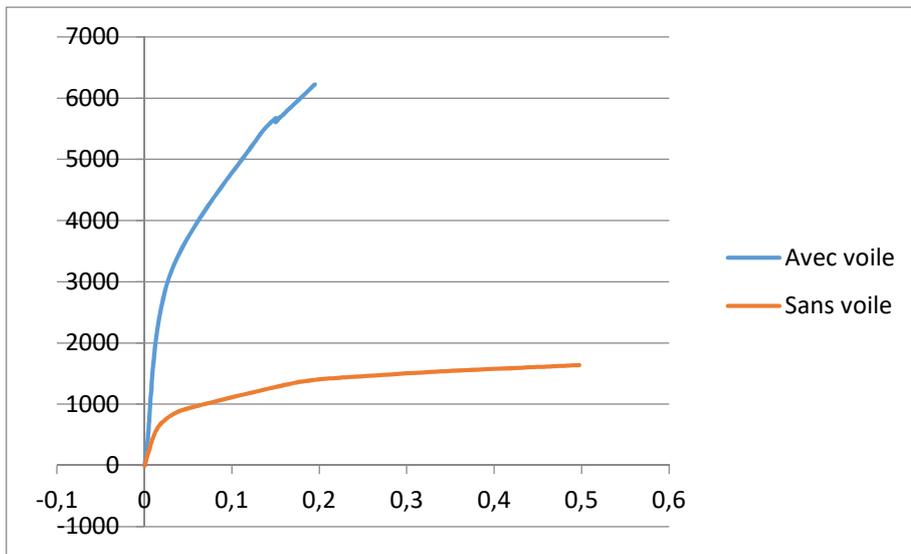
Formulation des rotules plastiques sens Y  
Dernier pas (sans voile )

formulation des rotules plastique sens Y  
dernier pas (avec voile)

**Figure IX.25:** comparaison de formation des rotules plastiques dans 2 derniers sens x

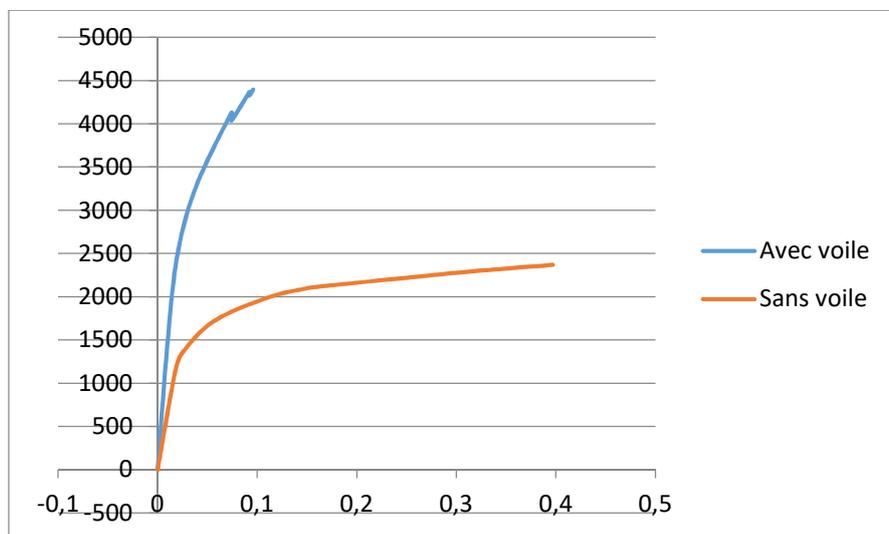
2. Comparaison: après la visualisation de ces deux dernier pas suivant les sens y on constate que :

- sur le portique sans voile une apparition des rotule plastique de type (B-IO-LS-C) sur les poteaux et les poutre par contre ,le portique avec voile on visualise juste l'apparition des rotules plastique de type (B)diminue sur les poteaux et poutre et augmente sur les voile ,et cette dernière et du a l'ajout des murs voiles
- De 1 et 2 on colclu que le voile prend 75% des charges appliqué sur le portique



**b. comparaison des courbes de capacité suivant les deux sens (X, Y) :**

**Figure IX.26** : comparaison entre les courbe de capacité (structure autostable et contreventé) sens X



**Figure IX.27** : comparaison entre les courbes de capacité (structure autostable et contreventé) sens Y

Analyse : après la visualisation des courbes de capacité des deux structures avant et après l'injection des voiles dans les deux sens X et Y on a constaté que la courbe de capacité en voiles elle dépasse la courbe sans voiles c'est-à-dire l'augmentation de la rigidité et cette dernière est due au renforcement du bâtiment avec les voiles

**c-comparaison des points de performances des structures ( $V_p$ ,  $D_p$ ) :**

Tableau IX.5 : Résultats du point de performance.

Structure	$V_p$ (KN)	$D_p$ (M)
Sans voile	1581,11	0,404
Avec voile	5777,60	0,162

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus, on constate que lorsque l'effort tranchant à la base augmente le déplacement au sommet diminue. Cette variance est due à la rigidité rapportée par les voiles.

### CONCLUSION :

L'analyse Push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse Push over en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.



---

# *Conclusion*

---



## Conclusion Générale

Ce projet est constitué de nos connaissances acquises durant nos cinq années de formation, il nous a permis d'une part de toucher aux difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul ...ect , et d'une autre part d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP2000 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Et ensuite nous avons évalué le comportement réel de la structure qui est déterminé par la méthode de « Push over » basée sur le code américain FEMA356,ATC40.

Cette méthode consiste à déterminer la courbe de capacité de la structure afin d'extraire le point de performance ainsi que le développement des rotules plastiques.

Dans le but d'évaluer la performance sismique, on s'est basé sur deux modèles de structure :

- Structure auto stable.
- Structure contreventée par des voiles

Pour cela, on a utilisé dans chaque modèle des différents critères pour faire la comparaison entre eux :

- Point de performance.

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence l'excellent comportement non linéaire de ces structures renforcées.

L'élaboration de ce travail nous a permis, d'une part, d'approfondir les connaissances et le savoir-faire acquis durant notre cursus, et d'autre part, de préparer mon intégration à la vie professionnelle.



---

## *Références Bibliographiques*

---



## Bibliographie

- Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées.

### REGLEMENTS

1. D.T.U.P 18-702 :BAEL91 révisé en 1999 : Béton armé aux états limites, France, Eyrolles, 2000,352 pages.
2. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
3. DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation, Mellak Hachemi , Alger ,C.G.S- Ministère de l'habitat , 1989, 41 pages.
4. DTR B.C. 2.48 :RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes, Alger, C.G.S- Ministère de l'habitat, 1999 modifié en 2003, 121 pages.

- **Mémoires :**

1. *Kemmoun.K, Rabah.A, (2015), Etude d'un bâtiment en Béton Armé (sous-sol, RDC+10étages) a usage d'habitation et commercial. Mémoire : génie civil. TIARET :Université IBNKHALDOUN DE TIARET ,123pages*
2. *Cheikh.H ,(2015) ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE, commercial .Mémoire : structure .Tlemcen: Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen ,102pages*
3. [8] B. M. AGHILES, "INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS," 2012.

### Cours :

1. Béton armé
2. Dynamique des structures
3. Résistance des matériaux

### LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000 v 14.
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2013.

### Sites :

1. <https://docs.school/matieres-artistiques-et-mediatiqes/architecture/etude-de-cas/differentes-etapes-calcul-dimensionnement-complet-batiment-residentiel-sept-etage> (31/12/2016),(14:05)
2. [http://www.memoireonline.com/03/12/5472/m\\_Implication-du-projet-RPOA-sur-la-conception-sismique-des-ponts-en-Algerie-22.html](http://www.memoireonline.com/03/12/5472/m_Implication-du-projet-RPOA-sur-la-conception-sismique-des-ponts-en-Algerie-22.html) (20/01/2017),(18:30)
3. <http://lionel.ponnelle.pagesperso-orange.fr/Methode.htm>, (26/01/2017),(09 :45)



---

# *Annexes*

---

