

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : technologie

DEPARTEMENT : génie civil

N° :



DOMAINE : science et technologie

FILIERE : GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique

Par: CHIKHI SALIM

MEDJENAH KHALED

Intitulé

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7)  
contreventement mixte (Portique + Voile)**

**Soutenu devant le jury composé de:**

BOULAOUAD ABDERACHID	Université M'sila	Président
BENYAHIA ABDESLAM	Université M'sila	Rapporteur
HAMITOCHE AMAR	Université M'sila	Examineur
GUERRAICHE AMMAR	Université M'sila	Examineur

**Année universitaire : 2018 /2019**



# DÉDICACE -1

## DÉDICACE -1

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : Mes très chers parents, pour le sacrifice tout au long de ma vie ; Toute ma grande famille; Mes frères ; Tous mes amis sans exception ; Toute la promotion 2018/2019 (Structures; Géotechnique et Matériaux); et Mon cher binôme Medjenah Khaled et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi.*



# DÉDICACE -2 DÉDICACE -2

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : Mes très chers parents, pour le sacrifice tout au long de ma vie ; Toute ma grande famille; Mes frères ; Tous mes amis sans exception ; Toute la promotion 2018/2019 (Structures; Géotechnique et Matériaux); et Mon cher binôme CHIKHI SALIM et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi.*

## *Remerciements:*

*Nous remercies tous d'abord Allah et clément de m'avoir donné le courage pour terminer ce projet de fin d'études, pour les efforts qui nous a donné, pour pouvoir réaliser ce modeste travail. Nous tiens à présenter mes remerciements les plus sincères à mon promoteur Monsieur BENYAHIA ABDESLAM pour sa générosité, sa gentillesse, sa patience et ses précieux conseils pour l'établissement de ce travail.*

*Pour la documentation et les conseils prodigués. Nous remercies l'ensemble des enseignants du département génie civil. Nous remercies les membres de jury qui m'ont honoré de leur présence. Nous remercies tous mes amis pour leurs soutiens. , Nous remercies tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, pour Leurs soutiens moraux ou matériels, dans la réalisation de ce projet.*



---

# Sommaire

<i>Introduction générale</i> .....	1
------------------------------------	---

## *Chapitre I*

<b>I-1-Introduction:</b> .....	3
<b>I-2-Présentation du projet</b> .....	3
I-2-1-Description des l' ouvrage .....	3
I-2-2- Caractéristiques géométriques .....	3
I-2-3-description de l'ossature .....	4
I-2-4- Caractéristiques géotechniques du sol .....	5
I-2-5-Choix du système de contreventement.....	6
I-2-6-Characteristiques des materiaux .....	7
I-2-7- Présentation des règlements de calcul.....	9
I-2-8- Logiciel utilisé.....	10

## *Chapitre II*

<b>II -1- Introduction</b> .....	12
<b>II-2- Pré dimensionnement des éléments</b> .....	12
II-2-1-Poutres .....	12
II-2-2- Les plancher.....	13
II-2-3- Poteau .....	15
II-2-4-Les voiles.....	15
II-2-5- L'acrotère .....	16
II-2-6- d'escaliers .....	16
<b>II-3- Évaluation des charges:</b> .....	17
II-3-1-Les planchers .....	17
II-3-2-les balcons .....	18
II-3-3-L'acrotère.....	19
II-3-4-les murs.....	19
<b>II-4- Descente de charges:</b> .....	19
II-4-1- Poteau d'angle P1: .....	21
II-4-2- Poteau de rive P2 : .....	21
II-4-3- Poteau intermédiaire P3 : .....	23
II-4-4- Dimensionnement des poteaux :.....	24

## *Chapitre III*

<b>III-1-Introduction</b> .....	26
<b>III-2-Calcul des éléments non structuraux</b> .....	26

III-2-1-L'acrotère.....	26
III-2-2-Les escaliers .....	30
III-2-3- Poutre palière .....	34
III-2-4-les balcons.....	35
III-2-5-Les planchers .....	37

## *Chapitre IV*

<b>IV-1- Introduction .....</b>	<b>45</b>
<b>IV-2- Choix de la méthode de calcul .....</b>	<b>45</b>
IV-2-1 Méthode statique équivalente.....	45
IV-2-2 Méthode dynamique modale spectrale.....	45
<b>IV-3- Application du RPA99/V2003 .....</b>	<b>45</b>
IV-3-1- application de la méthode statique équivalente .....	45
IV-3-2- Méthode d'analyse modale spectrale.....	47
<b>IV-4- Modélisation de la structure .....</b>	<b>48</b>
IV-4-1-Vérification du comportement dynamique .....	49
IV-4-2- Vérification nombre de modes à considérer.....	49
IV-4-3- Résultante des forces sismiques de calcul .....	49
IV-4-4- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment .....	49
IV-4-5-Calcul de moment et les efforts tranchants.....	50
IV-4-6- Vérification l'excentricité.....	50
IV-4-7-Déplacements du CDG des niveaux.....	51
IV-4-8- Vérification Effets P- $\Delta$ .....	52
IV-4-9- Vérification des déformations.....	53
IV-4-10- Stabilité au renversement .....	53

## *Chapitre V*

<b>V-1- Introduction.....</b>	<b>55</b>
<b>V-2- Combinaison des charges.....</b>	<b>55</b>
<b>V-3- Calcul Ferrailage des éléments résistants.....</b>	<b>55</b>
V-3-1- Ferrailage des poutres .....	55
V-3-2- Ferrailage des poteaux.....	60
V-3-3- Ferrailage des voiles.....	65

## *Chapitre VI*

<b>VI -1- Introduction :.....</b>	<b>73</b>
<b>VI -2- les fondations :.....</b>	<b>73</b>
VI -2-1- Stabilité des fondations : .....	73
VI -2-2- Types de fondations.....	73

---

VI -2-3- Connaissance du lieu et du sol.....	73
<b>VI -3- Calcul des fondations.....</b>	<b>74</b>
VI -3-1- Semelle isolé .....	74
VI -3-2- semelle filante .....	76
VI -3-3- Calcul des longrines .....	79
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>80</b>
<b>Références et bibliographie.....</b>	<b>81</b>

---

# *Liste des tableaux*

## *Chapitre II*

Tableau II-01 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse. ....	18
Tableau II-02 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant. ....	18
Tableau II-03 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon. ....	18
Tableau II-04: Évaluation des charges permanentes de mur extérieur. ....	19
Tableau II-05 : Descente des charges pour un poteau d'angle.....	20
Tableau II-06 : Descente des charges pour un poteau de rives.....	21
Tableau II-07 : Descente des charges pour un poteau intermédiaire.....	23
Tableau II-08 : Résumé du poteau semi de rive P2 .....	25

## *Chapitre III*

Tableau III-01 : Évaluation des charges. ....	30
Tableau III-02 : application numérique à l'ELU et à l'ELS. ....	31
Tableau III-03 : Évaluation des charges. ....	34
Tableau III-04 : ferrailage de la poutre.....	34
Tableau III-05 : Combinaison des charges de balcon.....	35
Tableau III-06 : Évaluation des charges.. ....	38

## *Chapitre IV*

Tableau IV-01: Valeurs du facteur de qualité.....	46
Tableau IV-02: Modes propres de la structure.....	49
Tableau IV-03: résultat de force sismique .....	49
Tableau IV-04: distribution sismique sens (x-x) et (y-y).....	50
Tableau IV-05: : résultat de moment et les efforts tranchants .....	50
Tableau IV-06: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.....	51
Tableau IV-07: Déplacements d'étages.....	52
Tableau IV-08: Effets P- $\Delta$ .....	52
Tableau IV-09: Déplacements inter-étages.....	53
Tableau IV-10: moments de renversement de niveau.....	53

## *Chapitre V*

Tableau V-1 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	56
Tableau V-2 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	56
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	61
Tableau V-4 : Vérification à L'ELS.....	63
Tableau V-5 : Vérification au flambement.....	64
Tableau V-6 : les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y).....	69
Tableau V-7 : les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 2 et 3 : (sens y-y) et (sens x-x)....	70
Tableau V-8 : les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 4 (sens x-x).....	70

---

## *Chapitre VI*

Tableau VI-1 : les efforts appliqués aux semelles.....	74
Tableau VI-2 : ferrailage de semelle isolé.....	75
Tableau VI-3 : les données SF2, SF3 et SF4.....	77
Tableau VI-4 : ferrailage de SF2, SF3 et SF4.....	77
Tableau VI-5 : Vérification du cisaillement .....	77

---

# *Liste des figures*

## *Chapitre I*

Figure I-1 : Bâtiment en 3D.....	03
Figure I-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	06
Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	06
Figure I-4 : diagramme contraints déformations.....	08

## *Chapitre II*

Figure II-1 : Coffrage de Poutres. ....	13
Figure II-2: Coffrage de plancher. ....	15
Figure II-3: Coffrage des poteaux.....	15
Figure II-4 : Coupe de voile en élévation .....	16
Figure II-5 : Coffrage L'acrotère.....	16
Figure II-6 : Coffrage Les escaliers. ....	17
Figure II-7 : coupe plancher terrasse.....	17
Figure II-8 : coupe plancher étages courant + RDC. ....	18
Figure II-9 : Murs extérieurs et Cloison intérieur. ....	19
Figure II-10 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de surcharge. ....	20

## *Chapitre III*

Figure III-01 : schéma statique d'acrotère.....	27
Figure III-02: schéma ferrailage d'acrotère.....	30
Figure III-03: Dimensions de l'escalier courant. ....	30
Figure III-04: schéma ferrailage Les escaliers.....	33
Figure III-05: schéma ferrailage de Poutre palière.....	35
Figure III-06: balcon.....	35
Figure III-07: schéma ferrailage les balcons.....	37
Figure III-08 : schéma de Type des poutrelles (01) .....	38
Figure III-09 : schéma de Type des poutrelles (02) .....	38
Figure III-10 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].....	39
Figure III-11 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].....	39
Figure III-12 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].....	39
Figure III-13 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].....	39
Figure III-14: schéma ferrailage Les planchers. ....	43

## *Chapitre IV*

Figure IV-01: Configuration en plan.....	48
--	----

---

## ***Chapitre V***

Figure V-1 : ferrailage de poutre principale .....	59
Figure V-2 : ferrailage de poutre secondaire.....	59
Figure V-3 : la zone nodale dans les poteaux.....	60
Figure V-4 : Schéma ferrailage Poteaux (50 * 50).....	64
Figure V-5 : Schéma ferrailage Poteaux (45 * 45).....	65
Figure V-6 : Schéma ferrailage Poteaux (40 * 40).....	65
Figure V-7 : Section partiellement comprimée.....	67
Figure V-8 : Section entièrement tendue.....	68
Figure V-9 : Section entièrement comprimée.....	68
Figure V-10: Section partiellement comprimée.....	71

## ***Chapitre VI***

Figure VI-1 : types de fondation superficielle.....	73
Figure VI-2 : ferrailage de semelle isolé.....	76
Figure VI-3 : ferrailage de semelles filantes 1, 2 ,3 et 4.....	78
Figure VI-4 : ferrailage de coupe de longrine.....	79

---

## *Liste des abréviations*

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- $A_S$ : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\sigma_{ser}$ : Contrainte de compression du béton ELS.
- $\tau_u$ : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$ : Contrainte tangentielle
- T : L'effort de traction.
- $\beta$ : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- $N_d$ : effort normale obtenue par logiciel robot
- $\varepsilon$ : Déformation relative.
- $V_0$ : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : État limite ultime.
- E.L.S : État limite service.
- $N_{ser}$ : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$ : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- V : Effort tranchant
- $F_Z$ : Effort tranchant
- $V_u$ : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- $S_t$ : Espacement.
- $\lambda$ : Élançement.
- e : Épaisseur,
- $e_p$ : Épaisseur,
- p : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- $L_F$ : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.

- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_T$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $F_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I F_i$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I F_v$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $\rho$  : le poids volumique.
- $\alpha$  : élancement d'un panneau de dalle.
- $\Psi$  : Coefficients de scellement.
- $\eta$  : Coefficients de fissuration.
- $\theta$  : Coefficient d'application de charge.
- $b$  : La largeur de la table de compression
- $K$  : Les raideurs de la poutre et le poteau.
- $i$  : Rayon de giration
- $\varepsilon$  : Coefficient d'équivalence
- $B$  : Section de béton du poteau.
- $a$  : l'épaisseur de voile
- $h_e$  : hauteur libre d'étage
- $p_1$  : poids du garde-corps
- $g$  : giron
- $u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres
- $L_s$  : Longueur de scellement droit.
- $A$  : coefficient d'accélération
- $C_p$  : facteur de force horizontale
- $w_p$  : poids de l'acrotère
- $F_p$  : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère
- $T_{ext}$  : travail externe.
- $T_{int}$  : Travail interne.
- $S$  : Surface de répartition de la charge.
- $\theta$  : c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- $h_0$  : épaisseur de la dalle
- $\nu$  : Coefficient de Poisson

- 
- $\mu_c$ : Périmètre du contour
  - $U$ : le périmètre de la surface  $\Omega$  délimitée par la fibre
  - $\Omega$ : L'aire de contour tracé à mi- épaisseur des parois.
  - $\eta$ : facteur de correction d'amortissement
  - $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique
  - $E$  : charges sismiques.
  - $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
  - $Q$  : facteur de qualité
  - $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen
  - $h_N$ : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)
  - $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
  - $X_i$ : l'abscisse du centre de torsion
  - $Y_i$ : l'abscisse du centre de torsion
  - $x_i$ : l'abscisse du centre de gravité de l'élément
  - $y_i$ : l'abscisse du centre de gravité de l'élément
  - $I_{x_i}$ : moment d'inertie par rapport l'axe (ox)
  - $e_{xt}$ : excentricité théorique
  - $R$  : coefficient de comportement global de la structure
  - encrage des barres adhérence limite.
  - $S_1$ : semelle isolé.
  - SF1.2: semelle filante.
  - $P_1$ : poussée de terre.
  - NB : noté bien
  - RDC: riez de chaussée
  - SS: sous-sol

---

## Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (07) étages, sera implanté à la wilaya de : M'sila. Cette ville est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version2003.....etc.).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ROBOT2014) aussi que les dessins ce fait par AUTOCAD 2008.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية متكونة من الطابق الارضي و 7 طوابق عادية في ولاية المسيلة

المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب مركز الدراسة هندسة الزلازل الجزائري.

قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الاساسية تتم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة

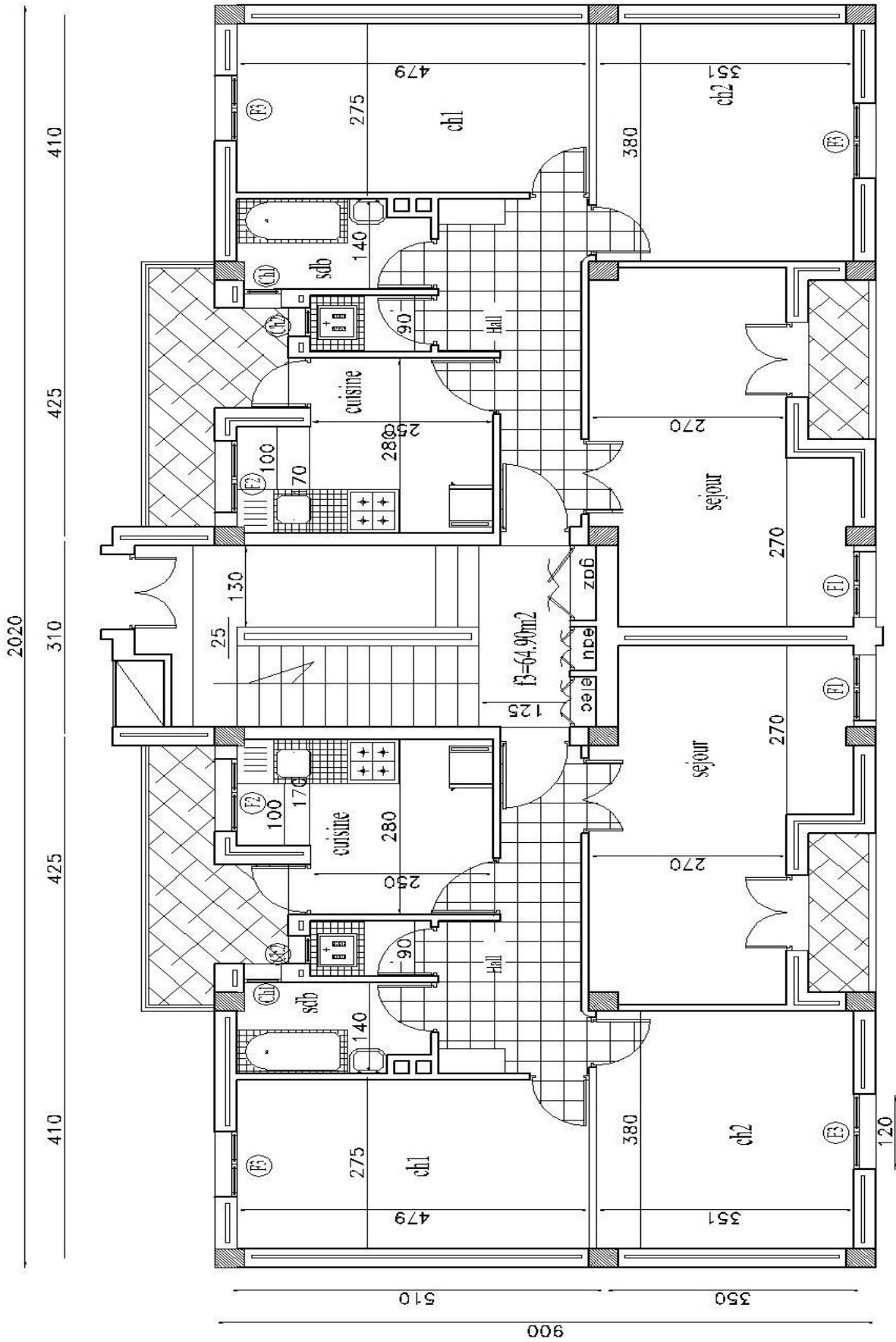
الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99 version 2003) و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 و

الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية

كما تم نمذجة البناية باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية ROBOT2014 اما عملية الرسم كانت باستعمال طريقة

الرسم التقني AUTOCAD2008

و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات



PLAN -RDC-



---

## Introduction générale:

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un Rez de chaussée plus 7 étages (R+7), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue à pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

- **Le Premier chapitre :** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre :** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (telque les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre :** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- **Le quatrième chapitre :** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- **Le cinquième chapitre :** calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT2014**.
- **Sixième chapitre :** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

# *Chapitre : I*

## **Présentation Des L'ouvrages**

### **I-1-Introduction:**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation (portique + voiles) composé Rez de chaussée plus 7 étages (R+7).

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour Calculer les dimensions et ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL91/V 99] et le [RPA99 version 2003].

Le present projet est consacré à l'etude d'un batiment à usage d'habitation que sera implanlé et la commune de: **M'sila**, wilaya de: **M'sila** région à la zone moyenne sismicité (**IIa**), (**RPA 99 v2003**).

### **I-2-Présentation du projet:**

Dans ce qui suit on présente la description de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des materiaux utilisees :

#### **I-2-1-Description des l' ouvrage :**

Le projet que nous avons entrain d'étudie consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé Rez de chaussée plus 7 étages, Le bâtiment est implanté à la ville de : **M'sila**, wilaya de: **M'sila**, Qui est une Zone de moyenne sismicité : (**IIa**), d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**).



**Figure I-1 : Bâtiment en 3D.**

#### **I-2-2- Caractéristiques géométriques:**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- ❖ Longueur totale : **L = 20.20 m.**
- ❖ Largeur totale : **t = 9.00 m.**
- ❖ Hauteur d'étage : **H = 3.06 m.**
- ❖ Hauteur totale : **H = 24.48 m.**

## Chapter: I

---

(Zone IIa: groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m).

### **I-2-3-description de l'ossature :**

#### ❖ **Ossature :**

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres).

#### ❖ **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

#### ❖ **Escaliers :**

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau a autre, par contre l'escalier de RDC a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

#### ❖ **Maçonnerie :**

**Les murs extérieurs:** sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

**Les murs intérieurs:** sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### ❖ **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### ❖ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

### **I-2-4- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considérer que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 2,4$  bars.

### **I-2-5-Choix du système de contreventement:**

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

## Chapter: I

---

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

### **I-2-6-Characteristiques des materiaux :**

#### **I-2-6-1-Beton :**

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton courant constitué d'un mélange de ciment portland artificiel (C.P.A. 325), d'eau et de granulats (gravier et sable).

##### **a. Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine.

##### **b. Granulat :**

Les granulats comprennent les sables et les gravier.

##### **c. Sable :**

Le sable sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieur a 5mm.

##### **d. Gravier :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 8 à 25.

##### **e. Eau de gâchage :**

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilité son écoulement et son moulage.

##### **f. Adjuvants :**

Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieur ou égale 5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

La composition moyenne pour un  $1m^3$  de béton est la suivante :

- Ciment ( C.P.A. 325)                      350 Kg/ $m^3$ .
- Gravier (8/16 et 16/25)                800 L.
- Sable (0/5)                                 400 L.
- Eau de gachage                            175 L.

### **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:**

➤ **Masse volumique:** La densité du béton arme est égale à :

$$\gamma_{AB} = 2500kg/m^3$$

## Chapter: I

- **Résistances caractéristiques:** La résistance caractéristique à la compression à 28 jour d'âge prise égale à :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

La résistance caractéristique à la traction est égale à :

$$\begin{aligned}f_{t28} &= 0.6 + 0.06f_{c28} \\ &= 0.6 + 0.06 \times 25\end{aligned}$$

$$f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

- **Contraintes limites :**

1/ **ELU** : est notée  $f_{bu}$  tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} \text{ Avec :}$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons , fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :

**1** : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.

**0.9** : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

**0.85** :lorsqu' elle est inferieur à 1h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

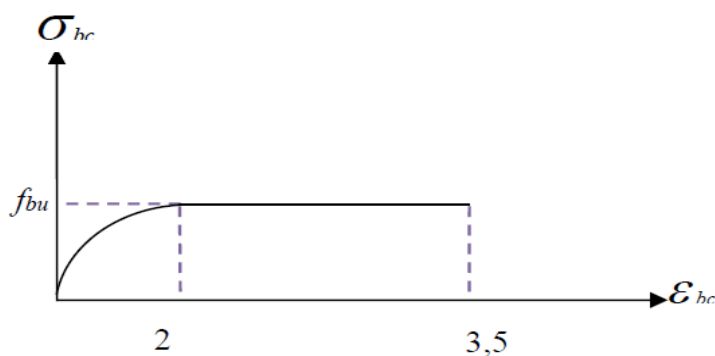


Figure I- 2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

2/ **ELS** : est donné par:  $\bar{\sigma} = 0.6f_{c28}$  .

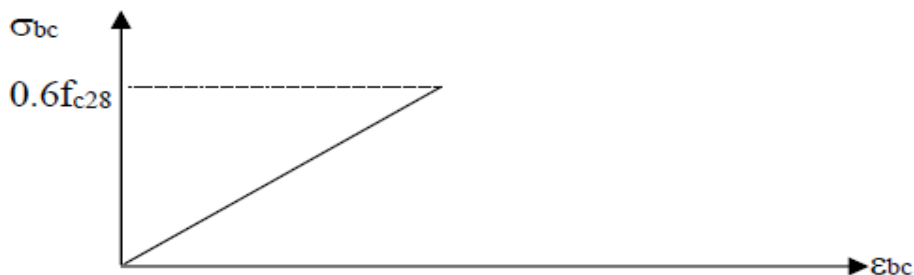


Figure I- 3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

## Chapter: I

---

### ➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

$V_u$  : Effort tranchant.

b, d: Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si  $\bar{\tau}_u$  ne dépasse pas

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3,25\text{MPa}$ .....fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ .....fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

### ➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [le BAEL 91].

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ d'ou: } E_{t28} = 32164,20\text{Mpa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ d'ou: } E_{v28} = 10819,86\text{Mpa}$$

### ➤ **Coefficient de Poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement [BAEL 91]:

à l'ELU :  $v=0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS :  $v=0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### **I-2-6-2 Acier:**

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés dans le béton armé sont des aciers doux, mi-durs et durs. On utilise pour le béton armé, les ronds lisses (symbole  $\Phi$  ou RL), les armatures à haute adhérence (symbole HA) et les treillis soudés (symbole TS).

On trouve les aciers pour le béton armé sous trois formes : barres, fils et treillis soudés.

- En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m.

- Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont : 6,8, 10, 12, 14, 16, 20, 25,32 et 40 mm.

- Au diamètre nominal correspondent une section nominale et un périmètre nominal (section et périmètre d'un rond lisse de diamètre égal au diamètre nominal).

### ➤ **Caractéristique mécanique**

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par  $f_e$ . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale  $E_s$  est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à :  **$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$** .

## Chapter: I

### ➤ Contrainte limite de l'acier :

#### Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\varepsilon_{es}$  : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right\}$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

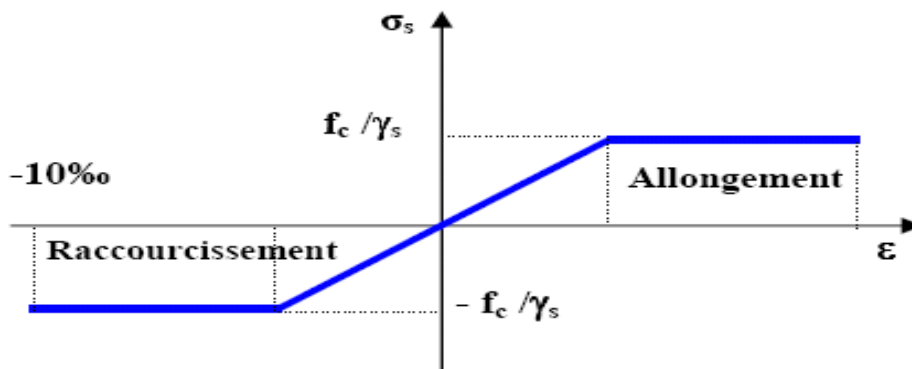


Figure I- 4 : diagramme contraintes déformations.

#### Contrainte à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- 1./**Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
- 2./**Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$  (MPa)
- 3./**Fissuration très préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$  (MPa) Avec

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

#### Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté est le rapport suivant :

$$E = \frac{E_s}{E_b} \quad \text{Avec :}$$

$\eta$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

## Chapter: I

---

### **I-2-7- Présentation des règlements de calcul :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

#### **I-2-7-1- Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :**

basé sur la théorie des états limites.

**Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles) La Combinaison d'action à l'état limite ultime est:  $q = 1,35G + 1,5Q$ .

#### **Hypothèses :**

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

#### **Etats limites de service (ELS) :**

constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

#### **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

## Chapter: I

---

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_S=15E_b$  ;  $n=15$ ).

### **I-2-7-2-[RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de constrictions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

### **I-2-7-3-[CBA 93] (Codes du Béton Armé)**

Les codes du béton armé Algérien CBA 93 (DTR B.C.241) (Ou homologue : B.A.E.L 91) pour le dimensionnement des pièces aux états limites ultimes (E.L.U) et de service (E.L.S).

### **I-2-8- Logiciel utilisé:**

- Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel : **ROBOT2014**.
- Le calcul ferrailage avec le logiciel : **EXPERT 2010**.
- tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel: **AUTOCAD**.

# *Chapitre : II*

## **Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**

## Chapter: II

---

### II -1- Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “ des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du : **CBA 93, BAEL 91 et le RPA 99 V 2003** ..... etc. pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II-2- Pré dimensionnement des éléments :

#### II-2-1-Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **Thonier 4** et vérifié selon le **RPA99V2003**.

#### a. Les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon la conception et calcul des structures de bâtiment **Thonier 4 page 1551**. Le pré dimensionnement des poutres se fait les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre principales.

$$L_{max} = 510 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 510 \text{ cm} \rightarrow 31.87 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On opter pour **h=45cm**.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.6 * h \rightarrow 13.5 \leq b \leq 27$$

On opter pour **b=30 cm**.

Soit : **h=45 cm** et **b=30cm** (largeur de la poutre).

#### ❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 p69 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....Vérifié
- $h \geq 30 \text{ cm}$  .....Vérifié
- $h / b = 1.33 \rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm}$  ...Vérifié

On prend :

$$\mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

## Chapter: II

### b- Les poutres secondaires:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon la conception et calcul des structures de bâtiment **Thonier 4 p1551**. Le pré dimensionnement des poutres se fait les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre principales.

$$L_{max} = 425 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 425 \text{ cm} \rightarrow 26.56 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

On opter pour **h=40cm**.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.6 * h \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On opter pour **b=30 cm**.

Soit : **h=40 cm** et **b=30cm** (largeur de la poutre).

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 p69 :**

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....Vérifié
- $h \geq 30 \text{ cm}$  .....Vérifié
- $h / b = 1.33 \rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm}$  ...Vérifié

On prend :

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

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

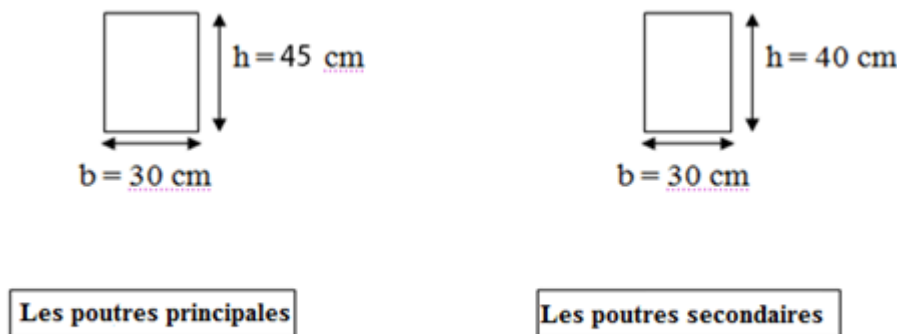


Figure II-1 : Coffrage de Poutres.

### II-2-2- Les plancher:

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants. Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.

## Chapter: II

---

- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

### Condition de flèche:

Selon le **CBA93(B.6.8.4.2.4)**:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55 \text{ cm.}$$

### Condition de résistance :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15M_0}{M_t}$$

$$M_t = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Livre pratique du BAEL91 page 303}).$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}; G \ll Q \Rightarrow \alpha = 1$$

$$M_t = \frac{1.5}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 0.75 * M_0$$

$$ht \geq \frac{0.75L}{15} \Rightarrow ht \geq 19.75 \text{ cm}$$

$M_0$  : Moment de la travée considéré libre

$M_t$  : Le moment en travée de la portée considérée

Donc on adopte une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$ , constituée de 16 cm corps creux et 4 cm dalle de compression.

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur :

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression.} \end{cases}$$

$$0.3 * h_t \leq b_0 \leq 0.6 * h_t \Rightarrow 0.3 * 20 \leq b_0 \leq 0.6 * 20 \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12$$

Pour la largeur de la nervure nous avons :  **$b_0=10\text{cm}$**

La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{l}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm} \\ \frac{l_n}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend donc :  **$b_1 = 27.5\text{cm}$** .

$$\text{Et on a : } b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 27.5 + 10 = 65\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b = 65\text{cm}}$$

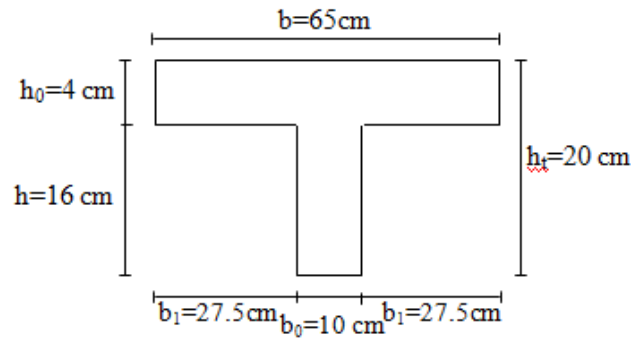


Figure II-2: Coffrage de plancher.

II-2-3- Poteau :

Selon les prescriptions du **PRA99V2003 P65** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \ll \text{Zone IIa} \gg$$

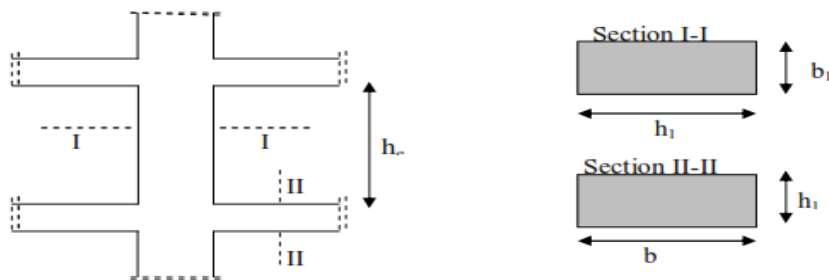


Figure II-3: Coffrage des poteaux.

D'après **RPA99V 2003 65** nous avons pour la zone (IIa).

$$h = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{CV}$$

$$b = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \quad \dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte un poteau de **(45 × 45) cm<sup>2</sup>** au RDC et les différents étages.

II-2-4- Les voiles (R.P.A 99 V2003, 7.7.1 P56) :

Les voiles sont des murs réalisées en béton armés, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4 \cdot a$ .

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

## Chapter: II

Le, R.P.A 99 V2003, (7.7.1 P56), exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus l'épaisseur R.P.A 99 V2003, doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

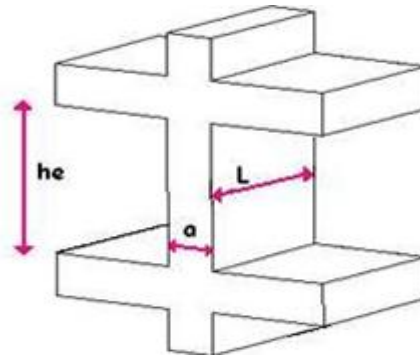


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

$h_e$  : L'épaisseur de voile On prend :  $h_e = 3.06$  m

Donc : **a = 15 cm**

### II-2-5-Pré dimensionnement L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnel contre la chute, les dimensions d'acrotère son donnée sur la figure ci-contre:

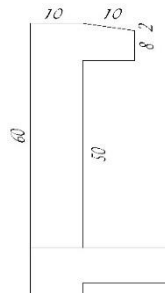


Figure II-5 : Coffrage L'acrotère.

### II-2-6- d'escaliers :

Les escaliers sont coulés surplace, ils sont constitués paillasse appuyée sur les poutres de plancher et de palier intermédiaire appuyées sur les paliers situés.

Mis hauteur d'étage, de section transversale égale à celle des poutres qui lui sont parallèles.

Les marches s'appuient sur la paillasse pour une hauteur de contre marche «h» la largeur «g» appelé coron, est détermine à l'aide la formule de BLONDEL ainsi que pour  $h = 17$  cm (valeur proposer par l'architecte).

$$\text{La valeur «g» est telle que : } g = \begin{cases} 59 < g + 2 * h < 66\text{cm} \\ g + 2 * h = 64\text{cm} \end{cases}$$

$H_1 = H_2 = 153$  cm ;  $L = 268$  cm

Hauteur d'étage  $h_e = 306$  cm

## Chapter: II

On prend  $h=17$  cm

Détermination du nombre de marches :  $n = \frac{H_1}{h} = \frac{153}{17} = 9$  marches.

Détermination de giron :

à partir de formule de BLONDEL

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow \frac{268}{9-1} = 33 \text{ cm}$$

$$L_p \text{ pour R.D.C et étage courant } L_p = \sqrt{L^2 + \left(\frac{H}{2}\right)^2} \Rightarrow L_p = \sqrt{268^2 + \left(\frac{306}{2}\right)^2}$$

On doit avoir  $L_p = 308.6$

$$\frac{L_p}{30} < e_p < \frac{L_p}{20} \Rightarrow 10.28 < e_p < 15.42$$

Soit  $e_p = 15\text{cm}$ .



Figure II-6 : Coffrage Les escaliers.

### II-3- Évaluation des charges:

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

#### Selon le DTR B.C.2.2

##### II-3-1-Les planchers :

##### II-3-1-1-Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

##### Charge permanente et charge d'exploitation :

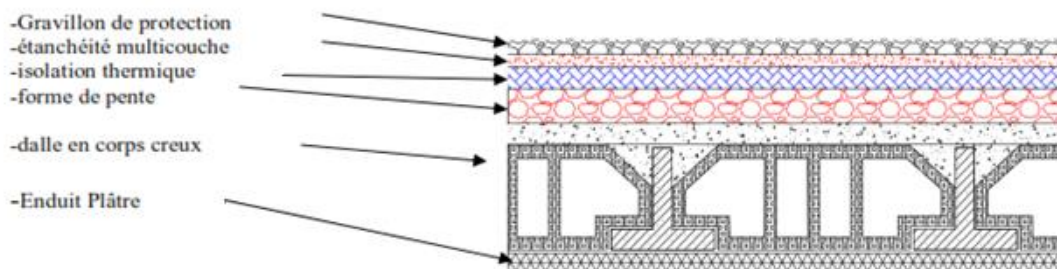


Figure II-7: coupe plancher terrasse.

## Chapter: II

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1-Gravillon de protection	0.05	1700	85
2-Etanchéité multi couche	0.02	600	12
3-Isolation thermique	0.05	400	16
4-Forme de pente	0.10	2200	220
5- planchers à corps creux	0.20	-	280
6-Enduit de plâtre	0.02	1000	20

$$G = 633 \text{ kg/m}^2$$

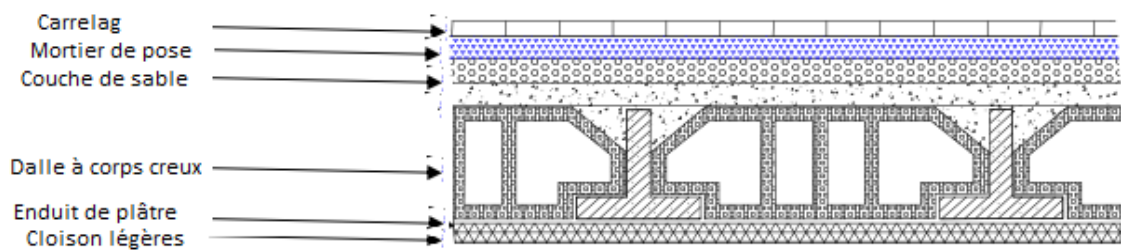
$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

**Tableau II-01 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.**

### II-3-1-2-Planchers étages courant + RDC :

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

#### Charge permanente et charge d'exploitation :



**Figure II-8: coupe plancher étages courant + RDC.**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	2200	44
2-Mortier de pose	0.02	2000	40
3- Couche de sable	0.02	1800	36
4- planchers à corps creux	0.20	-	280
5- Enduit de plâtre	0.02	1000	20
6- Cloison légères	0.10	1000	100

$$G = 520 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

**Tableau II-02 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.**

### II-3-2-les balcons :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	2200	44
2-Mortier de pose	0.02	2000	40
3- Couche de sable	0.02	1800	36
4- Dalle en BA	0.15	2500	375
5- Enduit ciment	0.02	2000	40

$$G = 553 \text{ kg/m}^2$$

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

**Tableau II-03 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon.**

## Chapter: II

### II-3-3-L'acrotère:

$$S = (0.02 * 0.10) / (2) + (0.08 * 0.1) + (0.1 * 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{propre}} = (0.069 * 2500) = 172.5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 * 2000 * 0.60 * 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 172.5 + 48 = 220.5 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 220.5 \text{ kg/m}^2$$

### II-3-4-les murs:

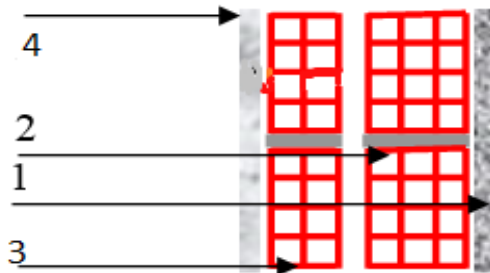


Figure II-9: Murs extérieurs et Cloison intérieur.

#### II-3-4-1-Mur extérieur:

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1- Enduit ciment	0.02	2000	40
2- Brique creux	0.15	900	135
3- Brique creux	0.10	900	90
5- Enduit plâtre	0.02	1400	28

$$G = 293 \text{ kg/m}^2$$

Tableau II-04: Évaluation des charges permanentes de mur extérieur.

### II-4- Descente des charges:

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations ; Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge :

- Charge permanent (G),
- Charge d'exploitation(Q).

#### Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2 article 6.3 p16) :

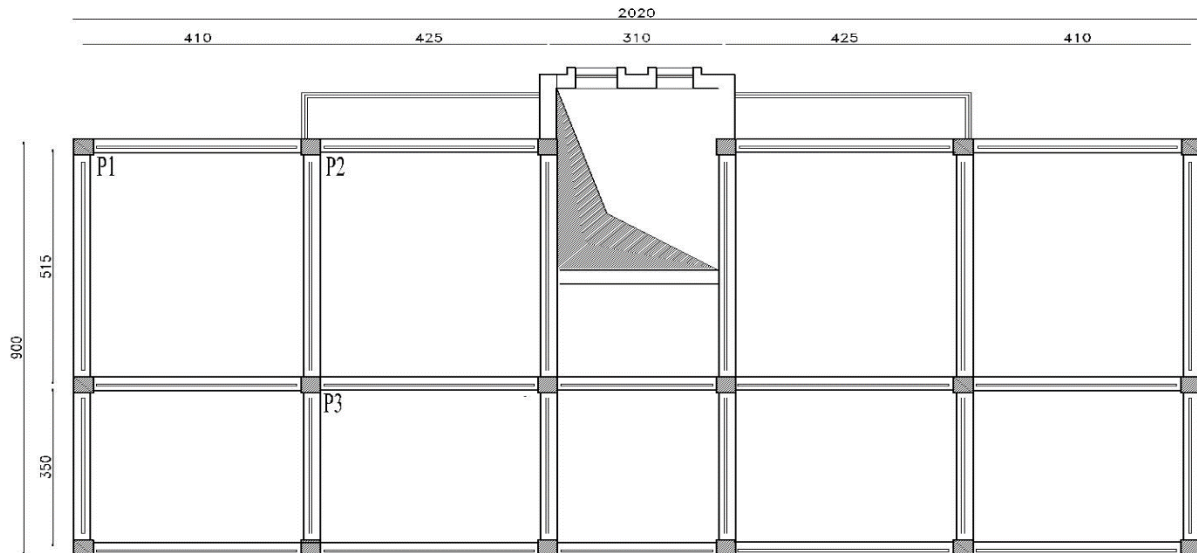
Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendante : C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

#### On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse :  $Q_0$ .
- Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$ .

## Chapter: II

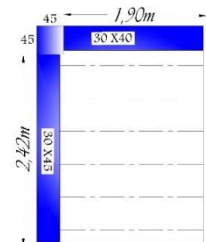
- Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage :  $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Sous le cinquième étage et les suivants :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$



**Figure II-10: Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de surcharge.**

On vérifié la section transversale des trois poteaux les plus chargées suivent :

### II-4-1- Poteau d'angle P1:



$$S_{\text{Plancher}} = 2.42 * 1.90 = 4.59 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Murs extérieur}} = (3.06 - 0.4) * (2.42 + 1.90) = 11.49 \text{ m}^2$$

niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère	11.48	
	Plancher terrasse	28.73	4.59
	Poutre	13.86	
	Poteau	15.49	
N2	<b>Venant de N1</b>	<b>69,56</b>	<b>4.59</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
N3	<b>Venant de N2</b>	<b>156,11</b>	<b>11.47</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	

## Chapter: II

	Poteau	15.49	
N4	<b>Venant de N3</b>	<b>242,66</b>	<b>13.07</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
N5	<b>Venant de N4</b>	<b>329,21</b>	<b>18.57</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
N6	<b>Venant de N5</b>	<b>415,76</b>	<b>23.39</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
N7	<b>Venant de N6</b>	<b>502,31</b>	<b>27.52</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
N8	<b>Venant de N7</b>	<b>588,86</b>	<b>30.96</b>
	Murs extérieur	33.66	
	Plancher étage	23.54	6.88
	Poutre.	13.86	
	Poteau	15.49	
<b>TOTAL</b>		<b>675,41</b>	<b>34.19</b>

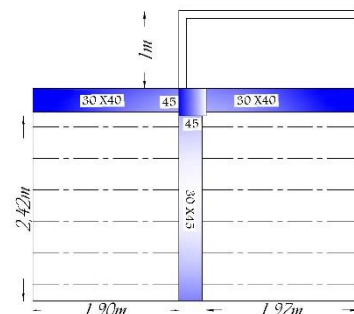
**Tableau II-05 : Descente des charges pour un poteau d'angle.**

### II-4-2- Poteau de rive P2 :

$$S_{\text{Plancher}} = 2.42 * (1.90 + 1.97) = 9.36 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Murs extérieur}} = (3.06 - 0.4) * (1.90 + 1.97) = 10.29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcons}} = 1 * (0.35 + 1.97) = 2.32 \text{ m}^2$$



niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère	11.70	
	balcons	12.82	8.12

## Chapter: II

	Poteau	15.49	
	Plancher terrasse	58.5	9.36
	Poutre	19.77	
N2	<b>Venant de N1</b>	<b>118,28</b>	<b>17.48</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N3	<b>Venant de N2</b>	<b>244,42</b>	<b>39.64</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N4	<b>Venant de N3</b>	<b>370,56</b>	<b>42.10</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N5	<b>Venant de N4</b>	<b>496,7</b>	<b>59.83</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N6	<b>Venant de N5</b>	<b>622,84</b>	<b>75.34</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N7	<b>Venant de N6</b>	<b>748,98</b>	<b>88.64</b>
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
N8	<b>Venant de N7</b>	<b>875,12</b>	<b>99.72</b>

## Chapter: II

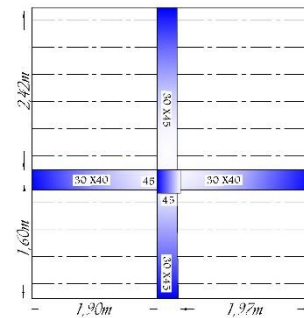
	Plancher étage	47.92	14.04
	balcons	12.82	8.12
	Murs extérieur	30.14	
	Poutre.	19.77	
	Poteau	15.49	
<b>TOTAL</b>		<b>1001,26</b>	<b>110.13</b>

**Tableau II-06 : Descente des charges pour un poteau de rives**

### II-4-3- Poteau intermédiaire P3 :

$$S_{\text{Plancher}} = 2.42 * (1.90 + 1.97) + 1.60 * (1.90 + 1.97)$$

$$S_{\text{Plancher}} = 15.55 \text{ m}^2$$



niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	97,23	15,55
	Poutre	25,17	
	Poteau	15,49	
N2	<b>Venant de N1</b>	<b>122,4</b>	<b>15,55</b>
	Plancher étage	79,61	23,32
	Poutre.	25,17	
	Poteau	15,49	
N3	<b>Venant de N2</b>	<b>242,67</b>	<b>38,87</b>
	Plancher étage	79,61	23,32
	Poutre.	25,17	
	Poteau	15,49	
N4	<b>Venant de N3</b>	<b>362,94</b>	<b>44,30</b>
	Plancher étage	79,61	23,32
	Poutre.	25,17	
	Poteau	15,49	
N5	<b>Venant de N4</b>	<b>483,21</b>	<b>62,96</b>
	Plancher étage	79,61	23,32
	Poutre.	25,17	
	Poteau	15,49	
N6	<b>Venant de N5</b>	<b>603,48</b>	<b>79,28</b>
	Plancher étage	79,61	23,32
	Poutre.	97,23	
	Poteau	25,17	
N7	<b>Venant de N6</b>	<b>15,49</b>	<b>93,28</b>

## Chapter: II

	Plancher étage	<b>122,4</b>	23.32
	Poutre.	97,23	
	Poteau	25,17	
N8	<b>Venant de N7</b>	15.49	<b>104.94</b>
	Plancher étage	<b>122,4</b>	23.32
	Poutre.	79,61	
	Poteau	25,17	
<b>TOTAL</b>		<b>964,29</b>	<b>131.45</b>

**Tableau II-07: Descente des charges pour un poteau intermédiaire.**

### II-4-4- Dimensionnement des poteaux :

L'effort normale de compression ultime ( $N_u$ ) agissant sur un poteau doit être au plus égale à :

$$N_u \leq \alpha B_c \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s f_e}{\gamma_s \beta_\gamma} \right) \right] \dots\dots\dots [CBA93 B.4.8.1 page 156]$$

Ou :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

$N_u$  : est l'effort normal ultime. ....  $N_u = 1,35 * G + 1,5 * Q$

$G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

$Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : Contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend  $f_{c28} = 25$  MPa)

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend  $f_e = 400$  MPa)

$B_c$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 02 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :  $B_c = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1%  $\Rightarrow A_s / \beta_\gamma = 1 / 100$

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que le poteau non flamber  $\Rightarrow \lambda \leq 50$

## Chapter: II

Pour que toute l'armature participe à la résistance  $\Rightarrow \lambda = 35$

Donc :  $\alpha = 0.71$

$\alpha = 0.71$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e = 400$  Mpa ;  $f_{c28} = 25$  Mpa.

$$B_r \geq B_c = \frac{N_u}{\alpha \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]} \Rightarrow B_r \geq B_c = N_u * 0.643$$

	(G) kn	(Q) kn	Nu = 1.35G + 1.5Q (Kn)	Bc (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{Bc}$ (cm)	a=b (cm)	Br (cm <sup>2</sup> )
7ème étage	118,28	17.48	185,89	113.29	10.64	40	(40×40)
6ème étage	244,42	39.64	389,42	238.06	15.43	40	
5ème étage	370,56	42.10	563,40	343.83	18.54	45	(45×45)
4ème étage	496,7	59.83	760,29	464.34	21.54	45	
3ème étage	622,84	75.34	953,84	582.69	24.14	45	
2ème étage	748,98	88.64	1144,08	698.93	26.43	50	(50×50)
1ème étage	875,12	99.72	1330,99	813.02	28.51	50	
R.D.C	1001,26	110.13	1516,89	926.46	30.43	50	

Tableau II-08 : Résumé du poteau semi de rive P2



# *Chapitre : III*

## **Calcul des éléments secondaires**

## Chapter: III

### III-1-Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

### III-2-Calcul des éléments non structuraux :

#### III-2-1-L'acrotère

##### III-2-1-1-Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

#### Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

#### Évaluation des charges:

Charge permanente :  $G = 2.20 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

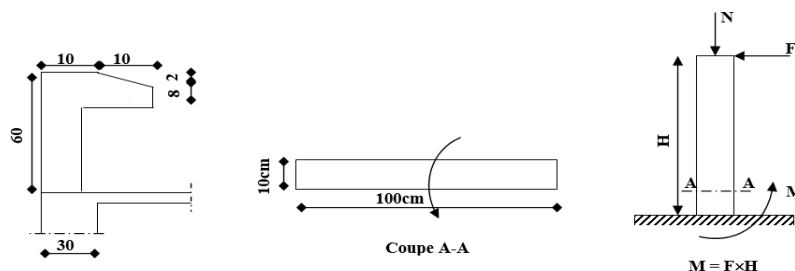


Figure III-01 : schéma statique d'acrotère.

#### III-2-1-2-Détermination de l'effort due au séisme :

$F = \max (F_p, F_q)$  Avec :  $F_p = 4 * A * C_p * W_p$ ..... (R.P.A 99 version 2003 p 43).

A: coefficient d'accélération de zone.

## Chapter: III

---

C<sub>p</sub>: facteur de force horizontale

F<sub>q</sub> : la poussée horizontale F<sub>q</sub> = 1 KN/ml.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

### Calcul des sollicitations :

Poids propre : W<sub>p</sub> = 2.20 kn /ml

La surcharge d'exploitation : Q = max (F<sub>p</sub>, F<sub>q</sub>).

F<sub>q</sub> = 1 KN/ml : poussée de la main courante.

F<sub>p</sub> = 4A × C<sub>p</sub> × W<sub>p</sub> : la force sismique.

A = 0.15 ..... zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).

C<sub>p</sub> = 0.8 ..... élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

**F<sub>p</sub> = 4 \* 0.15 \* 0.8 \* 2.20 = 1.056 KN/ml.**

Q = max (1 ; 1.056)

**Q = 1.056 KN/ml.**

### Moments et efforts normaux :

- Calcul à E.L.U:  $N_U = 1.35 * W_p$   
 $M_U = 1.5 * F_p * h$
- Calcul à E.L.S:  $N_S = W_p$   
 $M_S = F_p * h$

### III-2-1-3-Ferraillages :

#### Calcul d'excentricité :

$$M_U = N_U * e_U \Rightarrow e_U = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.95}{2.97} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_S = N_S * e_S \Rightarrow e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.63}{2.2} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$(e_U, e_S) > e_0 .$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif  $M_{au} = N_U * e_a$  avec ( $e_a$ ) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Avec} \quad d = 0,6 * h_t = 0.09 \text{ m}$$

### Chapter: III

---

$$e_a = 0.32 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.33 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma} = (\text{cm}^2)$$

$$M_{Ua} = N_U \cdot e_a = 2.79 \cdot 0.32 = 0.95 \text{ kn.m}$$

Moment réduit fictif :

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.95 \cdot 10^3}{100 \cdot 6^2 \cdot 14.17} = 0.018$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0.95}{0.63} = 1.5$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \cdot \gamma \cdot \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.3340$$

$$u_{bu} < u_{lu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.023$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.09 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = 0.44 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{10 \cdot 6 \cdot 2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Alors en prend :

$$A_{rel} = A_{min} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm

**Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99):**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{3HA8} = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2}$$

**Vérification à l'E.L.S :**

État limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre : ( $A' = 0$ )

$$b + y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot d \cdot A = 0 \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 [ A(d - y)^2 ] = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) = 34.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91**

## Chapter: III

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d)$$

Avec :  $V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 \cdot 1.056 = 1.584 \text{ KN/ml}$

$$\tau_u = \frac{1.584}{1000 \cdot 60} = 0.0264 < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

### Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

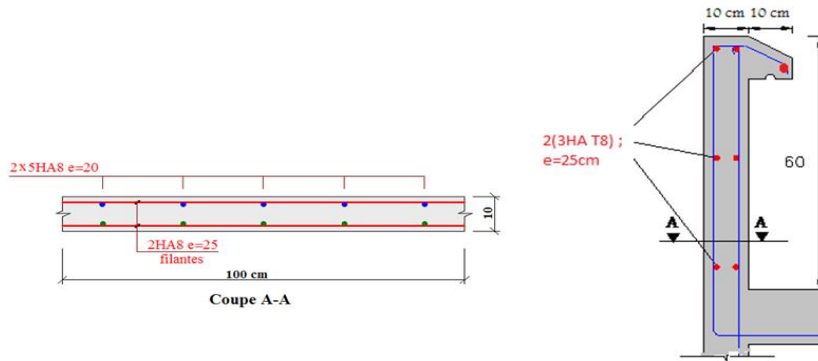


Figure III-02: schéma ferrailage d'acrotère.

### III-2-2-Les escaliers :

#### III-2-2-1- Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

#### III-2-2-2 calcul des moments max et efforts tranchants max :

#### Évaluation des charges :

Charge permanente :

Paillasse :  $G_{\text{propre}} = 6.959 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 6.959 \cdot 1.3 = 9.04 \text{ KN/m}$

Palier :  $G_{\text{propre}} = 4.92 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 4.92 \cdot 1.3 = 6.39 \text{ KN/m}$

Surcharge d'exploitation : (de la main courante de personne).

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 2.5 \cdot 1.3 = 3.25 \text{ KN/m}$$

Matériaux	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	$q_u = (1.35G + 1.5Q)$	$q_s = (G + Q)$
Paillasse	9.04	3.25	17.07	12.29
Palier	6.39	3.25	13.50	9.64

Tableau III-01. : Évaluation des charges.

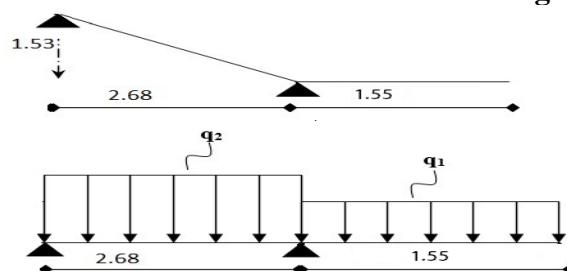


Figure III-03: Dimensions de l'escalier courant.

## Chapter: III

### III-2-2-3- Calcul des sollicitations:

Paillasse :

$$V_A = -V_B = \frac{ql}{2}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment sur appui :  $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

	M0 (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	V [KN]
E.L.U	15.32	7.66	13.02	22.87
E.L.S	11.03	5.51	9.37	16.46

Tableau III-02: application numérique à l'ELU et à l'ELS.

### III-2-2-4- Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration considérée comme peu préjudiciable.

$$b = 1\text{ m}; d = 0.13\text{ m}; f_{bu} = 14.17\text{ Mpa}$$

En Travée :

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.02 \cdot 10^3}{1 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.054$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.02}{9.37} = 1.38$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.0694$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.126\text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{13.02 \cdot 10^3}{0.126 \cdot 347.8} = 258.33\text{ mm}^2 = 2.58\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400} = 1.56\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.58\text{ cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{r\acute{e}l} = A_u = \mathbf{6HA10} = \mathbf{4.71\text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1.69\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{5HA 8} = \mathbf{2.51\text{ cm}^2}$$

En appui:

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.66 \cdot 10^3}{1 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.054$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.02}{9.37} = 1.38$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

### Chapter: III

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.0694$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.126 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{13.02 * 10^3}{0.126 * 347.8} = 258.33 \text{ mm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 * 13 * 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Alors en prend :

$$A_{r\acute{e}l} = A_{min} = \mathbf{6HA10} = \mathbf{4.71 \text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{5HA 8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

**Diverses vérifications :**

❖ **Vérification   E.L.S :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 6.943 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 6.943 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 116.92 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 8.158 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 8.158 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 199.42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Palier :**

$$b = 1 \text{ m et } d = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Poids de garde-corps : } P_1 = 2,64 \text{ KN}$$

**Combinaison des charges:**

**Calcul des moments :** le moment isostatique est calculé par la relation suivante:

$$M_u = \frac{q * l^2}{2} + p * l \Rightarrow M_u = \frac{13.5 * 1.55^2}{2} + 2.64 * 1.55 = 20.3 \text{ kn.m}$$

$$M_s = \frac{q * l^2}{2} + p * l \Rightarrow M_s = \frac{9.64 * 1.55^2}{2} + 2.64 * 1.55 = 15.6 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant est:

$$V_u = q * l + p \Rightarrow V_u = 13.5 * 1.55 + 2.64 = 23.56 \text{ kn}$$

$$V_s = q * l + p \Rightarrow V_s = 9.64 * 1.55 + 2.64 = 17.58 \text{ kn}$$

**Ferraillage :**

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{20.3 * 10^3}{1 * 130^2 * 14.17} = 0.084$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.3}{15.6} = 1.30$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

### Chapter: III

$$u_{tu} > u_{bu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * u_{bu}}) = 0.109$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{20.3 * 10^3}{0.124 * 347.8} = 470.70 \text{ mm}^2 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.ft_{28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 * 13 * 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Alors en prend :

$$A_{rel} = A_u = \mathbf{6HA10} = \mathbf{4.71 \text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{5HA 8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

**Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{23.56 * 10^3}{1000 * 130} = 0.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification à E.L.S :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 4.76 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 164.9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche:**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q * l^4}{8 * E * I} + \frac{P * l^3}{3 * E * I}$$

Avec : E : module déformation déferée  $E_{iv} = 32164,19 \text{ Mpa}$

I: moment d'inertie:  $I = 28125 \text{ cm}^4$

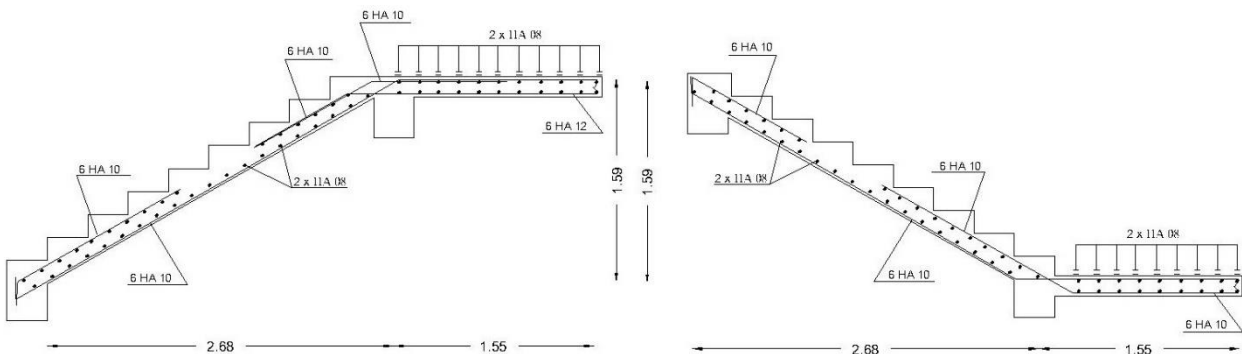
$q_s = 9.03 \text{ KN/ml}$        $P_s = 2,64 \text{ KN}$

Donc  $f = \mathbf{0,19 \text{ cm}}$

Flèche admissible (C.B.A 93) :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 0.4 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} \geq f \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III-04: schéma ferrailage Les escaliers**

## Chapter: III

### III-2-3- Poutre palière :

#### Évaluations des charges:

Poids propre : .....  $G_p = 0.3 * 0.3 * 25 + (0.4 + 0.4) \times 0.3 = 2.49 \text{ KN/ml}$

Charge ramené par les escaliers : .....  $\begin{cases} R_u = 9.053 \text{ KN/ml} \\ R_s = 3.670 \text{ KN/ml} \end{cases}$

#### Pondérations des charges:

**E.L.U** : .....  $q_u = 1.35G_p + R_u \rightarrow q_u = 12.410 \text{ KN/ml}$

**E.L.S** : .....  $q_s = G_p + R_s \rightarrow q_s = 6.16 \text{ KN/ml}$

#### III-2-3-1 Calcul les moments et l'effort tranchants:

	$M_0=q \cdot l^2/8(\text{kn.m})$	$T=q \cdot l/2(\text{kn})$	$M_a=0,5M_0(\text{kn.m})$	$M_t=0,85M_0(\text{kn.m})$
E.L.U	11.30	22.95	5.65	26.569
E.L.S	5.61	08.31	7.8830	13.410

Tableau III-03: Évaluation des charges.

#### Le ferrailage de la poutre:

Matériaux	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>réel</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.96	0.978	4.5	3HA14	4.62	1.15	4 HA 08
Appui	1.70	0.978	4.5	3HA14	4.62	1.15	4 HA 08

Tableau III-04: ferrailage de la poutre.

#### Diverses vérifications :

Vérification à E.L.S :

##### En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 5.93 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.93 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 121.59 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 3.48 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 71.48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Vérification de la contrainte d'adhérence :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{28.7437}{100 \cdot 27 \cdot 30} = 0.35 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Calcul des armatures d'âme: [B.A.E.L 91 A.7.2.2].

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{435}{35} ; 30 ; 10 \right\} \rightarrow \phi_t \leq 12.42 \text{ mm}$$

On choisit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cours de cadres: [B.A.E.L 91 A.5.2]

### Chapter: III

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 24.3 ; 40 \}$$

Donc :  $S_t \leq 24.3 \text{ cm}$  on choisit:  $S_t = 15 \text{ cm}$  .

#### Vérification de flèche:

Les règles (C.B.A93) stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \rightarrow \frac{30}{435} = 0.068 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \rightarrow \frac{30}{435} = 0.068 \geq \frac{13.41}{10 \cdot 7.88} = 0.017 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \rightarrow \frac{3.39}{30 \cdot 27} = 0.0004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Schéma de ferrailage :

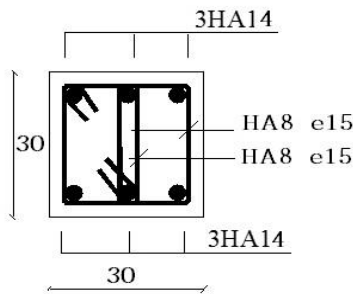


Figure III-05: schéma ferrailage de Poutre palière.

#### III-2-4-les balcons:

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrillé en flexion simple . Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q.

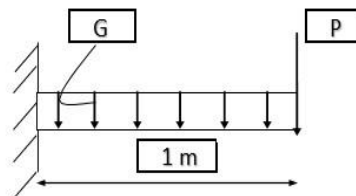


Figure III-06: balcon.

#### Évaluation des charges:

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur:

- Poids totale de  $G=5.53 \text{ KN/ml}$
- Surcharge exploitation du balcon  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$
- Poids de garde-corps :  $P_1= 2,64 \text{ KN}$
- L'épaisseur de la console :  $h_c=15\text{cm}$  et  $d = 13 \text{ cm}$

**Calcul des moments :** le moment isostatique est calculé par la relation suivante:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + p \cdot l$$

Effort tranchant est:  $V = q \cdot l + p$

## Chapter: III

### Combinaison des charges:

	q (kn/ml)	p (kn)	M (kn.m)	V (kn)
E.L.U	12.71	3.56	9.91	16.36
E.L.S	9.03	2.64	7.15	11.67

Tableau III-05: Combinaison des charges de balcon.

### Calcul de ferrailage :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.91 \cdot 10^3}{100 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.041$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.91}{7.15} = 1.38$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \cdot \gamma + 45 \cdot f_{c28} - 3060 \rightarrow u_{lu} = 0.2812$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.052$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.052) = 0.126 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{9.91 \cdot 10^3}{0.126 \cdot 347.8} = 258.33 \text{ mm}^2 = 2.37 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = 0.23 \frac{10 \cdot 6 \cdot 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors en prend : } A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{r\acute{e}l} = A_u = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Escarpement : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

### Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16.36 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification à E.L.S :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 4.76 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y_1) = 164.9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification de la flèche:

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

Avec : E : module déformation déferée  $E_{iv} = 32164,19 \text{ MPa}$

## Chapter: III

I: moment d'inertie:  $I = 28125 \text{ cm}^4$

$q_s = 9.03 \text{ KN/ml}$        $P_s = 2,64 \text{ KN}$

Donc  $f = 0,19 \text{ cm}$

Flèche admissible (C.B.A 93) :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 0.4 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} \geq f \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

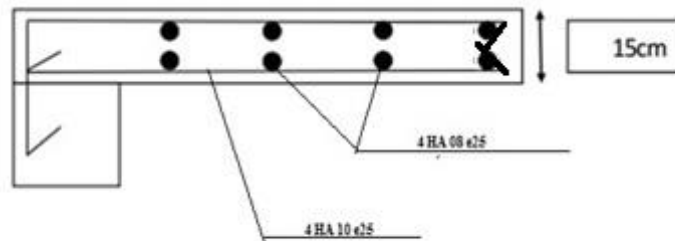


Figure III-07: schéma ferrailage les balcons.

### III-2-5-Les planchers (plancher à corps creux):

Les poutrelles sont calculées en section en **T** comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge **Q**. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (**M, V**) par la méthode de **RDM (méthode des 3 moments)** pour les éléments (**poutre continue**) on utilise :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

#### La méthode forfaitaire

##### Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Admission des petites fissures au niveau des appuis.
- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge Permanente et  $5 \text{ kn/m}^2$   $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ Kn/m}^2\}$ .
- Les éléments des poutres ont une section constante (même inertie).
- Le rapport d'une sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25 :  $0.8 \leq \left( \frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right) \leq 1.25$

##### Principe de la méthode :

- $M_0$ : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- $M_w$  et  $M_e$ : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.

### Chapter: III

- $M_t$ : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- $\alpha$ : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges  $\alpha$  permanentes et des charges d'exploitation:  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ .

- Les valeurs des moments  $M_t$ ,  $M_e$  et  $M_w$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$  ..... Dans le cas général
- 2)  $M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$  ..... Dans le cas d'une travée de rive
- 3)  $M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$  ..... Dans le cas d'une travée intermédiaire

#### Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2G = 11.72 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\}$ ..... **Condition vérifiée**

Les moments d'inertie constante..... **Condition vérifiée**

$0.8 \leq \frac{3.30}{3.90} = 0.846 \leq 1.25$  ..... **Condition vérifiée**

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable ..... **Condition vérifiée**

L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position ... **Condition vérifiée**

#### Type des poutrelles :

##### Type 01:

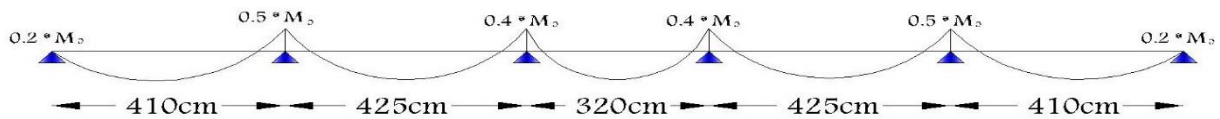


Figure III-08 : schéma de Type des poutrelles (01)

##### Type 02 :

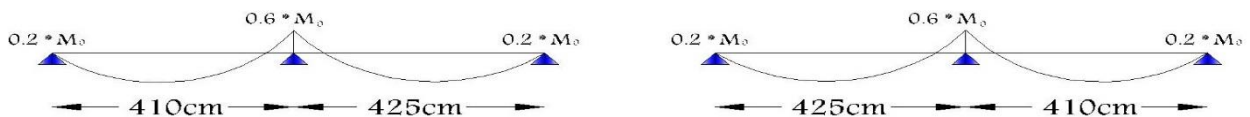


Figure III-09 : schéma de Type des poutrelles (02)

#### Charges et surcharges:

Plancher	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	qu= (1.35G+1.5Q)	qs= (G+Q)
Terrasse	6.25	1.00	9.93	7.25
Courant	5.12	1.50	8.72	6.62

Tableau III-06: Évaluation des charges.

#### Pour chaque des poutrelles :

$$Q_u = 0.65 * q_u = 0.65 * 9.93 = 6.45 \text{ kn/m}$$

$$Q_s = 0.65 * q_s = 0.65 * 7.25 = 4.71 \text{ kn/m}$$

##### Type 01:

##### ELU

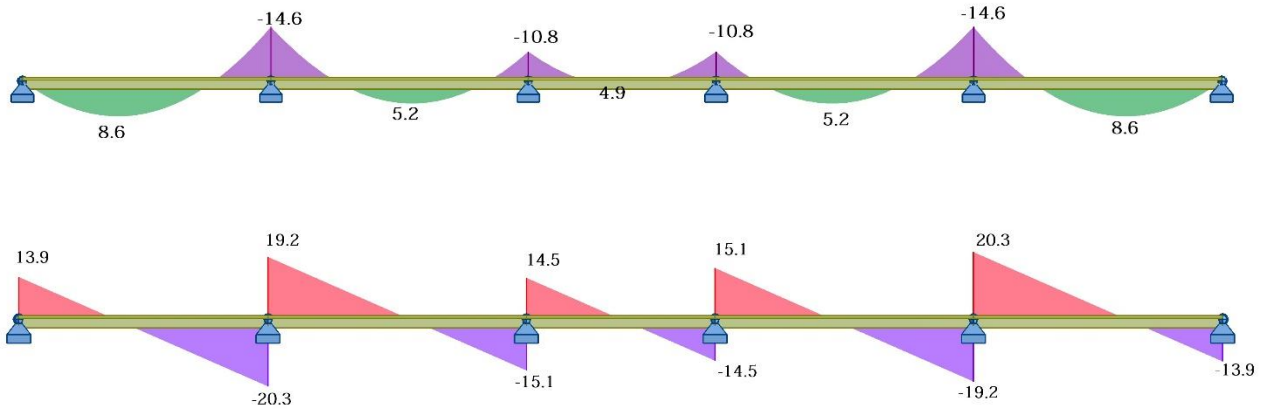


Figure III-10 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

ELS

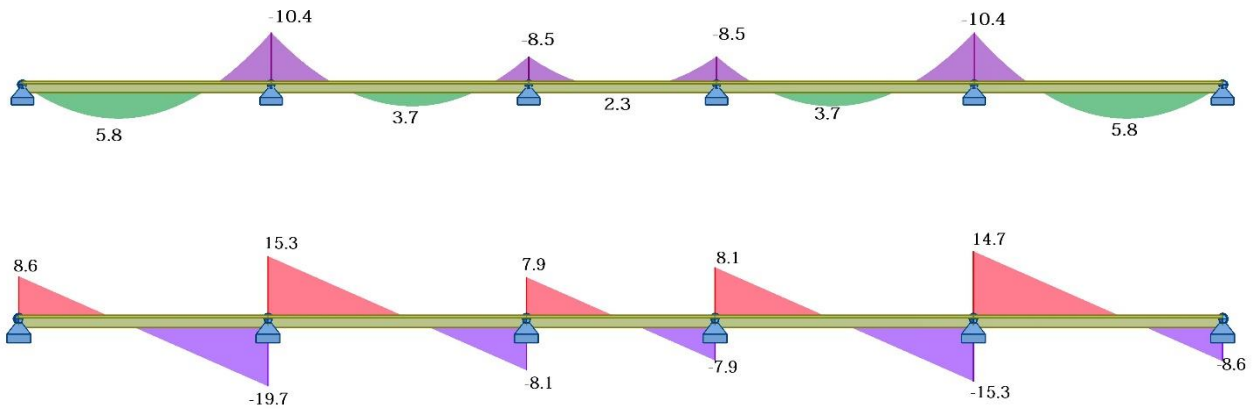


Figure III-11 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

Type 02:

ELU

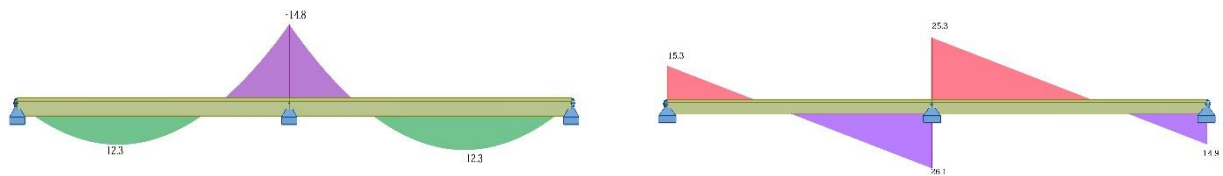


Figure III-12 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

ELS

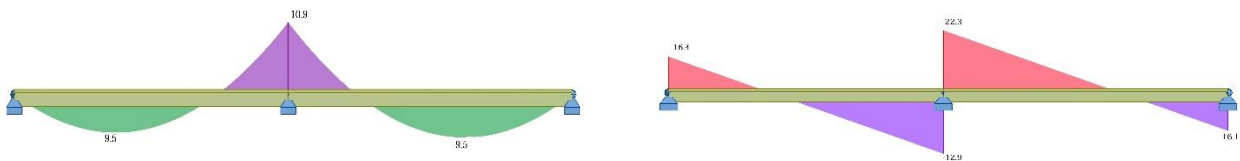


Figure III-13 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

Calcul du ferrillage:

Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U:

### Chapter: III

Le calcul des sections en forme de T se fait différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.

Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tu} = b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 65 * 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) 14.17 * 10^3 = 71.381 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_{max} = 12.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 71.381 \text{ KN.m} > M_{tu \text{ max}} = 12.8 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{t \text{ max}} < M_{tab}$  le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

**Conclusion1:** la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur **b** et hauteur h (65×20).

**En appuis :**

$$M_{max} = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t \text{ max}} < M_{tab}$$

**Conclusion 2:** la table entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (65×20).

**Armatures longitudinales:**

• **En travée :**

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.8 \cdot 10^3}{0.65 \cdot 230^2 \cdot 14.17} = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.8}{8.9} = 1.34$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma + 45 * f_{c28} - 3060 \rightarrow u_{lu} = 0.2812$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.12$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.032) = 0.15 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{12.8 \cdot 10^3}{0.15 \cdot 347.8} = 245.3 \text{ mm}^2 = 2.453 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.18 \cdot 10 \cdot 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors on prend : } A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{r\acute{e}l} = A_u = \mathbf{2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2}$$

**En appuis :**

$$M_{max} = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.8 \cdot 10^3}{0.65 \cdot 230^2 \cdot 14.17} = 0.030$$

### Chapter: III

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.8}{10.90} = 1.35$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma + 45 * f_{c28} - 3060 \rightarrow u_{lu} = 0.2812$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ ( Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.038$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.038) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{14.8 * 10^3}{0.17 * 347.8} = 250.3 \text{ mm}^2 = 2.503 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.18 * 10 * 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors en prend : } A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arél} = A_u = \mathbf{1HA12+1HA14} = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}$$

#### Diverses vérifications:

##### Vérification des contraintes

$$\text{Contrainte admissible de béton comprimé } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte admissible d'acier tendu } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle admissible } \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

##### Vérification à L'ELS:

###### En Travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4.50 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 234.6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

###### En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 9.45 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 9.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 191.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 500 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.3 * 10^3}{650 * 180} = 0.173 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### Calcul des armatures d'âme [B.A.E.L 91 A.7.2.2] :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t\right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}, 65, 10\right\} \rightarrow \phi_t \leq 5.714 \text{ mm}$$

On choisit :  $\phi_t = \mathbf{6mm}$

##### Espacement de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2]:

### Chapter: III

$$S_t \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16.2, 40)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

#### Vérification de flèche:

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right\} \Rightarrow 0.06 \geq \max \left\{ \frac{1}{16} ; \frac{12.6}{10 \cdot 12.8} \right\} = 0.09 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.00627 \leq 0.015 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Calcul de la flèche :

$$\triangleright \text{Flèche admissible : } f_{admi} = \frac{1}{500}(L = 4.25 \text{ m} < 5 \text{ m}).$$

$$\triangleright \text{Flèche due aux charges permanentes : } f_{gv} \text{ (mm).}$$

$$\triangleright \text{Flèche due aux charges totales : } f_{gp} \text{ (mm).}$$

$$\triangleright \text{Flèche totale : } \Delta f_{tm} \text{ (mm).}$$

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

#### Position de l'axe neutre :

$$T = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - (15 \cdot A)(d - h_0) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$$T = 24.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre dans la table ;}$$

$$B \cdot y^2 + 30 A \cdot y + 30 \cdot d \cdot A = 0 \Rightarrow Y_1 = 3.94 \text{ cm} .$$

#### Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2 = 9036.76 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène ( $I_0$ ) :

$h_0 = 4 \text{ cm} > Y_1 = 3.94 \text{ cm}$  et l'axe neutre dans la table  $\Rightarrow$  comportement en section rectangulaire de largeur  $b$ .

$$V_1 = \frac{\sum r_i x_i}{\sum r_i} = \frac{(b \cdot h)/2 + (15A)d}{(b \cdot h) + (15A)} = 10.139 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + 15 A (d - V_1)^2 = 68883.14 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = 3.48 \text{ Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0131$$

$$\lambda_1 = 3.48 \text{ Mpa} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.39 \text{ Mpa}$$

$$g = 498 \times 0.65 = 323.7 \text{ kg /ml}$$

$$j = 398 \times 0.65 = 258.7 \text{ kg /ml}$$

### Chapter: III

$$p = (498+150) \times 0.65 = 421.2 \text{ kg /ml}$$

Les moments:  $M_g = g \frac{L^2}{8} = 783.353 \text{ kg.m}$

$$M_j = j \frac{L^2}{8} = 626.045 \text{ kg.m}$$

$$M_p = p \frac{L^2}{8} = 1026.564 \text{ kg.m}$$

Les contraintes fictive:

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15 M_g(d-y)}{I_x} = 182.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15 M_j(d-y)}{I_x} = 146.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15 M_p(d-y)}{I_x} = 239.58 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}\right)$$

$$\mu_g = 0.685 \quad \mu_j = 0.623 \quad \mu_p = 0.749$$

**Les moments d'inerties fictives :**

$$I_{fi} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; \quad I_{fv} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fi}(g) = 20356.74 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fv}(g) = 21743.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 36890.825 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fi}(p) = 33723.132 \text{ cm}^4$$

La flèche :  $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

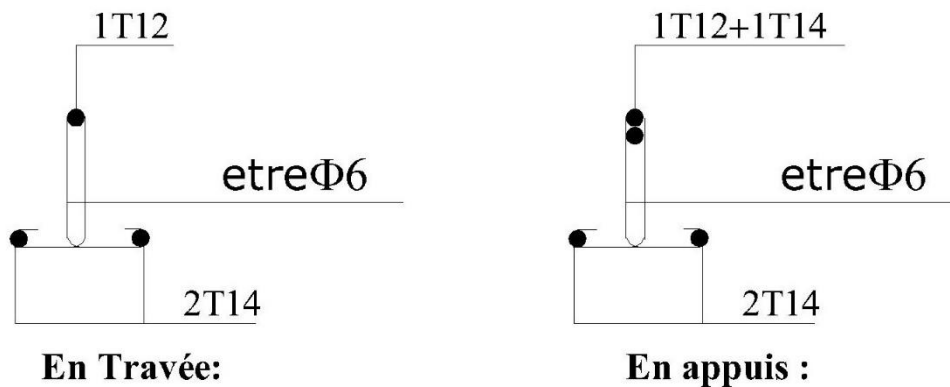
$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fv}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}} ; \quad f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.397 \text{ cm} ; \quad f_{ji} = 0.185 \text{ cm} ; \quad f_{pi} = 0.0303 \text{ cm} ; \quad f_{gi} = 0.0231 \text{ cm} ;$$

$$\Delta f = 0.39 + 0.18 + 0.030 + 0.023 = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.2.3- Schéma de ferrailage:**



**Figure III-14: schéma ferrailage Les planchers.**



# *Chapitre : IV*

## **Étude sismique**

## **Chapitre : IV**

---

### **IV-1- Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **IV-2- Choix de la méthode de calcul :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

#### **IV-2-1 Méthode statique équivalente :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

#### **IV-2-2 Méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **IV-3- Application du RPA99/V2003 :**

#### **IV-3-1- application de la méthode statique équivalente :**

##### **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{D \cdot A \cdot Q}{R} W_i$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

## Chapitre : IV

- **Coefficient d'accélération de zone : A.**

**A:** Coefficient d'accélération de la zone, donné par le: **tableau 4.2.3 page114 du RPA99V2003**, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a : **groupe d'usage 2 et zone sismique : IIa**

$$\text{Donc : } A = 0,15.$$

- **Coefficient de comportement global de la structure : R.**

Valeur donnée par le **tableau (4-3) page 41 du RPA99V2003** en fonction du système de contreventement.

(Mixte portiques/voiles avec interaction).

$$\text{Donc : } R = 5$$

- **facteur de qualité : Q.**

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ . **RPA99V2003 (Formule 4-4)**

$Pq$ : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA99V2003**).

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

**Tableau IV-01: Valeurs du facteur de qualité**

$$\text{Donc : } Q = 1.2.$$

- **Poids total de la structure : W**

Poids total de la structure :

$$W_T = \sum W_i \quad \text{avec : } W_i = W_G + \beta * W_Q$$

$W_G$ : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_Q$ : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) du RPA 99V2003**.

Usage d'habitation

$$\text{Donc : } \beta = 0.2$$

$$W_T = 1968,46 \text{ t}$$

## Chapitre : IV

### • Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 * \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 RPA99V2003**: D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol ferme (S2)  $T_2 = 0.4s$   
 $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 V 2003 (Formule 4.3)}$$

Où est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, structure et de l'importance des remplissages (**RPA99 V 2003 tableau 4.2**). Construction auto stable  $\xi = 07\%$

D'où :  $\eta = 0.88 > 0.7$  vérifiée

$$T = \min \left( 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}} ; C_t * (h_n)^{3/4} \right) \quad \text{Formule 4.2.4. Page 45 RPA99 V 2003}$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0.09 \frac{24.48}{\sqrt{20.2}} = 0.49 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \frac{24.48}{\sqrt{9}} = 0.73 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0.05 * (24.48)^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

$$T_x = 0.49 \text{ s}$$

$$T_y = 0.55 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T_x ; T_y \leq 3 \Rightarrow D = 2.5 * \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5 * 0.88 \left(\frac{0.4}{0.49}\right)^{2/3} = 1.93 \\ D_y = 2.5 * 0.88 \left(\frac{0.4}{0.55}\right)^{2/3} = 1.77 \end{cases}$$

### IV-3-2- Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour

## Chapitre : IV

laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. 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 du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 * A * \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 * \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left( \frac{Q}{R} \right) * \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} * \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} * \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

$S_a$ : Spectre en accélération

$g$ : accélération de la pesanteur

$A$ : coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$

$Q$ : Coefficient de qualité  $Q = 1.20$

$R$ : coefficient de comportement global de la structure  $R = 3.5$  structure en voile porteur.

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site Pour un site  $S_2$  :  $T_1 = 0.15$  sec et

$T_2 = 0.4$  sec

### IV-4- Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

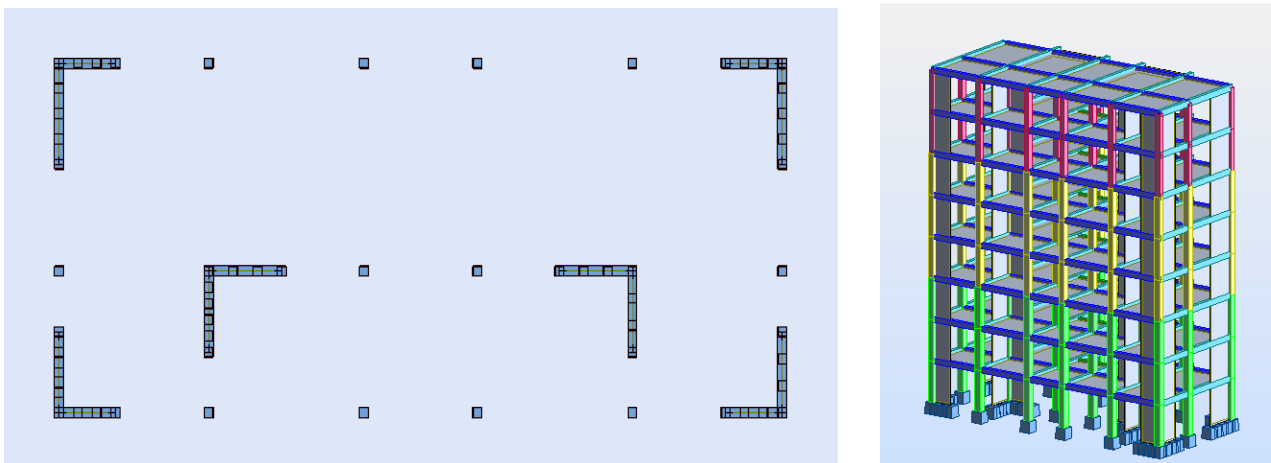


Figure IV-01: Configuration en plan

## Chapitre : IV

### IV-4-1-Vérification du comportement dynamique :

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse (t)
1	1,57	0,64	72,74	0,00	72,74	0,00	1968,46
2	1,81	0,55	72,74	70,69	0,00	70,69	1968,46
3	2,36	0,42	72,77	70,69	0,03	0,00	1968,46
4	5,37	0,19	86,41	70,69	13,63	0,00	1968,46
5	6,31	0,16	86,41	86,50	0,00	15,81	1968,46
6	8,54	0,12	86,43	86,50	0,02	0,00	1968,46
7	10,98	0,09	92,19	86,50	5,76	0,00	1968,46
8	11,50	0,09	92,19	87,39	0,00	0,89	1968,46
9	11,69	0,09	92,19	91,41	0,00	4,01	1968,46
10	12,10	0,08	92,20	91,41	0,01	0,00	1968,46
11	13,48	0,07	92,20	91,41	0,00	0,00	1968,46
12	13,59	0,07	92,20	91,41	0,00	0,00	1968,46
13	14,35	0,07	92,20	91,41	0,00	0,00	1968,46
14	14,48	0,07	92,20	91,41	0,00	0,00	1968,46
15	14,51	0,07	92,20	91,41	0,00	0,00	1968,46

**Tableau IV-02: Modes propres de la structure.**

### IV-4-2- Vérification nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99 V 2003) :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 15modes (92.19% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 15modes (91.40% de la masse sismique de la structure)

### IV-4-3- Résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6 RPA99 V 2003):

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA99 V 2003):

A	Dx	Dy	Q	R	W (t)	Vstatique	0.8Vstatique	Vdyn	0.8V<Vdyn
0.15	1.93	-	1.2	5	1968.46	135.82	108.65	109.32	CV
0.15	-	1.77	1.2	5	1968.46	125.39	100.31	117.09	CV

**Tableau IV-03: résultat de force sismique**

### IV-4-4- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment :

## Chapitre : IV

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :  $V = F_t + \sum F_i$

Avec:

$F_t$ : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$ : Force horizontale au niveau  $i$ .

La force concentrée au sommet  $F_t$  de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 * T * V$$

Où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25 * V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0.7 sec. Pour :

$$(T_x = 0,49 \text{ s} ; T_y = 0,55 \text{ s}) < 0,7 \text{ s}$$

Donc :  $F_T = 0.00 \text{ KN}$

$$F_i = \frac{(V_b - F_t) W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} \Rightarrow F_i = \frac{V_b * W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

Étage	$h_i$	$W_i$ (t)	$W_i * h_i$	$F_{ix}$ (t)	$F_{iy}$ (t)
7	24,48	210,79	5160,13	26,44	24,41
6	21,42	243,27	5210,84	26,70	24,65
5	18,36	249,13	4574,02	23,44	21,64
4	15,3	249,13	3811,68	19,53	18,03
3	12,24	249,13	3049,35	15,62	14,42
2	9,18	255,67	2347,05	12,02	11,10
1	6,12	255,67	1564,70	8,01	7,40
RDC	3,06	255,67	782,35	4,06	3,74

**Tableau IV-04: distribution sismique sens (x-x) et (y-y).**

### IV-4-5-Calcul de moment et les efforts tranchants :

Étage	$h_i$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$V_{ix}$ (t)	$V_{iy}$ (t)	$M_{ix}$ (t.m)	$M_{iy}$ (t.m)
7	24.48	26,44	24,41	26.44	24.41	80.90	74.69
6	21.42	26,70	24,65	53.14	49.06	243.50	224.81
5	18.36	23,44	21,64	76.58	70.7	477.83	441.15
4	15.30	19,53	18,03	96.11	88.73	771.92	712.66
3	12.24	15,62	14,42	111.73	103.15	1113.81	1028.29
2	9.18	12,02	11,10	123.75	114.25	1492.48	1377.89
1	6.12	8,01	7,40	131.76	121.65	1895.66	1750.13
RDC	3.06	4,06	3,74	135.82	125.39	2311.26	2133.82

**Tableau IV-05: résultat de moment et les efforts tranchants**

### IV-4-6- Vérification l'excentricité (Art 4.2.7 RPA 99 V 2003):

**a-Centre de torsion** : le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il définit

## Chapitre : IV

par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum x_i * I_{xi}}{\sum I_{xi}} \quad Y_t = \frac{\sum y_i * I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

$X_t$  et  $Y_t$  : L'abscisse du centre de torsion.

$x_i$  et  $y_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport l'axe (ox).

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport l'axe (oy) .

**b- Centre de masse** : pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum M_i * x_i}{\sum M_i} \quad Y_m = \frac{\sum M_i * y_i}{\sum M_i}$$

Évaluation des excentricités:

Selon les RPA on doit calculer deux types excentricité :

**Excentricité théorique** : C'est la distance entre centre de gravité et centre de rigidité

$$e_{xt} = X_m - X_t \quad ; \quad e_{yt} = Y_m - Y_t$$

**Excentricité accidentelle** :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$e_{xt} < e_{xa} = (5\% L_{x \max}) \Rightarrow L_x = 20.2 * 0.05 \Rightarrow e_{xa} = 1.01m$$

$$e_{yt} < e_{ya} = (5\% L_{y \max}) \Rightarrow L_y = 09.0 * 0.05 \Rightarrow e_{ya} = 0.45m$$

Les résultats de centre de masse et centre de rigidité regroupé sur le tableau suivant :

Nom	Masse (t)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)	ex0 (m)	ey0 (m)	ex1 (m)	ey1(m)	Vérifiée
Étage 7	210,79	9,9;4,31;2,690	9,9;3,91;2,32	0.00	0.40	1.01	0.45	ok
Étage 6	243,27	9,9;4,31;5,750	9,9;3,91;5,38	0.00	0.40	1.01	0.45	ok
Étage 5	249,13	9,9;4,31;8,810	9,9;3,91;8,44	0.00	0.40	1.01	0.45	ok
Étage 4	249,13	9,9;4,32;11,90	9,9;3,91;11,54	0.00	0.41	10.1	0.45	ok
Étage 3	249,13	9,9;4,32;14,96	9,9;3,91;14,60	0.00	0.41	1.01	0.45	ok
Étage 2	255,67	9,9;4,32;18,02	9,9;3,91;17,66	0.00	0.41	1.01	0.45	ok
Étage 1	255,67	9,9;4,33;21,11	9,9;3,91;20,77	0.00	0.42	1.01	0.45	ok
R.D.C	255,67	9,9;4,34;24,12	9,9;3,91;23,83	0.00	0.43	1.01	0.45	ok

**Tableau IV-06: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.**

### IV-4-7-Déplacements du CDG des niveaux :

Les déplacements horizontaux absolus  $\delta_k$  et les déplacements relatifs  $\Delta_k$  du centre de gravité des étages sont définis dans le **tableau (IV.7)** suivant.

## Chapitre : IV

Le déplacement absolue d'étage  $\delta_k$  se calcul selon l'article 4.4.3 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \left( \frac{F_k \cdot g}{w_k} \right) \cdot \left( \frac{T^2}{(2\pi)^2} \right)$$

Avec :  $\delta_k$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_{iy}$ .

R : coefficient de comportement = 5 pour notre cas,

$F_k$ : Force sismique au niveau « k »

$w_k$ : Masse de niveau « k »

$g=9,81\text{m/s}^2$        $T=0,54\text{s}$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Étages (niveau) [m]	Déplacement absolu $\delta_k$ [m]	Déplacements relatifs $\Delta_k$ [m]
RDC	0.003	0.003
Étage 1	0.006	0.003
Étage 2	0.010	0.004
Étage 3	0.015	0.005
Étage 4	0.019	0.004
Étage 5	0.023	0.004
Étage 6	0.027	0.004
Étage 7	0.029	0.002

**Tableau IV-07: Déplacements d'étages.**

### IV-4-8- Vérification Effets P- $\Delta$ (Art 5.9 RPA99 V 2003):

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$H_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

Étage	$P_k$	Sens X-X			
		$\Delta_k$	$V_k \cdot H_k$	$\theta_x$	$\theta_x < 0.1$
Étage 7	210.79	0.002	26.44*3.06	0.005	Ok
Étage 6	454.06	0.004	53,14*3.06	0,011	Ok
Étage 5	703.19	0.004	76,58*3.06	0,012	Ok
Étage 4	952.32	0.004	96,11*3.06	0,012	Ok
Étage 3	1201.45	0.005	111,73*3.06	0,017	Ok
Étage 2	1457.12	0.004	123,75*3.06	0,015	Ok
Étage 1	1712.79	0.003	131,76*3.06	0,012	Ok
R.D.C	1968.46	0.003	135.82*3.06	0,014	Ok

**Tableau IV-08: Effets P- $\Delta$**

## Chapitre : IV

### IV-4-9- Vérification des déformations (Art 5.10 RPA99 V 2003):

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3.06 cm).

Étage	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	1.0% de hauteur d'étage (cm)	Vérifiée
Étage 7	1.5	0.9	0.00	0.00	3.06	Ok
Étage 6	1.3	0.8	0.10	0.00	3.06	Ok
Étage 5	1.2	0.6	0.10	0.00	3.06	Ok
Étage 4	1.0	0.5	0.10	0.00	3.06	Ok
Étage 3	0.8	0.3	0.10	0.00	3.06	Ok
Étage 2	0.6	0.1	0.10	0.00	3.06	Ok
Étage 1	0.3	0.1	0.10	0.00	3.06	Ok
R.D.C	0.0	0.0	0.10	0.00	3.06	Ok

**Tableau IV-09: Déplacements inter-étages.**

### IV-4-10- Stabilité au renversement :

Pour que le nôtre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

**M<sub>s</sub>**: Moment stabilisant  $M_s = \frac{W*L}{2}$  ; **W**: Poids du bâtiment.

**M<sub>r</sub>**: Moment renversant  $M_r = \sum F_i * h_i$  ; **F**: Force sismique de niveau

W (t)	Lx	Ly	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub>	Vérification
1968.46	20.2	-	19881.44	2311.30	8.60	CV
1968.46	-	9	8858.07	2133.86	4.15	CV

**Tableau IV-10: moments de renversement de niveau.**

# *Chapitre : V*

## **Ferrailage Des Éléments principaux**

### V-1- Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé : **R.P.A.99v2003** et **C.B.A.93.....** etc.

### V-2- Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon CBA 93 **E L U**:  $1,35 G + 1,5 Q$

**E L S** :  $G + Q$

Selon RPA 99 version 2003 (situation accidentelle) : **G + Q ± E**

**0,8G ± E**

Avec: G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

### V-3- Calcul de Ferrailage des éléments résistants

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

**V-3-1-1- Prescriptions données par RPA99/version2003** : Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.  $A_{min}=0,5\%(b \cdot h)$

Pour les poutres principales:  $(30 \times 45)$   $A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires  $(30 \times 40)$   $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

- Pour les poutres principales:  $(30 \times 45)$

4 % en zone courante  $\Rightarrow A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

6 % en zone de recouvrement  $\Rightarrow A_{max} = 81 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires  $(30 \times 40)$

4 % en zone courante  $\Rightarrow A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

6 % en zone de recouvrement  $\Rightarrow A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa).

L'ancrage des armateurs longitudinaux supérieurs et inférieurs dans le poteau de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90 deg.

Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués

De 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

#### Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule

## Chapitre : V

Suivante :  $A_{min} = 0.23$

### V-3-1-2-Armatures transversales

La quantité des armatures transversales est de :  $A_t = 0,003.S.b$  ;

L'espaceur maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4, 12\phi$  » ;

En dehors de la zone nodale l'espaceur doit être de «  $s \leq h/2$  ».

Exemple de calcul : Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration considérer peu préjudiciable, la section d'armatures finale Tel que :

Au : section d'armatures calculé en flexion simple .le calcul est effectué à l'aide du logiciel

EXPERT 2010

### Poutres principales :( section 30\*45) :

NIV	le moment max(KN.m)						FERRAILLAGE EN (cm <sup>2</sup> )					
	Mt			Ma			Am in	Aa	At	At (adopte)	Aa (adopte)	
	Mu	Ms	Ma	Mu	Ms	Ma						
1-1	52.0	39.3	62.2	-95.4	-69.2	-94.7	6.75	4.4	6.9	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
2-2	53.8	39.8	84.7	-96.8	-70.3	-107.7	6.75	6.1	7.9	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
3-3	54.6	39.3	85.2	-97.8	-72.4	-114.9	6.75	6.1	8.5	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
4-4	56.6	40.1	77.0	-99.7	-73.8	-118.1	6.75	5.5	8.7	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
5-5	55.2	40.3	67.1	-101.7	-74.6	-118.9	6.75	4.8	8.8	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
6-6	56.2	41.2	49.9	-104.7	-76	-115.9	6.75	4.0	8.5	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
7-7	57.2	41.6	32.7	-109	-79	-113	6.75	4.1	8.3	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	
8-8	61.2	44.7	17.3	-112	-82.4	-110.8	6.75	4.3	8.1	3HA14+3HA12	3HA14+3HA16	

**Tableau V-1 : Ferrailage longitudinal des poutres principales**

### Poutres secondaires :( section 30\*40) :

NIV	le moment max(KN.m)						FERRAILLAGE EN (cm <sup>2</sup> )					
	Mt			Ma			Am in	Aa	At	At (adopte)	Aa (adopte)	
	Mu	Ms	Ma	Mu	Ms	Ma						
1-1	1.6	1.2	1.2	-1.9	-1.2	-1.5	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
2-2	1.3	1.0	1.3	-2.0	-1.6	-1.7	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
3-3	1.5	1.1	1.3	-2.1	-2.2	-1.9	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
4-4	1.8	1.3	1.7	-3.1	-2.1	-2.1	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
5-5	1.7	1.2	2.0	-3.0	-2.1	-2.0	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
6-6	2.0	1.4	2.2	-2.9	-2.1	-2.0	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
7-7	1.9	1.4	2.7	-3.9	-2.8	-1.9	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	
8-8	3.9	2.8	4.3	-2.9	-2.0	-1.9	6	1.2	1.2	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	

**Tableau V-2 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires**

## Chapitre : V

### V-3-1-3-Armatures transversales:

#### ➤ L'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{b \times (\tau_u - 0.3Kf_{tj})}{0.9 \frac{f_e}{\gamma} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$$

K=1 : pour la flexion simple.

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{30 \times (1.015 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.036 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

#### ➤ L'article.3.2. Pag-196 des règles BAEL91 modifié99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{b_0 \times 0.4 \text{MPa}}{f_e} = \frac{30 \times 0.4 \text{MPa}}{400} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

#### ➤ L'article. 7.5.2.2. Pag – 66 des RPA 99 / V 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.003 \times b = 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \left\{ \frac{A_t^{BAEL}}{S_t}; \frac{A_t^{BAEL}}{S_t}; \frac{A_t^{RPA}}{S_t} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{A_t^{RPA}}{S_t} = 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Espacement: L'article. 7.5.2.2 des RPA 99 / V 2003 :

Dans la zone nodale  $S \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_l \right) = \min(10; 14.4) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale :  $S \leq \left( \frac{h}{2} \right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Description des barres :

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min[0.9d; 40 \text{ cm}; 15\phi_{l \min}] = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On a  $\frac{A_t}{S_t} = 0.09 \Rightarrow A_t = 15 \times 0.09 = 1.35 \text{ cm}^2$

On adopte alors pour les armatures transversales **4HA 8 avec:  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$**

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI-3-1-4- Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

#### A) pour les poutres principales :

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$V_u^{max} = 145.2 \text{ KN} = 145200 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = 1.130 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.130 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### B) pour les poutres secondaires :

$$V_u^{max} = 40.33KN = 40330 N$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = 0.434MPa \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.434MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI-3-1-5-Vérification à l'ELS:**

**Vérification des contraintes :** (fissuration peu préjudiciable).

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Calcul des contraintes  $\sigma_s$  et  $\sigma_{bc}$  :

1) pour les poutres principales :

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 11.1 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 11.1 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 365.7 Mpa < \bar{\sigma}_s = 400 Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 13.07 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 13.07 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 362.40 Mpa < \bar{\sigma}_s = 400 Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) pour les poutres secondaires :

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 2.00 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 2.00 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 25.50 Mpa < \bar{\sigma}_s = 400 Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 3.32 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 3.32 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 33.40 Mpa < \bar{\sigma}_s = 400 Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI-3-1-6-Vérification de la flèche:**

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

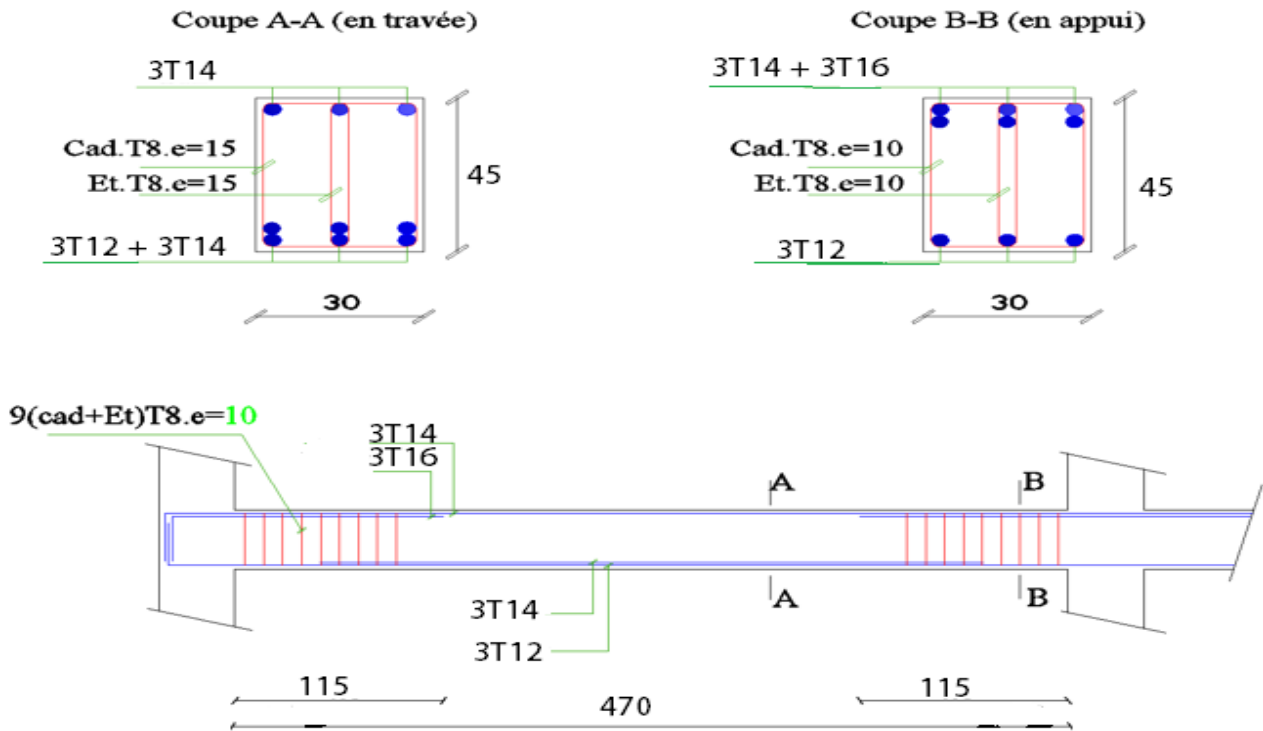
$$M_0^{ser} = \frac{M_t^{ser}}{0.85} = \frac{44.70}{0.85} = 52.58$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0} \right\} \Rightarrow h = 45cm > 43.7cm \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ A_s \leq 4.2 \frac{bd}{f_e} \Rightarrow A_s = 8.01cm^2 < 13.38cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ L \leq 8m \Rightarrow 4.4m < 8m \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

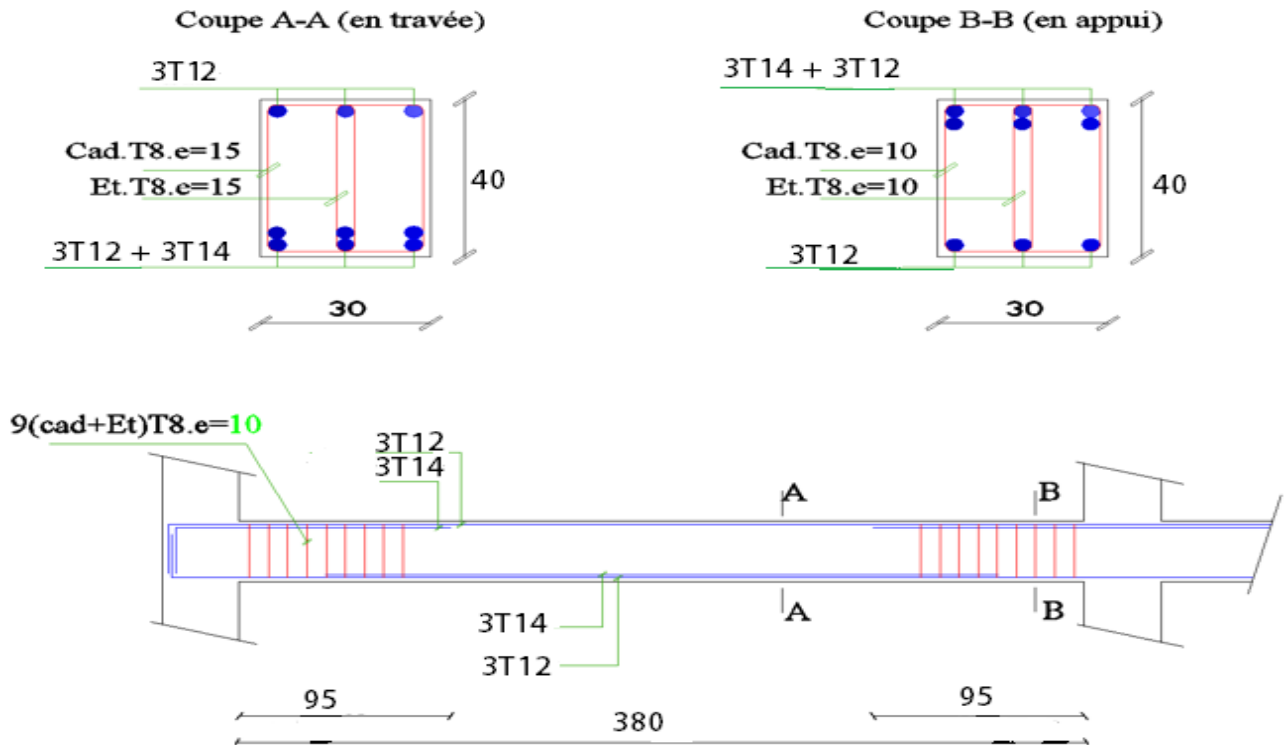
## Chapitre : V

Puisque les trois conditions ci-dessus sont toutes vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

### VI-3-1-7-Schéma ferrailage de poutre :



FigureV-1 : ferrailage de poutre principale



FigureV-2: ferrailage de poutre secondaire

## Chapitre : V

### V-3-2-Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront obtenue par :  $A = \text{Max} (A_u, A, A)$  avec

**A<sub>u</sub>** : section d'armateur calculé en flexion composée

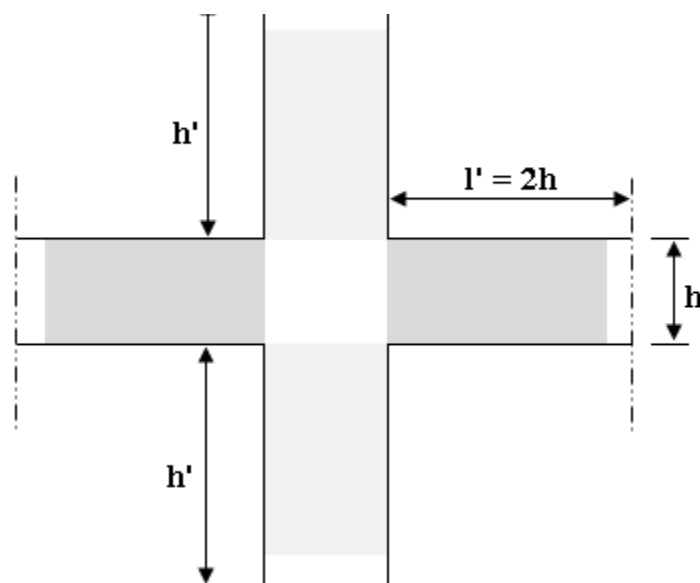
#### Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule

$$\text{suivante : } A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

#### Recommandations du RPA 99/version2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0, 8% (zone IIa).
- ✓ Ferraillage maximum sera de:
  - 3% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: 40 en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa (RPA99/version2003).
- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous:



**FigureV-3:** la zone nodale dans les poteaux

**V-3-2-1-ferraillage longitudinal**

Calcul ferraillage des poteaux à l'aide de logiciel EXPERT2010

	section	position	M	N	A calculer	A min	A RPA	A adopte
RDC	50*50	Angle	11.8	686.4	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Rive	30.4	1545.3	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Intermédiaire	11.7	1585.8	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
1-1		Angle	4.9	617.1	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Rive	36.0	1514.8	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Intermédiaire	32.3	1559.5	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
2-2		Angle	2.0	543.6	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Rive	39.9	1315.8	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
		Intermédiaire	31.3	1328.5	4.0	2.86	20	8HA16+4HA14
3-3	45*45	Angle	1.2	447.5	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Rive	34.0	1116.6	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Intermédiaire	27.1	1109.6	3.6	2.31	16.2	12 HA14
4-4		Angle	1.0	328.8	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Rive	34.5	922.2	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Intermédiaire	30.4	902.4	3.6	2.31	16.2	12 HA14
5-5		Angle	1.0	247.8	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Rive	40.7	727.7	3.6	2.31	16.2	12 HA14
		Intermédiaire	31.9	702.9	3.6	2.31	16.2	12 HA14
6-6	40*40	Angle	1.6	162.5	3.2	1.81	12.8	08 HA14
		Rive	50.0	533.0	3.2	1.81	12.8	08 HA14
		Intermédiaire	24.7	511.7	3.2	1.81	12.8	08 HA14
7-7		Angle	2.3	60.4	3.2	1.81	12.8	08 HA14
		Rive	54.1	173.4	3.2	1.81	12.8	08 HA14
		Intermédiaire	30.2	160.6	3.2	1.81	12.8	08 HA14

**Tableau V-3: Ferraillage longitudinal des poteaux**

**V-3-2-2-Ferraillage transversale :**

Le calcul du ferraillage transversale consiste à la détermination des armatures d'âme des Poteaux en nombre et dimension suffisantes, pour leur donner une résistance transversal Conséquente face aux sollicitations de cisaillement, ainsi pour qu'ils assurent une liaison Convenable entre les barres longitudinales et les maintient stables lors des différentes fasses de réalisation des poteaux.

Selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des à 135° ayant une longueur droite De 10 Ø minimum

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombres et diamètre suffisants (Ø cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

➤ t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée comme suit :

## Chapitre : V

la zone nodale:  $t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 10\emptyset_1 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$  en zone IIa on opte  $t = 10\text{cm}$

la zone courante:  $t' \leq 15\emptyset$  en zone IIa on opte  $t' = 15\text{cm}$

Avec  $\emptyset_1$ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

### V-3-2-3-Calcul de contrainte de cisaillement $\tau_u$ et sa valeur limite $\bar{\tau}_u$ :

La contrainte tangente dans les poteaux  $\tau_u$  est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{99,43 \cdot 10^3}{500 \cdot 475} = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \text{ Situation durable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \geq \tau_u = 0,41 \text{ MPa}$$

### RPA.99 version 2003 [Art 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} = \rho d \cdot f_{c28} \quad \rho d = 0.075 \quad \text{si} \quad \lambda \geq 5 \rho d$$

Élancement  $\lambda$  : Pour une section rectangulaire de hauteur  $h$ , l'élancement a pour valeur.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \sqrt{12} = \frac{0,7 \cdot 3,06}{0,50 \cdot 0,50} * 3,46 = 29,64 \text{ Donc } \rho d = 0,075 \Rightarrow \tau_{bu} = 2,1 \text{ MPa} > 0,39 \text{ MPa}$$

### Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs  $\emptyset_t$  est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_1$$

$\emptyset_1$  : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} (20) = 6,66 \text{ mm} \quad \text{on opte } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le **RPA99 Art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule : 
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$t$  : L'espacement des armatures transversales.

La valeur de  $\rho d$  est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \cdot 3,06}{50} = 4,28 < 5 \text{ Donc } \rho d = 3,75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{3,75 \cdot 99,43 \cdot 15 \cdot 10}{50 \cdot 400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

## Chapitre : V

### V-3-2-4-Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t*b} \text{ en \%} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans notre cas  $\lambda_g = 4,28 < 5$ , il faut que  $0,8\% \geq \frac{A_t}{t*b} \geq 0,3\%$

Application :  $\frac{A_t}{t*b} = \frac{3,06}{(15 \times 50)} = 0,40\%$  **Condition vérifiée**

### V-3-2-5-Calculer de longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale est :

- $40\phi$  en zone IIa
- Pour  $\phi = 20 \text{ mm}$
- $L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ mm}$

La longueur de recouvrement est 80 cm

### V-3-2-6-Vérification à L'ELS :

	section	position	M (kn)	N (kn)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)
RDC	50*50	Angle	8.7	504.0	2.3	15	33.9	240
		Rive	22.3	1130.5	5.3	15	77.7	240
		Intermédiaire	8.6	1159.2	4.8	15	71.4	240
1-1		Angle	3.6	453.2	1.9	15	28.0	240
		Rive	26.4	1107.9	5.4	15	78.7	240
		Intermédiaire	23.7	1140.1	5.4	15	79.0	240
2-2		Angle	1.4	399.1	1.6	15	23.7	240
		Rive	29.3	962.3	4.9	15	79.1	240
		Intermédiaire	23.0	971.2	4.7	15	68.9	240
3-3	45*45	Angle	1.5	328.5	1.6	15	24.1	240
		Rive	25.0	816.6	5.3	15	76.3	240
		Intermédiaire	19.9	811.1	5.1	15	74.2	240
4-4		Angle	0.9	241.4	1.3	15	19.1	240
		Rive	25.3	674.5	4.3	15	69.2	240
		Intermédiaire	22.3	659.6	5.2	15	75.9	240
5-5		Angle	0.8	181.9	1.4	15	20.3	240
		Rive	29.8	532.3	4.9	15	71.5	240
		Intermédiaire	23.4	513.8	5.4	15	74.6	240
6-6	40*40	Angle	0.7	119.3	1.2	15	18.7	240
		Rive	21.3	390.0	5.1	15	69.7	240
		Intermédiaire	18.1	374.1	4.8	15	63.2	240
7-7		Angle	0.7	44.3	1.2	15	18.9	240
		Rive	39.4	127.4	6.1	15	81.5	240
		Intermédiaire	22.1	117.6	4.9	15	67.8	240

**Tableau V-4: Vérification à L'ELS**

## Chapitre : V

### V-3-2-7-Vérification spécifiques

#### ➤ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$ : Effort normale obtenue par logiciel robot N= 1585.8KN

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} = 0.25 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V-3-2-8-Vérification au flambement :

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement  $\lambda < 70$

$$D'où : \lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :  $L_f$ : étant la longueur de flambement :

$$L_f = 0.7 * L_0$$

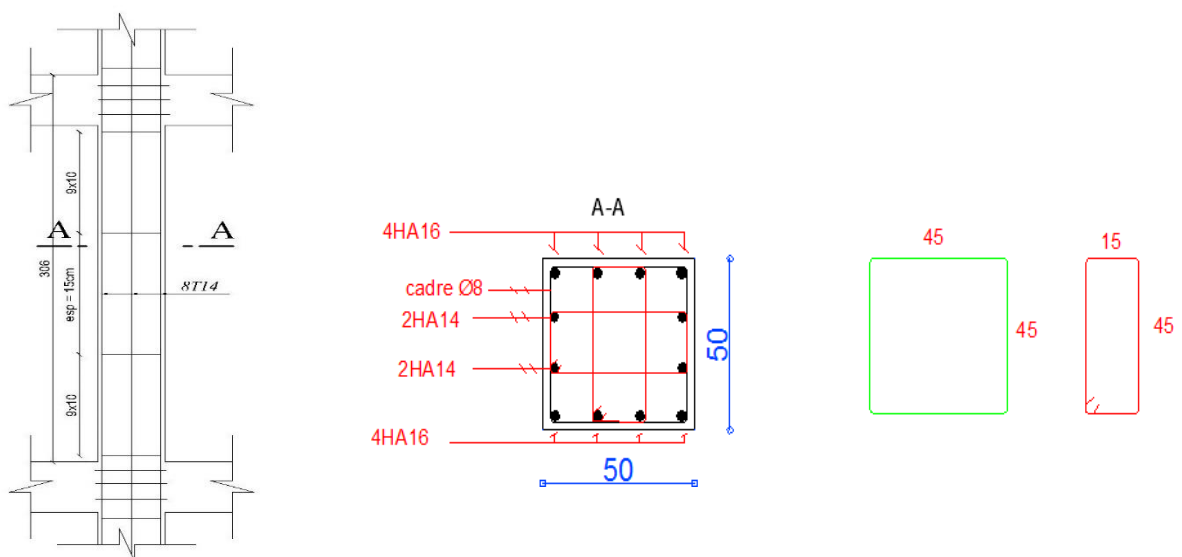
I: rayant de giration de la section dans le plan de flambement :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

B : l'aire de section.

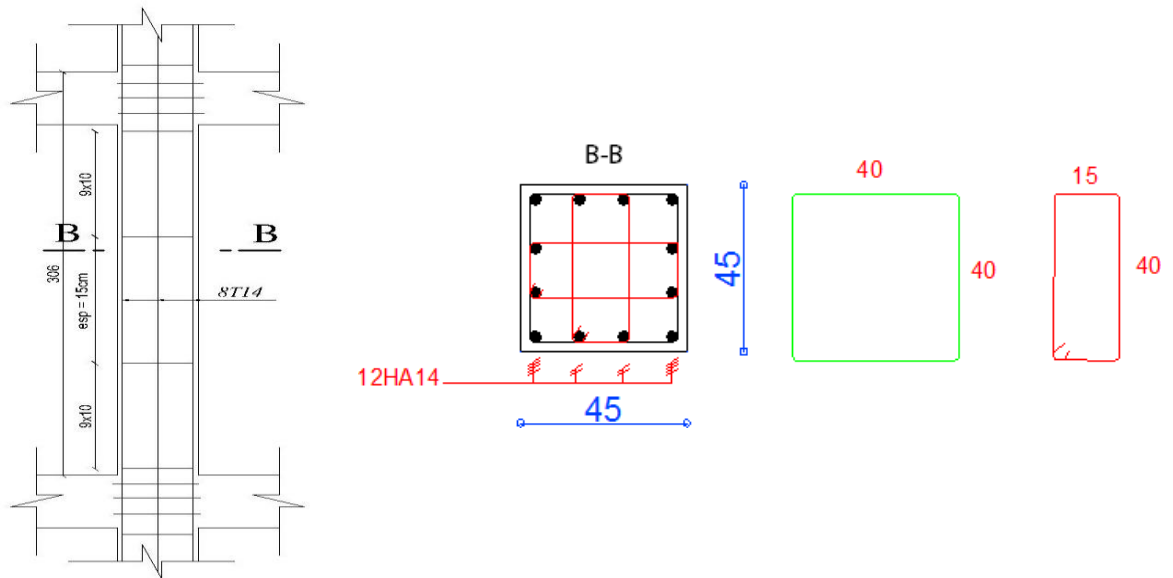
élément	$L(m)$	$L_f (m)$	$i (m)$	$\lambda$	$\lambda < 70$
50 *50	3.06	2.14	0.14	15.28	Condition vérifiée
45 *45	3.06	2.14	0.12	17.83	Condition vérifiée
40 *40	3.06	2.14	0.11	19.45	Condition vérifiée

Tableau V-5: Vérification au flambement

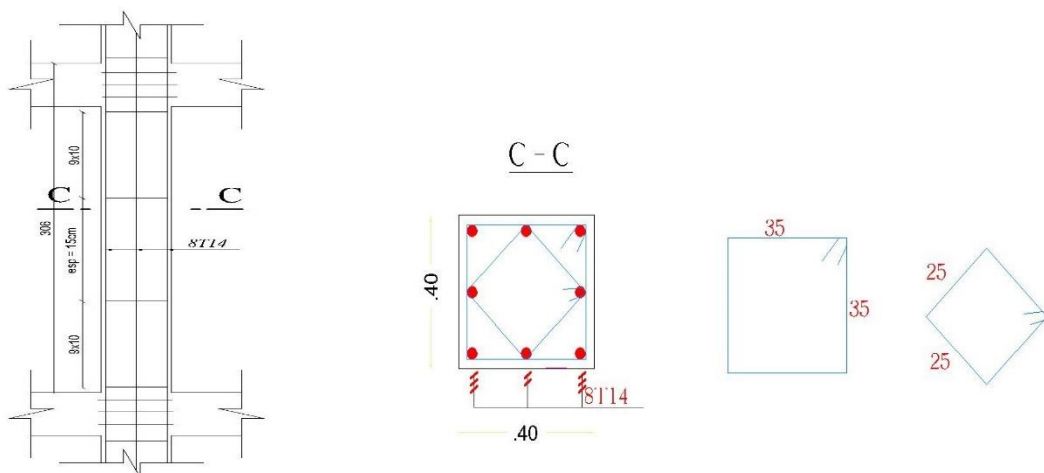
### V-3-2-9-Schéma ferrailage des poteaux :



FigureV-4 : Schéma ferrailage Poteaux (50 \* 50)



FigureV-5 : Schéma ferrailage Poteaux (45 \* 45)



FigureV-6 : Schéma ferrailage Poteaux (40 \* 40)

### V-3-3- Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont:

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge Sismique.

#### V-3-3-1- Voiles pleins : le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

**a-Des aciers verticaux :** la disposition du ferrailage vertical se fera de tel e sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le

## Chapitre : V

**RPA99/version 2003** : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

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

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{2} \\ \frac{2*L'}{3} \end{array} \right.$$

Avec:

$L'$ : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$ : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

**b- Des aciers horizontaux** : les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \geq 1.5 * e$  Avec:  $e$  : Épaisseur du voile.

$S \geq 30$  cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

$\Phi_t = 6$  mm Lorsque  $\Phi_v \leq 20$  mm.

## Chapitre : V

$\phi_t = 8 \text{ mm}$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40\*  $\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

20\*  $\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**V-3-3-2-Méthode de calcul:** on détermine les contraintes par la formule de NAVIER-BERNOULLI:

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \mp M * \frac{Y}{I} \text{ mm}$$

Avec:

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

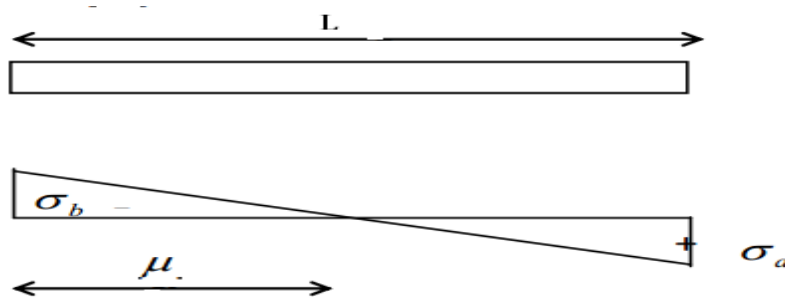
**Remarque :**

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

**A-Section partiellement comprimée (tendue) :** pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu :  $[\mu]$  en utilisant les triangles semblables :



**FigureV-7: Section partiellement comprimée**

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right)+1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

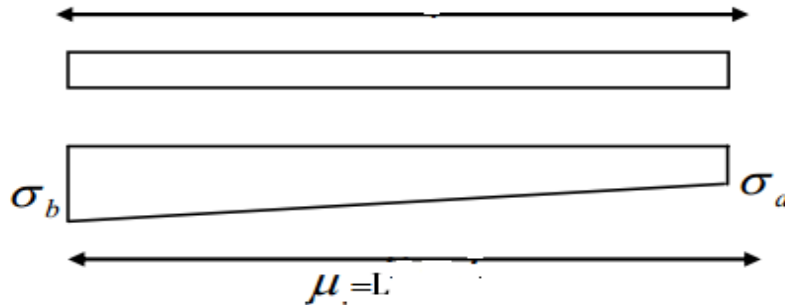
$$T = \frac{(\sigma * \mu * b)}{2}$$

## Chapitre : V

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_S = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$

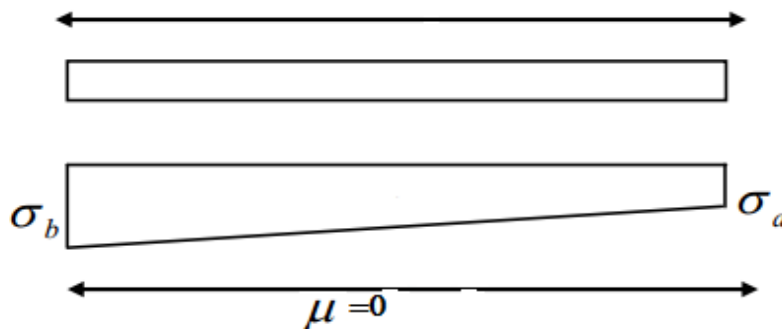
**B- Section entièrement tendue :** dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue  $[\mu]$  est égale à (L) l'effort de traction est égale à :  $T = (\sigma_b * \sigma_a * \mu * b) / 2$

La section d'armature est:  $A_S = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$



FigureV-8: Section entièrement tendue

**C- Section entièrement comprimée :** dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



FigureV-9: Section entièrement comprimée

### V-3-3-3- Recommandations réglementaires :

**Armatures verticales :** l'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

**Selon le CBA 93:**

$$0.1\% \leq \frac{A}{a*b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue Condition de non fragilité.

**Selon le RPA 99(V2003):**

$A_v = 0.20 \%B$  Dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15 \%B$  Dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10 \%B$  Dans la section courante.

## Chapitre : V

Avec :

B: section du voile.

A : épaisseur du voile.

$\varphi_v$  ver : Diamètre vertical.

**Armatures horizontales** : le voile doit avoir des armatures horizontales ( $A_h$ ) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

**Selon le CBA 93 :**

$$\text{Diamètre minimal: } \varphi_v \leq \min \begin{cases} h/35 \\ a/10 \end{cases}$$

$$\text{Espacement des armatures horizontales: } S_h \leq \min \begin{cases} 0.9 * d \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_h \leq \frac{A_h * f_{eh}}{0.4 * a}$$

$$S_h \leq \frac{A_h * 0.9 * f_{eh}}{\gamma_s * a * \tau_b}$$

**Selon le RPA 99 V(2003) :**

$$\varphi_v \leq \frac{a}{10}$$

$$S_h \leq \frac{A * h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min \begin{cases} 1.5 * a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

**Armatures transversales** : ce sont des armatures ronds lisses de nuance Fe E235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**a) Aciers verticaux :**

**" Voile 1"**

position	$\sigma_a$	$\sigma_b$	L (m)	T (kn)	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{CBA} (cm^2)$	$A_S (cm^2)$
RDC	-0.445	1.072	2.25	86.28	1.76	9.00	11.00	13 HA 12
1-1	-0.445	1.072	2.25	86.28	1.76	9.00	11.00	13 HA 12
2-2	-0.445	1.072	2.25	86.28	1.76	9.00	11.00	13 HA 12
3-3	-0.404	1.016	2.27	66.53	1.66	9.2	11.20	13 HA 12
4-4	-0.404	1.016	2.27	66.53	1.66	9.2	11.20	13 HA 12
5-5	-0.404	1.016	2.27	66.53	1.66	9.2	11.20	13 HA 12
6-6	-0.366	0.966	2.30	62.88	1.57	9.4	11.40	13 HA 12
7-7	-0.366	0.966	2.30	62.88	1.57	9.4	11.40	13 HA 12

**Tableau V-6: les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y)**

## Chapitre : V

### " Voile 2 et 3"

position	$\sigma_a$	$\sigma_b$	L (m)	T (kn)	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CBA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	-1.210	2.014	1.75	79.47	1.98	7.00	9.15	12 HA 12
1-1	-1.210	2.014	1.75	79.47	1.98	7.00	9.15	12 HA 12
2-2	-1.210	2.014	1.75	79.47	1.98	7.00	9.15	12 HA 12
3-3	-1.160	1.956	1.77	75.21	1.90	7.08	9.21	12 HA 12
4-4	-1.160	1.956	1.77	75.21	1.90	7.08	9.21	12 HA 12
5-5	-1.160	1.956	1.77	75.21	1.90	7.08	9.21	12 HA 12
6-6	-1.087	1.875	1.80	71.80	1.80	7.2	9.27	12 HA 12
7-7	-1.087	1.875	1.80	71.80	1.80	7.2	9.27	12 HA 12

Tableau V-7: les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 2 et 3 : (sens y-y) et (sens x-x)

### " Voile 4"

position	$\sigma_a$	$\sigma_b$	L (m)	T (kn)	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CBA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	-3.392	4.476	1.3	190.1	4.75	5.20	8.01	08 HA 12
1-1	-3.392	4.476	1.3	190.1	4.75	5.20	8.01	08 HA 12
2-2	-3.392	4.476	1.3	190.1	4.75	5.20	8.01	08 HA 12
3-3	-3.225	4.293	1.32	182.6	4.65	5.28	8.06	08 HA 12
4-4	-3.225	4.293	1.32	182.6	4.65	5.28	8.06	08 HA 12
5-5	-3.225	4.293	1.32	182.6	4.65	5.28	8.06	08 HA 12
6-6	-2.990	4.034	1.35	171.8	4.29	5.40	8.14	08 HA 12
7-7	-2.990	4.034	1.35	171.8	4.29	5.40	8.14	08 HA 12

Tableau V-8: les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 4 (sens x-x)

**Espacement des armatures verticales :** à chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

#### b) Aciers horizontaux :

##### " Voile 1"

$$A_t = \frac{A_v}{4} = \frac{13}{4} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$A_t \text{ min}(RPA) = 0.15\% * b * L = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux faces)}$$

$$A_t = 12 \text{ HA } 10 = 9.42 \text{ cm}^2 / \text{nappe avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 1.5 * a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

#### V-3-3-4- Vérification des contraintes de cisaillement (ELU):

- Selon l'RPA99v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

Où :

## Chapitre : V

$$\tau_u = \frac{1.4 * T_{\text{calcul}}}{b * d} = \frac{1.4 * 86.28}{0.9 * 0.2 * 2.25} = 0.298 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \cdot 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

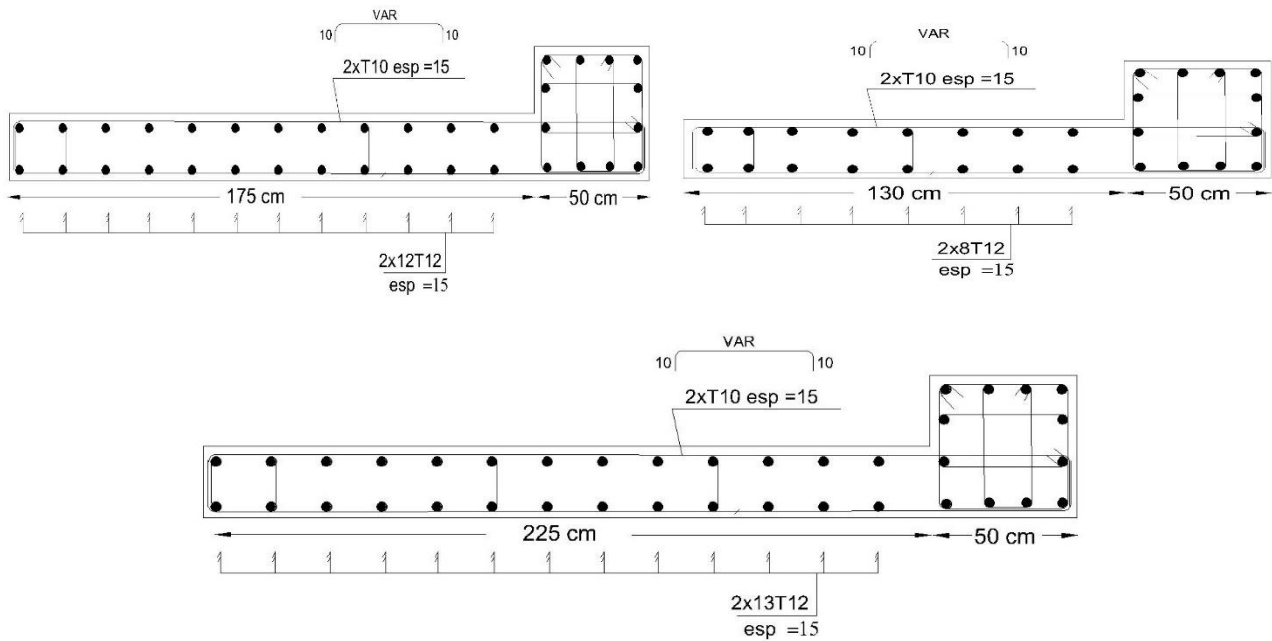
$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Selon BAEL91 mod99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d * b} = \frac{0.379}{3.17 * 0.2} = 0.59 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V-3-3-5- Schéma ferrailage des voiles :



FigureV-10: Section partiellement comprimée



***Chapitre : VI***

**Études des éléments infrastructure**

## VI -1- Introduction :

On appelle une fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol et qui a pour rôle transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

## VI -2- les fondations :

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 leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### VI -2-1- Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou Descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

**VI -2-2- Types de fondations :** Pour les fondations, on distingue :

**A- Les semelles isolées:** Dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L=1$ ) et les semelles Circulaires (de diamètre B).

**B- Les semelles filantes :** Généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** : ( $L/B > 10$ ).

**C- Les radiers ou dallages :** de dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

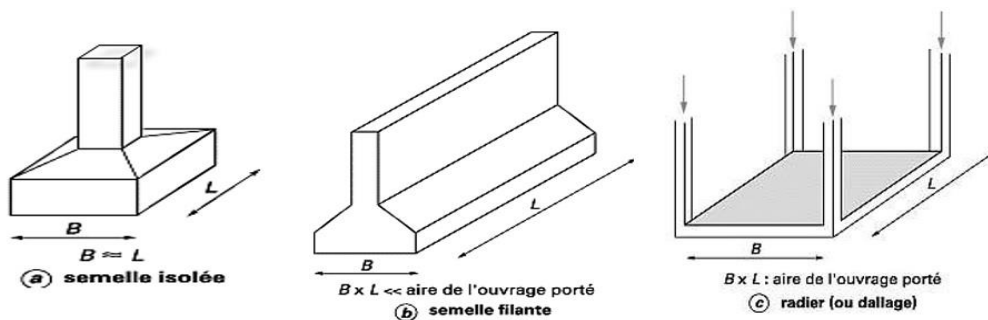


Figure VI-1 : types de fondation superficielle.

### VI -2-3- Connaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des

## Chapitre : V

renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante  $\sigma_s = 2,4$  bars avec un ancrage de 2m.

### VI -3- Calcul des fondations :

#### VI -3-1- Semelle isolée : Méthode de calcul : méthode des bielles

Cette semelle assez rigide .suppose que les charges sont transmises au sol, à travers des bielles de béton comprimé. Les armatures donc ce cas joué le rôle de tirant équilibre la composante horizontale. Des efforts de compression dans les bielles de béton inclinent.

#### VI -3-1-1- Étapes de calcul :

Calcul à L'ELS puis vérifie à l'ELU :

Dimensionner A et B choix homothétique :  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$        $A * B = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Si  $e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow A * B \geq (1 + \frac{3*e_0}{B}) \frac{N}{\sigma_{sol}}$  c'est-à-dire charge de sol trapézoïdale.

Si  $e_0 \geq \frac{B}{6} \Rightarrow \frac{2*N}{3*A(\frac{B}{2}-e_0)} \leq 1.33 * \sigma_{sol}$  c'est-à-dire charge de sol triangulaire.

On a semelle rigide donc  $c + \frac{A-a}{4} \leq h \leq \frac{B-b}{4} + c$

c : enrobage égale 5cm

#### • Calcul les armatures :

$$\text{Si } e_0 \leq \frac{B}{12} \Rightarrow \begin{cases} A_y = \frac{N_U * (1 + \frac{3*e_0}{B})(A-a) * \gamma_s}{8 * d_A * f_e} \\ B_x = \frac{N_U * (1 + \frac{3*e_0}{B})(B-b) * \gamma_s}{8 * d_B * f_e} \end{cases}$$

Si  $e_0 \geq \frac{B}{12}$

Sens de moment  $A_x = \frac{M_1 * \gamma_s}{d_B * f_e}$

$$M_1 = (\frac{B}{2} - 0.35 * b)^2 * (1 + \frac{4*e_0}{B} + \frac{1.4 * e_0 * b}{2 * B}) \frac{N_U}{2 * B} \quad \text{Si } e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$M_1 = (4 * B + 0.35 * b - 9 * e_0) * (\frac{2 - 0.35 * b}{\frac{B}{2} - e_0}) \frac{N_U}{27} \quad \text{Si } e_0 \geq \frac{B}{6}$$

Le tableau ci – dessous récapitule les efforts appliqués à la semelle, ils sont déduits de la sollicitation appliquée à la base de poteau surmontant ces semelles.

semelle	a*b (cm)	A*B (cm)	ELU		ELS		ELA	
			$N_U$ (kn)	$M_U$ (kn)	$N_S$ (kn)	$M_S$ (kn)	$N_{ACC}$ (kn)	$M_{ACC}$ (kn)
S1	50*50	250*250	1585.8	11.7	1159.2	8.6	1358.4	11.5

Tableau VI-1 : les efforts appliqués aux semelles

#### On doit vérifier que :

La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment ( $S_s/S_b < 50\%$ )

## Chapitre : V

La surface des semelles est donnée par :  $S_S \geq N_S / \bar{\sigma}_s$

D'après logiciel « robot structural analyses Professional 2014 »

$$N_S = 1159.2 \text{ kn} \Rightarrow S_S \geq \frac{1159.2}{240} = 4.83 \text{ m}$$

La surface globale de bâtiment est : 181.8 m

$$S_S/S_b = 37.63\%$$

Donc: La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment ( $S_S/S_b < 50\%$ )

### VI -3-1-2- Vérification de contrainte de sol :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{8.6}{1159.2} = 0.007 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = \frac{250}{6} = 41.66 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} A - a/4 \\ B - b/4 \end{array} \right\} \Rightarrow d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 50 \end{array} \right\} \Rightarrow d = 50 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 5 = 55 \text{ cm}$$

### VI -3-1-3- Ferrailage :

semelle	dimensionnement		h (cm)	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage adopté (cm <sup>2</sup> )		St (cm)
	A(m)	B(m)		A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	
S1	2.5	2.5	55	29.97	29.97	15 HA 16	15 HA 16	17

Tableau VI-2 : ferrailage de semelle isolé

Calcul de l'espacement :

$$S_{tx} = S_{ty} \leq \frac{250 - 2 \cdot 5}{15 - 1} = 17.85 \text{ cm}$$

### VI -3-1-4-Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sx} = \tau_{sy} = \frac{N_U(B-b) \cdot 1}{2 \cdot B \cdot d_B \cdot m_x \cdot \phi_x \cdot \pi} = \frac{1585200(2.5-0.5) \cdot 1}{2 \cdot 2.5 \cdot 0.5 \cdot 15 \cdot 16 \cdot 3.14 \cdot 10^3} = 1.682 \text{ Mpa}$$

Ancrage des barres adhérence limite  $\bar{\tau} = 1.35 \cdot f_{t28} \cdot 0.8$

$$\tau_{sx} = \tau_{sy} = 1.682 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau} = 2.26 \text{ Mpa}$$

Crochets nécessaires

### VI -3-1-5-Hauteur de patin :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \phi + 6 \text{ cm (barre avec crochets)} \\ 06 \cdot \phi + 6 \text{ cm (barre sans crochets)} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e = 12 \cdot \phi + 6 \text{ cm} = 12 \cdot 1.6 + 6 \text{ cm} = 25.2 \text{ cm} \Rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

### VI -3-1-6-Vérification de cisaillement :

La condition suivante nous dispense des armateurs transversales

$$V' = \frac{N \cdot (A - a - \frac{5 \cdot h}{3})}{2(A - 2 \cdot e_x)} \quad \tau' = \frac{V'}{B \cdot d} = 0.27 \text{ Mpa} \leq \tau_{limite} = \frac{0.07 f_{t28}}{\gamma_b} = 1.333 \text{ Mpa}$$

### VI -3-1-7-Vérification a le renversement : $0.8 \cdot G \pm E$

$$\frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$\frac{M}{N} = \frac{11.7}{1585.8} = 0.007 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.62 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI -3-1-8-Schéma ferrailage :

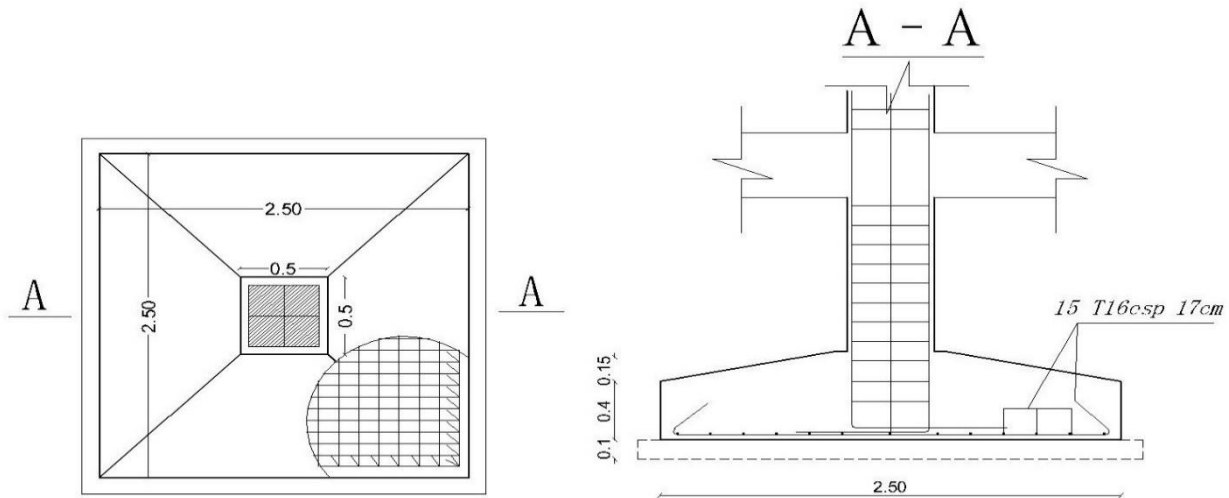


Figure VI-2 : ferrailage de semelle isolé

VI -3-2- semelle filante : (type semelle rectangulaire sous deux poteaux et voile).

VI -3-2-1- Dimensionnement semelle filante 1 :

Longueur de semelle L

$$L = l_0 + \text{débord} + (a + b); \quad (a; b): \text{Largeur de poteaux extrêmes}$$

En supposant par exemple le débord égal 0.5m, on peut déterminer L

$$\text{Alors } L = 3.6 + 2 * 0.50 + (0.5 + 0.5) = 5.6 \text{ m}$$

Largeur de semelle B

$$N = 1504.5 \text{ KN} \quad M = 11.8 \text{ KN. m}$$

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = 0.017 \text{ m} \leq \frac{N}{4 * \sigma_{sol}} = 0.71 \text{ m} \Rightarrow \text{Distribution trapézoïdal des contraintes}$$

$$B \geq \frac{N}{2 * \sigma_{sol} * L} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{12 * e * \sigma_{sol} * L}{N}} \right]$$

$$\text{Alors } B \geq 2.09\text{m on prend } B=2.1\text{m}$$

Vérification de contrainte de sol :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{11.8}{686.4} = 0.017\text{cm} \leq \frac{B}{6} = \frac{210}{6} = 35 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 40 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

Ferrailage :

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$$N = 1504.5 \text{ KN} \quad M = 11.8 \text{ KN}$$

$$q = \sigma_m * B * L \quad \sigma_m = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

## Chapitre : V

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B*L} \left(1 + \frac{6*e}{B}\right) \Rightarrow \sigma_{max} = 134.13 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B*L} \left(1 - \frac{6*e}{B}\right) \Rightarrow \sigma_{min} = 121.72 \text{ kn/m}^2$$

Alors  $\sigma_m = 191.89 \text{ kn/m}^2 \leq 1.33 * \sigma_{sol} = 319.2 \text{ kn/m}^2$

Donc:  $q = 2256.67 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{q*(B-b)}{8*d*\sigma_s} \Rightarrow A_s = 28.20 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de : **A adopte = 30 HA 12 = 33.93 cm<sup>2</sup>**

$$\text{Sens y-y : } A_y = \frac{A_x}{4} = 8.4 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de **A adopté = 12 HA 12 = 13.57 cm<sup>2</sup>**

### Vérification de la stabilité et renversement :

**Stabilité : N= 909.5 kn (combinaison E.L.S)**

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_s \Rightarrow \frac{909.5}{5.6*2.1} = 77.32 \text{ kn/m}^2 = 0.77 \text{ bare} < 2.4 \text{ bare}$$

**Renversement :**  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  (combinaison 0.8G+E)

$$N=909.5 \text{ KN} \quad ; \quad M=10.56 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{10.56}{909.5} = 0.011 \text{ m} \leq \frac{2.1}{4} = 0.52 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification des cisaillements:

Cette vérification est pour définir la nécessité des cadres A l'abscisse (5h/6) on trouve :

$$V' = \frac{N*(A-a-\frac{5*h}{3})}{2*(A-2*e)} \quad \tau' = \frac{V'}{B*d} = 0.19 \text{ Mpa} \leq \tau_{limite} = \frac{0.07 f_{t28}}{\gamma_b} = 1.333 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI -3-2-2- Dimensionnement semelle filante 2,3 et 4 :** Même principe pour la semelle filante 1 (SF1) :

semelle	Longueur L(m)	Largeur B(m)	$e_x \text{ (m)} < B/6$	d(m)	h(m)
Sf2	10.20	2.4	$0.015 < 0.4$	0.40	0.45
Sf3	5.8	2.5	$0.007 < 0.4$	0.40	0.45
Sf4	5.0	2.4	$0.009 < 0.4$	0.40	0.45

**Tableau VI-3 : les données SF2, SF3 et SF4**

### Ferrailage:

semelle	N (kn)	M (kn.m)	$\sigma_{max} \text{ (kn/m}^2\text{)}$	$\sigma_{min} \text{ (kn/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (kn.m}^2\text{)}$	q (kn)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Y</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Y</sub> (cm <sup>2</sup> )
SF 2	741.9	11.8	152.6	142.8	221.6	5425.1	80.53	70 HA 12	20.2	16 HA 12
SF 3	1585.8	11.7	111.2	107.53	164.1	2378.7	37.16	34 HA12	9.61	12 HA 12
SF 4	876.0	8.4	118.3	106.4	168.5	2022.4	30.02	28 HA 12	7.91	12 HA12

**Tableau VI-4 : ferrailage de SF2, SF3 et SF4**

### Vérification de la stabilité et renversement

semelle	N	M	N/S	$\sigma_s$	$\tau'$	$\tau_{limite}$	e	B/4	
Sf2	544.3	8.3	0.22	2.4	0.09	1.33	0.015	0.6	OK
Sf3	1159.2	8.9	0.83	2.4	0.06	1.33	0.007	0.62	OK
Sf4	639.8	5.2	0.79	2.4	0.07	1.33	0.009	0.4	OK

Tableau VI-5 : Vérification du cisaillement

VI -3-2-3- Schéma ferrailage

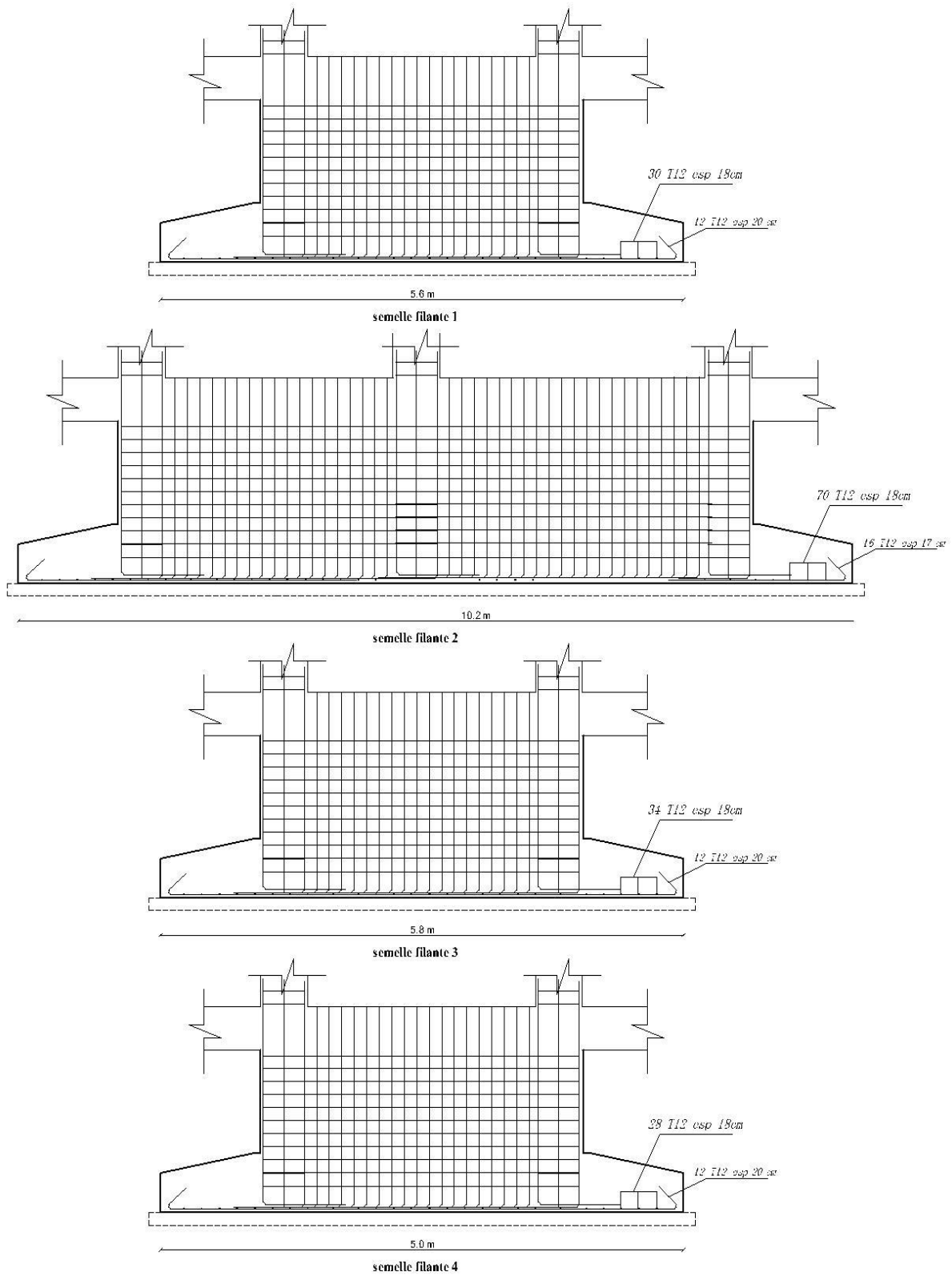


Figure VI-3: ferrailage de semelles filantes 1, 2, 3 et 4

### VI -3-3- Calcul des longrines :

Toutes les semelles seront chaînées par des longrines qui sont calculées pour résister à la traction

d'une force égale à :  $F = \frac{N}{\alpha}$  (RPA 99 / V 2003)

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bi – directionnel de longrines on tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

✓ 25 cm \* 30cm : Site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

✓ 30 cm \* 30cm : Site de catégorie S<sub>4</sub>

-  $\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré :  $\alpha = 12$

$$F = \frac{112}{555} = 130 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Les dimensions de longrine sont 30 cm \* 35cm

- Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur

au  $\min \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 15 * \phi_L \end{cases}$

$$A_{min} = 0.6\% * b * h \Rightarrow A_{min} = 0.006 * 30 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA12 avec  $A_{min} = 6.78 \text{ cm}^2$

**Les armatures transversales :**

- Elles sont constituées par des cadres de 4HA8

- L'espacement :  $S_t \leq \min \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 15 * \phi_L \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$

Donc on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Schéma ferrailage**

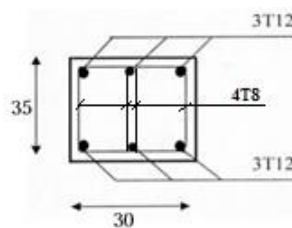


Figure VI-4: ferrailage de coupe de longrine.

---

## *Conclusion générale*

### **Conclusion générale :**

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voiles-portiques.
- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

---

# *Références et bibliographie*

## **Documents réglementaires :**

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Livre PRATIQUE.DU.BAEL.91.

## **Cours :**

- Béton armés.
- Dynamique des structures.
- Résistance des matériaux.

## **Logicielle :**

- Auto desk robot structural analyses Professional 2014.
- AutoCAD 2008.
- Expert 2010.
- Microsoft Word 2014.