

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique  
المركز الجامعي لعين تموشنت بلحاج بوشعيب  
Centre universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent  
Institut des Sciences et de la technologie  
Département de Génie Civil



**Projet de fin d'étude**

**Pour l'obtention du diplôme de Master en :**

**Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE**

**Filière : GENIE CIVIL**

**Spécialité : STRUCTURE**

**Thème**

***Etude d'un bâtiment (RDC+9étages) à  
usage habitation***

**Présenté Par :**

- **DINEDANE YUCEF**
- **BOUTOUIL ABD ELMADJID HAMZA**

**Encadreur:**

- **MAROUF Hafida**

**Année universitaire 2018/2019**

## ***REMERCIEMENT***

Tout d'abord nous remercions avant tous, ALLAH ; le tout puissant qui nous a donné le Courage et la volonté pour atteindre notre objectif.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreuse : **MARROUF HAFIDA** pour son Soutien leurs conseil judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet de fin d'étude et pendant tous notre cycle de formation .

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation de master en Génie Civil.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et Sincère reconnaissance.

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*Ma chère Maman qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre un stade de formation.*

*Mes Frères : Youcef et Karim .*

*Mes Sœurs : Halima , Fatima , Leila ; Amina et Nor el Houda .*

*Toute ma famille*

*Mes amis.*

*A toute la Promotion 2019.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

**HAMZA**

## ***Dédicaces***

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers Parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre un stade de formation.*

*Mes Frères : AMINE , IBRAHIM et ILYES*

*Ma Sœur : AMINA*

*Toute ma famille*

*Mes amis: BENCHIKH.I ,ILYES , MUSTAPHA , SAID , SAMADO , ABIDIN et YOUCEF*

*A toute la Promotion 2019.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

***YOUCEF***

## Résumé

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (9) étages Cette région est classée en zone sismique*

*(IIa )selon le RPA99 version 2003.*

*En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et C.B.A 93), cette étude se compose de six parties :*

- *Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, les définitions des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- *Le deuxième chapitre consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux.*
- *Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.*
- *Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS*
- *Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.*
- *Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure*

## summary

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a ground floor plus (9) floors This region is classified as seismic zone

(IIa) according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for calculating and checking reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of six parts:

- The first chapter consists of the presentation of the building, the definitions of the different elements and the choice of materials to use.
- The second chapter devoted to the pre-dimensioning of the structural elements.
- The third chapter deals with the calculation of secondary elements.
- The fourth chapter includes modeling and dynamic building study realized by the ETABS software
- The calculation of the reinforcement of the structural elements, based on the results of the ETABS software, is the subject of the fifth chapter.
- The sixth and final chapter addresses the study of infrastructure.

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى (9) طوابق تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية

(IIa) وفقاً لإصدار RPA99 2003

باستخدام القواعد الجديدة لحساب وفحص الخرسانة المسلحة

(93 C.B.A و RPA99V2003)

و تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء  
الجزء الاول عرض المبنى وتعريفات العناصر المختلفة واختيار المواد  
التي يجب استخدامها  
الجزء الثاني المكرس للتركيب المسبق للعناصر الهيكلية  
الجزء الثالث حساب العناصر الثانوية  
الجزء الرابع يتضمن النمذجة ودراسة البناء الديناميكية التي حققها  
برنامج  
ETABS  
حساب تعزيز العناصر الهيكلية ، بناءً على نتائج برنامج هو موضوع  
الجزء الخامس

الجزء السادس والأخير يتناول دراسة البنية التحتية

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : GENERALITE .....</b>	<b>3</b>
<b>I-1-Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>3</b>
<b>I-2-Caractéristiques géométriques.....</b>	<b>3</b>
<b>I-3-Données géotechniques du site .....</b>	<b>3</b>
<b>I-4-Conception de la structure .....</b>	<b>4</b>
I-4-1- Ossature de l'ouvrage.....	4
I-4-2- Plancher.....	4
I-4-3 : Escaliers .....	4
I -4-4-Maçonnerie.....	4
I -4-5-Revêtement.....	5
I -4-6- Ascenseurs .....	5
I -4-7-Acrotère.....	5
<b>I-5- Caractéristiques des matériaux.....</b>	<b>5</b>
I-5-1- Béton.....	5
I-5-2- Composition du Béton.....	6
I-5-3- Résistance caractéristique à la compression.....	6
I-5-4- Résistance caractéristique du béton à la traction.....	6
I-5-5- Contrainte limite .....	7
I-5-5-1-État limite ultime (ELU).....	7
I-5-5-2-Etat limite de service (ELS) .....	8
I -5-6- Module d'élasticité.....	8
I -5-6- 1- Module d'élasticité instantané .....	8
I -5-6-2-Module d'élasticité différée.....	9
I -5-7-Coefficient de poisson.....	9
<b>I -6-L'acier .....</b>	<b>9</b>
I -6-1-Contrainte limite .....	9
I -6-1-1-Etat limite ultime .....	9
I -6-1-2-Etat limite service .....	10
<b>I -7-Les hypothèses de calcul .....</b>	<b>10</b>
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.....</b>	<b>12</b>
<b>II-1- Introduction .....</b>	<b>12</b>
<b>II-2- Pré dimensionnement des différents éléments.....</b>	<b>12</b>

<b>II-3- Pré dimensionnement .....</b>	<b>15</b>
II-3-1- Plancher .....	15
II-3-2-Plancher à corps creux .....	16
II-3-3-Les planchers à dalle pleine .....	17
<b>II-4-Poutres .....</b>	<b>17</b>
<b>II-5- Les poutrelles .....</b>	<b>19</b>
<b>II-6-Les voiles .....</b>	<b>19</b>
<b>II-7- L'escalier.....</b>	<b>20</b>
<b>II -8- l'acrotère.....</b>	<b>22</b>
<b>II-9- les poteaux.....</b>	<b>23</b>
<b>Chapitre III : CALCULE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES .....</b>	<b>27</b>
<b>III-1-Introduction.....</b>	<b>27</b>
<b>III-2- Les planchers .....</b>	<b>27</b>
III-2-1 Étude du plancher .....	27
III-2-2- Les méthodes utilisées .....	27
III- 2-3-Les types des poutrelles .....	28
III-2-4-Conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	28
III-2-5- Détermination des efforts internes.....	29
III-2-6-CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	29
III. 2.6.1 Plancher Etage courant et RDC.....	29
III. 2.6.2 L'utilisation de logiciel ETABS.....	33
III-2-7-Ferraillage des poutrelles.....	35
III-2-8-Ferraillage de dalle de compression .....	42
<b>III-3-Étude de l'acrotère.....</b>	<b>43</b>
III-3-1-Définition.....	43
III-3-2- Calcul du ferraillage .....	44
III-3-3- Détermination des sollicitations .....	44
III-3-4-Détermination des armatures .....	46
III-3-5-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[ B.A.E.L.91 ] .....	46
III-3-6-Vérification des contraintes de cisaillement .....	47
<b>III-4.Étude des escaliers .....</b>	<b>48</b>
III-4-1-Calcul des sollicitations .....	50
III-4-2-: Calcul de ferraillage .....	52
III-4-3-Calcul des sollicitations .....	56
III-4-4-Calcul de ferraillage .....	58
III-4-5-Etude de la poutre palière .....	61
<b>III-5- Etude du balcon .....</b>	<b>65</b>
III-5-1-Introduction .....	65
III-5-2-. Choix de l'épaisseur des dalles.....	66
III-5-3-Descente de charges .....	66
III-5-4-Exemple de calcul -Type 3 .....	66
<b>III -6- L'ascenseur .....</b>	<b>70</b>

III -6- 1-Introduction .....	70
III -6- 2-Etude de l'ascenseur.....	71
III -6-3-Etude de la dalle machine.....	71
III -6-3-1-Introduction.....	71
III -6-3-2-Pré dimensionnement.....	71
III -6-3-3-Détermination des charges et surcharges .....	73
III -6-3-4-Ferraillage de la dalle.....	74
<b>chapitre IV : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>78</b>
<b>IV-1-Introduction.....</b>	<b>78</b>
<b>IV-2-Objectif de l'étude dynamique.....</b>	<b>78</b>
<b>IV-3-Méthode de calcul .....</b>	<b>78</b>
IV-3-1- Méthode statique équivalente.....	78
IV -3-2- Méthode dynamique.....	78
IV-3-3 Présentation de la méthode modale spectrale .....	79
IV-3-4-Spectre de réponse de calcul .....	82
<b>IV-4- Vérification d ensemble .....</b>	<b>85</b>
IV-4-1-Période .....	85
IV-4-2-1 effort sismique a la base.....	86
IV-4-3-Vérification des déformations .....	86
IV-4-4-Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	87
<b>IV-5-vérification d l effort normal réduit.....</b>	<b>88</b>
<b>CHAPTRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .....</b>	<b>90</b>
<b>V-1- Introduction .....</b>	<b>90</b>
<b>V-2- Etude de ferrailage des poteaux.....</b>	<b>90</b>
V -2-1- Combinaisons spécifiques de calcul .....	90
v-2-2- Calcul des armatures longitudinales .....	90
V-2-3- Calcul des armatures transversales .....	90
V-2-4- Exemple de calcule.....	91
<b>V-3- Etude des poutres principales et chainages .....</b>	<b>95</b>
V-3-1- Etude des poutres principales .....	95
V-3-2- Etude des chainages.....	99
<b>V-4-Etude de ferrailage des voiles .....</b>	<b>102</b>
V-4-1-Voile de contreventement.....	102
V-4-1-1-Introduction.....	102
V-4-1-2-Conception .....	103
V-4-1-3-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales .....	103
V-4-1-4-Rôle de contreventement.....	103
V-4-1-5-Etapes de calcul .....	103
V-4-1-6-Combinaison .....	103
V-4-1-7-Calcul des voiles .....	104
V-4-1-8-Exemple de calcul .....	104
<b>Chapitre VI :Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>107</b>

<b>VI-1-Introduction .....</b>	<b>107</b>
<b>VI-2- Etude préliminaire du choix de type de fondation .....</b>	<b>107</b>
VI-2- 1-Calcul des fondations .....	108
VI-2- 2-Choix du type de fondation .....	108
VI-2-2-1-Semelles isolées.....	109
VI-2-2-2-Radier général.....	110
<b>VI-3 -Pré dimensionnement du radier .....</b>	<b>111</b>
VI-3-1-Dalle .....	111
VI-3-2-Nervure.....	111
<b>VI-4 -Les vérifications nécessaires .....</b>	<b>113</b>
VI-4 -1- Vérification au poinçonnement .....	113
<b>VI-5 -Ferrailage du radier .....</b>	<b>113</b>
VI-5-1- Calcul des armatures longitudinales .....	113
VI-5-2- Vérification des contraintes.....	115
<b>VI-6-Ferrailage des nervures.....</b>	<b>116</b>
VI-6-1-Calcul des armatures longitudinales .....	116
VI-6-2-Vérification a ELS.....	118
<b>VI -7-Etude des longrines .....</b>	<b>120</b>
7-7-1-Introduction .....	120
VI -7-2-Ferrailage .....	120
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>123</b>

## Liste des Tableaux

### chapitre II

<i>Tableau II. 1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. Article (C3 .C2.C5) du DTR</i>	12
<i>Tableau II .2 :Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR</i>	13
<i>Tableau II .3:Charge due aux balcons à dalle pleine. Article (B .C2.C4) du DTR</i>	13
<i>Tableau II. 4: Charge du palier. Article (B .C2.C4) du DTR</i>	14
<i>Tableau II. 5 : Charge du paillasse. Article (B .C2.C4) du DTR</i>	14
<i>Tableau II. 6: Charge permanente du mur extérieur.</i>	15
<i>Tableau II .7 : Charge permanente du mur intérieur.</i>	15
<i>Tableau II .8: Vérification des conditions suivant RPA 99 version 2003</i>	26
<i>Tableau II .9 .Récapitulation des dimensions des poteaux</i>	26

### chapitre III

<i>Tableau III .1:Charges supporté par Les poutrelles</i>	28
<i>Tableau III.2:les efforts de RDC+ étage courants pour type 4. a ELU/ELS</i>	33
<i>Tableau III.3: les efforts pour type 1 a ELU</i>	34
<i>Tableau III.4: les efforts pour type 2. a ELU</i>	34
<i>Tableau III.5: les efforts pour type 3 .a ELU</i>	34
<i>Tableau III.6: les efforts de terrasse inacc pour type 4. a ELU</i>	34
<i>Tableau III.7:différents efforts pour l' ELS</i>	35
<i>Tableau III.8:Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.</i>	35
<i>Tableau III.9: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles</i>	41
<i>Tableau III.10: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles ( Etabs )</i>	41
<i>Tableau III.11: Récapitulatif du Ferrailage d'escalier</i>	61
<i>Tableau III.12: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.</i>	62
<i>Tableau III.13:Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i>	64
<i>Tableau III.14:Récapitulatif du Ferrailage du balcon</i>	69
<i>Tableau III.15 :Calcul du ferrailage de la dalle machine en appuis</i>	75

### chapitre IV

<i>Tableau IV.1:Valeurs des pénalités</i>	80
<i>Tableau IV.2: PERIODE</i>	85
<i>Tableau IV.3:Vérification des déformations (x-x)</i>	86
<i>Tableau IV.4: Vérification des déformations (Y-Y)</i>	87
<i>Tableau IV.5: Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math>(x-x)</i>	88
<i>Tableau IV.6:Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math>(y-y)</i>	88
<i>Tableau IV.7 : vérification de l effort normal réduit</i>	89

### chapitre V

<i>Tableau V.1: récapitulatif des ferrailages des poteaux</i>	94
<i>Tableau V.2:Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages</i>	95

<i>Tableau V.3: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA</i>	97
<i>Tableau V.4: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA</i>	97
<i>Tableau V.5: Vérification a ELS des poutres principales</i>	98
<i>Tableau V.6: Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée</i>	100
<i>Tableau V.7: Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui</i>	100
<i>Tableau V.8 : Vérification a ELS des chainages en travée</i>	100
<i>Tableau V.9: Vérification a ELS des chainages en appui</i>	101
<i>Tableau V.10: Récapitulatif des ferrailages des poutres principale et chainages terrasse</i>	102
<i>Tableau V.11: Récapitulatif des ferrailages des poutres principale et chainages Etage courants ( ETABS)</i>	102
<i>Tableau V.12: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant</i>	104

## **Chapitre VI**

<i>Tableau VI-1: Vérification a l'ELS de la contrainte de béton</i>	116
---	-----

## Liste des figures

### chapitre I:

<i>Figure I.1: Plancher à corps creux</i> .....	4
<i>Figure I.2 : Brique creuse</i> .....	5
<i>Figure I.3: Diagramme contraintes déformations</i> .....	7
<i>Figure I.4 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS</i> .....	8
<i>Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier</i> .....	10

### chapitre II:

<i>Figure II.1: Plancher à corps creux</i> .....	166
<i>Figure II.2: Poutrelle</i> .....	19
<i>Figure II.3 : schéma de l'acrotère</i> .....	23

### chapitre III:

<i>Figure III.1:Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées</i> .....	32
<i>Figure III.2 : diagramme des moments et efforts tranchants a Elu pour type 1 de étage courant + RDC</i> .....	33
<i>Figure III.3: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles</i> .....	40
<i>Figure III.4: -la dalle de compression</i> .....	42
<i>Figure III.5:schéma de l'acrotère</i> .....	43
<i>Figure III.6:-Section de calcul</i> .....	45
<i>Figure III.7:Schéma statique d'escalier</i> .....	48
<i>Figure III.8 : schéma statique d'escalier a ELU</i> .....	48
<i>Figure III.9: schéma statique d'escalier à ELS</i> .....	51
<i>Figure III.10::Schéma statique d'escalier</i> .....	55
<i>Figure III.11: schéma statique d'escalier a ELU</i> .....	55
<i>Figure III.12 : schéma statique d'escalier à ELS</i> .....	57
<i>Figure III.13: Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers</i> .....	64
<i>Figure III.14 : Schéma statique du balcon type-1-</i> .....	65
<i>Figure III.15 : Schéma statique du balcon type-2-</i> .....	65
<i>Figure III.16 : Schéma statique du balcon type-3-</i> .....	66
<i>Figure III.17: Schéma descriptif d'un ascenseur</i> .....	70

### chapitre IV :

<i>Figure IV.1: Spectre de réponse de calcul</i> .....	83
<i>Figure IV.2: LA 1<sup>ER</sup> Disposition des voiles</i> .....	83
<i>Figure IV.3: la 2<sup>eme</sup> Disposition des voiles</i> .....	84
<i>Figure IV.4: la 3<sup>eme</sup> Disposition des voiles</i> .....	84

**chapitre V**

**Figure V.1:Récapitulatifs des ferrillages des poteaux..... 94**  
**Figure V.2 : Section du voile étudié ..... 105**

**Chapitre VI**

**Figure 1: Schéma d'une semelle isolée.....109**  
**Figure 2: Un radier général.....110**  
**Figure VI.3 : Ferrailage de la longrine.....122**

## Listes des symboles et notations

***G*** : Action permanente

***Q*** : Action d'exploitation

***E*** : Action accidentelle

**$\delta_{bc}$**  : Contrainte admissible du béton

**$\sigma_{st}$**  : Contrainte admissible d'acier

**$\tau_u$**  : Contrainte ultime de cisaillement

**$\delta_{bc}$**  : Contrainte du béton.

**$\sigma_{st}$**  : Contrainte d'acier

**$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement

**$F_{bc}$**  : Contrainte de calcul

**$F_{ci}$**  : Résistance à la compression

**$F_{tj}$**  : Résistance à la traction

**$F_{c28}$**  : Résistance caractéristique a 28 jours

**$A_u$**  : Section d'armature

**$A_r$**  : Armature de répartition

**$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité 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

**$d$**  : 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

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

**Q** :Facteur de qualité

**W** :Poids total de la structure

**V** :Force sismique total

**Wi** :Poids sismique au niveau « i »

**TC** :Coefficient de période

**B** : Coefficient de pondération.

## INTRODUCTION GENERALE

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

*L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :*

- *Souplesse d'utilisation.*
- *Durabilité (duré de vie).*
- *Résistance au feu.*

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation situé à Ain Beida Oran, constitué d'un Rez-de-chaussée + (9) étages. Cette région est classée en zone sismique ( IIa )selon le RPA99 version 2003.*

*En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et C.B.A 93), cette étude se compose de six chapitres :*

- *Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, les définitions des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- *Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux.*
- *Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.*

- *Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS 9.6.0*
- *Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.*
- *En dernier on aborde l'étude de l'infrastructure.*

# CHAPITRE I : GENERALITE

## CHAPITRE I : GENERALITE

### I-1-Présentation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 2500 logements AADL wilaya d Oran se situe a Ain baida

Le projet consiste à la conception parasismique d'un bâtiment composé d'un (R+9) en béton armé à usage habitation à savoir :

- RDC a usage ( habitation )
- Du 1<sup>er</sup> au 9<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation (logements de type 2 F3 et 2 F4).
- Une terrasse inaccessible.
- Le site est considéré comme rocheux (S1).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2**» dans le groupe d'usage 2.

### I-2-Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur en plan ----- 28.40 m
- Largeur en plan----- 19.90 m
- Hauteur totale (sans acrotère) -----30.94m
- Hauteur d'étage courant----- 3.06 m
- Hauteur de RDC ----- 3.40 m
- 

### I-3-Données géotechniques du site

dans notre étude on a considère que le sol d assise de la construction est un sol rocheux (S1) avec une contrainte admissible du sol  $\delta_{sol} = 2.5 \text{ BAR}$

## I-4-Conception de la structure

### I-4-1- Ossature de l'ouvrage

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

### I-4-2- Plancher

Les planchers sont composés des corps creux et d'une dalle de compression coulée sur place, l'épaisseur de plancher est de 25cm (20+5), 20cm de corps creux et 5cm de dalle de compression

- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.



Figure I.1.: Plancher à corps creux

### I-4-3 : Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

### I -4-4-Maçonnerie

On distingue :

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

➤ **Murs extérieurs**

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

➤ **Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur



**Figure I. 2 : Brique creuse**

#### **I -4-5-Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les planchers (les chambres, les couloirs) et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

#### **I -4-6- Ascenseurs**

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

#### **I -4-7-Acrotère**

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

### **I-5- Caractéristiques des matériaux**

#### **I-5-1- Béton**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions

convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics

### I-5-2- Composition du Béton

La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe CPJ 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

### I-5-3- Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée. Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- Bétons de résistance courante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

- Béton de haute résistance :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPACBA Art (A.2.1.1.1)}$$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égal à  $1.1 \times f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPA.

- Lorsque :  $j \geq 60$  On utilise la relation : 
$$\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases}$$

### I-5-4- Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa CBA Art (A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

### I-5-5- Contrainte limite

#### I-5-5-1-État limite ultime (ELU)

- **Contrainte ultime du béton**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$  si  $f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} \\ \text{Min}(4.5 ; 0.025 f_{cj})\text{‰} \end{cases}$  si  $f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$

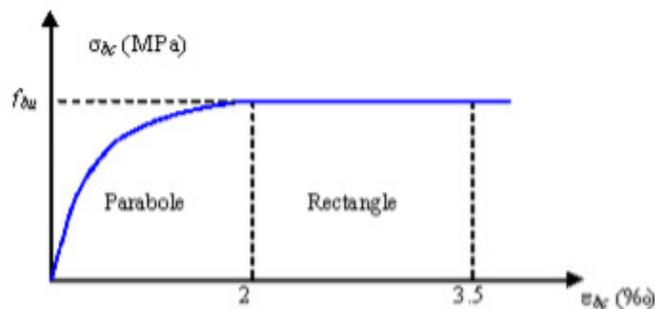


Figure I.3: Diagramme contraintes déformations

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3\text{‰}); \sigma_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1.15$  (Situation accidentelle).
- $\gamma_b = 1.5$  (Situation courante durable).
- $\theta = 1$  (Pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h).
- $\theta = 0.9$  (Pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h).
- $\theta = 0.85$  (Pour une durée probable d'application inférieure à 1h).

### I-5-5-2-Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

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

Pour :  $f_{c28}=25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc}=15 \text{ Mpa}$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

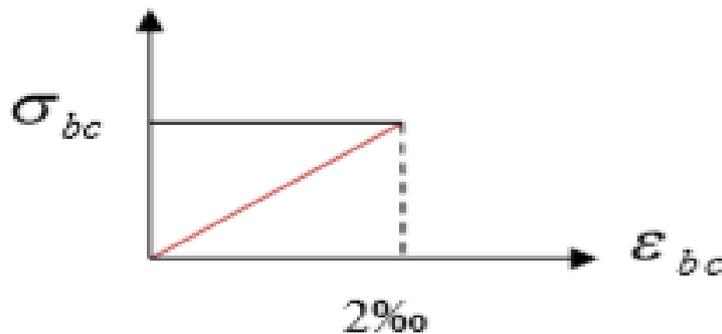


Figure I.4 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

### I-5-6- Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules

#### I-5-6-1- Module d'élasticité instantané

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

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

$\rightarrow E_{ij}=32164,195 \text{ Mpa}$

### I -5-6-2-Module d'élasticité différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700^2 \sqrt{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25$  MPa

→  $E_{vj} = 10819$  MPa

### I -5-7-Coefficient de poisson

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

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

## I -6-L'acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

### I -6-1-Contrainte limite

#### I -6-1-1-Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (1.3) :

#### *CBA Art (A.2.2.2)*

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$  : cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$  : cas de situations durable ou transitoire.

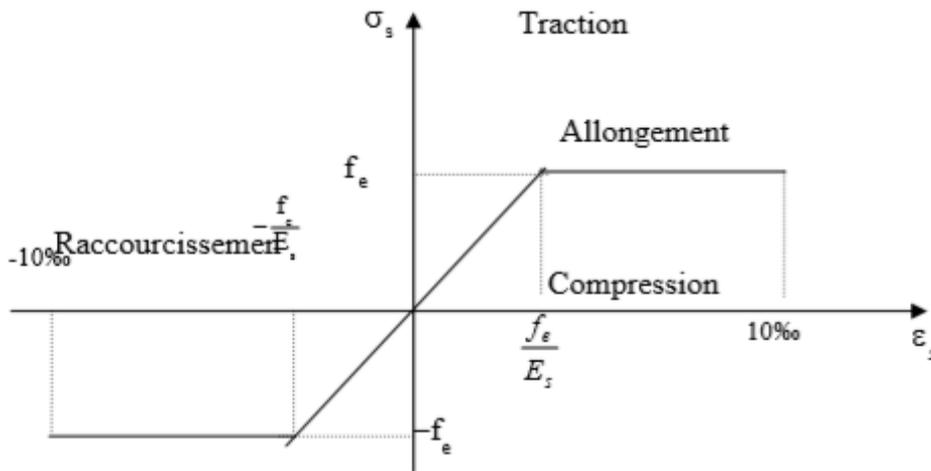


Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

### I -6-1-2-Etat limite service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f t_j})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f t_j})$ .

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.6$  : pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### I -7-Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10819$  Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164,195$  Mpa.

- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A fe =400 Mpa.
  - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E500 » H.A fe=500

**CHAPITRE II :**  
**Pré dimensionnement**  
**des éléments**  
**structuraux**

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

### II-1- Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et autres) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela, nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

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

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

- **Plancher terrasse inaccessible**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux (20+5)	/	0.25	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	6.88 kN/m <sup>2</sup>		
Q	1 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau II. 1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. Article (C3 .C2.C5) du DTR)

- **Plancher étage courant** (usage habitation)

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en corps creux (20+5)	/	0.25	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
<b>G</b>	4.6 KN/m <sup>2</sup>		
<b>Q</b>	1.5 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau II. 2 :Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)

- **Balcon**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine 15 cm	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons + enduit de ciment	/	0.1	1.62
<b>G</b>	6.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>Q</b>	3.5 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau II. 3:Charge due aux balcons à dalle pleine. Article (B .C2.C4) du DTR)

- Escalier

## a) Palier

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.2	0.36
Dalle pleine 15 cm	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
<b>G</b>	5.35 k N/m <sup>2</sup>		
<b>Q</b>	2.5 kN /m <sup>2</sup>		

Tableau II. 4: Charge du palier. Article (B .C2.C4) du DTR)

## b) Volée (paillasse)

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )	
Carrelage	Horizontal	22	0.01	0.22
	Vertical	22	0.01	0.22
Mortier de pose	Horizontal	20	0.01	0.20
	Vertical	20	0.01	0.20
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle pleine 15 cm	25	0.15/cos 32.52	4.44	
Poids des marche	22	0.17/2	1.87	
Enduit en ciment	20	0.02	0.20	
Garde de corp	/	/	1	
<b>G</b>	8.71 kN/m <sup>2</sup>			
<b>Q</b>	2.5 kN/m <sup>2</sup>			

Tableau II. 5 : Charge du paillasse. Article (B .C2.C4) du DTR)

- **Maçonnerie**

### a) Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	12	0.02	0.24
Brique creuses	9	0.15	1.35
Brique creuses	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	12	0.02	0.24
<b>G</b>	2.73 kN/m <sup>2</sup>		
<b>30 % d'ouverture</b>	1.91 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau II. 6: Charge permanente du mur extérieur.

### b) Murs intérieurs

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	12	0.02	0.24
Brique creuses	9	0.1	0.90
Enduit intérieur	12	0.02	0.24
<b>G</b>	1.38 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau II .7 : Charge permanente du mur intérieur.

## II-3- Pré dimensionnement

### II-3-1- Plancher

Dans notre projet, on utilise un seul types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.

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

### II-3-2-Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $ht$  telle que  $ht = h_{cc} + h_{dc}$  avec  $h_{dc}$ : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

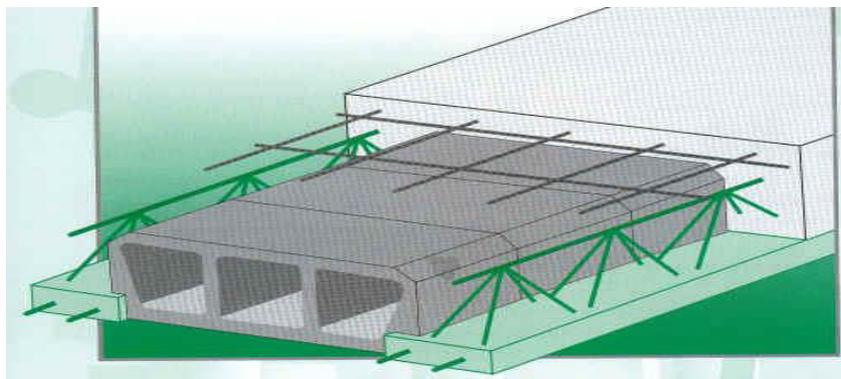


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$ : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$ht$ : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{5.45}{25} \leq ht \leq \frac{5.45}{20} \Rightarrow 0.21m \leq ht \leq 0.27m$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **25 cm**.

Avec : {  
     20 cm : hauteur du corps creux.  
     5 cm: hauteur de dalle de compression.

### II-3-3-Les planchers à dalle pleine

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

- **Résistance au feu**

- 

- ✓  $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.
  - ✓  $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.
  - ✓  $e = 17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.
- On adopte :  $e = 15 \text{ cm}$ .

- **Isolation phonique**

- 

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$ .
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x / 50 < e < L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$ .

La dalle pleine :  $500/35 < e < 500/30 \Rightarrow 14,28 < e < 16,66$

$\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$ .

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$  pour toutes les dalles pleines.

### II-4-Poutres

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées). La vérification du pré dimensionnement sera faite suivant les critères de rigidité définis ci-après :

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

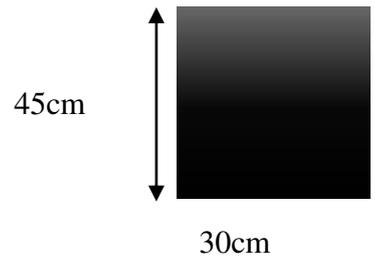
L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

• **Poutres principales**

On a  $\Rightarrow \frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$

$\Rightarrow 36.33 \leq h \leq 54.5$



On prend : h=45 cm et b=30 cm

On adopte une section rectangulaire (b × h) = (30×45) cm<sup>2</sup>

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 art (7.5.1)** qui sont les suivantes :

b=30cm ≥ 20cm                      condition vérifiée.

h = 45cm ≥ 30cm                    condition vérifiée.

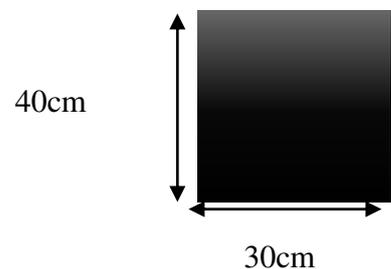
h/b = 45/30 = 1.5 < 4              condition vérifiée.

• **Les poutres secondaires**

On a :

L=5.15 m

$\Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51$



On prend : h=40cm et b=30cm

On adopte une section rectangulaire (b × h) = (30×40) cm<sup>2</sup>

b=30cm ≥ 20cm                      condition vérifiée.

h = 40cm ≥ 30cm                    condition vérifiée.

h/b = 40/30 = 1.33 < 4              condition vérifiée.

## II-5- Les poutrelles

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}; b_0 = 10 \text{ cm}; L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 65 \text{ cm}$

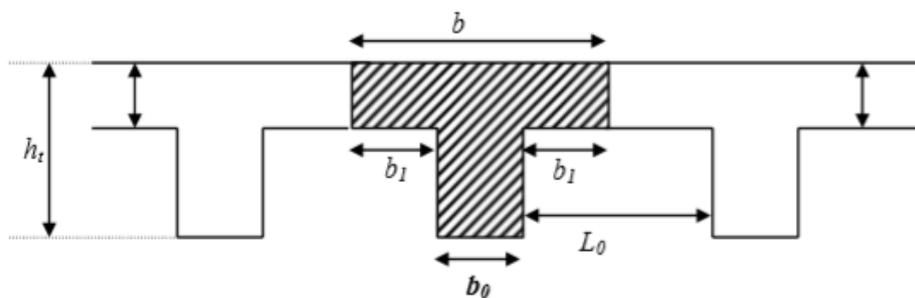


Figure II.2: Poutrelle.

## II-6-Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fonctions et sont chargés de reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes. L'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15cm pour le sous-sol et les étages courants, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage  $H_e$  On a les conditions suivantes à vérifier :

$$L \geq e \times 4$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L :longueur de voile.

e: l'épaisseur de mur voile

- **Pour les voiles de RDC**

$$e \geq \frac{340}{20}$$

$$e \geq 17 \text{ cm}$$

épaisseur de RDC = 20 cm

- **Pour les voiles des étages**

$$e \geq \frac{306}{20}$$

$$e \geq 15.3 \text{ cm}$$

épaisseur des étages = 20 cm

## II-7- L'escalier

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- $H_0$  : hauteur d'étage.
- $L_0$ : longueur totale d'escalier.
- $g$  : le giron.
- $h$  : hauteur du contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire. Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

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

### ➤ pour l'escalier des étages courants

- **Nombre de contremarche**

$$H_0 = 3.06 \text{ m}$$

On prend la hauteur de contremarche  $h = 17 \text{ cm}$

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$$N = H_0/h = 3.06/0.17 = 18 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

⇒ Donc : 9 contremarches par volée.

- **Nombre de marche**

$N - 1 = 8$  Marches par volée.

- **Longueur de ligne de foulée**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.4\text{m}$$

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- **Longueur de la paillasse**

$$L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.84 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier**

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

$$\Rightarrow \frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15}$$

$$\Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **pour l'escalier de l'étage RDC**

- **Nombre de contremarche**

$$H_0 = 3.40 \text{ m}$$

On prend la hauteur de contremarche  $h = 17 \text{ cm}$

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$$N = H_0/h = 3.40/0.17 = 20 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

⇒ Donc : 10 contremarches par volée.

- **Nombre de marche**

$N - 1 = 9$  Marches par volée.

- **Longueur de ligne de foulée**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.4\text{m}$$

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.70}{2.40} \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

- **Longueur de la paillasse**

$$L_p = \frac{1.70}{\sin \alpha} = 2.94 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier**

$$\begin{aligned} \frac{L}{20} &\leq e \leq \frac{L}{15} \\ \Rightarrow \frac{240}{20} &\leq e \leq \frac{240}{15} \\ \Rightarrow 12 &\leq e \leq 16 \end{aligned}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Epaisseur de palliase**

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

## II -8- l'acrotère

- **Définition**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre «  $W_P$  » et une surcharge «  $F_P$  » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[ (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.05) \times 0.10}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 168.75 \text{ daN}$$

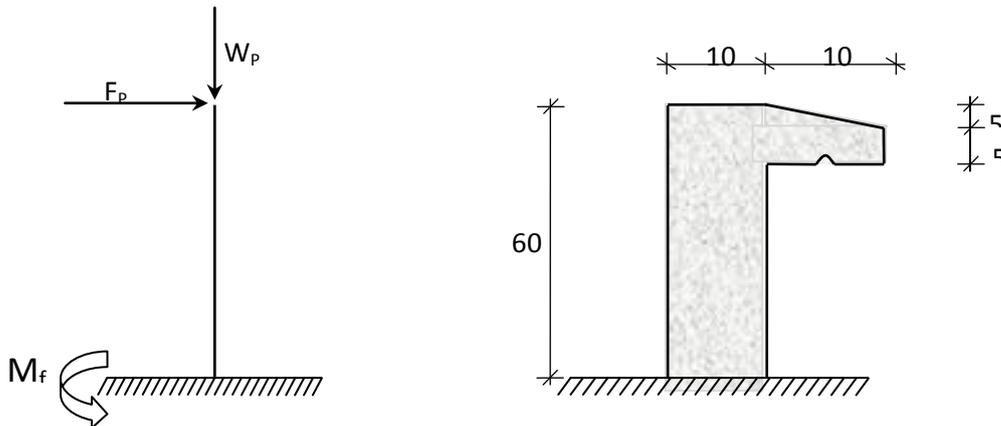


Figure II.3 : schéma de l'acrotère

## II-9- les poteaux

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m<sup>2</sup>) par étage.

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

$\min(a, b) \geq 25$  Zone :1 et 2

$\min(a, b) \geq h_e/20$   $h_e$ : hauteur du poteau

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

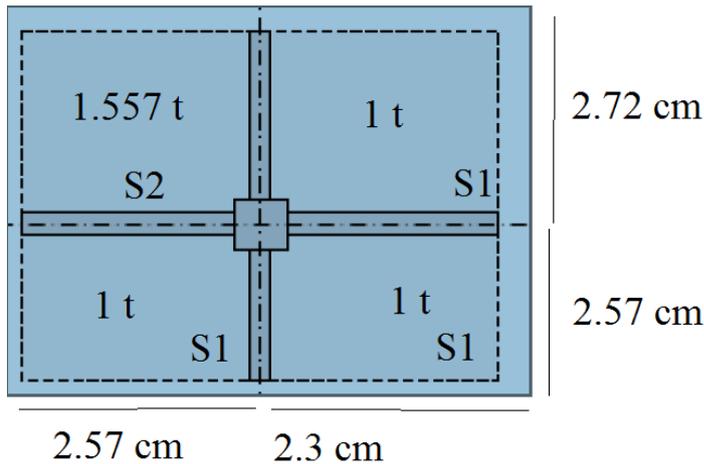
$N_u$  : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec :  $N_u = S \times p_u \times n$

$n$  : nombre d'étage + RDC  $n=10$

$S$ :surface supporté par le poteaux le plus sollicité

avec  $s = L \times l$



$$S1 = ((2.72+2.57) \times (2.3+2.57)) - (2.72 \times 2.57) \implies S1 = 18.7719 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.72 \times 2.57 \implies S2 = 6.9904 \text{ m}^2$$

$$1 = 18.7719 \times 1 \text{ t} \longrightarrow qu1 = 18.7719$$

$$qu2 = 6.9904 \times 1.551 \longrightarrow qu2 = 10.84$$

$$Nu = 29.61 \times 10 \longrightarrow Nu = 296.11 \text{ t}$$

$$Nu = 2.96 \text{ MN}$$

• Section réduite

$$Br \geq \frac{B \times Nu}{\frac{fbc \times 0.85 \times fe}{0.9 + \frac{100 \times \gamma_s}{100}}}$$

$\gamma_s = 1\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

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

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

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

$$fbc = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \implies fbc = 14.17 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$fc28 = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas general).}$$

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

$$fe = 400 \text{ Mpa}$$

$$.15 \text{ (cas général).}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.96}{15.74 + 2.95}$$

$$Br \geq 0.190 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.19} + 0.02$$

$$a \geq 0.45$$

Donc on prend :  $a = b = 50 \text{ cm}^2$

- Calculus du moment d'inertie

$$I_x = I_y = a \cdot b^3 / 12 \Rightarrow 50 \cdot 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration  $i_x, i_y$

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} \Rightarrow \sqrt{\frac{520833.33}{50 \cdot 50}} = 14.42 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement

$$L_f = 0.7 \cdot L_0$$

Avec  $L_f$  : Longueur du flambement

$L_0$  : 3.40 m hauteur sur plafond

Donc :  $L_f = 0.7 \cdot 3.40 = 2.38 \text{ m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 238 / 14.42 = 16.50 \text{ cm}$$

Condition	Poteau	Obs.
$\text{Min}(a \cdot b) \geq 25$	$a=50 > 25$	CV
$\text{Min}(a \cdot b) \geq h_e/20$	$a=60 > (340/20)=17$	CV
$1/4 \leq a/b \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	CV

Tableau II .8: Vérification des conditions suivant RPA 99 version 2003

Niveau	N	Nu(MN)	Br(m <sup>2</sup> )	H(m)	a (cm)	a choisie	b (cm)
RDC	10	2.96	0,19	3,4	45	50	50
1 <sup>er</sup> étage	9	2.66	0,17	3,06	43	50	50
2 <sup>eme</sup> étage	8	2.36	0,15	3,06	40	50	50
3 <sup>eme</sup> étage	7	2.07	0,13	3,06	38	45	45
4 <sup>eme</sup> étage	6	1.77	0,11	3,06	36	45	45
5 <sup>eme</sup> étage	5	1.48	0,10	3,06	32	40	45
6 <sup>eme</sup> étage	4	1.18	0,075	3,06	30	35	40
7 <sup>eme</sup> étage	3	0.88	0,06	3,06	26	35	40
8 <sup>eme</sup> étage	2	0.59	0.04	3,06	22	30	40
9 <sup>eme</sup> étage	1	0.296	0.019	3,06	16	30	35

Tableau II. 9 .Récapitulation des dimensions des poteaux



**Chapitre III :**  
**CALCULE DES**  
**ÉLÉMENTS**  
**SECONDAIRES**

## Chapitre III : CALCULE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

### III-1-Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers en corps creux et les balcons en dalle pleine.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

### III-2- Les planchers

#### III-2-1 Étude du plancher

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (20+5 =25cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

#### III-2-2- Les méthodes utilisées

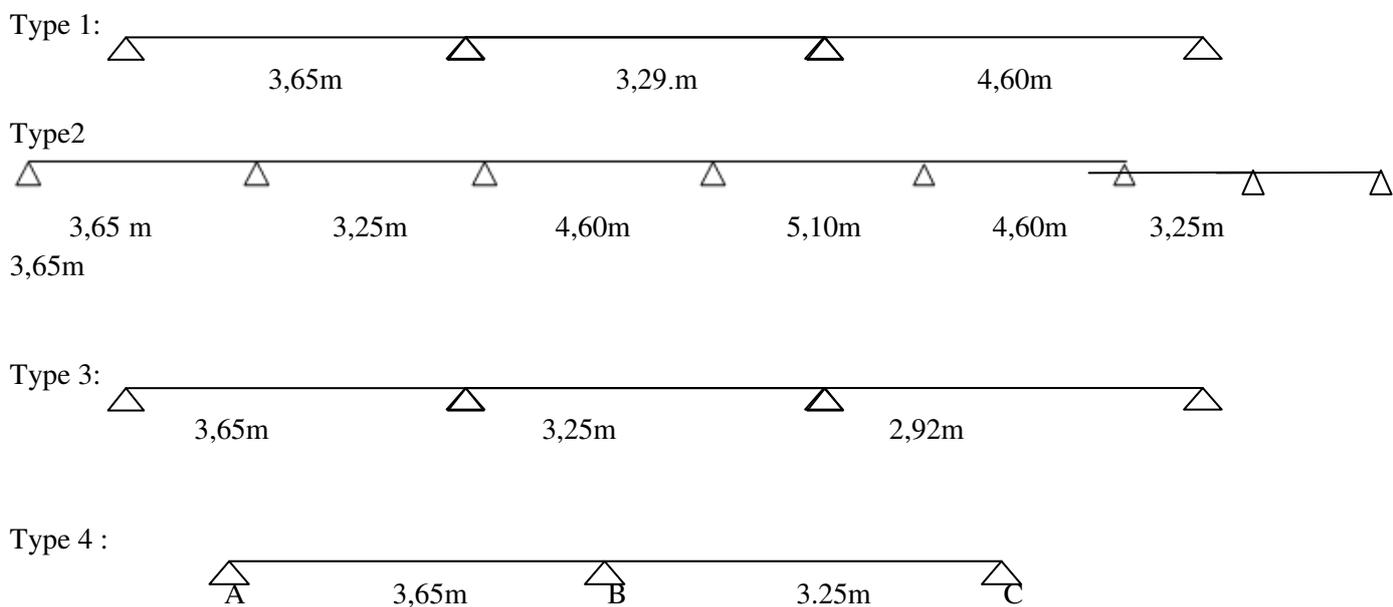
Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ( $Q \leq 2G$  ou  $Q \leq 5000 \text{ N/ m}^2$ ). Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes

- ✓ Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements. Dans le cas où l’une de ces trois conditions complémentaires n’est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d’exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

**III- 2-3-Les types des poutrelles**



**III-2-4-Conditions d’application de la méthode forfaitaire**

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	B (m)	Pu=B*(1,35G+1,5Q) (KN/m)	Ps=B*(G+Q) (KN/m)
Terrasse inaccessible	6,88	1	0,65	7,01	5,12
Étage courant et RDC	4,6	1,5	0,65	5,50	3,97

**Tableau III.1:Charges supporté par Les poutrelles**

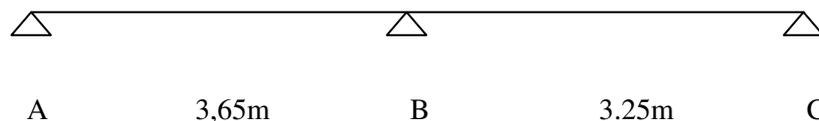
Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que  $Q \leq \min(2G; 5 \text{KN} / \text{m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

### III-2-5- Détermination des efforts internes

Nous avons 4 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 04 par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par logiciel ETABS.

Type 4 :



### III-2-6-CALCUL DES SOLLICITATIONS

#### III. 2.6.1 Plancher Etage courant et RDC

**A L'ELU:**

$$G = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 5,50 \text{ KN/m}^2$$

**A L'ELS:**

$$G = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 3,97 \text{ KN/m}^2$$

- **Moment isostatique**

**Travée AB :**

$$\text{A L'ELU : } M_0^{AB} = \frac{5,50 \cdot 3,65^2}{8} = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_0^{AB} = \frac{3,97 \cdot 3,65^2}{8} = 6,61 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$\text{A L'ELU : } M_0^{BC} = \frac{5,50 \cdot 3,25^2}{8} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_0^{BC} = \frac{3,97 \cdot 3,25^2}{8} = 5,24 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$\text{A L'ELU } M_B = -0,6 * M_0^{AB} = -5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_c = M_A = -0,15 * M_0^{AB} = -1,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_B = -0,6 * M_0^{AB} = -3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_c = M_A = -0,15 * M_0^{AB} = -0,99 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées:**

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\diamond M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq [\max(1 + 0,3\alpha; 1,05)] M_0$$

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche

$$\diamond M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \alpha = \frac{1,5}{1,5+4,60} = 0,24$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,072$$

**Travée AB**

$$\text{A L'ELU } M_0^{AB} = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_0^{AB} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M^{AB} \geq 1,072 \times M_0 - \frac{M_G + M_D}{2}$$

$$\text{A L'ELU : } M^{AB} \geq 1,072 \times 9,15 - \frac{5,49+1,36}{2} \longrightarrow M^{AB} \geq 6,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M^{AB} \geq 1,072 \times 6,61 - \frac{3,96+0,99}{2} \longrightarrow M^{AB} \geq 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{A L'ELU : } M_{AB} \geq \frac{(1.2+0,3 \times 0.24)}{2} \times 9,15 \longrightarrow M_{AB} \geq 5,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{AB} \geq \frac{(1.2+0,3 \times 0.24)}{2} \times 6,61 \longrightarrow M_{AB} \geq 4,20 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELU : } M_{AB} = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{AB} = 4,61 \text{ KN.m}$$

#### Travée BC

$$\text{A L'ELU } M_0^{BC} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_0^{BC} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} \geq 1.072 \times M_0 - \frac{M_G + M_D}{2}$$

$$\text{A L'ELU : } M_{BC} \geq 1.072 \times 7.26 - \frac{5,49+1,36}{2} \longrightarrow M_{BC} \geq 4,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{BC} \geq 1.072 \times 5.24 - \frac{3,96+0,99}{2} \longrightarrow M_{BC} \geq 3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{A L'ELU : } M_{BC} \geq \frac{(1.2+0,3 \times 0.24)}{2} \times 7.26 \longrightarrow M_{BC} \geq 4,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{BC} \geq \frac{(1.2+0,3 \times 0.24)}{2} \times 5.24 \longrightarrow M_{BC} \geq 3,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELU : } M_{BC} = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{BC} = 3,33 \text{ KN.m}$$

#### Evaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

On note que :

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

$V_0$  : effort tranchant isostatique

$q_u$  : la charge sur les poutrelles

$l_i$  : la longueur de la travée considérée.

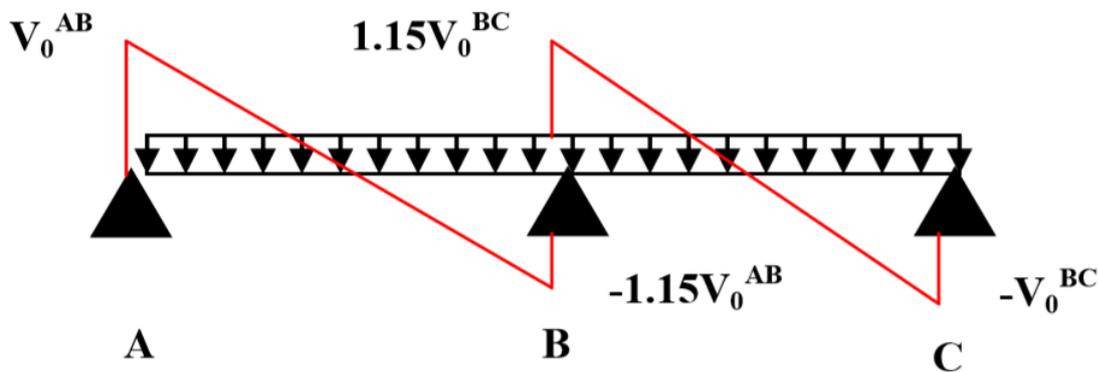


Figure III.1: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{5,50 \times 3,65}{2}$$

$$V_A = 10,03 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{5,50 \times 3,65}{2}$$

$$V_B = -11,53 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{5,50 \times 3,25}{2}$$

$$V_B = 8,93 \text{ KN}$$

$$V_C = -1,15 \times \frac{5,50 \times 3,25}{2}$$

$$V_C = -10,27 \text{ KN}$$

plancher	type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC+ courants	étage 4	5.49	6.38	11.53

Tableau III.2:les efforts de RDC+ étage courants pour type 4. a ELU/ELS

### III. 2.6.2 L'utilisation de logiciel ETABS

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

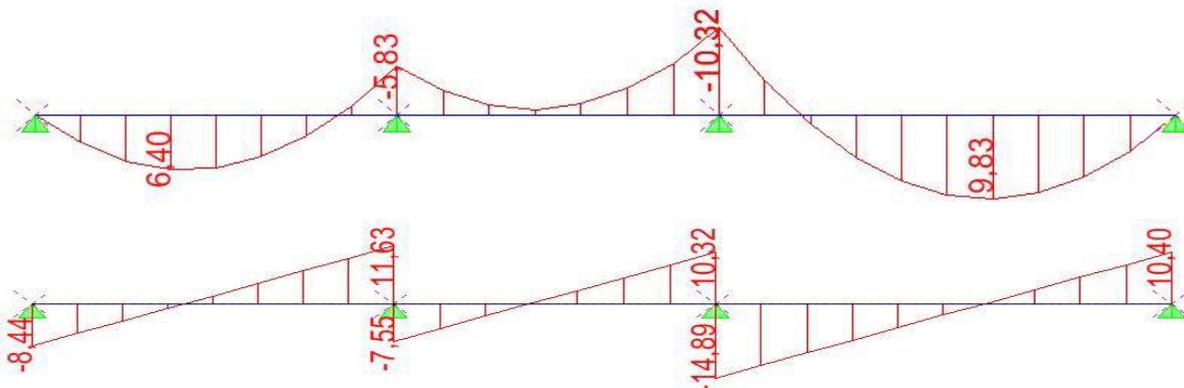


Figure III.2: diagramme des moments et efforts tranchants a Elu pour type 1 de étage courant + RDC

- Représentation des résultats de calcul pour ELU

plancher	type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC+ étage courants	1	10.32	9.83	14.89
Terrasse inacc	1	13.16	12.54	18.99

Tableau III.3: les efforts pour type 1 a ELU

plancher	type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC+ étage courants	2	19.90	10.46	24.02
Terrasse inacc	2	23.10	12.15	27.88

Tableau III.4: les efforts pour type 2. a ELU

plancher	type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC+ étage courants	3	12.16	10.15	20.52
Terrasse inacc	3	14.11	11.78	23.82

Tableau III.5: les efforts pour type 3 .a ELU

plancher	type	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
Terrasse inacc	4	10.54	7.00	15.68

Tableau III.6: les efforts de terrasse inacc pour type 4. a ELU

- Représentation des résultats de calcul pour ELS

type	plancher	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
1	RDC+ étage courants	7.44	7.09	10.74
	Terrasse inacc	9.61	9.16	13.87
2	RDC+ étage courants	4.12	2.17	4.97
	Terrasse inacc	2.75	1.44	3.32
3	RDC+ étage courants	8.86	7.40	14.96
	Terrasse inacc	10.36	8.65	17.48
4	RDC+ étage courants	1.47	1.00	2.18
	Terrasse inacc	7.70	5.11	11.46

Tableau III.7:différents efforts pour l' ELS

## III-2-7-Ferraillage des poutrelles

## a).Ferraillage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferraillage

	type	plancher	Mappuis(KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
ELU	2	RDC+ étage courants	19.90	10.46	24.02
		Terrasse inacc	23.10	12.15	27.88
ELS	2	RDC+ étage courants	4.12	2.17	4.97
		Terrasse inacc	2.75	1.44	3.32

Tableau III.8:Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.

On prend le plancher Terrasse inacc comme exemple de calcul.

Donnée :

$$\begin{array}{l} \text{ELU} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_{app} = 23.10 \text{ KN.m} \\ M_T = 12.15 \text{ KN.m} \\ T = 27.88 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

Données :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; d = 0.22 \text{ cm} ;$$

➤ Ferrailage en travée

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times 1000 \left( 0.22 - \frac{0.05}{2} \right) = 89.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 12.15 \text{ KN.m} < M_t = 89.80 \text{ KN.m}$$

moment qui équilibre la table.  $M_U < M_t$  (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire. ( $b \times ht$ )

$$T_{max} = 27.88 \text{ KN} \quad (65 \times 25) \text{ cm}^2$$

• Moment ultime réduite

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.22^2 \times 0.65} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu = 0.392 \quad A'_{st} = 0.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,027)}) = 0,034 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow 0,4 \times 0,034 = 0,98 \end{cases}$$

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

$$A_{st} = \frac{12,15 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,22 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_{st} = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

#### • Condition de non fragilité

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \cdot 0,65 \times 0,22$$

$$2,36 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ En appui

$$M_{\max} = 23,10 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{23,10 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,22^2 \times 14,17} = 0,22$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}) = 0,31$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 1 - 0,4 \times 0,31 = 0,87$$

$$A_{st} = \frac{23,10 \times 10^{-3}}{0,87 \times 0,22 \times 348} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_{st} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

#### • Condition de non fragilité

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 22,5$$

$$A_{st} \geq 1,76 \text{cm}^2 \rightarrow 4,02 \text{cm}^2 > 1,76 \text{cm}^2 \text{ C.V}$$

### ✚ ELS

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- En travée

$$M_u = 12,15 \text{KN.m}$$

$$M_s = 1.44 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \gamma = 8.43$$

$$\alpha \leq \frac{8.43-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 3.96$$

b) Armature transversale

$$T = 27.88 \text{ KN}$$

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \quad \tau_u = \frac{27.88 \times 10^3}{0,15 \times 0,22} = 0,84 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{250}{35} = 7.14 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \phi = 7.14 = 8 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec  $A_t = 2\phi 8 = 1.02 \text{ cm}^2$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a

- **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min(6,25; 9,6; 30 \text{ cm})$$

On adopte:  $St = 6.25 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{ht}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

On adopte:  $St = 12 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité**

- 

D'après **CBA Article 5.1.2.2** :

L'adhérence des armatures transversales est :  $F_e = 400 \text{ MPa}$

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

$$\frac{1,01 \times 400}{15 \times 12} = 2,24 \geq \frac{0,84}{2} = 0,42 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$2.24 \geq 0,42 \text{ MPa}$$

## a) ELS

$$M_{ts} = 1.44 \text{ KN.m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 0,65 \text{ m} ; h = 0,25 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

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

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

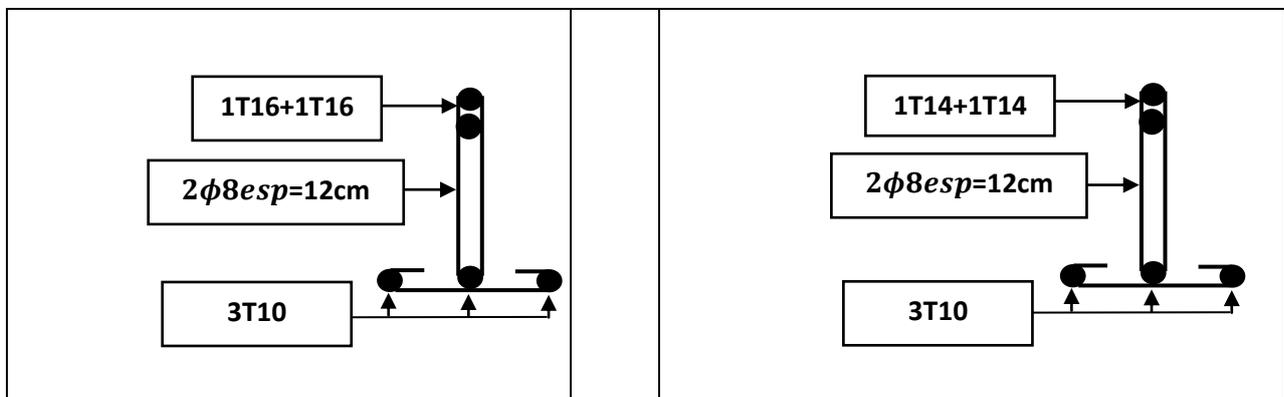


Figure III.3: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{65} \times (2,26 + 0) = 0,52 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{65} \times (2,26 \times 22 + 0) = 23 \text{ cm}$$

$$Y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 23} = 4,3 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \times (4,3)^3 + 15(2,26) \times (22-4,3)^2 + 0 = 12343.18 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$  avec  $M_{ser} = 2.75 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.75 \times 10^2}{12343.18} \times 4,3 = 0,1 \text{ KN/cm}^2 = 1 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Type de plancher	A st calculé		A st choisie	
	Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )	Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inacc	1.62	3.46	3T10	2T16
Etage courant	1.35	2.6	3T10	2T14

Tableau III.9: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

TYPE	Type de plancher	A st calculé		A st choisie	
		Travée (cm <sup>2</sup> )	Appui (cm <sup>2</sup> )	Travée (cm <sup>2</sup> )	Travée (cm <sup>2</sup> )
1	Terrasse inacc	1.63	1.71	3T10	2T12
	Etage courant	1.27	1.33	2T10	2T10
3	Terrasse inacc	1.53	1.83	3T10	2T12
	Etage courant	1.35	1.58	3T10	2T12
4	Terrasse inacc	0.8	1.36	2T10	2T10
	Etage courant	0.7	1.02	2T10	2T10

Tableau III.10: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles ( Etabs )

## III-2-8-Ferraillage de dalle de compression

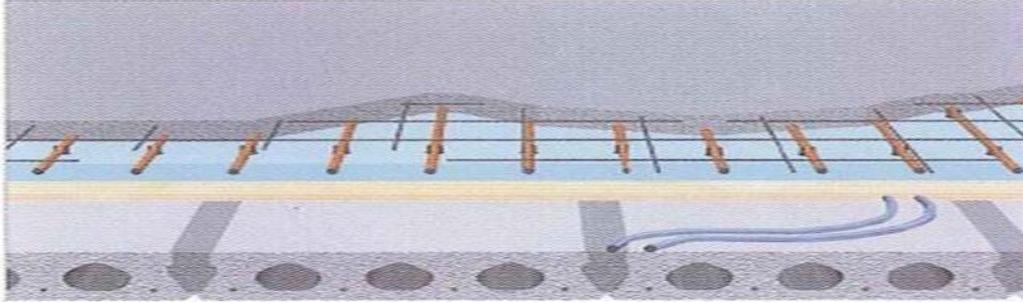


Figure III.4 : -la dalle de compression

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.

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

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

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles.

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

$f_e = 235 \text{ MPa}$  ; quadrillage de T.S.TIE 520

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

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_2 = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 2 \text{ } \emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Donc pour la dalle de compression on adopte un treillis soudés  $\varnothing 6$  donc la dimension Des mailles est égal a 20cm suivant les deux sens.

### III-3-Etude de l'acrotère

#### III-3-1-Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre «  $W_P$  » et une surcharge «  $F_P$  » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

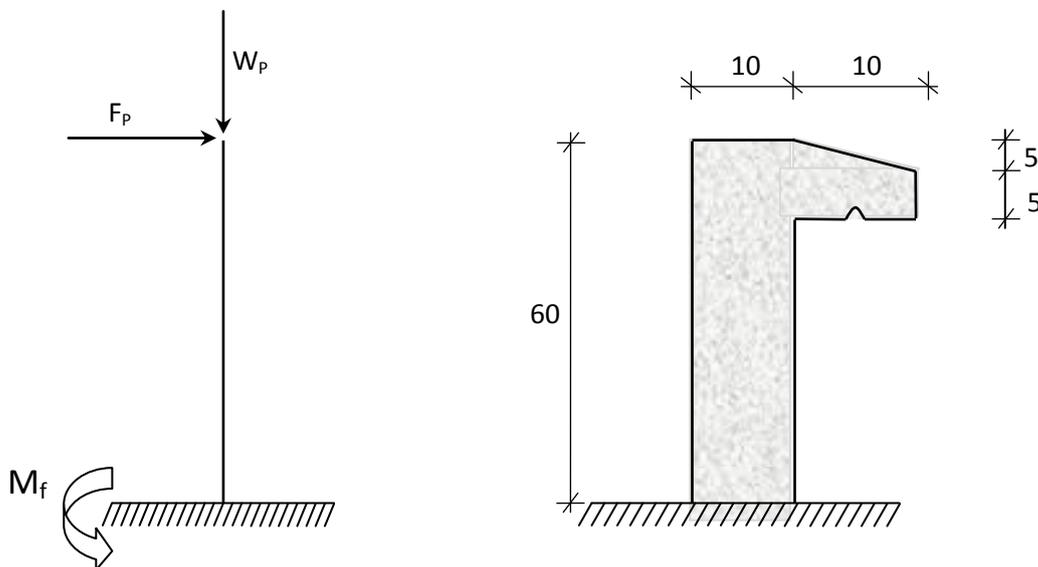


Figure III.5 :schéma de l'acrotère

### III-3-2- Calcul du ferrailage

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre  $W_p$  et un moment dû à une force horizontale  $F_p$  donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

### III-3-3- Détermination des sollicitations

- le poids propre :  $W_p$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[ (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.05) \times 0.10}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 168.75 \text{ da N}$$

La force horizontale :  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] et

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II. A)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$F_p$  : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 168.75$$

$$F_p = 81 \text{ da N}$$

Effort normal et moment fléchissant :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 168.75 \\ M_u = 1.5 \times 81 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 227.81 daN \\ M_u = 72.9 daN.m \end{cases}$$

Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 168.75 daN \\ M_{ser} = 48.6 daN.m \end{cases}$$

### III-3-4- Détermination de la section des armatures

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

Position du point d'application de l'effort normal : (N)

État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{72.9}{227.81} = 0.32 m$$

$$e_0 = 0.32 m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.01 = 0.04 m$$

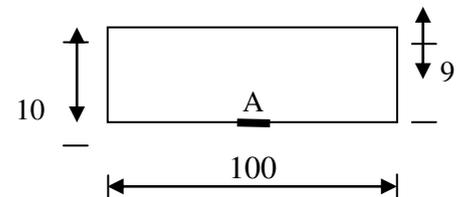


Figure III.6 : Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 227.81 \times \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.01 \right) = 82.01 daN.m$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

Etat limite ultime (E.L.U.)

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{820.1}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.0071$$

$$\mu = 0.0071 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A'N \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.0089$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

### III-3-4-Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{820.1}{348 \times 0.99 \times 9} = 0.26 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.26 - \frac{2278.1}{100 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = A/4 = 0.19/4 \quad A_f = 0.05 \text{ cm}^2 / m_L$$

### III-3-5-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[ B.A.E.L.91 ]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$5T10/m_L A = 3.93 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.)**

➤

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{48.6}{168.75} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

### III-3-6-Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_u^{\text{max}} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 81 = 121.5 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{1215}{100 \times 9 \times 100} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

-vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA99 (Version 2003)

$$F_p < 1.5Q \quad \left\{ \begin{array}{l} F_p = 81 \text{ daN} \\ Q = 100 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$F_p \leq 1.5Q = 150 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III-4. Étude des escaliers

- Type 1

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

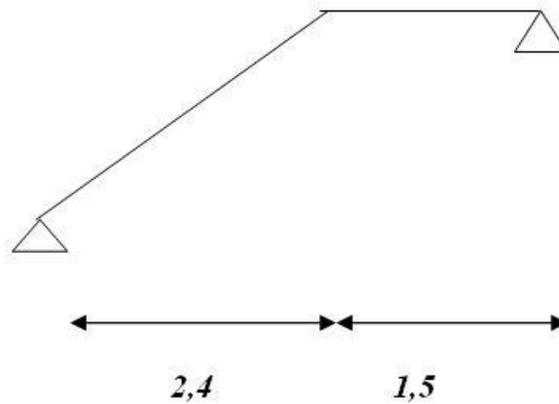


Figure III.7: Schéma statique d'escalier

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 8.71 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{palier} \begin{cases} G_P = 5.35 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

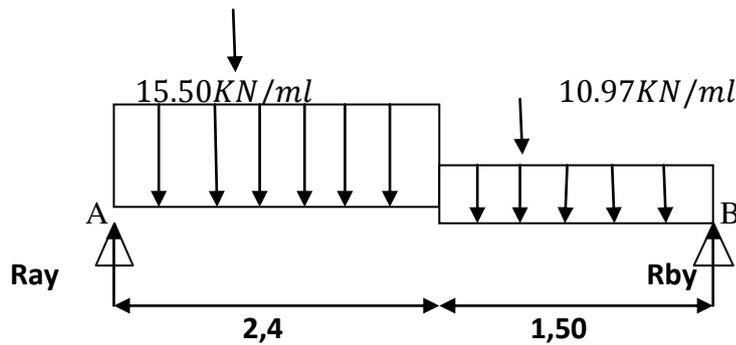


Figure III.8 : schéma statique d'escalier à ELU

- A P'ELU

- Volée

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V$$

$$q_V = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 8.71) \times 1$$

$$q_V = 15.50 \text{ KN/ml}$$

- Palier

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P$$

$$q_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.35) \times 1$$

$$q_P = 10.97 \text{ KN/ml}$$

- A P'ELS

- Volée

-

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 8.71) \times 1$$

$$q_V = 11.21 \text{ KN/ml}$$

- Palier

-

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 5.35) \times 1$$

$$q_V = 7.85 \text{ KN/ml}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.97 \times 1.5 + 15.50 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 53.65 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (15.5 \times 2.4 \frac{2.4}{2}) + (10.97 \times 1.5)(\frac{1.5}{2} + 2.4) - R_B \times 3.9 = 0$$

$$R_B = 24,73 \text{ KN}$$

$$R_A = 28,92 \text{ KN}$$

## III-4-1-Calcul des sollicitations

## A'ELU

## • Effort tranchant

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 28.92 - 15.5 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 28.92 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = -8.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 24,73 - 10.97 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 24,73 \text{ KN} \\ T_Y(1.5) = 8.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## • Moment fléchissant

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = 28,92x - 15,5 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 24,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.5$$

$$M(x) = 24,73x - 10,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 24,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## ➤ A'ELS

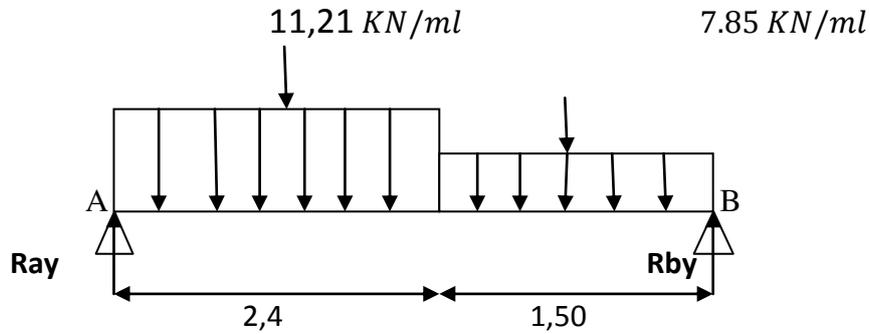


Figure III.9: schéma statique d'escalier à ELS

$$R_B = 17.78 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.87 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant**

- 

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 20.87 - 11.21 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 20.87 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = -6.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 17.78 - 7.85 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 17.78 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = 6.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant**

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) = 20.87 x - 11.21 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 17,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.5$

$$M(x) = 17.78 x - 7.85 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 17,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III-4-2-: Calcul de ferrailage

#### ➤ A'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{max} = 21,04 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5 M_{max} = 12,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$d = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}$$

- **En travée**

$$M^t = 21,04 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21,04 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$\mu_{bu} = 0.081 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1057$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z * f_{St}} = \frac{21,04 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 4.68 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{St} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d \text{ Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

- **En appuis**

- $M^t = 12.38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{12,38 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.060$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z * f_{St}} = \frac{12.38 \times 10^{-3}}{348 \times 0.132} = 2.69 \text{ cm}^2$$

- On adopte  $A_{St} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,135$$

$$5,50 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **A'ELS**

Fissuration peu nuisible

**- Position de l'axe neutre**

$$50 y_1^2 + 50,7 y_1 - 638,82 = 0 \implies y_1 = 3,10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2 = 5859,75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1,95$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 6,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies A_u \text{ convient.}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$T_{max} = 8,28 \text{ kN}$$

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{8,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,061 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,061 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,
- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## ❖ Type 2

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

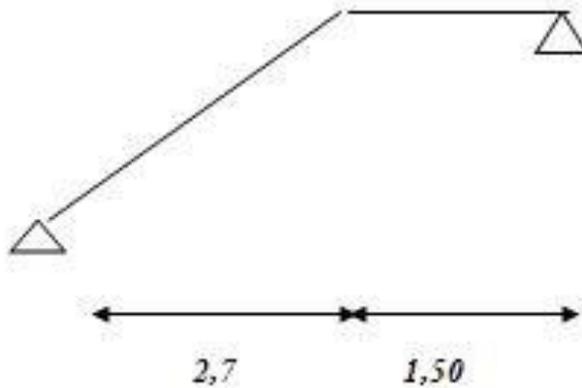


Figure III.10::Schéma statique d'escalier

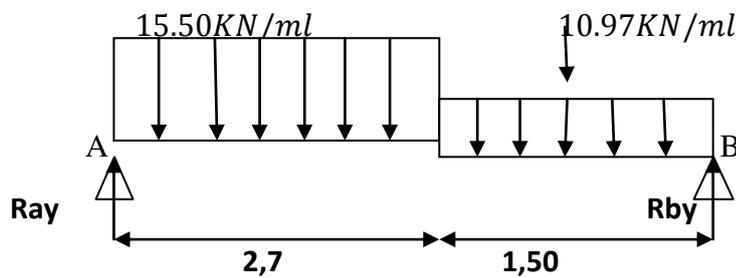


Figure III.11: schéma statique d'escalier a ELU

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10,70 \times 1,5 + 15,50 \times 2,7$$

$$R_A + R_B = 58,30 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (15,5 \times 2,7 \frac{2,7}{2}) + (10,97 \times 1,5)(\frac{1,5}{2} + 2,7) - R_B \times 4,2 = 0$$

$$R_B = 26,96 \text{ KN}$$

$$R_A = 31,34 \text{ KN}$$

## III-4-3-Calcul des sollicitations

## ➤ A'ELU

## • Effort tranchant

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 31,34 - 15.5 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 31,34 \text{ KN} \\ T_Y(2.7) = -10,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 26.96 - 10.97 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 26.96 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = 10,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## • Moment fléchissant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$M(x) = 31,34x - 15.5 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = 28,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.5$$

$$M(x) = 26.96x - 10.97 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 28,098 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## ➤ A'ELS

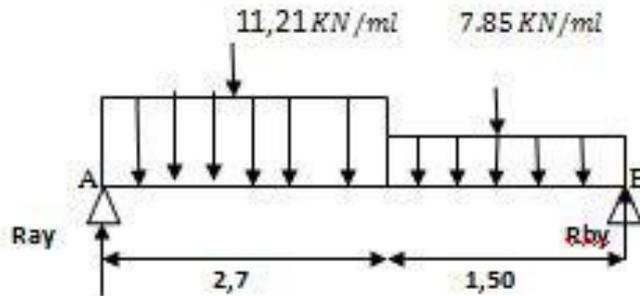


Figure III.12 : schéma statique d'escalier à ELS

$$R_B = 19,4 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,64 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

- $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 22,64 - 11,21 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 22,64 \text{ KN} \\ T_Y(2,7) = -7,62 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 19,4 - 7,85 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 19,4 \text{ KN} \\ T_Y(1,4) = 7,62 \text{ KN} \end{cases}$$

- Moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$M(x) = 22,64 x - 11,21 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,7) = 20,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,5$

$$M(x) = 19,4x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,4) = 20,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III-4-4-Calcul de ferrailage

#### ➤ A'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{cases} M^t = 0,85M_{max} = 23,90 \text{ KN.m} \\ M^a = 0,4M_{max} = 14,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

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

- En travée

- 

$$M^t = 23,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{23,90 \times 10^{-3}}{1(0,135)^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < \mu_l = 0,392. \Rightarrow A' = 0$$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,120$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z * f_{st}} = \frac{23,90 \times 10^{-3}}{348 \times 0,129} = 5,32 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4T10} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2} \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis

$$M^t = 14,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14,06 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.069$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z * f_{st}} = \frac{14,06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.131} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} : \mathbf{5T12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4T10} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2} \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **A'ELS**

Fissuration peu nuisible

**- Position de l'axe neutre**

$$50 y_1^2 + 50,7 y_1 - 638,82 = 0 \implies y_1 = 3,10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2 = 5859,75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1,95$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 6,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies A_u \text{ convient.}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$T_{max} = 30.63 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,056 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage.
- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées.
- 

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Type d'escalier	Armature long ( $cm^2$ )				Armature de répartition ( $cm^2$ )			
	Ast calculé		Ferra choisie		Ast calculé		Ferra choisie	
1	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	4.36	2.51	5T12	5T12	1.41	1.41	4T10	4T10
2	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	4.96	2.87	5T12	5T12	1.41	1.41	4T10	4T10

Tableau III.11: Récapitulatif du Ferrailage d'escalier

### III-4-5-Etude de la poutre palière

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion

❖ **Pré dimensionnement** : d'après le règlement BEAL91 on a

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{3.5}{15} \leq h \leq \frac{3.5}{10}$$

On prend :  $h=35$  cm ;  $b=30$  cm

❖ **Vérification des conditions du RPA**

$$h = 35 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1$$

### Calcul des charges

$$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m (Poids propre de la poutre).}$$

$$\text{ELU} \rightarrow R_B = 24.73 \text{ KN (réactions du palier au niveau de l'appui B).}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_B = 17.78 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU} \quad P_U = 1.35 G_0 + R_B \quad P_U = 28.26 \text{ KN/m}$$

## ❖ Calcul des moments

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 43.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 36.77 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -21.63 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 49.45 \text{ KN}$$

## ❖ Le ferrailage

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage.

	M (KN.m)	A socotec (cm <sup>2</sup> )	A choisie (cm <sup>2</sup> )	Barres choisies
Travée	36.77	4.91	5.65	5T12
Appui	-21.63	2.83	3.39	3T12

Tableau III.12: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

## ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ❖ Vérification de la section minimale exigée par le RPA

❖

$$5\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = 30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{30 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Calcul de l'espacement**

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

**❖ Calcul des armatures transversales**

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0,287 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} = \max (0,45 \text{ cm}^2 ; 0,287 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{\text{trans}} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0,57 cm<sup>2</sup> (1 cadre+1 étrier).

## ❖ Vérification à L'ELS

	M ser (KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	21.90	8.78	33017.05	5.82	15	Vérifiée
Appui	-12.89	8.78	33017.05	3.42	15	Vérifiée

Tableau III.13: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

## ❖ Vérification de l'état limite de déformation

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{21.90}{18 \times 25.78} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0,001 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

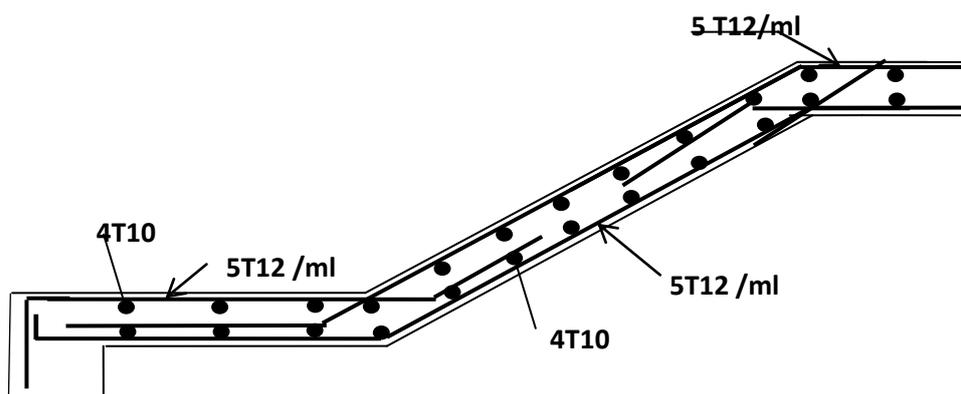


Figure III.13: Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers.

### III-5- Etude du balcon

#### III-5-1-Introduction

Les parties en saillie sont constituées de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

Elles seront étudiées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P".

Ce bâtiment comporte trois types de console comme représenté sur les figures suivantes

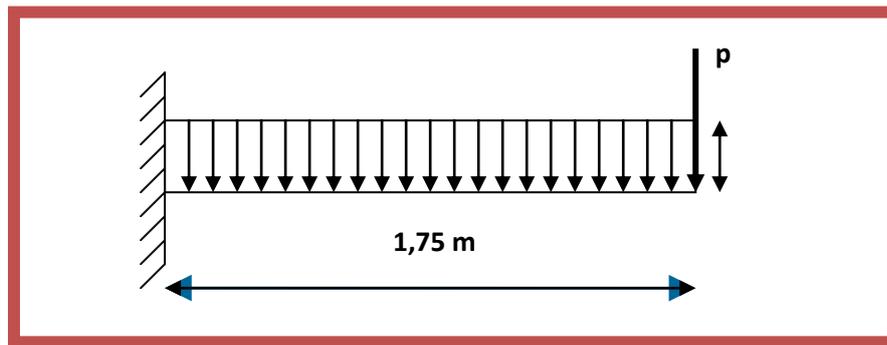


Figure III.14 : Schéma statique du balcon type-1-

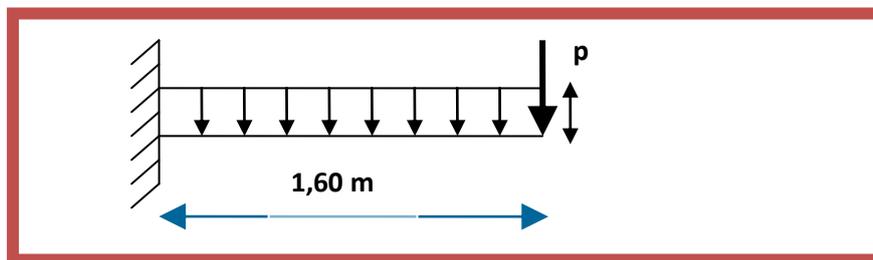


Figure III.15 : Schéma statique du balcon type-2-

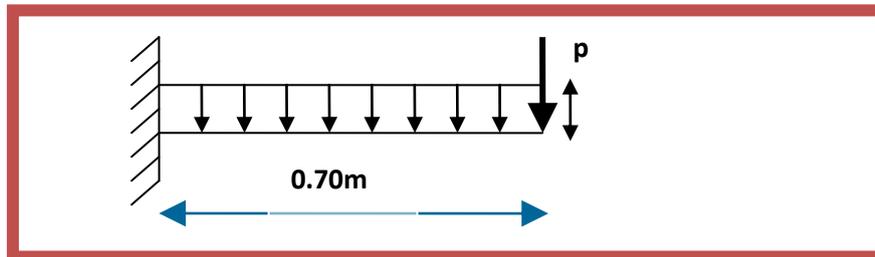


Figure III.16 : Schéma statique du balcon type-3-

### III-5-2-. Choix de l'épaisseur des dalles

-D'après le BAEL 91 :  $e \geq \frac{L_x}{20}$

Donc :  $e \geq \frac{L_x(\max)}{20} = \frac{1,75}{20} = 0,0875\text{m} = 8,75\text{cm} \rightarrow$  en prend :  **$e = 15\text{ cm}$**

### Remarque

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon, le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

### III-5-3-Descente de charges

*Charge permanente*

$$G = 6,77 \text{ KN/m}^2$$

*Surcharge d'exploitation*

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

### III-5-4-Exemple de calcul -Type 3

Calcul de la charge concentré  $P$

❖ Calcul de la charge concentré  $P$ 

- Poids propre du mur (10cm)  $G_{\text{mur}} = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- Hauteur du mur  $h = 1.2 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = (1.2 \times 0.9) \times 1 = 1.08 \text{ KN}.$$

## ❖ Les sollicitations

- E.L.U :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = [(1.35 \times 6.77) + (1.5 \times 3.5)].1 = 14.38 \text{ KN/ml}$ .
- E.L.S ;  $q_{ser} = G + Q = (6.77 + 3.5).1 = 10.27 \text{ KN/ml}$ .

## ❖ Calcul des moments

E.L.U

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1.35 \cdot P \cdot l = \left( 14.38 \times \frac{(0.70)^2}{2} \right) + (1.35 \times 1.08 \times 0.70) \Rightarrow M_u = 4.54 \text{ KN.m}.$$

E L S

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot l = \left( 10.27 \times \frac{(0.70)^2}{2} \right) + (1.08 \times 0.70) \Rightarrow M_{ser} = 3.27 \text{ KN.m}.$$

Le ferrailage (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.38}{10.27} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[ 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[ 3440 \cdot 1.1 \cdot 1.4 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.295$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.38 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.206$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_{lu} = 0.295 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.206 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0.6\mu_{bu}) = 7 \times (1 - 0.6 \times 0.206) = 6.13 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{4.54 \times 10^3}{6.13 \times 348} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 7 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adoptera :  $A = 2.12 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4T12 ( $A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )  $St = 15 \text{ cm}$

**Les armatures de répartitions  $A_r$**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : 4T12 e = 15 cm (A = 5.5 cm}^2/\text{ml)}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{u \max} = qu.L + 1.35.P = 14.38 \times 0.70 + 1.35 \times 1.08 \Rightarrow V_{u \max} = 11.52 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \lim} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a donc :  $\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 1.17 \text{ MPa}$ .  $\longrightarrow CV$ , donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### ❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0,064$$

$$\gamma = 1.4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

On a donc :  $\alpha = 0,064 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV .$$

BALCON	Armatures principales				Armatures de répartitions			
	A (cm <sup>2</sup> )	Barres choisies	esp	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres choisies	esp	Section (cm <sup>2</sup> )
Type1	5.03	4T14	15	6.16	1.54	4T12	15	4.52
Type2	2.12	4T12	15	4.52	1.13	4T12	15	4.52
Type3	4.86	4T12	15	6.16	1.54	4T12	15	4.52

Tableau III.14:Récapitulatif du Ferrailage du balcon

### III -6- L'ascenseur

#### III -6- 1-Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient épuisante. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage. On doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids et les câbles).

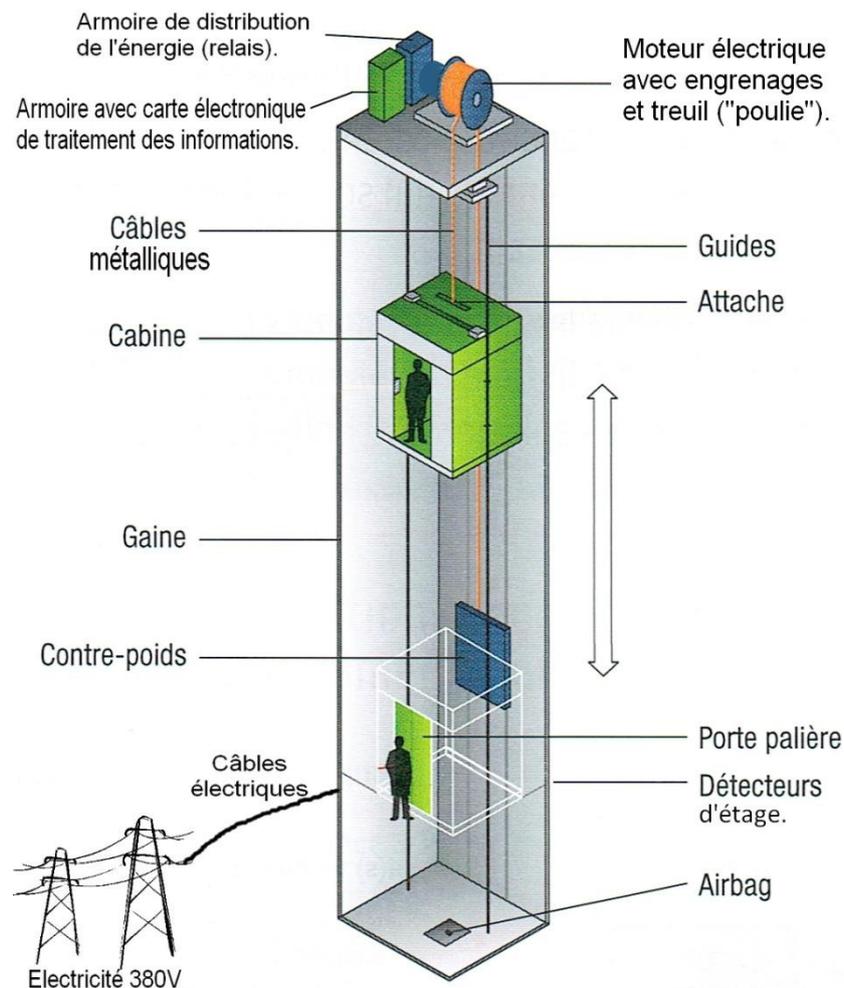


Figure III.17: Schéma descriptif d'un ascenseur

### III -6- 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 :

- **Pm** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- **Q** : la charge en cabine.

- **Pp** : le poids de contre poids tel que :  $p_p = p_m + \frac{Q}{2}$

Dans 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 1,5m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h = 25cm

- Le poids de la cabine Pc est : 466 kg = 4.66 KN

- Le contre poids Pp : 680 kg = 6.8 KN

Le poids des câbles Mg :  $43 \cdot \frac{37.4}{16} = 100.51 \text{KN}$

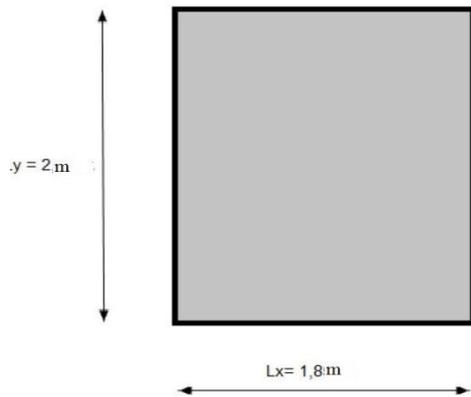
### III -6-3-Etude de la dalle machine

#### III -6-3-1-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 -6-3-2-Pré dimensionnement

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



surface de dalle machine =  $1.8 \cdot 2 = 3.6\text{ m}^2$

Nous avons trois conditions à vérifier

#### a)-Résistance à la flexion

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \longrightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40} \longrightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

#### 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

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_y} \quad \text{avec : } M_t = 0.85 M_y$$

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{0.85 M_y}{M_y} \longrightarrow \frac{e}{200} \geq \frac{1}{20} \cdot 0.85 \longrightarrow e \geq 8.5\text{ cm}$$

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

**III -6-3-3-Détermination des charges et surcharges****a)-Charges permanentes**

- La charge permanente :  $G = 466 + 680 + 10051 = 11197 \text{ kg} = 111.97 \text{ KN}$

$$G_2 = \frac{111.97}{s} \quad \text{avec : } S = \text{surface de la dalle machine}$$

$$G_2 = \frac{111.97}{3.6} = 31.10 \text{ KN} / m^2$$

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

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

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

$$G_T = \sum G_i = 31.10 + 6,25 + 0,4 = 37.75 \text{ KN}$$

**b)-Surcharge d'exploitation**

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

$$Q_1 = \frac{6.30}{s} = \frac{6.30}{3.6} \rightarrow Q_1 = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_T = \sum Q_i = 1,75 + 1 = 2,75 \text{ KN/m}$$

**c)- Combinaison de charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 37.5 + 1,5 \cdot 2,75 = 54.75 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 40.25 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

**d)- Calcul des efforts**

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

Calcul de (P) :

$$0.4 \leq P = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \longrightarrow 0.4 \leq 0.9 \leq 1 \text{ donc , la dalle port dans les deux sens}$$

$$M_x = \alpha_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \alpha_y \times M_x$$

- E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_y \alpha_x = 0.0561 \longrightarrow M_x = 0.0561 \times 54.75 \times 3.24 \longrightarrow M_x = 9.95 \text{ KN.m} \\ \alpha_y = 0.596 \longrightarrow M_y = 0.59 \times 9.95 \longrightarrow M_y = 5.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{utx} = 0,85M_x = 8.45 \text{ KN.m} \\ M_{uty} = 0,85M_y = 5.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{ut} = \max (M_{utx}, M_{uty} )$$

$$M_{ut} = 8.45 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis

$$M_{uax} = 0,3M_x = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{uay} = 0,3M_y = 1.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = \max (M_{uax}, M_{uay} ) = 2.98 \text{ KN.m}$$

### III -6-3-4-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:  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 25\text{cm}$  ;  $d = 0,9h = 22,5\text{cm}$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

On a :  $M_{ut} = 8.45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{\delta_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.22^2 \times 1} = 0.012 \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,012)}) = 0,015 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow 1 - 0,4 \times 0,015 = 0,99 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\delta_{st} \times \beta \times d}$$

$$A_{st} = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,22 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

## b-Ferraillage en appuis

$M_{ua}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{st}$
2.98	0.004	0.005	0.99	0.39

Tableau III.15 : Calcul du ferraillage de la dalle machine en appuis

On prend 7T12 comme ferraillage longitudinal en travée et en appuis de section **7,91 cm<sup>2</sup>**

## a).Condition de non fragilité

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,22 = 2,71 \text{ cm}^2$$

$3.93 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.91}{4} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend **7T12** comme ferrailage de répartition de section **7,91 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.**

Finalemnt : On adopte **7T12** de section **7,91 cm<sup>2</sup>** pour les armatures longitudinales et de répartition. Espacement = **15 cm<sup>2</sup>**

### d) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_s \cdot d} \longrightarrow T_X = \frac{q_u \times L_x \cdot l_y}{2l_x + l_y} = \frac{54.75 \times 1.8 \times 2}{2 \times 1.8 + 2} = 35.19 \text{ KN}$$

$$T_Y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{54.75 \times 1.8}{3} = 32.85 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max(T_x, T_y) = 35.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.19 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.15 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

## 2) Vérification à L'ELS

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

$$q_{\text{ser}} = 40.25 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = U_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 \longrightarrow M_x = 0.0561 \times 40.25 \cdot 1.8^2 = 7.31 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = U_y \cdot M_x \longrightarrow M_y = 0.5964 \times 7.31 = 4.36 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \cdot M_x = 0.85 \cdot 7.31 = 6.21 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0.85 \cdot M_y = 0.85 \cdot 4.36 = 3.70 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_a = 0.85 \cdot M_x = 0.50 \cdot 7.31 = 3.65 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

**b) 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 :

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

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{100} \times (7.91 + 0) = 1.18 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times (7.91 \times 22.5 + 0) = 53.39 \text{ cm}$$

$$Y = -1.18 + \sqrt{1.18^2 + 53.39} = 6.22 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (6.22)^3 + 15(7.91) \times (22.5 - 6.22)^2 + 0 = 39468.19 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$  avec  $M_{ser} = 6.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.21 \times 10^2}{39468.18} \times 6.22 = 0,097 \text{ KN/cm}^2 = 1 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25}{1.8} \geq \frac{8.45 \cdot 10^{-3}}{20 \cdot 8.45 \cdot 10^{-3}} \\ \frac{0.25}{1.8} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{3.93 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.25} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 0.13 \geq 0.05 \\ 0.13 \geq 0.03 \text{ a } 0.02 \\ 0.0015 \leq 0.005 \end{array} \right.$$

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

**chapitre IV :**  
**ETUDE**  
**SISMIQUE**

## chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

### IV-1-Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### IV-2-Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### IV-3-Méthode de calcul

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

#### IV-3-1- Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le **RPA** (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### IV -3-2- Méthode dynamique

- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II a , groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable[1] (**Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié,

donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV-3-3 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de ( $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ ).

Avec  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

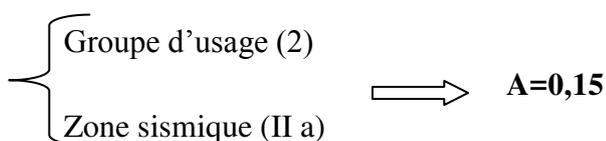
$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment , Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure
- Q : Facteur de qualité.

**Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure**

- **Coefficient d'accélération A**

- Zone sismique (II a) D'après la classification sismique de wilaya d'Oran (**RPA99**)
  - Groupe d'usage (2) ( ouvrage habitation ) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Alors d'après les deux critères précédents on obtient



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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- **Facteur de qualité Q**

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Vérifié	0
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non vérifié	0.05
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités

$$\Rightarrow Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq \quad (\text{Tableau 4.4 : RPA 99V2003})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal} \rightarrow Q_x = 1 + 0.15 = 1.15 \\ \text{Sens transversal} \rightarrow Q_y = 1 + 0.15 = 1.15 \end{array} \right.$$

**Poids total de la structure : (WT)**

WT : est égale à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

$$\beta = 0,20[\text{tab (4.5) RPA99}]$$

dans notre cas Le poids de la structure est :  $W = 49983.96 \text{ KN}$

- Période T1 et T2 du site considéré: on a site rocheux S1

$$\begin{cases} T_1 = 0,1 \\ T_2 = 0,30 \end{cases}$$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T_a = C_t h^{3/4}$$

$$T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_x}}$$

$$T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_y}}$$

$h_N$ : Hauteur total du bâtiment  $\Rightarrow H = 30.94 \text{ m}$

$CT = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$L_x = 28.10 \text{ m}$$

$$L_y = 19.55 \text{ m}$$

$$\checkmark T_a = 0.05 * 30.94^{3/4} \Rightarrow T_a = 0.65 \text{ s}$$

$$\checkmark T_x = \frac{0.09 * 30.94}{\sqrt{28.10}} \Rightarrow T_x = 0.525 \text{ s}$$

$$\checkmark T_y = \frac{0.09 * 30.94}{\sqrt{19.55}} \Rightarrow T_y = 0.63 \text{ s}$$

$$\checkmark T = \min(T_a, T_x, T_y) = \min(0.65, 0.525, 0.63)$$

$$T = 0.525 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$1.3 * T = 0.6825 \text{ s} \Rightarrow T_{emp} = 0.6825 \text{ s}$$

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

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{Formule 4.3 : RPA 99}$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure

et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage béton armé / maçonnerie (voiles ou murs)  $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

$$D = 0.95 S$$

- **La force sismique totale à la base de la structure est :**

$$V_{ST} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_{ST} = \frac{0.15 \times 0.95 \times 1.15}{5} \times 49983.96$$

$$V_{ST} = 1638.25 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad 0.8 \times V_{ST} = 1310.57 \text{ kn}$$

#### IV-3-4-Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3 S \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3 S \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s<sup>2</sup>

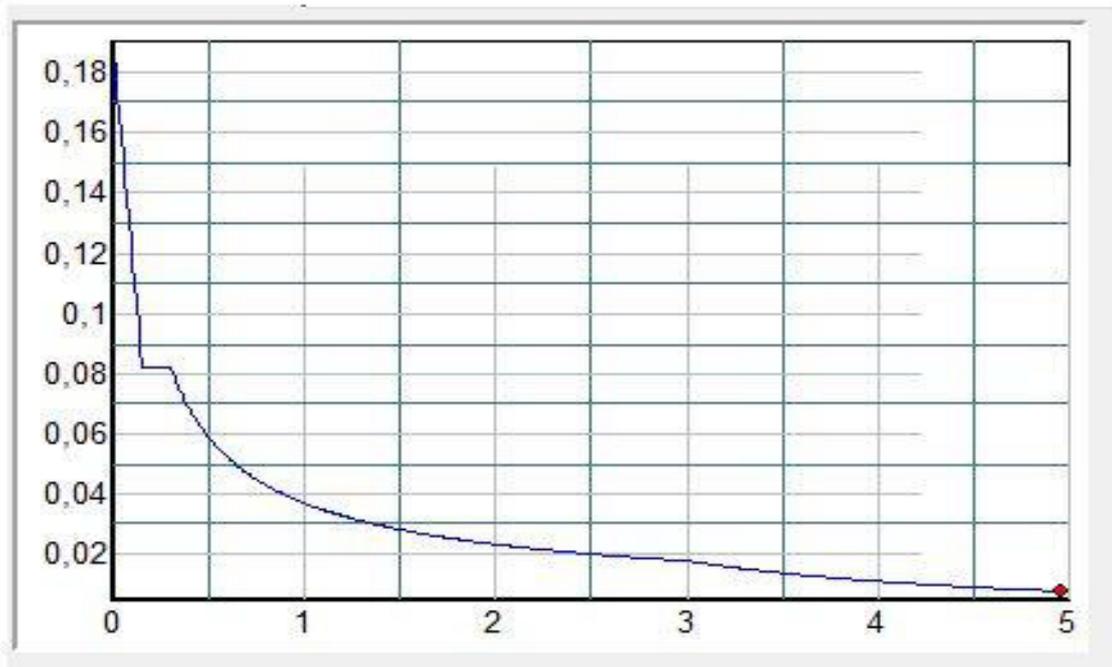


Figure IV.1: Spectre de réponse de calcul

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé **ETABS v9.6.0**

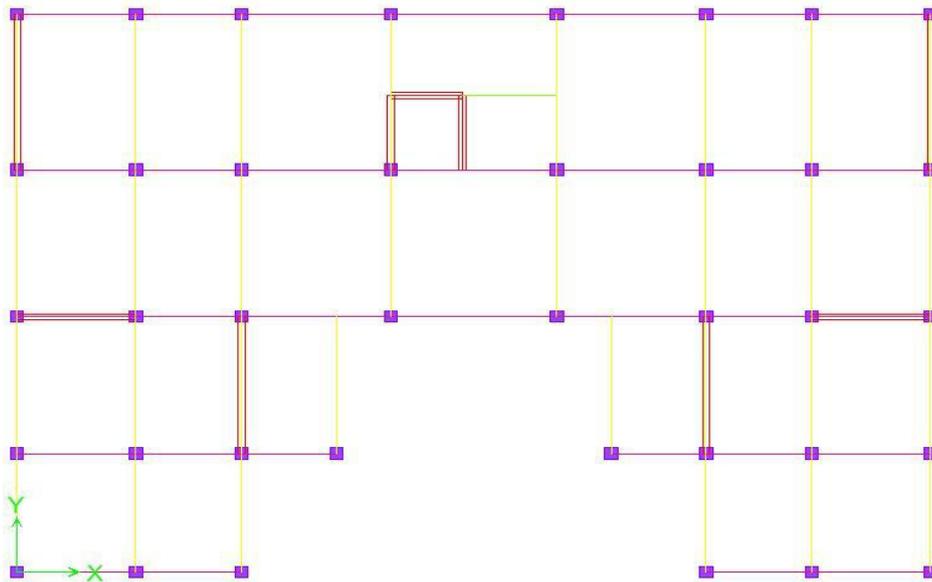


Figure IV.2: la 1<sup>er</sup> Disposition des voiles

la periode  $T = 0.78 \text{ s} > 0.68 \text{ S C.N.V}$

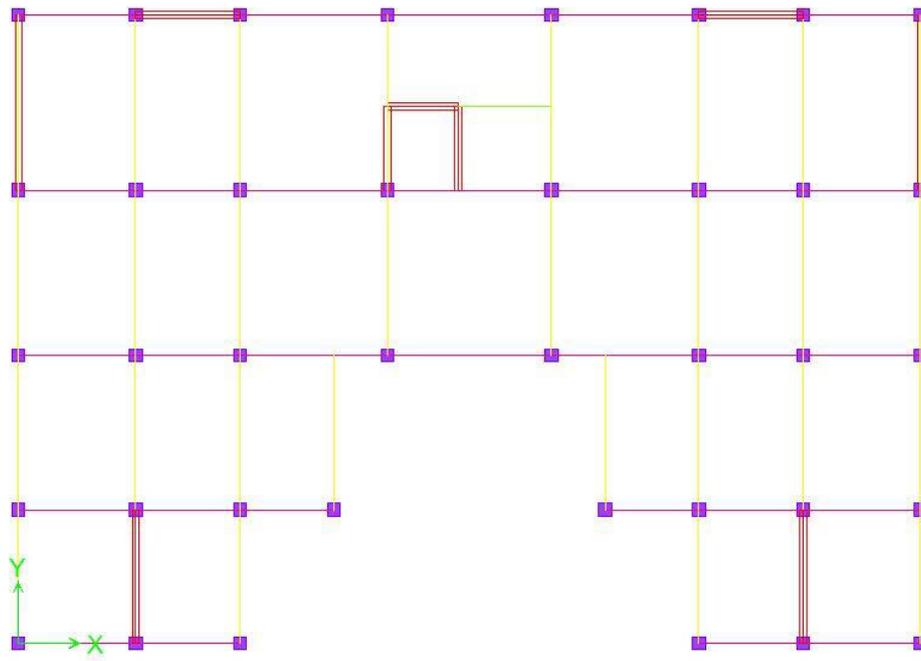


Figure IV.3: la 2<sup>em</sup> Disposition des voiles

la periode  $T = 0.74 \text{ s} > 0.68 \text{ S}$  C.N.V

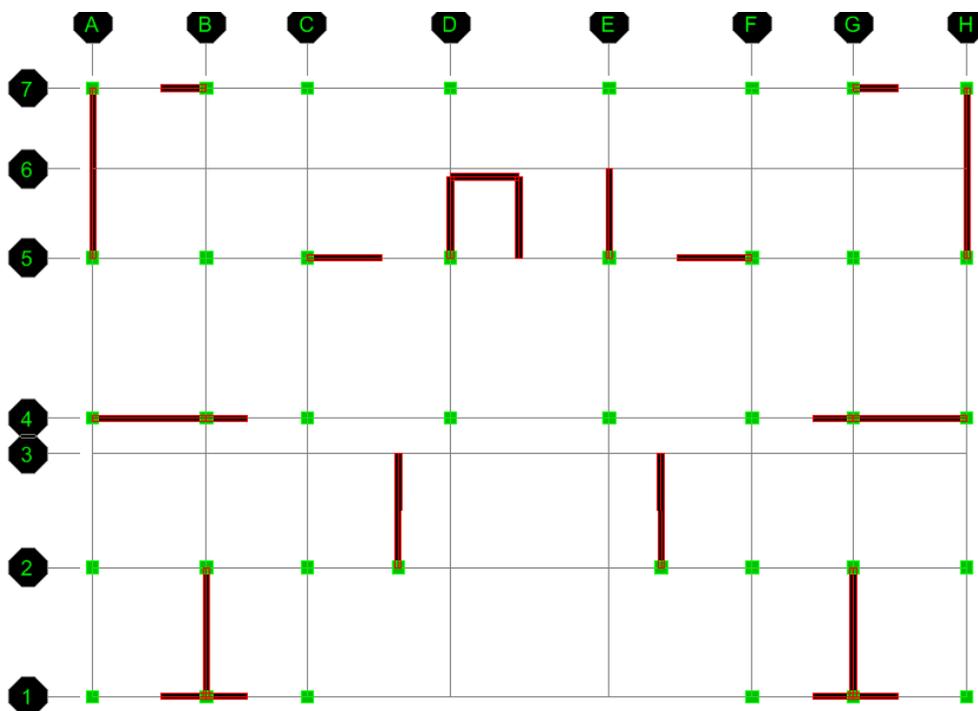


Figure IV.4: la 3<sup>eme</sup> Disposition des voiles

la periode  $T = 0.063 \text{ s} \leq 0.68 \text{ S}$  C.V

## IV-4- Vérification d ensemble

### IV-4-1-Période

Après l'analyse automatique par logiciel **ETABS v9.6.0** .on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous

MODE	PERIODE ( s )
1	0,631449
2	0,601964
3	0,51445
4	0,169879
5	0,137279
6	0,125493
7	0,078777
8	0,066331
9	0,060001
10	0,056087
11	0,055251
12	0,055186

Tableau IV.2: PERIODE

On admet dans tout les cas après les conventions des signe suivante :

$T_{dyn}$  : la période de calcul automatique ( $T_{dyn} = 0,631449$  s)

$T_e$  : la période fondamentale calculé par les méthodes empiriques

D'après les résultats de tableau **IV.2**, on constate que :

La période dynamique  $T_{dyn} = 0,631449$  s), par contre  $1.3T_e = 0.6825$  s

Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ( $1.3T_e \geq T_{dyn}$ ).

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (yy')

- Et le 3eme mode de torsions.

#### IV-4-2-1 effort sismique a la base

D'après le fichier des résultats de **ETABS** on a :

$$V_{x\ Dyn} = 2566.1 \text{ KN}$$

$$V_{y\ Dyn} = 2504.62 \text{ KN}$$

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante  $V_t$  des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Ceci nous donne :

$$0.8 \times V_{ST} = 1310.57 \text{ kN} \text{ donc : } V_{x\ Dyn} > 0.8 \times V_{ST} = \dots\dots\dots \text{ OK}$$

$$0.8 \times V_{ST} = 1310.57 \text{ kN} \text{ donc : } V_{y\ Dyn} > 0.8 \times V_{ST} = \dots\dots\dots \text{ OK}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

#### IV-4-3-Vérification des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \text{drift} \times h_t \times R$$

**SENS X-X'**

niveau	X	étage	R	delta X	1%étage	vérification
RDC	0,000384	3,4	5	0,00652	0,034	OK
1	0,000399	3,06	5	0,0061	0,0306	OK
2	0,000414	3,06	5	0,00633	0,0306	OK
3	0,000423	3,06	5	0,00647	0,0306	OK
4	0,00042	3,06	5	0,0064	0,0306	OK
5	0,000406	3,06	5	0,00621	0,0306	OK
6	0,000374	3,06	5	0,005722	0,0306	OK
7	0,000321	3,06	5	0,00491	0,0306	OK
8	0,000246	3,06	5	0,00376	0,0306	OK
9	0,000118	3,06	5	0,001804	0,0306	OK

Tableau IV.3: Vérification des déformations (x-x)

## SENS Y-Y'

niveau	Y	étage	R	delta Y	1%étage	vérification
RDC	0,000359	3,4	5	0,006103	0,034	OK
1	0,000369	3,06	5	0,0056457	0,0306	OK
2	0,00037	3,06	5	0,005661	0,0306	OK
3	0,000365	3,06	5	0,0055845	0,0306	OK
4	0,000352	3,06	5	0,0053856	0,0306	OK
5	0,000327	3,06	5	0,0050031	0,0306	OK
6	0,00029	3,06	5	0,004437	0,0306	OK
7	0,00024	3,06	5	0,003672	0,0306	OK
8	0,000174	3,06	5	0,0026622	0,0306	OK
9	0,000082	3,06	5	0,0012546	0,0306	OK

Tableau IV.4: Vérification des déformations (Y-Y)

## IV-4-4-Vérification de l'effet P-Δ

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.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_K h_K} \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$$V_K = \text{Effort tranchant d'étage au niveau « k »} \quad V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

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

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

**SENS X-X**

niveau	Pk	$\Delta k$	$V_K$	hk	$\theta$	$\theta \leq 0.1$
RDC	5555,85	0,00652	587,61	3,4	0,01813134	OK
1	10351,91	0,0061	965,67	3,06	0,02136979	OK
2	15147,97	0,00633	1238,78	3,06	0,02529546	OK
3	19944,04	0,00647	1471,67	3,06	0,02865402	OK
4	24830,25	0,0064	1685,3	3,06	0,03081502	OK
5	29683,18	0,00621	1865,37	3,06	0,03229354	OK
6	34569,17	0,005722	2016,6	3,06	0,03205499	OK
7	39626,86	0,00491	2158,59	3,06	0,02945639	OK
8	44684,55	0,00376	2276,51	3,06	0,02411872	OK
9	49983,95	0,001804	2334,25	3,06	0,01262404	OK

**Tableau IV.5: Vérification de l'effet P- $\Delta$ (x-x)****SENS Y-Y**

niveau	Pk	$\Delta k$	$V_K$	hk	$\theta$	$\theta \leq 0.1$
RDC	5555,85	33,9073526	638,02	3,4	0,01563078	OK
1	10351,91	58,4437783	1051,24	3,06	0,01816833	OK
2	15147,97	85,7526582	1338,44	3,06	0,02093762	OK
3	19944,04	111,377491	1569,19	3,06	0,02319533	OK
4	24830,25	133,725794	1780,98	3,06	0,02453775	OK
5	29683,18	148,507918	1970,76	3,06	0,02462603	OK
6	34569,17	153,383407	2140,06	3,06	0,02342238	OK
7	39626,86	145,50983	2298,32	3,06	0,02069	OK
8	44684,55	118,959209	2425,88	3,06	0,01602534	OK
9	49983,95	62,7098637	2489,63	3,06	0,00823151	OK

**Tableau IV.6: Vérification de l'effet P- $\Delta$ (y-y)****IV-5-vérification de l'effort normal réduit**

dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} < 0.3 \quad \text{avec}$$

B: aire de la section transversale du poteau considéré

Nd: effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelle (sismiques) les résultats obtenus sont illustre dans le tableau suivant

POTEAUX	Nd (kn)	B(cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$V \leq 0.3$
RDC	1379.5	(50×50)	0.22	cv
1	1273.04	(50×50)	0.20	cv
2	1043.95	(50×50)	0.17	cv
3	899.33	(45×45)	0.18	cv
4	762.92	(45×45)	0.156	cv
5	630.27	(45×45)	0.1244	cv
6	500.83	(40×40)	0.1252	cv
7	378.14	(40×40)	0.11	cv
8	258.19	(40×40)	0.07	cv
9	143.6	(35×35)	0.05	Cv

**Tableau IV.7: vérification de l effort normal réduit**

**CHAPTRE V:  
ETUDE DES  
ELEMENTS  
STRUCTURAUX**

## CHAPTRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### V-1- Introduction

La 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).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### V-2- Etude de ferrailage des poteaux

#### V -2-1- 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 ; La Combinaison accidentelle:

$G + Q + 1,2 E$  .....(ACC)

#### v-2-2- 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 II a)**.

-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  $\Phi$  (zone II a)**

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés avec ETABS 2013. Notre exemple de calcul sera un poteau 50×50 cm<sup>2</sup> qui se trouve au niveau RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

#### V-2-3- 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 :

$$\frac{At}{t} = \frac{Pa \times V_U}{h1 \times f_e}$$

$V_U$ : Effort tranchant de calcul.

$h1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400$  MPa.

$Pa$ : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$Pa = 2.5$  : Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \geq 5$

$Pa = 3.75$  : Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \leq 5$

$t$  : espacement des armatures transversales

#### - Dans la zone nodale

$t \leq \text{Min} (10\varnothing1, 15\text{cm})$  en zone I et II

$t \leq 10$  cm. en zone III

#### - Dans la zone courante

$t \leq 15 \varnothing1$  en zone I et II

$t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing1)$  en zone III

où est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

#### V-2-4- Exemple de calcul

➤ **1<sup>er</sup> Cas : Calcul à ELU : (P max et M<sub>corr</sub>)**

➤

$$Nu_{max} = -1821.02 \text{ KN}$$

$$Mu_{corr} = -10.33 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{10.33}{1821.02} = 0.00567 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.205 \text{ m}$$

$$M_A = Nu \times e_a \iff M_A = 1821.02 \times 0.205$$

$$M_A = 373.30 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 0.18$$

$$(d - d') Nu - M_A$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{373.30 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.2025 \times 0.5} = 0.26 > 0.186 \text{ pivot B}$$

$$\epsilon_{SL} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \Rightarrow \epsilon_{SL} = \frac{400}{1.15 \times 200000} \Rightarrow \epsilon_{SL} = 0.00173$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \epsilon_{SL}} = 0.67 \\ \beta = 1 - 0.4 a_l = 0.73 \end{array} \right. \quad \mu_1 = 0.8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0.392$$

**0,26 < μ1 = 0,392 : On revient au Pivot A**

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,26)}) = 0,38 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow 1 - 0,4 \times 0,38 = 0,848 \end{array} \right.$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left( \frac{M_A}{\beta \times d} - N_u \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \times \left( \frac{373.30 \times 10^{-3}}{0.848 \times 0.45} - 18210.02 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -0,0025 < 0 \quad A_s = 0$$

➤ **2<sup>eme</sup> Cas : Calcul a ELA (G+Q±1,2EXS) : (M max et N<sub>corr.</sub>)**

$$N_{a_{cor}} = 559.1 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 55.011 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.50 \text{ m} \quad / \quad d = 0.9h = 0.45 \text{ m}$$

$$b = 0.50 \text{ m} \quad / \quad d' = 0.1h = 0.05$$

$$e = \frac{M_{max}}{N_a} = \frac{55.011}{559.1} = 0.098 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.29 \text{ m}$$

$$M_A = N_u \times e_a \Rightarrow M_A = 559.1 \times 0.29$$

$$M_A = 162.14 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 0.18$$

$$(d - d') N_u - M_A$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{162.14 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.2025 \times 0.5} = 0.113 > 0.186$$

pivot A :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,113)}) = 0,15 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow 1 - 0,4 \times 0,15 = 0,94 \end{cases}$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left( \frac{M_A}{\beta \times d} - N_u \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \times \left( \frac{162.14 \times 10^{-3}}{0.94 \times 0.45} - 559.1 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -0,18 < 0 \quad A_s = 0$$

- Selon **RPA 99 version 2003**

$$A_{st \min} = 0.8\%B = (50.50) \cdot 0,8\% = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T16+4T14 de section  $A_{st} = 22.26 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

$$T_u = 19.9 \text{ KN}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \longrightarrow \tau_u = \frac{19.9 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0,088 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u = 0,088 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ M Pa} \quad \dots \text{CV}$$

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = \\ \frac{ht}{35} = \\ \frac{B}{10} = \end{cases} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**t** : est l'espace des armatures transversales calculé a l'aide des formules suivantes

- **Dans la zone nodale**

En zone I et II :  $t \leq \text{Min} (10\phi, 15\text{cm})$   $t \leq \text{Min} (20, 15\text{cm})$  , on adopte **t=10cm**

- **Dans la zone courante**

En zone I et II :  $t' \leq 15 \varnothing$   $t' \leq 30$  on adopte  $t' = 15\text{cm}$

➤ -Recouvrement

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (Article 7.4.2.1) est de :  $40 \Phi$  en zone II.

$\Phi = 14\text{mm}$   $L_r \geq 1,4 \cdot 40 = 56 \text{ cm}$  ; alors on adopte :  $L_r = 0,6 \text{ m}$

$\Phi = 16\text{mm}$   $L_r \geq 1,6 \cdot 40 = 64 \text{ cm}$  ; alors on adopte :  $L_r = 0,7 \text{ m}$

$\Phi = 20\text{mm}$   $L_r \geq 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$  ; alors on adopte :  $L_r = 0,8 \text{ m}$

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Section de ETABS(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Longitudinale		Ferrailage Transversal(RPA)		
				choix	Section (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	t' (cm)	At (cm <sup>2</sup> )
RDC	50×50	20	18.65	4T16+8T14	20.34	10	15	T8
1	50×50	20	18.65	4T16+8T14	20.35	10	15	T8
2	50×50	20	18.65	4T16+8T14	20.34	10	15	T8
3	45×45	16.2	9.38	12T14	18.48	10	15	T8
4	45×45	16.2	9.38	12T14	18.48	10	15	T8
5	45×45	16.2	9.38	12T14	18.48	10	15	T8
6	40×40	12.8	7.27	4T14+8T12	15.2	10	15	T8
7	40×40	12.8	7.27	4T14+8T12	15.2	10	15	T8
8	40×40	12.8	7.27	4T14+8T12	15.2	10	15	T8
9	35×35	9.8	06.95	12T12	13.56	10	15	T8

Tableau V-1: récapitulatif des ferrailages des poteaux

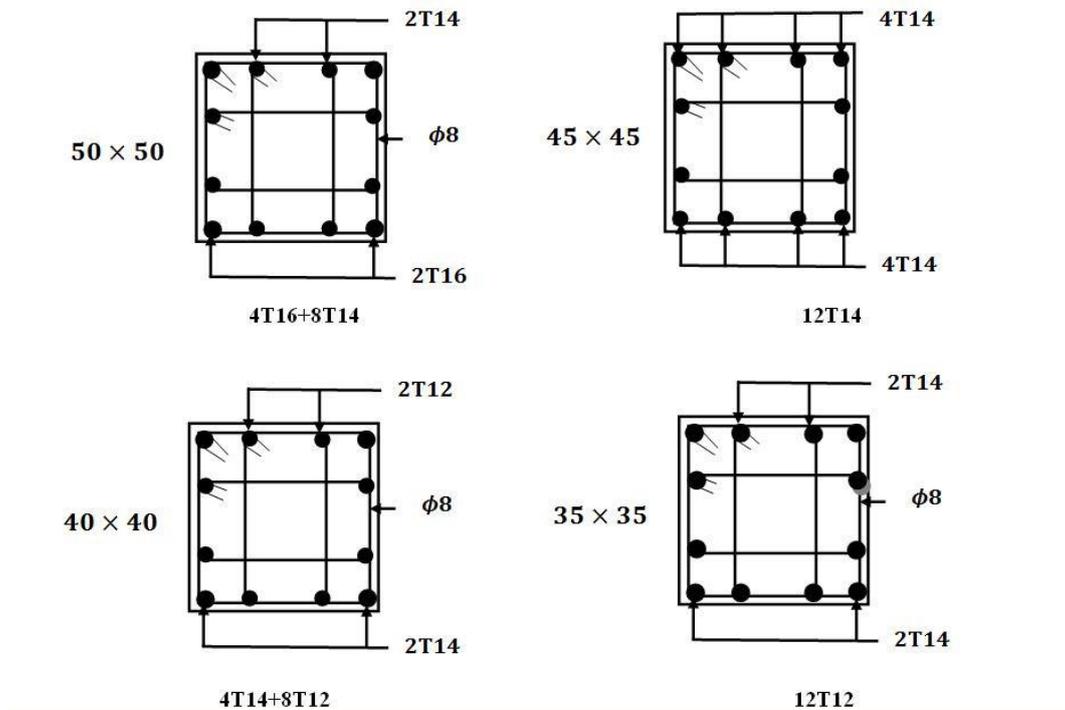


Figure V.1:Récapitulatifs des ferrailages des poteaux

### V-3- Etude des poutres principales et chainages

Section (cm2)	ELU		ELS		ELA	
	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN .m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN .m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN .m)
POUTRES PRICIPALE 30 × 45	-126.421	73.449	-92.303	53.758	-92.303	53.758
POUTRES SECONDAIRES 30 × 40	-90.695	56.251	-65.862	40.828	-65.862	40.828

Tableau V-2:Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages

#### V-3-1- Etude des poutres principales

❖ ON PREND LES POUTRES PRICIPALES DE TERRASSE COMME  
EXEMPLES DE CALCUL

#### -Calcul des armatures longitudinales des poutres principales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,405 \text{ m}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ M Pa}$$

#### a) ELU

- En travée

$$M_t = 73,449 \cdot 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu_u = \frac{73,449 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,405^2 \cdot 14,17} = 0,105 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha=1,25.(1-\sqrt{1-2.0,105})=0,138$$

$$\beta=(1-0,4 .0,138)=0,944$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{73,449.10^{-3}}{0,944.0,405.348}=5,52cm^2$$

- **En appuis**

$$M_d=126,421.10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{126,421.10^{-3}}{0,30.0,405^2 .14,17}=0.181 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha=1,25.(1-\sqrt{1-2.0,011})=0,251$$

$$\beta=(1-0,4 .0,014)=0,899$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{126,421.10^{-3}}{0,899.0,405.348}=9.97 cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b . d \text{ Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 Mpa$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,30 \times 0,405=1.46$$

$$9.97 cm^2 > 1.46 cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) ELA

- En travée

	M max	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A st	$A_{st \text{ non fragilité}}$	
ELA	53.758	0.077	0.100	0.96	3.97	1.45	CV

Tableau V-3: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA

- En appui

	M max	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	Ast	$A_{st \text{ non fragilité}}$	
ELA	92.303	0.132	0.177	0.92	7.11	1.45	CV

Tableau V-4: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA

Finalemnt :  $A_{st} = \max(5,52 \text{ cm}^2; 3,97 \text{ cm}^2) = 5,52 \text{ cm}^2$

$A_{app} = \max(9,97 \text{ cm}^2; 7,11 \text{ cm}^2) = 9,97 \text{ cm}^2$

**-Vérification a ELS**

**En travée**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

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

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{30} \times (3,97 + 0) = 1,98 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{30} \times (3,97 \times 40,5 + 0) = 160,785 \text{ cm}$$

$$Y = -1.98 + \sqrt{1.98^2 + 160.785} = 10.85 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30}{3} \times (10.85)^3 + 15(3.97) \times (40.5 - 10.85)^2 + 0 = 53528.96 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$  avec  $M_{ser} = 53.758 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{53.758 \cdot 10^2}{53528.96} \times 10.85 = 1.089 \text{ KN/cm}^2 = 10.89 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

• **En appui**

	D	E	Y	I	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
ELS	46.15	3738.27	30.45	11579823.88	15	0.14	CV

Tableau V-5: Vérification a ELS des poutres principales

**-Condition du RPA 99 version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5.10 \cdot 3.30 \cdot 45 = 6 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 9.97 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

On adopte :

en travée :  $A_{st} = 5.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T14} \rightarrow A_{st \text{ choisie}} = 6.16 \text{ cm}^2$

en appui :  $A_{st} = 9.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{T16} + 4\text{T14} \rightarrow A_{st \text{ choisie}} = 11.3 \text{ cm}^2$

**-Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013

$$T_{max} = 134.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{134.13 \times 10^3}{0.3 \times 0.405} = 0,1810 \text{ MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

C.V

### Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{450}{35} = 13 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 15 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \phi = 10 \text{ mm}$$

### Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

#### - Zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi ; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min(11,25 ; 9,6 ; 30 \text{ cm})$$

On adopte :  $St = 9,6 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$

#### - Zone courante

$$St \leq \frac{ht}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

On adopte :  $St = 15 \text{ cm}$

### V-3-2- Etude des chaînages

#### ✓ Calcul des armatures longitudinales des chaînages : (TERASSE)

- En travée

	M <sub>max</sub>	μ	α	β	A <sub>st</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELU	55.049	0.078	0.101	0.959	4.07	1.46	CV
ELA	40.243	0.057	0.073	0.870	3.28	1.46	CV

Tableau V-6: Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée

- En appui

	M <sub>max</sub>	μ	α	β	A <sub>st</sub>	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELU	-83.551	0.119	0.158	0.936	6.33	1.46	CV
ELA	-60.721	0.087	0.113	0.954	4.51	1.46	CV

Tableau V-7: Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui

Finalemment :  $A_{st} = \max(4.07\text{cm}^2; 3.28\text{cm}^2) = 4.07\text{cm}^2$

$A_{app} = \max(6.33\text{cm}^2; 4.51\text{cm}^2) = 6.33\text{cm}^2$

On adopte en travée: **6T12** de section : **6.78 cm<sup>2</sup>**

On adopte en appui: **6T12** de section : **6.78 cm<sup>2</sup>**

**-Vérification a ELS**

- En travée

	D	E	Y	I	$\sigma_{bc}^-$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	2.035	164.83	10.96	66438.26	15	9.08	CV

Tableau V-8 :Vérification a ELS des chainages en travée

- En appui

	D	E	Y	I	$\sigma_{bc}^-$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	3.16	256.36	13.16	93764.03	15	11.27	CV

Tableau V-9: Vérification a ELS des chainages en appui

### -Condition du RPA 99 version 2003

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5.10^{-3} \cdot 30 \cdot 40 = 6cm^2 < A_{st \min} = 6.78 cm^2$  Condition vérifiée

### -Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013

$T_{max} = 74.63 KN$

$$\tau_u = 0.614MPa$$

$$\tau_u = 0.614MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \quad C.V$$

### -Calcul des armatures transversales

Forfaitairement ; et pour facilité l'exécution ; On prend :  $\phi_t = 8mm$

### -Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2) on a

#### - Zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi ; 30cm\right)$$

$$St \leq \min(11,25 ; 9,6 ; 30cm)$$

On adoptee:  $St = 9.6cm = 10cm$

#### - Zone courante

$$St \leq \frac{ht}{2} = \frac{25}{2} = 12,5cm$$

On adoptee:  $St = 15cm$

		APPUI			TRAVEE		
	TYPE	A st min (cm <sup>2</sup> )	Choix	Ast section (cm <sup>2</sup> )	Ast min (cm <sup>2</sup> )	choix	Ast section (cm <sup>2</sup> )
POUTRES PRINCIPALE	ETEGE COURANT	9.97	8T16+4T14	11.3	5.52	4T14	6.16
CHAINAGES	ETEGE COURANT	6.33	6T12	6.78	4.07	6T12	6.78

Tableau V-10:Récapitulatif des ferrillages des poutres principale et chainages terrasse

Etage	Section (cm2)	Amin RPA (cm2)	Section de ETABS(cm2)	Ferrailage Longitudinale	
				choix	Section (cm <sup>2</sup> )
POUTRE PRINCIPALE	30×45	10.8	7.213	4T16+4T12	12.56
CHAINAGE	30×40	9.6	7	4T14+4T12	10.68

Tableau 101 :Récapitulatif des ferrillages des poutres principale et chainages Etage courants ( ETABS)

## V-4-Etude de ferrailage des voiles

### V-4-1-Voile de contreventement

#### V-4-1-1-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-4-1-2-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-4-1-3-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 a vis des charges horizontales.

### ***V-4-1-4-Rôle de contreventement***

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis a vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### ***V-4-1-5-Etapes de calcul***

-Détermination des sollicitation **N** et **M** par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : (N min ; M correspond) et (M max ; N correspond) , La détermination de la nature de la

section peut être soit:

- Entièrement comprimée (EC).
- Partiellement comprimée (PC).
- Entièrement tendue (ET).

### ***V-4-1-6-Combinaison***

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

-ELU : 1,35G +1,50Q

-ELS : G + Q

-ACC : G ± Q 1,2E

#### V-4-1-7-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'espace des barres horizontales et verticales :  $S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$

-Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$\phi_t$ : Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$\phi_t$ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

#### V-4-1-8-Exemple de calcul

On a pris le voile du RDC de l'axe 1 entre Fille 1 et 2 ; voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

	M11	M22	F11	F22	V13	V22
ELU	-0.11	-0.57	-99.64	-498.21	0.02	0.23
ELA	-0.41	-2.06	-164.28	365.05	0.05	0.74
ELS	0.41	2.06	-184	-924.46	0.06	-0.75

Tableau V-12:Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant

F11 et F22 : effort normale

V13 et V23 : effort tranchant

Longueur : L=5.65 m

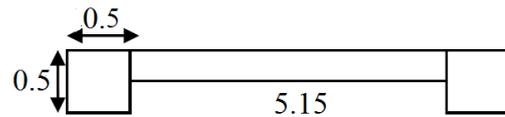


Figure V.2 : Section du voile étudié

Epaisseur :  $e_p = 0,20 \text{ m}$

La section :  $A = 1.13 \text{ m}^2$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times h^3}{12} \longrightarrow I = \frac{20 \times 565^3}{12} \longrightarrow I = 3 \text{ m}^4$$

V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :  $V = \frac{b}{2} = \frac{5.65}{2} = 2.82 \text{ m}$

- Détermination des contraintes:  $\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$

$$\delta_1 = \frac{365.051 \cdot 10^3}{1.13} + \frac{(2.06 \cdot 2.82) \cdot 10^3}{3} ; \delta_1 = 323053.09 + 1936.4 ;$$

$$\delta_1 = 324989.5 \text{ pa} \qquad \delta_1 = 0.324 \text{ Mpa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\delta_2 = 323053.09 - 1936.4 \qquad \delta_2 = 0.319 \text{ Mpa}$$

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 à :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

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 :  $D \leq \frac{1}{10} \cdot a$

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 14 \text{ mm}$

- 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):**

$$St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min(\text{St CBA}, \text{St R.P.A99}) = 30 \text{ cm}$$

On adopte un **espacement égal à 15 cm.**

Le diamètre des armatures verticales est de **7T12** soit **Ast = 7.91 cm<sup>2</sup>**

**Détermination des armatures horizontales :**

$$Ah = \frac{2}{3} Av ; Av \text{ est la section des armatures verticales}$$

$$Ah = \frac{2}{3} . 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend  $h = 10 \text{ mm}$

Soit **7T10** de section **5,50 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la contrainte de cisaillement**  $\tau_b = \frac{T'}{a.l}$

Avec  $T' = 1.4.T$  (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

$$L : \text{longueur du voile} \quad \tau_b = \frac{(1.4 \times 0.74) \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.65} = 9.16 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$$

# **Chapitre VI :**

## **Etude de**

# **l'infrastructure**

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI-1-Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet 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 :

- reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ces caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

- L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
- La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
- Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prises pour que les fondations aient les qualités requises.

### VI-2- Etude préliminaire du choix de type de fondation

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bars, la profondeur d'ancrage est de 3.20m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

**VI-2- 1-Calcul des fondations**

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation

**VI-2- 2-Choix du type de fondation**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolés. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Ss: section des semelles

Sb: section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

## VI-2-2-1-Semelles isolées

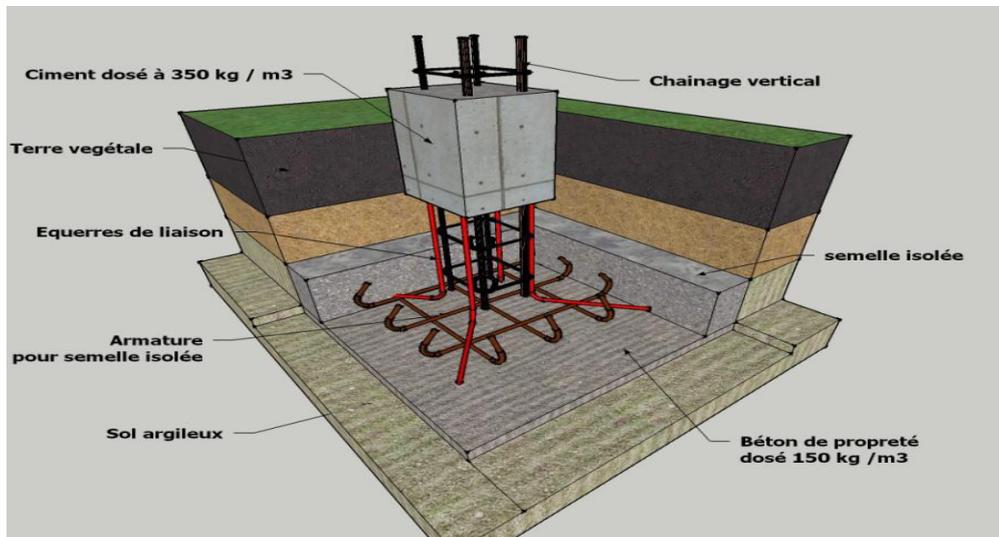


Figure 3: Schéma d'une semelle isolée

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) : On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$$

Tel que:

$S_s = B \times L$  (section des semelles)

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

D'après les résultats obtenu par **ETABS** ; l'effort normal du poteau le plus sollicité égale a :

$$N = 1379.5 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{1379.5}{150} = 9.19 \text{ m}^2$$

Si on a une semelle carrée :  $B = L = \sqrt{9.19} = 3.03 \text{ m}$

On a 38 poteaux  $\rightarrow S_s = 9,19 \times 38 = 349.22 \text{ m}^2$

$$S_b = 565.16 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{349.22}{465.207} = 0.75 \geq 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse **50%** de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI-2-2-2-Radier général

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines appuyé 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.



**Figure 4: Un radier général**

Pour déterminer la surface du radier ; il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

## VI-3 -Pré dimensionnement du radier

### VI-3-1-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.

$L_{max} = 5.45 \text{ m} \Rightarrow h_r = 27 \text{ cm}$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ . pour l'épaisseur de la dalle

- **Vérification de la contrainte du sol**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol  $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante  $\sigma_b \leq \sigma_{sol}^-$

$\sigma_b = Z.K \leq \sigma_{sol}$

Avec

Z : déplacement maximale suivant l'axe z

K : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un très bon sol.)

-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 = 2.5 bar

le déplacement maximale est de  $Z = 0,0009 \text{ m}$

$0,0009 \cdot 12 \cdot 10^2 = 1.08 \text{ bar} \leq 2.5 \text{ bar}$  CV

### VI-3-2-Nervure

- **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  $L_{max} = 5.45$  m

$$0.4 \leq h_{n1} \leq 0.545$$

Alors on prend  $h_{n1} = 50$ cm

- **Condition de rigidité**

Pour un radier rigide on doit vérifier

$$L_{max} = \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot K}}$$

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  $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

$b$  : largeur de radier par 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  $5.45$ m

$$\text{Donc } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \frac{2L^4}{\pi}} \rightarrow h_{n2} = 0.54\text{m}$$

$$h_n = \max(h_{n1}, h_{n2})$$

On prend  $h_n = 50$  cm

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.45}{10} = 0.545\text{m}$$

Donc

$b = 54.5$ cm dans les deux sens (x-x et y-y)

- **Conclusion**

$h_n = 50$  cm

$B = 54.5$ cm

D'après ETABS et après plusieurs essais ; les dimensions du radier et des nervures les plus Favorables sont

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 50 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$

## VI-4 -Les vérifications nécessaires

### VI-4 -1- 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 ( $N_u=1379.5\text{KN}$ )

$\mu_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a$   $b$  : Dimensions du poteau du RDC ( $50 \times 50$ ) $\text{cm}^2$ .

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier.

$$\mu_c = 2[(50+50) + 2 \cdot 100] = 600\text{m}$$

$$Q_u = 0.045 \cdot 6 \cdot 1 \cdot \frac{25}{1.5} = 4500\text{KN}$$

$$4500 \text{ KN} > 1379.5 \text{ KN CV}$$

## VI-5 -Ferrailage du radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : «  $1,00 \times 1,00$  » $\text{m}^2$  et en deux directions

### VI-5-1- Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,45\text{m} ; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$M_{max t} = 266,98 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{266,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,093 < \mu = 0,0186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,093)}) = 0,122$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,122) = 0,9512$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{266,98 \times 10^{-3}}{0,9512 \times 0,45 \times 348} = 17,92 \text{ cm}^2$$

**On prend : 9T16 de section :  $A_{st} = 19,1 \text{ cm}^2$**

- **En appuis**

$$M_{max a} = 290,81 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{290,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,101 < \mu = 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,101)}) = 0,133$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,133) = 0,94$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{290,81 \times 10^{-3}}{0,468 \times 0,45 \times 348} = 19,75 \text{ cm}^2$$

On prend : **10T20** de section  $A_{st} = 20,2 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,45 = 5,43 \text{ cm}^2$$

On a donc :  $A_{st} = 20,2 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5,43 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

- **Calcul de l'espacement**

D'après le **CBA 93**

$$S_t = \min(0,9 \cdot d ; 40) \text{ cm} = \min(0,9 \cdot 45 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

**$S_t = 15 \text{ cm}$**  dans les zones courantes.

**$S_t = 10 \text{ cm}$**  dans les zones nodales

### VI-5-2- 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 appui**

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

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{100} \times (50,24 + 0) = 7,536 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times (50.24 \times 45 + 0) = 678.24 \text{ cm}$$

$$Y = -7.536 + \sqrt{7.536^2 + 678.24} = 19.57 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (19.57)^3 + 15(50.24) + (45-19.57)^2 + 0 = 736800.25 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$  avec  $M_{ser} = 214.47 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{214.47 \cdot 10^2}{736800.25} \times 19.57 = 0.56 \text{ KN/cm}^2 \implies 5.6 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

➤ **En travée**

	D	E	Y	I	$\sigma_{bc}^-$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	4.83	434.7	16.57	545680.48	15	6.52	CV

Tableau VI-1: Vérification à l'ELS de la contrainte de béton

## VI-6-Ferraillage des nervures

### VI-6-1-Calcul des armatures longitudinales

➤ **En travée**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 0,4 \text{ m} ; h_0 = 1 \text{ m}$$

D'après ETABS  $M_{tu} = M_{max} = 117,29 \text{ KN.m} = 0.117 \text{ MN.m}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_{bc}$$

$$d = 0,9 \cdot h_0 = 0,9 \cdot 1 = 0,9 \text{ m}$$

$$M_r = 0,4 \cdot 1 \cdot 14,17 \cdot \left(0,9 - \frac{1}{2}\right) = 2,55 \text{ MN.m}$$

$M_t < M_r$  l'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table et le calcul se fait avec une section rectangulaire de dimensions (40 x 100 cm)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$b = 0,4 \text{ m} ; h = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,9 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$M_{max_t} = 117,29 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{117,29 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,9^2 \cdot 14,17} = 0,025 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025}) = 0,031$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,031) = 0,98$$

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

$$A_{st} \geq \frac{117,29 \cdot 10^{-3}}{0,98 \cdot 0,9 \cdot 348} = \mathbf{3,82 \text{ cm}^2}$$

### ➤ En appui

$$M_{max_a} = 119,13 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{119,13 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,9^2 \cdot 14,17} = 0,025 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025}) = 0,031$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,031) = 0,98$$

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

$$A_{st} \geq \frac{119,13 \cdot 10^{-3}}{0,98 \cdot 0,9348} = 3,88 \text{ cm}^2$$

On a opté pour **4T16** en travée et **4T16** en appuis

### VI-6-2-Vérification a ELS

- **En travée**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des Contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit

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

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{40} \times (8,04 + 0) = 3,015 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{40} \times (8,04 \times 90 + 0) = 542,7 \text{ cm}$$

$$Y = -3,015 + \sqrt{3,015^2 + 542,7} = 20,47 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{40}{3} \times (20.47)^3 + 15(8.04) * (90-20.47)^2 + 0 = 697395.93 \text{ cm}^4$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y$  avec  $M_{ser} = 85.45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{85.45 \cdot 10^2}{697395.93} \times 20.47 = 0.25 \text{ KN/cm}^2 \implies 2.5 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,4 \times 0,9 = 4,34$$

$$8,04 \text{ cm}^2 > 4,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

D'après les résultats obtenus par ETABS ; Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1**

Pour de fissurations peu préjudiciable

$$T_{max} = 338.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{338.51 \times 10^3}{0,4 \times 1} = 0,84 \text{ MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

## VI -7-Etude des longrines

### 7-7-1-Introduction

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Selon RPA99 version 2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

Pour plus d'efficacité ; on prend les dimensions de la section transversale des longrines (30x30).

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser des longrines pour la construction et assuré un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble de fondation.

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

D'après **RPA 99 version 2003** et comme notre zone est la **zone sismique IIa** d'où

$\alpha = 12$  Avec **N** présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidair

$$F = \frac{N}{12} = \frac{2545.17}{12} = 212.09 \text{ KN}$$

### VI -7-2-Ferraillage

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{212.09 * 10^{-3}}{348} = 6.09 \text{ cm}^2$$

On choisi **6T12** de section **Ast =6.78 cm<sup>2</sup>**

D'après **RPA 99 version 2003** ; le ferraillage minimum doit être de **0,6%** de la section avec

des cadres d'ou l'espace est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)**:

$$A_{st} = 0,6\% B = 0,6/100 (30 \cdot 30) = 5,40 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte :  **$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$**

### Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,30 \times 0,27 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$6,78 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

**Donc** : On prend le max entre ( $A_{st}$  calcul ;  $A_{st}$  min de RPA) = max (6,78 ; 6,09) = 6,78 cm<sup>2</sup>

### L'espace des cadres

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\text{Ø})$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \cdot 1,4)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 21\text{cm})$$

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

### Les armatures transversales

On choisit forfaitairement :

**Øt = 8 mm** de section :  **$A_{st} = 1,5\text{cm}$**

### Condition des armatures transversales

$$\text{Øt} \geq 1/3 \text{ Øl}$$

$$\text{Øt} = \frac{1}{3} \times 14 = 4,66 \text{ mm}$$

$8 \text{ mm} \geq 4,66 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée

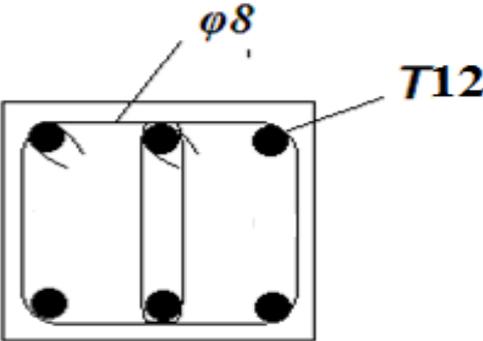


Figure VI.3 : Ferrailage de la longrine

:

## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du 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 architecturale et les exigences sécuritaires.

## ***Bibliographie***

### **REGLEMENT**

- ✓ *RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.*
- ✓ *BAEL91 : béton armé aux états limite*
- ✓ *CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé*
- ✓ *DTR : Document technique réglementaire*

### **Cours**

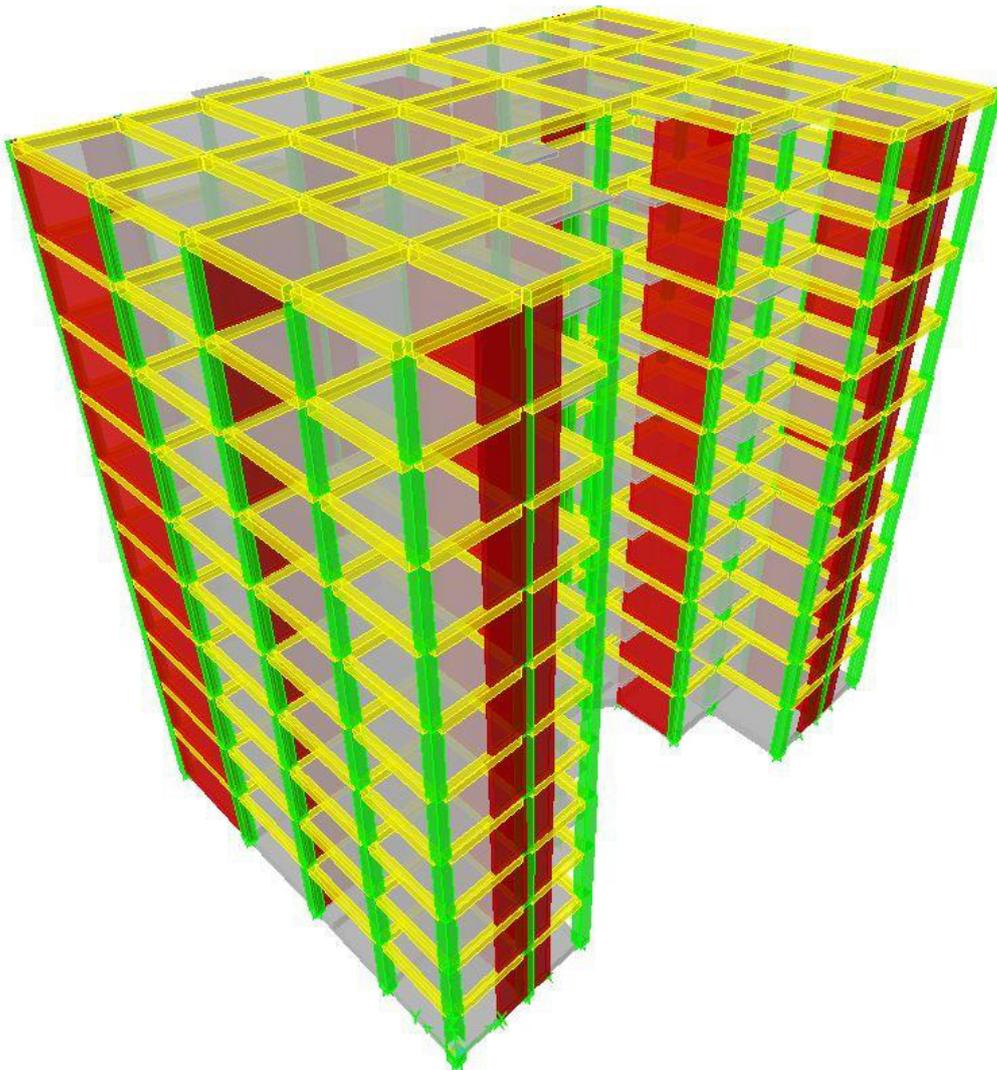
- ✓ *Cours en béton armé (3<sup>eme</sup> Année Licence)*
- ✓ *Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants*
- ✓ *Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougins)*

### **LOGICIELS**

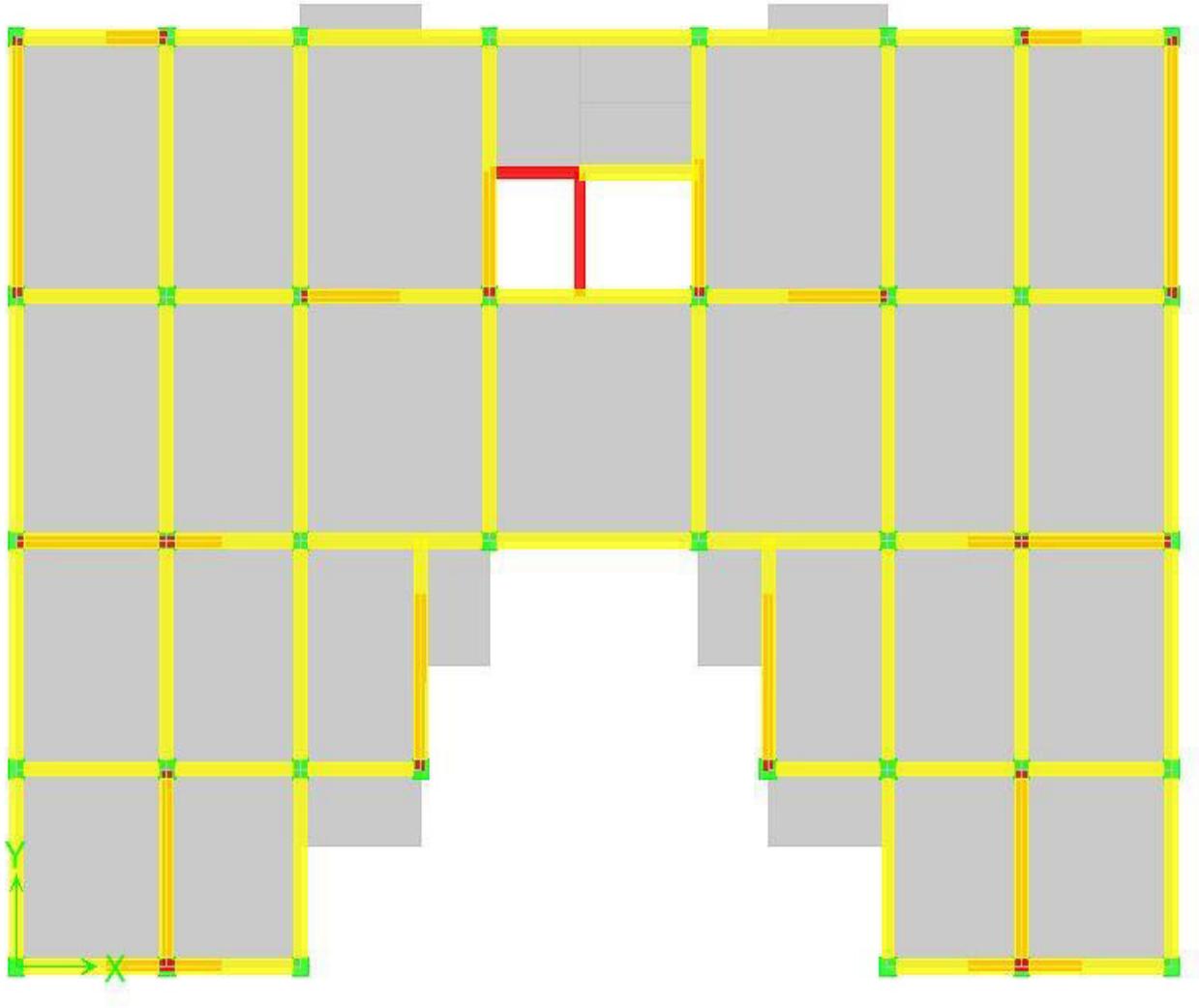
- ✓ Logiciel d'ETABS 2009.
- ✓ AUTO CAD 2013
- ✓ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC.**
- ✓ EXCEL 2007
- ✓ WORD 2007.

# ANNEXES

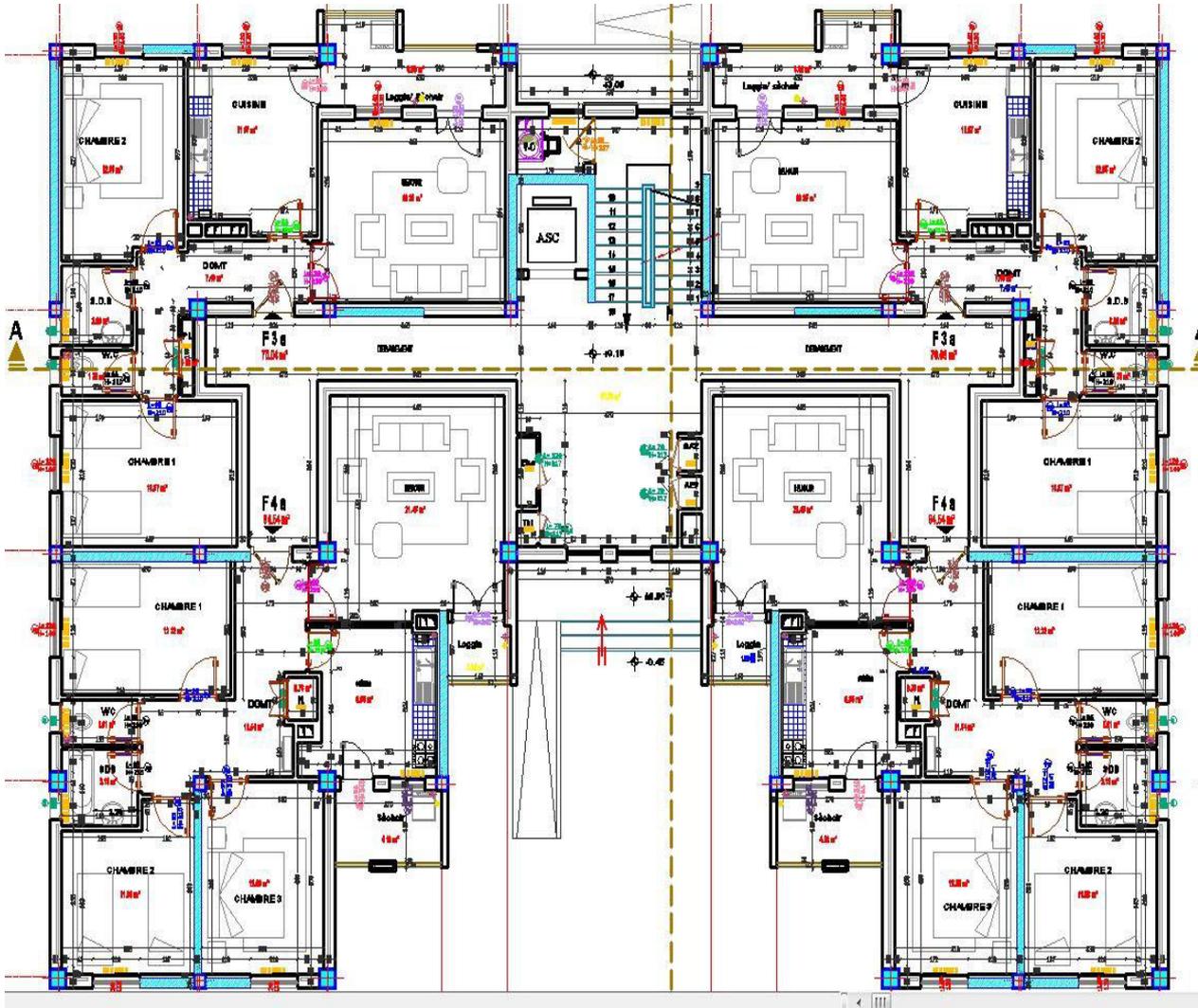
## La structure en 3D par logiciel ETABS



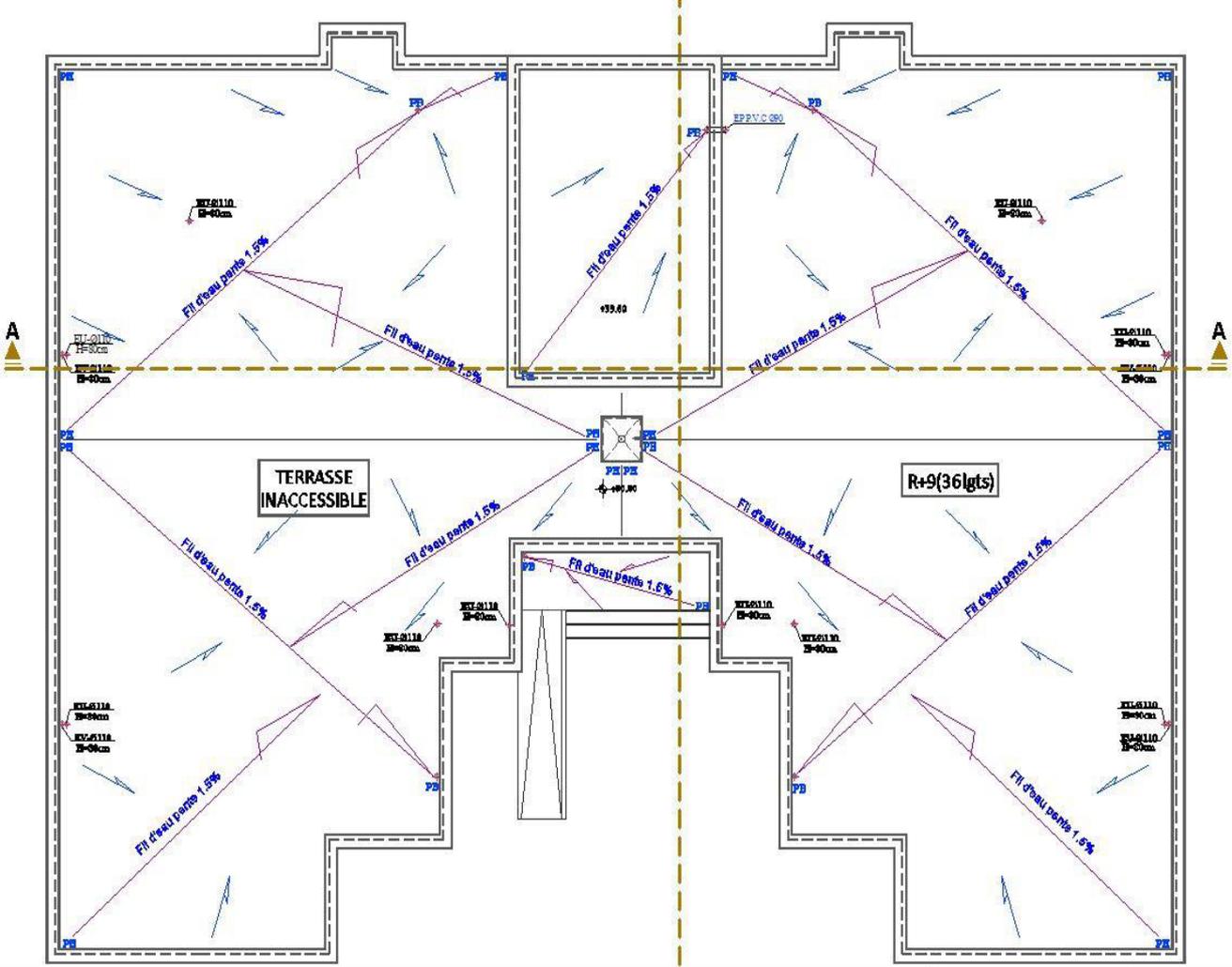
**Vue en plan de La structure par logiciel ETABS**



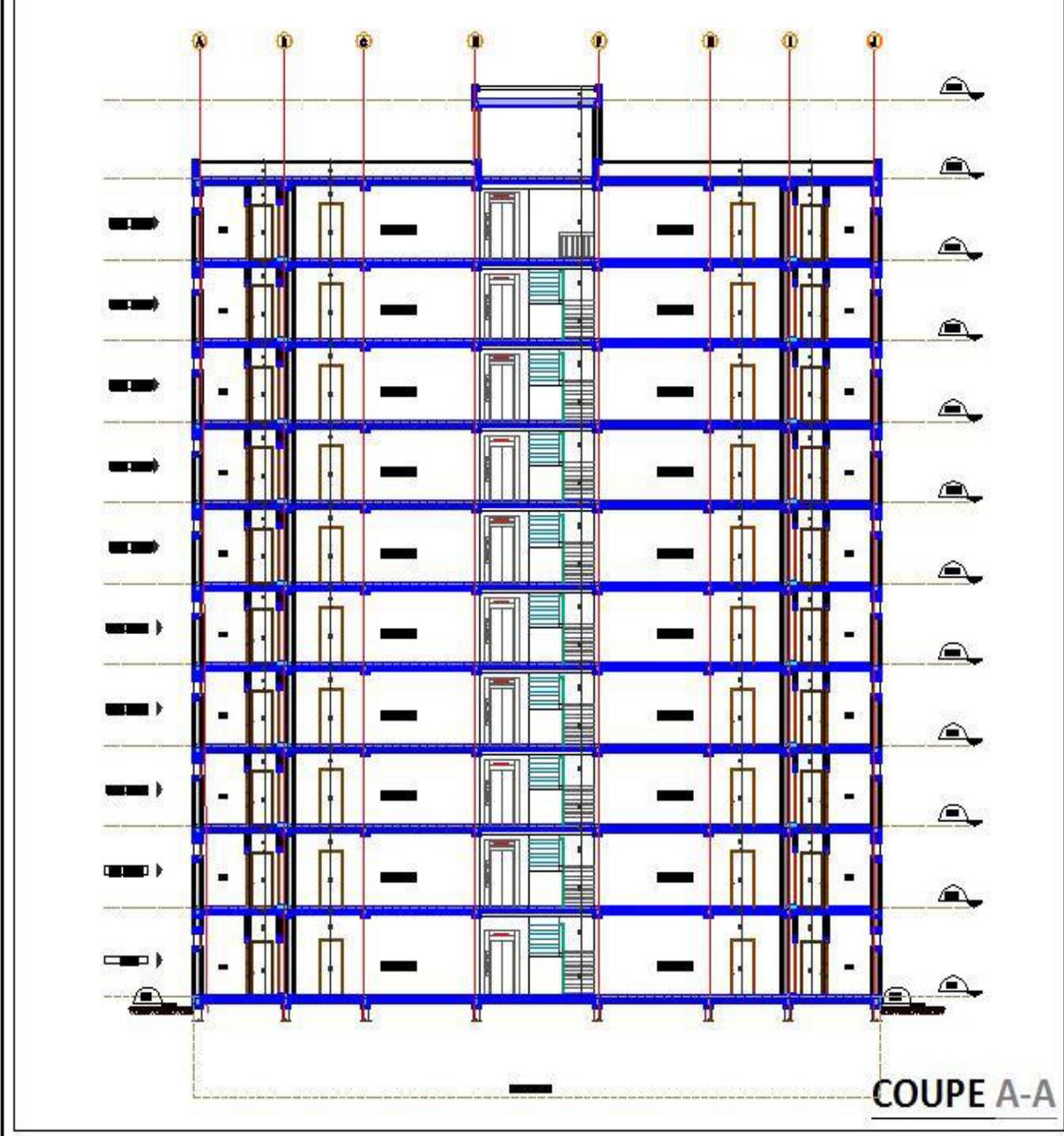
# Vue en plan d'étage RDC par logiciel AutoCAD 2013



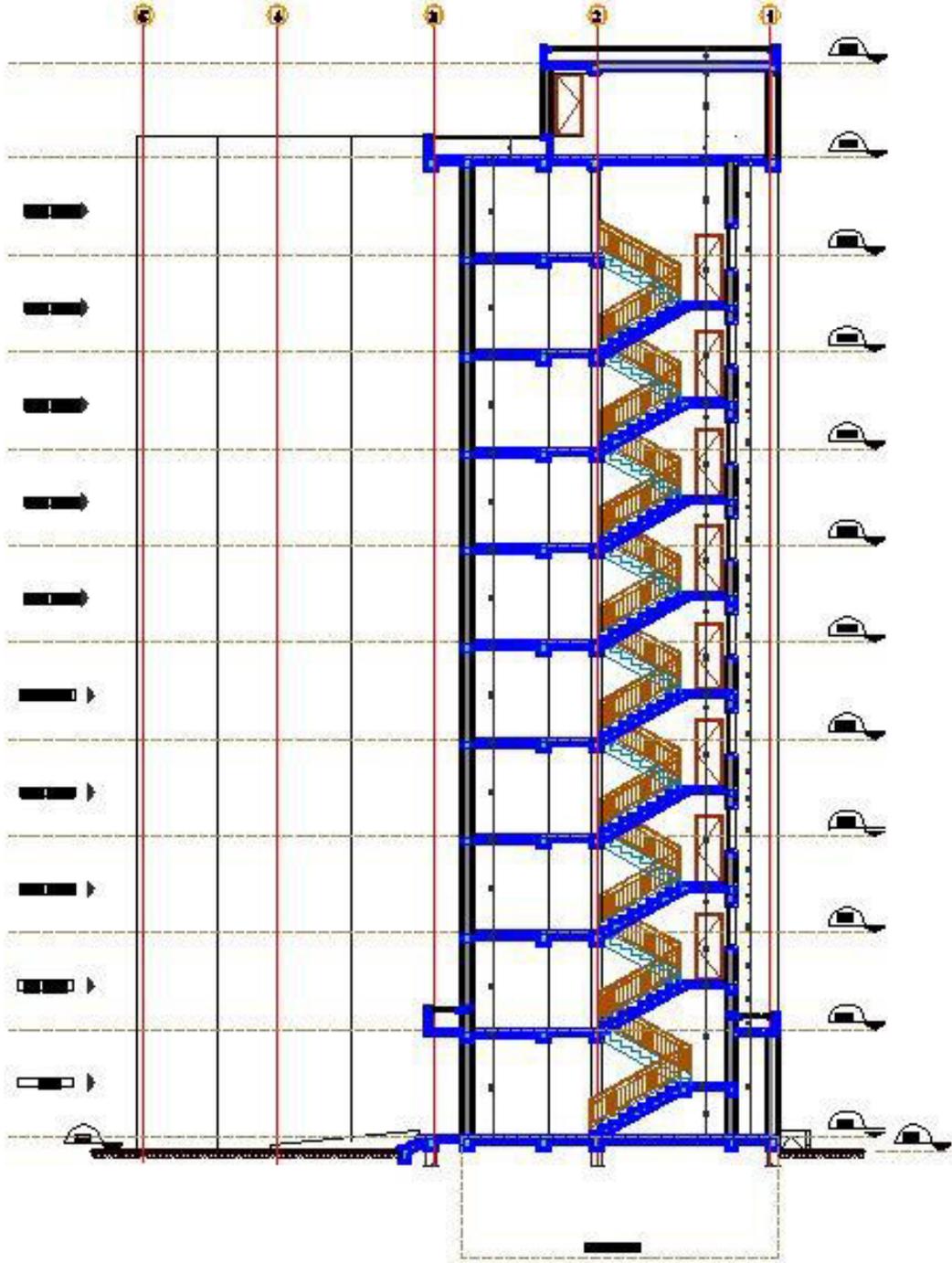
# Vue en plan TERRASSE par logiciel AutoCAD 2013



Vue en plan coupe A--A :

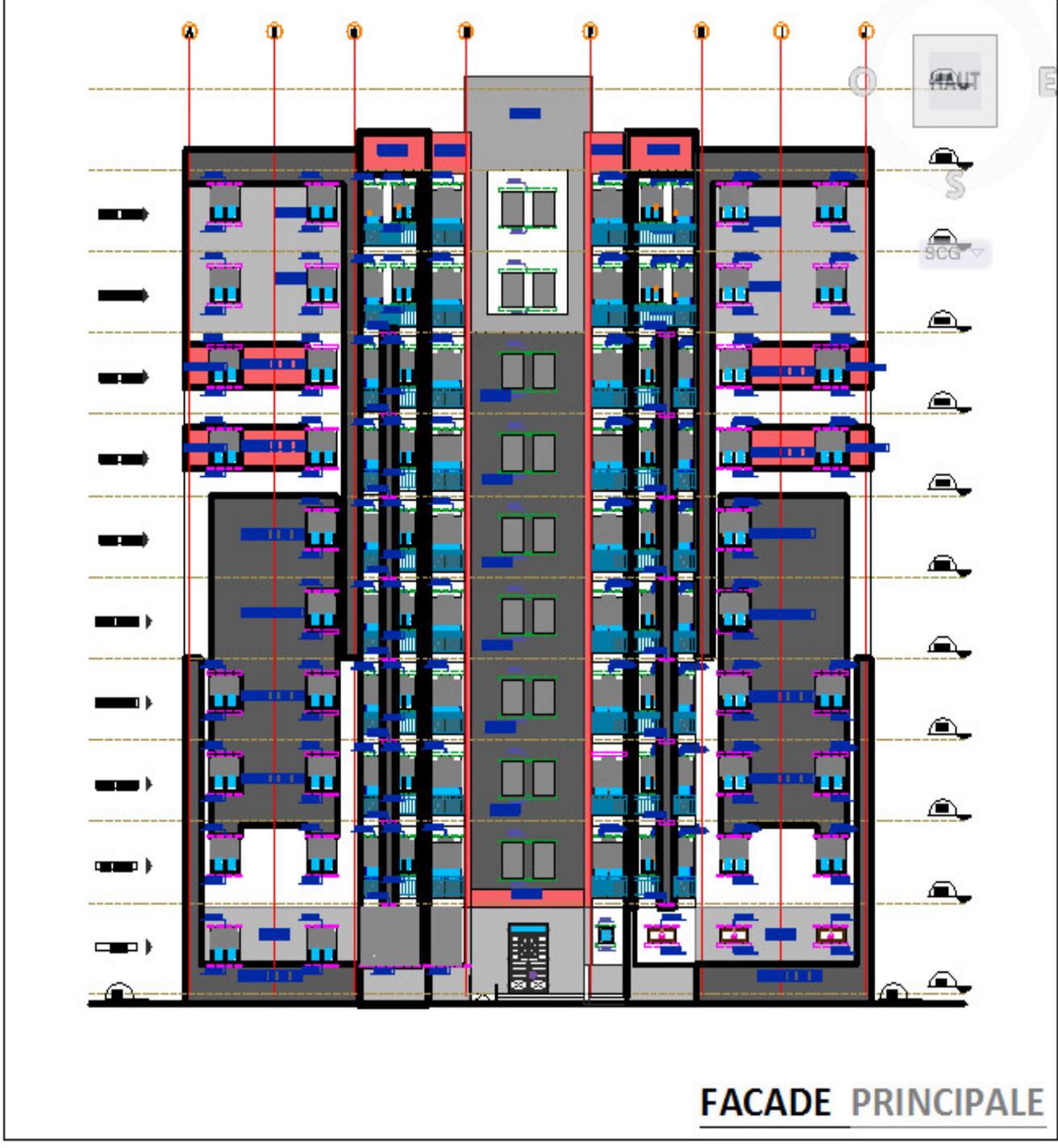


**Vue en plan coupe B--B : ( escalier ) :**

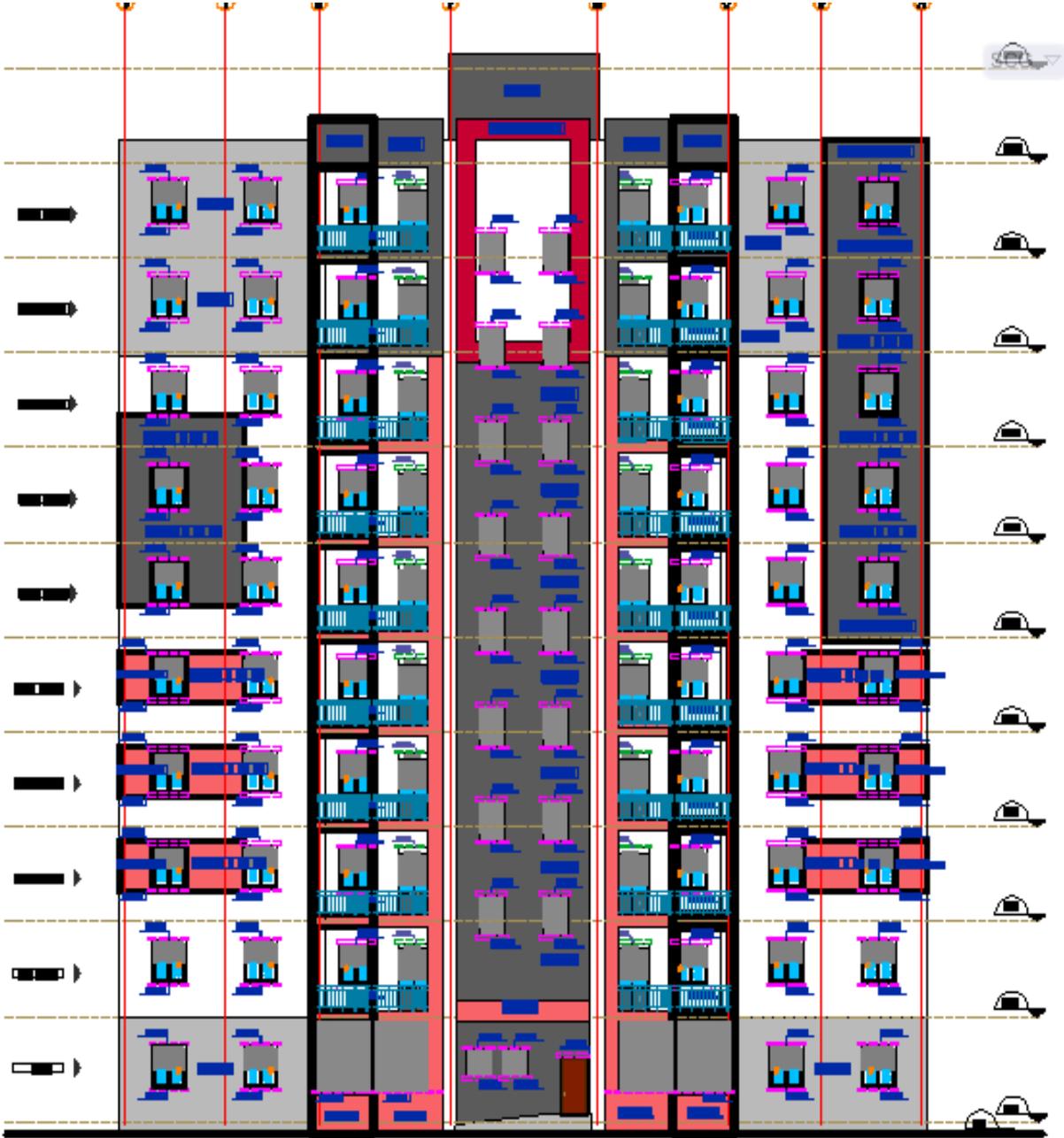


**COUPE B-B**

Vue en plan FACADE PRINCIPALE :



Vue en plan FACADE POSTERIEURE :



FACADE POSTERIEURE