

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

République Algérienne  
Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement  
Supérieur et de la  
Recherche Scientifique  
Centre Universitaire - Ain  
Témouchent



الجمهورية الجزائرية  
الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و  
البحث العلمي  
المركز الجامعي لعين تموشنت

*Institut de la technologie*

*Département de Génie Civil*

*Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master*

*Filière : Génie Civil*

*Spécialité : Structure*

 **Thème :**

***ANALYSE D'UN MODELE TRIDIMENSIONNEL D'UN BATIMENT  
COMPOSE D'UN « SOUS-SOL+ RDC + 12 ETAGES SELON LE  
REGELEMNT PARASISMIOUE ALGERIEN RPA99 V.2003 ».***

*Présenté le : 16/06/2020.*

*Par :*

- ***Mr BENZAOUZ Abdelkrim***
- ***Melle CHERIET Nesrine***

*Devant le Jury composé de*

<b>Mr AISSA MAMOUNE.SM</b>	<b>(Professeur)</b>	<b>Président</b>
<b>Mme TAHAR BERRABAH .A</b>	<b>(Maitre de Conférences A)</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mme MAROUF. H</b>	<b>(Maitre de Conférences B)</b>	<b>Rapporteur</b>



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

◆ *Toute notre parfaite gratitude et remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

◆ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercierons notre encadreur **M<sup>me</sup> MAROUF.HAFIDA***

*Et **Mr BENNACEUR SIDI MOHAMED** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

◆ *Ainsi nous exprimons notre reconnaissance au Professeur **AISSA MAMOUNE SIDI MOHAMED** d'avoir accepté de Présider notre jury de soutenance et à **M<sup>me</sup> TAHER BERRABAH AMINA** dont surement ses interventions et critiques enrichiront nos connaissances.*

◆ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

*Abdelkrim Et Nesrine*

# *Dédicaces*

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *Mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé durant tout ce long chemin parcouru.*
- *Mon cher frère Brahim et sa chère femme Ghizlane.*
- *Mes chers frères Hocine; Ocacha.*
- *Ma chère sœur Fatima et son cher mari Baroudi.*
- *Mes très chers neveux Ayman et Nasreddine.*
- *Toute la promotion 2020.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- *A tous mes amis.*



*Abdelkrim*

# *Dédicaces*

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur  
Qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on  
remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance  
durant toute notre existence.*

*Je dédie ce mémoire :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont  
donné un magnifique modèle de labeur et de  
persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute  
ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers Frères : Anouar et Oussama.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chers.*

*A mon binôme et à sa famille.*

*Nesrine*

# Résumé

*Notre projet de fin d'étude consiste principalement à l'analyse d'un modèle tridimensionnel d'un bâtiment composé d'un «sous-sol + rez de chaussée + 12 étages selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003».*

*Un des problèmes rencontrés tout le long de notre étude et qu'il fallait résoudre s'est distingué par son influence majeure sur la distribution des rigidités et celles des masses de la structure ; c'est la configuration du bâtiment, rappelons que dans notre cas on est en présence d'une configuration présentant une **irrégularité en plan**.*

*Pour parvenir à une résolution au problème posé, nous avons opté pour un accroissement dans la résistance du béton ( $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  au lieu de  $25 \text{ Mpa}$ ), et un ajustement de l'épaisseur des voiles de contreventement de **20 cm**.*

**Mots Clés :** *Bâtiment ; Structure, Irrégulier ; Rigidité ; Résistance.*

# Abstract

*Our project study mainly consists of the analysis of a three-dimensional model of a building composed of a « **basement + ground floor +12 floors according to Algerian seismic regulation RPA 99 version 2003**».*

*One of the problems encountered throughout our study and which had to be solved stood out for its major influence on the distribution of rigidities and those masses structure. This is the configuration of the building; remember that in our case we are in the presence of a configuration with an irregularity in plan.*

*To reach a resolution to the problem posed, we opted for an increase in the strength of the concrete ( $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  instead of  $25 \text{ Mpa}$ ), and an adjustment of the thickness of the bracing walls by 20 cm.*

**Keys Words:** *Building; Structure; Irregular; Seismic; Resistance.*

# الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتكون من " طابق تحت الارض + طابق ارضي +12 طابق " بولاية عين تموشنت ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa ، حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

زيادة على ذلك، إحدى المشكلات التي تمت مواجهتها والتي يجب حلها، كانت هناك واحدة تبرز لتأثيرها الكبير على توزيع الصلابة والكتل لهذا الهيكل؛ هوشكل البنائية، كما نذكركم أنه نحن في دراسة بناية غير منتظمة الشكل.

للوصول الى حل المشكلة المطروحة، اخترنا في زيادة مقاومة الخرسانة ( $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  بدلا من  $25 \text{ Mpa}$ ) وكذلك تعدد ييل سمك لكل الاشرعة الخرسانية المسلحة ب  $20 \text{ سم}$

**الكلمات المفتاحية:** البناء؛ هيكل غير منتظم، زلزالي، المقاومة.



# Sommaire

<b>Introduction Générale :</b> .....	1
--------------------------------------	---

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

I.1.Présentation de l'ouvrage :	3
I.1.1.Caractéristiques Géométriques :	3
I.1.2. Conception de la structure :	5
I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol :	6
I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.2.1.Introduction :	6
I.2.2.Etats limite :	6
I.3.Le béton :	7
I.4.Résistance mécanique :	8
I.5.Déformation et contrainte de calcul :	8
I.6.Contrainte admissible de cisaillement :	9
I.7.Modules de déformation du béton :	10
I.8.Les aciers :	11
I.8.1 Diagramme déformation contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$ .	11
I.8.2.Contrainte limite de traction des armatures :	11
I.9.Règle des trois pivots : (BAEL 91 révisée 99) :	12

## **Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments structuraux.**

II.1.Introduction :	14
II.2.Les planchers :	14
II.2.1.Plancher terrasse inaccessible :	14
II.2.2.Plancher étages courant :	16
II.3.les murs :	17
II.3.1. Mur extérieur (doubles parois) :	17
II.3.2. Murs intérieurs (simple parois) :	18
II.4.L'acrotère :	18
II.5.L'escalier :	19
II.6.Pré dimensionnement des planchers. :	20

II.7. Pré dimensionnement des éléments résistants : .....	21
II.7.1. Les poutres : .....	21
a) Poutres Principales : .....	21
b) Poutres Secondaires (Chainages) : .....	22
II.7.2. Les poteaux : .....	22
II.7.3. Voiles : .....	25
II.7.4. Les Escaliers : .....	26
<b>Chapitre III : Etudes des éléments secondaire</b>	
III.1. Étude de l'acrotère : .....	30
III.1.1. Définition : .....	30
III.1.2. Combinaisons d'action : .....	30
III.1.3. Calcul le ferrailage : .....	31
III.2. Etudes des planchers : .....	32
III.2.1. Introduction : .....	32
III.2.2. Calcul des sollicitations des poutrelles : .....	34
III.2.3. ferrailage des poutrelles : .....	37
III.3. Ferrailage de la dalle de compression : .....	42
III.4. Etudes Des Balcons : .....	43
III.4.1. Introduction : .....	43
III.4.2. Les combinaisons d'action : .....	43
III.4.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants : .....	43
III.5. L'ascenseur : .....	45
III.5.1. Introduction : .....	45
III.5.2. Etude de l'ascenseur : .....	46
III.6. Etude de la dalle machine : .....	47
III.6.1. Introduction : .....	47
III.6.2. Pré dimensionnement .....	47
III.6.3. Détermination des charges et surcharges : .....	48
III.6.4. Ferrailage de la dalle : .....	49
1) ELU : .....	49
2) Vérification à L'ELS : .....	51
<b>Chapitre IV : Etude sismique de la structure</b>	
IV.1. Introduction : .....	54
IV.2. Différents méthode de calcul : .....	54
IV.2.1. Méthode statique équivalente : .....	54

IV.2.2.Méthode d'analyse modale spectrale :	54
IV.2.3.La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.	54
IV.3.description et résultats :	55
IV.3.1.Classification de site :	55
IV.3.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse :	55
IV.3.2.1.Coefficient d'accélération de zone « A » :	55
IV.3.2.2.Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :	55
IV.3.2.3.Période fondamentale (T) :	56
IV.3.2.4.Coefficient de comportement global de la structure R :	56
IV.3.2.5.Facteur de qualité Q :	56
IV.3.3.Vérification des critères :	57
IV.3.4.Nombre de modes à considérer :	59
IV.4.Modélisation par ETABS 2013 :	59
IV.4.1.Description du logiciel ETABS :	59
IV.4.2.Les dispositions des voiles :	61
IV.4.2.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :	64
IV.4.2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales :	66
IV.4.2.3.Vérification de déplacement :	67
IV.5.Conclusion :	70

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1.Introduction :	72
V.2. Hypothèses de calculs :	72
V.3. Etude de ferrailage des poteaux :	72
V.3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :	72
V.3.2. Calcul des armatures longitudinales :	72
V.3.3. Calcul des armatures transversales :	73
V.3.4.Exemple de calcul :	73
V.4. Etude de ferrailage des poutres principales et chainages :	76
V.4.1.Les combinaisons spécifiques pour le calcul des poutres :	76
1. Les combinaisons fondamentales du BAEL 91 révisée 99 :	76
2. Les combinaisons accidentelles du RPA 99 version 2003 :	76
V.4.2.Etude des poutres principales et chainages :	77

a. Exemple de Calcul des armatures longitudinales des poutres principales section (30x45) :	77
b- Calcul des armatures longitudinales des poutres principales section (30x30) :	80
c. Calcul des armatures longitudinales des chainages section (30x40) :	82
V.5. Etude de ferrailage des voiles :	84
V.5.1. Voile de contreventement :	84
V.5.1.1. Introduction :	84
V.5.1.2. Conception :	84
V.5.1.3. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :	84
V.5.1.4. Rôle de contreventement :	85
V.5.1.5. Etapes de calcul :	85
-Détermination des sollicitations N et M par rapport au centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : (N <sub>min</sub> ; M <sub>coresspond</sub> ) et (M <sub>max</sub> ; N <sub>coresspond</sub> ) :	85
V.5.1.6. Combinaison :	85
V.5.1.7. Calcul des voiles :	85
V.5.1.8. Exemple de calcul :	85
V.5.2.5. Condition exigée par les RPA99 version 2003 :	87
V.5.2. Voile périphérique :	88
V.5.2.1. Introduction :	88
V.5.2.2. Pré dimensionnement :	88
V.5.2.3. Evaluation des charges :	88
V.5.2.4. Efforts dans le voile :	89
V.5.2.5. Condition exigée par les RPA99 version 2003 :	89
V.5.2.6. Vérification de l'effort tranchant :	90
V.5.2.7. Vérification à L'ELS :	90
V.6. Etude de l'escalier :	91
1) La paillasse :	91
2) Le Palier de repos :	91
1- Ferrailage de l'escalier « Type 1 » :	93
2. Ferrailage de l'escalier « Type 2 » :	96
3. Ferrailage du palier de repos :	99
4. Calcul de ferrailage de la poutre palière :	102

## **Chapitre V : Etude de L'infrastructure**

VI.1 Introduction :	105
VI.2. Type de fondation superficielle :	105

1. Semelles isolées :.....	105
2. Semelle filante :.....	105
3. Radier générale :.....	105
VI.3. Calcul de la contrainte admissible du sol : .....	106
VI.4. Radier générale :.....	107
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :.....	107
a) Dalle : .....	107
a-1-Vérification de la contrainte du sol :.....	107
b) Nervure : .....	107
b.1 Condition de la flèche : .....	107
b.2. Condition de rigidité :.....	108
b.3.Condition de coffrage :.....	108
VI.5.Les vérifications nécessaires :.....	108
a) Vérification au poinçonnement : .....	108
VI.6.Ferraillage du radier :.....	109
VI.7.Ferraillage des nervures :.....	111

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Plan de situation. ....	3
Figure I. 2: vue de la structure en 3D.....	4
Figure I. 3: Vue en plan d'étage courant. ....	5
Figure I. 4 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton. ...	8
Figure I. 5 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	9
Figure I. 6: Diagramme Contrainte-Déformation d'acier.....	11
Figure I.7: diagramme des déformations limitent de la section.....	12
Figure II. 1: Composants d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	14
Figure II. 2: Composant d'un plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II. 3: Composants d'un plancher étage courant en corps creux.....	16
Figure II. 4 : Composant d'un plancher étage courant en dalle pleine .....	17
Figure II. 5: L'acrotère.....	18
Figure II. 6: Les escaliers.....	19
Figure II. 7: Plancher à corps creux .....	20
Figure II. 8: Section (s) en T d'une poutrelle.....	20
Figure II. 9: Le balcon .....	21
Figure II. 10: représentations du poteau le plus sollicité .....	23
Figure II. 11: Représentation d'un voile en élévation.....	26
Figure II. 12: Schémas d'un escalier.....	26
Figure III. 1 : Actions agissants sur l'acrotère.....	30
Figure III. 2: Différents types des poutrelles. ....	33
Figure III. 3: poutrelle type « 5 » de l'étage courant. ....	35
Figure III. 4: diagramme des efforts tranchants (KN) .....	36
Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant (KN.m) .....	36
Figure III. 6: Section d'une poutrelle calculée en travée. ....	38
Figure III. 7: Section d'une poutrelle calculée en appuis. ....	39
Figure III. 8: Dalle de Compression.....	42
Figure III. 9: Schéma d'un Ascenseur .....	46
Figure III. 10: Schémas de la dalle machine .....	47
Figure IV. 1: Limites des décrochements en plan.....	58
Figure IV. 2: Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS Version 2013.....	59
Figure IV. 3: Spectre de réponse.....	60

Figure IV. 4: Modèle initial $T=1,186$ s. ....	61
Figure IV. 5: 2eme Variante $T=1,058$ s. ....	61
Figure IV. 6: 3eme Variante $T=1,016$ s. ....	62
Figure IV. 7: 4eme Variante $T=0,971$ s. ....	62
Figure IV. 8: 5eme Variante $T=0,925$ s. ....	63
Figure IV. 9: L'effet $P-\Delta$ .....	68
Figure V. 1: Section du voile axe N°8. ....	86
Figure V. 2: Schéma statique de l'escalier.....	92
Figure VI. 1: Semelle isolée.....	105
Figure VI. 2: Semelle filante.....	105
Figure VI. 3: radier générale.....	105

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux	14
Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	15
Tableau II. 3: Evaluation des charges du plancher étage courant en corps creux.....	16
Tableau II. 4: Evaluation des charges du plancher étage courant en dalle pleine.....	16
Tableau II. 5 : Plancher haut sous-sol en corps creux.....	17
Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur .....	17
Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.....	18
Tableau II. 8: Evaluation des charges de la paillasse.....	19
Tableau II. 9: Evaluation des charges du palier de repos .....	19
Tableau II. 10: Récapitulatif sections des poteaux .....	25
Tableau III. 1: évaluation des charges des planchers.....	33
Tableau III. 2: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU / ELS.....	37
Tableau III. 3: Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles.....	41
Tableau III. 4: Evaluation des charges de l'ascenseur.....	48
Tableau III. 5: Ferrailage en appuis pour la dalle machine.....	50
Tableau IV. 1: Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4).....	58
Tableau IV. 2 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage .....	58
Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation modale.....	63
Tableau IV. 4: Tableau Récapitulatif des poids des différents niveaux.....	64
Tableau IV. 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	66
Tableau IV. 6 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.....	66
Tableau IV. 7: les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques .....	67
Tableau IV. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X -Y (Combinaison EDx-EDy).....	68
Tableau IV. 9: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels ..	69
Tableau V. 1: récapitulatif de ferrailages des poteaux.....	76
Tableau V. 2 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages...	77
Tableau V. 3: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA.....	78
Tableau V. 4: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA.....	78



Tableau V. 5: Vérification a ELS des poutres principales .....	79
Tableau V. 6: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales En appuis et en travée à L'ELU et ELA .....	81
Tableau V. 7: Vérification a ELS des poutres principales .....	81
Tableau V. 8: Calcul des armatures longitudinales des chainages En appuis et en travée.....	82
Tableau V. 9: Vérification a ELS des poutres principales .....	82
Tableau V. 10: Vérification a ELS des poutres principales .....	83
Tableau V. 11: Les efforts internes dans les voiles .....	86
Tableau V. 12: Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	89
Tableau V. 13: Vérification du béton du voile périphérique à ELS .....	91
Tableau V. 14 : Récapitulatif de ferrailage de la paillasse type 1. ....	95
Tableau V. 15: Vérification de la contrainte de béton de l'escalier.....	96
Tableau V. 16: Vérification de la contrainte de béton de l'escalier.....	99
Tableau V. 17 : Récapitulatif de ferrailage de palier de repos.....	101
Tableau VI. 1: coefficient de calcul de la contrainte du sol. <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Tableau VI. 2 : Vérification a l'ELS de la contrainte de béton .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

# Nomenclatures

$G$	Charge Permanente
$Q$	Charge d'exploitation
$E$	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique a 28 jours
$A_{st}$	Section armature
$A_r$	Armature de repartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité de béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$I_x, I_y$	Moment d'inertie
$i_x, i_y$	Rayon de giration
$\mu_u$	Moment ultime réduit
$\alpha$	Position relative de la fibre neutre
$z$	Bras de levier
$d$	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
$d'$	Distance entre les armatures et la fibre neutre
$C_p$	Facteur de force horizontal
$B_r$	Section réduite
$M$	Moment fléchissant
$T$	Effort tranchant
$N$	Effort normal
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$D$	Facteur d'amplification dynamique

<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global de la structure
<b><math>Q</math></b>	Facteur de qualité
<b><math>W</math></b>	Poids total de la structure
<b><math>V</math></b>	Force sismique total
<b><math>W_i</math></b>	Poids sismique au niveau « i »
<b><math>C_T</math></b>	Coefficient de période
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération

## **I-Introduction Générale :**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et 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. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'apprendre au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment qui se situe à Ain Témouchent. L'intitulé est « *Analyse d'un Modèle Tridimensionnel d'un Sous-Sol +RDC + 12 Etages à Usage Multiple Selon Le Règlement Parasismique Algérienne RPA99 V.2003* ».

Notre Etude est répartie sur six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments de la structure et le choix des matériaux à utiliser.
- le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux et de la descente des charges.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2013.
- Le calcul de ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2013 est l'objet du cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

# CHAPITRE I

---

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### I.1.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'étude consiste le dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé, destiné à l'usage commercial et l'habitation .Ce dernier est composé d'un sous-sol, d'un Rez de Chaussée et de douze étages. Notre projet est localisé dans la commune d'Ain témouchent «Rue Moulay Mostapha, Petit Bois » d'une zone moyenne sismicité «zone (IIa) »

- Le sous-sol destiné comme locaux techniques et stockage.
- Le Rez de chaussée à usage commercial.
- 12 étages courants pour logements d'habitation « F3».

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte réalisé par des voiles et des portiques auto-stable (Poteaux-Poutres).



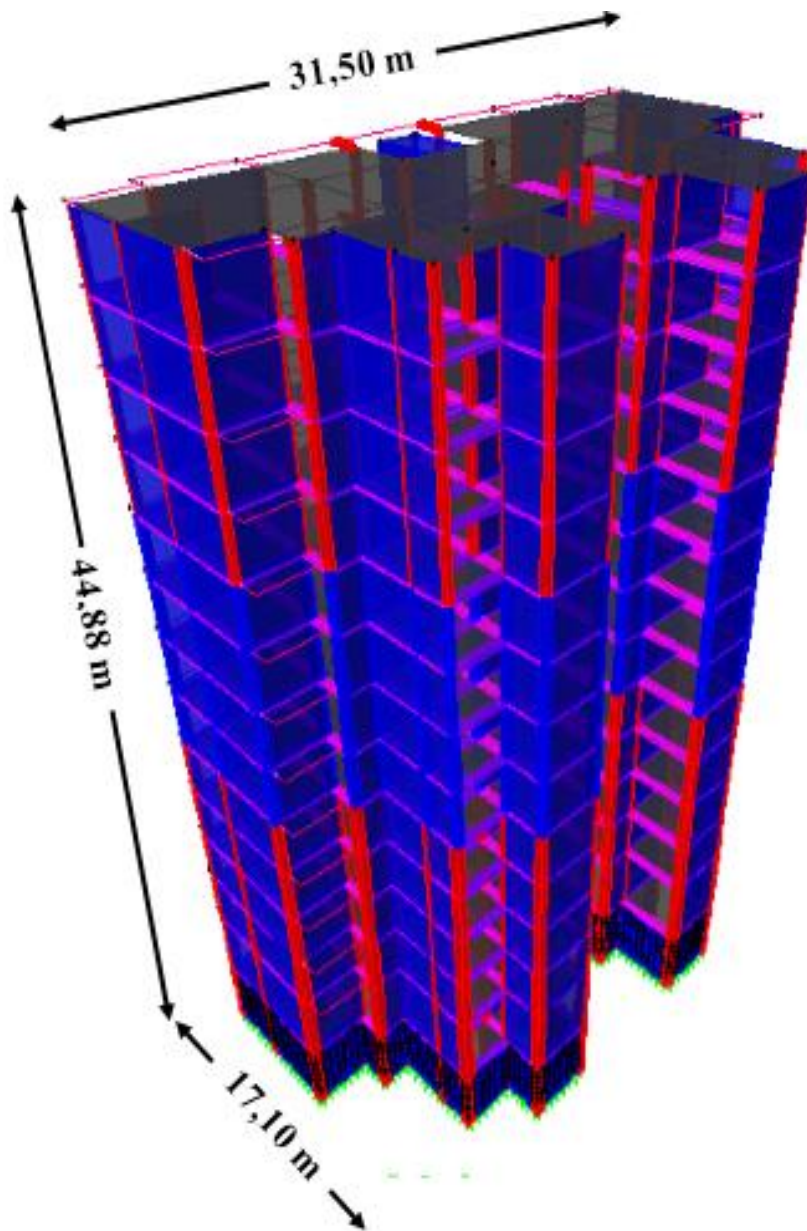
FigureI.1: Plan de situation.

#### I.1.1.Caractéristiques Géométriques :

La terrasse de ce bâtiment étant inaccessible.

L'ouvrage étudié est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de dimensions :

- Hauteur de sous-sols.....**04,08 m.**
- Hauteur de RDC.....**04,08 m.**
- Hauteur des étages courants.....**03,06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment.....**44,88 m.**
- Longueur totale du bâtiment a la base en plan.....**31,50 m.**
- Larguer totale du bâtiment a la base en plan.....**17,10 m.**



**Figure I. 2:** vue de la structure en 3D

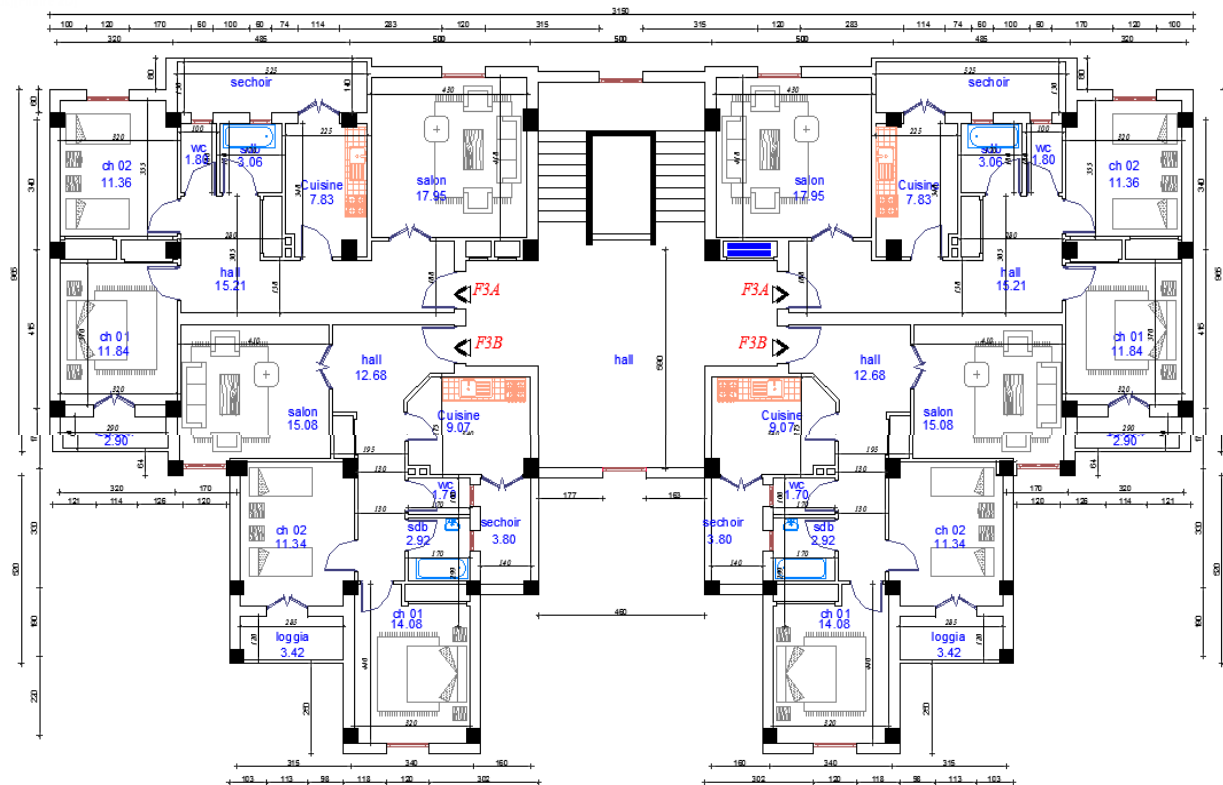


Figure I. 3: Vue en plan d'étage courant.

### I.1.2. Conception de la structure :

#### • Ossatures Système Constructif adopté :

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales est assurée par des voiles et des portiques autrement dit un contreventement mixte, tout en justifiant l'interaction portiques voiles.

#### • Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Pour ce bâtiment ; notre choix s'est porté sur des planchers à corps creux et des dalles pleines.

#### ➤ Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

#### ➤ Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

#### • Escalier :



Sont des éléments qui permettent le passage d'un niveau à un autre avec deux volées tournants et un palier de repos inter-étage.

- **Maçonnerie :**

**Les murs extérieurs :** généralement constitués en doubles parois séparée par une lame d'air qui offre une meilleure isolation.

**Les murs intérieurs :** sont des murs légers en brique creuse (e=10cm).

- **Revêtement :**

**Les enduit extérieurs :** réalisé en mortier afin d'assurer les revêtements des murs extérieurs.

**Les enduits intérieurs :** réalisés en plâtre destiné aux revêtements des cloisons.

**Les plafonds :** des éléments qui constituent les surfaces des planchers réalisés en plâtre.

**Revêtement en carrelage :** regroupant l'ensemble des carreaux d'une surface.

- **Acrotères :** C'est un élément utilisé dans le cas des terrasses inaccessibles, réalisé en béton armé de hauteur variante entre 60 cm et 80 cm et d'épaisseur 10 cm.

### I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après les résultats des essais effectués in-situ donnant élaboration du rapport géotechnique établi par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), il on résulte que le sol est de nature **rocheux** « **catégorie S1** » dont sa contrainte admissible est de  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars.

## I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.2.1. Introduction :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91 révisé 99**, ainsi que le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**).

### I.2.2. Etats limite :

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure .Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques et leur imperfection, on distingue deux types :

**a) ELU :** Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties.
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

- **Hypothèse de calcul :**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  en flexion composé.

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{‰}$  en compression simple.

-L'allongement de l'acier est limité à  $\epsilon_s = 10 \text{‰}$

-Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :

\*Le béton en compression

\*L'acier en traction et en compression.

**b) ELS :** Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

▪ **Hypothèse de calcul :**

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.
- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_c \cdot \epsilon_{bc}.$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s.$$

Par convention ( $\eta$ ) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 1.5 \text{ « coefficient d'équivalence »}.$$

### **I.3.Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et de l'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

**a) Ciment :** est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**b) Granulats :** on distingue deux types de granulats qui participent dans la constitution du béton

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 3$ ) mm
- Graviers de dimension ( $3 \leq D_g \leq 25$ ) mm

**c) Eau de gâchage :** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

#### **I.4.Résistance mécanique :**

##### **a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale sur des éprouvettes normalisées droit de  $(16 \times 32)$  cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de son diamètre.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ .

Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par les formules suivantes :

##### **b) Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est représentée par  $f_{t28}$ , elle peut être déterminée par plusieurs essais :

- Traction directe.
- Traction par flexion.

D'après le « CBA93 Art A .2.1.1.2 » Cette résistance est défini par la relation :

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

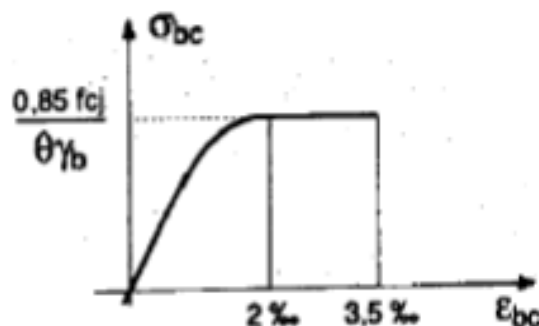
#### **I.5.Déformation et contrainte de calcul :**

##### **• Etat limite ultime de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

##### **- Diagramme parabole rectangle (CBA 93 Article.4.3.4.1) :**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).



**Figure I. 4 :** Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Avec :

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  cas générale.

$\gamma_b = 1.15$  cas accidentel.

La contrainte de compression du béton a l'ELS «  $\sigma_{bc}$  » est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

Pour notre cas  $\sigma_{bc} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$ .

### Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

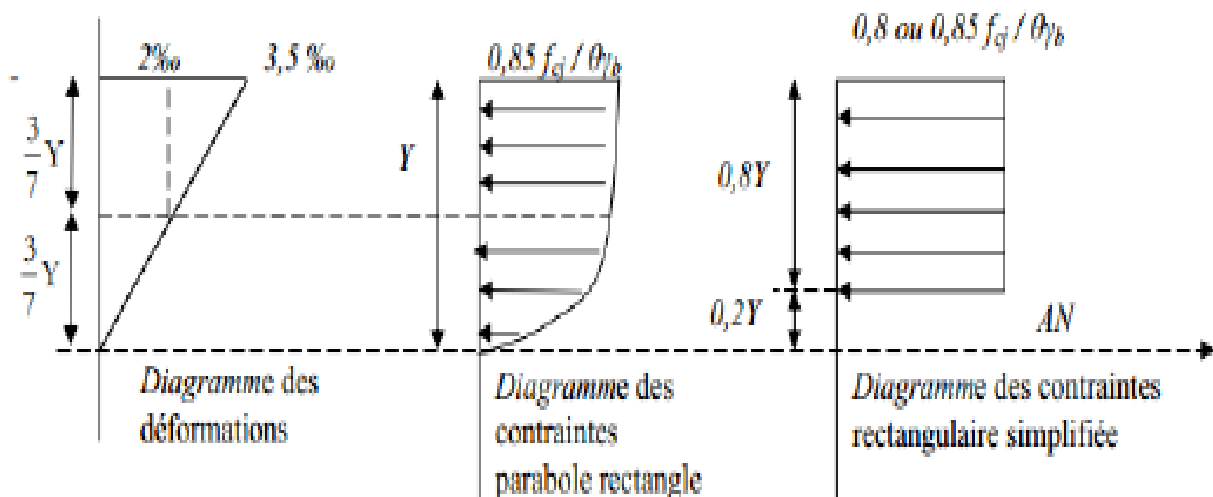


Figure I. 5 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de 0,2 ; y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante 0,8 ; y la contrainte a pour valeur :

$0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_{b.9}}$  : Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_{b.9}}$  : Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

### I.6. Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime :

D'après le **CBA 93 Article.5.1** :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d}$$

$\tau_u = \text{Min} (0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$ . Pour les fissurations peu préjudiciables.

$\tau_u = \text{Min} (0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$ . Pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

Avec :

$b_0$  : la largeur de la pièce.

$d$  : la hauteur utile.

### **I.7. Modules de déformation du béton :**

#### ✓ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

#### ✓ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}.$$

#### ✓ **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

-Module de déformation transversale :

#### ▪ **Coefficient de poisson :**

$$\vartheta = \frac{\frac{\Delta L}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Avec :

$\frac{\Delta L}{d}$  : Déformation relative transversale.

$\frac{\Delta L}{L}$  : Déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\vartheta = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré).

$\vartheta = 0$  Pour ELU (béton fissuré).

### I.8. Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance doux pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 6$  mm.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

#### I.8.1 Diagramme déformation contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$ .

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$  cas générale.

$\gamma_s = 1,00$  cas des combinaisons accidentel.

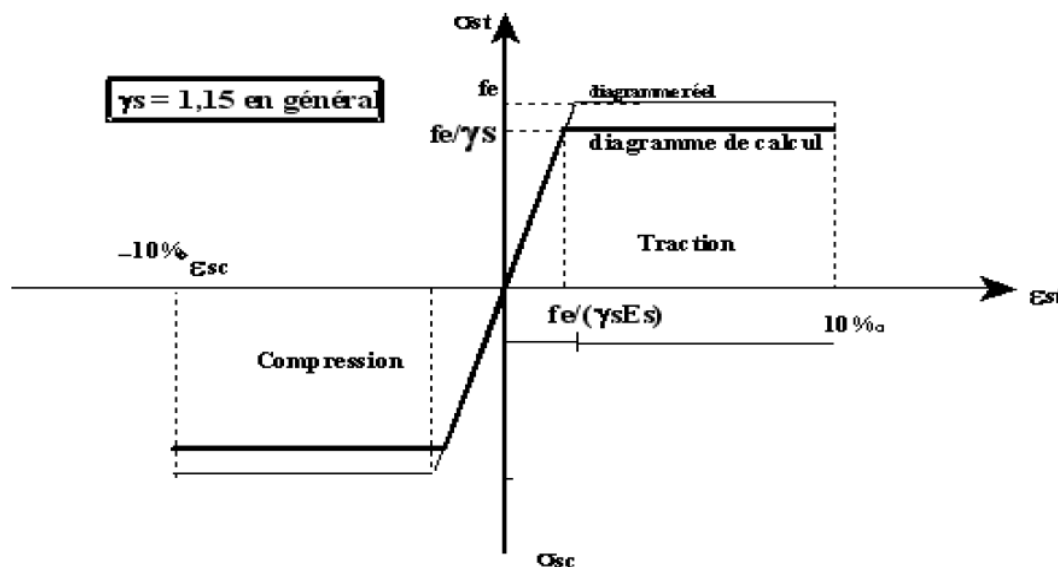


Figure I. 6: Diagramme Contrainte-Déformation d'acier

#### I.8.2. Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq f_e$ . Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{(n \cdot f_{tj})} \right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Min} (0,5 f_e, 90 \sqrt{(n \cdot f_{tj})})$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA).

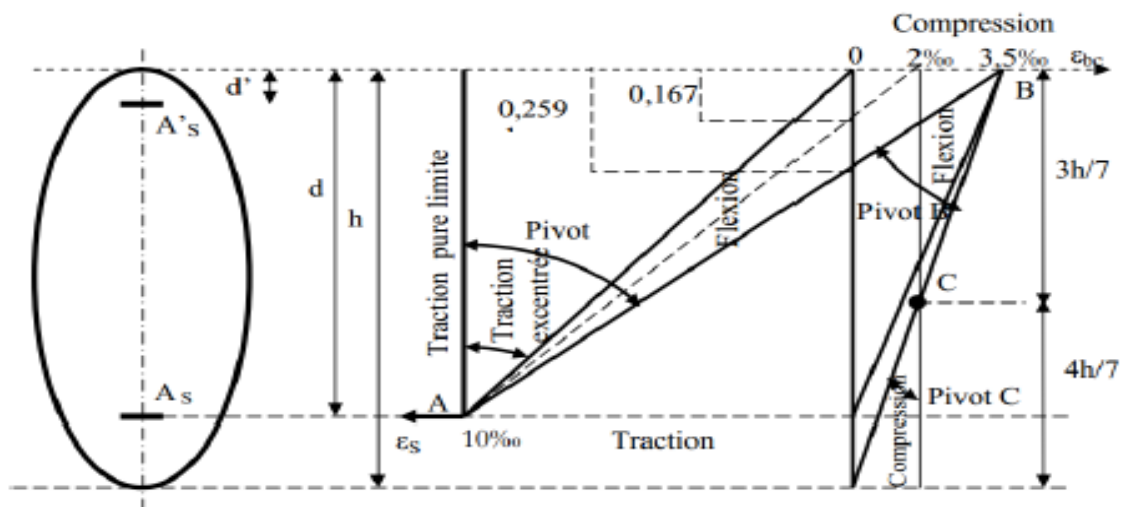
✓ **Poids volumique :**

✓ Béton armé  $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ .

✓ Béton non armé  $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$ .

✓ Acier  $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$ .

**I.9. Règle des trois pivots : (BAEL 91 révisée 99) :**



**Figure 7:** diagramme des déformations limitées de la section.

- **Pivot A :** Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C :** Compression simple ou composée.

## **CHAPITRE II**

---

# **DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**



## Descente des charges et pré dimensionnement des éléments structuraux

### II.1.Introduction :

L'évaluation des charges est 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**).

### II.2.Les planchers :

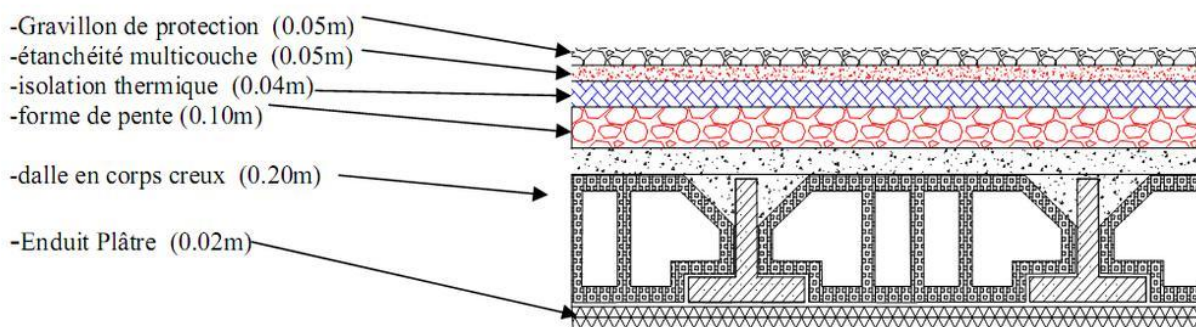
#### II.2.1.Plancher terrasse inaccessible :

Notre terrasse est une terrasse inaccessible réalisé en plancher à corps creux couverte par une forme de pente en béton qu'elle-même couverte par une étanchéité multicouche (feutre bitumineux 36 S) ainsi que du gravillon roulé (**D.T.R Art C3 .C2.C5**).

**Tableau II. 1:** Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux

<i>Désignation</i>	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	<i>e</i> (m)	<i>G</i> (kg/m <sup>2</sup> )
<b>1-Protection gravillon</b>	1700	0.05	85
<b>2-Etanchéité</b>	600	0.05	30
<b>3-Forme de pente</b>	2200	0.10	220
<b>4- Isolation thermique</b>	400	0.04	16
<b>5-Dalle en corps creux</b>	/	21,0	320
<b>6- Enduit en plâtre</b>	1000	0.02	20
<b><i>G</i></b>			<b>691</b>
<b><i>Q</i></b>			<b>100</b>

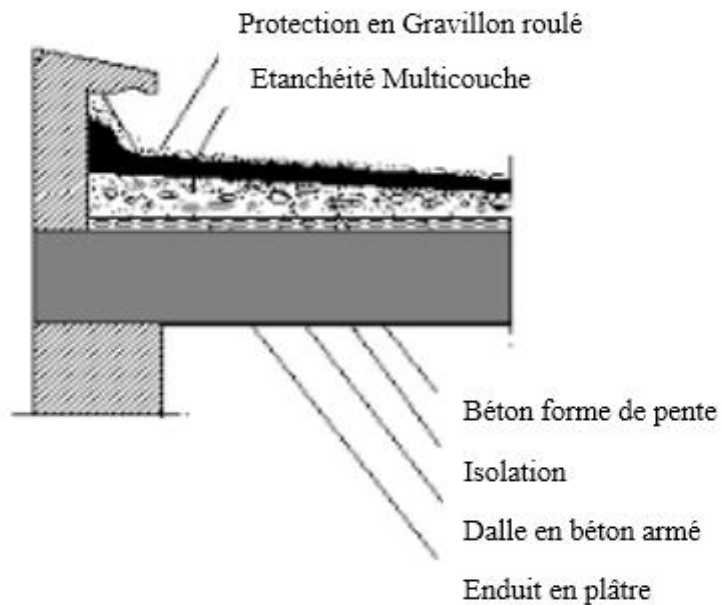
#### Plancher terrasse inaccessible :



**Figure II. 1:** Composants d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux.

**Tableau II. 2:** Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon	1700	0.05	85
2- Etanchéité multicouche	600	0.05	30
3- Forme de pente	2200	0.1	220
4- Isolation thermique	400	0.04	16
5- Dalle pleine	2500	/	400
6- Enduit en plâtre	1000	0.02	20
<b>G</b>		<b>771</b>	
<b>Q</b>		<b>100</b>	



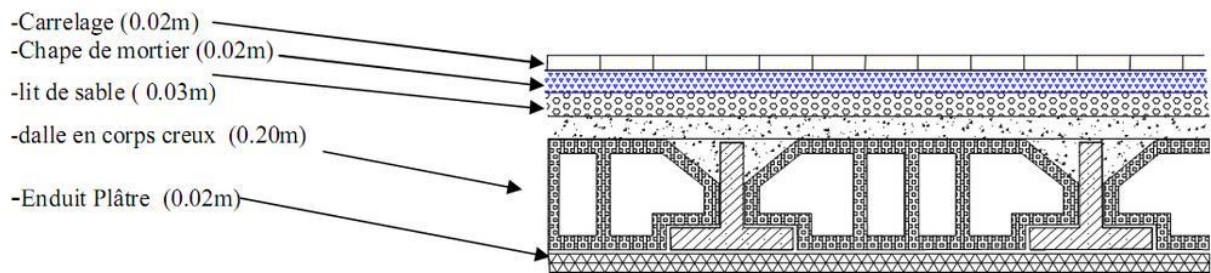
**Figure II. 2:** Composant d'un plancher terrasse inaccessible

### II.2.2.Plancher étages courant :

**Tableau II. 3:** Evaluation des charges du plancher étage courant en corps creux.

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2200	0.02	44
2-Mortier de pose	2200	0.03	60
3-Chape de planéité	1800	0.03	54
4-Plancher en corps creux	/	0.21	320
5-Enduit plâtre	1000	0.02	20
6-cloison de séparation	1000	0.1	100
<b>G</b>		<b>598</b>	
<b>Q</b>		<b>150</b>	

#### ETAGE COURANT :



**Figure II. 3:** Composants d'un plancher étage courant en corps creux

**Tableau II. 4:** Evaluation des charges du plancher étage courant en dalle pleine.

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	2200	0.02	44
2- Mortier de pose	2200	0.03	60
3- Chape de planéité	1800	0.03	54
4- Dalle pleine (15 cm)	2500	0.15	375
5- Enduit plâtre	1000	0.02	20
<b>G</b>		<b>549</b>	
<b>Q</b>		<b>350</b>	

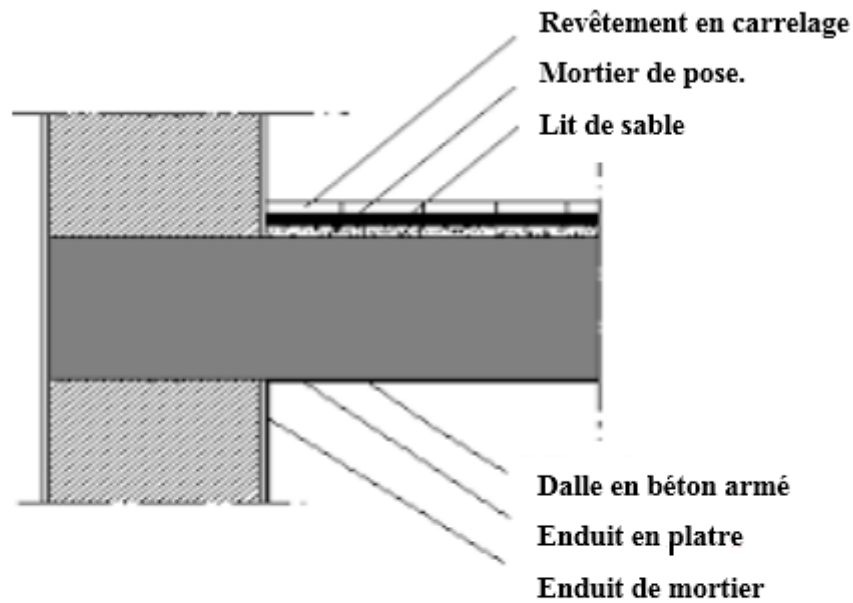


Figure II-4 : Composants d'un plancher étage courant en dalle pleine.

Tableau II. 5 : Plancher haut sous-sol en corps creux

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en Carrelage	2200	0,02	44
2-Mortier de pose	2200	0,02	44
3-Plancher en corps creux	/	0,21	320
4-Enduit en plâtre	1000	0,02	20
<b>G</b>		<b>428</b>	
<b>Q</b>		<b>500</b>	

### II.3.les murs :

#### II.3.1. Mur extérieur (doubles parois) :

Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1-Brique creuse 15	900	0.15	135
2-Brique creuse 10	900	0.10	90
3-Mortier de ciment mur ex	2000	0.02	40
3-Mortier de ciment mur Int	2000	0.02	40
<b>G</b>		<b>305</b>	

**II.3.2. Murs intérieurs (simple parois) :**

**Tableau II. 7:** Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-Brique creuse 15	900	0.10	90
3-Mortier de ciment mur ex	2000	0.02	40
3-Mortier de ciment mur Int	2000	0.02	40
<b>G</b>		<b>170</b>	

La charge permanente (niveau s/sol + RDC)  $G = 170 \times (4,08-0,45) = 363$  Kg/ml.

La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 170 \times (3,06-0,45) = 261$  Kg/ml.

La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 170 \times 2,91 = 494$  Kg/ml.

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter à des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

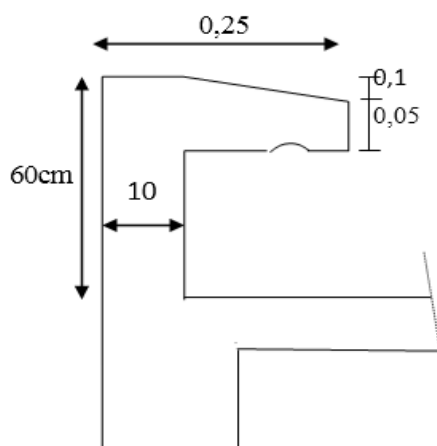
**II.4.L'acrotère :**

**Évaluation des charges :**

$$S = (0,10 \times 0,25)/(2) + (0,05 \times 0,25) + (0,45 \times 0,10) = 0,07 \text{ m}^2$$

$$P = (0,07 \times 2500) = 175 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 175 \text{ Kg/ml} = 1,75 \text{ KN/ml}$$



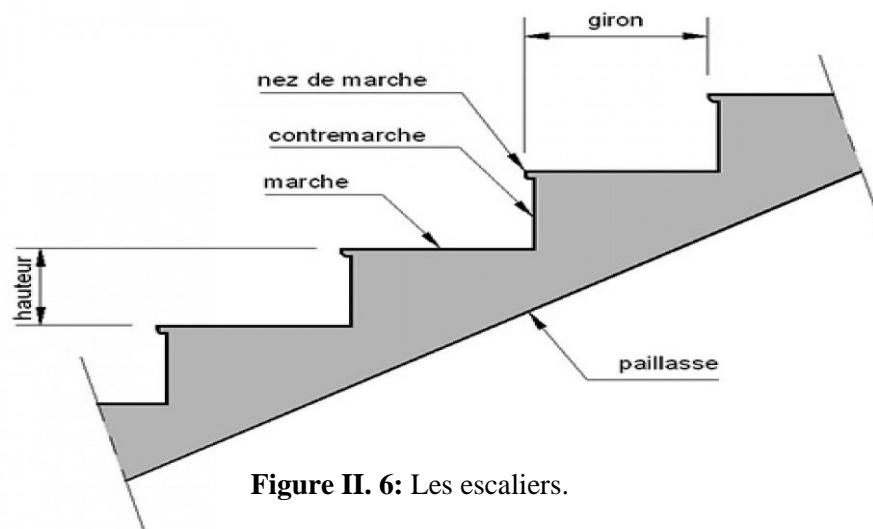
**Figure II. 5:** L'acrotère

**II.5.L'escalier :**
**Tableau II. 8:** Evaluation des charges de la paillasse

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e(m)$	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1-Poids propre / $\cos \alpha$	2500	0.15	375
2-Revêtement en carrelage horizontal	2200	0.02	44
3-Revêtement en carrelage vertical	2200	0.02	44
4- Mortier de pose horizontal	2000	0.02	40
5- Mortier de pose vertical	2000	0.02	40
6-Poids propre des marches	2500	0.17/02	212,5
7-Garde du corps	/	/	170
<b>G</b>		<b>925,5</b>	
<b>Q</b>		<b>250</b>	

**Tableau II. 9:** Evaluation des charges du palier de repos

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e(m)$	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1-Poids propre	2500	0.15	375
2-Revêtement en carrelage Horizontal	2200	0.02	44
3- Mortier de pose	2200	0.02	44
4- Enduit en ciment	2000	0.02	40
<b>G</b>		<b>503</b>	
<b>Q</b>		<b>250</b>	


**Figure II. 6:** Les escaliers.

La phase de Pré dimensionnement des éléments résistants (*planchers, poutres principales et secondaires, poteaux et voiles*) est une phase qui représente un point de départ et une base justificative à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

- ✓ La structure doit résister aux sollicitations suivantes :
  - Sollicitations verticales → dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.
  - Sollicitations horizontales → cas dynamique, généralement d'origine sismique.

## II.6. Pré dimensionnement des planchers. :

### a) Plancher à corps creux :

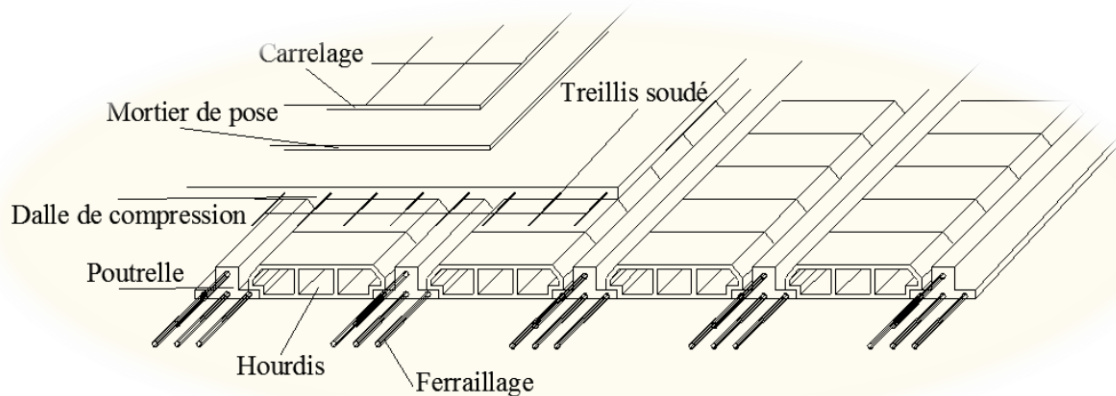


Figure II. 7: Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume dans le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

ht est conditionnée par :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

On a :  $L_{\max} = 5,00 - 0,40 = 4,60\text{m}$  (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus d'appuis).

$$\text{Donc : } \frac{4.60}{25} \leq ht \leq \frac{4.60}{20}$$

$$0.18 \leq ht \leq 0.23.$$

On prend l'épaisseur du plancher **ht = 21 cm**.

#### \* Condition d'isolation thermique :

$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$  D'où On a :  $h=21 \text{ cm} > 16 \text{ cm C.V}$

Soit  $ht = 21 \text{ cm}$  Donc : **16 cm** de corps creux et **5 cm** de dalle de compression.

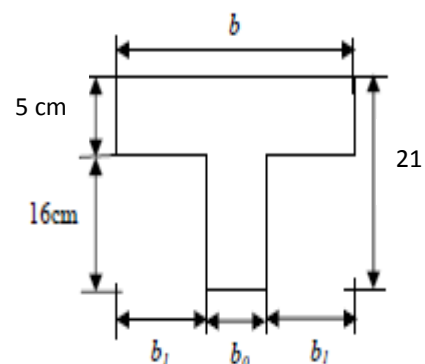


Figure II. 8: Section (s) en T d'une poutrelle

Pour raison de pratique le choix se porte sur  $b = 65 \text{ cm}$  → distance entre axe des poutrelles.

$$0,30 \cdot h \leq b_0 \leq 0,40 \cdot h \Rightarrow 6,3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 8,4 \text{ cm}$$

On prend :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\text{On a: } b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 = (b - b_0)/2 \rightarrow \text{avec } b = 65 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm}$$

**b) Dalles Pleines :**

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les chainages, le calcul se fera pour une bande de 1,00m.

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{1.40}{5.25} = 0.26 < 0.40 \quad \text{la dalle est portant sur une seul direction.}$$

$$\frac{L}{35} \leq ht \leq \frac{L}{30} = \frac{525}{35} \leq ht \leq \frac{525}{30} \quad 15 \leq ht \leq 17.5$$

On adopte une épaisseur de **15 cm**.

**\* Évaluation des charges :**

On a traité un balcon en dalle pleine d'un étage courant :

$$G = 0,549 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad Q = 0,35 \text{ t/m}^2$$

$$G = 0,549 \cdot 1,40 = 0,768 \text{ t/ml} \quad ; \quad Q = 0,35 \cdot 1,40 = 0,49 \text{ t/ml}$$

$$\text{La charge : } P = 0,170 \cdot 1,20 = 0,204 \text{ t/ml}$$

$$Q' = 0,50 \text{ KN/ml} \quad (\text{surcharge exercée sur le garde-corps}).$$

**II.7.Pré dimensionnement des éléments résistants :**

**II.7.1.Les poutres :**

- Vue la géométrie du notre projet, il existe plusieurs longueurs sur travées suivant les directions sismique, et pour raison économique on va effectuer deux types pour les poutres principales et secondaires selon leurs dimensions.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

**a) Poutres Principales :**

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

Selon les règles de **C.B.A 93 :**

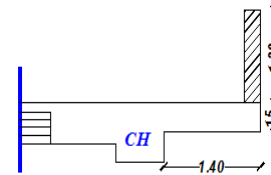
La section de la poutre est déterminée par les formules  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : la distance entre axe et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.



**Figure II. 9:** Le balcon



b : largeur de la poutre.

• **a.1.Type 1 :**

$$L_1 = 5.90 \text{ m.} \quad \frac{5.90}{15} \leq h \leq \frac{5.90}{10} \quad 0,39 \leq h \leq 0,59 \quad \text{donc } \mathbf{h = 45 \text{ cm.}}$$

• **a.2.Type 2 :**

$$L_2 = 4.15 \text{ m.} \quad \frac{4.15}{15} \leq h \leq \frac{4.15}{10} \quad 0,27 \leq h \leq 0,41 \quad \text{donc } \mathbf{h = 30 \text{ cm.}}$$

Selon le **RPA 99** on prend le minimum pour la largeur de la poutre **b = 30 cm**.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

**R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :**

$$h \geq 30 \text{ cm} \implies 45 > 30 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 > 20 \text{ cm.} \implies \text{C.V}$$

$$h / b < 4 \implies \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \implies \text{C.V}$$

**b) Poutres Secondaires (Chainages) :**

Ils ont pour rôle d'accroître la résistance, aussi un moyen de liaison en reliant les portiques entre eux pour éviter tout basculement de ce dernier.

• **b.1.Type 1 :**

$$L_1 = 5.00 \text{ m} \quad \frac{5.00}{15} \leq h \leq \frac{5.00}{10} \quad 0,33 \leq h \leq 0,50 \quad \text{donc } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

• **b.2.Type 2 :**

$$L_2 = 3.20 \text{ m} \quad \frac{3.20}{15} \leq h \leq \frac{3.20}{10} \quad 0,21 \leq h \leq 0,32 \quad \text{donc } \mathbf{h = 30 \text{ cm.}}$$

**Les conditions de l'R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :**

$$h \geq 30 \text{ cm} \implies 40 > 30 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 > 20 \text{ cm.} \implies \text{C.V}$$

$$h / b < 4 \implies \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \implies \text{C.V}$$

**II.7.2. Les poteaux :**

D'après notre plan d'architecture, le poteau le plus sollicité est les poteaux axe « 2-D ou 2-E » puisque le plan est symétrique

- Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.
- La surface afférente est donnée par:

$$- L = \frac{5.00+5.00}{2} = 5.00 \text{ m.}$$

$$- l = \frac{3.40+4.15}{2} = 3.78 \text{ m}$$

$$\mathbf{S=5.00 \times 3.78 = 18.9 \text{ m}^2.}$$

S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

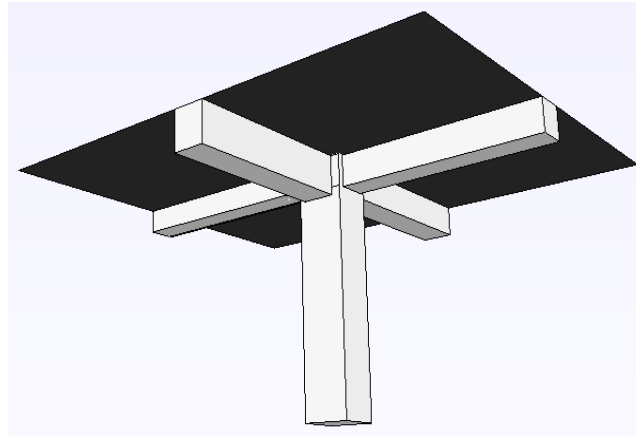


Figure II. 10: représentations du poteau le plus sollicité

- On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$
- $N'u = Q \times S \times n$
- Nu : charge verticale à l'E.L.U
- Q : Charge moyenne répartie de  $1 \text{ t/m}^2$ .
- n:nombre d'étage (Plancher)

Pour le poteau du **sous-sol** :

- $N'u = 1 \times 18.9 \times 14 = 264,6 \text{ t}$ .

Théoriquement ; l'effort tranchant aux extrémités des poutres dépendent des moments, mais Pratiquement les opérations de la descente de charge précède le calcul des poutres, donc on major l'effort normal de 15%.

$$Nu = 1.15 N'u = 1.15 \times 264,6 = 304,29 \text{ t}.$$

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté.

D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 : l'effort normal ultime agissant Nu sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[ \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Tel que :

Br : est la section réduite du poteau.

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : résistance à la compression de béton.

$f_e$  : la limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \left( \frac{0.85}{1+0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \right)$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda$  à la valeur 35 pour être toujours dans les compressions centrées suivant l'article **B.8.4.1** de **CBA93** d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \cdot (1)^2} = 0.708$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en Zone IIa, on peut prendre :  $\left( \frac{A_{st}}{Br} \right) = 1\%$ .

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$*Nu \leq \alpha \cdot \left[ \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] = \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{Br/100 \cdot f_e}{\gamma_s} \right) = \alpha \cdot (25.69 \times Br).$$

$$Nu \leq 0.708 \times (25.69 Br) = 18,188 Br$$

$$Br \geq \left( \frac{Nu}{15.573} \right) = \frac{30429}{18,188} = 1953,96 \text{ cm}^2.$$

$$Br = (a - 2)^2 \geq 1673,026 \text{ cm}^2.$$

$$a \geq \sqrt{1673,026} + 2 = 42.90 \text{ cm}.$$

On prend  $a = b = 50 \text{ cm}$ . dont un poteau de section  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ .

• **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

$$\min(a \cdot b) \geq 25 \quad ; \quad a = 50 \text{ cm} > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a \cdot b) \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad a = 50 \text{ cm} > \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad ; \quad 1/4 < 1 < 4 \quad \text{C.V}$$

• **Vérification au flambement :**

✚ **Calcul du moment d'inertie** :  $I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I_x = I_y = \frac{50 \times (50)^3}{12}$   
 $I_x = I_y = I_x = I_y = 520833,33 \text{ cm}^4$

✚ **Rayon de giration  $i_x, i_y$**  :  $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ ; avec :  $A = a \cdot b$  (section du poteau)  
 $\Rightarrow A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43 \text{ cm}.$$

✚ **L'élanement  $\lambda$  :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :  $l_f = 0,7 \times l_0$  (cas générale).

$$l_0 = 4,08 \text{ m} \implies l_f = 0,7 \times 4,08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{286}{14.43} = 19,81.$$

Donc :  $\lambda_x = \lambda_y = 19,81 < 50 \implies$  C.V.

**Tableau II. 10:** Récapitulatif sections des poteaux

Poteaux	Nbre Niv	S (m <sup>2</sup> )	Nu (t)	Br (cm <sup>2</sup> )	A =b (cm)	L <sub>0</sub> (m)	λ	Condition
S/sol	1	18.9	304,29	1953,96	50	4.08	19.81	C.V
RDC	2	18.9	282,55	1814,39	50	4,08	19,81	C.V
01 <sup>er</sup> étage	3	18.9	260,82	1674,82	50	3,06	14,83	C.V
02 <sup>eme</sup> étage	4	18.9	239,085	1535,25	45	3,06	16,48	C.V
03 <sup>eme</sup> étage	5	18.9	217,35	1395,68	45	3,06	16,48	C.V
04 <sup>eme</sup> étage	6	18.9	195,615	1256,11	45	3,06	16,48	C.V
05 <sup>eme</sup> étage	7	18.9	173,88	1116,54	40	3,06	18,56	C.V
06 <sup>eme</sup> étage	8	18.9	152,15	976,97	40	3,06	18,56	C.V
07 <sup>eme</sup> étage	9	18.9	130,41	837,41	35	3,06	21,20	C.V
08 <sup>eme</sup> étage	10	18.9	108,675	697,84	35	3,06	21,20	C.V
09 <sup>eme</sup> étage	11	18.9	86,94	558,27	30	3,06	24,73	C.V
10 <sup>eme</sup> étage	12	18.9	65,21	418,71	30	3,06	24,73	C.V
11 <sup>eme</sup> étage	13	18.9	43,47	279,14	30	3,06	24,73	C.V
12 <sup>eme</sup> étage	14	18.9	21,74	139,57	30	3,06	24,73	C.V

### II.7.3.Voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au séisme et au vent, ils doivent satisfaire les conditions de **R.P.A 99 V2003**

$$\begin{cases} L \geq 4 a \rightarrow L: \text{longueur du voile.} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a: \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

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

L'épaisseur minimale est de 15 cm ; de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités présentées comme suite :

$$\text{On a } h_e = 4.08 \text{ m} \implies \frac{3.87}{20} = 0,194 \implies \text{Pour le s-sol et RDC}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m} \implies \frac{2,85}{20} = 0,143 \implies \text{Pour les étages courants.}$$

Donc on adopte :

- ✓  $a = 20 \text{ cm}$  pour le s-sol et l'RDC.
- ✓  $a = 15 \text{ cm}$  pour les étages courants.

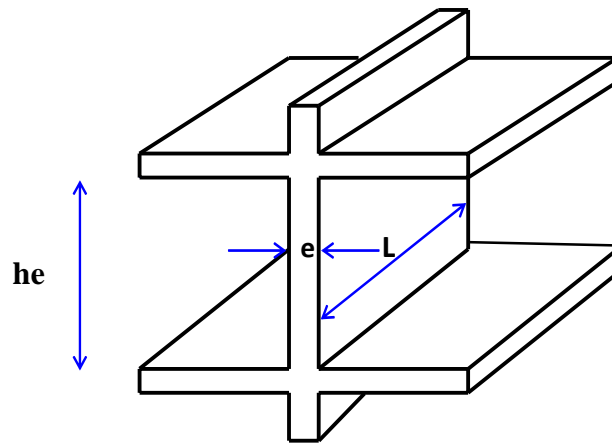


Figure II.11: Représentation d'un voile en élévation

#### II.7.4. Les Escaliers :

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

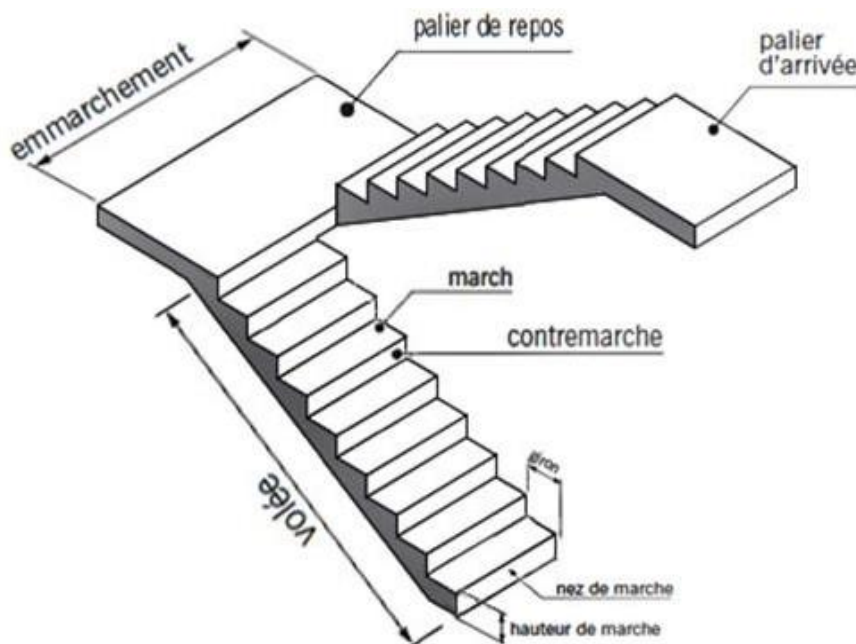


Figure II.12: Schémas d'un escalier

#### 1- Caractéristiques techniques :

Hauteur :  $H = 4,08 \text{ m}$  (s-sol et RDC)

Hauteur :  $H = 3,06 \text{ m}$  (Étages courants)

Giron :  $g = 30 \text{ cm}$  (largeur de la marche).

$h$  : hauteur de la contre marche

Formule de blondel :

$$0,59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0,66$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \implies 29 \leq 2h \leq 36$$

Donc :  $29 \leq 2h \leq 36$ .

On adopte :  $h = 17 \text{ cm}$ .

• **Nombre des contres marches :**

$$N_c (\text{s-sol et RDC}) = H/h = 408/17 = 24.$$

- Pour une volée de 15 contre marches et l'autre volée de 09 contre marches.

$$N_c (\text{étages courants}) = H/h = 306/17 = 18$$

- 09 contre marches par volée.

• **Inclinaison de la pailleasse :**

$$\alpha = \text{artg} \frac{0,17}{0,30} = 29,54^\circ.$$

• **Longueur de ligne de foulée :**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

- ✚ Pour les volées du s-sol et l'RDC :

$$\begin{cases} L_1 = ((15-1) \cdot 0,30) / \cos 29,54^\circ = 4,83 \text{ m.} \\ L_2 = ((09-1) \cdot 0,30) / \cos 29,54^\circ = 2,76 \text{ m.} \end{cases}$$

- ✚ les volées d'étage courant :

$$L = ((09-1) \cdot 0,30) / \cos 29,54^\circ = 2,76 \text{ m.}$$

• **L'épaisseur de la pailleasse :**

**1. Type 01 :**

- Pour les volées du s-sol et RDC :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{4,83}{30} \leq e \leq \frac{4,83}{20} = 0,16 \leq e \leq 0,24$$

$$\frac{2,76}{30} \leq e \leq \frac{2,76}{20} = 0,092 \leq e \leq 0,138$$

**2. Type 02 :**

- volées d'étages courants :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{2,76}{30} \leq e \leq \frac{2,76}{20} = 0,092 \leq e \leq 0,138$$

Pour faciliter l'exécution. On prend l'épaisseur de la pailleasse et du palier de repos égal à **15 cm**.

• **Poutre palière :**

• **Pré dimensionnement :**

Selon **CBA 93** ; critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

• **Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :**

**R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :**

$$h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4,0 \text{ cm} \dots \dots \text{C. V}$$

# CHAPITRE III

---

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



### III.1. Étude de l'acrotère :

#### III.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural réalisé en béton armé, conçu afin d'assurer « une conjoncture » avec la forme de pente pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales aussi garantir une sécurité au niveau de la terrasse « muret en bord de toit contre toute chute ».

Il est soumis à son propre poids «  $W_p$  » et à un moment dû à une force horizontale «  $F_p$  ».

D'après les règles du **RPA 99 version 2003** :

$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$  (La force horizontale).

$A$  : coefficient d'accélération des zones (Zone II a, groupe 2  $\implies A = 0.15$ ).

$C_p$  : facteur de force horizontale égale **0.8**

#### III.1.2 Combinaisons d'action :

##### ▪ L'ELU :

L'effort normal  $N_u$  :

$$N_u = 1.35 \times W_p.$$

$$N_u = 1.35 \times 1.75 = 2.36 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M_u = 1.5 \times F_p \times h$$

$$F_p = 0.4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.75 = 0.84 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = 1.5 \times 0.84 \times 0.60 = 0.756 \text{ KN.m.}$$

##### ▪ L'ELS :

$$N_{ser} = 1.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = F_p \times h$$

$$= 0.84 \times 0.60 = 0.504 \text{ KN.m}$$

##### • Calcul de l'excentricité :

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

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_1$  : excentricité du 1er ordre

$e_2$  : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

$e_a$ : excentricité additionnelle.

##### a) L'ELU :

##### ▪ L'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

D'après le **CBA Article .4.3.4.2** :

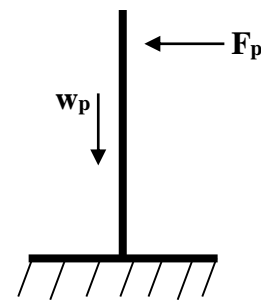


Figure III. 1 : Actions agissantes sur l'acrotère.

$$e_a > \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{ cm}, \frac{60}{250}\right) \Rightarrow \text{Donc on prend } e_a = 0.02\text{ m.}$$

$$e_1 = \frac{0.756}{2.36} + 0.02 = 0,3403\text{ m} = 34,03\text{ cm.}$$

▪ **L'excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre :**

$$e_2 = \frac{3 \times (lf)^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h}$$

D'après (CBA 93 Art.4.3.4.2) :

$$\alpha = 1 \text{ et } \varphi = 2 .$$

lf : longueur de flambement

$$lf = 2 \times l_0 = 2 \times 0,60 = 1,20\text{ m.}$$

$$h = 10\text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,20)^2 \cdot (2+2)}{10^4 \cdot 0,1} = 0,0173.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,3403 + 0,0173 = 0,358\text{ m.}$$

$$d = 0,9 \cdot h \text{ avec } h = 10\text{ cm.}$$

$$d = 9\text{ cm.}$$

$$e_A = e - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 35,8 - \left(9 - \frac{10}{2}\right) = 31,8\text{ cm.}$$

$$\text{Donc } M_u = e_A \cdot N_u = 0,318 \times 2,36 = 0,750\text{ KN.m.}$$

$$T_{u\max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 0,84 = 1,26\text{ KN.}$$

**b) L'ELS:**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,504}{1,75} = 0,288\text{ m} = 28,8\text{ cm.}$$

$$e_A = e_s - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 28,8 - \left(9 - \frac{10}{2}\right) = 24,8\text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } M_{ser} = e_A \cdot N_{ser} = 24,8 \times 1,75 = 43,4\text{ KN.m.}$$

**III.1.3. Calcul le ferrailage :**

**a) L'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17\text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,750 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09^2 \cdot 17} = 0,00544$$

$$\mu = 0,00544 < 0,186 \text{ Pivot A.}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00544}) = 0,013$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,995$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,750 \cdot 10^{-3}}{0,995 \cdot 0,09 \cdot 348} = \mathbf{2,40 \text{ cm}^2}.$$

**\*Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \left(\frac{2,4}{400}\right) = \mathbf{1,086 \text{ cm}^2}$$

$A_{min}=1,086 \text{ cm}^2$  soit **5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **15 cm**.

**\*Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,40}{4} = 0,60 \text{ cm}^2 \text{ soit } = 2,51 \text{ cm}^2 \mathbf{5T8 /ml}$$
. Espacement de **15 cm**.

**\*Contrainte de cisaillement :**

$$T_{umax} = 1,26 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,26 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09} = 0,014 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{30}{1,5} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 > 0,014 \text{ Mpa}. \quad \text{C.V}$$

**b) L'ELS :**

$$M_{ser} = 0,504 \text{ KN.m} ; F_{c28} = 30 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; h = 0,10 \text{ m} ; b = 0,60 \text{ m}$$

**\*Position de l'axe neutre :**

- **Fissuration peu préjudiciable**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$A_u = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A'_u = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} D = \frac{15}{b} \cdot (A_u + A'_u) = \frac{15}{60} \times 2,40 = 0,60 \text{ cm} \\ E = \frac{30}{b} \cdot (A_u \cdot d + A'_u \cdot d') = \frac{30}{60} \times (2,40 \times 9) = 10,80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$y_1 = -0,60 + \sqrt{(0,60)^2 + 10,80} = 2,74 \text{ cm}$$

**\*Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + 15 \cdot A_u (d - y_1)^2 + 15 \cdot A'_u (d - y_1')^2 = \frac{100}{3} \times (2,74)^3 + 15 \times 2,40 \times (9 - 2,74)^2 + 0$$

$$I_{xx} = 2096,078 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0,434 \times 10^2}{2096,078} = 0,020 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{bc} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}.$$

**III.2.Etudes des planchers :**

**III.2.1.Introduction :**

Les planchers sont à corps creux de hauteur «  $h = 21 \text{ cm}$  » estimés selon les règles du béton armé aux états limites.

Suivant leurs longueurs, on distingue différents types de poutrelles, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.

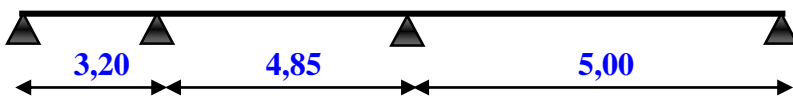
- Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes, qui sont :
  - Méthode forfaitaire.
  - Méthode de Caquot.
  - Méthode des trois moments.

### 1) Evaluation des charges :

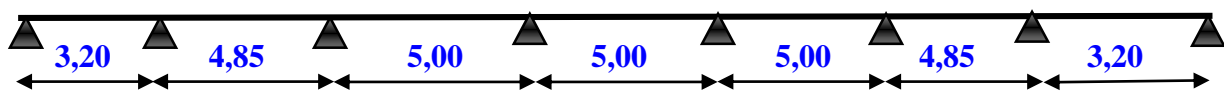
Tableau III. 1: évaluation des charges des planchers.

Type de plancher	G (Kgm <sup>2</sup> )	Q (Kgm <sup>2</sup> )	L (m)	Combinaisons	
				$q_u = (1,35 G + 1,5 Q).L$	$q_s = (G+Q).L$
Terrasse	691	100	0.65	703,85	514,15
Etage courants	598	150	0.65	671	486,2
Etage Commercial	428	500	0.65	863,07	603,2

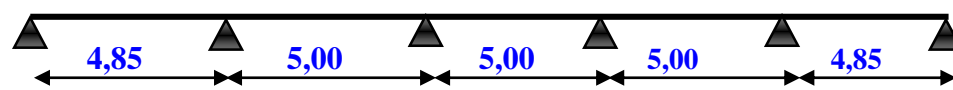
#### • Types 01 :



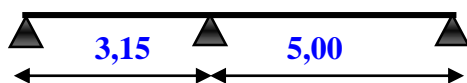
#### • Types 02 :



#### • Types 03 :



#### • Types 04 :



#### • Types 05 :



#### • Types 06 :

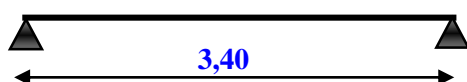


Figure III. 2: Différents types des poutrelles.

### III.2.2.Calcul des sollicitations des poutrelles :

On a 6 types de poutrelles pour notre modèle, on prend la poutrelle «Type 5» de l'étage courant comme un exemple de calcul, les autres types seront calculés par le logiciel ETABS V 13.

#### 1- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour l'application de la méthode forfaitaire, le calcul ne peut se faire si les conditions suivantes ne sont pas assurées :

► **Hyp 01** : La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup> ; ( $Q \leq \min [2G, 5\text{kN/m}^2]$ ).

► **Hyp 02** : Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.

► **Hyp 03** : Les portées, successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

► **Hyp 04** : La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

#### 2-Vérification des conditions :

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \text{Min} (2 \times 6,91 = 13,82 \text{ KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2)$ .....**C.V**
- Inerties identiques dans les différentes travées en continuité.....**C.V**
- le rapport entre les portées successives :  $0,8 \leq \frac{3,15}{3,40} = 0,93 \leq 1,25$ .....**C.V**
- la fissuration est peu préjudiciable.....**C.V**
- Ce type de poutrelle répond aux conditions, d'où l'application de la méthode forfaitaire.

#### 3.Rappel sur la méthode forfaitaire :

$$\alpha \frac{Q}{G+Q} \quad ; \quad M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

**Les moments en appuis** : « cas de deux travées ».

$$M_{\text{app}} = -0,2.M_0 \implies \text{Appuis de rive.}$$

$$M_{\text{app}} = -0,6.M_0 \implies \text{Appuis intermédiaire.}$$

**Les moments en travées** :

Les moments en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha). M_0; (1,05. M_0)] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \cdot M_0 \text{ (cas d'une travée de rive).} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \cdot M_0 \text{ (cas d'une travée intermédiaire)} \end{cases}$$

**Efforts tranchants** :

$$V_w = -2. \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; \quad V_e = -2. \frac{M_e + M_t}{b}$$

$$\text{Avec } a = L \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{M_e + M_t}}{M_w + M_t}} \quad ; \quad b = L \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{M_w + M_t}}{M_e + M_t}}$$

4- Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{1,5}{5,98 + 1,5} = 0,200$$

$$M_{0(A-B)} = \frac{6,71 \times 3,15^2}{8} = 8,32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0(B-C)} = \frac{6,71 \times 3,40^2}{8} = 9,70 \text{ KN.m}$$

**Les moments en appuis :**

$$M_A = -0,2 \times 8,32 = 1,664 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,6 \times 9,70 = 4,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -0,2 \times 9,70 = 1,94 \text{ KN.m.}$$

**Les moments en travées :**

Travée A-B : « travée de rive ».

$$\begin{cases} M_{t(A,B)} + \frac{4,85 + 1,664}{2} \geq \max[(1,06 \cdot 8,32); (1,05 \cdot 8,32)] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,06}{2} \cdot 8,32 = 5,24 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(A,B)} \geq 2,45 \text{ KN.m} \\ M_{t(A,B)} \geq 5,24 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 5,24 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : « Travée de rive ».

$$\begin{cases} M_{t(B,C)} + \frac{1,94 + 4,85}{2} \geq \max[(1,06 \cdot 9,70); (1,05 \cdot 9,70)] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,06}{2} \cdot 9,70 = 5,24 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(B,C)} \geq 6,88 \text{ KN.m} \\ M_{t(B,C)} \geq 6,11 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 6,88 \text{ KN.m}$$

**Effort Tranchants :**

**Travée « A-B »**

$$a = 3,15 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{1,664 + 5,24}}{4,85 + 5,24}} = 1,73 \text{ m.} \quad ; \quad b = 3,15 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{4,85 + 5,24}}{1,664 + 5,24}} = 1,43 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{4,85 + 5,24}{1,73} = -11,16 \text{ KN.} \quad ; \quad V_e = 2 \cdot \frac{1,664 + 5,24}{1,43} = 9,66 \text{ KN.}$$

**Travée « B-C »:**

$$a = 3,40 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{4,85 + 6,88}}{1,94 + 6,88}} = 1,58 \text{ m} \quad ; \quad b = 3,40 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{1,94 + 6,88}}{4,85 + 6,88}} = 1,82 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{1,94 + 6,88}{1,58} = -11,16 \text{ KN.} \quad ; \quad V_e = 2 \cdot \frac{4,85 + 6,88}{1,82} = 12,89 \text{ KN.}$$

• **Représentation graphique**

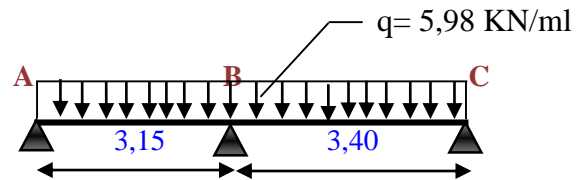


Figure III. 3: poutrelle type « 5 » de l'étage courant.

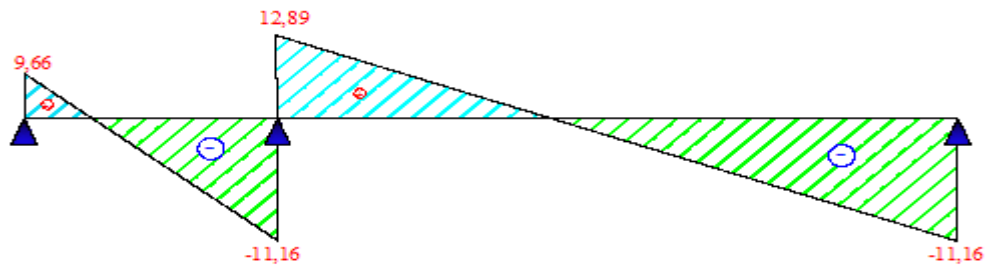


Figure III. 4: diagramme des efforts tranchants (KN)

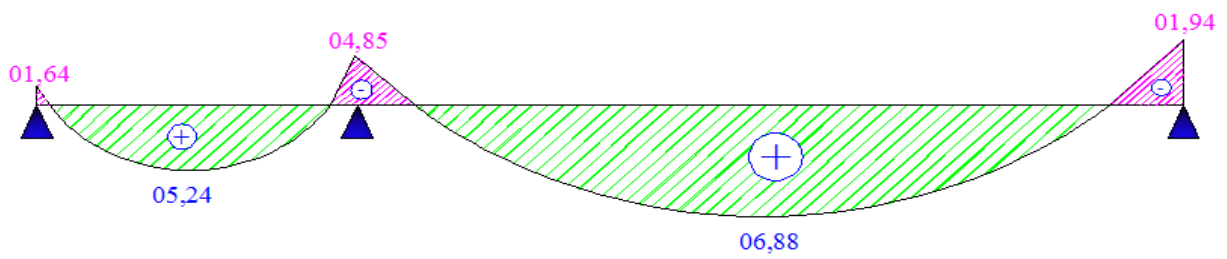


Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

Tableau III. 2: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU / ELS

Niveaux	Types	Moments Fléchissant Maximal (KN.m)				Effort Tranchants Maximale (KN)	
		En Travée		E n Appuis		ELU	ELS
		ELU	ELS	ELU	ELS		
Terrasse	01	07,51	05,48	14,79	10,80	17,73	12,94
	02	12,75	09,31	17,80	12,99	20,74	15,14
	03	08,31	06,07	15,16	11,07	18,19	13,28
	04	05,90	04,31	09,48	06,92	14,76	10,29
	05	09,97	07,28	0,00	0,00	11,97	08,74
Etage Courant	01	12,96	09,39	17,92	12,98	20,36	14,75
	02	07,15	05,48	14,09	10,21	16,90	12,24
	03	12,16	08,80	16,96	12,29	19,77	14,32
	04	07,92	06,07	14,45	11,07	17,33	12,55
	05	05,63	04,07	09,04	6,54	14,06	10,19
	06	09,50	06,88	0,00	0,00	11,41	08,26
R.D.C	01	16,67	11,65	23,05	16,10	26,18	18,30
	02	09,20	06,43	18,13	12,54	21,73	15,19
	03	15,63	10,92	21,82	15,24	25,43	17,77
	04	10,19	07,12	18,58	12,98	22,29	15,58
	05	07,24	05,06	11,62	8,12	18,06	12,64
	06	12,22	08,54	0,00	0,00	14,67	10,25
<b>Max</b>		<b>16,67</b>	<b>11,65</b>	<b>23,05</b>	<b>16,10</b>	<b>26,18</b>	<b>18,30</b>

### III.2.3.ferraillage des poutrelles :

#### a) L'ELU :

##### En travée :

$$M_{tu} = M_{max} = 16,67 \text{ KN.m.} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa.} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; b = 0,65 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,15} = 17 \text{ MPa}$$

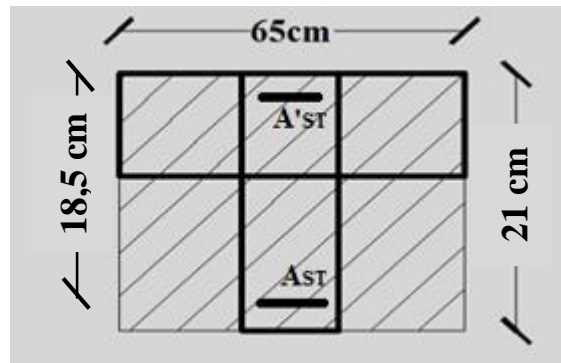
$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \text{moment de référence}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,21 = 0,189 \text{ m.}$$

$$M_r = 0,65 \cdot 0,05 \cdot (0,189 - 0,025) \cdot 17 = 0,0906 \text{ MN.m}$$



$M_R > M_{tu} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table et le calcul se fait avec une section rectangulaire de dimension (65 x 21 cm).



**Figure III. 6:** Section d'une poutrelle calculée en travée.

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{16,67 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,189^2 \cdot 17} = 0,0422$$

$$\mu_u = 0,0422 < 0,186 : \text{Pivot A}$$

$$A'_{st} = 0.$$

$$\alpha_U = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,105.$$

$$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha_U) = 0,958.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{16,67 \cdot 10^{-3}}{0,958 \cdot 0,189 \cdot 348} = 0,000264 \text{ m}^2 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{3T12} \text{ de section} \quad \mathbf{A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \cdot 0,12 \cdot 0,189 = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,56 \text{ cm}^2 > 0,30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{\text{max}} = 26,18 \text{ KN}$$

D'après **CBA 93 Article.5.1.1 :**

$$\tau_u = \frac{T_{U \text{ MAX}}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{26,18 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,189} = 1,15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

**Condition de non fragilité : (CBA A 5.1.2.2)**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,4}{400} \times 65 \times 18,9 = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a donc: } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures  $\rightarrow$  **3 T12** de section : **3,39 cm<sup>2</sup>**

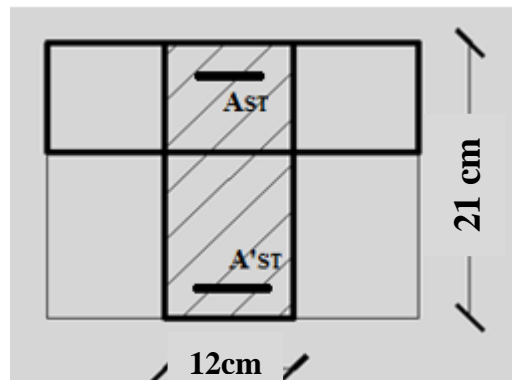
**En appuis :**

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa.} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; b_0 = 0,12 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; d = 0,189 \text{ m}$$

$$M_{AU} = M_{MAX} = 23,05 \text{ KN.M} = 0,02305 \text{ MN.M}$$

$$M_R = 0,0755 \text{ MN.m} > 0,02305 \text{ MN.m}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (21×12).



**Figure III. 7:** Section d'une poutrelle calculée en appuis.

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23,05 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,189^2 \cdot 17} = 0,316$$

$$\mu_u = 0,316 > \mu_1 = 0,186 \quad : \quad \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_1 = 1 - 0,4 \alpha_l = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_l \cdot \beta_1 = 0,392.$$

$\mu_u = 0,316 < \mu_l = 0,392 \implies$  On revient au pivot A.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,79$$

$$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha_u) = 0,684$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,05 \cdot 10^{-3}}{0,684 \cdot 0,189 \cdot 348} = 0,000512 \text{ m}^2 = 5,12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1T16 fil + 1 T16+1T14** de section **5,56 cm<sup>2</sup>**

### Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \begin{cases} \phi_L = 10 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 12 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6,0 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On adopte } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

### Calcul d'espacement des cadres :

D'après **RPA99 Article 7.4.2.2** :

#### Zone nodal :

$$S_t \leq \min\{12\phi; 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{7,2; 30\text{cm}\}$$

On adopte :  $S_t=7\text{cm}$ .

#### Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5$$

On adopte  $S'_t=10\text{cm}$

### Condition de non fragilité :

D'après **CBA Article 5.1.2.2** :

L'adhérence des armatures transversales est :  $f_e=215 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1,15 \cdot 215}{12 \cdot 10} = 2,06 \geq \frac{\tau_u}{2} = 0,58 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

### b) ELS :

$M_{ts}=11,65 \text{ KN.m}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $b = 0,65\text{m}$  ;  $h = 0,21\text{m}$  ;  $h_0 = 0,05\text{m}$ .

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{65} (3,39 + 0) = 0,78\text{cm}$$

$$E = \frac{30}{65} (3,39 \cdot 18,9 + 0) = 29,57\text{cm}^2$$

$$y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 29,57} = 4,71\text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{65}{3} \cdot 4,71^3 + 15 \cdot 3,39 \cdot (18,9 - 4,71)^2 + 0 = 12502,84\text{cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 11,65\text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,65 \cdot 10^2}{12502,84} \cdot 4,71 = 0,438 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 4,38\text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 4,38\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{ MPa}$  C.V

L'ensemble des poutrelles au niveau de RDC seront ferriller par le ferrillage « Type1 ».

Et les poutrelles des autres niveaux seront ferriller par le ferrillage « Type2 ».

**Tableau III. 3:** Récapitulatifs du ferrillage des poutrelles.

TYPES	FERRAILLAGE EN TRAVEE		FERRAILLAGE EN APPUIS	
	Ast CALCULEE(cm2)	FERRAILLAGE CHOISIE	Ast CALCULEE (cm2)	FERRAILLAGE CHOISIE
		<b>2,64 cm2</b>	<b>3 T12 3,39 cm2</b>	<b>5,12 cm2</b>
<b>I</b>				
<b>II</b>	<b>2,03 cm2</b>	<b>3T10 2,36 cm2</b>	<b>4,29 cm2</b>	<b>4,93 cm2</b>

**Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91 révisée 99, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm}$$

Dans notre cas, on a:  $L = 3,40 \text{ m}$  avec  $\rightarrow L$  : la Portée d'une poutrelle.

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{340}{1000} + 0,5 = 0,84 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{ut} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times (0,21)^3}{12} + 15 \times 2,64 \cdot 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,025\right)^2$$

$$I_0 = 5,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,64 \times 10^{-4}}{0,65 \times 0,185} = 0,0021$$

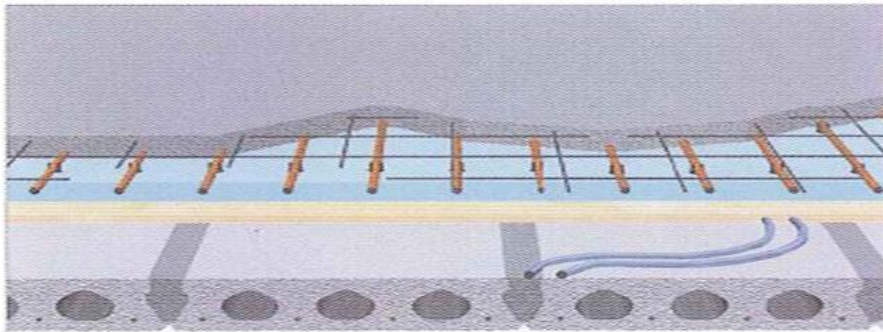
$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,4}{\left(2 + 3 \times \frac{65}{18,5}\right) \times 0,0021} = 4,55$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,4}{(4 \times 0,0021 \times 348) + 2,4} = 0,59$$

$$I_{Ft} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 5,27 \times 10^{-4}}{(1 + 4,55 \times 0,59)} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Ft}} = \frac{11,65 \times 10^{-3} \times (3,40)^2}{10 \times 34179,55 \times 1,57 \cdot 10^{-4}} = 0,0025 \text{ m}$$

Donc :  $f = 0,25 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$

**III.3.Ferraillage de la dalle de compression :**

**Figure III. 8:** Dalle de Compression.

D'après le **CBA 93**, le ferraillage de la dalle de compression d'épaisseur de **5 cm** doit se faire par un quadrillage dans laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} ; \quad (L_1 \text{ en cm})$$

Avec :

- $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ ).

- $A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$  ; quadrillage de T.S.TIE 500

On a :  $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \rightarrow 4 \cdot \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : **4Ø6 de diamètre 1,13 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On adopte un treillis soudé de diamètre Ø6 , dont les dimensions des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

### III.4.Etudes Des Balcons :

#### III.4.1.Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué d'une dalle pleine encrée dans les chainages longitudinaux, il travaille à la flexion simple.

#### III.4.2.Les combinaisons d'action :

##### a) ELU :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q \Leftrightarrow q_u = 1,35. 0,768 + 1,5. 0,49 = 1,772 \text{ t/ml .}$$

$$p_u = 1,35.P + 1,5.Q' \Leftrightarrow p_u = 1,35. 0,204 + 1,5. 0,5 = 1,025 \text{ t/ml}$$

##### b) ELS :

$$q_s = G + Q \Leftrightarrow q_s = 1,258 \text{ t/ml}$$

$$p_s = P + Q' \Leftrightarrow p_s = 0,704 \text{ t/ml}$$

#### III.4.3.Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

##### - Calcul des moments d'encastements :

##### 1- ELU :

Dalle pleine :  $q_u = 1,772 \text{ t/ml} = 17,72 \text{ KN /ml}$

$$M_{qu} = q_u \cdot \frac{L^2}{2} = 17,72 \cdot \frac{1,40^2}{2} = 17,366 \text{ KN.m}$$

Garde-corps :  $q_{u1} = 10,25 \text{ KN/ml}$

$$M_{pu} = p_u \cdot \frac{L^2}{2} = 10,25 \cdot \frac{1,40^2}{2} = 10,045 \text{ KN.m}$$

##### Le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{pu} = 27,411 \text{ KN.m}$$

##### b)-ELS

Dalle pleine :  $q_s = 12,58 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs} = q_s \cdot \frac{L^2}{2} = 12,58 \cdot \frac{1,4^2}{2} = 12,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Garde-corps : } p_s = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ps} = p_s \cdot \frac{L^2}{2} = 7,04 \cdot \frac{1,40^2}{2} = 7,0 \text{ KN.m}$$

### Le moment total :

$$M_{ser} = M_{qs} + M_{ps} = 12,33 + 7,0 = 19,33 \text{ KN.m}$$

### Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = q_u \cdot L + p_u = 17,72 \cdot 1,40 + 10,25 = 35,058 \text{ KN}$$

### Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,40 \text{ m ; } h = 0,15 \text{ m ; } d = 0,9 \cdot h = 0,135 \text{ m ; } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$* M_u = 27,411 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{27,411 \cdot 10^{-3}}{1,4 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,0631 < 0,186 \implies \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0631}) = 0,0825$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \cdot 0,0825) = 0,967$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,411 \cdot 10^{-3}}{0,967 \cdot 0,135 \cdot 348} = 6,03 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,4}{400} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,03 \text{ cm}^2 > 2,28 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,03}{4} = 1,51 \text{ cm}^2$$

### Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min(1,5d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,216 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 0,202 \text{ cm}$$

En prend : **Esp = 20cm.**

Donc : On adopte **6T12** de section **6,79 cm<sup>2</sup>** pour les armatures longitudinales et **2T10** de section **1,57 cm<sup>2</sup>** pour les armatures de répartition.

### Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = 35,058 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{35,058 \cdot 10^{-3}}{1,40 \cdot 0,135} = 0,185 \text{ MPa}$$

D'après **CBA 93 Article « .5.1.2 .1 »** ; Pour des fissurations peu préjudiciables.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,185 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{140} (6,79 + 0) = 0,73 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{140} (6,79 \cdot 13,5 + 0) = 19,64 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,73 + \sqrt{0,73^2 + 19,64} = 3,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{140}{3} \cdot 3,76^3 + 15 \cdot 6,79 (13,5 - 3,76)^2 + 0 = 12143,177 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 19,33 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,33 \cdot 10^2}{12143,177} \cdot 3,76 = 0,598 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 5,98 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 5,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

### Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,40} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_u}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{1,4 \cdot 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0035 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

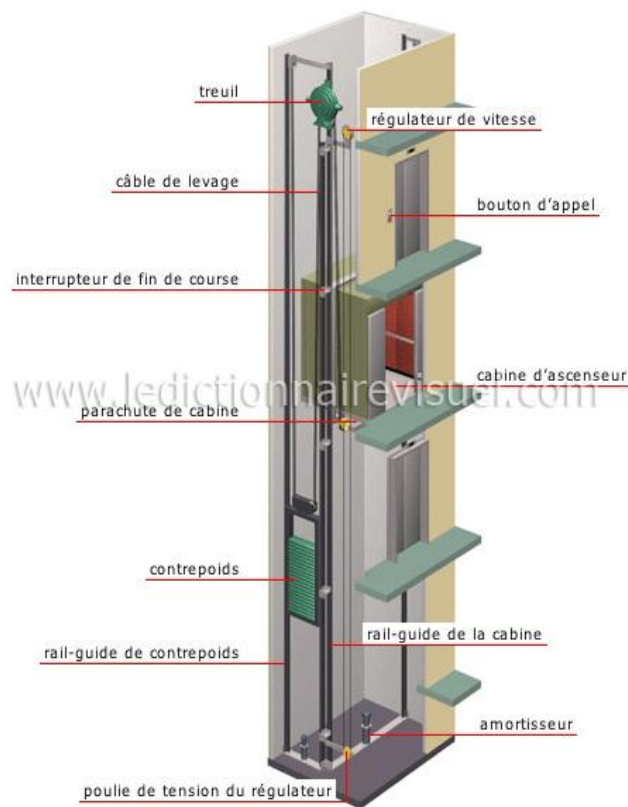
### III.5.L'ascenseur :

#### III.5.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).





**Figure III. 9:** Schéma d'un Ascenseur

### III.5.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

- **P<sub>m</sub>** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P<sub>p</sub>** : le poids de contre poids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Pour notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

La charge nominale est de **630 kg** pour **8 personnes** avec une surface utile de la cabine de 3,12m<sup>2</sup>.

Les dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

- Largeur : 1,60 m
- Profondeur : 1,95 m
- Hauteur : 2,2 m

- La largeur de passage libre : 0,8m
- La hauteur de passage libre : 2,00m
- La hauteur de la course : 44,88 m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h = 25\text{cm}$
- Le poids de la cabine  $P_c$  est :  $466 \text{ kg} = 4.66 \text{ KN}$
- Le contre poids  $P_p$  :  $680 \text{ kg} = 6.8 \text{ KN}$
- Le poids des câbles  $M_g$  :  $43 \cdot \frac{37,4}{16} = 100,51 \text{ KN}$

### III.6.Etude de la dalle machine :

#### III.6.1.Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

#### III.6.2.Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

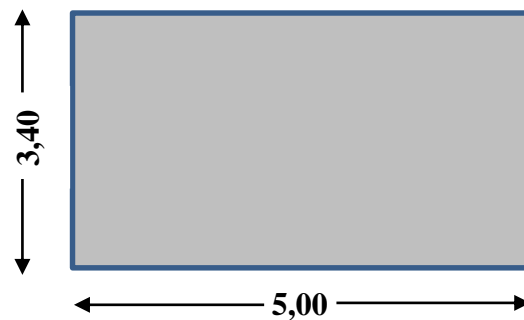


Figure III. 10: Schémas de la dalle machine

Surface de la dalle machine  $S = 3,40 \times 5,00 = 17,00 \text{ m}^2$

Nous avons trois conditions à vérifier :

#### a)-Résistance à la flexion :

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{340}{50} \leq e \leq \frac{340}{40} \quad \rightarrow \quad 6,8 \text{ cm} \leq e \leq 8,5 \text{ cm}$$

#### b)-Condition de l'E.N.A :

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :  $e \geq 25\text{cm}$ .

#### c)-Condition de flèche :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_y} \quad \text{Avec : } M_t = 0,85 M_y$$

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{0,85 M_y}{M_y} \quad \rightarrow \quad \frac{e}{340} \geq \frac{1}{20} \cdot 0,85 \quad \rightarrow \quad e \geq 14,45 \text{ cm}$$

Après vérification : On prend :  $e = 25\text{cm}$

### III.6.3.Détermination des charges et surcharges :

#### a) Charges permanentes :

- La charge permanente :  $G = 466 + 680 + 10051 = 11197 \text{ kg} = 111,97 \text{ KN}$

$$G_1 = \frac{111,97}{S} \quad \text{Avec} \quad ; \quad S : \text{surface de la dalle machine}$$

$$G_1 = \frac{111,97}{17,00} = 6,59 \text{ KN/m}^2$$

- Dalle plein  $e = 25\text{cm}$  ; Avec :  $\rho = 2500\text{Kg/m}^3$

$$0,25 \cdot 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

- Enduit de ciment :  $e = 2\text{cm}$  ;  $\rho = 2000\text{Kg/m}^3$

$$0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

$$G_3 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

$$G_T = \sum G_i = 6,59 + 6,25 + 0,4 = 13,24 \text{ KN}$$

#### b) Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'ascenseur :  $Q = 630 \text{ kg} = 6,30 \text{ KN}$

$$Q_1 = \frac{6,30}{S} = \frac{6,30}{17,00} = 0,37 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation pour la terrasse :

$$Q_2 = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_T = \sum Q_i = 0,37 + 1 = 1,37 \text{ KN/m}.$$

**Tableau III. 4:** Evaluation des charges de l'ascenseur.

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )
1-Poid propre des éléments de l'ascenseur (G1).	/	/	06,59
2-Dalle Pleine pour Machine ep 25 cm (G2).	2500	0,25	6,25
3- Enduit en Ciment ep 02 cm (G3).	2000	0.02	0,40
<b>G</b>		<b>13,24</b>	
<b>Q</b>		<b>1,37</b>	

#### c) Combinaison de charges :

$$\text{ELU :} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 13,24 + 1,5 \times 1,37 = 19,93 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS :} \quad q_{\text{ser}} = G + Q = 14,61 \text{ KN/m}$$

#### d) Calcul des efforts :

D'après le **RPA 99 / version 2003** : Le calcul des efforts de la dalle reposante sur 4 côtés :

### Calcul de « $\rho$ » :

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq 0,68 \leq 1 : \text{Donc ; la dalle porte dans les deux sens .}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)} \quad , \quad \mu_y = \alpha^3 \cdot (1,9 - 0,9\alpha) \geq 0,25$$

### E.L.U :

$$\mu_x = 0,059 \rightarrow M_x = 0,059 \cdot 19,93 \cdot (3,40)^2 = 13,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,404 \rightarrow M_y = 0,404 \cdot 13,59 = 05,49 \text{ KN.m}$$

### ✓ Moments en travées :

$$M_{utx} = 0,85M_x = 11,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{uty} = 0,85M_y = 04,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = \max (M_{utx} ; M_{uty}) = \mathbf{11,59 \text{ KN.m}}$$

### ✓ Moments sur appuis :

$$M_{uax} = 0,3M_x = 04,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{uay} = 0,3M_y = 1,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = \max (M_{uax} ; M_{uay}) = \mathbf{04,07 \text{ KN.m}}$$

### III.6.4.Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, de section (b x h) :

Le calcul se fait pour une dalle en flexion simple.

#### 1) ELU :

##### a.Ferraillage en travée :

On a : b = 100 cm ; h = 25cm ; d = 0,9h = 22,5cm

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

On a :  $M_{ut} = 11,59 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{11,59 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,225^2 \cdot 17} = 0,013 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016}) = 0,033$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,033) = 0,987$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11,59 \cdot 10^{-3}}{0,987 \cdot 0,225 \cdot 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

### b. Ferrailage en appuis :

Tableau III. 5: Ferrailage en appuis pour la dalle machine.

$M_u \text{ max}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{st}$
04,07	0,005	0,007	0,99	0,52

On prend **6T12** comme ferrailage longitudinal en travée et en appuis de section **6,79 cm<sup>2</sup>**

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,225 \cdot \frac{2,4}{400} = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 > 3,10 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \quad \rightarrow \quad A_r = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend **6T12** comme ferrailage de répartition de section **6,79 cm<sup>2</sup>**

#### c) Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (33,75 \text{ m} ; 40\text{cm}) = 33,75\text{cm}$$

On prend : **Esp = 15cm.**

Donc on adopte **6T12** de section **6,79 cm<sup>2</sup>** pour les armatures longitudinales et de répartition avec un espacement de **15 cm<sup>2</sup>**.

#### d) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_x = \frac{19,93 \cdot 3,40 \cdot 5,00}{2 \cdot 3,40 + 5,00} = 28,71 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3}$$

$$T_y = \frac{19,93 \cdot 3,40}{3} = 22,58 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = \max (T_x, T_y) = 28,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,71 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,13 \text{ Mpa}$$

Selon **CBA 93 « Article 5.1.2 .1 »** ; Pour des Fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 2) Vérification à L'ELS :

### a) Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$q_{\text{ser}} = 14,61 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$M_x = 0,059 \cdot 14,61 \cdot 3,40^2 = 09,96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,404 \cdot 09,96 = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 09,96 = 8,47 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 4,02 = 3,42 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,50 \cdot M_x = 0,50 \cdot 09,96 = 04,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### b) Vérification des contraintes :

#### En travée :

Les éléments du notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (6,79 + 0) = 1,02 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (6,79 \cdot 22,5 + 0) = 45,83 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,02 + \sqrt{1,02^2 + 45,83} = 05,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 5,83^3 + 15 \cdot 6,79 \cdot (22,5 - 5,83)^2 + 0 = 34907,61 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y \quad \text{Avec : } M_{\text{ser}} = 8,47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,47 \cdot 10^2}{34907,61} \cdot 05,83 = 0,141 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 1,41 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0,25}{3,40} \geq \frac{11,59 \cdot 10^{-3}}{20 \cdot 11,59 \cdot 10^{-3}} \\ \frac{0,25}{3,40} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ \frac{6,79 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,25} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,07 > 0,05 \\ 0,07 > 0,03 \dot{a} 0,02 \\ 0,0027 < 0,005 \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

# **CHAPITRE IV**

---

## **ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE**



## Étude sismique de la structure

### IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie : « les secousses sismiques » qui sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Les 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. Pour cela, on fait une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### IV.2.Différents méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

#### IV.2.1.Méthode statique équivalente :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### IV.2.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

#### IV.2.3.La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales.

### IV.3.Description et résultats :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**). Notre structure est classée dans la zone sismique **II-a** groupe d'usage 2.

Le calcul se fait par la méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères du (**Chapitre 4.1.2.b**) exigés par le **RPA 99 version 2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente :

La hauteur de la structure : **H = 44,88 m > 23 m** ; Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées.

Il faut donc utiliser la méthode « **dynamique modale spectrale** » en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### IV.3.1.Classification de site :

Selon le **RPA 99 version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, le sol est classé : **Rocheux (Catégorie S1)**.

#### IV.3.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse :

##### IV.3.2.1.Coefficient d'accélération de zone « A » :

Selon le **RPA 99 version 2003**, Ain Témouchent est situé dans une zone de sismicité moyenne (Zone **IIa**) ; et notre bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne en **groupe d'usage 2**.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A= 0,15** donnée par le **tableau 4.1 de L'RPA 99 version 2003**).

##### IV.3.2.2.Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :

Selon le **RPA 99 version 2003**, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre cas on prend  $\xi = 10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,763 \geq 0,7$$

#### IV.3.2.3.Période fondamentale (T) :

Selon le **RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4)** La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \cdot \sqrt{h_N / \sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

- $h_N$  : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

-Pour notre modèle :

$$h_N = 44,88 \text{ m}$$

- $C_T$  : coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée dans notre structure :  $C_T = 0,05$

- $D$  : est la dimension de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site (**RPA tab 4.7**)

Période  $T_1$  et  $T_2$  du site considéré : **S1** ( $T_1 = 0,15 \text{ s}$  ;  $T_2 = 0,30 \text{ s}$ )

$$T_X = \text{Min} \begin{cases} T_X = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D_X} \\ T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{cases} \quad \text{Min} \begin{cases} T_X = 0,09 \cdot 44,88 / \sqrt{31,50} = 0,72 \text{ sec} \\ T = 0,05 \cdot 44,88^{\frac{3}{4}} = 0,87 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_Y = \text{Min} \begin{cases} T_Y = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D_Y} \\ T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{cases} \quad \text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \cdot 44,88^{\frac{3}{4}} = 0,87 \text{ sec} \\ T_Y = 0,09 \cdot 44,88 / \sqrt{17,10} = 0,98 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T = \text{Min} \begin{cases} T_X = 0,72 \text{ sec} \\ T_Y = 0,87 \text{ sec} \end{cases}$$

#### IV.3.2.4.Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de **R** est donnée par le « **tableau 4.3** » de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 version 2003**).

Pour notre structure ; on a un système de Portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R =4**

#### IV.3.2.5.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

-la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

-la régularité en plan et en élévation

-la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

### IV.3.3.Vérification des critères :

#### 1-Conditions minimales sur les files de contreventement :

- D'après le **RPA 99 version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .
- Nous avons dans notre structure des files comportant deux travées dans les deux sens ; Donc le critère n'est pas observé **Pq = 0,05**

#### 2-Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- Sens longitudinal : (7 file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,00/3,20 = 1,56 > 1,5 \text{ critère non observé } P_q = 0,05.$$

- Sens transversal : (8 file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,15/1,75 = 2,37 > 1,5 \text{ critère non observé } P_q = 0,05.$$

#### 3. Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. CNV.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action sismique considérée. CNV

La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{31,50}{17,10} = 1,84 < 4 \quad \text{CV}$$

-la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_x}{L_{x'}} = \frac{22,40}{31,5} = 0,71 \geq 0,25 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_{y'}} = \frac{7,8}{17,10} = 0,45 \geq 0,25 \quad \text{CNV}$$

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier. CV.

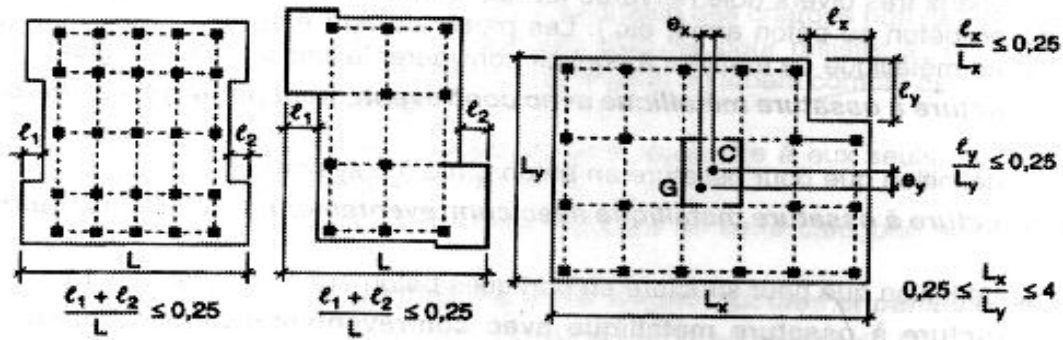


Figure IV. 1: Limites des décrochements en plan

N.B : notre structure n'est pas régulière en plan donc :  $P_q = 0,05$ .

**4 .Régularité en élévation :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 : notre structure est classée régulière en élévation donc :  $P_q = 0$ .

**5. Contrôle de la qualité des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur

On considère que ce critère est observé :  $P_q = 0$ .

**6. Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé :  $P_q = 0$

Tableau IV. 1: Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
1/Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2/ Redondance en plan	0,05	0,05
3/ Régularité en plan	0,05	0,05
4/ Régularité en élévation	0	0
5/ Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6/ Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05+0,05+0,05+0+0+0)$	<b>1,15</b>	<b>1,15</b>

Tableau IV. 2 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage

Coefficient	A	R	Q	$\epsilon$	$\eta$	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
	0,15	4	1,15	10	0,763	0,15	0,30

#### IV.3.4. Nombre de modes à considérer :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (**K**) doit être:

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_K \leq 0,20$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode **K**

#### IV.4. Modélisation par ETABS 2013 :

A cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS V13** est utilisé.



**Figure IV. 2:** Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS Version 2013.

#### IV.4.1. Description du logiciel ETABS :

**ETABS V13** est un logiciel qui nous a permis de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède **6** degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### \*Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de Calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left( 1,25 \cdot A \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T}{T_1} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left( \frac{T}{T_1} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left( \frac{T}{T_1} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

### • Représentation graphique :

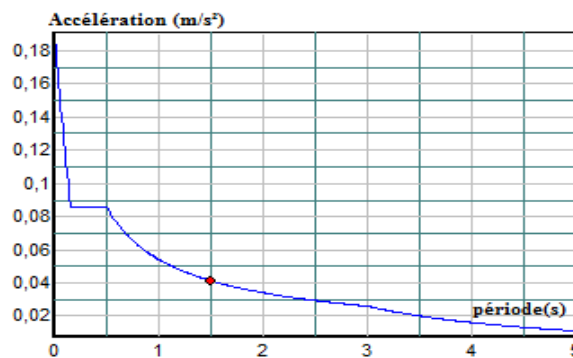


Figure IV. 3: Spectre de réponse

Avec :

**g** : accélération de la gravité,

**A** : coefficient d'accélération de zone,

**η** : facteur de correction d'amortissement,

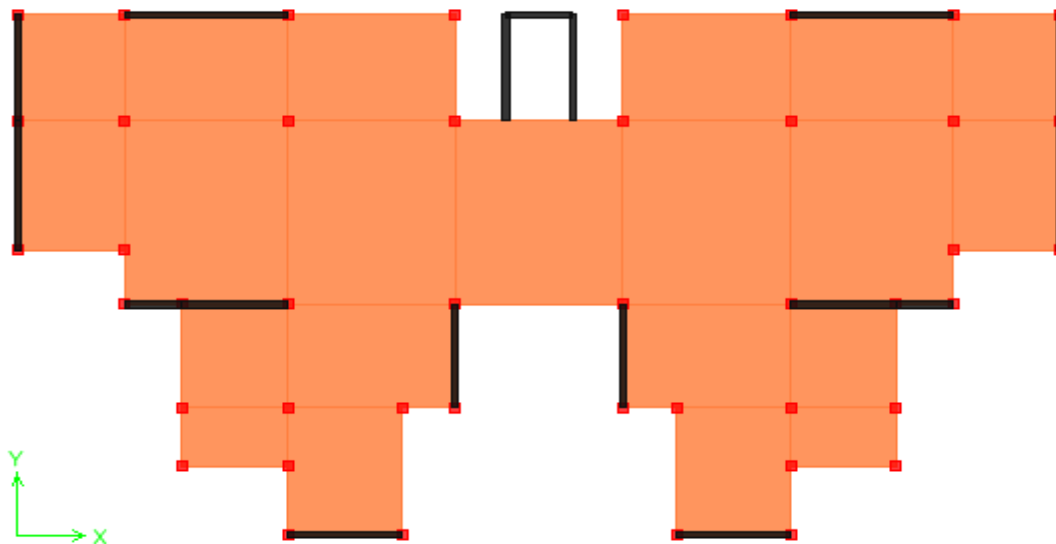
**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

**T1 ,T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

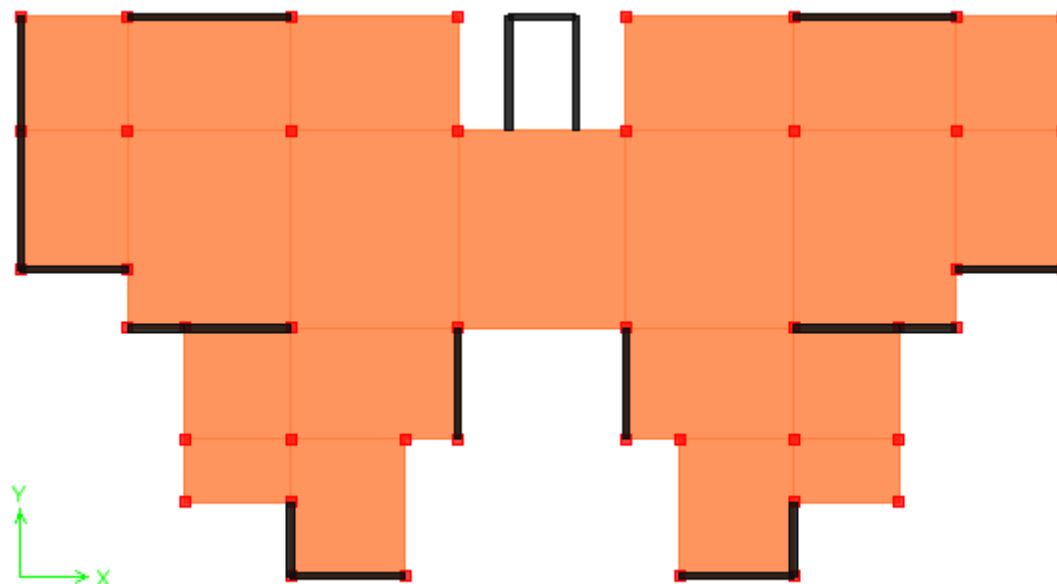
**Q** : Facteur de qualité.

#### IV.4.2. Les dispositions des voiles :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Article 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir de la formule empirique.



**Figure IV. 4:** Modèle initial  $T=1,186$  s.



**Figure IV. 5:** 2<sup>ème</sup> Variante  $T=1,058$  s.



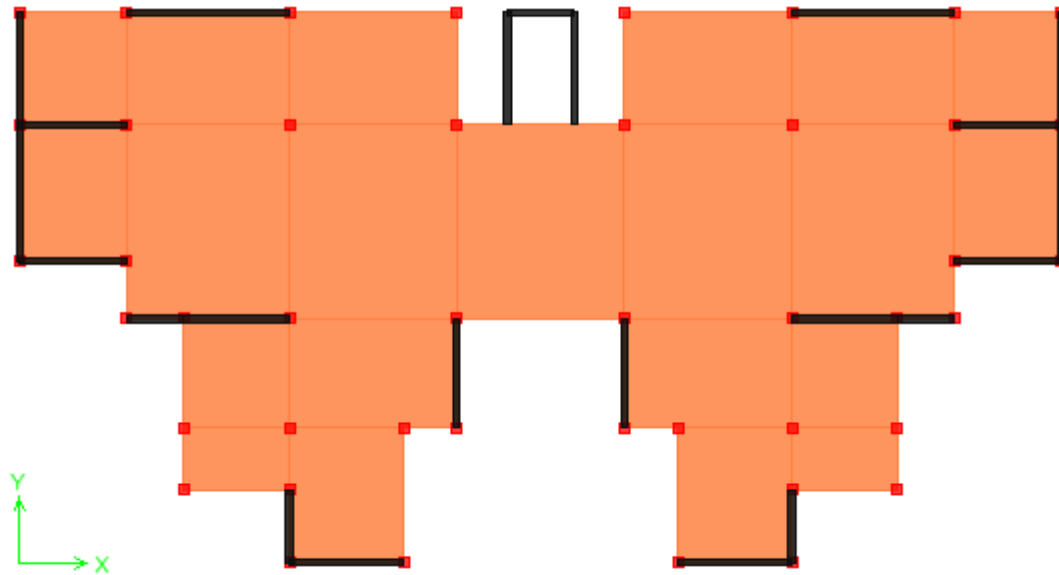


Figure IV. 6: 3<sup>ème</sup> Variante T=1,016 s.

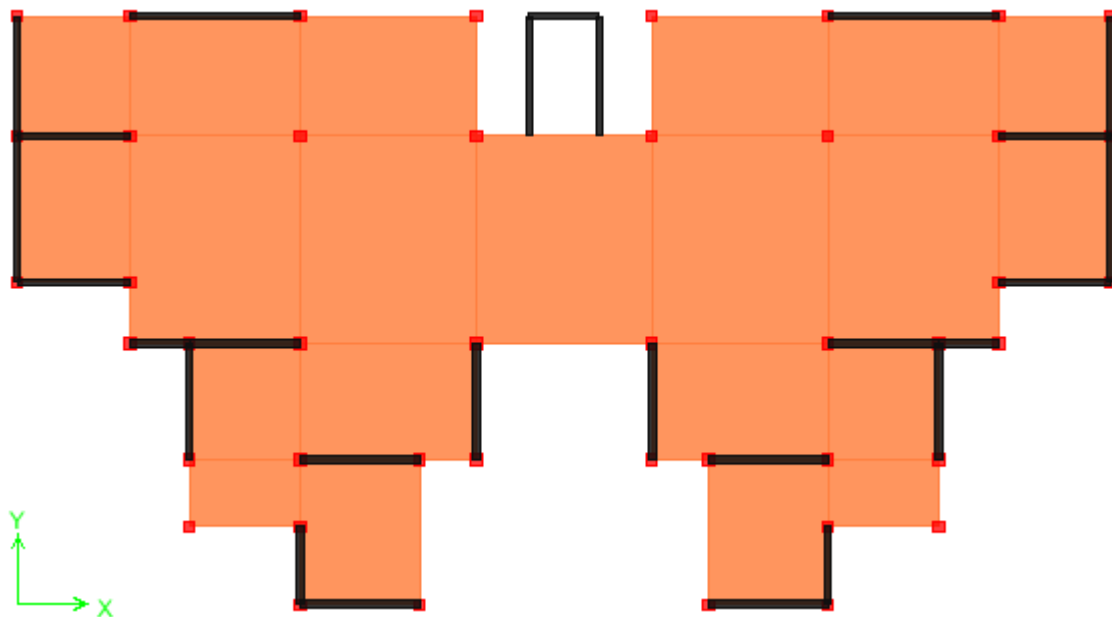


Figure IV. 7: 4<sup>ème</sup> Variante T=0,971 s.

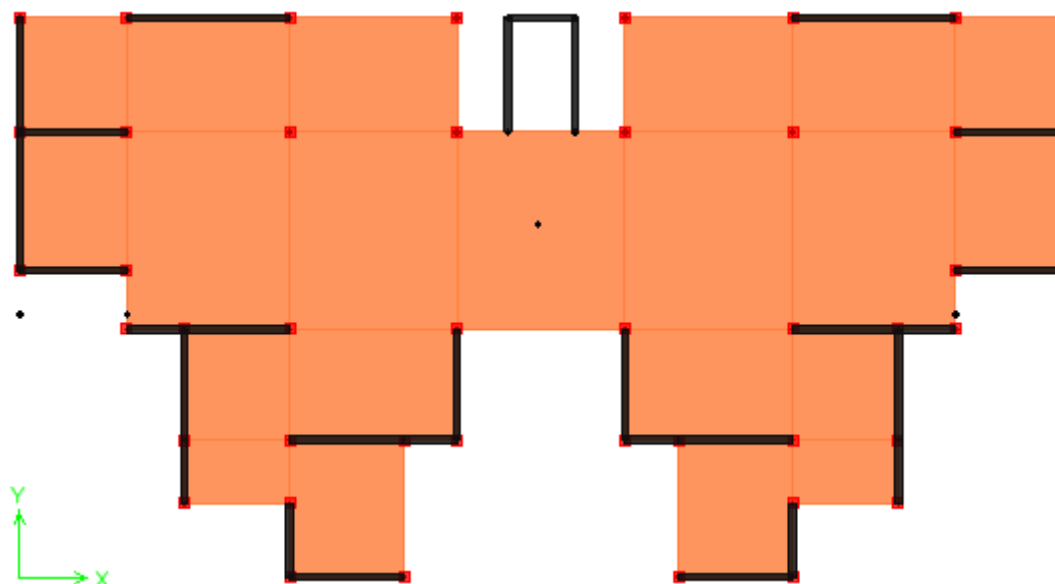


Figure IV. 8: 5<sup>ème</sup> Variante T=0,925 s.

$$1,3 \cdot T_{\text{Statique}} \geq T_{\text{dynamique}} \longrightarrow 1,3 \times 0,72 = 0,936 \geq 0,925 \dots\dots \text{C.V}$$

Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation modale.

Mode	Période (sec)	Masses Modale U <sub>x</sub> (%)	Masses Modale U <sub>y</sub> (%)	Masses Cumulées U <sub>x</sub> (%)	Masses Cumulées U <sub>y</sub> (%)	Sum RZ
1	0,925451	61.7011	0.0279	61.7011	0.0279	2.8549
2	0.832569	0.0169	65.2209	61.718	65.2488	2.8824
3	0.627317	2.7073	0.0151	64.4253	65.2639	65.0887
4	0.210301	17.7485	0.0030	82.1738	65.2668	65.7541
5	0.193485	0.0036	19.7837	82.1774	85.0506	65.7543
6	0.148670	0.7206	0.0008	82.898	85.0514	2.8549
7	0.089703	6.7977	0.0000	89.6957	85.0514	2.8824
....	....	....	....	....	....	....
17	0.027092	1.3145	0.0007	97.096	98.3097	97.2309
18	0.023756	0.0197	0.049	97.1157	98.3587	97.2462
19	0.023551	0.0004	0.8782	97.116	99.2369	97.2478
20	0.023450	0.1879	0.0001	97.3039	99.237	98.2967
21	0.021983	1.0318	0.0004	98.3356	99.2374	98.4868
22	0.020367	0.0003	0.5228	98.336	99.7602	98.4871
23	0.019626	0.1801	0	98.516	99.7602	99.1245
24	0.018876	0.7822	0.0005	99.2983	99.7607	99.3896
25	0.018607	0.0513	0.0005	99.3496	99.7611	99.3988

• **Poids total de la structure :**

Selon l'**RPA99 version 2003**, **W** est égal à la somme des poids **Wi**, calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi} \quad (\text{RPA 4.5})$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure :

**W<sub>Qi</sub>** : charges d'exploitation

**β** : Coefficient de pondération **RPA99 version 2003 (tableau 4.5)**

On considère pour notre ouvrage :

-Bâtiments d'habitation, bureaux **β=0,2**

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est fait par : **logiciel ETABS 2013**

**Tableau IV. 4:** Tableau Récapitulatif des poids des différents niveaux

ETAGE	Poids (KN)
S.SOL	8749.052
RDC	8174.176
1 <sup>er</sup> étage	7343.671
2 <sup>eme</sup> étage	7246.567
3 <sup>eme</sup> étage	7246.567
4 <sup>eme</sup> étage	7171.115
5 <sup>eme</sup> étage	7106.437
6 <sup>eme</sup> étage	7039.818
7 <sup>eme</sup> étage	6983.673
8 <sup>eme</sup> étage	6925.899
9 <sup>eme</sup> étage	6878.293
10 <sup>eme</sup> étage	6878.293
11 <sup>eme</sup> étage	6507.501
12 <sup>eme</sup> étage	5350.831
<b>TOTAL</b>	<b>9960,20</b>

$$\sum_{i=1}^n W_i = 9960,20 \text{ KN}$$

**IV.4.2.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon **RPA 99 version 2003 (Article 4.3.6)** : La résultante des forces sismiques  $V_t$  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  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8 V/V<sub>t</sub>**.

• **Facteur d'amplification dynamique moyenne D :**

D'après (**Article 4.2.3 RPA 99 version 2003**) ; Le facteur d'amplification dynamique moyen D est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (3.0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0 \text{ sec} \end{cases} \quad (\text{RPA4. 2})$$

**Application numérique :**

$$T_X = 0,72 \text{ sec} \quad T_Y = 0,87 \text{ sec}$$

$$D = \begin{cases} D_X = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,3}{0,72}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,30 \leq 0,72 \leq 3,0 \text{ s} \\ D_Y = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,3}{0,87}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,30 \leq 0,87 \leq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_X = 1,06 \\ D_Y = 0,937 \end{cases}$$

**Calcul de C suivant les deux directions (xx'-yy'):**

$$C = \begin{cases} C_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} \\ C_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} \end{cases} \quad \begin{cases} C_X = \frac{0,15 \cdot 1,06 \cdot 1,15}{4} \\ C_Y = \frac{0,15 \cdot 0,937 \cdot 1,15}{4} \end{cases}$$

$$C = \begin{cases} C_X = 0,0457 \\ C_Y = 0,0404 \end{cases}$$

• **Détermination de la force sismique :**

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

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

**W** : Poids total de la structure

$$V = \begin{cases} V_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} \cdot W \\ V_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} \cdot W \end{cases} \quad \begin{cases} V_X = \frac{0,15 \cdot 1,06 \cdot 1,15}{4} \cdot W \\ V_Y = \frac{0,15 \cdot 0,937 \cdot 1,15}{4} \cdot W \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_x = 4553,05 \text{ KN} \\ V_y = 4024,73 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

**Tableau IV. 5 :** Vérification de la résultante des forces sismiques

Direction	V <sub>dynamique</sub>	V <sub>statique</sub>	0.8× V <sub>statique</sub> < V <sub>dynamique</sub>
X	3842,25	4553,05	C.V
Y	4200,17	4024,73	CV

**IV.4.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Selon le **CBA93 et RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3)**: pour 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 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

**N<sub>d</sub>** : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

**B<sub>c</sub>** : Section de poteau.

**F<sub>c28</sub>** : La résistance caractéristique du béton à **28 jours**.

**Tableau IV. 6 :** Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.

Poteaux	N <sub>d</sub> [KN]	B <sub>c</sub> [cm <sup>2</sup> ]	F <sub>c28</sub> [MPa]	ϑ ≤ 0,3	Observation
P. Sous-Sol	4468,99	70 x 70	30	0,30	C.V
Poteau. RDC	4357,65	70 x 70	30	0,29	C.V
Poteau.1 <sup>er</sup> étage	3883,45	65 x 65	30	0,30	C.V
Poteau 2 <sup>eme</sup> étage	3469,19	65 x 65	30	0,27	C.V
Poteau 3 <sup>eme</sup> étage	3063,53	60 x 60	30	0,28	C.V
Poteau 4 <sup>eme</sup> étage	2673,26	60 x 60	30	0,25	C.V
Poteau 5 <sup>eme</sup> étage	2356,92	55 x 55	30	0,25	C.V
Poteau 6 <sup>eme</sup> étage	2028,77	50 x 50	30	0,27	C.V
Poteau 7 <sup>eme</sup> étage	1729,94	50 x 50	30	0,23	C.V
Poteau 8 <sup>eme</sup> étage	1416,13	45 x 45	30	0,18	C.V
Poteau 9 <sup>eme</sup> étage	1122	45 x 45	30	0,18	C.V
Poteau 10 <sup>eme</sup> étage	816,206	40 x 40	30	0,17	C.V
Poteau 11 <sup>eme</sup> étage	510,66	40 x 40	30	0,11	C.V
Poteau 12 <sup>eme</sup> étage	235,92	40 x 40	30	0,05	C.V

### IV.4.2.3. Vérification de déplacement :

#### 1. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel **ETABS 2013**, Le déplacement total de chaque niveau est dans différentes combinaisons est donné ci-dessous :

**Tableau IV. 7:** les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques

Niveaux	Case/combo	UX	UY	Observation
Sous-Sol	G + Q + Exs	0,00	0,00	CV
RDC	G + Q + ExD	0,0005	0,0004	CV
1 <sup>er</sup> étage	G + Q + Eys	0,0011	0,0009	CV
2 <sup>eme</sup> étage	G + Q + EyD	0,0019	0,0017	CV
3 <sup>eme</sup> étage	0,8.G ± Exs	0,0029	0,0025	CV
4 <sup>eme</sup> étage	0,8.G ± ExD	0,004	0,0035	CV
5 <sup>eme</sup> étage	0,8.G ± Eys	0,0053	0,0047	CV
6 <sup>eme</sup> étage	0,8.G ± EyD	0,0066	0,0059	CV
7 <sup>eme</sup> étage	Exs	0,0079	0,0071	CV
8 <sup>eme</sup> étage	ExD	0,0093	0,0085	CV
9 <sup>eme</sup> étage	Eys	0,0107	0,0098	CV
10 <sup>eme</sup> étage	EyD	0,012	0,011	CV
11 <sup>eme</sup> étage	/	0,0134	0,0126	CV
12 <sup>eme</sup> étage	/	0,0149	0,0139	CV

Pour toutes les combinaisons, la condition est vérifiée :

$$d_{Ux \text{ MAX}} < 1\% \cdot h_{\text{étage}} \implies 1,4 \leq 3,06 \text{ cm}$$

$$d_{Uy \text{ MAX}} < 1\% \cdot h_{\text{étage}} \implies 1,39 \leq 3,06 \text{ cm}$$

#### 2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) 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<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$P_K = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$V_K$  : 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 ».

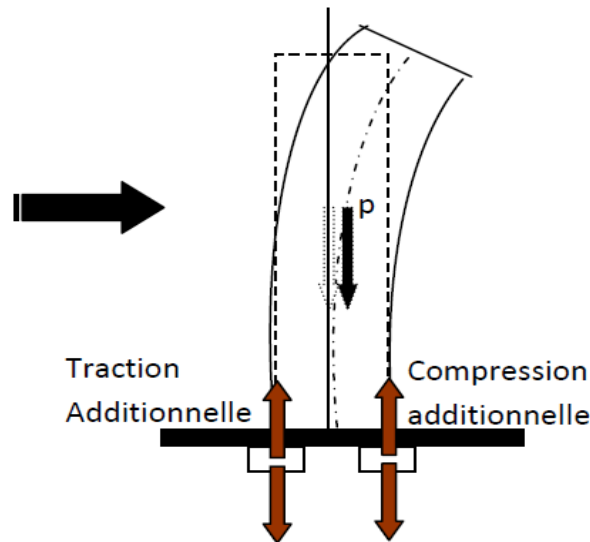


Figure IV. 9: L'effet P-Δ

Tableau IV. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ □ sens X -Y (Combinaison  $E_{Dx}-E_{Dy}$ )

Niveau	Pt (KN)	Pk (KN)	hK (m)	$\Delta x(k)$ ( m)	$\Delta y(k)$ ( m)	vx(KN)	vy(KN)	$\Theta_x$	$\Theta_y$
Sous-sol	9814.599	106078,104	4,08	0,0002	0,0002	944.89	4338.75	<b>0,0055</b>	<b>0,0011</b>
RDC	9006.144	96263,505	8,16	0,0008	0,0009	459.38	4451.66	<b>0,02</b>	<b>0,0023</b>
1	8019.544	87257,361	11,22	0,0016	0,0017	449.13	4253.62	<b>0,02</b>	<b>0,0031</b>
2	7869.707	79237,817	14,28	0,0025	0,0025	439.43	3984.12	<b>0,03</b>	<b>0,0034</b>
3	7770.96	71368,11	17,34	0,0036	0,0035	371.89	3709.51	<b>0,039</b>	<b>0,0038</b>
4	7669.087	63597,15	20,4	0,0048	0,0046	384.63	3468.32	<b>0,038</b>	<b>0,0041</b>
5	7485.769	55928,063	23,46	0,006	0,0058	331.16	3214.34	<b>0,043</b>	<b>0,0043</b>
6	7404.044	48442,294	26,52	0,0074	0,007	279.17	2958.94	<b>0,048</b>	<b>0,00432</b>
7	7319.772	41038,25	29,58	0,0088	0,0083	298.03	2699.89	<b>0,040</b>	<b>0,0042</b>
8	7246.567	33718,478	32,64	0,0102	0,0096	232.54	2423.49	<b>0,045</b>	<b>0,0040</b>
9	7171.115	26471.911	35,7	0,0116	0,0109	250.53	2127.04	<b>0,034</b>	<b>0,0037</b>
10	7106.437	19300,796	38,76	0,0131	0,0122	185.17	1768.47	<b>0,035</b>	<b>0,0034</b>
11	6735.708	12194,359	41,82	0,0145	0,0135	177.96	1320.61	<b>0,023</b>	<b>0,0029</b>
12	5458.651	5458.651	44,88	0,0159	0,0148	204.52	762.4	<b>0,0094</b>	<b>0,0023</b>

Les coefficients  $\Theta_k$  sont inférieurs à 0,10 ; la condition est satisfaite à tous les niveaux donc l'effet  $P-\Delta$  est négligé.

### 3. Evaluation des excentricités :

#### a). Excentricité théorique.

$$E_{xt} = X_m - X_t$$

$$E_{yt} = Y_m - Y_t$$

Avec :

$X_m$  ;  $Y_m$  ; sont les coordonnées du centre de masse.

$X_t$  ;  $Y_t$  ; sont les coordonnées du centre de torsion.

#### b) Excentricités accidentelles :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par l'logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le RPA 99 **version 2003**.

$\pm 0,05 L$  (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

$$e_{xA} = \text{MAX}(5\% L_{X_{\max}} ; e_{xt})$$

$$e_{yA} = \text{MAX}(5\% L_{Y_{\max}} ; e_{yt})$$

**Tableau IV. 9:** Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Position du centre de masse et de rigidité							
Niveau	Poids W(KN)	XCM(m)	YCM(m)	X <sub>Ct</sub> (m)	Y <sub>Ct</sub> (m)	Ext	E <sub>yt</sub>
<b>S.SOL</b>	9814.599	15.545	8.749	15.543	10.149	0,005	-1,4
<b>RDC</b>	9006.144	15.644	9.217	15.631	8.918	0,013	-6,41
<b>1</b>	8019.544	15.656	9.338	15.748	8.336	-0,092	0,29
<b>2</b>	7869.707	15.59	9.327	15.815	7.973	-0,225	1,35
<b>3</b>	7770.96	15.591	9.338	15.832	7.761	-0,234	1,57
<b>4</b>	7669.087	15.591	9.344	15.834	7.63	-0,243	1,71
<b>5</b>	7485.769	15.592	9.36	15.825	7.547	-0,233	1,82
<b>6</b>	7404.044	15.593	9.37	15.81	7.493	-0,217	1,88
<b>7</b>	7319.772	15.593	9.376	15.793	7.456	-0,2	1,92
<b>8</b>	7246.567	15.594	9.385	15.775	7.43	-0,181	1,95
<b>9</b>	7171.115	15.594	9.39	15.757	7.41	-0,163	1,98
<b>10</b>	7106.437	15.595	9.399	15.74	7.395	-0,145	2
<b>11</b>	6735.708	15.515	9.485	15.724	7.383	-0,209	2,1
<b>12</b>	5458.651	15.454	10.498	15.709	7.37	-0,255	3,12



**IV.5.Conclusion :**

Le calcul sismique doit obligatoirement intervenir pour déterminer les sollicitations engendrées par cette catastrophe, et l'ingénieur doit choisir la méthode de calcul adéquate afin d'utiliser les contreventements (**voiles**) pour diminuer la période dynamique, tout en assurant la stabilité de la structure.

# CHAPITRE V

---

## ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## Etude des éléments structuraux

### V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement Et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (**ETABS 2013**), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### V.2. Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

### V.3. Etude de ferrailage des poteaux :

#### V.3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

Selon **BAEL 91 révisée 99** ; Les Combinaisons fondamentales sont :

$1,35 G + 1,5Q$ ..... (**ELU**)

$G + Q$  ..... (**ELS**)

Selon **RPA 99 version 2003** ; les combinaisons d'action accidentelle à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

**G +Q+E**

**0,8 G±E**

#### V.3.2. Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (article 7.4.2)** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de **0,8 % (zone IIa)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone IIa)**
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zoneIIa)**.

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec **ETABS 2013**. Notre exemple de calcul sera un poteau  $70 \times 70 \text{ cm}^2$  qui se trouve au niveau Sous-sol, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

### V.3.3. Calcul des armatures transversales :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2)** :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte de la rupture.

$\rho_a = 2,5$  : Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  : Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \leq 5$

$t$  : espacement des armatures transversales.

#### - Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min}(10\varnothing, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

#### - Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t' \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \varnothing) \quad \text{en zone III}$$

Où  $\varnothing$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

### V.3.4.Exemple de calcul :

#### 1<sup>er</sup> Cas : Calcul a ELU : (N max et M corr)

$N_{u \text{ max}} = 5045,35 \text{ KN}$  ;  $M_{u \text{ corr}} = 0,415 \text{ KN.m}$  ;  $h = 0,70\text{m}$  ;  $b = 0,70\text{m}$  ;  $d = 0,9 \cdot h = 0,63\text{m}$  ;

$d' = 0,1 \cdot h = 0,070\text{m}$ .

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,415}{5045,35} = 0,00008$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,280$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 5045,35 \times 0,280 = 1412,70 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,85 \quad \dots \dots \dots (a) \\ (d - d') \cdot N_u - M_A = 0,60 \quad \dots \dots \dots (b) \end{array} \right.$$

(a) > (b) La section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1412,70 \cdot 10^{-3}}{0,70 \cdot 0,63^2 \cdot 17} = 0,299 > 0,186 \quad \text{Pivot B}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \epsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0,392$$

0,291 <  $\mu_1 = 0,392$  : On revient au Pivot A

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,441$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,823$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left( \frac{M_a}{\beta \cdot d} - N_u \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \cdot \left( \frac{1412,70 \cdot 10^{-3}}{0,823 \cdot 0,63} - 5045,35 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -0,0066 < 0$$

$$A_s = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas : Calcul à L'ELA : (0,8G+E : M max et Ncorr)**

$N_{a \text{ corr}} = 1837,89 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{max}} = 21,77 \text{ KN.m}$  ;  $h = 0,70\text{m}$  ;  $b = 0,70 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \cdot h = 0,63\text{m}$  ;  $d' = 0,1 \cdot h = 0,070\text{m}$ .

$$e = \frac{M_{\text{max}}}{N_a} = \frac{21,77}{1837,89} = 0,011 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,291$$

$$M_a = N_u \cdot e_a = 534,83 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ (0,337 \cdot h - 0,81d')b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,85 \dots \dots \dots (a) \right.$$

$$\left\{ (d - d')N_u - M_a = 0,494 \dots \dots \dots (b) \right.$$

(a)  $\geq$  (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{534,83 \cdot 10^{-3}}{0,70 \cdot 0,63^2 \cdot 17} = 0,113 < 0,186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,282$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,88$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left( \frac{Ma}{\beta \cdot d} - Nu \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \cdot \left( \frac{534,83 \cdot 10^{-3}}{0,88 \cdot 0,63} - 1837,89 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -0,0025 < 0$$

Selon **RPA 99 version 2003** :

$$A_{st \min} = 0,8\% B = (70 \cdot 70) \cdot 0,8\% = 39,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T20+8T16** de section **A<sub>st</sub> = 41,21 cm<sup>2</sup>**

**Vérification au cisaillement :**

$$T_u = 3,26 \text{ KN}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2.1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{3,26 \cdot 10^{-3}}{0,70 \cdot 0,63} = 7,39 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 7,39 \cdot 10^{-3} \text{ Mpa} < \tau_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon le **CBA 93** :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \cdot \phi_L \right) \begin{cases} \phi_L = 2,0 \\ \frac{b}{10} = \frac{70}{10} = 7 \\ \frac{h}{35} = \frac{70}{35} = 7,1 \end{cases} \quad \text{On adopte } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

**t** : est l'espacement des armatures transversales calculé à l'aide des formules suivantes :

- **Dans la zone nodale :**

$$\text{En zone I et II : } t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \implies t \leq \text{Min} (20, 15\text{cm}) \text{ , on adopte } \mathbf{t=10cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$\text{En zone I et II : } t' \leq 15 \phi_l \implies t' \leq 30 \text{ on adopte } \mathbf{t'=15cm}$$

**-Recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Article 7.4.2.1)**

est de : **40 Φ en zone IIa.**

$\Phi = 14\text{mm} \Rightarrow Lr \geq 1,4 \cdot 40 = 56 \text{ cm}$  ; alors on adopte : **Lr = 0,6 m**

$\Phi = 16\text{mm} \Rightarrow Lr \geq 1,6 \cdot 40 = 64 \text{ cm}$  ; alors on adopte : **Lr = 0,7 m**

$\Phi = 20\text{mm} \Rightarrow Lr \geq 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$  ; alors on adopte : **Lr = 0,8 m**

**Tableau V. 1:** récapitulatif de ferrillages des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Section d'ETABS (cm <sup>2</sup> )	Ferrillage Longitudinale		Ferrillage Transversal (CBA)		
				Choix des armatures	Section (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>S. sol</b>	70 x 70	39,2	41,13	8T20+8T16	41,21	10	15	<b>T8</b>
<b>RDC</b>	70 x 70	39,2	41,13	8T20+8T16	41,21	10	15	<b>T8</b>
<b>1</b>	65 x 65	33,8	35,37	8T20+8T14	37,45	10	15	<b>T8</b>
<b>2</b>	65 x 65	33,8	35,37	8T20+8T14	37,45	10	15	<b>T8</b>
<b>3</b>	60 x 60	28,8	22,81	8T16+8T14	28,40	10	15	<b>T8</b>
<b>4</b>	60 x 60	28,8	22,81	8T16+8T14	28,40	10	15	<b>T8</b>
<b>5</b>	55 x 55	24,2	22,81	8T16+8T14	28,40	10	15	<b>T8</b>
<b>6</b>	50 x 50	20	22,81	8T16+8T14	28,40	10	15	<b>T8</b>
<b>7</b>	50 x 50	20	22,81	8T16+8T14	28,40	10	15	<b>T8</b>
<b>8</b>	45 x 45	16,2	20,21	6T16+6T14	21,30	10	15	<b>T8</b>
<b>9</b>	45 x 45	16,2	20,21	6T16+6T14	21,30	10	15	<b>T8</b>
<b>10</b>	40 x 40	12,8	20,21	6T16+6T14	21,30	10	15	<b>T8</b>
<b>11</b>	40 x 40	12,8	20,21	6T16+6T14	21,30	10	15	<b>T8</b>
<b>12</b>	40 x 40	12,8	20,21	6T16+6T14	21,30	10	15	<b>T8</b>

#### V.4. Etude de ferrillage des poutres principales et chainages :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99** et on se rapportera aussi au **RPA 99 version 2003** pour la vérification.

##### V.4.1. Les combinaisons spécifiques pour le calcul des poutres :

###### 1. Les combinaisons fondamentales du BAEL 91 révisée 99 :

1,35G + 1,50 Q.....(ELU)

G + Q .....(ELS)

###### 2. Les combinaisons accidentelles du RPA 99 version 2003 :

Pour les deux types des poutres principales et chainages.

G + Q ± Ey

$0,8.G \pm E_y$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

#### V.4.2. Etude des poutres principales et chainages :

**Tableau V. 2 :** Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages

Eléments	Types	Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
			M <sub>ua</sub> max (KN.m)	M <sub>ut</sub> max (KN.m)	M <sub>sa</sub> max (KN.m)	M <sub>st</sub> max (KN.m)	M <sub>aa</sub> max (KN.m)	M <sub>at</sub> max (KN.m)
Poutres	I	30 × 45	68,724	23,78	49,088	17,062	73,581	22,94
	II	30 × 30	67,20	18,88	47,83	13,44	57,37	15,97
Chainages	I	30 × 40	88,50	43,05	63,069	30,59	96,32	45,91
	II	30 × 30	10,83	7,16	7,79	5,30	34,39	19,41

#### a. Exemple de Calcul des armatures longitudinales des poutres principales section (30x45) :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,405 \text{ m} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

#### a) ELU

**En travée :**

$$M_{ut} = 23,78 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{23,78 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,405^2 \cdot 17} = 0,028 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028}) = 0,038$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,038) = 0,984$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{23,78 \cdot 10^{-3}}{0,984 \cdot 0,405 \cdot 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$



**En appuis :**

$$M_{ua} = 68,72 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{68,72 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,405^2 \cdot 17} = 0,082 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082}) = 0,107$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,957$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{68,72 \cdot 10^{-3}}{0,97 \cdot 0,405 \cdot 348} = 5,09 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,405 \cdot \frac{2,4}{400} = 0,016 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0,016 \text{ cm}^2 < 5,09 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

**b) ELA**

**\*En travée :**

**Tableau V. 3:** Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA

ELA	M <sub>tmax</sub>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>st</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
	22,94	0,027	0,0375	0,988	1,64	0,016	CV

**\*En appui**

**Tableau V. 4:** Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA

ELA	M <sub>amax</sub>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>st</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
	73,58	0,08	0,105	0,958	5,44	0,016	CV

$$\text{Donc : } A_{st} = \max (1,71 \text{ cm}^2 ; 1,64 \text{ cm}^2) = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{app} = \max (5,09 \text{ cm}^2 ; 5,44 \text{ cm}^2) = 5,44 \text{ cm}^2$$

**-Condition du RPA 99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2 < A_{st \min} = 11,31 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte le ferrailage en appui : **3T12 fil+3T12 chapeaux** de section : **6.79 cm<sup>2</sup>**

Et pour le ferrailage en travée on adopte : **3 T12 fil + 1 T12 chapeau** de section : **4,52 cm<sup>2</sup>**

**-Vérification à ELS**

**En travée :**

Puisque la fissuration est peu préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{30} (4,52 + 0) = 2,26 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{30} (4,52 \cdot 40 + 0) = 180,80 \text{ cm}^2$$

$$y = -2,26 + \sqrt{(2,26)^2 + 180,8} = 11,37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{30}{3} 11,37^3 + 15 \cdot 4,52 (40 - 11,37)^2 + 0 = 70272,88 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 17,062 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,062 \cdot 10^2}{70272,88} \cdot 11,37 = 0,276 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 2,76 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 2,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

**En appui :**

**Tableau V. 5:** Vérification a ELS des poutres principales

ELS	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
	1.632	217.6	13,20	81608,38	18	7,93	CV

**-Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013 :

$$T_{max} = 16,16 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{16,16 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,40} = 0,13 \text{ MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,13 \text{ MPa}$  → Condition vérifiée

**Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_c=400\text{MPa}$ ).

$$\varphi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{tmin}\right) = \min(12; 30; 12) = 12 \text{ mm}$$

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

### Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

$$\text{Zone nodale : } St < \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing; 30 \text{ cm}\right) = \min(11,25; 9,6; 30 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

### Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 révisée 99, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm}$$

On a :  $L = 5,90 \text{ m}$  avec  $\rightarrow L$  : la Portée maximale d'une poutre.

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5\text{cm} = \frac{590}{1000} + 0,5 = 10,9 \text{ mm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{ut} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.30 \times (0,45)^3}{12} + 15 \times 1,71 \cdot 10^{-4} \times \left(\frac{0,45}{2} - 0,025\right)^2$$

$$I_0 = 24,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,405} = 37,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,4}{\left(2 + 3 \times \frac{30}{40,5}\right) \times 0,0014} = 6,45$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,4}{(4 \times 0,0012 \times 348) \times 2,4} = 0,446$$

$$I_{Ft} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 23,80 \times 10^{-4}}{(1 + 0,059 \times 0,446)} = 7,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Ft}} = \frac{17,062 \times 10^{-3} \times (5,90)^2}{10 \times 34179,55 \times 2,46 \cdot 10^{-4}} = 2,54 \text{ mm}$$

Donc :  $f = 2,54 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10,90 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

### b- Calcul des armatures longitudinales des poutres principales section (30x30) :

D'après Les résultats obtenus par logiciel ETABS 2013 :

-En travée et en appuis :

**Tableau V. 6:** Calcul des armatures longitudinales des poutres principales En appuis et en travée à L'ELU et ELA

Poutres	Comb	M <sub>tmax</sub>	M <sub>amax</sub>	A <sub>st</sub>	A <sub>ap</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
30x30	ELU	67,20	18,88	1,68	7,915	0,011	CV
	ELA	15,97	57,37	10,33	8,598	0,011	CV

Donc :  $A_{st} = \max (1,68 \text{ cm}^2 ; 10,33 \text{ cm}^2) = 10,33 \text{ cm}^2$

$A_{app} = \max (7,951 \text{ cm}^2 ; 8,598 \text{ cm}^2) = 8,598 \text{ cm}^2$

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3T14+4T14** de Section : **10,78 cm<sup>2</sup>**

En appuis : **3T14+3T14** de section **9,24 cm<sup>2</sup>**

### Vérification a ELS

**-En travée et en appuis :**

**Tableau V. 7:** Vérification a ELS des poutres principales

ELS	Vérification	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
ELS	En Travée	5,165	278,91	12,27	21727,35	18	0,75	CV
	En appuis	4,295	231,66	11,52	17282,83	18	3,18	CV

**-Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013 :

$$T_{\max} = 36,45 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{36,45 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27} = 0,45 \text{ MPa}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\overline{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa}) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,45 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_c=400\text{MPa}$ ).

$$\varphi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{tmin} \right) = \min(0,85; 3; 12) = 3 \text{ mm}$$

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

**Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

$$\text{Zone nodale : } St < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi ; 30 \text{ cm}\right) = \min(7,5; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

**c.Calcul des armatures longitudinales des chainages section (30x40) :**

Les résultats obtenus par logiciel ETABS 2013 :

En travée et en appuis :

**Tableau V. 8:** Calcul des armatures longitudinales des chainages En appuis et en travée

À L'ELU et ELA							
Chainage	Comb	M <sub>tmax</sub>	M <sub>amax</sub>	A <sub>st</sub>	A <sub>ap</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
30x40	ELU	43,05	88,50	1,688	6,929	0,00014	CV
	ELA	45,91	96,32	6,13	8,03	0,00014	CV
30x30	ELU	7,16	10,83	6,85	1,64	0,00011	CV
	ELA	19,41	34,39	3,34	3,82	0,00011	CV

**1. Chainages sections (30x40) :**

$$A_{st} = \text{Max} (1,68 \text{ cm}^2 ; 6,13 \text{ cm}^2) = \mathbf{6,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_{app} = \text{Max} (6,29 \text{ cm}^2 ; 8,03 \text{ cm}^2) = \mathbf{8,03 \text{ cm}^2}$$

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3T12+3T12** de Section : **6,78 cm<sup>2</sup>**

En appuis : **3T14+3T14** de section **9,24 cm<sup>2</sup>**

**Vérification a ELS :**

**Tableau V. 9:** Vérification a ELS des poutres principales

ELS	Vérification	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
	En Travée		3,06	220,68	12,10	70238,36	18	0,005
En appuis		4,01	289,08	13,45	85580,50	18	0,009	CV

**-Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013 :

$$T_{max} = 40,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{40,47 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36} = 0,37 \text{ MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} ) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,37 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_c=400\text{MPa}$ ).

$$\varphi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{tmin} \right) = \min(1,14 ; 3 ; 12) = 3 \text{ mm}$$

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

### Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

$$\text{Zone nodale : } St < \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right) = \min(10 ; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

### 2. Chainages sections (30x30) :

$$A_{st} = \max (6,85 \text{ cm}^2 ; 3,34 \text{ cm}^2) = 6,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{app} = \max (1,64 \text{ cm}^2 ; 3,82 \text{ cm}^2) = 3,82 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3T14+2T12** de Section : **6,88 cm<sup>2</sup>**

En appuis : **3T12+1T12** de section **4,52 cm<sup>2</sup>**

### Vérification a ELS :

**Tableau V. 10:** Vérification a ELS des poutres principales

ELS	Vérification	D	E	Y	I	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
	En Travée	3,42	184,95	10,60	39545,8	18	0,000006	CV
	En appuis	1,91	103,14	8,42	25750,38	18	0,000002	CV

### -Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013 :

$$T_{max} = 21,47 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{21,47 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27} = 0,26 \text{ MPa}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} ) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,26 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_c=400\text{MPa}$ ).

$$\varphi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{tmin} \right) = \min(0,85 ; 3 ; 12) = 3 \text{ mm}$$

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

### Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

$$\text{Zone nodale : } St < \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right) = \min(7,5 ; 9,6 ; 30 \text{ cm} ) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

## V.5. Etude de ferrailage des voiles :

### V.5.1. Voile de contreventement :

#### V.5.1.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

#### V.5.1.2. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) ; Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) ; L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### V.5.1.3. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

-Structure auto stables.

-Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques : appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

#### **V.5.1.4.Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

-Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

#### **V.5.1.5.Etapes de calcul :**

-Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport au centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : ( $N_{min}$  ;  $M_{coresspond}$ ) et ( $M_{max}$  ;  $N_{coresspond}$ ), La détermination de la nature de la section peut être soit :

-Entièrement comprimée (EC).

-Partiellement comprimée (PC).

-Entièrement tendue (ET).

#### **V.5.1.6.Combinaison :**

Selon les règlements parasismiques algériens (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

-**ELU** :  $1,35G + 1,50Q$

-**ELS** :  $G + Q$

-**ELA** :  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8 G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right.$

#### **V.5.1.7.Calcul des voiles :**

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99 version 2003** :

-Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.

✓ En zone courante 0.10%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales :  $S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$

-Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$40\emptyset$  : Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$20\emptyset$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.



**V.5.1.8.Exemple de calcul :**

On a pris le voile du RDC de l'axe 8 entre Fille B et D : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivantes :

**Tableau V. 11:** Les efforts internes dans les voiles

Combinaisons	M11	M22	F11	F22	V13	V23
ELU	0,54	2,69	197,66	988,31	0,01	1,17
ELA	0,54	2,72	274,24	1236,21	0,02	0,99
ELS	0,4	2	142,32	711,58	0,01	0,86

$F_{11}$  et  $F_{22}$  : effort normale

$V_{13}$  et  $V_{23}$  : effort tranchant

Longueur :  $L = 4,85$  m

Epaisseur :  $e_p = 0,20$

**La section :  $A = 0,83$**

Moment d'inertie :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,20 \cdot 4,15^3}{12} = 1,191 \text{ m}^4$

$V$  : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :

$$V = \frac{b}{2} = 2,075 \text{ m}$$

**Détermination des contraintes :**

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{(1236,21) \cdot 10^3}{0,83} + \frac{(2,72 \cdot 2,075) \cdot 10^3}{1,191} = 1489409 + 4738,87 = 1494147,87 \text{ Pa} = 1,49 \text{ Mpa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\delta_2 = 1489409 - 4738,87 = 1,48 \text{ Mpa}$$

On a  $\delta_1$  et  $\delta_2 > 0 \rightarrow$  la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003.

**Calcul des armatures :**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage par 1ml.

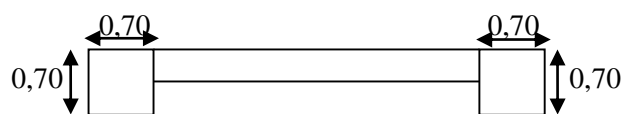
$$A_{\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Le diamètre des armatures :**

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot 200 = 20 \text{ mm}$$

**Figure V. 1:** Section du voile axe N°8.

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**L'espacement :**

**Selon le CBA 93:**

$$St \leq \min(2.a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(40, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

**Selon le R.P.A 99 (version 2003):**

$$St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30 , 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St \leq \min(St_{CBA} , St_{RPA99}) = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à **15 cm**.

Soit **6T12** soit  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$

**Détermination des armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{2}{3} A_v ; \text{ Avec } A_v \text{ est la section des armatures verticales}$$

$$A_h = \frac{2}{3} . 12 = 7,99 \text{ mm}^2$$

On prend  $A_h = 10 \text{ mm}$

Soit 6T10 de section **4,74 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$  (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

$a$  : épaisseur du voile

$L$  : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{(1,4 \cdot 0,99) \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 4,15} = 1,70 \cdot 10^{-3} \text{ Mpa}$$

**V.5.2.5. Condition exigée par le RPA99 version 2003 :**

Le **RPA version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_l \text{ et } A_t \geq 0,1\% \cdot b \cdot h$$

$$A_l = A_t \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,4}{400} = 2,484 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 7,91 \text{ cm}^2 > 2,484 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.5.2.Voile périphérique :

#### V.5.2.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

#### V.5.2.2.Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base ; Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Epaisseur  $e \geq 15 \text{ cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de  $40\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec  $B$  : Section du voile.

#### V.5.2.3.Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).  $L_x = 4,15 \text{ m}$  ;  $L_y = 3,68 \text{ m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$F_p = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

$F_p$  : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres :  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

$H$  : Hauteur du voile.

$K_a$  : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\varphi$  : Angle de frottement des terres :  $\varphi = 30^\circ$

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow Ka = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$Ka = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0,33$$

$$F_p = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,33 \cdot 19 \cdot 4,15 = 26,02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 F_p = 1,35 \cdot 26,02 = 35,13 \text{ KN/m}^2$$

#### V.5.2.4. Efforts dans le voile :

$$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\alpha = \frac{3,68}{4,15} = 0,88 > 0,4 : \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

-Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

-Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\alpha = 0,88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,755 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_x = 0,0474 \cdot 35,13 \cdot 17,22 = 28,68 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,755 \cdot 28,68 = 21,65 \text{ KN.m} \end{array}$$

#### Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 28,68 = 24,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 21,65 = 18,40 \text{ KN.m}$$

#### Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \cdot 28,68 = 14,34 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} ; h=20 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

**Tableau V. 12:** Calcul du ferrailage du voile périphérique

	Sens	Mu	$\mu$	$\beta$	$\alpha$	A's	Ast	Ast adopté	Choix	Esp
<b>Travée</b>	Axe x	24,37	0,044	0,98	0,057	0	3,97	6,16	5T14	15
	Axe y	18,40	0,033	0,98	0,041	0	3,97	6,16	5T14	15
<b>Appuis</b>	Axe x	14,34	0,026	0,99	0,03	0	2,31	5,65	5T12	15
	Axe y									

#### V.5.2.5. Condition exigée par les RPA99 version 2003 :

Le **RPA version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_l \text{ et } A_t \geq 0,1\% \cdot b \cdot h$$

$$A_l = A_t \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{C. V}$$

#### -Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,4}{400} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,14 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

### V.5.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables et d'après les résultats obtenus par **ETABS 2013** :

$$T_{\max} = 120,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{120,71 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,67 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$T_x = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_x = \frac{35,13 \cdot 4,15 \cdot 3,68}{(2 \cdot 4,15) + 3,68} = 44,78 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{Q_u \cdot L_x}{3}$$

$$T_y = \frac{35,13 \cdot 4,15}{3} = 48,60 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_x ; T_y) = 48,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48,60}{1 \cdot 0,18} = 0,27 < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

### V.5.2.7. Vérification à L'ELS :

#### 1) Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$q_{ser} = 1 \cdot 26,02 = 26,02 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$M_x = 0,0474 \cdot 26,02 \cdot 4,15^2 = 21,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,755 \cdot 21,24 = 16,03 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 21,24 = 18,054 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 16,03 = 13,63 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,50 M_x = 0,50 \cdot 21,24 = 10,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 2) Vérification des contraintes :

##### En travée :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables, et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (3,97 + 0) = 0,60 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (3,97 \cdot 18 + 0) = 21,44 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,60 + \sqrt{0,60^2 + 21,44} = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 4,07^3 + 15 \cdot 3,97 (18 - 4,07)^2 + 0 = 13802,45 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 18,054 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{18,054 \cdot 10^2}{13802,45} \cdot 4,07 = 0,532 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 5,32 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 5,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

**Tableau V. 13:** Vérification du béton du voile périphérique à ELS

	Sens	$M_{ser}$	Ast	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	vérification
Travée	Axe x	18,054	6,16	5,32	18	CV
	Axe y	13,63		4,02	18	CV
Appui	Axe x	10,62	5,65	2,13	18	CV

### V.6. Etude de l'escalier :

Le calcul est fait pour une bande de 1.00 m :

#### 1) La paillasse :

-E.L.U.R :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 (9,25) + 1,5 (2,5) = 16,23 \cdot 1,00 = 16,23 \text{ KN/ml}$$

-E.L.S :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 9,25 + 2,5 = 11,75 \cdot 1,00 = 11,75 \text{ KN/ml}$$

#### 2) Le Palier de repos :

-E.L.U.R :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 (5,03) + 1,5 (2,5) = 10,54 \cdot 1,00 = 10,54 \text{ KN/ml}$$

-E.L.S :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5,03 + 2,5 = 7,53 \cdot 1,00 = 7,53 \text{ KN/ml}$$

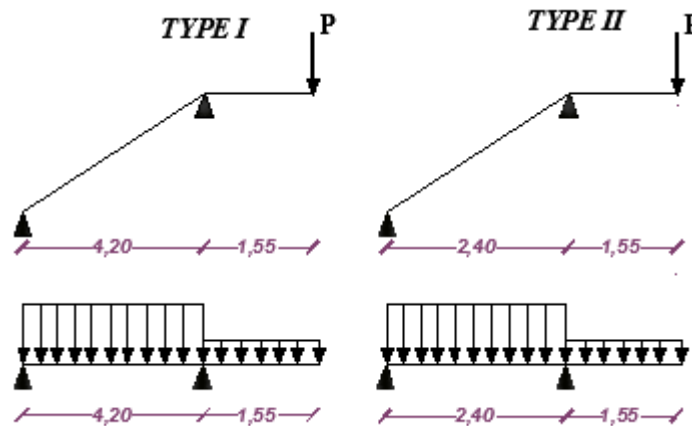


Figure V. 2: Schéma statique de l'escalier

-Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont déterminés par logiciel ETABS 2013.

Type 1 :

\*La paillasse :

ELU :

En travée :  $M_{ut} = 5,23 \text{ KN.m}$

En appui :  $M_{ap} = 6,18 \text{ KN.m}$

Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 52,01 \text{ KN}$ .

ELS :

En travée :  $M_{ut} = 3,74 \text{ KN.m}$

En appui :  $M_{ap} = 4,42 \text{ KN.m}$

Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 37,4 \text{ KN}$ .

\*Palier de repos

ELU :

En appui :  $M_{ap} = 21,65 \text{ KN.m}$

Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 61,08 \text{ KN}$ .

ELS :

En appui :  $M_{ap} = 9,57 \text{ KN.m}$

Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 44,23 \text{ KN}$ .

**Type 2 :****\*La paillasse :****ELU :**En travée :  $M_{ut} = 4,42 \text{ KN.m}$ En appui :  $M_{ap} = 15,83 \text{ KN.m}$ Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 81,97 \text{ KN}$ **ELS :**En travée :  $M_{ut} = 3,14 \text{ KN.m}$ En appui :  $M_{ap} = 11,20 \text{ KN.m}$ Effort tranchant maximal :  $V_{max} = 59,03 \text{ KN}$ .**1-Ferrailage de l'escalier « Type 1 » :****-E.L.U.R :****a) Ferrailage de la paillasse en travée :** $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9.h = 13,50 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$ 

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,00523}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,016 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016}) = 0,021$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,021) = 0,99$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,00523}{0,99 \cdot 0,135 \cdot 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de : **2T12/ml** d'une section  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$ **L'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } e = 15 \text{ cm}$$

**Condition de non-fragilité :**



$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  et  $f_e = 400$  MPa

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 > A_{\min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc; On adopte pour : 2T12/ml  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

**b) Le ferrailage en appui :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 0,9 \cdot h = 13,50\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,00618}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,02 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,032$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,032) = 0,98$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,00618}{0,98 \cdot 0,135 \cdot 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte un ferrailage de : 2T12/ml  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot 30 = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 1.00 \cdot 0.135 \cdot \frac{2.4}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 > A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte pour :  $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 = 2T12/\text{ml}$

### L'espacement :

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

### Section minimum RPA99V2003

$$A_{st} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 100 \cdot 15 = 7.50 \text{ cm}^2$$

Donc on considère  $A_{st} = 7T12/\text{ml} = 7.82 \text{ cm}^2$

Espacement = 15 cm

### Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 7.82 / 4 = 1.955 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Tableau V. 14** : Récapitulatif de ferrailage de la paillasse type 1.

A <sub>st</sub> calculé		Ferrailage choisie		A <sub>rép</sub> calculé		Ferrailage choisie	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
1,12	1,34	7T12 = 7,82 cm <sup>2</sup>		1,13	0,98	2T12 = 2,26 cm <sup>2</sup>	

### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0.05201}{1.00 \cdot 0.135} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3 ; 5) = 3 \text{ MPa} > 0.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

### -ELS

### Ferrailage en travée :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables ; donc on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b}(A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100}(7,82 + 0) = 1,17 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100}(7,82 \cdot 13,5 + 0) = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,17 + \sqrt{1,17^2 + 6,40} = 1,61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_u(d - y)^2 + 15 A'_u(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}1,61^3 + 15 \cdot 7,82 (13,5 - 1,61)^2 + 0 = 55552,82 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 3,74 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,74 \cdot 10^2}{55552,82} \cdot 1,61 = 0,010 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,10 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R sont acceptable.

**En appuis :**

**Tableau V. 15:** Vérification de la contrainte de béton de l'escalier.

	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>Y</b>	<b>I</b>	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	<b>Condition</b>
<b>ELS</b>	1,17	6,40	1,61	55552,82	18	0,10	CV

## 2. Ferrailage de l'escalier « Type 2 » :

**-E.L.U.R :**

### a) Ferrailage de la paillasse en travée :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 13,50 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,00442}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,014 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014}) = 0,017$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,017) = 0,99$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,00442}{0,99 \cdot 0,135 \cdot 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de : **2T12/ml** d'une section  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

### L'espaceur :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } e=15\text{cm}$$

### Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 > A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,565 \text{ cm}^2$$

Donc; On adopte pour : 2T12/ml  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

### L'espaceur :

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

### b') Le ferrailage en appui :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 0,9 \cdot h = 13,50\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,01583}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,051 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051}) = 0,065$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,065) = 0,97$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,01583}{0,97 \cdot 0,135 \cdot 348} = 3,47 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte un ferrailage de : **6T12/ml**  $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$

#### L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm} ; \text{ on prend } e=20\text{cm}$$

#### Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,71 > A_{\min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

#### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte pour :  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 = 2\text{T12/ml}$

#### L'espacement :

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

#### Section minimum RPA99V2003

$$A_{st} = 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 100 \cdot 15 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Donc on considère  $A_{st} = 7\text{T12/ml} = 7,82 \text{ cm}^2$

Espacement = 15 cm

#### Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 7,82 / 4 = 1,955 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2\text{T12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

#### Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0,08197}{1,00 \cdot 0,135} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3 ; 5) = 3 \text{ MPa} > 0,61 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

#### -ELS

**Ferraillage en travée :**

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables ; donc on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (7,82 + 0) = 1,17 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (7,82 \cdot 13,5 + 0) = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,17 + \sqrt{1,17^2 + 6,40} = 1,61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 1,61^3 + 15 \cdot 7,82 (13,5 - 1,61)^2 + 0 = 55552,82 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 3,14 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,14 \cdot 10^2}{55552,82} \cdot 1,61 = 0,009 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,09 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R sont acceptable.

**En appuis :**

**Tableau V. 16:** Vérification de la contrainte de béton de l'escalier

	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>Y</b>	<b>I</b>	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	<b>Condition</b>
<b>ELS</b>	1,17	6,40	1,61	55552,82	18	0,009	CV

**3. Ferraillage du palier de repos :****- en appuis :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 13,50 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,02165}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 17} = 0,069 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,069}) = 0,084$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,084) = 0,97$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,02165}{0,97 \cdot 0,135 \cdot 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de : **6T12/ml** d'une section  $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } e=15\text{cm}$$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 > A_{\min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Donc; On adopte pour : **2T12/ml**  $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{ on prend } e = 20\text{cm}$$

**Section minimum RPA99V2003**

$$A_{st} = 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 100 \cdot 15 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 7\text{T12/ml} = 7,82 \text{ cm}^2$

Espacement = 15 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 7,82 / 4 = 1,955 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2\text{T12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 17 : Récapitulatif de ferrailage de palier de repos.

A <sub>st</sub> calculé	Ferrailage choisie	A <sub>rép</sub> calculé	Ferrailage choisie
Appuis	Appuis	Appuis	Appuis
4,75	7T12 = 7,82 cm <sup>2</sup>	1,70	2T12 = 2,26 cm <sup>2</sup>

**-ELS****Ferrailage en appuis :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (4,75 + 0) = 0,71 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (4,75 \cdot 13,5 + 0) = 19,23 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,71 + \sqrt{0,71^2 + 19,23} = 2,40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2,40^3 + 15 \cdot 4,75 (13,5 - 2,40)^2 + 0 = 9239,51 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 9,57 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,57 \cdot 10^2}{9239,51} \cdot 2,40 = 0,002 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,02 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R sont acceptable.

**Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91 révisée 99, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm}$$

On a :  $L = 5,00 \text{ m}$  avec  $\rightarrow L$  : la longueur du palier de repos.

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{500}{1000} + 0,5 = 10 \text{ mm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{ut} \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{1,55 \times (0,15)^3}{12} + 15 \times 7,82 \cdot 10^{-4} \times \left( \frac{0,15}{2} - 0,025 \right)^2$$

$$I_0 = 4,35$$



$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{7,82 \times 10^{-4}}{1,55 \times 0,135} = 3,73 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,4}{\left(2 + 3 \times \frac{1,55}{13,5}\right) \times 3,73} = 0,013$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,4}{(4 \times 0,013 \times 348) \times 2,4} = 0,096$$

$$I_{Ft} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 4,35 \times 10^{-4}}{(1 + 0,013 \times 0,096)} = 4,77 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-4}$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Ft}} = \frac{9,57 \times 10^{-3} \times (5,00)^2}{10 \times 34179,55 \times 4,77 \cdot 10^{-4}} = 1,46 \text{ mm}$$

Donc :  $f = 1,46 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10,00 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

#### 4. Calcul de ferrailage de la poutre palière :

$h = 0,35 \text{ m}$ ;  $b = 0,30 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \cdot h = 0,315 \text{ m}$ ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,4 \text{ MPa}$$

**ELU :**

**En travée :**

$$M_{Ut} = 4,50 \cdot 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,50 \times 10^{-3}}{0,30 \cdot (0,315)^2 \cdot 17} = 0,088 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}) = 0,115$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,115) = 0,954$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,50 \times 10^{-3}}{0,954 \times 0,315 \times 348} = 4,30 \text{ cm}^2$$

On adopte ; un ferrailage de **3 T12 + 1 T12** de section  $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

**\*En appuis :**

$$M_{Ua} = 44,94 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{44,94 \times 10^{-3}}{0,30 \cdot (0,315)^2 \cdot 17} = 0,088 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}) = 0,115$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,115) = 0,954$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{44,94 \times 10^{-3}}{0,954 \times 0,315 \times 348} = 4,29 \text{ cm}^2$$

On adopte ; un ferrailage de 3 T12 + 1 T12 de section  $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,4}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

#### Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = 83,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{91,71 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,97 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable (CBA 93 A.5.1.2 .1).

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \cdot \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa}) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

#### - Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{tmin} \right) = \min (1 ; 3 ; 1,20) = 1 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

#### - Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min (8,75 ; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

→ On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

#### -Recouvrement :

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

$$\phi = 1,2 \cdot \phi \text{ cm} \rightarrow \text{alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm}.$$

# **CHAPITRE VI**

---

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## Etude des fondations

### VI.1 Introduction :

Les éléments de fondations ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

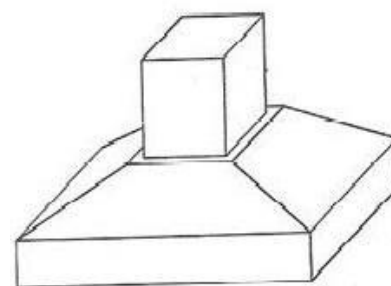
1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### VI.2. Type de fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont de trois types :

#### 1. Semelles isolées :

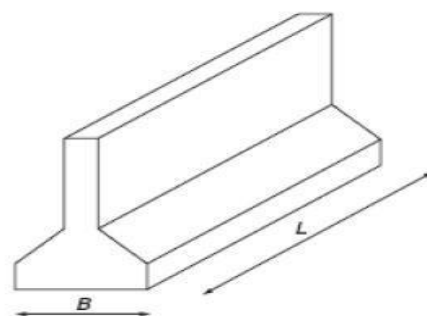
C'est une semelle dite « ponctuelle » qui désigne une fondation qui va être placée sous un poteau, reprenant des charges ponctuelles de la structure et qui transmet et répartit ces charges sur le sol d'assise.



**Figure VI. 1 :** Semelle isolé.

#### 2. Semelle filante :

C'est une semelle qui est continue à l'inverse de la semelle isolée, On distingue deux utilisations pour ce type de semelle : supporter plusieurs colonnes ou bien un mur porteur (voile). Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure.



**Figure VI. 2:** Semelle Filante.

#### 3. Radier générale :

C'est une fondation qui reprend la surface du bâtiment au contact du sol, reprenant les charges de ce dernier et les répartir, elle a l'allure d'un plancher renversé



**Figure VI. 3:** Radier générale.

Pour faire un choix de type de fondation, On doit d'abord calculer la contrainte admissible du sol par rapport au type de semelle utilisé :

### VI.3. Calcul de la contrainte admissible du sol :

Le sol d'assise de l'ouvrage est un sol rocheux « S1 » avec les caractéristiques géotechniques Suivantes :

- ✓ Poids Volumique du sol :  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement effectif :  $\varphi = 30^\circ$
- ✓ Cohésion non drainée :  $C_u = 0.2$

Contrainte admissible du sol déterminé selon le type de fondation :

La profondeur d'ancrage doit être supérieure à  $H/10$  ; Avec  $H \rightarrow$  Hauteur totale du bâtiment.

$H = 44,88 \text{ m} \Rightarrow H/10 = 4,48 \text{ m}$  ; on prend  $D = 4,50 \text{ m}$ .

$$\sigma = \gamma \cdot D + \frac{1}{F} [\alpha \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + \beta c N_c].$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol.

$D$  : Encastrement de la fondation

$F$  : Coefficient de sécurité

$B$  : Coté de la fondation (Pour 1m de la semelle)

$C$  : Cohésion du sol (bar)

$\alpha, \beta$  : Coefficients dépendant du type de semelle.

**Tableau VI. 1:** coefficient de calcul de la contrainte du sol.

Semelle	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	D (m)	F	B	C (bar)
Radier Générale	0,4	1,2	1,9	4,50	6	1	0,2

$N_\gamma, N_q, N_c$  : Coefficients de capacité portantes, dépendent de deux paramètres :  $c'$  et  $\varphi'$

Donc :  $c' = \frac{2}{3} \cdot c = 0,133 \text{ bar}$  Et  $\varphi' = \arctan \left( \frac{2}{3} \tan \varphi \right) = 22,053^\circ$

Alors :

$N_\gamma = 6,735$  ;  $N_q = 7,874$  ;  $N_c = 16,963$

$\sigma = 0,19 \cdot 4,50 + \frac{1}{6} [0,4 \cdot 0,19 \cdot (1,00) \cdot 6,735 + 0,19 \cdot 4,50 (7,874 - 1) + 1,2 (0,2) \cdot 16,963]$ .

$\sigma_{sol} = 2,6 \text{ bar}$ .

## VI.4. Radier générale :

Le radier sera mené des nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines appuyés sur les nervures ; chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

### VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :

#### a) Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

-Condition forfaitaire : 
$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec

$L_{max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow h_r = 25 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ . pour l'épaisseur de la dalle

#### a-1-Vérification de la contrainte du sol :

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_b = Z \cdot k \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

Z : déplacement maximale suivant l'axe z

K : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen);

-K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très mauvais sol.

-K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] .....Pour un sol de densité moyenne.

-K=12[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très bon sol.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol = 2,6 bar

D'après logiciel ETABS : le déplacement maximale est de : **Z = 0,0144 m**

$$0,0144 \cdot 12 \cdot 10^2 = 5,76 \text{ bar} \geq 2,6 \text{ bar} \quad \text{C. N. V}$$

Pour corriger cela : on adopte un débordement de 1,35 m du radier.

Les résultats obtenus nous ont donné un déplacement de : **Z=0,0015 m**

$$0,0015 \cdot 12 \cdot 10^2 = 1,8 \text{ bar} < 2,6 \text{ bars} \quad \text{C. V}$$

#### b) Nervure :

##### b.1 Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a  $L_{max} = 5,00$  m

$$0,33 \leq h_{n1} \leq 0,5$$

Alors on prend :  $h_{n1} = 50$  cm

### **b.2. Condition de rigidité :**

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot k}}$$

Avec

$L_e$  : longueur élastique (m)

$K$  : coefficient de raideur du sol  $12 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un très bon sol) .

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,56 \text{ MPa}$

$b$  : largeur de radier par une bande d'un mètre ( $B=1$ m).

$I$ : Inertie de la section transversale du radier :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux : 5,00m

$$\text{Donc : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h_{n2} = 0,47 \text{ m}$$

$$h_n = \max(h_{n1}; h_{n2})$$

$$h_n = 50 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 50 \text{ cm}$

### **b.3. Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5,00}{10} = 0,5 \text{ m}$$

Donc :

$b = 50$  cm dans les deux sens (x-x et y-y)

$$h_n = 50 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

### **\* Conclusion :**

D'après plusieurs essais sur logiciel **ETABS** ; les dimensions du radier et des nervures les plus favorables sont :

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h_r = 50$  cm

- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_n = 105 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

## **VI.5. Les vérifications nécessaires :**

### **a) Vérification au poinçonnement :**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité obtenu par ETABS ( $N_u = 6429,57 \text{ KN}$ )

$\mu_c$ : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b: Dimensions du poteau du RDC (70x70)cm<sup>2</sup>.

$Q_u$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$\mu_c = 2 \cdot [(70 + 70) + 2 \cdot 105] = 700 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 0,045 \cdot 7,00 \cdot 1,05 \cdot \frac{30}{1,5} = 6615 \text{ KN}$$

$$6615 \text{ KN} > 6429,57 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifié}$$

## VI.6.Ferraillage du radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00x0,50 »m<sup>2</sup> et en deux directions :

### 1. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,45 \text{ m}; f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

#### -En travée

$$M_{\max t} = 352,2 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{352,2 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,45^2 \cdot 17} = 0,102 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,102}) = 0,134$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,134) = 0,95$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$



$$A_{st} = \frac{352,2 \cdot 10^{-3}}{0,95 \cdot 0,45 \cdot 348} = 23,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **8T20** de section : **Ast = 25,13 cm<sup>2</sup>**

**-En appuis**

$$M_{\max a} = 847,55 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{847,55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,45^2 \cdot 17} = 0,246 > 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha_l = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_l \cdot \beta_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,246 < \mu_1 = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{On revient au pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,246}) = 0,359$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,359) = 0,856$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{847,55 \cdot 10^{-3}}{0,856 \cdot 0,45 \cdot 348} = 63,22 \text{ cm}^2$$

On prend : **8T20 filé + (8T20+8T16) chap** de section **Ast = 66.32 cm<sup>2</sup>/ml**

**-Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot \frac{2,4}{400} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 6,21 \text{ cm}^2 < 25,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**-Calcul de l'espacement :**

D'après le **CBA 93** :

$$St = \min(0,9 \cdot d ; 40) \text{ cm} = \min(0,9 \cdot 45 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

**St = 15cm** dans les zones courantes.

**-Vérification des contraintes :**

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

**-En appuis :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (64,33 + 0) = 9,65 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (64,33 \cdot 45 + 0) = 868,46 \text{ cm}^2$$

$$y = -9,65 + \sqrt{9,65^2 + 868,46} = 21,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 21,36^3 + 15 \cdot 64,33 (45 - 21,36)^2 + 0 = 864111,64 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 1020,26 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{618,59 \cdot 10^2}{864111,64} \cdot 21,36 = 1,529 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 15,29 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 15,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**-En travée :**

**Tableau VI.2 :** Vérification à l'ELS de la contrainte de béton

Combo	D	E	Y	I	$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Condition
ELS	3,76	339,26	15,05	451753,84	505,86	16,85	18	CV

**VI.7.Ferraillage des nervures :**

**-En travée :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 0,5 \text{ m} ; h_0 = 1,05 \text{ m}$$

D'après logiciel ETABS ;  $M_{tu} = M_{\max} = 1108,80 \text{ KN.m} = 1,10 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_{bc} \quad : \text{ (Moment de référence)}$$

$$d = 0,9 h_0 = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945 \text{ m}$$

$$M_r = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 17 (0,945 - 0,25) = 6,20 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} < M_r$  donc l'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table et le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimensions (50 x 105 cm).

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$b = 0,5 \text{ m} ; h = 1,05 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,945 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 1108,80 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1108,80 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,945^2 \cdot 17} = 0,146 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,146}) = 0,198$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,198) = 0,920$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1108,80 \cdot 10^{-3}}{0,920 \cdot 0,945 \cdot 348} = \mathbf{36,64 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T20 + 2x4T20 chap** de section **37,71 cm<sup>2</sup>**

**-En appui :**

$$M_{\max} = 685,65 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{685,65 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,945^2 \cdot 17} = 0,085 > 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,085}) = 0,111$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,111) = 0,966$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{685,65 \cdot 10^{-3}}{0,966 \cdot 0,945 \cdot 348} = 21,58 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T20 + 4T20 chap** de section **25,14 cm<sup>2</sup>**

### Vérification a ELS :

#### -En travée :

Puisque la fissuration est peu préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$  le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{50} (37,71 + 0) = 11,31 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{50} (37,71 \cdot 94,5 + 0) = 2138,18 \text{ cm}^2$$

$$y = -11,31 + \sqrt{11,31^2 + 2138,18} = 36,29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{50}{3} 36,29^3 + 15 \cdot 37,71 (94,5 - 36,29)^2 + 0 = 2713194,56 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  Avec :  $M_{ser} = 794,215 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{794,215 \cdot 10^2}{2713194,56} \cdot 21,54 = 1,062 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 10,62 \text{ MPa} \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 10,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### -Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,945 \cdot \frac{2,4}{400} = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 6,52 \text{ cm}^2 < 17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### -Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par ETABS ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

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

$$T_{\text{max}} = 1200,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1200,15 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,945} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 2,54 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

# Conclusion Générale

*L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à 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 sur la vérification et la diminution de la période.*
- ✓ *Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.*
- ✓ *La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2013, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.*
- ✓ *Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qui est très important.*
- ✓ *D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.*

*Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.*

# BIBLIOGRAPHIE

## REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- *Calcul des structures de bâtiment en Béton armé « TOUT EN UN ». Brahim Younes Ingénieur d'état de L'EHTP.*
- *Mémoire de Fin d'étude.*

## LOGICIELS

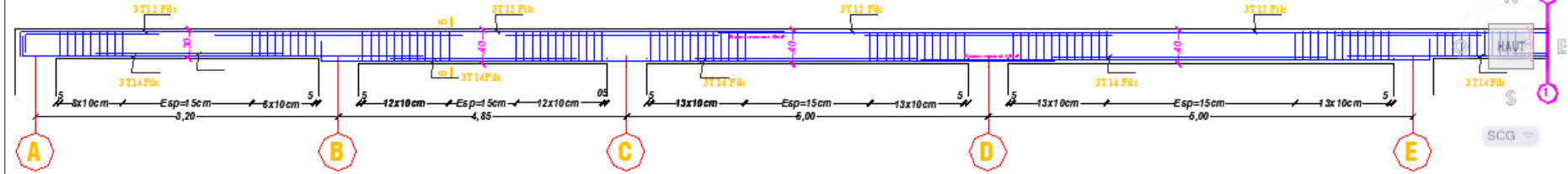
- MICROSOFT OFFICE EXCEL 2013.
- MICROSOFT OFFICE WORD 2013.
- AUTO CAD 2014

# **ANNEXES**

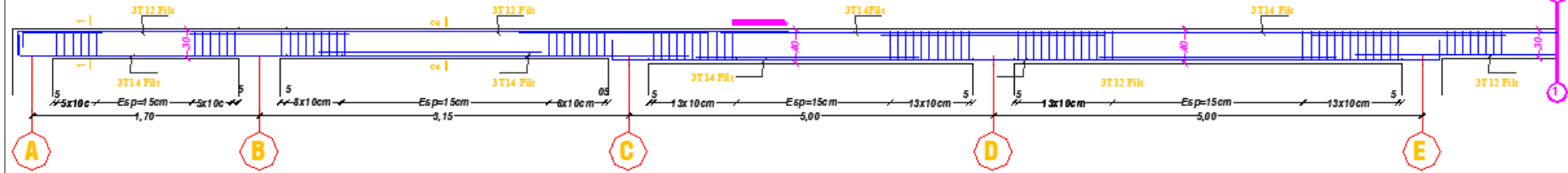


# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET CHAINAGES.

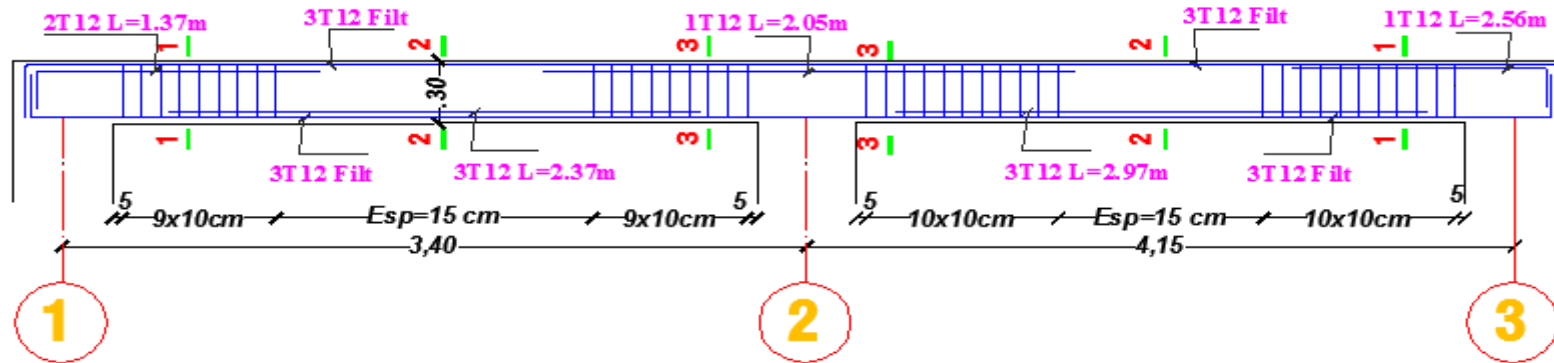
CHAINAGE FIL "1 ET 2" Niv:TERRASSE



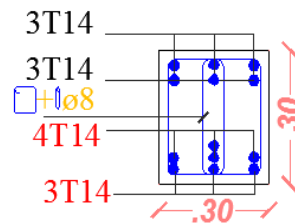
CHAINAGE FIL "4" Niv:TERRASSE



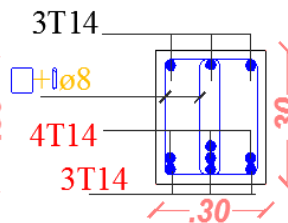
POUTRE FILLE "A" ET "I" Niv:TERRASSE



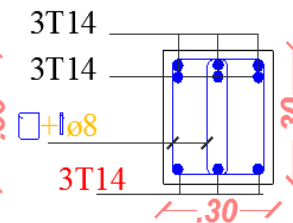
Coupe 1-1



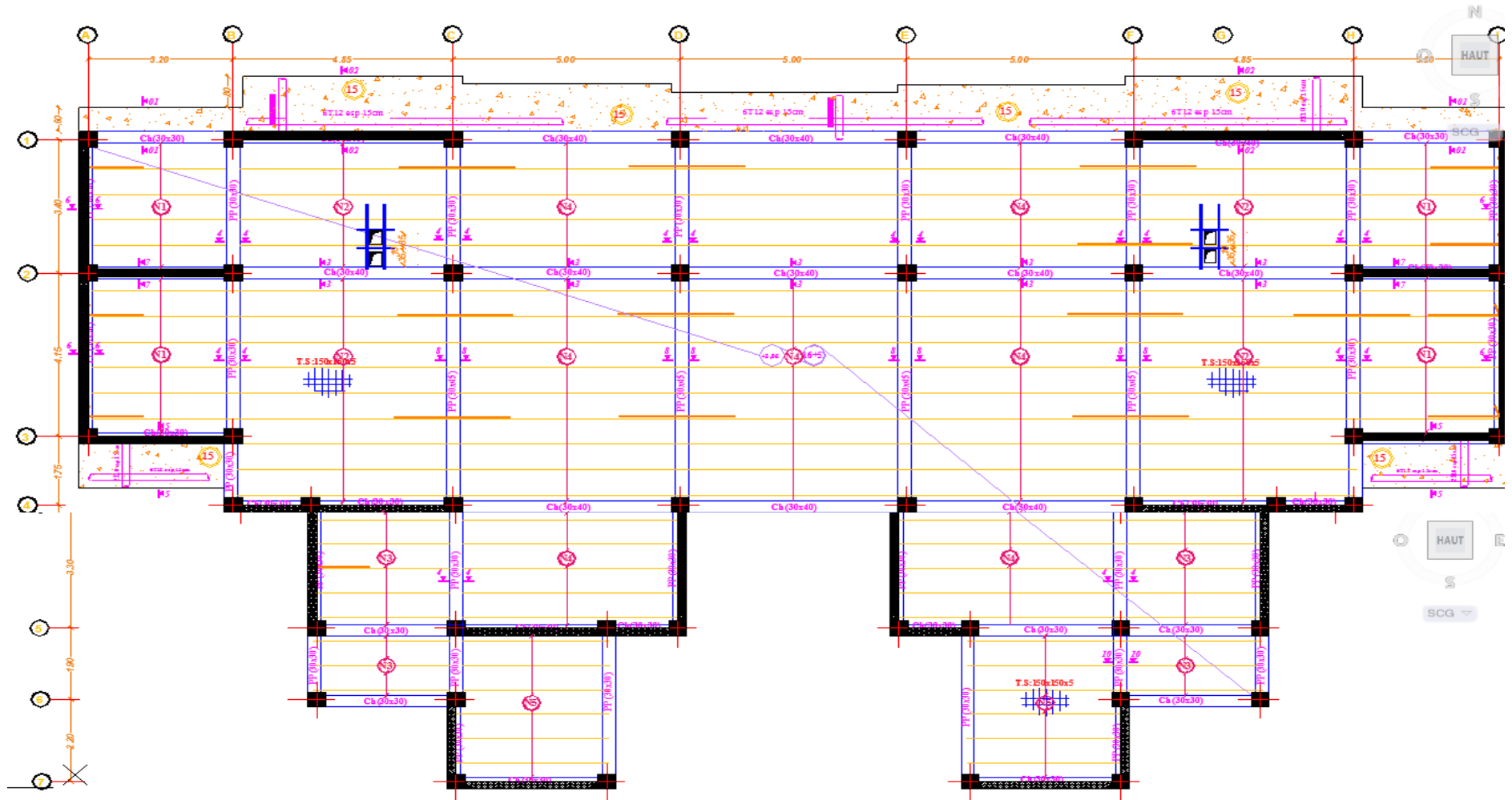
Coupe 2-2



Coupe 3-3

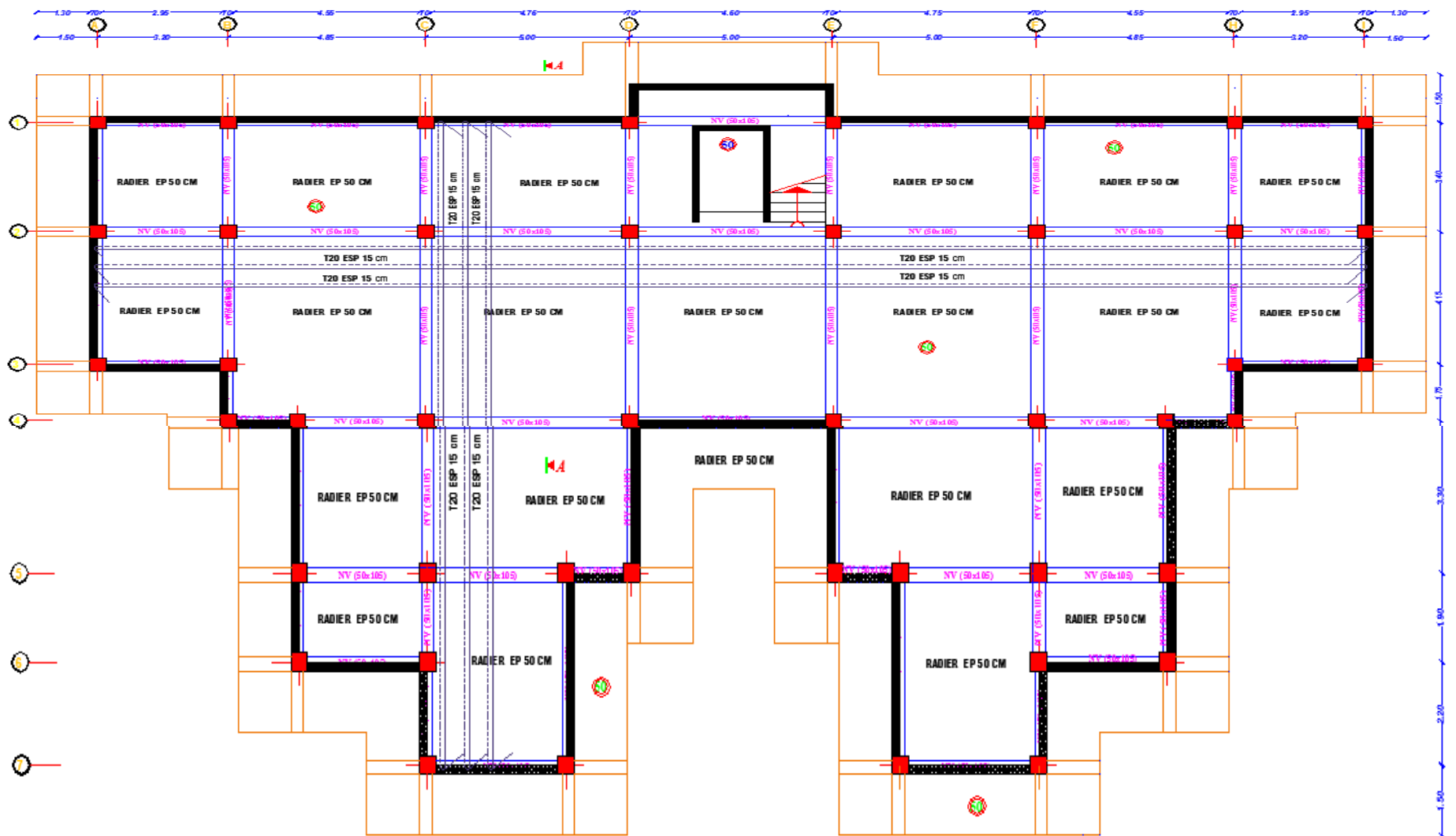


# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE NIV TERRASSE



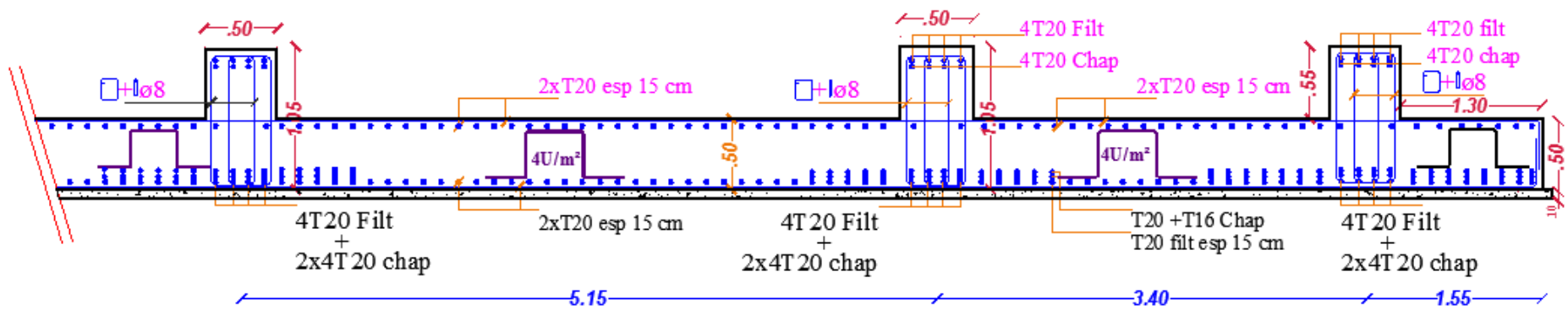


# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE RADIER



# COUPE TRANSVERSALE DE RADIER

## COUPE A-A



## PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE

