

République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
المركز الجامعي لعين تموشنت  
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent  
Institut de Technologie  
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme de Master en :  
Domaine : TECHNOLOGIE  
Filière : GENIE CIVIL  
Spécialité : STRUCTURES

Thème

**La modélisation et conception parasismique d'un bâtiment  
(Sous-Sol+RDC+10 ETAGES) à usage multiple**

Présenté Par :

- 1) **ATTOU AMINA**
- 2) **DERBAL ABDELKADER**

Devant les jurys composés de :

Mme BENDOUINA .K	.....MAA.....	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Président
Mme DERBAL .A	..... MAA.....	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Encadrant
Mr BENNACEUR.H	.....ING.....	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Co-Encadrant
Mme LAZIZI .A	.....MCB.....	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Examineur

*Année universitaire 2017/2018*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements:

**T**out d'abord, Merci **Allah** de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

Au terme de ce projet nous tenons à remercier chaleureusement nos encadreurs et enseignants : Mr AMARA ; Mme DERBAL ; Mr BENNACEUR pour leurs grande aide et leur expertise dans la matière à travers des explications cohérentes, qui nous ont soutenus durant la mise en œuvre du projet de fin d'étude, et qui sans eux, nous ne serions pas arrivé à mettre en œuvre cette thèse, un GRAND merci.

Nous sommes aussi reconnaissants envers les membres du Jury qui nous ont donné l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail, et d'avoir su donner une critique professionnelle sur ce projet.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail et à toute la promotion de Master génie civil.

## DEDICAS

**C**'est avec une profonde gratitude que nous dédions ce laborieux travail à tout ceux qui nous sont chers :

- ✓ *Nos Parents en premier lieu dont aucune dédicace ne puisse exprimer tout le respect et l'amour qu'on ressent envers eux, pour votre affection, dévouement et encouragements, on vous remercie chaleureusement.*
- ✓ *Nos frères et sœurs pour leurs conseils et leur réconfort.*
- ✓ *Nos Amis et camarades avec qui on a partagé les bons et mauvais moments ensemble, et à qui on leur souhaite une réussite dans leur carrière professionnelle.*
- ✓ *Aux enseignants à qui durant notre cursus universitaire nous on passer le flambeau.*
- ✓ *Ainsi à ceux qui nous ont aidé et soutenu dans ce projet, et qui nous ont permis de nous surpasser lors de chaque épreuve...« Un Grand Merci »*

Amina § Abdelkader

## *Sommaires*

### ***CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux***

1-1-Introduction Générale :.....	04
1-2-Présentation de l'ouvrage:.....	04
1-2-1-Caractéristiques géométriques :.....	05
1-2-2- Conception de la structure:.....	05
1-2-3- Caractéristiques géotechniques du sol :.....	06
1-3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	06
1-3-1 Introduction :.....	06
1-4- Le béton :.....	07
1-5- Résistance mécanique :.....	08
1-6- Déformation et contrainte de calcul :.....	09
1-6-1 Etat limite ultime de résistance :.....	09
1-7- Les aciers :.....	11
1-8-Règle des trois pivots :.....	12

### ***CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement et Décence des charge***

<i>Pré dimensionnement</i> :.....	15
2-1-Introduction: .....	15
2-2-Pré dimensionnement des planchers :.....	15
2-2-1-Plancher à corps creux : .....	15
2-3-Pré dimensionnement des poutres : .....	16
2-3-1-Définition : .....	16
2-3-2-Pré dimensionnement :.....	16
2-4-Pré-dimensionnement des voiles :.....	18
2-5-Pré dimensionnement des escaliers :.....	19
2-6-Plancher en dalle pleine :.....	20
2-7-Pré dimensionnement des poteaux : .....	20
2-7-1-Introduction :.....	20
2-7-2-Choix du poteau le plus sollicité :.....	20
2-8- L'ascenseur :.....	23

2-8-1-Introduction :	23
2-8-2-Etude de l'ascenseur :	24
2-9-Pré dimensionnement :	25
<i>Décente des charges :</i>	<i>27</i>
2-10-Introduction :	27
2-11- Les planchers:	27
2-11-1-Plancher terrasse:	27
2-11-2-Plancher étages courant :	28
2-12-Mur extérieur (double cloison) :	29
2-13-Murs intérieurs (simple cloison):	30
2-14-L'acrotère:	30
2-15-Le balcon :	31
2-16-L'escalier :	31
2-17-Détermination des charges et surcharges assesseur :	32

### ***CHAPITRE 3 : Etude du plancher et acrotère***

3-1-Etude de l'acrotère :	34
3-1-1-Introduction :	34
3-1-2-Combinaisons d'action:	34
3-1-3-Calcul de ferrailage :	36
3-2-Etudes des planchers :	38
3-2-1-Introduction :	38
3-2-2-Dimensionnement des poutrelles :	38
3-2-3-Etude des poutrelles :	38
3-2-4-Calcul des sollicitations des poutrelles :	39
3-2-5-Ferrailage des poutrelles:	43
3-3-Ferrailage de la dalle de compression :	48

### ***CHAPITRE 4 : Etude sismique de la structure***

4- 1- Introduction :	51
4-2- Choix de la méthode de calcul:	51
4- 3- Modélisation mathématique :	52
4- 4-Modélisation de la structure étudiée :	52

4- 5-Méthode statique équivalente:.....	53
4- 6-Méthode d'analyse modale spectrale : .....	53
4- 6-1-Principe :.....	53
4- 6-2-Spectre de réponse de calcul :.....	54
4- 6-3-Classification de site :.....	55
4- 6-4-Détermination des paramètres du spectre de réponse :.....	55
4- 7-Nombre de modes à considérer :.....	59
4- 8-Modélisation :.....	60
4-9-Les dispositions des voiles :.....	60
4-10-Poids total de la structure :.....	63
4-11-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :.....	64
4-12-Facteur d'amplification dynamique moyenne D :.....	64

## **CHAPITRE 5 : Etude des éléments de la structure**

5-1- Introduction :.....	70
5-2- Hypothèses de calculs:.....	70
5-3- Etude de ferrailage des poteaux :.....	70
5-3-1- Combinaisons spécifiques de calcul :.....	70
5-3-2- Calcul des armatures longitudinales :.....	70
5-3-3- Calcul des armatures transversales :.....	71
5-3-4- Exemple de calcul :.....	71
5-4- Etude de ferrailage des poutres :.....	75
5-5-Etude de ferrailage des voiles :.....	81
5-5-1-Voile de contreventement :.....	81
5-5-1-1-Introduction :.....	81
5-5-1-2-Conception :.....	82
5-5-1-3-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :.....	82
5-5-1-4-Rôle de contreventement :.....	82
5-5-1-5-Etapes de calcul :.....	82
5-5-1-6-Combinaison :.....	82
5-5-1-7-Calcul des voiles :.....	83
5-5-1-8-Exemple de calcul :.....	83
5-5-2-Voile périphérique :.....	85

5-5-2-1-Introduction :	85
5-5-2-2-Pré dimensionnement :	85
5-5-2-3-Evaluation des charges :	85
5-5-2-5-Condition exigée par les RPA99 version 2003:	87
5-5-2-6-Vérification de l'effort tranchant :	87
5-5-2-7-Veification à L'ELS:	87
5-6-Etude de l'escalier:	88
5-7-Balcon :	93
5-7-1-Introduction :	93
5-7-2-Les combinaisons d'action:	93
5-7-3-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	93
5-8- Etude Ferrailage de la dalle machine :	96
5-8-1-Introduction :	96

## **CHAPITRE 6 : Etude de l'infrastructure**

6-1-Introduction :	100
6-2-Etude préliminaire du choix de type de fondation :	100
6-3-Pré dimensionnement du radier :	103
6-4-Les vérifications nécessaires :	104
6-5-Ferrailage du radier :	104
6-6-Etude des longrines :	107
6-6-1-Introduction :	107
6-6-2-Le ferrailage :	107

**Conclusion Générale.....**

## **Liste des figures**

### **Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

<b>Figure 1-1 : Méthode de DREUX.....</b>	<b>08</b>
<b>Figure 1-2 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....</b>	<b>09</b>
<b>Figure 1-3 : Diagramme rectangulaire simplifié .....</b>	<b>10</b>
<b>Figure 1-4 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier .....</b>	<b>12</b>
<b>Figure 1-5 : diagramme des déformations limites de la section .....</b>	<b>13</b>

### **Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments & Descente des charges**

<b>Figure 2-1 : Plancher à corps creux.....</b>	<b>15</b>
<b>Figure 2-2 : Schéma d'une poutre .....</b>	<b>16</b>
<b>Figure 2-3 : Section réduite du voile .....</b>	<b>18</b>
<b>Figure 2-4 : Composition de l'escalier .....</b>	<b>19</b>
<b>Figure 2-5: Compositions d'une dalle pleine.....</b>	<b>20</b>
<b>Figure 2-6 : Représentation du poteau le plus sollicité.....</b>	<b>21</b>
<b>Figure 2-7 : Schéma descriptif d'un Ascenseur.....</b>	<b>24</b>
<b>Figure 2-8 : Schémas de la dalle machine.....</b>	<b>25</b>
<b>Figure 2-9 : Composants d'un plancher courant en corps creux.....</b>	<b>27</b>
<b>Figure 2-10 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine.....</b>	<b>28</b>
<b>Figure 2-11 : Composants d'un plancher courant en corps creux .....</b>	<b>29</b>
<b>Figure 2-12 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine .....</b>	<b>29</b>
<b>Figure 2-13 : L'acrotère .....</b>	<b>30</b>
<b>Figure 2-14: Le balcon .....</b>	<b>31</b>
<b>Figure 2-15: Les escaliers.....</b>	<b>32</b>

### **Chapitre 3 : Etude du plancher et acrotère**

<b>Figure 3-1: Actions sur l'acrotère .....</b>	<b>34</b>
<b>Figure 3-2: Dimensionnement des poutrelles.....</b>	<b>38</b>

<b>Figure 3-3: Les différents types de poutrelles</b> .....	39
<b>Figure 3-4 : La poutrelle « type 1 » de la terrasse inaccessible</b> .....	40
<b>Figure 3-5 : Diagramme des moments fléchissant(KN.m)</b> .....	42
<b>Figure 3-6 : Diagramme des efforts tranchants(KN.m)</b> .....	42
<b>Figure 3-7 : Section de la poutrelle « Type 1 » calculée en travée</b> .....	44
<b>Figure 3-8 : Section de la poutrelle Type 3 calculée en appui</b> .....	45
<b>Figure 3-9 : Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles</b> .....	48
<b>Figure 3-10 : La dalle de Compression</b> .....	48

#### **Chapitre 4 : Étude sismique de la structure**

<b>Figure 4-1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ETABSVersion2013</b> .....	52
<b>Figure 4-2 : Spectre de réponse</b> .....	54
<b>Figure 4-3 : Limites des décrochements en plan</b> .....	58
<b>Figure 4-4 : Limites des décrochements en élévation</b> .....	58
<b>Figure 4-5:1<sup>er</sup> Variante Model initial</b> .....	60
<b>Figure4-6:2<sup>eme</sup> Variante</b> .....	61
<b>Figure4-7:3<sup>eme</sup> Variante</b> .....	61
<b>Figure4-8:4<sup>eme</sup> Variante</b> .....	62
<b>Figure4-9:5<sup>eme</sup> Variante</b> .....	62

#### **Chapitre 5 : Etude des éléments de la structure**

<b>Figure 5-1 : Section du voile étudié</b> .....	83
---	----

#### **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

<b>Figure 6-1 : Schéma d'une semelle isolée</b> .....	101
<b>Figure 6-2 : Un radier général</b> .....	103
<b>Figure6-3 : Schéma d'une longrine</b> .....	107

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments & Descente des charges**

<b>Tableau 2-1: les poteaux des autres étages .....</b>	<b>23</b>
<b>Tableau 2-2 : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux.....</b>	<b>27</b>
<b>Tableau 2-3 : Evaluation des charges du plancher terrasse en dalle pleine .....</b>	<b>28</b>
<b>Tableau 2-4 : Evaluation des charges du plancher courant.....</b>	<b>28</b>
<b>Tableau 2-5: Evaluation des charges du plancher courant en dalle pleine .....</b>	<b>29</b>
<b>Tableau 2-6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur .....</b>	<b>29</b>
<b>Tableau 2-7 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur .....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau 2-8: Evaluation des charges d'exploitation des planchers.....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau 2-9: Evaluation des charges de la pailleasse .....</b>	<b>31</b>
<b>Tableau 2-10 : Evaluation des charges du palier de repos.....</b>	<b>31</b>

### **Chapitre 3 : Etude du plancher et acrotère**

<b>Tableau 3-1 : Evaluation des charges des planchers .....</b>	<b>39</b>
<b>Tableau 3-2 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS.....</b>	<b>43</b>

### **Chapitre 4 : Étude sismique de la structure**

<b>Tableau 4-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99Tab4.4) .....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau 4-2 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage .....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau 4-3 : Périodes et facteurs de participation modale .....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau 4-4 : Récapitulation des poids des différents niveaux .....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau 4-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques .....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau 4-6 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal .....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau 4-7 : les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques .....</b>	<b>67</b>

## **Chapitre 5 : Etude des éléments de la structure**

<b>Tableau 5-1 : Récapitulatif des ferrillages des poteaux .....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau 5-2 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres set chainages.....</b>	<b>76</b>
<b>Tableau 5-3 : Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA .....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau 5-4 : Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA.....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau 5-5 : Vérification a ELS des poutres principales .....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau 5-6 : Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau 5-7 : Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui .....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau 5-8 : Vérification a ELS des chainages sen travée.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau 5-9 : Vérification a ELS des chainages en appui .....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau 5-10 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau 5-11: Calcul du ferrillage du voile périphérique .....</b>	<b>87</b>
<b>Tableau 5-12: Vérification du béton du voile périphérique a ELS .....</b>	<b>88</b>
<b>Tableau 5-13 : Calcul du ferrillage du paillasse .....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau 5-14 : Récapitulatif des moments au niveau des paillasse et palier de repos.....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau 5-15 : Récapitulatif ferrillage des escaliers par les résultats de sap2000.....</b>	<b>93</b>
<b>Tableau 5-16 : Calcul du ferrillage de la dalle machine en appuis .....</b>	<b>97</b>

## **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

<b>Tableau 6-1 : Vérification a l'ELS de la contrainte de béton .....</b>	<b>106</b>
---	------------

## ***Liste des notations***

- A**: Coefficient d'accélération de zone
- As**: Aire d'une section d'acier.
- A<sub>t</sub>**: Section d'armatures transversales.
- B**: Aire d'une section de béton.
- ∅**: Diamètre des armatures.
- φ**: Angle de frottement.
- Q**: Charge d'exploitation.
- γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ<sub>b</sub>**: Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ<sub>s</sub>**: Contrainte de traction de l'acier.
- σ<sub>bc</sub>**: Contrainte de compression du béton.
- σ<sub>s</sub>**: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ<sub>bc</sub>**: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ<sub>u</sub>**: Contrainte ultime de cisaillement.
- β**: Coefficient de pondération.
- σ<sub>sol</sub>**: Contrainte du sol.
- G**: Charge permanente.
- ξ**: Déformation relative.
- ELU**: Etat limite ultime.
- ELS**: Etat limite service.
- N<sub>ser</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N<sub>u</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T<sub>u</sub>**: Effort tranchant ultime.
- T**: Effort tranchant, Période
- St**: Espacement.
- λ**: Elancement.
- e**: Epaisseur
- F**: Force concentrée.
- f**: Flèche.
- L**: Longueur ou portée.
- L<sub>r</sub>**: Longueur de flambement.

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

**d**: Hauteur utile.

**F<sub>e</sub>**: Limite d'élasticité de l'acier.

**M<sub>u</sub>**: Moment à l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>**: Moment à l'état limite de service.

**M<sub>t</sub>**: Moment en travée.

**M<sub>a</sub>**: Moment sur appuis.

**M<sub>0</sub>**: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

**I**: Moment d'inertie.

**M**: Moment, Masse.

**E<sub>ij</sub>**: Module d'élasticité instantané.

**E<sub>vj</sub>**: Module d'élasticité différé.

**E<sub>s</sub>**: Module d'élasticité de l'acier.

**f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

**f<sub>t28</sub>**: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

**F<sub>cj</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

**K**: Coefficient de raideur de sol.

**Y**: Position de l'axe neutre.

**I<sub>0</sub>**: Moment d'inertie de la section totale homogène.

## Résumé:

*Ce projet présent est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus 10 étages, implanté à AIN TEMOUCHENT. Cette région est classée en zone sismique « **IIa** » selon le **RPA99 version 2003**.*

*Cette étude consiste à:*

- ✓ *Définir l'ouvrage étudié en donnant ses caractéristiques géométriques et spécifier les éléments constituant la structure (éléments structuraux / nonstructuraux)*
- ✓ *Faire un prédimensionnement adéquat des différents éléments de la structure (plancher, poutre...) selon les règlements émise par l'état, avant un calcul des charges occasionnée par ces éléments sur le bâtiment.*
- ✓ *Analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage, et introduire l'effet de la température sur les surfaces extérieures du bâtiment.*
- ✓ *Déterminer les sollicitations exercées sur chaque type d'élément de l'ouvrage pour ainsi calculer les sections du ferrailage idéal via des lois définies.*
- ✓ *Expertiser l'infrastructure en adoptant un type de fondation convenable pour le site d'implantation.*

**Mots clés :** *Bâtiment, Béton armé, SAP2000V14, CBA 93, BAEL91 révisée 99, RPA99 version 2003*

## Abstract:

- ✓ This project is a detailed study of residential and commercial buildings including the basement, the ground floor and 10 floors more, located in AinTemouchent. This area is classified in the seismic zone "EIA" according to RPA99 version 2003.
- ✓ *Define the studied building by giving its geometrical characteristic and specify the elements which constitute the structure (Structural/ non structural element)*
- ✓ *Make a suitable pre-dimensioning of the different structure's elements (flooring, beams...) according to regulations made by state, before an evaluation of these element's loads on the building*
- ✓ *Analyze the seismic effect on the structure and consider a preventive solutions contributing to the stability of the building, and introducing the temperature effect on the external surfaces of the structure*
- ✓ *Establish the stresses exercised on each type of the building's elements, to calculate the reinforcement's section via defined rules*
- ✓ *Appraise the infrastructure by adopting an appropriate type of foundation at the implantation site.*

**Keywords:** *Building, Reinforced Concrete, sap2000v14., CBA 93, BAEL91 revised 99, RPA99 version 2003*

## الملخص

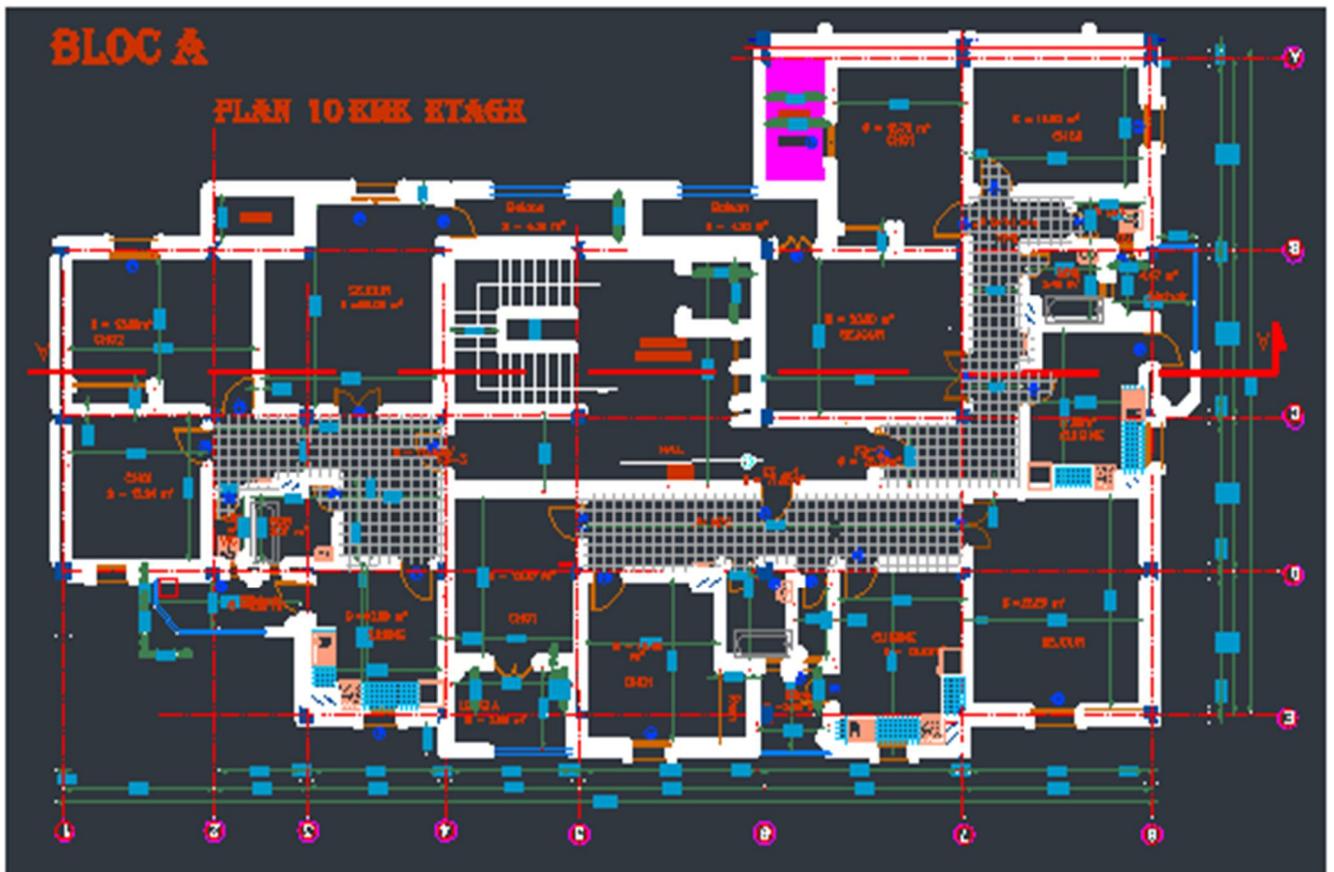
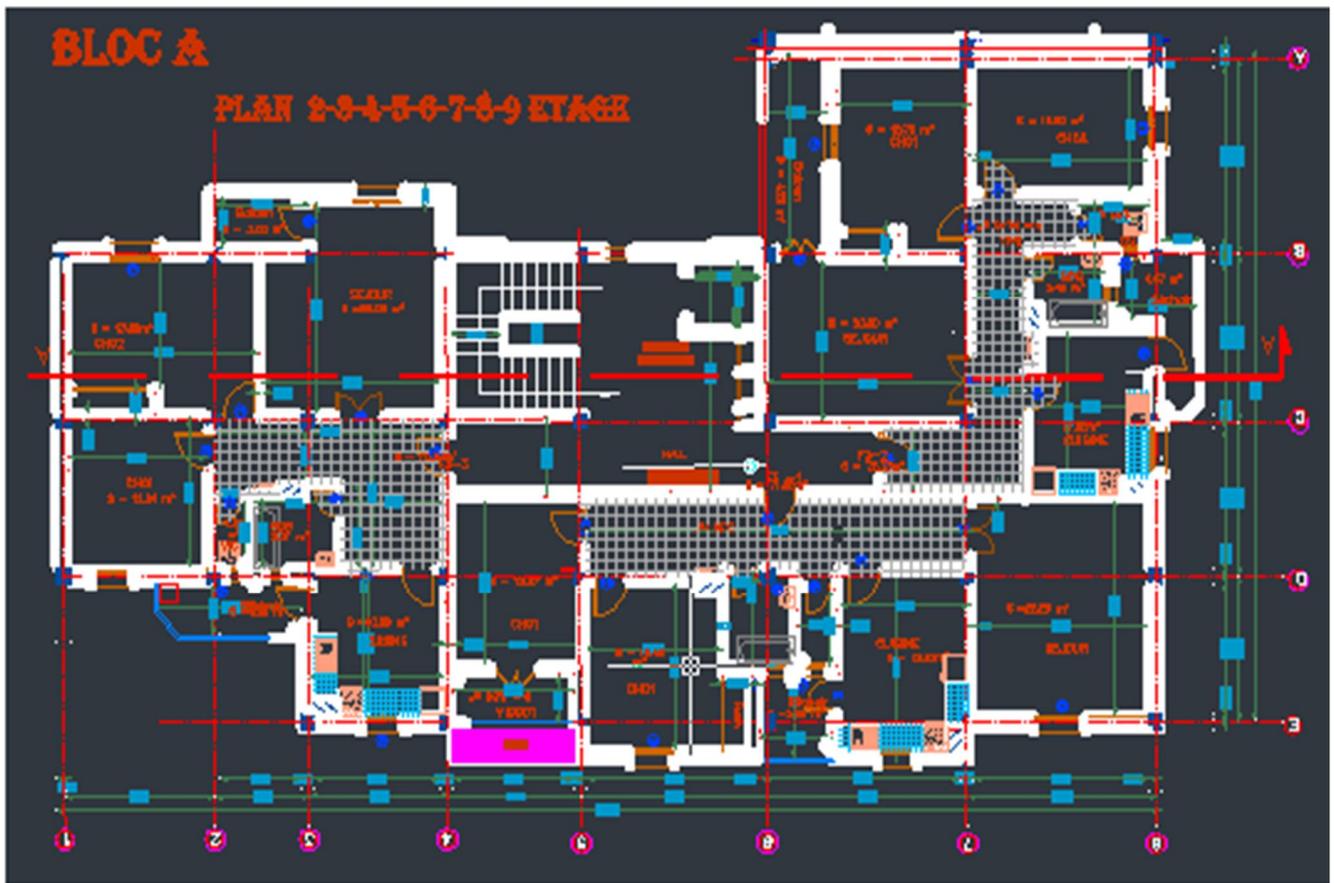
هذا المشروع هو دراسة تفصيلية للمباني السكنية والتجارية التي تتكون من الطابق السفلي والطابق الأرضي بالإضافة إلى 10 طوابق، وتقع في عين تموشنت. وتصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية "إلبيا" وفقا ل RPA99 نسخة 2003. تتكون هذه الدراسة من:

- ❖ تحديد الهيكل المدروس بإعطاء خصائصه الهندسية وتحديد العناصر المكونة للهيكل (العناصر الهيكلية / غير الهيكلية)
  - ❖ إجراء تقريب مناسب للعناصر المختلفة للهيكل (الأرضية والحزمة ...) وفقا للوائح الصادرة عن الدولة، قبل حساب الأحمال الناجمة عن هذه العناصر في المبنى.
  - ❖ تحليل تأثير الزلزال على الهيكل والنظر في الحلول الوقائية التي تسهم في استقرار الهيكل، وإدخال تأثير درجة الحرارة على الأسطح الخارجية للمبنى.
  - ❖ تحديد الضغوط التي تمارس على كل نوع من عناصر الهيكل من أجل حساب أقسام التعزيز المثالي عن طريق قوانين محددة.
  - ❖ خبرة البنية التحتية من خلال اعتماد نوع من الأساس مناسبة لموقع الغرس
- كلمات المفتاحية:** بناء، الخرسانة المسلحة، sap2000v14، CBA 93، BAEL91 المنقحة 99، RPA99 2003 نسخة

# CHAPITRE 1

Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux





## Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### 1-1-Introduction Générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de ces bâtiments afin d'assurer leurs sécurité.

On sait que le développement économique privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va se conformer aux règlements et codes connues (**CBA 93, RPA99 version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et, le plus souvent, adjuvants qui constituent un ensemble homogène. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

### 1-2-Présentation de l'ouvrage:

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé d'un étage sous sol et rez-de-chaussée plus dis étages, sera implanté a la vile d'Ain Témouchent (Pos Sud-est 2), qui est une zone de moyenne sismicité « **zone (IIa)** » d'après les règles parasismiques algériennes «**Article 3.1 annexe I**» (**RPA 99 version 2003**).

L'étage sous sol est exploité comme parking et le RDC pour vocation commercial (magasins), Les autres étages sont des logements d'habitation.

D'après la classification des ouvrages selon leur importance (**RPA99 version 2003**), le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne

dépasse pas 48m.

### *1-2-1- Caractéristiques géométriques :*

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

- Hauteur de l'étage sous sols.....**3,06m**
- Hauteur des étages courants.....**3,06m**
- Hauteur totale du bâtiment.....**36,72m**
- Longueur totale du bâtiment .....**27,57m**
- Largeur totale du bâtiment .....**15,6m**

### *1-2-2- Conception de la structure:*

#### • **Ossature:**

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

#### • **Planchers:**

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

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

#### **a) Planchers à corps creux:**

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

#### **b) Planchers dalle pleine:**

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

#### • **Escalier:**

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

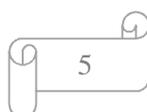
#### • **Maçonnerie:**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par une lame d'air de 5 cm.

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

#### • **Revêtement:**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :



- Un carrelage de 2cm pour 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.
- **Acrotères:**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 80 cm et de 10 cm d'épaisseur.

### *1-2-3- Caractéristiques géotechniques du sol :*

Dans notre étude, on a considéré que le sol d'assise de la construction est un **sol meuble (S3)** Et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$ .

### *1-3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :*

#### *1-3-1 Introduction :*

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

#### *Etats limites:*

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

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

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

#### **-Hypothèse de calcul:**

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

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ En flexion composée.}$$

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$  En compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à  $\varepsilon_{bc} = 10\%$
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour:
  - Le béton en compression
  - L'acier en traction

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

**-Hypothèse de calcul:**

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

$$\sigma_{bc} = E \cdot \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

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

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5 \quad \text{coefficient d'équivalence}$$

**1-4- Le béton :**

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

- a) Ciment: est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- b) Granulats : on distingue deux types de granulats participant dans la constitution du béton
  - Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 4$ ) mm

- Graviers de dimension ( $3 \leq D_g \leq 25$ ) mm
- c) Eau de gâchage: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

### Formulation du béton:

Des essais de convenance seront réalisés afin d'établir une ou plusieurs formulations de béton à l'aide des méthodes qui fournissent des proportions des composants du béton. Parmi ces méthodes de formulation du béton, on citera celle la plus utilisée : la méthode de Dreux.

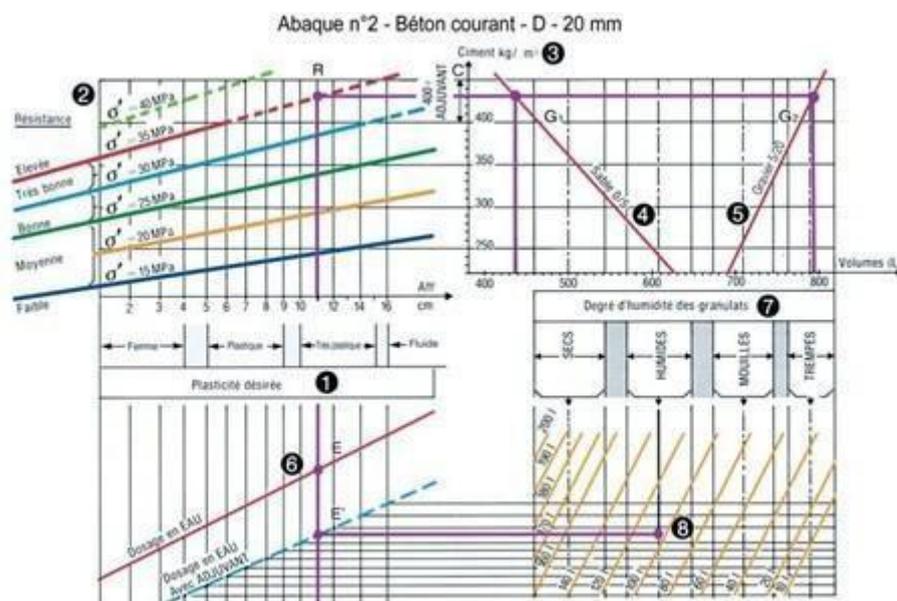


Figure 1-1 : Méthode de DREUX

### 1-5- Résistance mécanique :

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

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale sur des éprouvettes normalisées droit de  $200 \text{ cm}^2$  de section et d'une hauteur double de son diamètre. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par les formules suivantes :

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

Elle est représentée par  $f_{ct28}$  elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.

- Traction par flexion.

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

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

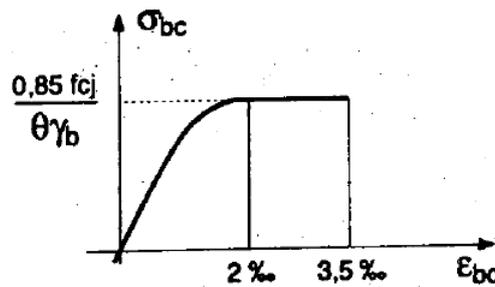
### 1-6- Déformation et contrainte de calcul :

#### 1-6-1 Etat limite ultime de résistance :

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

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

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



**Figure 1-2** : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton

**Avec :**

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

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

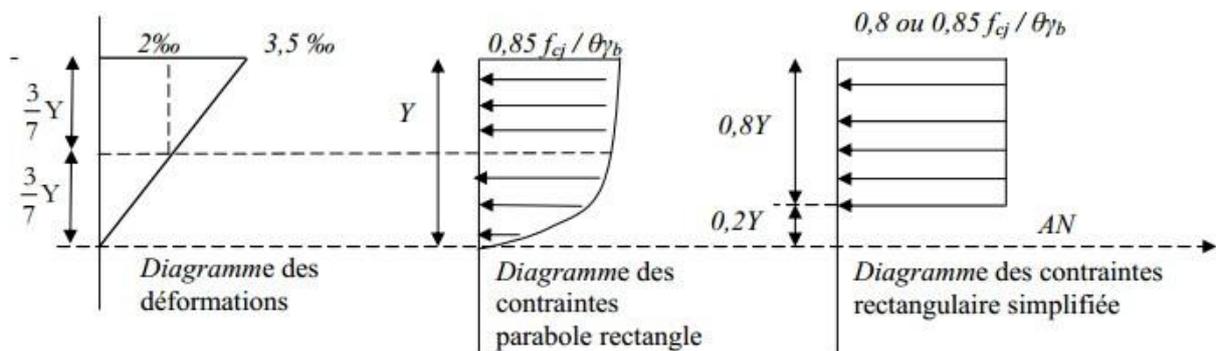
$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

La contrainte de compression du béton à l'**ELS** (Symbole  $\sigma_{bc}$ ) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ pour notre cas: } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

#### Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99.p81) :

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



**Figure 1-3** : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de  $0,2$  ;  $y$  compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante  $0,8$  ;  $y$  la contrainte a pour valeur  $0,85 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$  : Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les Fibres les plus comprimées.

$0,85 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$  : Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers Ces mêmes fibres.

#### **Contrainte admissible de cisaillement:**

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

D'après le **CBA 93 Article.5.1**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \text{ pour des fissurations peu prejudiciable}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ pour des fissurations préjudiciable ou tres préjudiciable}$$

Avec:

$b_0$ : la largeur de la piece  $b$

$d$ : la hauteur utile

#### **Modules de déformation du béton:**

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

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

✓ **Module de déformation différée:**

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

✓ **Remarque:**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

**a)-Module de déformation transversale :**

• **Coefficient de poisson:**  $\vartheta = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$

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

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

Il est pris égale à :

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

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

**1-7- Les aciers :**

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

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

**Diagramme déformation contrainte de calcul :  $\sigma_s = f(\epsilon)$**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité qui a les valeurs

suivantes :

$\gamma_s = 1,15$  Cas général.

$\gamma_s = 1,15$  Cas des combinaisons accidentelles. Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

### Diagramme déformation- contrainte (BAEL 91 modifié 99)

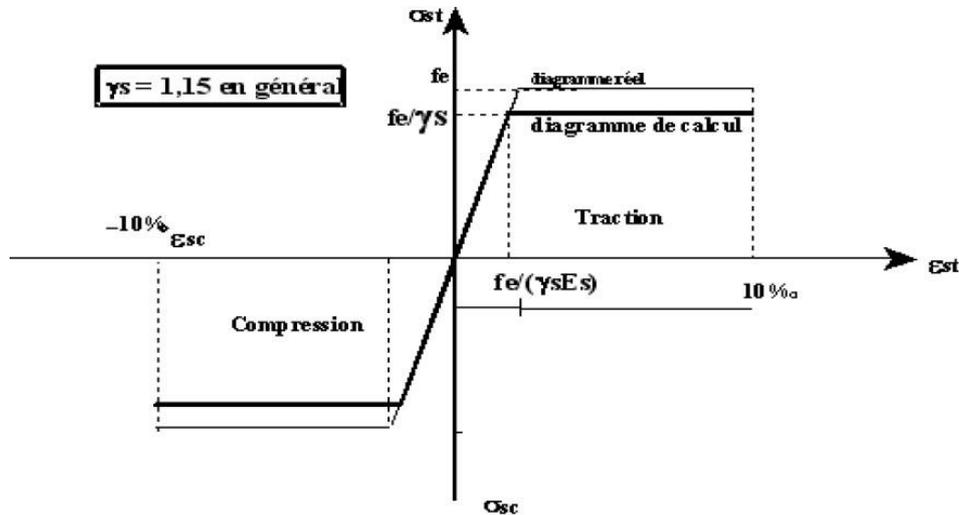


Figure 1-4: Diagramme Contrainte-Déformation d'acier

#### -Contrainte limite de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq f_e$
- Fissuration préjudiciable:  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable:  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{3}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

$\eta$ : coefficient de fissuration.  $\eta = 1$ : pour des ronds lisses (RL).  $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA).

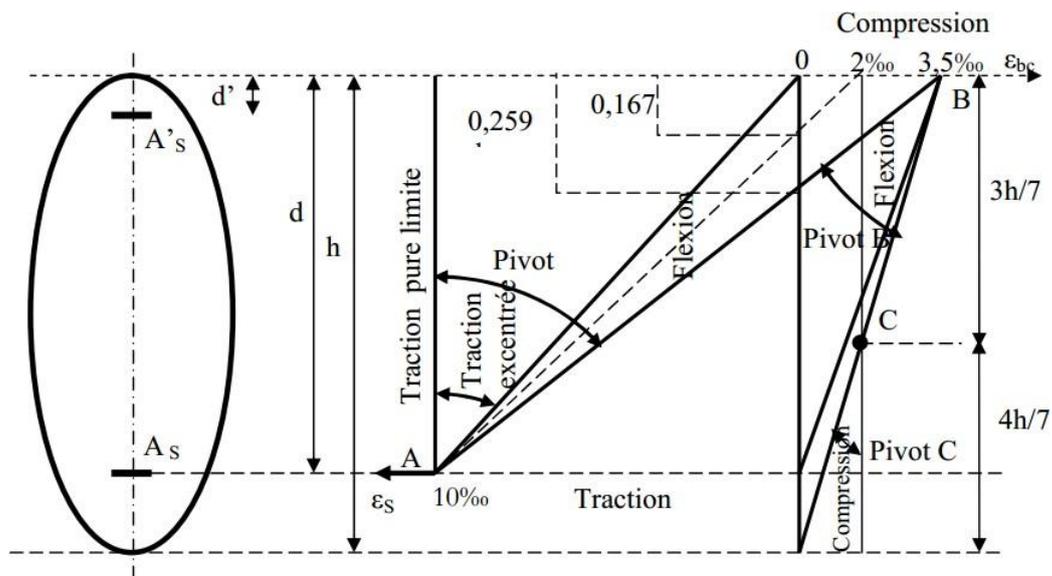
#### Poids volumique :

Béton armé  $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ kn/m}^3$

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

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

#### 1-8-Règle des trois pivots : (BAEL 91 révisée 99) :



**Figure 1-5** : diagramme des déformations limitent de la section

**En résumé:**

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

## CHAPITRE 2

# Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

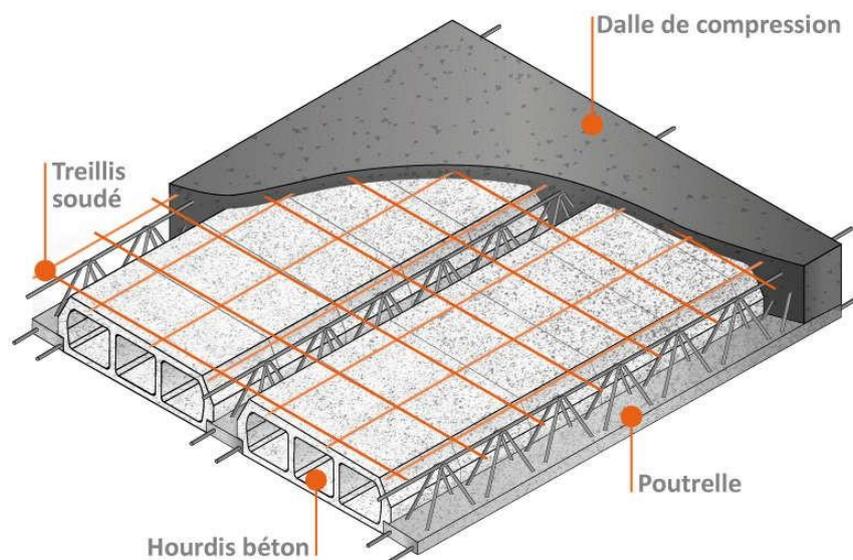
## Pré dimensionnement des éléments

### 2-1-Introduction:

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et de béton. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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

#### 2-2-1-Plancher à corps creux :



**Figure 2-1** : Plancher à corps creux

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

$h_t$  est conditionnée par :

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

On a:  $L_{max} = 4,55$  (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$\frac{4,55}{25} \leq ht \leq \frac{4,55}{20}$$

Donc:

$$18,5 \leq ht \leq 22,75$$

$h_t$ : épaisseur du plancher.

On prend  $h_t = 21$  cm

#### Condition d'isolation thermique :

$h_{min} \geq 16$  cm D'où On a :  $h=21$  cm > 16 cm Condition vérifié

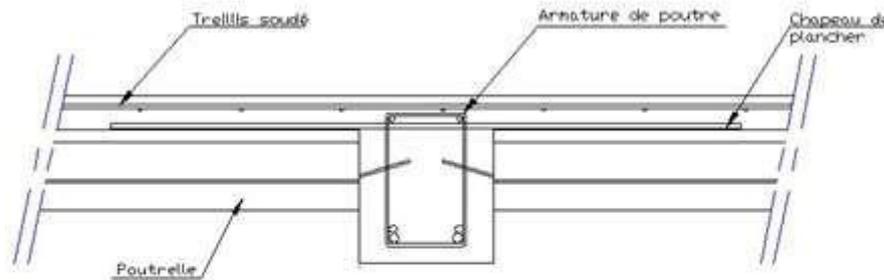
Soit  $h_t = 21$ cm Donc : 16 cm de corps creux et 5 cm de dalle de compression.

## 2-3Prédimensionnementdes poutres

### 2-3-1-Définition :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de génie civil. Les poutres seront prédimensionnés selon les formules empiriques données par le **CBA93** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 version 2003**.

Ces poutres sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.



Mise en oeuvre d'une poutre avec retombee

Figure 2-2: Schéma d'une poutre

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales:**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

- \* Elles relient les poteaux.
- \* Elles supportent ladalle.

- **Les poutres secondaires (Châînages):**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

### 2-3-2-Pré dimensionnement :

Selon les règles du CBA93 :

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

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

Avec :

L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre

- **Les poutres principales** :  $L_{max} = 5,00$

$$\frac{5,00}{15} \leq h \leq \frac{5,00}{10}$$

$$0,33 \leq h \leq 0,5$$

Alors ; On va prendre :  $h = 40 \text{ cm}$       $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend la minimum de **RPA99 version2003**      $\longrightarrow$  **b = 30 cm** pour tous les poutres principales.

Par ailleurs, selon le RPA99 version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes:

- \*  $b \geq 20 \text{ cm}$       $\longrightarrow$   $30 \text{ cm} > 20\text{cm}$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.
- \*  $h \geq 30 \text{ cm}$       $\longrightarrow$   $40 \text{ cm} > 30\text{cm}$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.
- \*  $h / b < 4$       $\longrightarrow$   $40 / 30 = 1,33 < 4$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.

- \* **Les poutres secondaires** :  $L_{max} = 4,55\text{m}$

$$\frac{4,55}{15} \leq h \leq \frac{4,55}{10}$$

$$0,30 \leq h \leq 0,455$$

Alors ; on va prendre : **h = 35cm**      $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend la minimum de **RPA 99 /version2003**      $\longrightarrow$  **b = 30 cm** pour tous les chainages. Par ailleurs, selon le RPA99version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes:

- \*  $b \geq 20\text{cm}$       $\longrightarrow$   $30 \text{ cm} > 20\text{cm}$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.
- \*  $h \geq 30\text{cm}$       $\longrightarrow$   $35\text{cm} > 30\text{cm}$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.
- \*  $h / b < 4$       $\longrightarrow$   $35 / 30 = 1,16 < 4$       $\longrightarrow$  ConditionVérifiée.

**Finalement:**

Poutres principales:  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires:  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

**2-4-Pré-dimensionnement des voiles :**

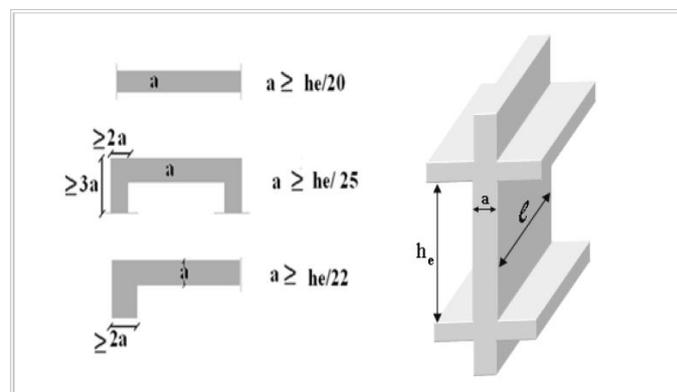
Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 version 2003** « **article 7.7.1** », exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $a \geq \text{Max} [h_e / 20 ; 15\text{cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $a \geq \text{Max} [h_e / 22 ; 15\text{cm}]$
- Pour les voiles à abouts libres:  $a \geq \text{Max} [h_e / 25 ; 15\text{cm}]$



**Figure 2-3 : Section réduite du voile**

En résumé, pour notre cas, on a :

$$h_e = H - 0,35 \quad \rightarrow \quad a \geq 2,71 / 20 = 13,55\text{cm}$$

$$h_e = 3,06 - 0,35 \quad \rightarrow \quad a \geq 2,71 / 22 = 12,31\text{cm}$$

$$h_e = 2,71 \quad \rightarrow \quad a \geq 2,71 / 25 = 10,84 \text{ cm}$$

On opte pour  $a = 20 \text{ cm}$  pour tous les étages

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées après l'étude dynamique de la structure.

**2-5-Pré dimensionnement des escaliers :**

**Caractéristiques techniques:**

Hauteur : H = 3,06 m (RDC;1<sup>ER</sup> ETAGE)

Hauteur : H = 3,06 m (Etages courants)

Giron : g = 30 cm (largeur de la marche)

h : hauteur de la contre marche

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

Donc :  $14,5 \leq h \leq 18$

Pour :  $h = 17\text{cm}$

$$N_c \text{ (RDC; 1<sup>ER</sup> ETAGE)} = H/h = 306/17 = 18$$

$N_c \text{ (ETAGE)} = H/h = 306/17 = 18$  avec  $N_c$ : nombre des contre marches.

On aura 18 contre marches entre chaque étage : 9 contre marches pour RDC.

On aura 18 contre marches entre chaque étage : 9 contre marches pour niveau étage courant.

$$n = N_c \text{ (RDC)} - 1 = 8 \text{ marches pour niveau RDC.}$$

$$n = N_c \text{ (ETAGE)} - 1 = 8 \text{ marches pour niveau étage courant.}$$

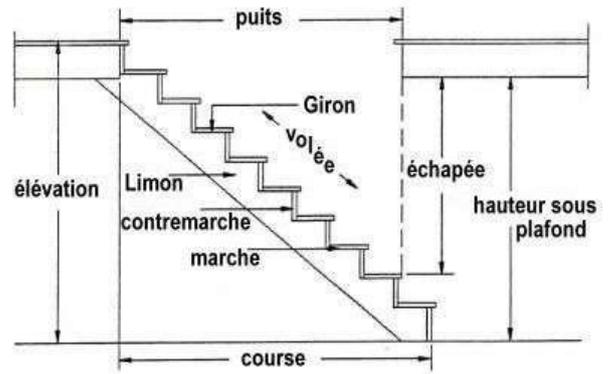
**Inclinaison de la pailasse:**  $a = \text{artg} \frac{0,17}{0,30} = 29,54$

$$L = 2,70 / \cos 29,54 = 3,10\text{m}$$

**L'épaisseur de la pailasse:**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2,76}{30} \geq e \geq \frac{2,76}{20}$$

$$0,092 \leq e \leq 0,138$$

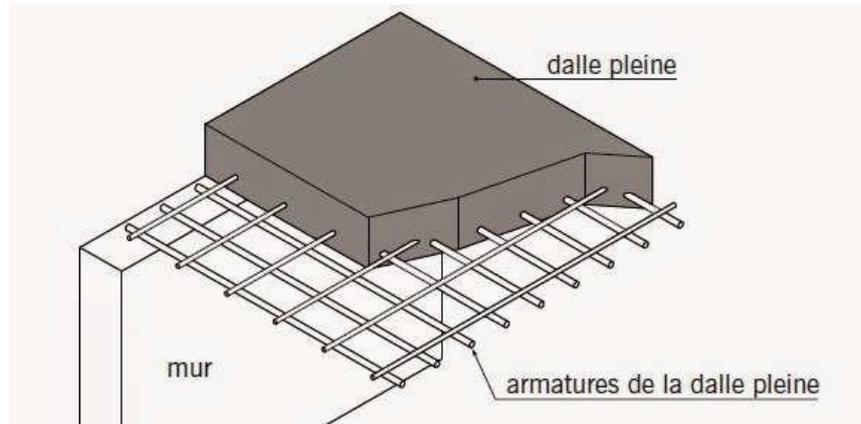


**Figure 2-4** Composition de l'escalier

Finalement ; et pour faciliter l'exécution. On prend l'épaisseur de la paillasse et du palier de repos égal à 15 cm.

### **2-6-Plancher en dalle pleine :**

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



**Figure 2-5:** Compositions d'une dalle pleine

### **2-7-Pré dimensionnement des poteaux :**

#### **2-7-1-Introduction :**

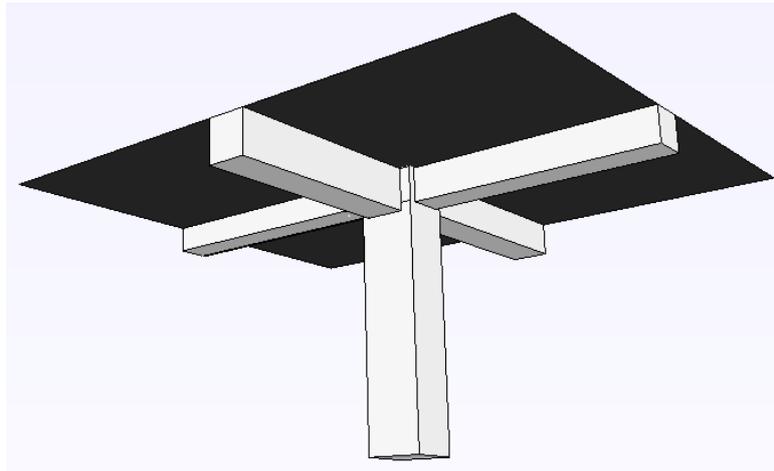
Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles **CBA93 et RPA 99 version 2003**.

#### **2-7-2-Choix du poteau le plus sollicité :**

- Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux «B-7».
- La surface reprise par le poteau:
- La surface complète :  $S = 4,85 * 4,22 = 20,49m^2$



**Figure 2-6:** Représentation du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface égale a :  $S = 20,49m^2$ .

Avec :

$S$  : surface supporté par le poteau le plus défavorable. On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 t /m^2$

$$Nu' = Q .S .n$$

-  $Q$  : Charge moyenne répartie de  $1 t /m^2$ .  $n$  : nombre d'étage (plancher).

Pour le poteau du sous-sol :  $Nu' = 1 .20, 49.12=245,88t$

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

$$Nu = 1,15 Nu' = 1,15. 245,88= 282,76t$$

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

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

$$N_u \leq a. \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Tel que :

$B_r$  : est la section réduite du poteau.

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

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

Fe : la limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad a = \frac{0,85}{\frac{\lambda}{1 + 0,2.(35)^2}}$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad a = 0,60. \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

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

$$a = \frac{0,85}{1 + 0,2.(1)^2} = 0,708$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en Zone IIa, on peut prendre :  $\frac{A_{st}}{B_r} = 1\%$

$$F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\text{Donc: } N_U \leq a. \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] = a. \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( \frac{100 B_r \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] = a. (21,996 \cdot B_r)$$

$$N_U \leq 0,708. (21,996 \cdot B_r) = 15,573 B_r$$

$$B_r \geq \frac{N_u 115}{15,573} = \frac{28276}{15,573} = 1815,7 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)^2 \geq 1815,7 \text{ cm}^2 \quad a < \sqrt{1815,7 + 2} = 44,61 \text{ cm}$$

On prendre :  $a = 45 \text{ cm}$

**Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003):**

$$\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm : } \min (45, 45) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq h_e / 20 : \min (45, 45) \geq (306 - 21) / 20 = 14,25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$1 / 4 < a / b < 4 : \quad 1 / 4 < 1 < 4 \quad \text{Vérifiée.}$$

**Vérification du poteau au flambement :**

**Calcul de moment d'inertie**

$$I_x = I_y = a. b^3 / 12 = 4100625 / 12 = 341718,75\text{cm}^4$$

**Rayon de giration ix, iy**

$$ixiy = \sqrt{341718,75/2025} = 12,99$$

**Calcul de l'élancement mécanique :  $L_f = K. H_0$**

Avec:

- $L_f$ : longueur de flambement.
- $H_0 = 2,85$  m (La hauteur sur le plafond).
- $K=0,7$  : Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \cdot 2,85}{12,99} = \frac{4,28 \cdot 10^2}{12,99} = 15,35$$

$\lambda_x = \lambda_y = 15,35 < 50$  Condition vérifiée.

*Les poteaux des autres étages on fait la même méthode de calcul (selon CBA)*

**Tableau 2-1:** les poteaux des autres étages

Poteau	L0(m)	S(m <sup>2</sup> )	Nu(MN)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	Selon (CBA)(m <sup>2</sup> )
Sous sol	3,06	20,49	2,82762	0,1815	0,45
1	3,06	20,49	2,59191	0,1663	0,45
2	3,06	20,49	2,35635	0,1513	0,40
3	3,06	20,49	2,12071	0,1361	0,40
4	3,06	20,49	1,88508	0,1210	0,40
5	3,06	20,49	1,64944	0,1059	0,40
6	3,06	20,49	1,41381	0,0907	0,35
7	3,06	20,49	1,17817	0,0756	0,30
8	3,06	20,49	0,94254	0,0605	0,30
9	3,06	20,49	0,70690	0,0453	0,30
10	3,06	20,49	0,47127	0,0302	0,30
11	3,06	20,49	0,23563	0,0151	0,30

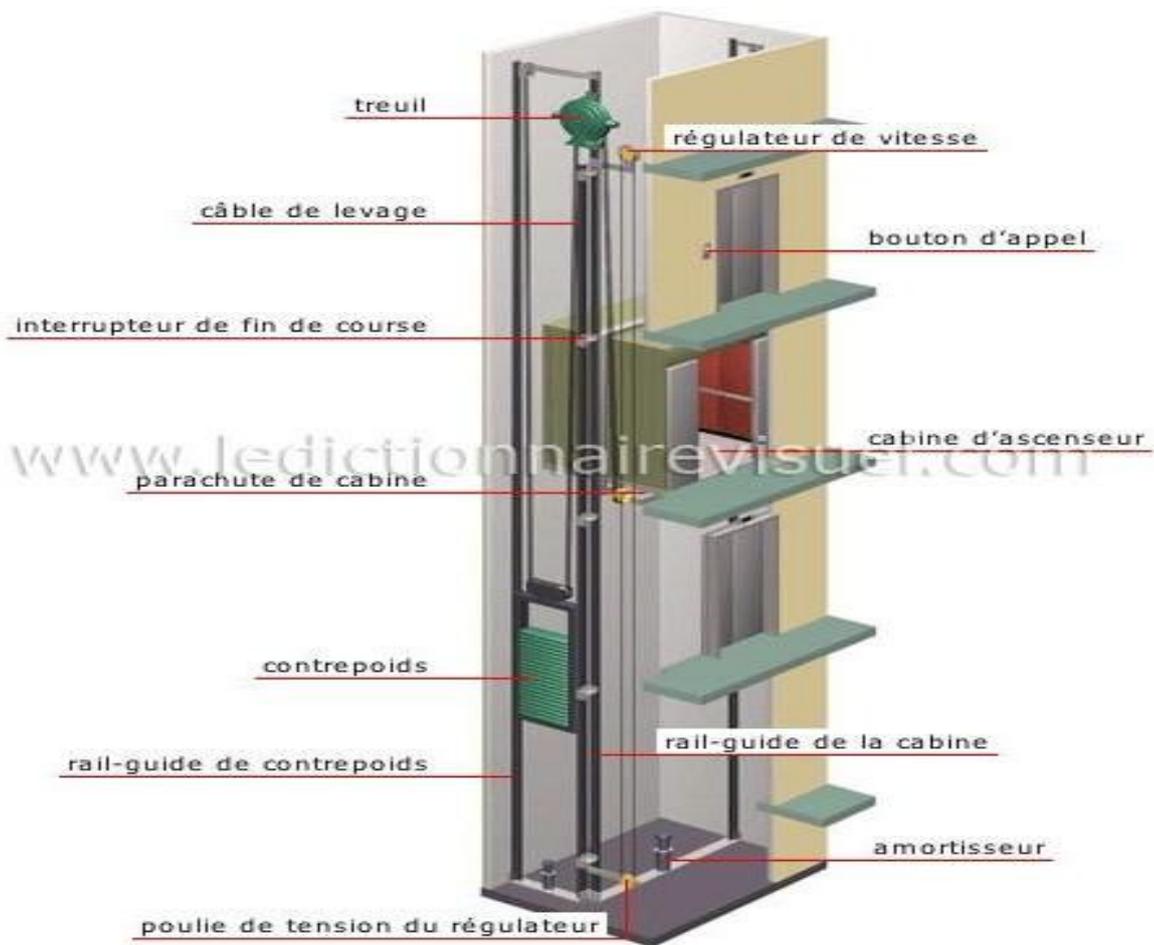
**2-8- L'ascenseur :**

**2-8- 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 les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage

d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



**Figure 2-7** : Schéma descriptif d'un Ascenseur

### 2-8- 2-Etude de l'ascenseur :

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

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

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

- **P<sub>m</sub>** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge encabine.
- **P<sub>p</sub>** : 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

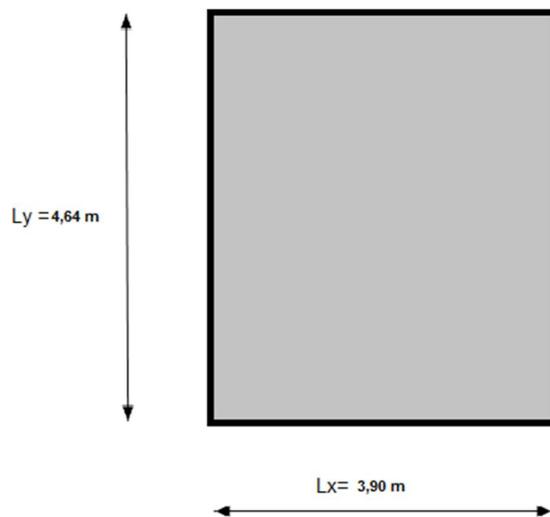
La charge nominale est de **630 kg** pour **8 personnes** avec une surface utile de la cabine de 1,5m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

- Largeur : 1,00m
- Profondeur : 1,5m
- Hauteur : 2,2m
- La largeur de passage libre : 0,8m
- La hauteur de passage libre : 2,00m
- La hauteur de la course : 36,72m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h = 25\text{cm}$
- Le poids de la cabine  $P_c$  est : 466 kg = 4.66KN
- Le contre poids  $P_p$  : 680 kg = 6.8KN
- Le poids des câbles  $M_g$ :  $43 \cdot \frac{36,72}{16} = 98,68 \text{ KN}$

### 2-9-Pré dimensionnement

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



**Figure 4-8** : Schémas de la dalle machine

Surface de la Dalle machine :  $s = 4,64 \cdot 3,90 = 18,10\text{m}^2$

Nous avons trois conditions à vérifier :

a)-Résistance à la flexion :

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \rightarrow \frac{464}{50} \leq e \leq \frac{464}{40} \rightarrow 9,28\text{cm} \leq e \leq 11,6\text{cm}$$

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 :

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

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 M_t}{M_y} \rightarrow \frac{e}{464} \geq \frac{1}{20} \cdot 0,85 \rightarrow e \geq 19,72 \text{ cm}$$

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

## Descente des charges

### 2-10-Introduction :

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

Les différents charges et surcharges existantes sont:

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

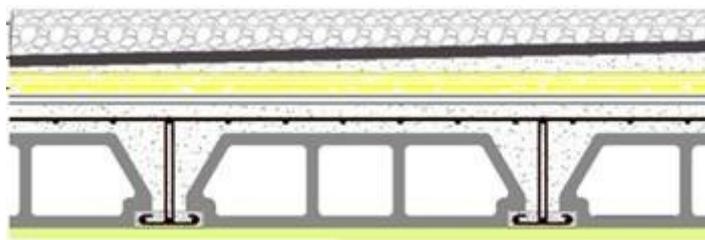
### 2-11- Les planchers:

#### 2-11-1-Plancher terrasse:

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

**Tableau 2-2** : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux :

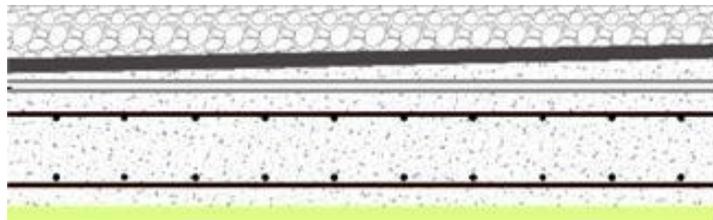
Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
<b>1-Protection gravillon</b>	1700	0.05	85
<b>2-Etanchéité multicouche</b>	600	0.05	30
<b>3-Forme de pente</b>	2200	0.1	220
<b>4-Isolation thermique</b>	400	0.04	16
<b>5-Dalle en corps creux (16+5)</b>	/	/	280
<b>6-Enduit en plâtre</b>	1000	0.02	20
<b>G</b>	<b>651</b>		
<b>Q</b>	<b>100</b>		



**Figure 2-9:** Composants d'un plancher terrasse en corps creux

**Tableau 2-3 :** Evaluation des charges du plancher terrasse en dalle pleine

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-Protection gravillon	1700	0.05	85
2-Etanchéité multicouche	600	0.05	30
3-Forme de pente	2200	0.1	220
4-Isolation thermique	400	0.04	16
5-Dalle pleine (15cm)	2500	/	400
6-Enduit en plâtre	1000	0.02	20
<b>G</b>		<b>771</b>	
<b>Q</b>		<b>100</b>	



*Figure 2-10:* Composant s'un plancher terrasse en dalle pleine

**2-11-2-Plancher étages courant :**

**Tableau 2-4 :** Evaluation des charges du plancher courant :

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2200	0.02	44
2-Mortier de pose	2000	0.03	60
3-Chape de planéité (faiblement dosé)	1800	0.03	54
4-Dalle en corps creux	/	/	280
5-Enduit plâtre	1000	0.02	20
6-Cloison de séparation	1000	0.1	100
<b>G</b>		<b>558</b>	
<b>Q</b>		<b>150</b>	

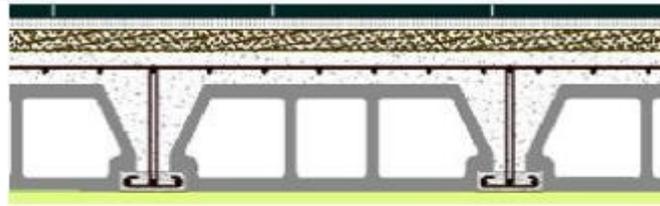


Figure 2-11: Composants d'un plancher courant en corps creux

Tableau 2-5 : Evaluation des charges du plancher courant en dalle pleine

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2200	0.02	44
2-Mortier de pose	2000	0.03	60
3-Chape de planéité (faiblement dosé)	1800	0.03	54
4- Dallepleine (15 cm)	2500	0.16	400
5-Enduit plâtre	1000	0.02	20
<b>G</b>		<b>578</b>	
<b>Q</b>		<b>150</b>	

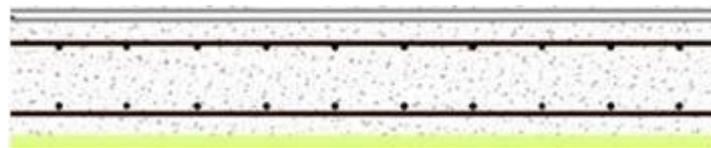


Figure 2-12 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine

**2-12-Mur extérieur (double cloison) :**

Tableau 2-6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-Brique creuse 15	900	0,15	135
2-Brique creuse 10	900	0,10	90
3-Mortier de ciment mur ext	2000	0,02	40
3-Mortier de ciment mur int	2000	0,02	40
<b>G</b>	<b>305</b>		

**2-13-Murs intérieurs (simple cloison):**

**Tableau 2-7 :** Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
2-Brique creuse 10	900	0,10	90
3-Mortier de ciment mur ext	2000	0,02	40
3-Mortier de ciment mur int	2000	0,02	40
<b>G</b>	<b>170</b>		

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

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

D'après le **DTRBC2.2** « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation » les charges d'exploitation adoptées sont illustrées par le tableau suivant:

**Tableau 2-8 :** Evaluation des charges d'exploitation des planchers

Elément	Charges d'exploitation(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancherterrasse</b>	<b>1,0</b>
<b>Plancher courant</b>	<b>1,5</b>
<b>Plancher RDC (commerce)</b>	<b>5,0</b>
<b>Escalier</b>	<b>2,5</b>
<b>balcon</b>	<b>3,5</b>

**2-14-L'acrotère:**

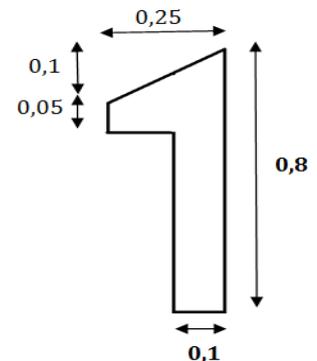
**Évaluation des charges :**

$$S = (0,10 \cdot 0,25)/(2) + (0,05 \cdot 0,25) + (0,65 \cdot 0,10) = 0,09 \text{ m}^2$$

$$P = (0,09 \cdot 2500) = 225 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente : **G = 225 Kg/ml = 2,25 KN/ml** Selon **RPA99 version**

**2003 (Chapitre 6.2.3)** Charge d'exploitation : **Q = 1,08 KN/ml**



**Figure 2-13 :** L'acrotère

**2-15-Le balcon :**

**Évaluation des charges :**

Le calcul se fait comme une console.

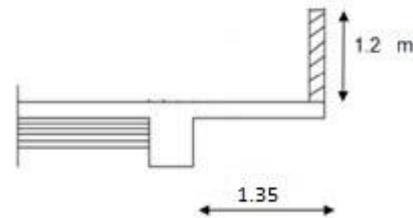
On a traité un balcon en dalle pleine d'un étage

courant :  $G = 0,553t/m^2$  ;  $Q = 0,35t/m^2$

$G = 0,553 \cdot 1,35 = 0,746t/ml$   $Q = 0,35 \cdot 1,35 = 0,4725 t/ml$

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

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



**Figure 2-14:** Le balcon

**2-16-L'escalier :**

**Tableau 2-9 :** Evaluation des charges de la paillasse

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1- Poidspropre / $\cos \alpha$	2500	0.15	431,03
2-Revêtement en carrelage horizontal	2200	0.02	44
3-Revêtement en carrelage vertical	2200	0.02	44
4- Mortier de pose horizontal	2000	0.02	40
5- Mortier de pose vertical	2000	0.02	40
6-Poids propre des marches	2500	0,17/2	212,5
7-Garde du corps	/	/	170
<b>G</b>		981,53	
<b>Q</b>		250	

**Tableau 2-10 :** Evaluation des charges du palier de repos

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
1- Poidspropre	2500	0.15	375
2-Revêtement en carrelage horizontal	2200	0.02	44
3- Mortier de pose	2200	0.02	44
4-Enduit en ciment	2000	0,02	40
<b>G</b>		503	
<b>Q</b>		250	

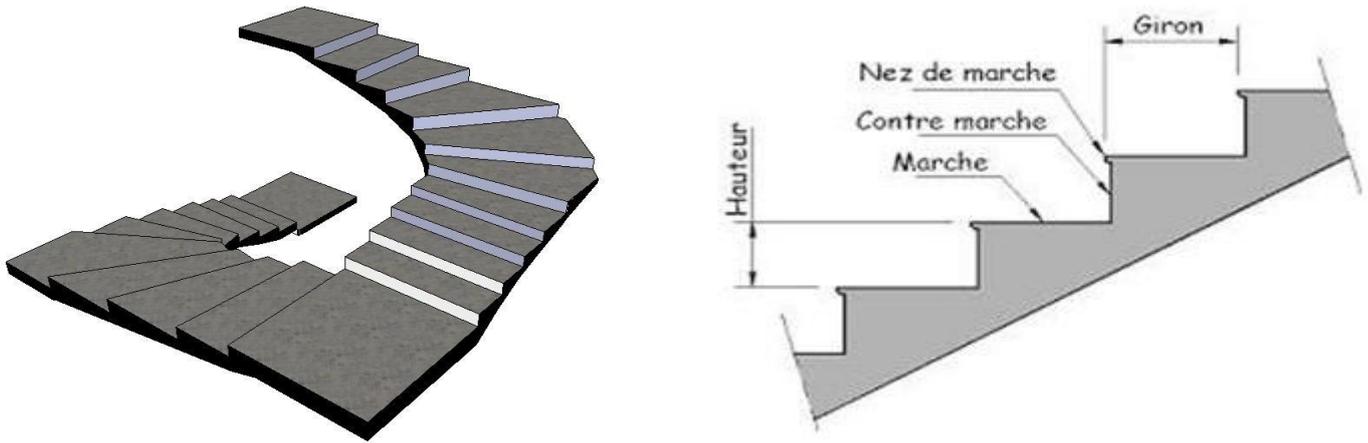


Figure 2-15: Les escaliers

**2-17-Détermination des charges et surcharges assenseur :**

**a)-Charges permanentes :**

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

$$G_1 = \frac{111,97}{s} \text{ avec } S: \text{ surface de la dalle machine}$$

$$G_1 = \frac{111,97}{18,10} = 6,18 \text{ KN/m}^2$$

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

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

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

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

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

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

$$G_T = \sum G_i = 6,18 + 6,25 + 0,4 = 12,83 \text{ KN}$$

**b)-Surcharge d'exploitation :**

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

$$Q_1 = \frac{6,30}{s} = \frac{6,30}{18,10} = 0,34$$

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

$$Q_T = \sum Q_i = 0,34 + 1 = 1,34 \text{ KN/m}$$

# CHAPITRE 3

## Etude du plancher et acrotère

## Etude du plancher et acrotère

### 3-1-Etude de l'acrotère

#### 3-1-1-Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé de 10 cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre «  $W_p$  » et à un moment due à une force horizontale «  $F_p$  ».

D'après les règles du **R.P.A 99 version 2003** :

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

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

$C_p$ : facteur de force horizontale  $\Rightarrow C_p = 0,8$

#### 3-1-2-Combinaisons d'action:

##### Calcul à l'ELU :

$$M_u = 1.35 MG + 1,5 MQ \text{ avec } MG =$$

$$0 \text{ Nu} = 1,35.G = 1,35. 2,25 = 3,04$$

$$\text{KN } Q = 1,08 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le moment : } M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,296 \text{ KN.ml}$$

##### Calcul à l'ELS :

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

$$N_s = G = 225 \text{ Kg} = 2,25 \text{ KN}$$

$$M_s = M \cdot Q = Q \cdot h = 1,08 \cdot 0,8 = 0,864 \text{ KN.ml}$$

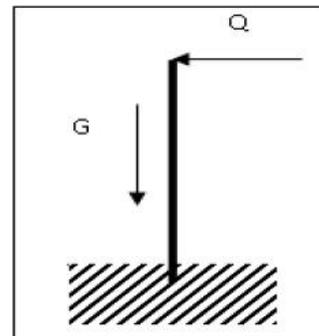
##### Calcul de l'excentricité :

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

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_1$  : excentricité du 1ere ordre

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



**Figure3-1:**Actions sur l'acrotère

**a) L'ELU :**

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

$$e = e_1 + e_2$$

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

D'après le **CBA Article .4.3.4.2** :

$$e_a > \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) = \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{80}{250} \right) \longrightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{1,296}{3,04} + 0,02 = 0,446 \text{ m} = 44,6 \text{ cm}$$

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

$\alpha = 1$  (varie entre 0 et 1) et  $\varphi = 2$   $l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,6}{0,1} = 16$$

$$\left. \begin{aligned} 15 \cdot \frac{e_1}{h} &= 15 \cdot \frac{0,446}{0,1} = 66,95 \\ 20 \cdot \frac{e_1}{h} &= 20 \cdot \frac{0,446}{0,1} = 89,20 \end{aligned} \right\} > 16$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,6^3 \cdot (2 + 1,2)}{10^4 \cdot 0,1} = 0,049 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,446 + 0,049 = 0,495 \text{ m}$$

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

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

$$e_a = e - \left( d - \frac{h}{2} \right) = 49,5 - \left( 9 - \frac{10}{2} \right) = 46,5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_u = e_a \cdot N_u = 46,5 \cdot 3,04 = 1,383 \text{ kn.m}$$

$$T_{u \text{ max}} = 1,5Q = 1,5 \cdot 1,08 = 1,62 \text{ Kn}$$

**b) L'ELS**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,864}{2,25} = 0,384 \text{ m} = 38,4 \text{ cm}$$

$$e_A = e_s - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38,4 - \left(9 - \frac{10}{2}\right) = 35,4 \text{ cm}$$

Donc :  $M_{ser} = e_A \cdot N_{ser} = 34,4 \cdot 2,25 = 0,774 \text{ KN.m}$

$$T_{ser} = Q = 1,08 \text{ KN}$$

### 3-1-3-Calcul de ferrailage :

#### a) L'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{1,383 \cdot 10^{-3}}{1,0,09^2 \cdot 14,17} = 0,021 < 0,186 \rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,021}) = 0,015$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,015) = 0,994$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1,383 \cdot 10^{-3}}{0,994 \cdot 0,09 \cdot 348} = 4,44 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,08 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature  $\rightarrow$  soit 6T10 = 4,71 cm<sup>2</sup>/ml.  $\rightarrow$  Esp=20cm

#### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature  $\rightarrow$  soit 5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml.  $\rightarrow$  Esp=20cm

#### -Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = 1,62 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,62 \cdot 10^{-3}}{1,0,09} = 0,118 \text{ MPa}$$

D'Après **CBA 93 Article .5.1.2 .1** : Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3,33\text{Mpa}; 5\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} > \tau_u = 0,118\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) L'ELS :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (4,71 + 0) = 0,706\text{cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (4,71 \cdot 9 + 0) = 12,717\text{cm}^2$$

$$y = -0,706 + \sqrt{0,706^2 + 12,717} = 2,93 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} 2,93^3 + 15 \cdot 4,71 (9 - 2,93)^2 + 0 = 3441,54\text{cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec:  $M_{ser} = 0,774 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,774 \cdot 10^2}{3441,54} \cdot 2,93 = 0,065 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,065 \text{ Mpa} \left( \frac{\text{n}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,065\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3-2-Etudes des planchers :**

**3-2-1-Introduction :**

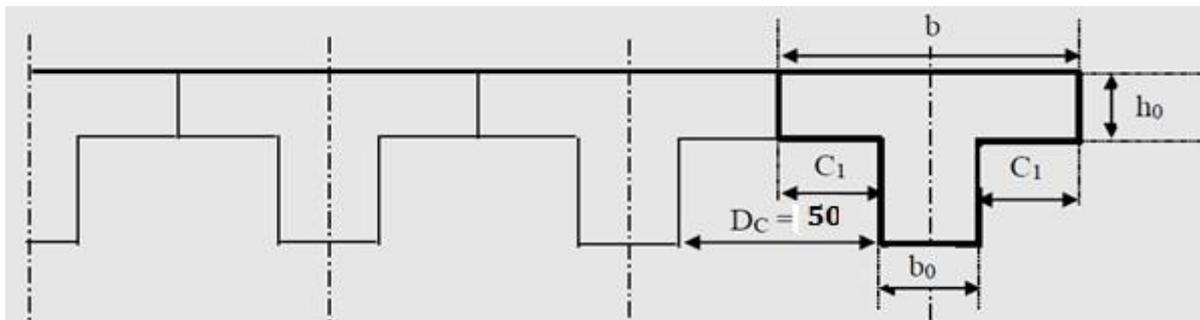
Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

**3-2-2-Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

**Figure:3-2:** Dimensionnement des poutrelles



$h_t$ : Hauteur De La Nervure .....  $h_t = 16 + 5 = 21\text{cm}$

$h_0$ : Hauteur De La Dalle De Compression .....  $h_0 = 5\text{cm}$

$b_0$ : Largeur De La Nervure .....  $b_0 = 15\text{cm}$

L: La Largeur Max .....  $L = 3,90\text{m}$

$b$ : Largeur De La Dalle .....  $b = 2C_1 + b_0$

Selon les règles CBA 93, la largeur de la dalle de compression « b » est déterminé comme suite :

$$C_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} C_1 \leq (b - b_0) / 2 \\ C_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq C_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} C_1 \leq (65 - 15) / 2 = 24\text{cm} \\ C_1 \leq 590 / 10 = 59\text{cm} \\ 30 \leq C_1 \leq 40\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :  $L = 3,90\text{ m}$

$b = 0,65\text{ m}$

$b = 2C_1 + b_0$

Soit :  $C_1 = 25\text{cm}$

Donc, on adopte une poutrelle de :  $b = 65\text{ cm}$  avec :  $C_1 = 25\text{cm}$  et  $b_0 = 15\text{ cm}$

**3-2-3-Etude des poutrelles :**

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

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

a) Evaluation des charges:

Figure 3-3: Les différents types de poutrelles

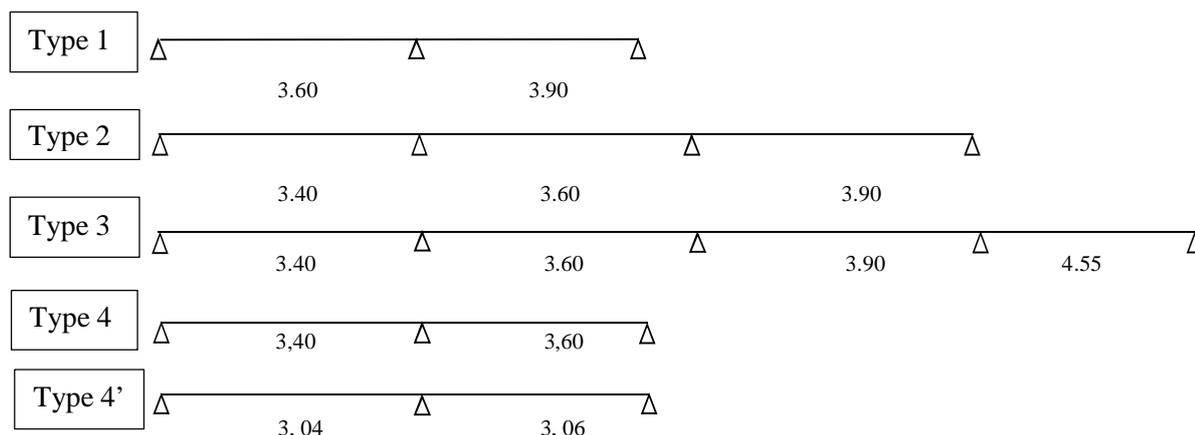


Tableau 3-1 : Evaluation des charges des planchers

Type de plancher	G [kg/m <sup>2</sup> ]	Q [kg/m <sup>2</sup> ]	L	Combinaison	
				$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot L$	$q_s = (G + Q) \cdot L$
Terrasse inaccessible	651	1	0,65	6,6875	4,8815
Etage courant	5,58	1,5	0,65	6,35895	4,602
Etage commercial	5,58	5	0,65	9,77145	6,877

3-2-4-Calcul des sollicitations des poutrelles :

Dans notre projet, on a 3 types de poutrelles, on prend la poutrelle «Type1» comme un exemple de calcul, les autres types seront calculés par le logiciel SAP 2000V14.

a) Méthode de calcul:

Pour le calcul de ce type de poutrelle, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où Elle est applicable.

b) Condition d'application de la méthode forfaitaire:

► Hyp1 : les charges d'exploitation Q sont modérées :

$Q \leq \text{Min} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  avec G = charges permanentes.

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2.6, 51 = 13,02 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$$

C.V.

► **Hyp2** : la fissuration est peu préjudiciable C.V

► **Hyp3** : les moments d'inertie des sections sont constants dans les différentes travées en continuité C.V.

► **Hyp4** : le rapport entre les portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{3.6}{3.9} = 0.92 \leq 1.25$$

CV

c) Rappel sur la méthode forfaitaire:

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

**Les moments en appuis** : cas de deux travées :

$$M_{app} = 0.15M_{01} \Rightarrow \text{appui de rive}$$

$$M_{app} = 0.6M_{max}(M_{01}; M_{02}) \Rightarrow \text{appui intermédiaire}$$

**Les moments en travées** :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3a)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3a}{2} M_0 \quad \text{Cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3a}{2} \cdot M_0 \quad \text{Cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

**Efforts tranchants** :

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

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

$$V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

d) Application de la méthode:

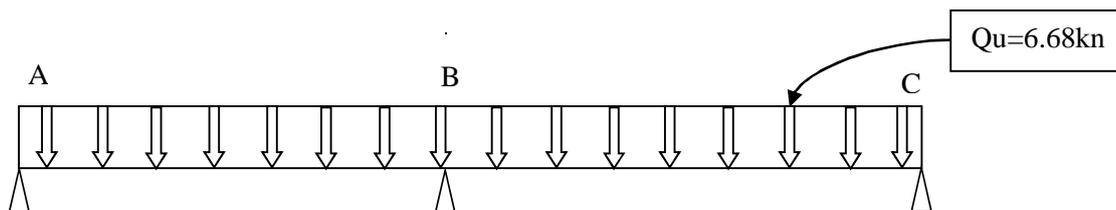


Figure 3-4 : La poutrelle « type 1 » de la terrasse inaccessible

$$\alpha = \frac{1}{6.51 + 1} = 0.133$$

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{q_u \cdot L_1^2}{8} = \frac{6.687 \times 3.6^2}{8} = 10.83 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{q_u \cdot L_1^2}{8} = \frac{6.687 \times 3.9^2}{8} = 12.71 \text{ kn.m}$$

**Les moments en appuis :**

$$M_A = 0.15M_{01} = 0.15 \times 10.83 = 1.624 \text{ kn.m}$$

$$M_B = 0.6 \times M_{ax}(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 12.71 = 7.626 \text{ kn.m}$$

$$M_c = 0.15 \times M_{02} = 0.15 \times 12.71 = 1.906 \text{ kn.m}$$

**Travée AB :**

$$T_1: M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \left[ \left( \frac{0.15 + 0.6}{2} \right) \right] M_{01}$$

$$M_t \geq 0.66M_{01}$$

$$T_2: M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{01}$$

$$M_t \geq 0.61M_{01}$$

$$M_t \geq M_{ax}(M_t T_1; M_t T_2) \geq 0.66M_{01}$$

$$M_t \geq 0.66 \times 10.83 \Rightarrow M_t = 7.147 \text{ kn.m}$$

**Travée BC :**

$$T_1: M_t \geq 0.66M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.66 \times 12.71$$

$$T_2: M_t \geq 0.61M_{02} \quad M_t = 8.288 \text{ kn.m}$$

**Efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$a = 3,6 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,626+7,147}{1,624+7,147}}} = 1,56 \quad ; \quad b = 3,6 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,626+7,147}{1,624+7,147}}} = 1,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \cdot \frac{1,624+7,147}{1,56} \\ V_e = -2 \cdot \frac{7,626+7,147}{1,44} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_w = -12,41 \\ V_e = -20,51 \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$a = 3,9 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,906+8,388}{7,626+8,388}}} = 2,16 \quad ; \quad b = 3,9 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,626+8,388}{1,906+8,388}}} = 1,735$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \cdot \frac{7,626+8,388}{2,16} \\ V_e = -2 \cdot \frac{1,906+8,388}{1,735} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -14,82 \\ V_e = -11,86 \end{array} \right.$$

Figure 3-5 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

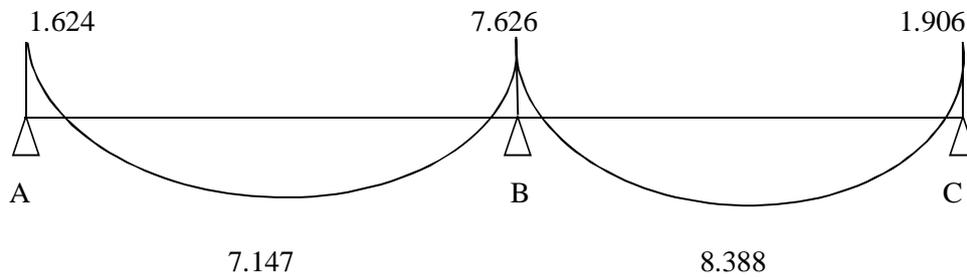


Figure 3-6 : Diagramme des Efforts tranchants (KN.m)

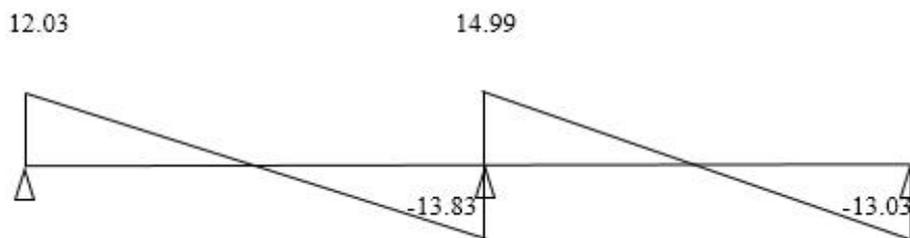


Tableau 3-2 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

Niveau	Type	Moments fléchissant maximal (KN.m)				Effort tranchant maximal (KN)	
		En Travée		En appui		ELU	ELS
		ELU	ELS	ELU	ELS		
Terrasse inaccessible	1	10,94	7,71	1,641	1,15	22,38	15,76
	2	8,18	5,97	1,227	0,89	13,60	9,95
	3	11,11	8,11	1,66	1,21	14,94	10,95
Etage Courant	1	7,11	5,15	1,06	0,77	14,55	10,54
	2	7,78	5,63	1,167	0,84	12,96	9,38
	3	10,56	7,64	1,58	1,54	14,26	10,32
	4	5,99	4,34	0,88	0,651	13,66	9,90
Etage commercial	1	10,94	7,70	1,641	1,155	22,38	15,75
	2	11,96	8,42	1,794	1,263	19,92	14,02
	3	16,23	11,42	2,43	1,71	21,91	15,42
	4'	7,94	5,56	1,191	0,83	20,65	14,54
<b>MAX</b>		<b>16,23</b>	<b>11,42</b>	<b>2,43</b>	<b>1,71</b>	<b>22,38</b>	<b>15,76</b>

3-2-5-Ferraillage des poutrelles:

a) L'ELU :

En travée:

$M_{tu} = M_{max} = 16,23 \text{KN.m.}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{MPa.}$  ;  $F_e = 400 \text{MPa}$ ;  $b = 0,65 \text{m}$ ;  $h = 0,21 \text{m}$ ;  $h_0 = 0,05 \text{m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,17 \text{MPa}$$

$M_r = b_0 \times h_0 \times (d - \frac{h}{2}) \times \sigma_{bc}$  Moment de reference

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

$$M_r = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,021) = 0,0773 \text{MN.m}$$

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

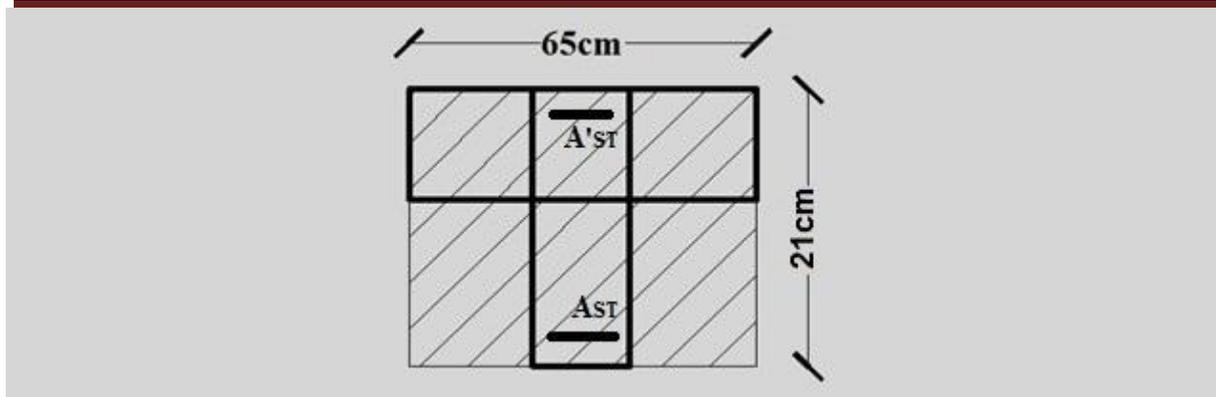


Figure 3-7 : Section de la poutrelle « Type 1 » calculée en travée

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b_0 \cdot d \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{16,23 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,0493$$

$$\mu_u = 0,0493 < 0,186 : \rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha_u = 0,063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha_u$$

$$\beta = 0,998$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

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

$$A_{ST} \geq \frac{16,23 \times 10^{-3} \cdot 10^4}{0,998 \times 0,189 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

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

**Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 18,9 = 1,48 \text{ cm}^2$$

On a donc  $A_{stmin} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

En appuis :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} ; f_e = 400 \text{ MPa}; b_0 = 0,15 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; d = 0,225 \text{ m} M_{au} = M_{max} = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 0,0773 \text{ MN.m} > 0,00243 \text{ MN.m}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section Rectangulaire (21×15).

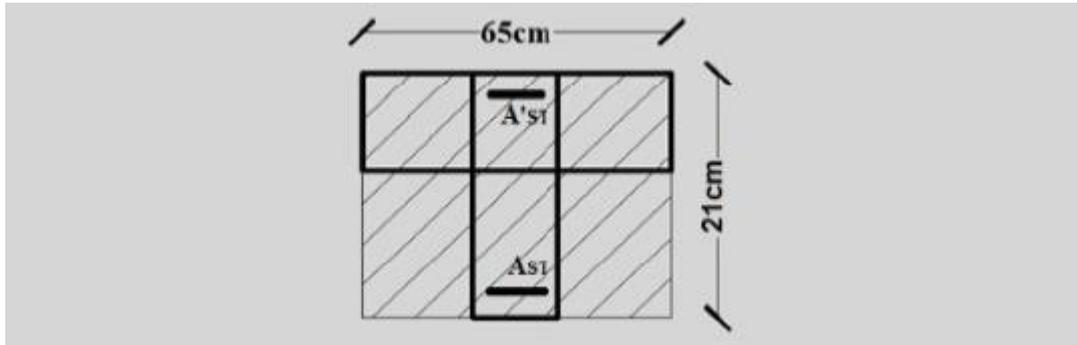


Figure 3-8 : Section de la poutrelle Type 3 calculée en appui

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,032$$

$$\mu_u = 0,032 \leq \mu_1 = 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha_u = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha_u$$

$$\beta = 0,999$$

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

$$A_{ST} \leq \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{ST} \geq \frac{2,43 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,999 \times 0,189 \times 348} = 0,369 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12 de section 2,26 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 0,15 \cdot 0,189 = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification a l'effort tranchant :**

$$V_{max} = 22,38 \text{ KN}$$

D'après CBA 93 Article.5.1.1:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{22,38 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,189} = 0,789 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,789 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \left( \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi_L = 10 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{On adopte } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

On adopte **2 φ 6** de section  $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

**Calcul d'espacement des cadres :** D'après

**RPA99 Article 7.4.2.2 :**

**Zone nodal :**

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

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

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

**Zone courante :**

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

On adopte  $S'_t = 10,5\text{cm}$

**Condition de non fragilité :**

D'après **CBA Article 5.1.2.2 :**

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

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

$$\frac{1,13 \cdot 215}{15 \cdot 12} = 1,349 \geq \frac{\tau_u}{2} = 0,4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**a) ELS:**

$M_{ts} = 11,42 \text{ KN.m}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $b = 0,65 \text{ m}$ ;  $h = 0,21 \text{ m}$ ;  $h_0 = 0,05 \text{ m}$ . Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

**b) Par conséquent :  $d' = 0$**

$$D = \frac{15}{65} (4,62 + 0) = 1,06 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{65} (4,62 \cdot 18,9 + 0) = 40,30 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,06 + \sqrt{1,06^2 + 40,30} = 5,37 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} 5,37^3 + 15 \cdot 4,62 (18,9 - 5,37)^2 + 0 = 16041,29 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec:  $M_{ser} = 11,42 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,42 \cdot 10^2}{16041,29} \cdot 5,37 = 0,382 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 3,82 \text{ Mpa} \left( \frac{\text{n}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 3,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  Condition vérifiée

L'ensemble des poutrelles du niveau RDC seront ferrailées par le ferrailage « Type1 » étage commerce et les poutrelles des autres niveaux seront ferrailées par le ferrailage « Type1 » terrasse.

Tableau 3-9 : Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles

Type	ferrailage travée (cm <sup>2</sup> )		ferrailage en appuis (cm <sup>2</sup> )	
	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	ferrailage choisie	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	ferrailage choisie
I comerce	2,47	3T12=3,39	0,369	2T12=2,26
	1T12		2T12	
	3T14fil		3T14fil	
II terrass + étage	1,7	2,36=3T10	0,256	1,57=2T10
	1T14		2T10	
	3T10 fil		3T10 fil	

3-3-Ferrailage de la dalle de compression :

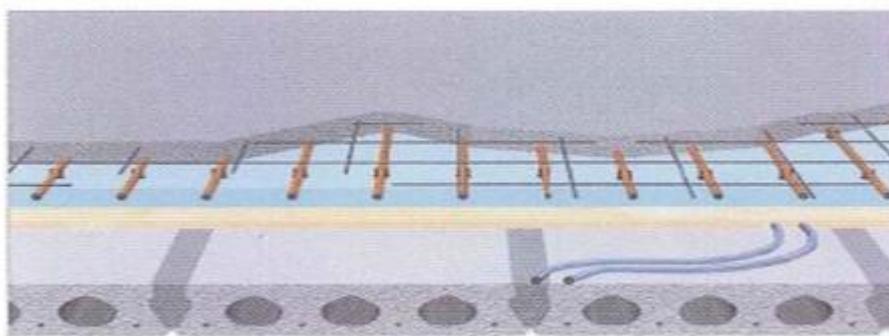


Figure 3-10 : La dalle de Compression

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

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

Si :

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

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.

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

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

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

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \rightarrow \quad 4 \cdot \frac{65}{520} = \frac{0,5 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \rightarrow \quad \frac{0,5}{2} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **5Ø6** de diamètre 1,41 cm<sup>2</sup>

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

Donc, pour la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre, dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

# CHAPITRE 4

## Etude sismique de la structure

## Étude sismique de la structure

### 4- 1- Introduction :

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

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

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Les mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Pour cela, on fait une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### 4-2- Choix de la méthode de calcul:

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

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

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

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

La hauteur de la structure :  $H = 36,72 \text{ m} > 23 \text{ m}$  ; Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées.

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

### 4- 3- Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

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

A cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis **sap2000** est utilisé.



**Figure 4-1** : Le logiciel de calcul par éléments finis sap2000 Version 2014

### 1) Description du logiciel *sap2000*:

**SAP2000** est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...).

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

### 2 *Modélisation des éléments de la structure :*

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux noeuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par noeud.
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre noeuds.
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
4. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### 4- 5-*Méthode statique équivalente:*

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

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

### 4- 6-*Méthode d'analyse modale spectrale :*

#### 4- 6-1-*Principe :*

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

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

4- 6-2-Spectre de réponse de calcul :

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

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

Représentation graphique :

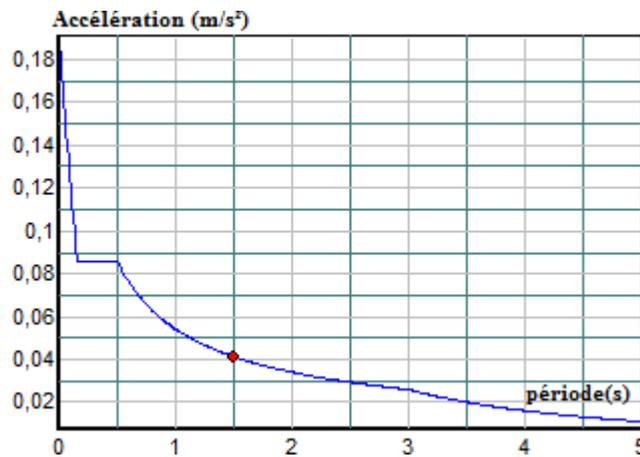


Figure 4-2 : Spectre de réponse

Avec :

**g** : accélération de la gravité,

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

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

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

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

**Q** : Facteur de qualité.

**4- 6-3-Classification de site :**

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

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, le sol est classé : **meuble (Catégorie S3)**.

**4- 6-4-Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

► **Coefficient d'accélération A :**

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

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15 (tableau 4.1 « annexe » de RPA 99 version 2003)**

► **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Selon le **RPA99 version 2003**, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

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

Pour notre cas on prend ξ =**10%**

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

► **Période fondamentale (T) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T=0,09 \cdot \sqrt{h_N / \sqrt{D}} \\ T = \text{Min} \\ T=C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{array} \right.$$

Avec :

-**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (**N**) dans Notre structure:

$$h_N = 36.72m$$

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

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

- $T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associée a la catégoriedusite (**RPA tab4.7**) Période  $T_1$  et  $T_2$  du site considéré: **S3** ( $T_1=0,15s$  ;  $T_2=0,50s$ )

$$T_x = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D_x} \\ T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \cdot 36,72 / \sqrt{27 \cdot 24} = 0,63 \text{ sec} \\ T = 0,05 \cdot 36,72^{\frac{3}{4}} = 0,745 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$T_y = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T_y = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D_y} \\ T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} T_y = 0,09 \cdot 36,72,4 / \sqrt{15 \cdot 45} = 0,840 \text{ sec} \\ T = 0,05 \cdot 37,4^{\frac{3}{4}} = 0,745 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$T = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.63 \text{ sec} \\ T_y = 0.840 \text{ sec} \end{array} \right.$$

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

La valeur de **R** est donnée par le « **tableau 4.3** » de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 version 2003**) Dans notre structure ; on a un système de Portiques contreventés par des voiles en béton armé. Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R =4**

► **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation

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

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

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**Vérification des critères :**

**Conditions minimales sur les files de contreventement:**

-D'après le **RPA 99 version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est <1,5.

- nous avons dans notre structure des files comportant seulement deux travées dans les deux sens .....

Donc le critère n'est pas observé **P<sub>q</sub> = 0,05**

**a) Redondance en plan:**

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

• Sens longitudinal: (8file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 5/2.35 = 2.12 < 1,5 \text{ critère non observé} = \mathbf{0,05}$$

• Sens transversal: (5file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.55/3.40 = 1.34 < 1,5 \text{ critère non observé} = \mathbf{0,05}$$

**b) Régularité en plan:**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art «3.5.1.b)**

-Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.....**C.N.V**

-L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action sismique considérée. ....**C.N.V**

-La structure a une force compacte, et le rapport longueur / largeur = 27.24 / 15.45 = 1,76 < 4  
1.76 < 4.....**C.V**

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

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{9.7}{27.24} = 0.35 > 0,25 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7.5}{15.45} = 0.48 > 0,25 \dots\dots\dots c. n. v$$

-la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier .....**C.V**

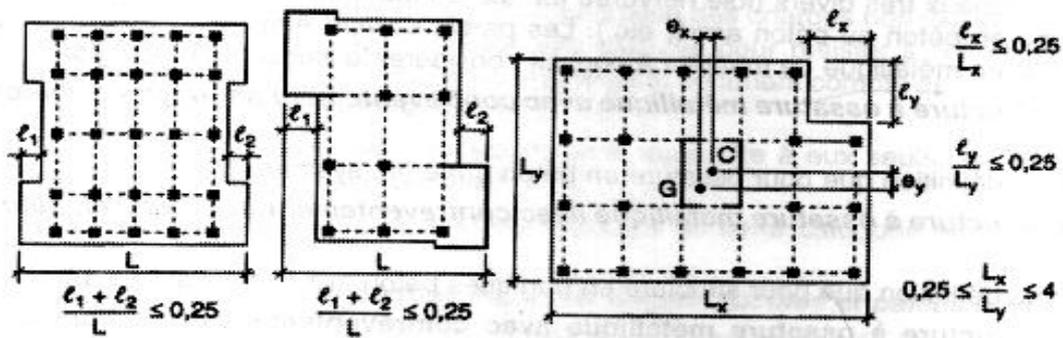


Figure 4-3 : Limites des décrochements en plan

**N.B** : La structure n'est pas classée régulière en plan : **Pq = 0,05**

**c) Régularité en élévation :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Article 3.5 .1.b) :

-Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation. .... **C.V**

-La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la structure. .... **C.V**

-la plus grande dimension latérale de la structure n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant l'axe X  $\frac{B_M}{B} = \frac{9.7}{27.24} = 0,35 < 0,67 \dots\dots C.V$

Suivant l'axe Y  $\frac{B_M}{B} = \frac{7.5}{15.45} = 0,48 < 0,67 \dots\dots C.N.V$

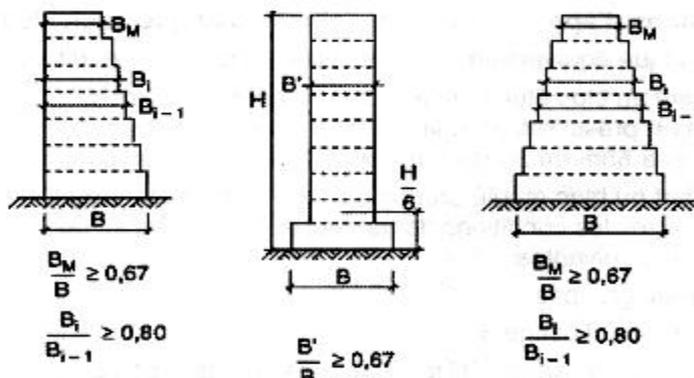


Figure 4-4 : Limites des décrochements en élévation

La structure n'est pas classée régulière en élévation : **Pq = 0,05**

**d) Contrôle de la qualité des matériaux:**

Les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur ; On considère que ce critère est observé : **Pq= 0**

e) **Contrôle de la qualité de l'exécution:**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est observé :  $P_q = 0$

**Tableau 4-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab4.4)**

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
1/ Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2/ Redondance en plan	0,05	0,05
3/ Régularité en plan	0,05	0,05
4/ Régularité en élévation	0,05	0,05
5/ Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6/ Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
1+ (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)	1,20	1,20

**Tableau 4-2 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage**

Coefficient	A	R	Q	$\epsilon$	$\eta$	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
	0,15	4	1,20	10	0,763	0,15	0,50

**4- 7-Nombre de modes à considérer :**

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée

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

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

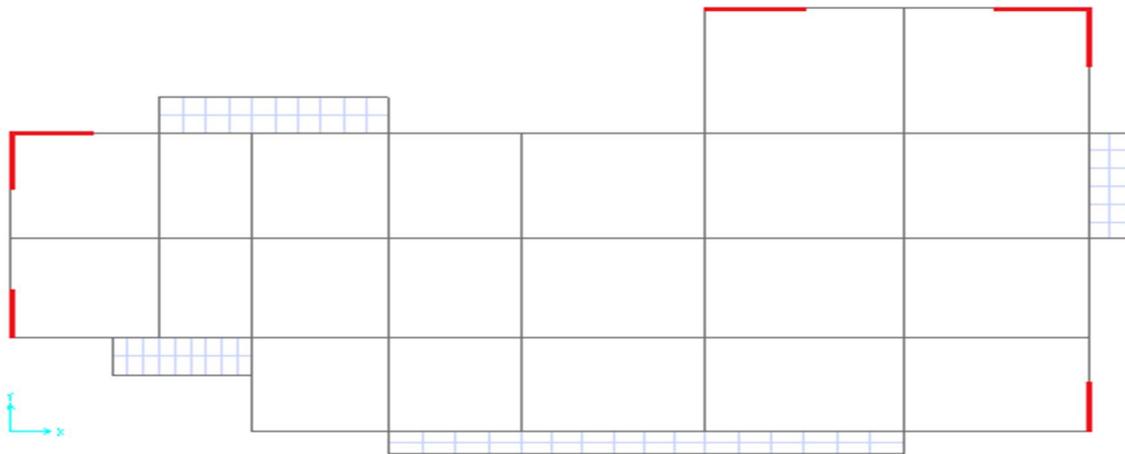
Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode **K**

#### 4- 8-Modélisation :

D'après l'**RPA 99 version 2003 (Article 4.3.2.b)** notre structures est irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, nous devons la représenter par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

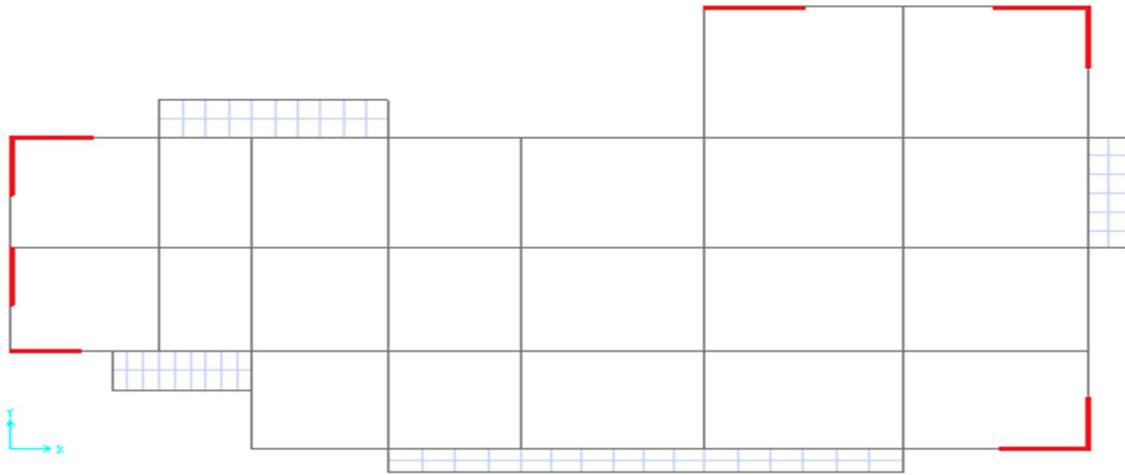
#### 4-9-Les dispositions des voiles :

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



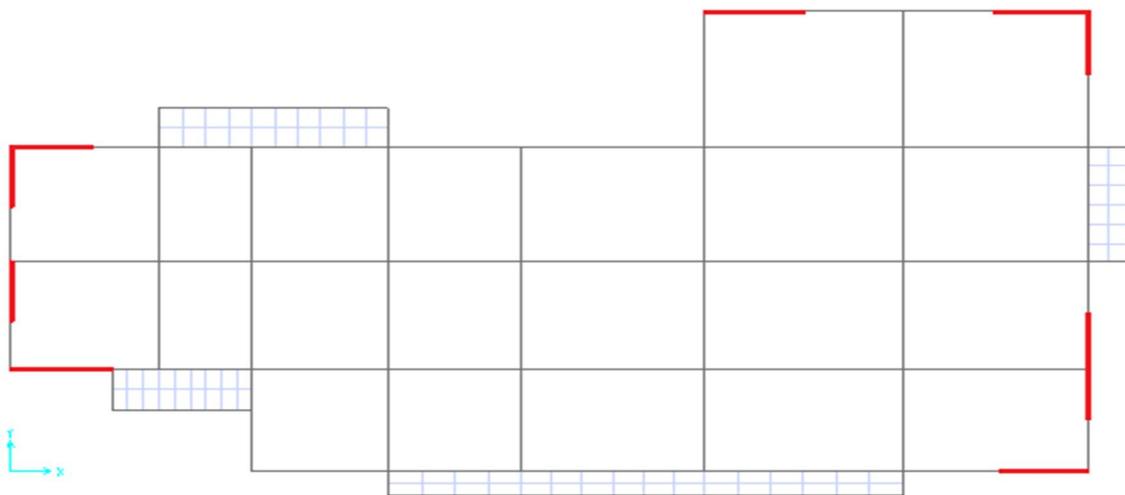
<b>Période</b>		<b>3,53</b>	<b>C.N.V</b>
<b>mode</b>	<b>1</b>	<b>Translation «x»</b>	<b>C.N.V</b>
	<b>2</b>	<b>Translation «y»</b>	<b>C.N.V</b>
	<b>3</b>	<b>Rotation «z»</b>	<b>C.N.V</b>

Figure 4-5 :1<sup>ère</sup> Variante : Modèle initial



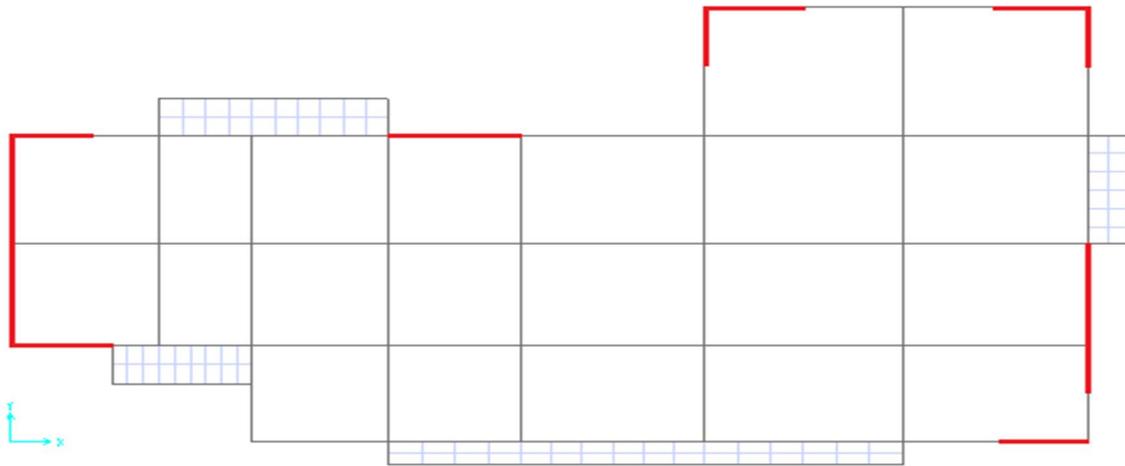
Période		1,3	C.N.V
mode	1	Translation «x»	C.V
	2	Translation «y»	C.N.V
	3	Rotation «z»	C.N.V

Figure 4-6 :2<sup>ème</sup> Variante



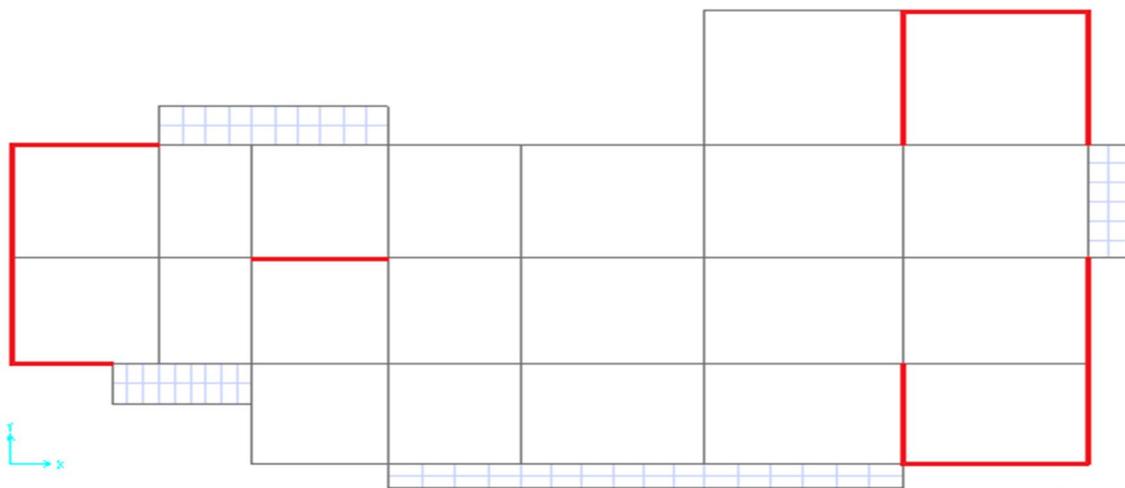
Période		1,16	C.N.V
mode	1	Translation «x»	C.V
	2	Translation «y»	C.V
	3	Rotation «z»	C.N.V

Figure 4-7:3<sup>ème</sup>Variante



<b>Période</b>		<b>1,146</b>	<b>C.N.V</b>
<b>mode</b>	<b>1</b>	<b>Translation «x»</b>	<b>C.N.V</b>
	<b>2</b>	<b>Translation «y»</b>	<b>C.V</b>
	<b>3</b>	<b>Rotation «z»</b>	<b>C.V</b>

Figure 4-8:4<sup>ème</sup>Variante



<b>Période</b>		<b>0,723</b>	<b>C.V</b>
<b>mode</b>	<b>1</b>	<b>Translation «x»</b>	<b>C.V</b>
	<b>2</b>	<b>Translation «y»</b>	<b>C.V</b>
	<b>3</b>	<b>Rotation «z»</b>	<b>C.V</b>

Figure 4-9 :5<sup>ème</sup> Variante

1,3 . Tstatique ≥ Tdynamique



1,3. 0,63 ≥ 0,723.....C.V

Tableau 4-3 : Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période (sec)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale Ux(%)	Masses Cumulée sUy(%)
1	0,7237	0,0056	0,5619	0,0056	0,5619
2	0,6434	0,6286	0,0048	0,6342	0,5667
3	0,4055	0,000096	0,0752	0,6343	0,6420
4	0,1671	0,0026	0,1730	0,6369	0,8150
5	0,1573	0,1796	0,0023	0,8165	0,8174
...					
35	0,0722	0,000001	0,0005	0,8665	0,8806
36	0,0719	0,0050	0,0037	0,8715	0,8844
37	0,0715	0,00007	0,000002	0,8716	0,8844
38	0,0713	0,0010	0,0003	0,8727	0,8847
...					
46	0,0693	0,000001	0,0001	0,8732	0,8861
47	0,0693	0,00007	0,0003	0,8733	0,8865
48	0,8973	0,0285	0,0001	0,9018	0,8867
49	0,0920	8,33E-10	0,0303	0,9018	0,9170
50	0,1160	1,39E-11	4,096E-10	0,9018	0,9170

4-10-Poids total de la structure :

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

$$w = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{GI} + \beta \cdot W_{Qi} \text{ RPA 4.5}$$

WGi: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure :

WQi: charges d’exploitation

β: Coefficient de pondération RPA99 version 2003 (tableau 4.5)

On considère pour notre ouvrage :

-Bâtiments d’habitation, bureaux β=0,2

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est fait par : logiciel sap2000

Tableau 4-4 : Récapitulation des poids des différents niveaux

ETAGE	Poids (KN)
10eme etage	3535,15
9eme étage	3553,30
8eme étage	3553,30
7eme étage	3573,72
6eme étage	3573,72
5eme étage	3573,72
4eme étage	3596,40
3eme étage	3596,40
2eme étage	3696,40
1er ETAGE	3621,36
RDC	3621,36
S.SOL	3683,32
TOTAL	43078,15

$$\sum_{i=1}^n W_i = 43078,15 \quad KN$$

**4-11-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon **RPA 99 version 2003 (Article 4.3.6)** : La résultante des forces sismiques **Vt** à la base , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **Vt < 0.80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8 V/Vt**.

**4-12-Facteur d'amplification dynamique moyenne D :**

D'après(**Article4.2.3RPA99version2003**);Le facteur d'amplification dynamique moyen D est en fonction de la catégorie de site,du facteur de correction d'amortissement( )et de la période fondamentale de la structure ( **T** ):

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_1/T_2)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0sec \\ 2,5\eta\left(\frac{T_1}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0sec \end{cases} \quad \text{RPA 4. 2}$$

**Application numérique :**

**$T_X = 0.63 \text{ sec}$        $T_Y = 0.84 \text{ sec}$**

$$D = \begin{cases} D_X = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,5}{0,63}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,50 \leq 0,630 \leq 3,0 \text{ s} \\ D_Y = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,5}{0,840}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,50 \leq 0,840 \leq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_X = 1,63 \\ D_Y = 1,35 \end{cases}$$

Calcul de C suivant les deux directions (xx'-yy'):

$$C = \begin{cases} C_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} & C_X = \frac{0,15 \cdot 1,63 \cdot 1,20}{4} \\ C_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} & C_Y = \frac{0,15 \cdot 1,35 \cdot 1,20}{4} \end{cases}$$

$$C = \begin{cases} C_X = 0,07335 \\ C_Y = 0,06075 \end{cases}$$

Détermination de la force sismique :

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

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

**W** : Poids total de la structure

$$V = \begin{cases} V_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} \cdot W & V_X = \frac{0,15 \cdot 1,63 \cdot 1,20}{4} \cdot W \\ V_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} \cdot W & V_Y = \frac{0,15 \cdot 1,35 \cdot 1,20}{4} \cdot W \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_X = 4410,897 \text{ KN} \\ V_Y = 3685,818 \text{ KN} \end{cases}$$

**Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Les paramètres de la réponse ont été multipliés par le rapport suivant:

$$\frac{0,8 \cdot V_s}{V_D} = \frac{0,8.5976,96}{4468,75} = 1,07$$

**Tableau 4-5 :** Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vdynamique	Vstatique	0.8× Vstatique<Vdynamique
x	<b>6214.312</b>	<b>4410.897</b>	<b>C.V</b>
y	<b>5187.885</b>	<b>3685.818</b>	<b>C.V</b>

**-Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Selon le **CBA93 et RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3)**: pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

**N<sub>d</sub>**: L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

**B<sub>c</sub>**: Section de poteau.

**F<sub>c28</sub>**: La résistance caractéristique du béton à **28 jours**.

**Tableau 4-6 :** Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal

Poteaux	N <sub>d</sub> [KN]	B <sub>c</sub> [cm ]	F <sub>c28</sub> [MPa]	ϑ ≤ 0,3	Observation
<b>P.SOUS SOL</b>	2057	55×55	25	0,27	C.V
<b>P.RDC</b>	2202.576	55 ×55	25	0,29	C.V
<b>P1</b>	1996.082	55 ×55	25	0,26	C.V
<b>P2</b>	1767.257	50 ×50	25	0,28	C.V
<b>P3</b>	1747.847	50 ×50	25	0,28	C.V
<b>P4</b>	1550.923	50×50	25	0,25	C.V
<b>P5</b>	1114.948	45×45	25	0,22	C.V
<b>P6</b>	928.524	45 ×45	25	0,18	C.V
<b>P7</b>	745.787	45 ×45	25	0,15	C.V
<b>P8</b>	566.250	40 ×40	25	0,14	C.V
<b>P9</b>	382.533	40 ×40	25	0,10	C.V
<b>P10</b>	155.095	40 ×40	25	0.04	C.V

**-Vérification de déplacement:****1. Justification vis-à-vis des déformations:**

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel **sap2000v14**, Le déplacement total de chaque niveau est dans différentes combinaisons est donné ci-dessous

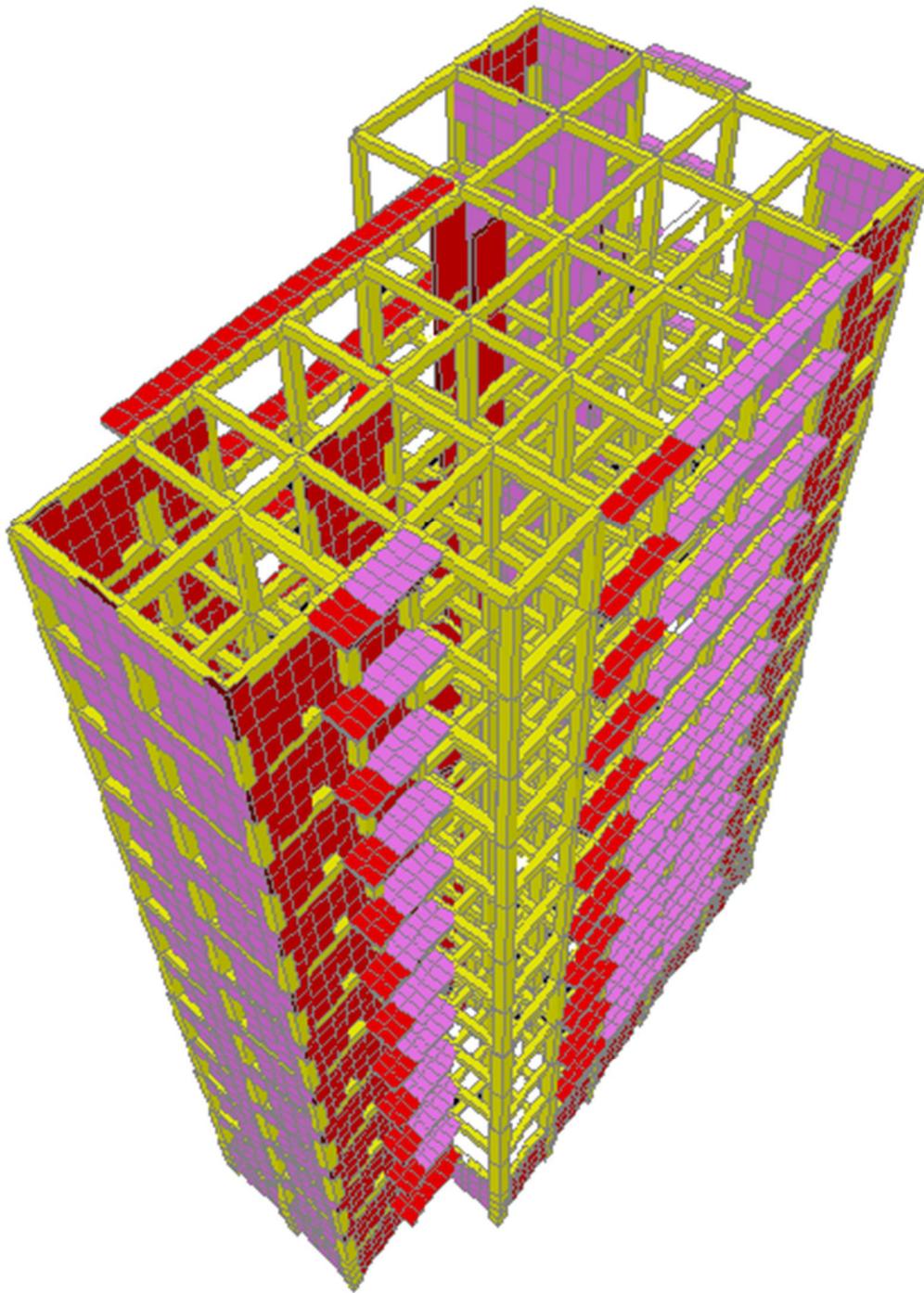
**Tableau 4-7** : les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques

ETAGE	Case/Combo	UX	UY	Observation
RDC	ELU	0,000168	0,000272	C.V
1	ELU	0,000905	0,001177	C.V
2	ELU	0,00205	0,002668	C.V
3	ELU	0,003441	0,004581	C.V
4	ELU	0,00503	0,006596	C.V
5	ELU	0,0068	0,0116	C.V
6	ELU	0,0867	0,0116	C.V
7	ELU	0,0106	0,0143	C.V
8	ELU	0,0125	0,0170	C.V
9	ELU	0,0145	0,0207	C.V
10	ELU	0,0164	0,0236	C.V

Donc dans toutes les combinaisons, la condition est vérifiée :

$$d_{UxMAX} < 1\% \cdot h_{\text{etage}} \quad \Longrightarrow \quad 1,6 \leq 3,06\text{cm}$$

$$d_{UyMAX} < 1\% \cdot h_{\text{etage}} \quad \Longrightarrow \quad 2,3 \leq 3,06\text{cm}$$



---

La structure en 3D par logiciel sap2000 V14

# CHAPITRE 5

## Etude des éléments de la structure

## Etude des éléments de la structure

### 5-1- Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (**sap2000version 2014**), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### 5-2- Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

### 5-3- Etude de ferrailage des poteaux :

#### 5-3-1- Combinaisons spécifiques de calcul :

Selon **BAEL 91 révisée 99** ; Les Combinaisons fondamentales sont :

$1,35 G + 1,5Q$ ..... (ELU)

$G + Q$  ..... (ELS)

Selon **RPA 99 version 2003** ; La Combinaison accidentelle:

$G + Q + E$  .....(ACC)

#### 5-3-2- Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (article 7.4.2)** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
  - Leur pourcentage minimale sera de **0,8 % (zone II)**.
  - 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)**
  - La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (Zone II)**.
- On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés avec **sap2000**. Notre exemple de calcul sera un poteau  $55 \times 55 \text{ cm}^2$  qui se trouve au niveau Sous-sol, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

**5-3-3- Calcul des armatures transversales :**

Selon l'**RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2)** :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{p_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_1$ : hauteur total de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale = **400 Mpa**.

$p_a$ : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$p_a = 2.5$  : Si l'élancement géométrique:  $\lambda_g \geq 5$

$p_a = 3.75$  : Si l'élancement géométrique:  $\lambda_g \leq 5$

$t$ : espacement des armatures transversales.

$$A_t = \frac{3,75 \cdot 10,15 \cdot 10^{-3} \cdot 0,15 \cdot 10^4}{0,55 \cdot 400}$$

$$A_t = 0,25 \text{ Cm}^2$$

**- Dans la zone nodale:**

$t \leq \text{Min}(10\varnothing, 15\text{cm})$  en zone I et II  $t \leq 10 \text{ cm.}$  en zone III

**- Dans la zone courante:**

$t \leq 15 \varnothing$  en zone I et II  $t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \varnothing)$  en zone III

où est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

**5-3-4- Exemple de calcul :****1<sup>er</sup> Cas : Calcul a ELU : (P max et M<sub>corr</sub>)**

$Nu_{\text{max}} = 2609.69 \text{ KN}$  ;  $Mu_{\text{corr}} = 13.63 \text{ KN.m}$  ;  $h = 0,55\text{m}$  ;  $b = 0,55\text{m}$  ;  $d = 0,9 \cdot h = 0,495\text{m}$  ;

$d' = 0,1 \cdot h = 0,055\text{m}$

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9,4899}{2919,278} = 0,0032$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,22$$

**Moment fictif M<sub>a</sub> :**

$$M_A = Nu \cdot e_a = 2919,278 \cdot 0,22 \quad M_A = 642,241 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions

$$\begin{cases} (0,33 \cdot h - 0,81 \cdot d') b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,26 & \dots \dots \dots (a) \\ (d - d') N_u - M_A = 0,237 & \dots \dots \dots (b) \end{cases}$$

(a) > (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

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

$$\mu_u = \frac{642,241 \cdot 10^{-3}}{0,55 \cdot 0,495^2 \cdot 14,17} = 0,336 \geq 0,186 \rightarrow \text{PIVOT B}$$

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

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

$$\beta_l = 1 - 0,4 a_l = 0,7324$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,336 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{on revient au pivot A}$$

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,336}) = 0,432$$

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

$$\beta = 0,827$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st} \beta \cdot d} \cdot M_u - N_u$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \left( \frac{642,241 \cdot 10^{-3}}{0,827 \cdot 0,495} - 2919,278 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -0,0083 < 0$$

$$A_s = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas : Calcul a ELA (G+Q ± E<sub>Xd</sub>) : (M max et N<sub>corr</sub>)**

**N<sub>a corr</sub>**= 1612,444KN ; **M<sub>max</sub>**= 30,732 KN.m ; **h** = 0,55m ; **b** = 0,55 m ; **d**=0,9 . h = 0,495m;

**d'**= 0,1. h= 0,055m

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_{max}}{N_a} = \frac{30,732}{1612,44} = 0,019 \text{ m}$$

$$e = e + \frac{h}{2} - d' = 0,23$$

**Moment fictif  $M_a$  :**

$$M_a = N_u \cdot e_a = 370,86 \text{ KN.m}$$

**Vérification des conditions :**

$$\begin{cases} (0,33 \cdot h - 0,81 \cdot d') b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,26 & \dots\dots\dots (a) \\ (d - d') N_u - M_A = 0,245 & \dots\dots\dots (b) \end{cases}$$

(a) ≥ (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

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

$$\mu_u = \frac{370,86 \cdot 10^{-3}}{0,55 \cdot 0,495^2 \cdot 14,17} = 0,194 \geq 0,186 \quad \rightarrow \text{PIVOT B}$$

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

$$a_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \epsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_l = 1 - 0,4 a_l = 0,7324, \dots$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot \alpha_l \cdot \beta_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,194 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{on revient au pivot A}$$

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,194}) = 0,27$$

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

$$\beta = 0,89$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st} \beta \cdot d} \cdot N_u$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \left( \frac{370,86 \cdot 10^{-3}}{0,89 \cdot 0,495} - 1612,44 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_s = -1,611 < 0$$

Selon **RPA 99 version 2003** :

$$A_{st_{min}} = 0.8\%B = (55.55) \cdot 0.08 = 24,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T20 de section  $A_{st} = 25,12 \text{ cm}^2$

**Vérification au cisaillement :**

$$T_u = 10,15 \text{ KN}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2.1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{10,15 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,03 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,03 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon le **CBA 93** :

$$\phi_t \leq \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right) \frac{b}{10} = \begin{cases} \phi_L = 2,0 \text{ mm} \\ \frac{55}{10} = 5,5 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{55}{35} = 1,57 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On adopte } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**t** : est l'espacement des armatures transversales calculé à l'aide des formules suivantes :

• **Dans la zone nodale :**

$$\text{En zone I et II : } t \leq \text{Min} (10\phi, 15\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad t \leq \text{Min} (20, 15\text{cm}), \text{ on adopte } \mathbf{t=10\text{cm}}$$

• **Dans la zone courante:**

$$\text{En zone I et II : } t' \leq 15\phi \quad \Rightarrow \quad t' \leq 30 \text{ on adopte } \mathbf{t'=15\text{cm}}$$

**-Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Article 7.4.2.1)** est de : **40 Φ en zone II.**

$$\Phi = 14\text{mm} \quad \Rightarrow \quad L_r \geq 1,4 \cdot 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } \mathbf{L_r = 0,6 \text{ m}}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \quad \Rightarrow \quad L_r \geq 1,6 \cdot 40 = 64 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } \mathbf{L_r = 0,7 \text{ m}}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \quad \Rightarrow \quad L_r \geq 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } \mathbf{L_r = 0,8 \text{ m}}$$

Tableau 5-1 : récapitulatif des ferrillages des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrillage Longitudinals		Ferrillage Transversal(RPA)			Choix
				Choix	Section (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	
S. sol	55X55	24,2	4.4	8T20	25,12	10	15	0,25	T8
RDC	55X55	24,2	4.4	8T20	24,2	10	15	1,31	T8
1	55X55	24,2	4.4	8T20	24,2	10	15	1,71	T8
2	50X50	20	4.0	4T20+4T16	20,61	10	15	1,94	T8
3	50X50	20	4.0	4T20+4T16	20,61	10	15	2,07	T8
4	50X50	20	4.0	4T20+4T16	20,61	10	15	2,15	T8
5	45X45	16,2	3.6	4T20+4T16	20,61	10	15	2,39	T8
6	45X45	16,2	3.6	4T20+4T16	20,61	10	15	2,46	T8
7	45X45	16,2	3.6	4T20+4T16	20,61	10	15	2,45	T8
8	40X40	12,8	3.2	4T16+4T14	14,2	10	15	1,67	T8
9	40X40	12,8	3.2	4T16+4T14	14,2	10	15	1,55	T8
10	40X40	12,8	3.2	4T16+4T14	14,2	10	15	0,83	T8

**5-4- Etude de ferrillage des poutres :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 version 2003** pour la vérification.

**- Les combinaisons spécifiques pour le calcul des poutres :**

**Les combinaisons fondamentales du BAEL 91 révisée 99 :**

1,35G+1,50Q.....(ELU)

G + Q .....(ELS)

**-Les combinaisons accidentelles du RPA 99 version 2003 :**

Pour les poutres dans l'axe X : G + Q±Ex

0,8G±Ex

Pour les poutres dans l'axe Y :

G + Q±Ey

0,8G+Ey

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

**-Etude des poutres principales et chainages :**

**Tableau 5-2 :** Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
	M <sub>ut</sub> max (KN.m)	M <sub>ua</sub> max (KN.m)	M <sub>st</sub> max (KN.m)	M <sub>sa</sub> max (KN.m)	M <sub>at</sub> max (KN.m)	M <sub>aa</sub> max (KN.m)
30 × 40	71.44	139.67	50.44	98.56	52.01	116.99
30 × 35	78.46	89.84	56.99	65.31	58.26	73.42

**-Calcul des armatures longitudinales des poutres principales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

h = 0,40 m; b = 0,30 m; d = 0,9. h = 0,36m; f<sub>c28</sub> = 25MPa

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

**a) ELU**

**En travée:**

$$M_{ut} = 71,44 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{71,44 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17} = 0,129 < 0,186 \rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,129}) = 0,17$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,17) = 0,934$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{71,44 \cdot 10^{-3}}{0,934 \cdot 0,36 \cdot 348} = 6,10 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_{ua} = 139,67 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{139,67 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17} = 0,216 \geq 0,186 \rightarrow \text{PIVOT B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

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

$$a_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_1 = 1 - 0,4a_1 = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot a_1 \cdot \beta_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,216 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{on revient au pivot A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,216}) = 0,30$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,30) = 0,88$$

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

$$A_{st} = \frac{139,67 \cdot 10^{-3}}{0,88 \cdot 0,36 \cdot 348} = 12,66 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1,30 \text{ cm}^2 < 12,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) ELU

En travée: u

**Tableau 5-3 :** Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA

	M <sub>max</sub>	A <sub>st</sub> calculé cm	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELA	52,01	8	1,30	CV

**En appui**

**Tableau 5-4 :** Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA

	M <sub>max</sub>	A <sub>st</sub> calculé cm <sup>2</sup>	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELA	116,99	9,2	1,30	CV

**Finalement :** A<sub>st</sub> = max (6,10cm<sup>2</sup> ; 8cm<sup>2</sup>) = 8 cm<sup>2</sup>

A<sub>app</sub> = max (12,66cm<sup>2</sup>; 12,16cm<sup>2</sup>) = 12,16 cm<sup>2</sup>

**-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 :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

A'\_u = 0 Le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent : d' = 0

$$D = \frac{15}{30} (8 + 0) = 4 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{30} (8 \cdot 36 + 0) = 288 \text{ cm}^2$$

$$y = -4 + \sqrt{4^2 + 288} = 13,43 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30}{3} 13,43^3 + 15 \cdot 8 (36 - 13,43)^2 + 0 = 85351,5 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec: M<sub>ser</sub> = 50,44 kn.m

$$\sigma_{bc} = \frac{50,44 \cdot 10^2}{85351,5} \cdot 13,43 = 0,79 \text{ Mpa} \left( \frac{n}{mm^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 0,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  Condition vérifiée

En Appui :

Tableau 5-5 : Vérification a ELS des poutres principales

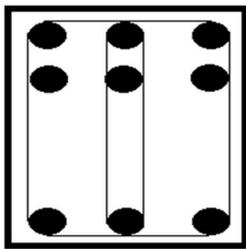
	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	condition
ELS	10,3	741,6	18,81	97963,5	15	1,86	CV

-Condition du RPA 99 version 2003 :

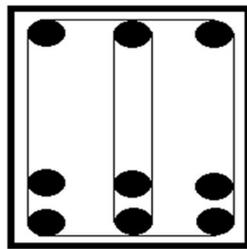
$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 12,16 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée On adopte en travée et en appui :

On adopte en travée: **3T12+3T12 chp** de section : **6,78 cm<sup>2</sup>**

On adopte en appui: **3T14+2.3T14** de section : **13,86 cm<sup>2</sup>**



A



T

-Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par sap 2000v14 :  $T_{max} = 309,40 \text{ KN}$

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

$$\tau_u = \frac{309,40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 2,86 \text{ MPA}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 2,86 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \rightarrow$  Condition vérifiée

**Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e = 400 \text{ MPA}$ ).

$$\varphi_t < \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{l\text{min}} \right) = \min(11; 30; 14) = 11 \text{ mm}$$

On prend :  $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

**Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2 ; on a :

$$\text{Zone nodale : } s_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{lmin}\right) = \min(10; 9,6; 30 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend :  $s_t=10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

**-Calcul des armatures longitudinales des chainages :**

**En travée :**

**Tableau 5-6 :** Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée

	Mmax	A <sub>st</sub> calculé	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELU	78,46	8,5	1,12	CV
ELA	58,26	8,2	1,12	CV

**En appui:**

**Tableau 5-7 :** Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui

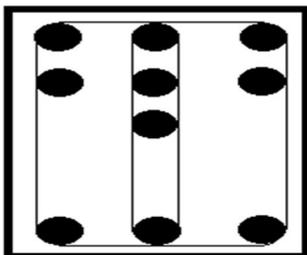
	Mmax	A <sub>st</sub> calculé	A <sub>st non fragilité</sub>	
ELU	89,84	10	1,12	CV
ELA	73,42	6,7	1,12	CV

**Finalement :**  $A_{st} = \max(8,5\text{cm}^2; 8,2\text{cm}^2) = 8,5\text{cm}^2$

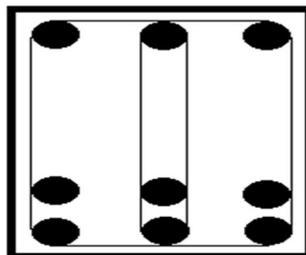
$A_{app} = \max(10\text{cm}^2; 6,7 \text{ cm}^2) = 10 \text{ cm}^2$

On adopte en travée: **3T14+3T14** de section : **9,24 cm<sup>2</sup>**

On adopte en appui: **3T14+4T14** de section : **10,78 cm<sup>2</sup>**



**A**



**T**

**-Vérification a ELS**

En travée :

**Tableau 5-8 : Vérification a ELS des chainages en travée**

	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	9,9	613,8	16,77	130884,8	15	0,73	CV

En appui:

**Tableau 5-9 : Vérification a ELS des chainages en appui**

	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	12,1	750,2	17,84	119644,9	15	0,97	CV

**-Condition du RPA 99 version 2003 :**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2 < A_{stmin} = 10,78 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

**-Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par **SAP 2000**:

$T_{max} = 85,89 \text{ KN}$

$\tau_u = 0,923 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

**-Calcul des armatures transversales**

Forfaitairement ; et pour facilité l'exécution ; On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

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

D'après le **RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2)** on a :

**Zone nodale :**  $S_t < \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = \min(8,75; 9,6; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $s_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$

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

**5-5-Etude de ferrailage des voiles :**

**5-5-1-Voile de contreventement :**

**5-5-1-1-Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges

d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

#### **5-5-1-2-Conception :**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) ; Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) ; L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### **5-5-1-3-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques : appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

#### **5-5-1-4-Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### **5-5-1-5-Etapes de calcul :**

- Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : ( $N_{\min}$  ;  $M_{\text{coresspond}}$ ) et ( $M_{\max}$ ;  $N_{\text{coresspond}}$ ) , La détermination de la nature de la section peut être soit:
  - Entièrement comprimée (EC).
  - Partiellement comprimée (PC).
  - Entièrement tendue (ET).

#### **5-5-1-6-Combinaison :**

Selon les règlements parasismiques algériens (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- ELU** :  $1,35G + 1,50Q$
- ELS** :  $G + Q$
- ACC** :  $G \pm Q + E$

**5-5-1-7-Calcul des voiles :**

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99 version 2003**

-Pourcentage minimum d’armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

- L’espacement des barres horizontales et verticales :  $S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$

-Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

20∅: Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

40∅: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons d’actions.

**5-5-1-8-Exemple de calcul :**

On a pris le voile du RDC de l’axe 5 entre Fille D et E : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

**Tableau 5-10** : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant

	<b>M<sub>11</sub></b>	<b>M<sub>22</sub></b>	<b>F<sub>11</sub></b>	<b>F<sub>22</sub></b>	<b>V<sub>13</sub></b>	<b>V<sub>23</sub></b>
<b>ELU</b>	10,38	19,16	220,09	1100,43	26,56	27,01
<b>ELA</b>	7,712	10,57	310,07	1580,33	21,67	21,5
<b>ELS</b>	7,626	14,09	160,27	801,34	19,52	19,85

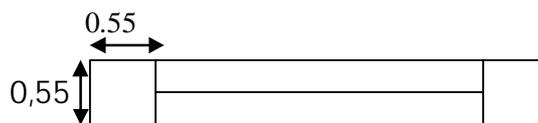
F<sub>11</sub> et F<sub>22</sub> : effort normale

V<sub>13</sub> et V<sub>23</sub>:effort tranchant

Longueur : L=5,00m

Epaisseur : ep = 0,20

La section : A=1 m<sup>2</sup>



**Figure 5-1** : Section du voile étudié

Moment d’inertie :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 500^3}{12} = 0,2083 \text{ m}^4$

V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :  $V = \frac{l}{2} = 2,5 \text{ m}$

**Détermination des contraintes :**

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{(1580,33) \cdot 10^3}{1} + \frac{(19,16 \cdot 2,5) \cdot 10^3}{0,208} = 1580330 + 230288,4 = 1810618,4 \text{ pa} = 1,81 \text{ Mpa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\delta_1 = 1580330 - 230288,4 = 1,35 \text{ MPa}$$

On a  $\delta_1$  et  $\delta_2 > 0 \rightarrow$  la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003.

**Calcul des armatures :**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage par 1ml.

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Le diamètre des armatures :**

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot \alpha$$

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 14 \text{ mm}$

**L'espacement :**

**Selon le CBA 93 :**

$$St \leq \min (2 \cdot a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

**Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

$$St \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min (St_{\text{CBA}}, St_{\text{R.P.A99}}) = 30 \text{ cm}$$

On adopte un **espacement égal à 15 cm.**

Le diamètre des armatures verticales est de **7T12/ml** soit **Ast = 7,91 cm<sup>2</sup>**

**Détermination des armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{2}{3} A_v ; \text{ avec } A_v \text{ est la section des armatures verticales}$$

$$A_h = \frac{2}{3} \cdot 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend

Soit 7T10/ml de section 3,93 cm<sup>2</sup>

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T$  (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)  
a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{(1,4 \cdot 27,01) \cdot 10^{-3}}{0,25} = 0,037 \text{ MPa}$$

**5-5-2-Voile périphérique :**

**5-5-2-1-Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

**5-5-2-2-Pré dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'**article 10.1.2**.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base ; Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $e \geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $40\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B : Section du voile.

**5-5-2-3-Evaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 5,00 \text{ m}$  ;  $L_y = 4,55 \text{ m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$F_p = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

$F_p$  : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$ : Poids spécifique des terres :

H : Hauteur du voile.

$K_a$  : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\varphi$ : Angle de frottement des terres :  $\varphi = 34$

$$\varphi = 34^\circ \rightarrow K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} = 0,30$$

$$F_p = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,30 \cdot 19 \cdot 5 = 28,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_u = 1,35 F_p = 1,35 \cdot 28,5 = 38,47 \text{ Kn/m}^2$$

**Calcul du ferrailage:**

**En travée:**

$$N = 21,28 \text{ KN}, M_t = 49,30 \text{ KN.m}$$

$$B = 1 \text{ m}, h = 0,2 \text{ m},$$

$$d = 0,1h = 0,1(20) = 2 \text{ cm}$$

$$d' = 0,9h = 0,9(20) = 18 \text{ cm}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{49,30}{21,28} = 2,31$$

$$e_a = e - \frac{h}{2} + d'$$

$$e_a = 23,1 - \frac{20}{2} + 18 = 31,1$$

**Moment fictif  $M_A$  :**

$$M_A = N_u \cdot e_a$$

$$M_A = 21,28 \cdot 0,311$$

$$M_A = 6,6 \text{ KN.m}$$

**Vérification des conditions**

$$\begin{cases} (0,33 \cdot h - 0,81 \cdot d')b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,145 \dots\dots\dots (a) \\ (d - d')N_u - M_A = -0,052 \dots\dots\dots (b) \end{cases}$$

(a)> (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

**Moment réduit :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

**Tableau 5-11:** Calcul du ferrailage du voile périphérique

	Mu	$\mu$	$\beta$	a	A's	Ast	Ast adopté	Choix	Esp
travées	6,6	0,1	0,95	0,11	0	8,24	10,77	7T14	15
appuis	4,68	0,065	0,97	0,06	0	4,96	7,91	7T12	15

**5-5-2-5-Condition exigée par les RPA99 version 2003 :**

Le **RPA version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_l \text{ et } A_t \geq 0,1\% \cdot b \cdot h$$

$$A_l = A_t \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ Cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 7,91 \text{ cm}^2 > 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**5-5-2-6-Vérification de l'effort tranchant :**

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables D'après les résultats obtenus par **sap2000v14**

$T_{\text{max}} = 21,28 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{21,28 \cdot 10^{-3}}{1,0,18} = 0,118 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**5-5-2-7-Veification à L'ELS:**

**a) Vérification des contraintes :**

**En travée:**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$A'_u = 0$$

$$D = \frac{15}{160}(10,77 + 0) = 1,61 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100}(10,77 \cdot 18 + 0) = 58,15 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 85,15} = 6,18 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3}6,18^3 + 15 \cdot 10,77(18 - 6,18)^2 + 0 = 30438,17 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec:  $M_{ser} = 22,02 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{22,02 \cdot 10^2}{30438,17} \cdot 6,18 = 0,447 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 4,47 \text{ Mpa} \left( \frac{\text{n}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 4,47 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau 5-12:** Vérification du béton du voile périphérique a ELS

	$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	verification
<b>Appuis</b>	35,86	7,6	15	CV

### 5-6-Etude de l'escalier:

#### Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

On a procéder à calculer le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'aide du logiciel SAP2000 afin de tenir compte des semi encastremets,

#### Palier de repos :

##### -E.L.U

##### a) Le ferrailage en travée:

$$b=100\text{cm} \quad ; \quad h=15\text{cm}; \quad d = 0,9 \cdot h = 13,50 \text{ cm} \quad ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{46,30 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 135^2 \cdot 14,17} = 0,179 < 0,186 \quad \rightarrow \text{PIVOT A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,179}) = 0,198$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,198) = 0,920$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{46,30 \cdot 10^{-3}}{0,920 \cdot 135 \cdot 348} = \mathbf{10,70 \text{ cm}^2}$$

Donc; on adopte :  $A_{st} = 10,77 \text{ cm}^2 = 7T14/ml$

### L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(51cm, 33cm)$$

$e \leq 33cm$  ; on prend  $e = 15cm$

### Condition de non-fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  et  $f_e = 400$

$$\text{MPa } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 1 \cdot 135 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 7,91 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$  Condition vérifié

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,77}{4} = \mathbf{2,69 \text{ cm}^2}$$

Donc; On adopte pour : 5T10/ml  $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$

### L'espacement :

$$e \leq \min(4h; 45cm) = \min(68cm, 45cm)$$

$e \leq 45cm$  ; on prend  $e = 20cm$

**b) Le ferrailage sur appui:**

$$b=100\text{cm} \quad ; \quad h = 15\text{cm}; \quad d = 0,9.h=13,50\text{cm};$$

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

$$\mu_u = \frac{30,27 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 135 \cdot 14,17} = 0,117 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{PIVOT A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,117}) = 0,957$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,957) = 0,617$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{30,27 \cdot 10^{-3}}{0,617 \cdot 1,0 \cdot 135 \cdot 348} = \mathbf{10,44 \text{ cm}^2}$$

Donc ; on adopte pour :  $A_{st} = 10,77 \text{ cm}^2 = 7T14/\text{ml}$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(51\text{cm},$$

$$33\text{cm}) \quad e \leq 33\text{cm} ; \text{ on prend } e=20\text{cm}$$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 135 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10,77 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,77}{4} = \mathbf{2,69 \text{ cm}^2}$$

Donc; on adopte pour :  $A_{st} = 5,50 \text{ cm}^2 = 7T10/\text{ml}$

**L'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(68\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm} ; \text{on prend } e = 20\text{cm}$$

**Section minimum RPA99 V2003**

$$A_{st} = 0.005.b.h = 0.005 . 100 . 15 = 7,5\text{cm}^2$$

$$\text{Donc on considère } A_{st} = 7T14/\text{ml} = 10.77\text{cm}^2$$

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

**Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 10,77 / 4 = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 7T10 = 5,50 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant:**

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{36,36 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 1,35} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 5) = 2,5 \text{ MPa} > 0,026 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**-ELS :****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 :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$A'_u = 0 \quad \text{Le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire}$$

$$\text{Par conséquent : } d' = 0$$

$$D = \frac{15}{100} (10,77 + 0) = 0,84 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (10,77 \cdot 13,5 + 0) = 43,61 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 34,61} = 5,18 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} 5,18^3 + 15 \cdot 10,77 (13,5 - 5,18)^2 + 0 = 15815,93 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec:  $M_{ser} = 35,86 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{35,86 \cdot 10^2}{15815,93} \cdot 5,18 = 1,17 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 11,7 \text{ Mpa} \left( \frac{\text{n}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 11,7 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  Condition vérifiée

Les armatures calculées à L'E.L.U. sont convenables.

**Paillasse :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$ ;  $d = 0,9 \cdot h = 13,50 \text{ cm}$

**Tableau 5-13 :** Calcul du ferrailage du paillasse

	Mu	μ <sub>u</sub>	α	β	A'st adopte	Choix	Eps
Travée	22,05	0,08	0,10	0,96	4,88	5T12=5,65	15
Appuis	12,45	0,04	0,05	0,98	2,70	5T10=3,93	15

**Remarque :** Vu qu'on a choisi la section minimum de ferrailage du RPA99V2003 qui est largement supérieur à la section de ferrailage calculé.

**-Calcul du ferrailage de l'escalier par les résultats obtenus par sap2000v14 :**

On vu d'obtention d'une idée sur la différence entre les résultats calculer manuellement et les résultats obtenus par sap2000v14 : On a procédé à modéliser les escaliers dans la structure et retirer les résultats suivants:

**Tableau 5-14 :** Récapitulatif des moments au niveau des paillasses et palier de repos

Combinaison	Moments en travée (KN.m)		Moments en appuis (KN.m)	
	Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
ELU	22,05	46,30	12,45	30,27
ELS	16,03	30,27	9,05	22,02

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de (1, x 15) :

**Tableau 5-15** : Récapitulatif ferrailage des escaliers par les résultats de sap2000

paillasse				Palier de repos			
Ast calculé		F <sub>err</sub> choisie		Ar calculé		F <sub>err</sub> choisie	
travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
10,9	6,9	7T14=10,77	7T14=10,77	4,9	2,7	7T14=10,77	7T14=10,77

En résumé, la section de ferrailage de l'escalier calculé par les données d'sap2000v14 est identique en terme de nombre et diamètre de barres filantes à celle calculer manuellement sauf que ; on prévoit des barres de renforcement au niveau des appuis pour empêcher les moments négative dans ces derniers.

**5-7-Balcon :**

**5-7-1-Introduction :**

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

**5-7-2-Les combinaisons d'action:**

**a) ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad q_u = 1,35 \cdot 0,746 + 1,5 \cdot 0,42 = 1,637 \text{t/ml}$$

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

**b) ELS :**

$$q_s = G + Q \quad \Rightarrow \quad q_s = 1,166 \text{t/ml}$$

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

**5-7-3-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

**Calcul des moments d'encastremets :**

**a)-ELU**

Dalle pleine :  $q_u = 1,637 \text{ t/ml} = 16,37 \text{ KN /ml}$

$$M_{qu} = q_u \cdot \frac{L^2}{2} = 16,37 \cdot \frac{1,35^2}{2} = 14,91 \text{KN.m}$$

Garde corps :  $p_u = 10,25 \text{ KN/ml}$

$$M_{pu} = p_u \cdot \frac{L^2}{2} = 10,25 \cdot \frac{1,35^2}{2} = 9,34 \text{KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{pu} = 14,91 + 9,34 = 24,25 \text{KN.m}$$

**b)-ELS**

Dalle pleine :  $q_s = 11,66 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs} = q_s \cdot \frac{L^2}{2} = 11,66 \cdot \frac{1,35^2}{2} = 10,62 \text{KN.m}$$

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

$$M_{ps} = P_s \cdot \frac{L^2}{2} = 7,04 \cdot \frac{1,35^2}{2} = 6,41 \text{ KN.m}$$

**Le moment total :**

$$M_{ser} = M_{qs} + M_{ps} = 10,62 + 6,41 = 17,03 \text{ KN.m}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_{umax} = q_u \cdot L + p_u = 16,37 \cdot 1,35 + 10,25 = 32,34 \text{ KN}$$

**Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,35\text{m} ; h = 0,15\text{m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,135 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } M_u = 24,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24,25 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,0695 < 0,186 \quad \rightarrow \text{ PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0695}) = 0,090$$

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

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,090) = 0,964$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,25 \cdot 10^{-3}}{0,964 \cdot 0,135 \cdot 348} = 5,35 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1,35 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$5,35 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,35}{4} = 1,33 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement :**

$$\text{Esp} = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (20,25\text{cm} ; 40\text{cm}) = 20,25\text{cm}$$

En prend :  $E_{sp} = 21\text{cm}$ .

Donc : On adopte **8T10** de section **6,28 cm<sup>2</sup>** pour les armatures longitudinales et **5T8** de section **2,51 cm<sup>2</sup>** pour les armatures de répartition.

Espacement = 21cm

Contrainte de cisaillement :  $T_{u\max} = 32,34 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{32,34 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,135} = 0,177 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left( 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,177 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ELS :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{135} (6,28 + 0) = 0,697 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{135} (6,28 \cdot 13,5 + 0) = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,697 + \sqrt{0,697^2 + 18,84} = 3,69 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{135}{3} 3,69^3 + 15 \cdot 6,28 (13,5 - 3,69)^2 + 0 = 11326,39 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec:  $M_{ser} = 17,03 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,03 \cdot 10^2}{11326,39} \cdot 3,69 = 0,554 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 5,54 \text{ Mpa} \left( \frac{\text{n}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 5,54 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  Condition vérifiée

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,35} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,11 > 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_u}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{6,28}{1,35 \cdot 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0034 \leq 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

### 5-8- Etude Ferrailage de la dalle machine :

#### 5-8-1-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

Le ferrailage 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- Ferrailage en travée :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

On a:  $M_{ut} = 14,82 \text{ KN.m}$

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

$$\mu_u = \frac{14,82 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17} = 0,020 < 0,186 \quad \rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,025) = 0,99$$

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

$$A_{st} = \frac{14,82 \cdot 10^{-3}}{0,99 \cdot 0,225 \cdot 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

**b-Ferraillage en appuis :****Tableau 5-16 :** Calcul du ferraillage de la dalle machine en appuis

Muamax	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )
10,14	0,014	0,017	0,993	1,30

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

**a)Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,225 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 > 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{condition verifie}$$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{7,91}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On prend **7T12** comme ferraillage 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.**

Finalemment : 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 :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = 77,51$$

$$\tau_u = \frac{77,51 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,34 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2) Vérification à L'ELS :****a) Vérification des contraintes :**

**b) En travée :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (7,91 + 0) = 1,18 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (7,91 \cdot 22,5 + 0) = 53,39 \text{ cm}^2$$

$$y = -1,18 + \sqrt{1,18^2 + 53,39} = 6,22 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} 6,22^3 + 15 \cdot 7,91 (22,5 - 6,22)^2 + 0 = 39468,19 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$  avec :  $M_{ser} = 10,85 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,85 \cdot 10^2}{39468,19} \cdot 6,22 = 1,06 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 10,6 \text{ Mpa} \left( \frac{n}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 10,6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  Condition vérifiée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,25}{1,85} \geq \frac{14,82 \cdot 10^{-3}}{20 \cdot 14,82 \cdot 10^{-3}} \\ \frac{0,25}{1,85} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \\ \frac{3,93 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,25} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,135 > 0,05 \\ 0,135 > 0,03a \cdot 0,02 \\ 0,0015 > 0,005 \end{array} \right.$$

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

# CHAPITRE 6

## Etude de l'infrastructure

## Etude de l'infrastructure

### 6-1-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:

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
3. 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 :

- 1) L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
- 2) La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
- 3) 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.

### 6-2-Etude préliminaire du choix de type de fondation :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,5 bars, la profondeur d'ancrage est de 6m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

#### a- Calcul des fondations:

On suppose que l'effort normal provenant 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.

***b- 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 :

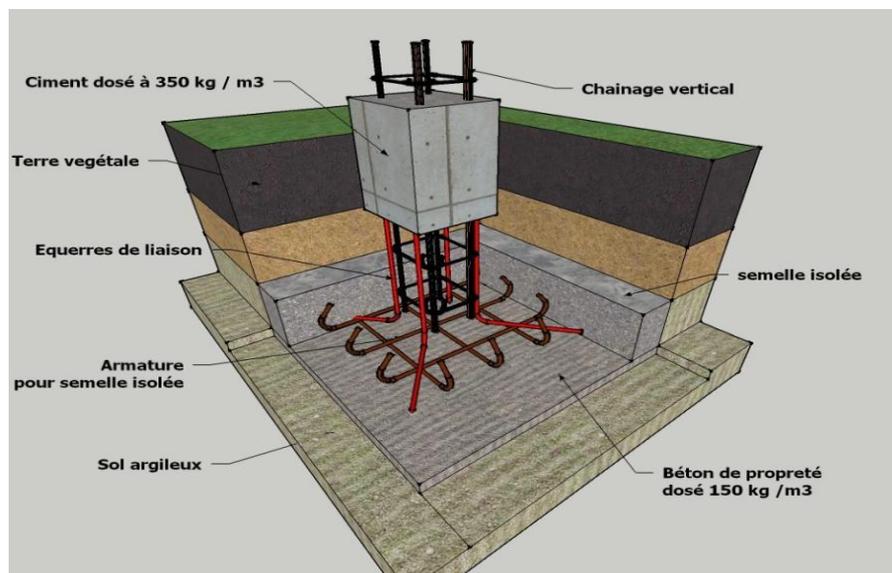
$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

Ss: section des semelles

Sb: section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

***\*Semelles isolées :***



**Figure 6-1** : 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 **sap2000v14** ; l'effort normal du poteau le plus sollicité égale a :

$N = 3000,10 \text{ KN}$

$$S_S \geq \frac{3000,10}{250} = 12 \text{ m}^2$$

Si on a une semelle carrée :  $B = L = \sqrt{12} = 3,46 \text{ m}$

On a 33 poteaux  $\rightarrow S_S = 3,46 \cdot 33 = 114,43 \text{ m}^2$

$S_b = 419,31 \text{ m}^2$

$$\frac{S_S}{S_b} = \frac{114,43}{419,31} = 0,27 > 0,5$$

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.
- a facilité d'exécution.

**\*Radier général:**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines appuyées 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.



**Figure6-2:**Un radier général

Pour déterminer la surface du radier ; il faut que:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

### 6-3-Pré dimensionnement du radier :

#### a) Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

-Condition forfaitaire:  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec

$L_{max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{max} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow h_r = 25 \text{ cm}$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ . pour l'épaisseur de la dalle

#### -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 :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_b = Z \cdot k \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

Z : déplacement maximale suivant l'axe z

K : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen);

-K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très mauvais sol.

-K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] ..... Pour un sol de densité moyenne.

-K=12[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très bon sol.

$\sigma_{sol}$ : contrainte admissible du sol = 2,5 bar

D'après sap2000v14 : le déplacement maximale est de :  $Z=0,00522$  m

$$0,00522 \cdot 4 \cdot 10^2 = 2,08 \text{ bar} < 2,5 \text{ bar} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### 6-4-Les vérifications nécessaires :

##### a) Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 6,13 \text{ MN}$ )

$U_c$ : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. a,b: Dimensions du poteau du RDC ( $55 \times 55 \text{ cm}^2$ ).

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$\mu_c = 17,6 \text{ m}$

$$Q_u = 0,045 \cdot 17,6 \cdot 0,5 \cdot \frac{25}{1,5} = 6600 \text{ KN}$$

$3 \text{ MN} < 6,6 \text{ MN}$  ...Condition vérifiée

#### 6-5-Ferraillage du radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : «  $1,00 \times 1,00$  » m<sup>2</sup> et en deux directions :

##### -Calcul des armatures longitudinales:

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

b = 1,00 m; h = 0,50 m; d = 0,9. h = 0,45 m;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

##### -En travée

$M_{\max t} = 185,20 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_c = \frac{185,20 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,064 < 0,186 \quad \rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,064}) = 0,082$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,082) = 0,967$$

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

$$A_{st} = \frac{185,20 \cdot 10^{-3}}{0,967 \cdot 0,45 \cdot 348} = 12,22 \text{ cm}^2$$

**On prend : 9T14 de section :  $A_{st}=13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**-En appuis**

$$M_{\max a} = 134,177 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_c = \frac{134,177 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,046 < 0,186 \quad \rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

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

$$a = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046}) = 0,058$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,058) = 0,976$$

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

$$A_{st} = \frac{134,177 \cdot 10^{-3}}{0,976 \cdot 0,45 \cdot 348} = 8,77 \text{ cm}^2$$

**On prend : 7T14 de section  $A_{st}=10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**-Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot \frac{2,1}{40} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,43 \text{ cm}^2 < 16,08$$

Condition vérifiée

**-Calcul de l'espacement :**

D'après le **CBA 93** :

$$St = \min (0,9. d ; 40) \text{ cm} = \min (0,9. 45 ; 40) = 40 \text{ cm} \text{ Alors}$$

on adopte un espacement de :

St= 15cm dans les zones courantes.

St= 10cm dans les zones nodales

**-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 travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 . 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

Par conséquent :  $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (16,08 + 0) = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (16,08 . 45 + 0) = 217,08 \text{ cm}^2$$

$$y = -2,41 + \sqrt{2,41^2 + 217,08} = 12,51 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} 12,51^3 + 15. 16,08.(45 - 12,51)^2 + 0 = 319871.28 \text{ cm}^4$$

Donc  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y$  avec:  $M_{ser} = 134,68 \text{ kn. m}$

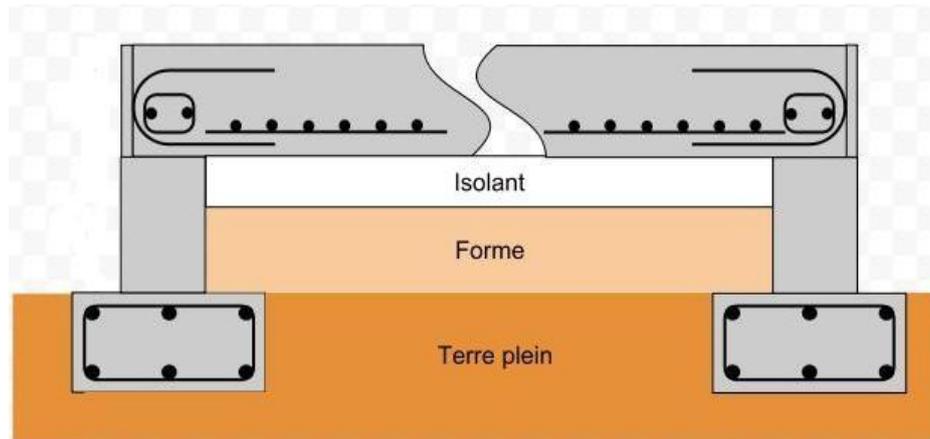
$$\sigma_{bc} = \frac{134,68 . 10^2}{319871,28} . 12,51 = 0,526 \frac{KN}{cm^2} = 5,26 \text{ Mpa} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 5,26 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**-En appuis :**

**Tableau 6-1 : Vérification a l'ELS de la contrainte de béton**

	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Condition
ELS	1,35	122,04	9,77	199386,16	15	4,82	CV

**6-6-Etude des longrines :****Figure 6-3** : Schéma d'une longrine**6-6-1-Introduction :**

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalent 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 chainage de base permettant la rigidité de l'ensemble de fondation.

Le type de site est **S3 (meuble)**, donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

D'après **RPA 99 version 2003** et comme notre zone est **la zone sismique IIa** d'où Avec **N** présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

$$F = \frac{N}{12} = \frac{3211,272}{12} = 267,60 \text{ KN}$$

**6-6-2-Le ferrailage :**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{267,60 \cdot 10^3}{348} = 7,68 \text{ cm}^2$$

On choisi **8T14** de section  $A_{st} = 9,04 \text{ cm}^2$

D'après **RPA 99 version 2003** ; le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'où l'espacement 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 :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,30 \cdot 0,27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,97 \text{ cm}^2 < 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Donc :** On prend le max entre ( $A_{st}$  calcul ;  $A_{st \text{ min}}$  de RPA) = max (6,78 ; 9,23) = 9,23  $\text{cm}^2$

**L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15\emptyset)$$

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \cdot 1,4)$$

$$St \leq \min (20\text{cm}, 21\text{cm})$$

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

**Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement :

$\emptyset_t = 8 \text{ mm}$  de section :  $A_{st} = 1,5\text{cm}$

**Condition des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \geq 1/3 \emptyset_l$$

$$\phi_t = \frac{1}{3} \cdot 14 = 4,66 \text{ mm}$$

$8 \text{ mm} \geq 4,66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

## Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en évidence l'ensemble de nos connaissances acquises durant notre cycle de formation en génie civil, d'approfondir nos notions théoriques 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 parasismique des structures.

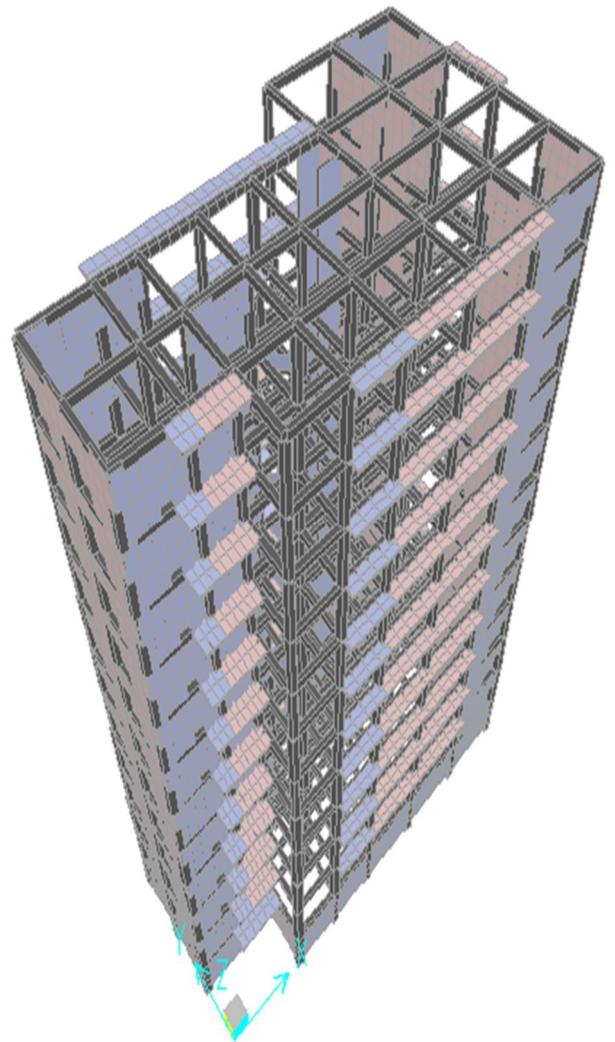
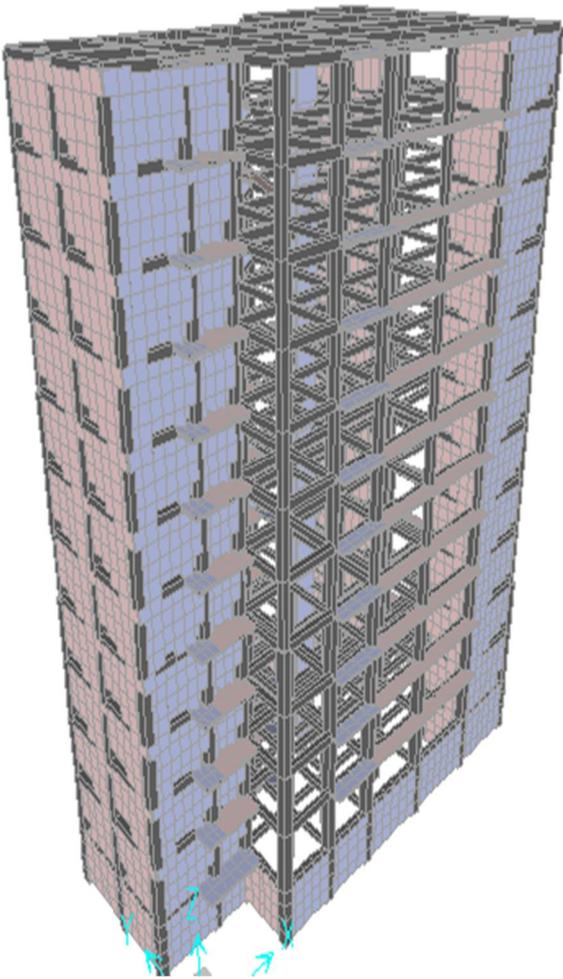
Actuellement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Maintenant, avec toute l'avancé en matière de technologie dans le monde, on ne peut pas prédire un séisme.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1<sup>ère</sup> étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste à calculer les modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part des charges se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion. Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Donc les systèmes portiques contreventés par des voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Notons que plusieurs variantes de configuration des voiles (nombre et disposition) ont été menées afin d'opter pour la variante qui vérifie les conditions de stabilité.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers, pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).



## **Bibliographie**

### Références bibliographiques:

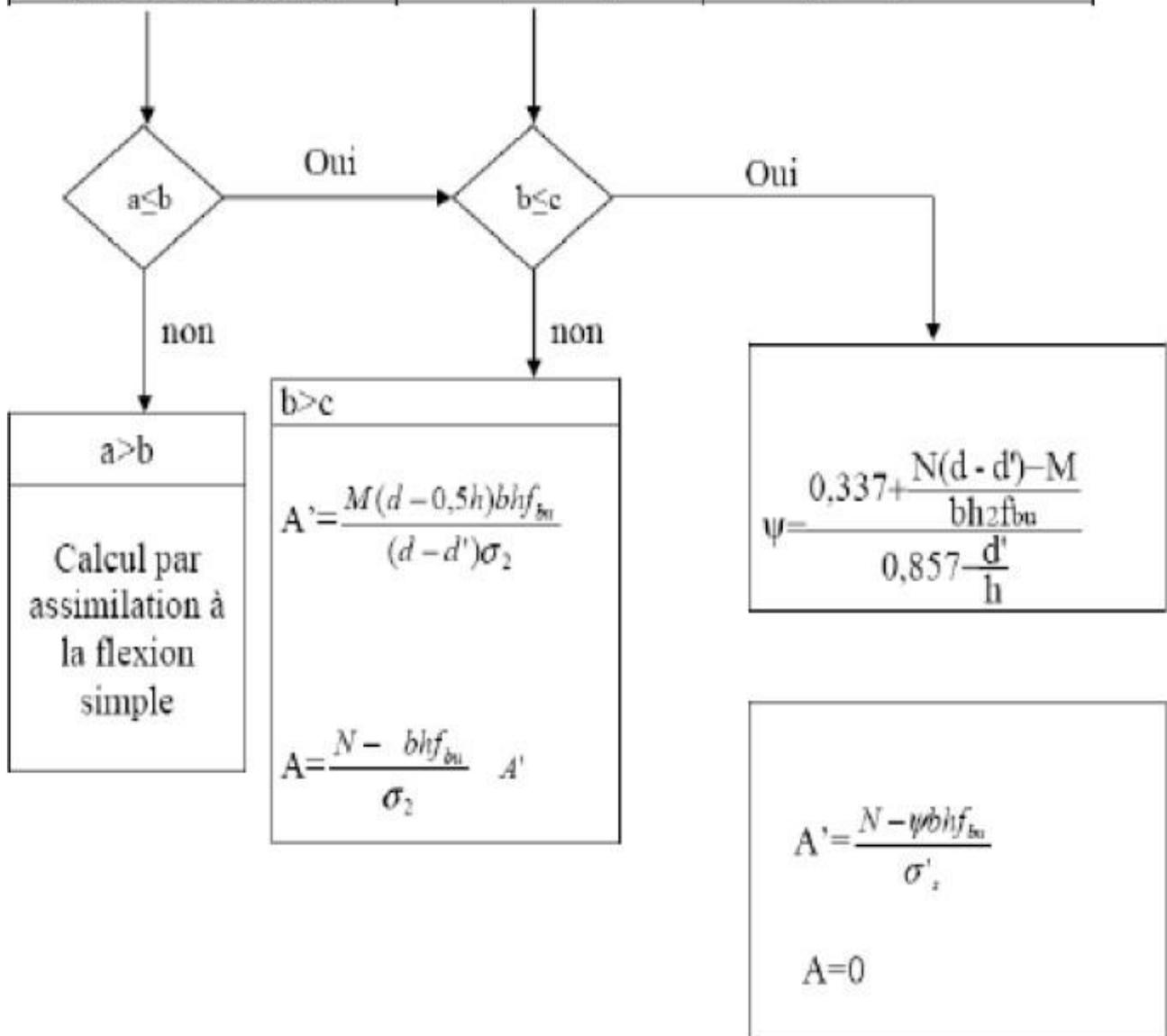
- Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

### Logiciels:

- Structural Software for Analysis and Design SAP2000V14.0.0
- Google Sketch Up8
- Autodesk AutoCAD2018
- Microsoft office Word2013
- Microsoft office EXCEL2013

# ANNEXES

a	b	c
$(0,337h-0,81e')b.h.f_{bu}$	$N(d-e')-M_{un}$	$(0,5h-e')b.h.f_{bu}$



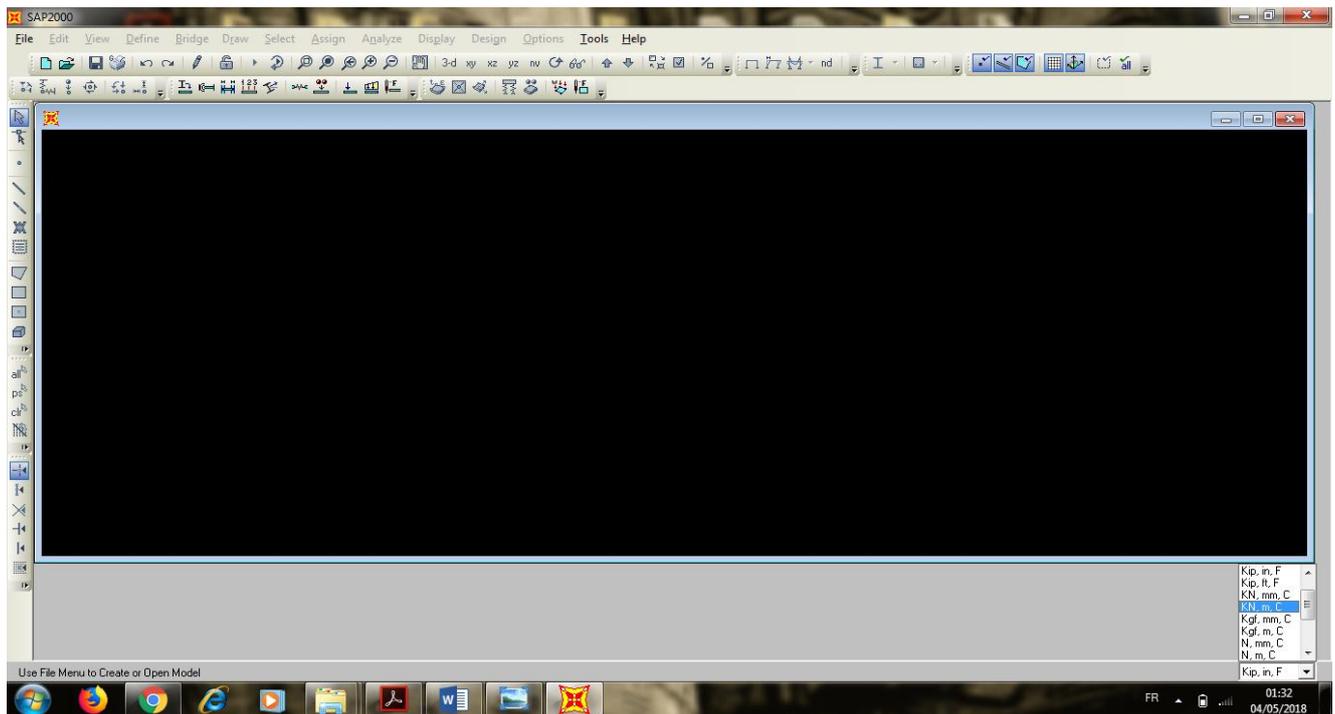
## Modélisation sap2000v14 de la Structure

### Etapes de modélisations :

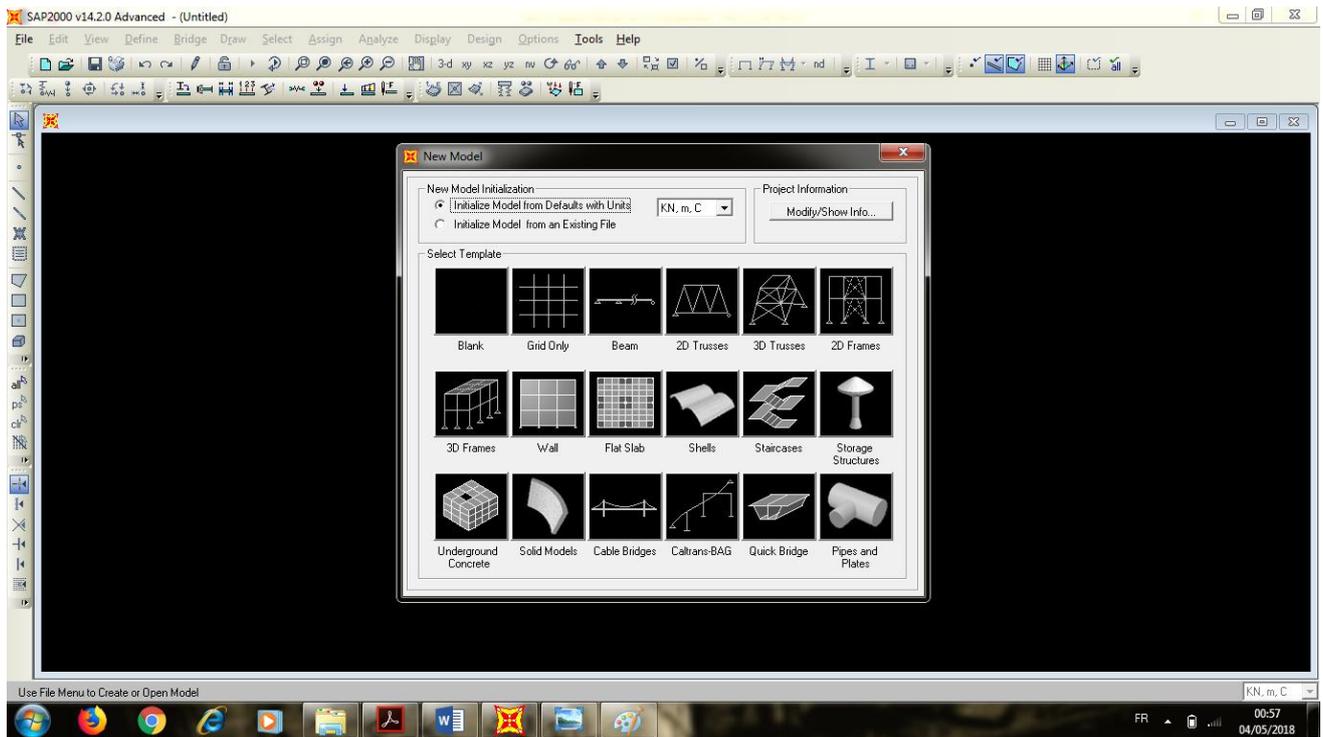
Dans ce chapitre, la modélisation éléments finis du bâtiment objet de la présente étude utilisant le logiciel sap2000v14 est présentée en détaille.

**Première étape :** La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

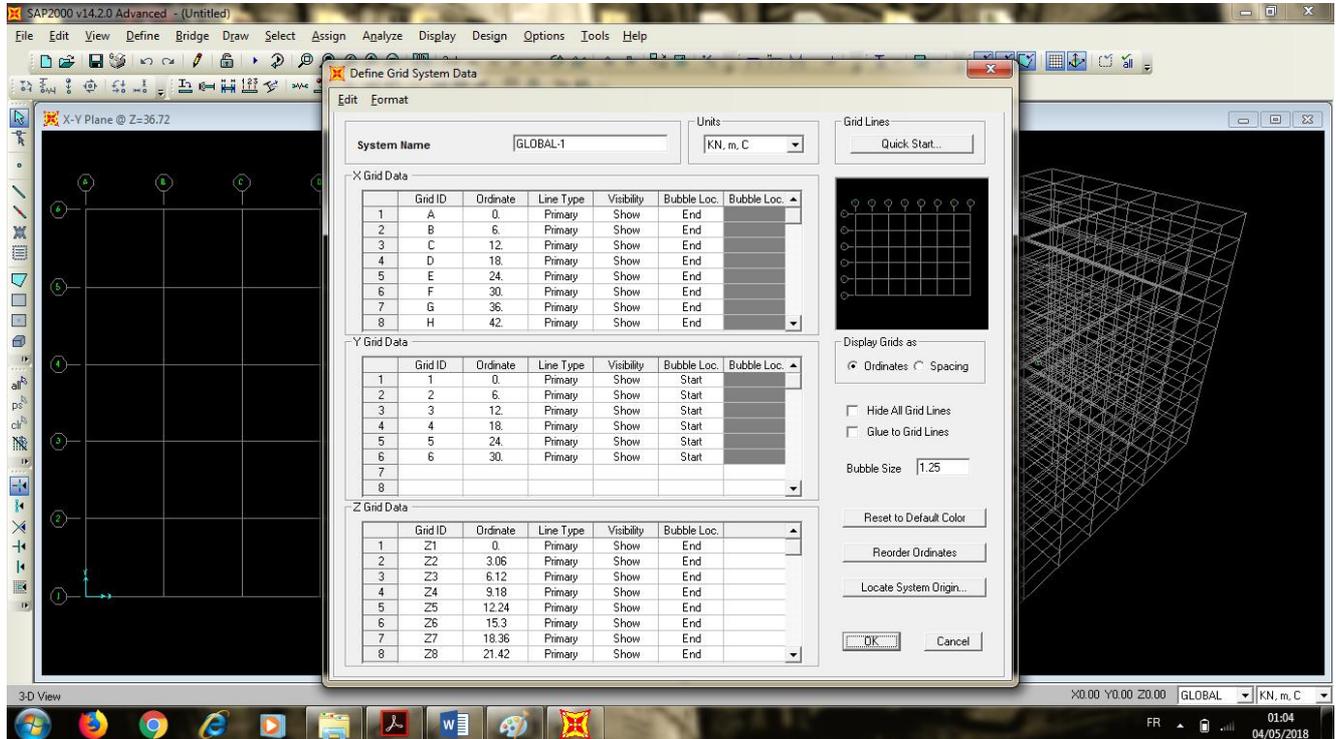
**1) Choix des unités :** Il faut choisir un système d'unités pour la saisie de données dans sap2000v14 Au bas de l'écran, on sélectionne (KN-m-C) comme unités de base pour les forces et les déplacements.



**2) Géométrie de base :** Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**. On choisie **:Use Saved User Default Settings**.



Pour notre construction on choisit :  
**-Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid Data** pour faire introduire directement nos axes et niveaux. On introduit les espacements entre les axes suivant les axes horizontaux X, Y.

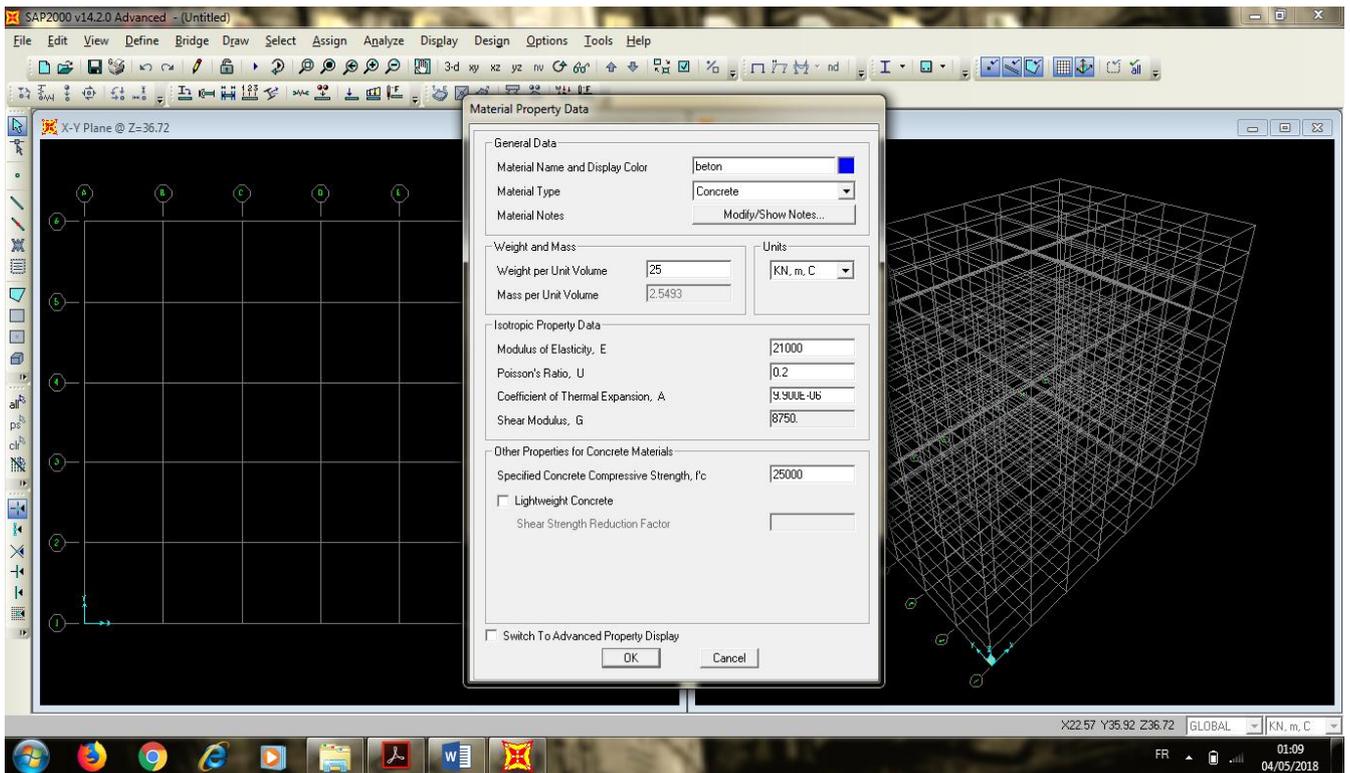


### 1) Introduction de la caractéristique des matériaux:

Pour définir les matériels (Béton, acier, mat) par:

- Define Materials Add copy of Matériel

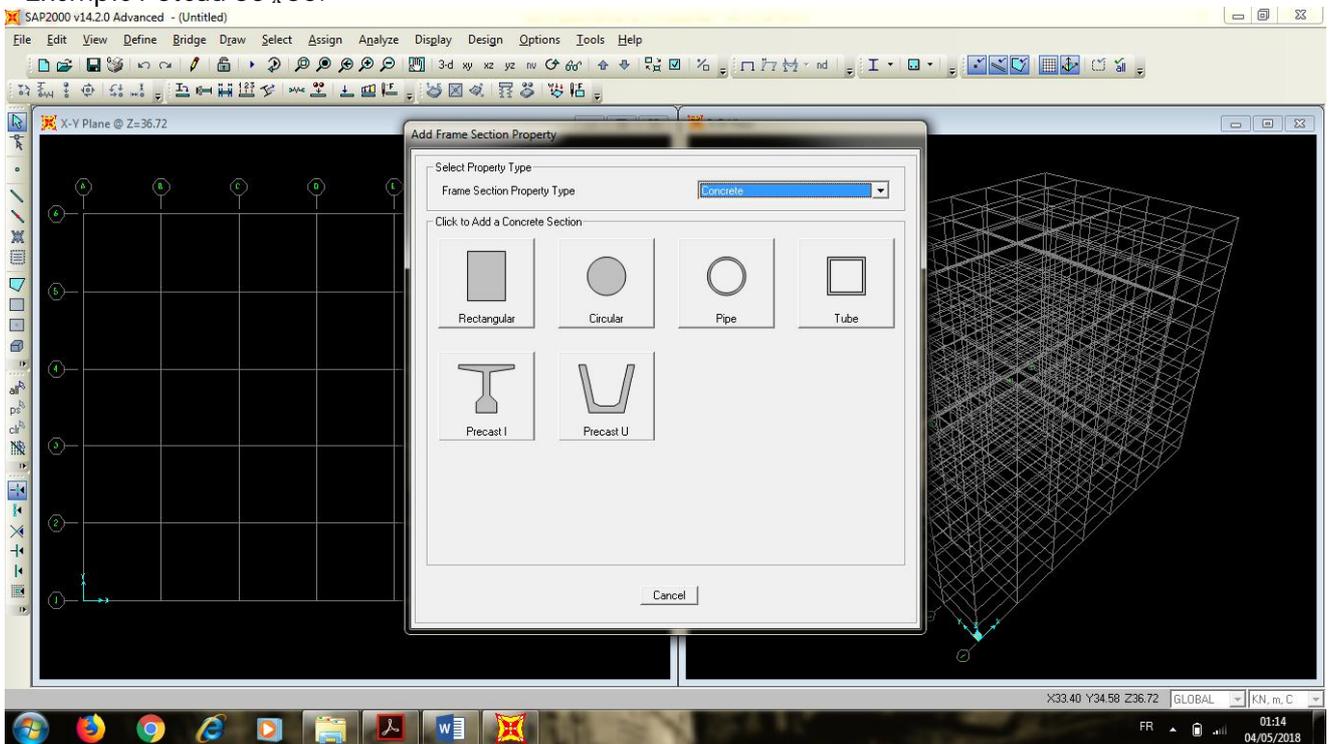
-Le béton:

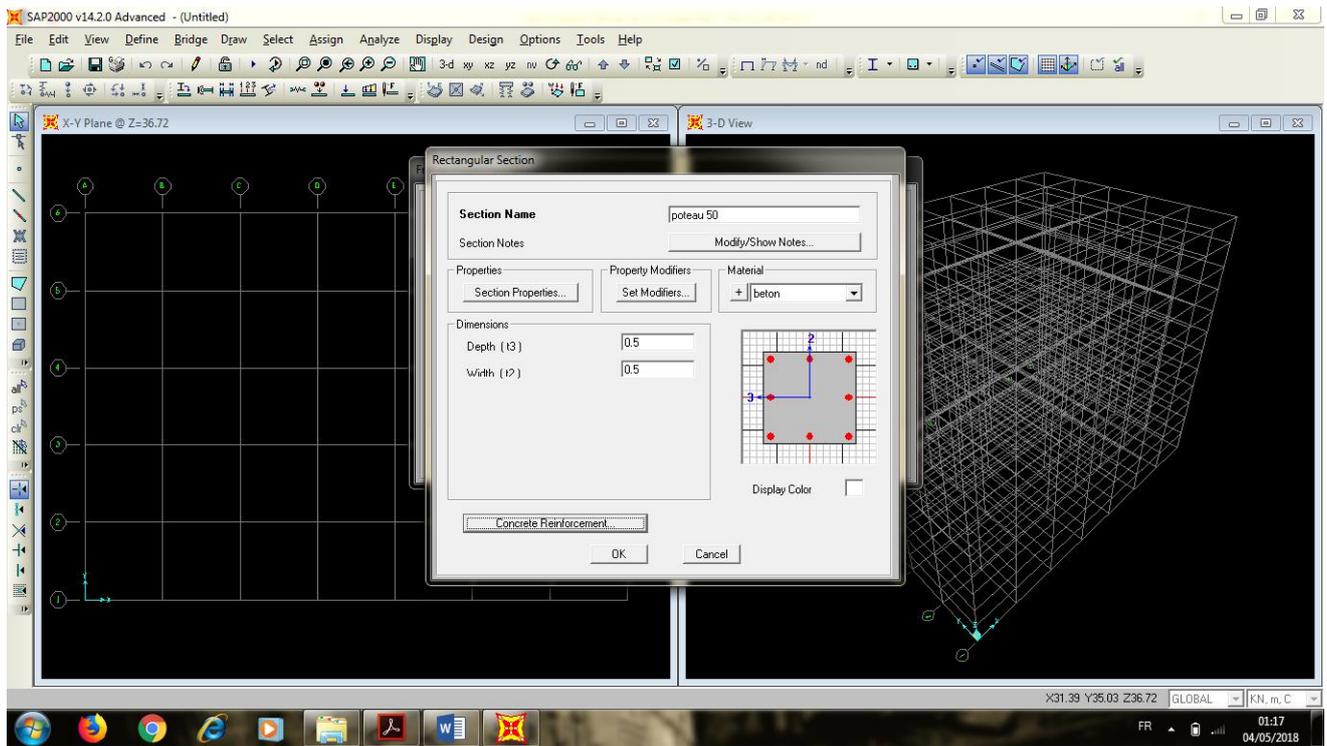


2) Pour définir les sections:

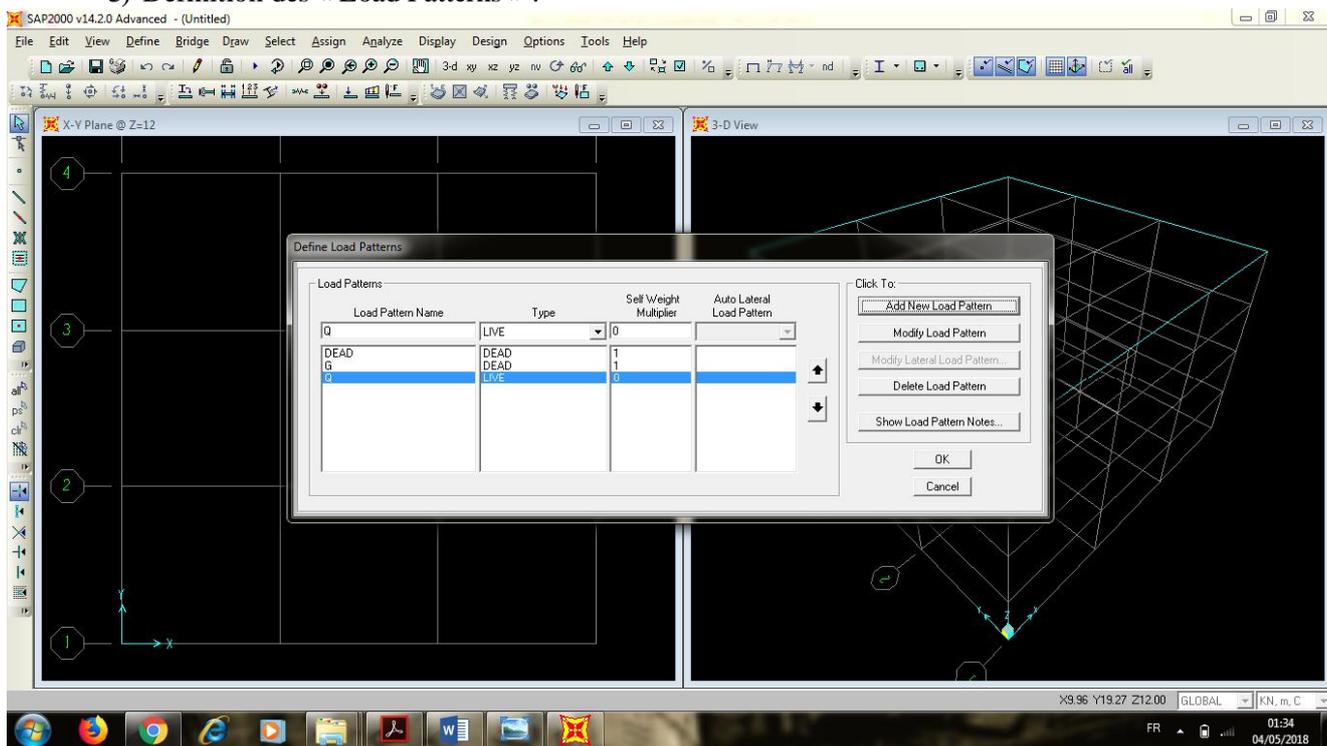
- Define. Sections properties. Frame sections Add newproperty
- ✓ « Rectangular » Pour définir la section « poteaux, poutres,..».

Exemple Poteau 50 x 50:





### 3) Définition des « Load Patterns » :



#### 4) Définition des « Load Combinaison »:

