

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de fin d'étude en vue l'obtention du diplôme de Master**

**Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : STRUCTURES**

Présenté par :

**YAHAMDI Narimane**

---

**Thème :**

**Amélioration de la capacité des bâtiments en Béton armé  
par ajout des voiles**

---

Sous la direction de :

**Docteur Madi Rafik**

---

**Juillet 2021**

---

## *Dédicace*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci, mes parents*

*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*

*A mes très chers frères, sœur A toute ma famille sans exception.*

*A mon amie Marwa, et toute la promotion de master2 génie civil.*

*A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire.  
Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

## *Remerciement*

*Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.*

*Sans oublier mes parents et ma famille qui nous ont donné tout le soutien durant notre carrière scolaire.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur : Dr.*

*Dr. MADI Rafik pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

*Et je remercie les membres de jury qui ont accepté De juger avec sagesse et honnêteté le présent travail de fin d'étude*

*Enfin, nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce travail*

*Narimane*

## Résumé

*Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les bâtiments en portiques. La construction de ces derniers exige une attention particulière. En effet, les codes parasismiques exigent dans le cas des constructions en portique de grande hauteur, la présence de voiles en béton armé afin de limiter les déformations latérales et par là les déplacements relatifs des étages.*

*Pour illustrer ces effets, une comparaison entre les réponses dynamiques de bâtiments en portique et en portique-voile a été faite à l'aide d'un programme numérique d'analyse dynamique des structures (ROBOT 2010). Les résultats numériques obtenus montrent de façon claire que l'ajout des voiles aux bâtiments contreventés par des portiques améliore la réponse dynamique et minimise les forces sismiques.*

*Mots clés: Bâtiment, contreventement mixte, Béton armé, ROBOT 2010, RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99*

## ملخص

غالباً ما تعرضت الإنشاءات الخرسانية المسلحة لأضرار بالغة في الزلازل الكبيرة وخاصة المباني المكونة من أعمدة و روافد. يتطلب بناء هذه الأخيرة اهتماماً خاصاً. في الواقع، في حالة الإنشاءات الشاهقة، تفرض قوانين مقاومة الزلازل إضافة جدراناً خرسانية مسلحة لتقليل التشوهات الجانبية وبالتالي الإزاحة النسبية للأرضيات. لتوضيح هذه التأثيرات، تم إجراء مقارنة بين الاستجابات الديناميكية لهيكل مكون من أعمدة و كمرات و هيكل مكون من أعمدة و روافد بالإضافة إلى جدران خرسانية و ذلك باستعمال برنامج "روبو 2010". تظهر النتائج العددية التي تم الحصول عليها بوضوح أن إضافة الجدران إلى المباني التي تدعمها الرافعات العلوية يحسن الاستجابة الديناميكية و يقلل من القوى الزلزالية.

كلمات مفتاح : عمارة، دعم مختلط، خرسانة مسلحة، روبو 2010، الكود الزلزالي لسنة 99 معدل في 2003، لائحة الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية لسنة 91 معدل في 99.

## *Abstract*

Reinforced concrete constructions have often suffered significant damage during major earthquakes, especially frame buildings. The construction of the latter requires special attention. In fact, in the case of high-rise frame constructions, the earthquake-resistant codes require the presence of reinforced concrete walls in order to limit lateral deformations and thereby the relative displacements of the floors. To illustrate these effects, a comparison between the dynamic responses of frame building and frame building with shear walls was made using a digital dynamic structural analysis program (ROBOT 2010). The numerical results obtained clearly show that adding walls to buildings braced by frames improves dynamic response and minimizes seismic forces.

Keywords : building, mixed bracing, reinforced concrete, ROBOT 2010, RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99.

## *Sommaire*

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

Introduction générale.....	1
I. Introduction .....	2
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Données de site .....	3
I.3 Conception Générale Caractéristiques des matériaux .....	3
I.4 caractéristique des matériaux.....	5
I.4.1. Le béton .....	5
I.4.1.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton .....	6
I.4.1.2. Composition du béton .....	6
I.4.1.3. La résistance caractéristique du Béton .....	7
I.4.1.4. Déformation longitudinale du béton .....	7
I.4.1.5. Module de déformation transversale .....	6
I.4.1.6. Masse volumique du béton .....	8
I.4.1.7. La méthode aux états limites .....	8
I.4.2. Aciers .....	11
I.4.2.1. Caractéristiques mécaniques .....	11
I.4.2.2. Contrainte limite de l'acier .....	12
I.4.2.3. Diagramme contraintes-déformations .....	13
I.4.2.4. Protection des armatures .....	13
I.5. Règlements et utilisés normes .....	14

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

I. Introduction.....	16
II.1.Prédimensionnement des éléments .....	16
II.1.1.Les poutres .....	16
II.1.1.1.Les poutres principales .....	16
II.1.1.2.Les poutres secondaires .....	17
II.1.1.3 Poutre palière .....	17
II.1.2.Les planchers .....	18
II.1.2.1.Plancher à corps creux .....	18
II.1.2.2.Dalle pleine .....	19
II.1.3 Prédimensionnement des escaliers.....	20
ii.4 Prédimensionnement Des Voiles .....	22
II.4.1Disposition des voiles.....	23
II.1.5.L’acrotère .....	23
II.2. Evaluation des charges .....	24
II.2.1 Evaluation des charges et surcharges des planchers .....	24
II.2.2 Evaluation des charges et surcharge de l’escalier .....	26
II.2.3 Evaluation des charges et surcharge de l’acrotère.....	27
II.2.4. Evaluation des charges des murs extérieurs .....	28
II.2.5 Evaluation des charges des murs intérieurs.....	28
II.2.6 Plancher sous-sol .....	29
II.3 les poteaux .....	29
II.3.1 Dimensions des poteaux .....	30
II.3.2Descente des charges des poteaux .....	31
II.3.2.1 choix de poteau le plus sollicité .....	31
II.3.2.2 Les charges et les surcharges .....	31
II.3.2.3La lois de dégression .....	33
II.4. Conclusion .....	36

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III Introduction .....	38
III.1.Calcul des éléments non structuraux (secondaires) .....	38
III.1.1.Etude de l'acrotère.....	38
III.1.1.1.Introduction.....	38
III.1.1.2.Détermination des sollicitations.....	38
III-1-1-3 - Ferrailage de l'acrotère.....	39
III.1.14 Vérification de l'acrotère au séisme .....	42
III-1-2-Etude des escaliers .....	42
III-1-2-1-Introduction.....	42
III-1-2-2-Combinaison .....	43
III-1-2-3-Calcul de La charge équivalente.....	43
III-1-2-4-Calcul de Moments .....	44
III-1-2-5-Détermination du ferrailage.....	44
III.1.2.6.Vérification .....	45
III.1.3.Calcul des planchers.....	48
III.1.3.1. Introduction.....	48
III-1-4-Etude des balcons .....	55
III-1-4-1-Prédimensionnement.....	55
III-1-4-2- Calcul des sollicitations.....	55
III-1-4-3-Calcul des moments d'encastresments.....	56
III-1-4-4-Calcul des armatures à l'ELU .....	56
III.2 Conclusion .....	57

## Chapitre IV : étude sismique et l'Etude du bâtiment portique et portique-voile

IV. Introduction .....	59
IV.1. Objectif de l'étude dynamique .....	59
IV-2 -Choix de la méthode de calcul .....	59
IV.2.1.Méthode d'analyse modale spectrale .....	60
IV.2.1.1. Domaine d'application.....	60
IV.2.1.2. Principe .....	60



IV.2.1.3.Spectre de réponse de calcul .....	60
IV.2.1.4-Classification de site .....	60
IV.2.1.5- Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	61
IV .2.1.6-Nombre de mode à considérer .....	64
IV.3. Modélisation.....	65
IV.3.1. Présentation du logiciel "ROBOT 2010" .....	65
IV.3.2 Etude du bâtiment portique.....	66
IV.3.3.Résultats .....	67
IV.3.3.1. Vérification le Période :.....	67
IV.3.3.2.Poids total de la structure .....	69
IV.3.3.3.Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	70
IV.3.3.4. Calcul de la force sismique statique .....	75
IV.3.3.5.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) .....	75
IV.3.3.6. Vérification de déplacement .....	76
IV.3.3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	91
Iv.4 Etude du bâtiment portique-voile.....	93
IV.4.1 La disposition des voiles .....	93
IV.4.2 Résultats .....	93
IV.4.2.1 Vérification le Période .....	93
IV.4.2.2 Poids total de la structure .....	95
IV.4.2.3Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	95
IV.4.2.4Calcul de la force sismique statique .....	99
IV.4.2.5 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) .....	99
IV.4.2.6 Vérification de déplacement .....	99
IV.4.2.6 Conclusion .....	114
IV.5 Comparaison des résultats de la réponse dynamique entre le bâtiment portique et le bâtiment mixte (portique-voile).....	115
IV.5.1Vérification de la participation des masses modales effectives .....	115
IV.5.2 Vérification de la participation des masses modales effectives .....	115
IV.5.3 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	116
IV.5.4 Vérification de déplacement .....	117
IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit .....	118
IV.5.6 Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ ) .....	119

IV.5.7Vérification de les efforts internes (l'effort normal P ; le moment M ; L'effort tranchant T).....	120
IV.6 Conclusion .....	122

## Chapitre V : fondations

V. Introduction .....	124
V.1. Rôles des fondations .....	124
V.1.1. Définition .....	124
V.1.2. Rôle principal .....	124
V.1.3 Rôles secondaires .....	124
V.2. Type de fondations .....	125
V.3. Contrainte admissible du sol .....	125
V.4. Radier général :.....	126
V.4.1. Différents types de radiers.....	126
V.4.2. Pré dimensionnement de radier général.....	126
V.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier.....	126
V.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier.....	127
V.4.2.3. Calcul de surface minimale du radier.....	127
V.4.2.4. Calcul du débordement.....	128
V.4.2.5. Vérification du radier .....	128
V.4.3. Ferrailage du radier.....	130
V.4.3.1. Calcul de ferrailage de la dalle radier .....	131
V.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure .....	135
VII.7. Conclusion .....	137

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1 : tableau de composition moyenne du béton.....	6
Figure I -2 : Diagramme parabole-rectangle.....	9
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	9
Figure I -4 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	10
Figure I -1.5 : Diagramme contraintes-déformation du béton à ELS.....	11
Tableau I.6 : Caractéristiques des aciers.....	12

### Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente de charges

Tableau II.1:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau. II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	25
Tableau. I.3. Evaluation des charges permanentes de dalle pleine.....	25
Tableau II.4 : évaluation des charges et des surcharges des paliers.....	26
Tableau II.5 : évaluation des charges et des surcharges des paillasses.....	27
Tableau II.6 : évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère.....	27
Tableau II.7 : évaluation des charges des murs extérieurs.....	28
Tableau II.8 : évaluation des charges des murs intérieurs.....	29
Tableau II.9 : Evaluation des charges permanentes de dalle pleine.....	29
Tableau II-10: pré dimensionnement des poteaux.....	30
Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.....	33
Tableau II.12 : Vérifications du $1,1 N_u \leq N_u$ des poteaux.....	35

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.....	45
Tableau III.2 : Calcul de la section d'armature minimale.....	53

### Chapitre IV : étude sismique et l'Etude du bâtiment portique et portique-voile

Tableau IV-1 : valeurs des pénalités.....	63
Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale.....	67
Tableau IV-3 : Tableau des masses.....	70
Tableau IV- 4 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	75
Tableau IV-5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.....	76

Tableau IV-6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EX.....	92
Tableau IV-7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EY.....	92
Tableau IV-8 : Périodes et facteurs de participation modale.....	94
Tableau IV-9 : Tableau des masses.....	95
Tableau IV-10 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.....	99
Tableau IV-11 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EX.....	114
Tableau IV-12 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EY.....	114
Tableau IV.13-Vérification de la période fondamentale.....	115
Tableau (IV.14)-Vérification de la participation des masses modales effectives.....	116
Tableau (IV.15)-Vérification de l'effort tranchant à la base.....	116
Tableau (IV.16)-Vérification des déplacements.....	117
Tableau (IV.17)-Vérification de l'effort normal réduit.....	118
Tableau (IV.18)-Vérification de l'effet P- Delta sens X-X.....	119
Tableau (IV.19)-Vérification de l'effet P- Delta sens Y-Y.....	120
Tableau (IV.20.)-Comparaison Poteaux entre le bâtiment portique et le bâtiment voile-portique...	121
Tableau (IV.21.)-Comparaison POUTRE entre le bâtiment portique et le bâtiment voile-portique...	121

## **Chapitre V : Fondations**

Tableau V-1 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	129
Tableau V-2 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.....	129
Tableau V-3 : moment des radier suivant les deux sens.....	133
Tableau V-4 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.....	133
Tableau V -5 : moment des nervures suivant les deux sens.....	136
Tableau V-6 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.....	136

## Liste des figures

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

Figure I -1 : vue en plan de RDC .....	2
Figure I -2 : vue en plan de fondation.....	3
Figure I -3 : Diagramme parabole-rectangle.....	9
Figure I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	9
Figure I -5 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	10
Figure I -1.6 : Diagramme contraintes-déformation du béton à ELS.....	11
Figure I.6: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	13

### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges.

Figure II-1 : Dalle à corps creux.....	18
Figure II.2 : Section de la poutrelle.....	19
Figure II.3schéma d'escalier.....	20
Figure II-4 : Inclinaison de la paillasse.....	22
Figure II.5 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	23
Figure II.6 : Coupée voile en élévation.....	23
Figure II.7 : coupe transversale dans Le plancher terrasse.....	24
Figure II. 8 : Coupe plancher étage courant.....	25
Figure 9: coupe transversale dans la dalle pleine (balcon).....	26
Figure II.10: schéma d'un mur extérieur.....	28
Figure II-11 : Mur extérieur.....	28
Figure. II.12: schéma d'un mur intérieur.....	28
Figure II-13 : Mur simple cloison.....	28

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	38
Figure III.2 : section de calcul d'acrotère.....	39
FigureIII.3 : longueur de scellement.....	41
Figure III-4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure III.5 : Descente de charge à l'ELU sur les escaliers.....	43
Figure III.6 : Descente de charge à l'ELS sur les escaliers.....	44
Figure III.7: Schéma de ferrailage de l'escalier type 01.....	47

Figure III-8: Schéma du balcon.....	55
Figure III-9: Schéma de ferrailage de balcon.....	57

#### **Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.**

Figure IV-1 : Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional.....	66
Figure. IV .2 modélisation de la structure vue en 3D.....	67
Figure VI.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X.....	71
Figure VI.4 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	71
Figure IV- 5 : 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y).....	72
Figure IV- 6 : 1er mode de déformation selon X (3D).....	72
Figure IV-7 : 2éme mode de déformation selon Y (2D-X-Y).....	73
Figure IV-8 : 2éme mode de déformation selon Y (3D).....	73
Figure IV-9 : 3éme mode de déformation selon Z (2D-X-Y).....	74
Figure IV-10 : 3éme mode de déformation selon Z (3D).....	74
Figure IV-11 : Model de la structure 3D.....	75
Figure IV-12 : La disposition des murs voiles et poteaux.....	93
Figure VI.13 : Schéma du spectre de réponse suivant X.....	95
Figure VI.14: Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	96
Figure VI.15 :1er mode de déformation selon X (2D-X-Y).....	96
Figure VI.16 :1er mode de déformation selon X (3D).....	97
Figure VI.17 :2 éme mode de déformation selon Y (2D-X-Y).....	97
Figure VI.18 :2éme mode de déformation selon Y (3D).....	98
Figure VI.19 :3éme mode de déformation selon Z (2D-X-Y).....	98
Figure VI.20 :3éme mode de déformation selon Z (3D).....	98

#### **Chapitre V : Fondations**

Figure VII-1 : Les différents types de fondations superficielles.....	125
Figure VII-2 : Vue en 3D du radier.....	130
Figure V-3: Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (X.X). (Combinaison ELS).....	131
Figure V-4: Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (X.X) (Combinaison ELS).....	131

Figure V-5 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y). (Combinaison ELS).....	132
Figure V-6 : Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y) (Combinaison ELS).....	132
Figure V-7 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »: T XX «ELU».....	133
Figure V-8. : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »: TYY «ELU».....	134
Figure VII -9 : Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général.....	135
Figure V-10 : Diagramme des moments dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (X.X). (Combinaison ELS).....	135
Figure V-11 : Diagramme des moments dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).....	136

### *Introduction générale*

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure

. Les structures relativement flexibles (portiques ou cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments structuraux et non structuraux.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Dans le présent travail nous étudierons et comparons la performance sismique, des constructions en portique auto-stable (poteau-poutre) avec structure mixte (portiques + voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi un type de voile dans la structure ; des voiles qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal). Ce travail est ainsi partagé en six chapitres représentés comme suit :

**Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

**Chapitre II** : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et décents de charges

**Chapitre III** : calcul des éléments secondaire

**Chapitre IV** : étude sismique et l'Etude du bâtiment portique et du bâtiment portique-voile

**Chapitre V** : fondations



## I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

### I.1. Présentation de l'ouvrage

L'objet de ce projet consiste à l'étude structurale d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation. Cet ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2, selon **RPA99/version 2003**.

L'ouvrage est implanté dans la Willaya de Annaba, classé comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

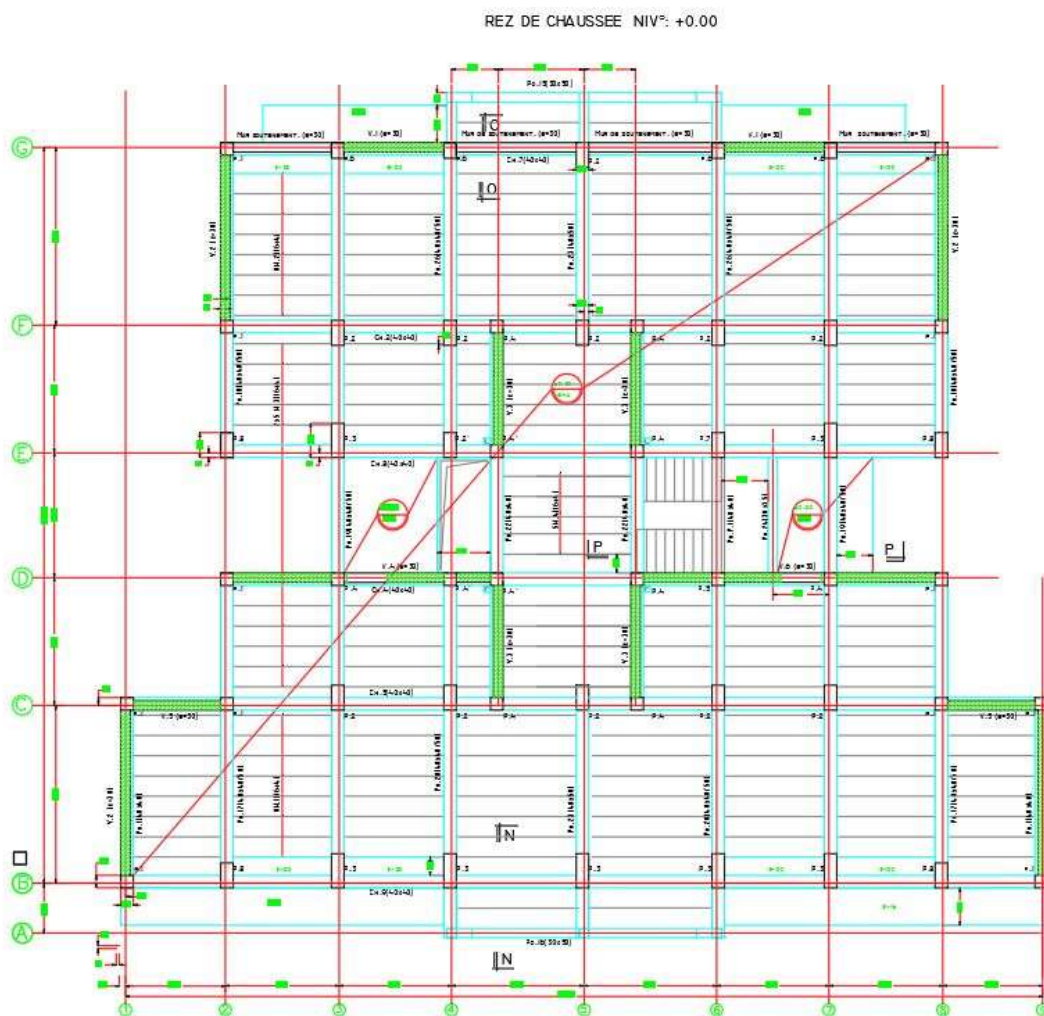


Figure.I.1 : vue en plan RDC

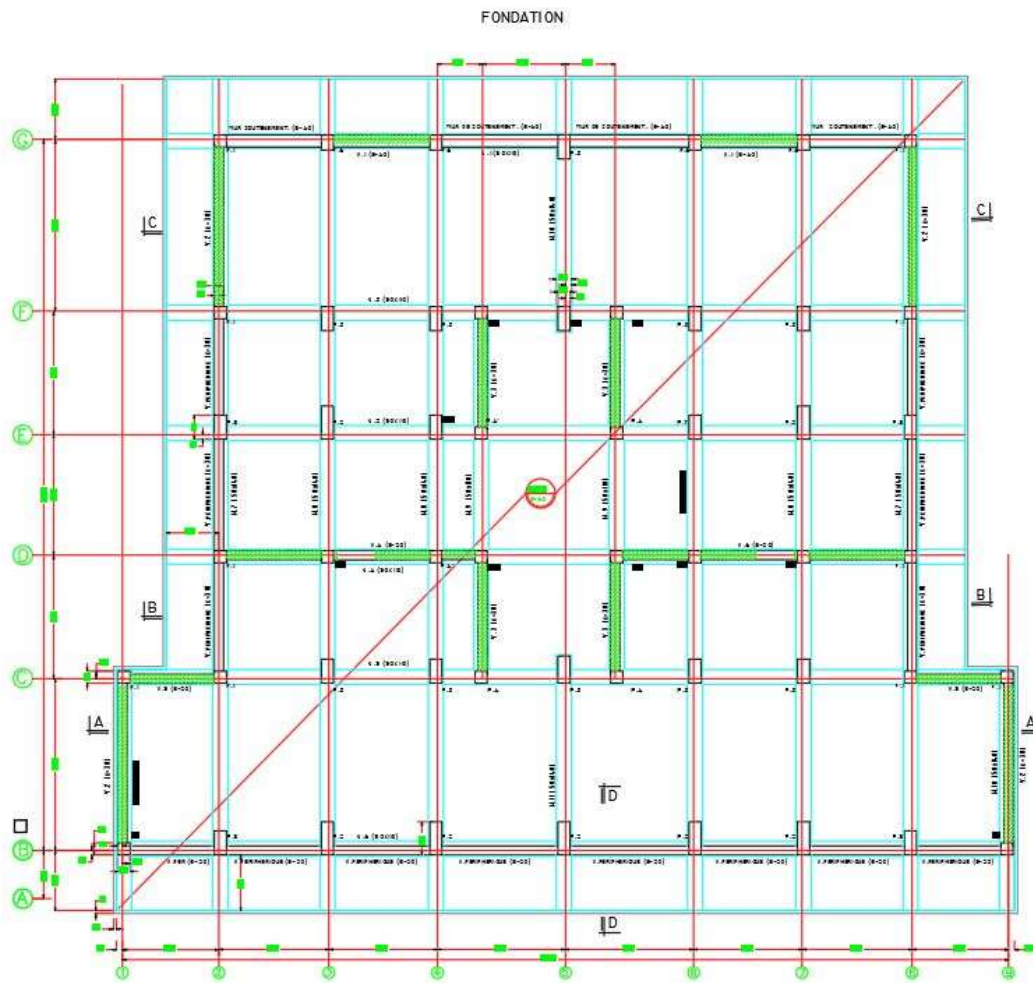


Figure.I.2: vue en plan de fondation

## I.2. caractéristiques géométriques

La construction comporte dans chaque étage quatre logements (2F4 et 2F3).

Les dimensions sont les suivantes :

- Largeur en plan : 25.31m.
- La longueur en plan : 29.70m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)=33.66 m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de RDC : 3.06m
- La surface totale est :  $S= 633.74\text{m}^2$

## I.2 Données du site :

Le projet en question est un bâtiment, implanté dans la wilaya Annaba dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 2.0$  bars.

## I.3. Conception générale :

### ➤ Le Contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

### ➤ Plancher

Les planchers des différents niveaux sont en corps creux.

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une chape inclinée en béton l'écoulement des eaux pluviales.

### ➤ Ossature :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

### ➤ Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou en plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10cm** d'épaisseur et les deux parois sont séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur. Pour les murs intérieurs, on utilise une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

### ➤ Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

➤ **Escaliers**

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

➤ **Les poteaux :**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure

➤ **Les poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations dues à la flexion simple

➤ **Les voiles :**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement

➤ **Terrasse :** *la terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.*

➤ **Isolation :**

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

➤ **Local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (assure le mouvement de vas et vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

## **I.4.Caractéristiques des matériaux**

Les bétons et l'acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

### **I.4.1 Béton**

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est Principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de gâchage.

### I.4.1.1 Principaux caractéristiques et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a. Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
  - b. La mise en place des armatures dans le coffrage selon le cas approprié
  - c. Mise en place et « compactage au moyen de vibration » du béton dans le coffrage.
  - d. Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.
- Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

### I.4.2- Composition du Béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage de ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

**Tableau I.1** : tableau de composition moyenne du béton

Composantes	Graviers 5 / 15 et 15/25	Sable 0 / 5	Ciment	Eau
Volume	800L	400 L	7 sacs (350 kg/m <sup>3</sup> )	175 l
Poids (kg)	1200	400	350	175

La densité du béton armé est prise égale à  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ .

### I.4.1.3 - La résistance caractéristique du Béton

#### ✚ En compression ( $f_{cj}$ )

La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa (valeur minimale exigée)

A un âge  $j \leq 28$  jours

→ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

$$* f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

[BAEL91 (Article A.2.1.11)]

$$* f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

→ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa :

$$* f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 1.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

[BAEL91 (Article A.2.1.11)]

$$* f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

#### ✚ En traction ( $f_{ctj}$ ) :

La résistance caractéristique à la traction du béton :  $f_{ct28} = 2.1$  MPa.

Déduite de la formule :  $f_{ctj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ .

### I.4.1.4 Déformation longitudinale du béton

#### ✚ Déformations instantanées : ( $E_{ij}$ ) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

#### ✚ Déformations différées ( $E_{ij}$ ) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} = 1.08 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

### I.4.1.5. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2} (\nu + 1) \text{ et en simplifiant : } G = 0.417.E$$

E : Module de Young,

$\nu$  : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

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

### I.4.1.6. Masse volumique du béton :

Elle est prise égale à  $2200 \text{ kg/m}^3$  pour le béton non armé et  $2500 \text{ kg/m}^3$  pour le béton armé.

### I.4.1.7. La méthode aux états limites :

#### ✚ Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.
- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite.
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton ( $f_{bu}$ ) est donnée par la formule suivant

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

$\theta = 1$  situation normale.

$\theta = 0.85$  situation accidentelle.

$\delta_b = 1.5$  (situation normale).

$\delta_b = 1.15$  (situation accidentelle).

$f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$  (situation normale).

$f_{bu} = 21.73 \text{ Mpa}$  (situation accidentelle)

#### → Diagramme déformations –contraintes du béton

Diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

Le diagramme Parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

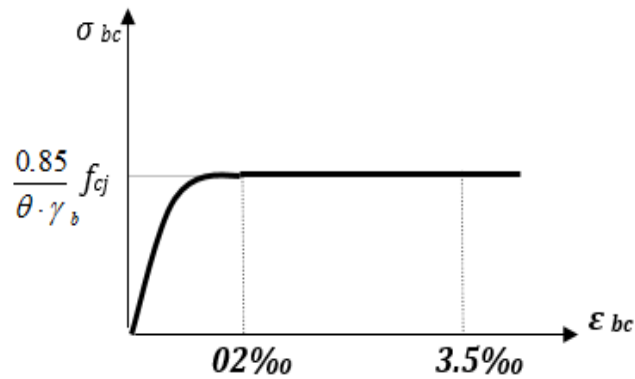


Figure I -2 : Diagramme parabole-rectangle

**Le diagramme rectangle simplifié :**

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabole rectangle.

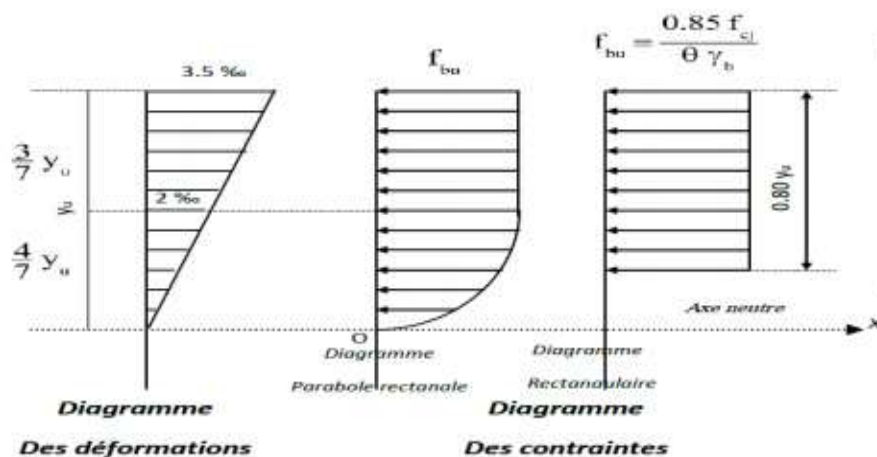


Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié.

**Les hypothèses de calcul sont les suivantes :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple



- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰. Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.
- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
  - **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
  - **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

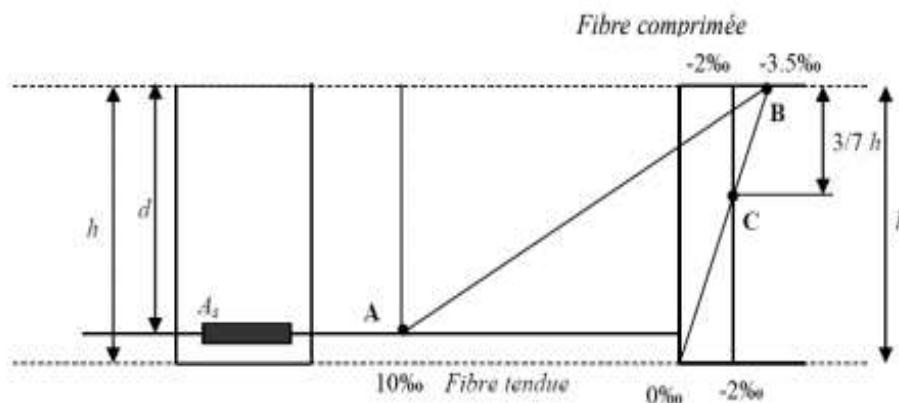


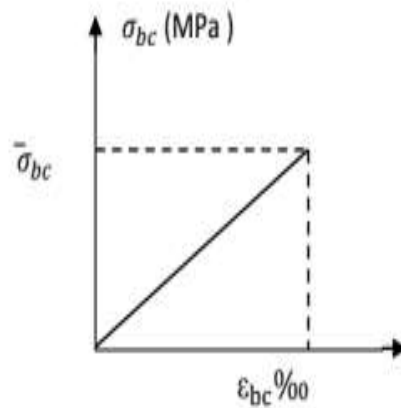
Figure I -4 : Diagramme des déformations limitées de la section

#### ✚ Etat limite de service :

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compressions excessives du béton.
- Déformations excessives et ou inconfortables.
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$  ; soit dans notre cas  $\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$



**Figure I -1.5 :** Diagramme contraintes-déformation du béton à ELS

La contrainte de cisaillement  $\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$  (MPa) est fonction de la nature des fissurations :

- $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  lorsque la fissuration est peu nuisible et obtenue par la formule suivante :

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u \text{ min} = \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} = \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

### Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le coefficient d'équivalence «n» est pris égal à 15.

### I.4.2 Aciers :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations. Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

#### I.4.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Les barres haute adhérence de nuance FeE 400.
- Le module de Young :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$ .

- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$ .

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	fe(MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	Ø6 ou Ø8	235	$2.1 \times 10^5$
	Armatures longitudinales	FeE400	Ø ≥ 10	400	$2.1 \times 10^5$
Barre à haute adhérence	Table de compression	TLE520	$0 \leq \text{Ø} \leq 6$	520	$2.1 \times 10^5$

#### I.4.2.2. Contrainte limite de l'acier :

##### ✚ Contrainte à ELU :

fe : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

$\epsilon_s$  : l'allongement limite (‰)

Où  $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$  ; Avec  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ . Avec :  $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation fondamentale.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{situation fondamentale} \end{cases}$$

Les barres hautes adhérence  $\gamma_s = 348 \text{ MPa}$

##### ✚ Contrainte à ELS :

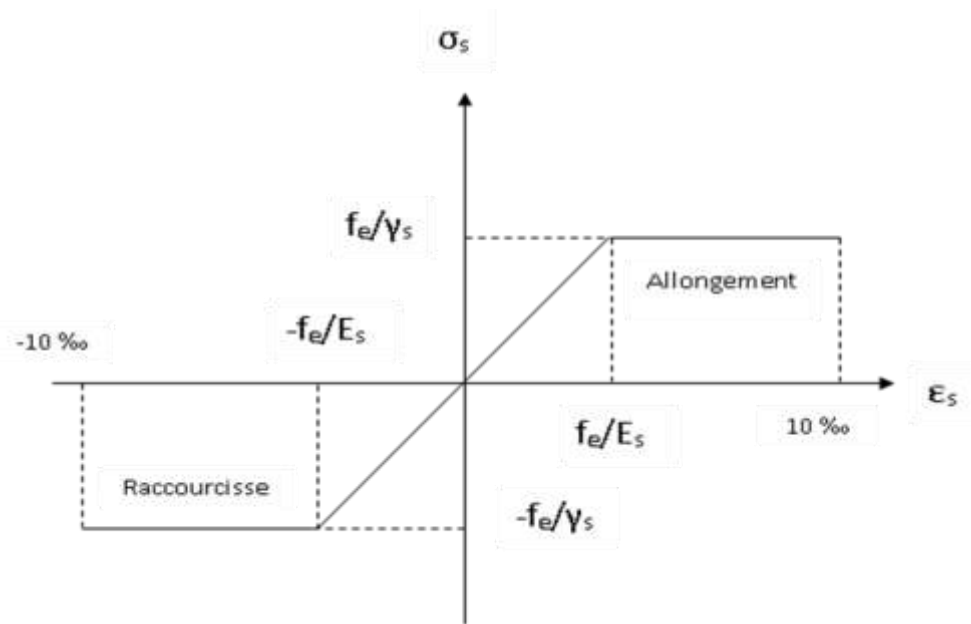
- Fissurations peu nuisibles :  $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$
- Fissurations préjudiciable  $\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .
- Fissurations très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .
- $\eta$  : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$  pour les Ronds Lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  pour les Hautes Adhérences (HA).

### I.4.2.3. Diagramme contraintes-déformations :

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à  $\epsilon_v$ , une droite oblique d'équation :  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$  et de pente ( $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ )

Et de  $\epsilon_1$  à 10‰, une droite horizontale d'équation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



**Figure I.6:** Diagramme contrainte déformation d'acier.

### I.4.2.4. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c» des armatures et le prendre au moins égal à :

- $c \geq 5 \text{ cm}$  pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3 \text{ cm}$  pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c > 1 \text{ cm}$  pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution

### **I.5.Règlements et normes utilisés :**

L'étude du projet élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises En vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

## *Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges*

## II.INTRODUCTION :

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

### II.1.Prédimensionnement des éléments :

On commence par la disposition des poutrelles pour repérer les poutres principales et secondaires.

#### ➤ Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

#### ➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

#### ➤ Critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Alors on dispose les poutrelles parallèlement au sens Y.

### II.1.1.Les poutres

#### • Condition de flèche

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Selon le BAEL91}$$

Avec,  $L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

#### • Condition du RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

#### II.1.1.1.Les poutres principales :

On a :  $L_{\max} = 570 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \rightarrow 38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm}$$

Alors on prend :  $h=50\text{ cm}$  et  $b=40\text{ cm} \rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.8h$

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

- $b = 40\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h = 50\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.25 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

On adopte des poutres principales de section **(40x50) cm<sup>2</sup>**.

**II.1.1.2. Les poutres secondaires :**

On a :  $L_{\max} = 425\text{ cm}$

Donc :  $\frac{425}{15} \leq h \rightarrow 28.33\text{ cm} \leq h$

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

Et  $0.3h \leq b \leq 0.8h \quad 12 \leq b \leq 32$

On adopte  $b=40\text{ cm}$

On adopte des poutres secondaires de section **(40x40) cm<sup>2</sup>**.

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

- $b = 40\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

On adopte des poutres de section **(40x40) cm<sup>2</sup>**.

**II.1.1.3 Poutre palière :**

$L = 425\text{ cm}, \quad 425/15 \leq h \leq 425/10 \quad \Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$

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

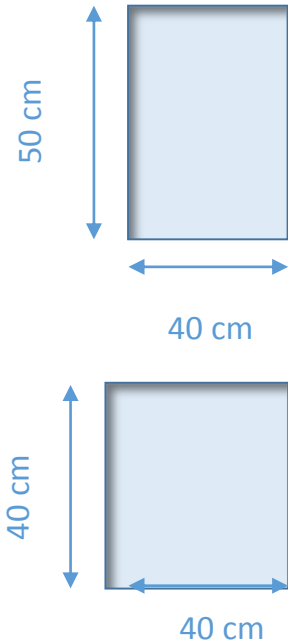
Et  $0.3h \leq b \leq 0.8h \quad 12 \leq b \leq 32$

Alors :  $b=40\text{ cm}$

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

- $b = 40\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

On adopte des poutres de section **(40x40) cm<sup>2</sup>**.





## II.1.2. Les planchers :

### II.1.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Selon les règles du CBA93 la hauteur  $h_t$  d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$H_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur total du plancher.

$l_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

$$l_{\max} = 425\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{425}{22,5}$$

Donc :  $h_t \geq 18,88$

Alors on opte pour un plancher de 20 cm (16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression).

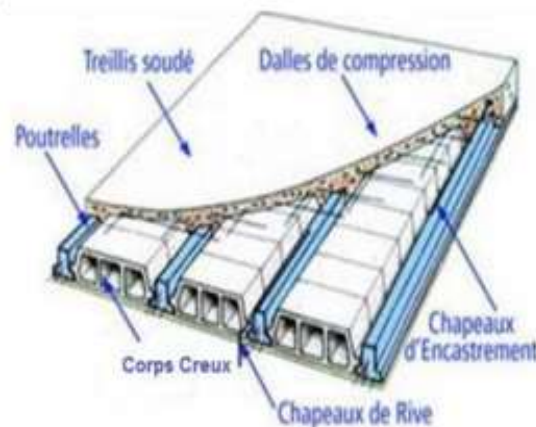


Figure II-1 : Dalle à corps creux

#### ✓ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments du plancher reposant sur les poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières.

La longueur de la table de compression ( $b$ ) est donnée par la formule suivante :

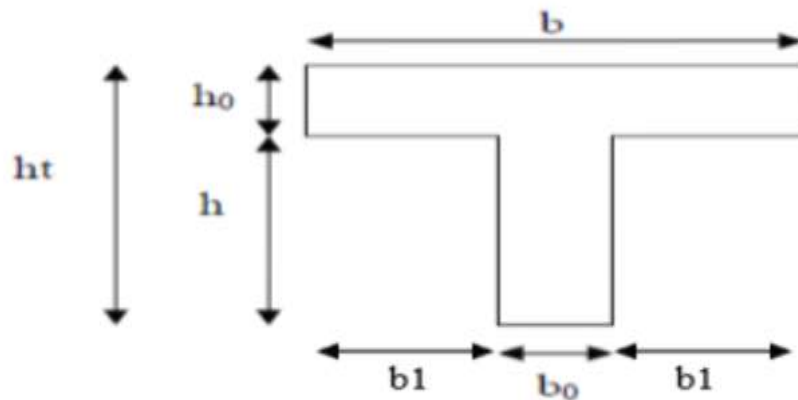


Figure II.2 : Section de la poutrelle.

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

$h_t$ : hauteur du plancher

$b$  : largeur de la table de compression.

$L_x$  : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : distance maximale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$b_1 = \text{min} (l_n / 2 ; l_{\text{max}} / 10 ; 6h_0 )$ .

$L_n$  : distance entre axes des nervures et  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .

$50\text{cm} \leq l_n \leq 80\text{cm}$  donc  $l_n = 65 \text{ cm}$ .

$b_1 = \text{min} (65/2 ; 425/10 ; 24)$  donc  $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

$b_0 \geq h_t / 2$  donc  $b_0 \geq 10 \text{ cm}$ .

$b = l_n = 65 \text{ cm}$ .

$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 48 = 17 \text{ cm}$ .

**$b_0 = 17 \text{ cm}$**

### II.1.2.2. Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

#### ✚ Résistance à feu

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

#### ✚ Isolation phonique

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

### ✚ Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis :  $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois appuis :  $e \geq \frac{L_x}{20} + 7$

$L_x$  : le plus petite côté du panneau de la dalle.

**$L_x = 150$  cm**

Dans notre cas on a un balcon qui repose sur trois appuis, Alors :

$$e \geq \frac{150}{20} + 7 \rightarrow e \geq 14.5 \text{ cm}$$

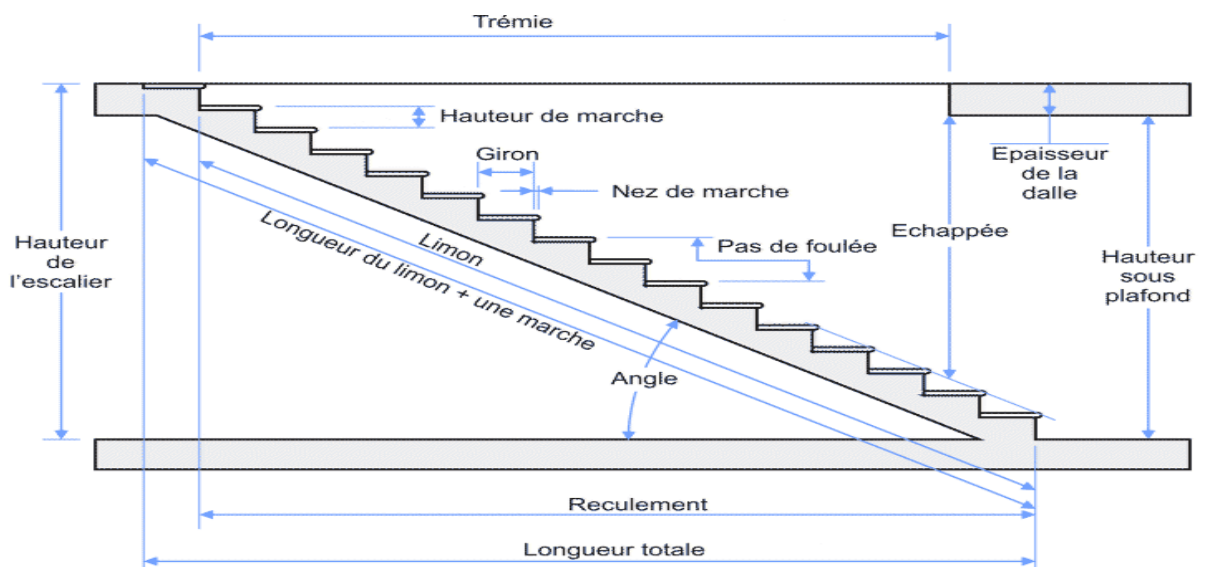
On adopte  **$e = 15$  cm**

### II.1.3 Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



**Figure II.3** schéma d'escalier

✓ **Caractéristiques techniques**

H=3.06m (RDC) ; H=3.06m (Etage)

➤ RDC.

- Nombre de marches : **n=16**
- Hauteur de marche : **h=18**

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a:  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 23 < g < 30$ .

Giron : **g = 30 cm.**

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour : **h=18 cm**

$$N_c = H/h = 306/18 = 17$$

On aura 17 contre marche entre chaque étage

✓ **Inclinaison de la paillasse**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 18 \Rightarrow H' = 1.62\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (8-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.1\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.62/2.1 = 0.77 \Rightarrow \alpha = 37.5^\circ.$$

La longueur de volée est :  $L = 1.62 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.66\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L/30 < e < L/20$

$$\Rightarrow 266/30 < e < 266/20 \Rightarrow 8.86 < e < 13.3 \Rightarrow e = 15\text{cm}.$$

✓ **Calcul 2ème paillasse :**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 8 \times 18 \Rightarrow H' = 1.44\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.44/2.4 = 0.6 \Rightarrow \alpha = 30.9^\circ.$$

La longueur de volée est :  $L = 1.44 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.8\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 280/30 < e < 280/20$

$$\Rightarrow 9.33 < e < 14 \Rightarrow e = 15\text{cm}.$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse

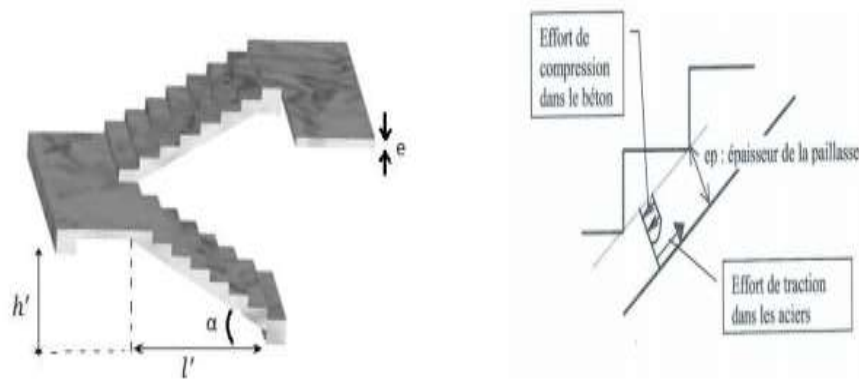


Figure II-4 : Inclinaison de la paillasse

#### Ii.4 Prédimensionnement Des Voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ( $L \geq 4e$ ). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est 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.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$e_{\min} = 15\text{cm}$ .

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3,06\text{m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.9 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (12.24.; 13.9; 15.3)$$

$$e \geq 15.3 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } e=30 \text{ cm}$$

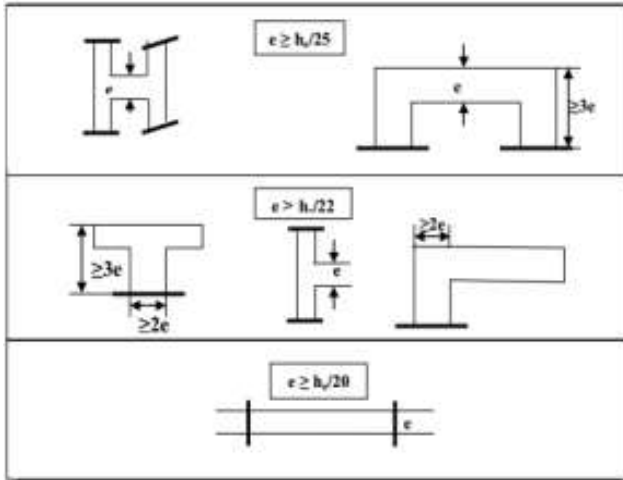


Figure II.5 : Coupes de voiles en plan pour différents cas

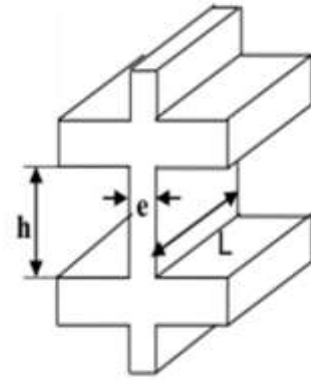


Figure II.6 : Coupée voile en élévation.

### II.4.1 Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ✓ Minimiser les effets de torsion

### II.1.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Dans notre structure on a

Un seul type d'acrotère pour la terrasse inaccessible.

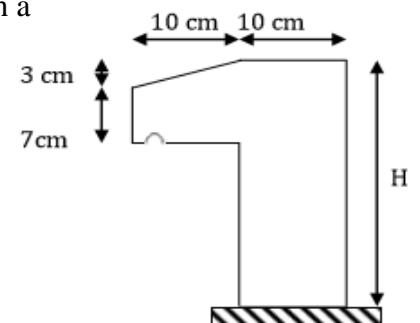
$$S = (0,03 \times 0,10) / (2) + (0,07 \times 0,1) + (0,10 \times 0,60) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0685 \times 2500) = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : ép. 2cm } G = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 226,25 \text{ Kg/ml}$$

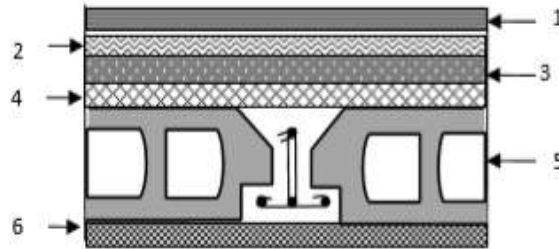
$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$



## II.2. Evaluation des charges :

### II.2.1 Evaluation des charges et surcharges des planchers :

#### A : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible :



**Figure II.7 :** coupe transversale dans  
Le plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

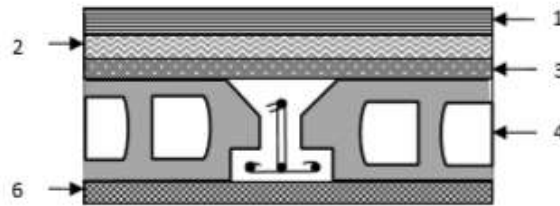
**Tableau II.1:**Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente  $G = 637 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

**B : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.****Tableau. II.2 :** Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20

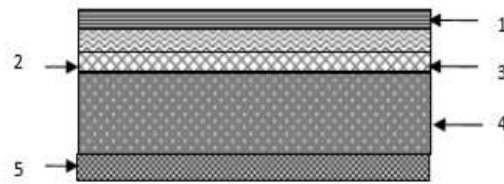
- La charge permanente  $G = 438 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation (chambres)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

**Figure II. 8 :** Coupe plancher étage courant.**C : Evaluation des charges permanentes de dalle pleine :****Tableau. I.3.** Evaluation des charges permanentes de dalle pleine

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M <sup>3</sup> )	G (KG/M <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	54
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

- La charge permanente  $G = 553 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$





**Figure 9:** coupe transversale dans la dalle pleine (balcon)

## II.2.2 Evaluation des charges et surcharge de l'escalier :

**Tableau II.4 :** évaluation des charges et des surcharges des paliers

Désignation	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (kg/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44	250
Mortier de pose	2000	0.02	40	
Lit de sable	1800	0.03	54	
Dalle en BA	2500	1.5	375	
Enduit ciment	20000	0.02	40	
<b>Total</b>	/	/	<b>553</b>	<b>250</b>

- La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .
- La charge permanente  $G = 553 \text{ Kg/m}^2$ .

**Tableau II.5** : évaluation des charges et des surcharges des paillasse

Désignation	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (kg/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44	250
Mortier de pose	2000	0.02	40	
Lit de sable	1800	0.03	54	
Marche	2200	0.17	374	
Paillasse	2500	0.15	375	
Enduit ciment	2000	0.02	40	250
<b>Total</b>	/	/	<b>927</b>	<b>250</b>

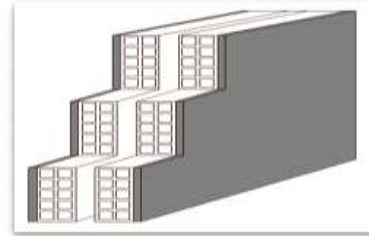
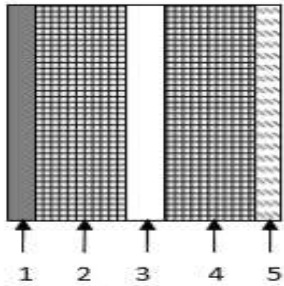
- La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .
- La charge permanente  $G = 927 \text{ Kg/m}^2$ .

### II.2.3 Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère. :

**Tableau II.6** : évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère.

Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )	Surcharge Q(kN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	/	/	171.25	
Enduit en ciment	/	/	5.5	1
<b>Total</b>	/	/	<b>226.25</b>	<b>1</b>

**II.2.4 Evaluation des charges des murs extérieurs :**



**Figure II.10:** schéma d'un mur extérieur

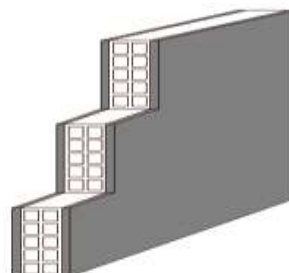
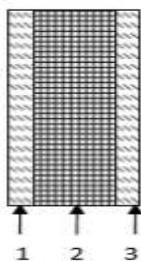
**Figure II-11 :** Mur extérieur

**Tableau II.7 :** évaluation des charges des murs extérieurs.

Référent	Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	20	0.02	0.40
2	Brique creuse (15)	14	0.15	2.10
3	Lame d'air	/	0.05	/
4	Brique creuse (10)	14	0.10	1.40
5	Enduit plâtre	12	0.02	0.24
	<b>Total</b>	/	/	<b>4.14</b>

•  $G = 4.14 \text{ KN/m}^2$

**II.2.5 Evaluation des charges des murs intérieurs**



**Figure. II.12:** schéma d'un mur intérieur.

**Figure II-13 :** Mur simple cloison

**Tableau II.8** : évaluation des charges des murs intérieurs.

Référent	Désignation	Poids volumique (kN/m <sub>3</sub> )	Epaisseurs (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment extérieurs	2000	0.02	40
2	Brique creuse (10)	900	0.10	90
3	Enduit ciment intérieur	1400	0.02	28
	<b>Total</b>	/	/	<b>158</b>

### II.2.6 Plancher sous-sol

**Tableau II.9** : Evaluation des charges permanentes de dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg / m <sup>3</sup> )	G (kg / m <sup>2</sup> )
<b>Enduit sous plafond (plâtre)</b>	0.02	1000	20
<b>Dalle en béton armé</b>	0.16	2500	400
<b>Couche de sable</b>	0.03	1800	54
<b>Mortier de pose</b>	0.03	2000	60
<b>Carrelage</b>	0.02	2000	40
<b>Mur simple parois</b>	-	-	158

- La charge permanente  $G = 732 \text{ kg / m}^2$

### II.3 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

### II.3.1 Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\min (a, b) \geq 25$  cm en zone II a

**Tableau II-10:** pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		9 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>ère</sup>	RDC	s-sol
Dimension du poteau	a (cm)	40	50	60	70	80	90
	b (cm)	40	50	60	70	75	90

➤ **Le critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort  $N_u$ .

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$

**Avec :**

$N_U$  : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

$B$  : Section transversale du poteau tel que :  $B = b \times h$ .

$f_{bu}$  : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

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

$$N_U = \mathbf{1.35G + 1.5Q}$$

**Avec :**

$G$  : La charge permanente.

$Q$  : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

➤ **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\overline{N_U} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_S \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Avec :**

$B_r$  : Section réduite du poteau :  $B_r = (b - 0.02)(h - 0.02)$  en  $m^2$ .

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$\lambda$  : L'élancement définie par ;  $\lambda = l_f / i$ .

**Avec :**

$l_f$  : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant :  $l_f = 0.7 l_0$  ( $l_0$ : longueur libre du poteau)

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

- Si  $\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$
- Si  $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right)$

#### ➤ Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone IIa :

$$\text{Min} \begin{cases} (b, h) \geq 25\text{cm} \\ (b, h) \geq h_e/20 \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{ la hauteur d'étage}$$

### II.3.2 Descente des charges des poteaux :

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux intermédiaires, d'angle et de rive.

#### II.3.2.1 choix de poteau le plus sollicité :

- **Calcul de la surface afférente et charge et surcharge :**

##### ✚ Poteau intermédiaire :

On choisit le poteau (C-7).

$$S_p = (1.7+1.725) \times (2.75+1.95) = 16.09 \text{ m}^2$$

##### ✚ Poteau de rive :

On choisit le poteau (F-8).

$$S_p = 1.82 \times (2.85+2.05) = 8.91 \text{ m}^2$$

##### ✚ Poteau d'angle :

On choisit le poteau (B-1).

$$S_p = 1.82 \times (2.85+2.05) = 4.56 \text{ m}^2$$

#### II.3.2.2 Les charges et les surcharges :

**Etage 9 :**

- $G = 6.37 \times 16.09 = 102.49 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25 = 24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25 = 14.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre}} = 39 \text{ kN}$
- $G_{\text{poteau}} = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ kN}$

**Etage 5, 6,7 et 8 :**

- $G=4.38 \times 16.09 = 70.47 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25= 14.5 \text{ kN}$
- **$G_{\text{poutre}}=39 \text{ kN G}$**
- $G_{\text{poteau}}=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25=12.24 \text{ KN}$

**Etage 3 et 4 :**

- $G=4.38 \times 15.69 = 68.72 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25= 14.5 \text{ kN}$
- **$G_{\text{poutre}}=39 \text{ kN G}$**
- $G_{\text{poteau}}=0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25=19.125 \text{ KN}$

**Etage 2 :**

- $G=4.38 \times 15.29 = 66.97 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25= 14.5 \text{ kN}$
- **$G_{\text{poutre}}=39 \text{ kN G}$**
- $G_{\text{poteau}}=0.60 \times 0.60 \times 3.06 \times 25=27.54 \text{ KN}$

**Etage 1 :**

- $G=4.38 \times 14.90 = 65.26 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25= 14.5 \text{ kN}$
- **$G_{\text{poutre}}=39 \text{ kN G}$**
- $G_{\text{poteau}}=0.7 \times 0.70 \times 3.06 \times 25=37.48 \text{ KN}$

**RDC :**

- $G=4.38 \times 14.51 = 63.55 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8+1.825)] \times 25= 14.5 \text{ kN}$
- **$G_{\text{poutre}}=39 \text{ kN G}$**
- $G_{\text{poteau}}=0.8 \times 0.75 \times 3.06 \times 25=45.9 \text{ KN}$

**Sous-sol :**

- $G=4.38 \times 14.12 = 61.84 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre.P}} = [(0.40 \times 0.50) (2.05+2.85)] \times 25=24.5 \text{ kN}$

- $G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.40) (1.8 + 1.825)] \times 25 = 14.5 \text{ kN}$
- $G_{\text{poutre}} = 39 \text{ kN}$
- $G_{\text{poteau}} = 0.9 \times 0.9 \times 3.06 \times 25 = 61.9 \text{ kN}$

### II.3.2.3 La loi de dégression :

La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]

- sous le toit ou la terrasse :  $Q_0$
  - sous le premier étage à partir du sommet ( $i = 1$ ) :  $Q_0 + Q_1$
  - sous le deuxième étage ( $i = 2$ ) :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
  - sous le troisième étage ( $i = 3$ ) :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
  - sous le quatrième étage ( $i = 4$ ) :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
  - sous le cinquième étage ( $i = 5$ ) :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
  - sous le sixième étage ( $i = 6$ ) :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
  - sous le septième étage et sous les suivants ( $i \geq 7$ ) :
- $$Q_0 + (3 + \frac{1}{2i})(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_i)$$

**Q Terrasse = 1 (kN/m<sup>2</sup>)**

**Q E. courant = 1,5 (kN/m<sup>2</sup>)**

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.**

	Q (kN/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Q = q x S (kN)		$\frac{3 + n}{2n}$	Qcum (kN)
9 <sup>ème</sup> étage	1	16.09	Q0	16.09	1	16.09
8 <sup>ème</sup>	1.5	16.09	Q1	24.135	1	40.225
7 <sup>ème</sup>	1.5	16.09	Q2	24.135	0.95	63.153
6 <sup>ème</sup>	1.5	16.09	Q3	24.135	0.9	84.874
5 <sup>ème</sup>	1.5	16.09	Q4	24.135	0.85	105.388
4 <sup>ème</sup>	1.5	15.69	Q5	23.53	0.8	124.212
3 <sup>ème</sup>	1.5	15.69	Q6	23.53	0.75	141.859
2 <sup>ème</sup>	1.5	15.29	Q7	22.935	0.71	158.142
1 <sup>ème</sup>	1.5	14.90	Q8	22.35	0.69	173.563
RDC	1.5	14.51	Q9	21.765	0.67	188.145
Sous-sol	2.5	14.12	Q10	35.3	0.65	211.09



**Remarque :** Le poteau le plus sollicité c'est le poteau intermédiaire c-7

✓ **Vérfications**

Selon le **BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1, 1)** : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges Variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

❖ **Calcul de l'effort normal admissible  $\overline{Nu}$ :**

Exemple de calcul :

$$l_{f \text{ RDC}} = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{0.40}{\sqrt{12}} = 0.1154$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.1154} = 18.55 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{18.55}{35} \right)^2} = 0.8$$

Br : Section réduite du poteau :  $Br = (b - 0.02)(h - 0.02)$  en  $m^2$ .

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

Or nous avons :

$$Br = (40-2) \times (40-2) \times 10^{-2} = 1444 \text{ mm}^2$$

$$As = 0.002 \times 400 \times 400 = 320 \text{ mm}^2$$

$$\overline{Nu} = \alpha \times \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

➤ **Vérfications du 1,1  $Nu \leq \overline{Nu}$**

*Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ( $Nu = 1,35G + 1,5Q$ ).*

Tableau II.12 : Vérifications du  $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$  des poteaux

Étages	G (kN)	G <sub>cum</sub> (KN)	Q <sub>cum</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	1,1 N <sub>u</sub> (kN)	$\bar{N}_u$	$1,1 N_u \leq \bar{N}_u$
9 <sup>ème</sup>	153.73	<b>153.73</b>	16.09	231.67	254.83	2228.302	Condition vérifie
8 <sup>ème</sup>	121.71	275.44	40.225	432.21	475.43	2228.302	Condition vérifie
7 <sup>ème</sup>	121.71	397.15	63.153	630.88	693.96	2228.302	Condition vérifie
6 <sup>ème</sup>	121.71	518.86	84.874	827.772	910.54	2228.302	Condition
5 <sup>ème</sup>	121.71	640.57	105.388	1022.85	1125.13	2228.302	Condition vérifie
4 <sup>ème</sup>	126.84	767.41	124.212	1222.32	1344.55	3641.27	Condition vérifie
3 <sup>ème</sup>	126.84	894.25	141.859	1419.94	1561.93	3641.27	Condition vérifie
2 <sup>ème</sup>	133.51	1027.76	158.142	1624.6	1787.06	5378.453	Condition vérifie
1 <sup>ère</sup>	141.74	1169.5	173.563	1839.07	2022.97	7479.21	Condition vérifie
RDC	148.45	1317.95	188.145	2061.38	2267.43	9098.32	Condition vérifie
SOUS SOL	162.74	1480.69	211.09	2315.56	2547.11	13413.7	Condition vérifie

## II.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en avant-projet en répondant aux différentes exigences des règlements RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à  $(20 + 4)$  cm, l'épaisseur des dalles pleines à 15 cm pour les balcons et les paliers et les paillasse des escaliers utilisés dans cette structure à  $e = 15$  cm.

Après avoir pré dimensionné les éléments secondaires, non structuraux on a procédé au Prédimensionnement des éléments structuraux, dont on a opté une section de  $(40,50)$  cm<sup>2</sup> pour les poutres principales et  $(40,40)$  cm<sup>2</sup> pour les poutres secondaires, et pour L'épaisseur des voiles  $e = 30$  cm.

Les poteaux ont été étudiés à la compression simple et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité. Après avoir effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau de rive (C-7). Les sections des poteaux ainsi adoptées sont :

- Poteaux du sous-sol  $(90.90)$  cm<sup>2</sup>.
- Poteaux du R.D.C :  $(80.75)$  cm<sup>2</sup>.
- Poteaux des 1<sup>ères</sup> étages :  $(70.70)$  cm<sup>2</sup>.
- Poteaux des 2<sup>èmes</sup> étages :  $(60.60)$  cm<sup>2</sup>.
- Poteaux des 3<sup>ème</sup>, et 4<sup>ème</sup> étages :  $(50.50)$  cm<sup>2</sup>
- Poteaux des étages 5, 6,7, 8 et 9 :  $(40.40)$  cm<sup>2</sup>

# **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

### III Introduction :

*Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments Secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines. Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :*

- Les escaliers et les planchers.
- L'acrotère et les balcons.

#### III.1.Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

##### III.1.1.Etude de l'acrotère

###### III.1.1.1.Introduction

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales

- **Méthode de calcul** : l'acrotère est considéré comme une console verticale soumise à son poids propre (**par bande de 1 mètre**) et à l'action d'une charge d'exploitation horizontale perpendiculairement à la ligne d'action de son poids propre (horizontalement) ; il sera donc calculé à la **flexion composée**



**Figure III.1** : Schéma de l'acrotère.

###### III.1.1.2.Détermination des sollicitations

$$S = (0,03 \times 0,10) / (2) + (0,07 \times 0,1) + (0,10 \times 0,60) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0685 \times 2500) = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : ép. 2cm } G = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 226,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 100 \text{ Kg}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :  $M_Q = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 60 \text{ Kg.m}$

#### ✓ Calcul à l'ELU

- $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 226,25 = 305,43 \text{ Kg}$
- $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m}$

#### ✓ Calcul à l'ELS

- $N_s = G = 226,25 \text{ Kg}$
- $M_s = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg/ml}$

#### ✚ Calcul de l'excentricité

##### ➤ Etat limite ultime (ELU)

$$e_o = M_u / N_u = 90 / 305,43 = 0,2946 \text{ m}$$

$$e_o = 0,2946 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$  donc la section est partiellement comprimée. Donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

##### ➤ Etat limite de service (ELS)

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 60 / 226,25 = 0,2651 \text{ m}$$

$$e_o = 0,2651 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$  donc la section est partiellement comprimée. Donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

### III-1-1-3 - Ferrailage de l'acrotère

#### ➤ Etat limite ultime (ELU)

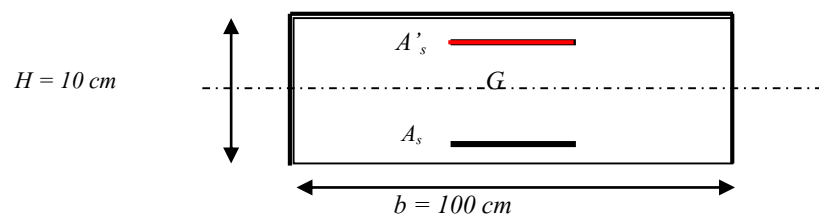


Figure III.2 : section de calcul d'acrotère.

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :  $b=100$  cm et  $d=8$  cm fissuration préjudiciable

$C$  : enrobage

$e$  : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de

celle déjà calculée Le moment fictif  $M_f$  : est donné par :

#### ✚ Calcul des armatures :

##### ➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_f = M_u + N_u \left[ d - \frac{h}{2} \right] = 90 + 305.43 \left[ 0.08 - \frac{0.1}{2} \right] = 118.629 \text{ kg.m}$$

$$f_c = 348 \text{ Mpa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{118.629 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.01305$$

$$U_{bu} = 0.392 \quad \text{d'où } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01305}) = 0.01632$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.01632) = 0.0799 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{118.629 \times 10^4}{79.9 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_e} = 0.42 - \frac{305.43 \times 10^{-2}}{348} = 0.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.41 \text{ cm}^2}$$

##### ➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} \quad \text{Avec } A_{\min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On trouve } A_{\min} \geq A_s \Rightarrow \mathbf{A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

#### ✚ Calcul de l'espacement :

$$s_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33) \Rightarrow s_t = 25 \text{ cm}$$

##### ✓ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement »

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$T_u \leq 1.5Q_h = 1.5 \cdot 100 \cdot 0.6 = 90 \text{ kg/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{900}{8 \cdot 100} = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Longueur de scellement sont pas nécessaires.

$$L = 40\phi = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$



Figure III.3 : longueur de scellement

#### ✓ Vérification à l'Etat de service (ELS)

$$M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} (d - h/2) + M_{\text{ser}}$$

$$M_{\text{serA}} = 226.25 (0.08 - 0.1/2) + 60 = 66.787 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{cases} = 202 \text{ MPa}$$

#### ✚ La position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{(n \sigma_{bc} + \sigma_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \cdot 0.08 = 0.0424 \text{ m} = 4.24 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - y_1/3 = 66 \text{ mm}$$

$$M_1 = \sigma_{bc} \cdot b \cdot y_1 \cdot Z_1 \cdot 0.5 = 21 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{serA}} < M_1 \quad \text{d'où :} \quad A'_{\text{ser}} = 0$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{serA}}}{Z_1 \times \sigma_s} = \frac{66.787 \cdot 10^4}{66 \times 202} = 0.5009 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{Max} (A_s, A_{\text{min}}) ; \mathbf{A_s = 0.96}$$



On adopte :  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Conclusion**

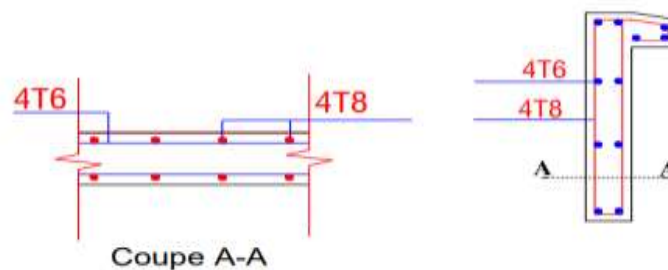
$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{min}, A_u)$

soit **4HA8** soit **A = 2.01 cm<sup>2</sup>**.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2}.$$

✚ Schéma de ferrailage :



**Figure III-4** : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.1.14 Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

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

- $C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol  $C_p = 0.8$
- $W_p$  : Poids de l'élément.  $W_p = 2.275 \text{ KN/ml}$ .
- $A$  : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A = 0.15$

$$D'où : F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 226.25 = 108.6 \text{ kg}$$

$F_p = 108.6 \text{ kg} < Q = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kg}$  condition vérifiée.

## III-1-2-Etude des escaliers

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

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

#### Terminologie

- Un escalier se compose d'un nombre de marches,

- on appelle emmarchement la longueur de ces marches,
- La largeur d'une marche "g" s'appelle le giron,
- Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre
- Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse,
- La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche,
- La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un Espace appelé le jour

### III-1-2-2-Combinaison

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

- $Q_B = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Palier :  $G_1 = 5.53 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse :  $G_2 = 9.27 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU}$$

- Palier :  $q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_B = (1,35 \times 5,53) + (1,5 \times 2,5) = 11,215 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_B = (1,35 \times 9,27) + (1,5 \times 2,5) = 16,26 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELS} :$$

- Palier :  $q_{s1} = G_1 + Q_B = 5,53 + 2,5 = 8,03 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $q_{s2} = G_2 + Q_B = 9,27 + 2,5 = 11,77 \text{ KN/ml}$

### III-1-2-3-Calcul de La charge équivalente

$$q_e = \frac{\sum (q_i l_i)}{\sum l_i}$$

$$q_{eu} = \frac{\sum (q_i l_i)}{\sum l_i}$$

$$q_{eu} = \frac{\{(16,26 \times 2,60) + (11,215 \times 1,80)\}}{(2,60 + 1,80)} = 14,2 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eu} = 14,2 \text{ KN/ml}$$

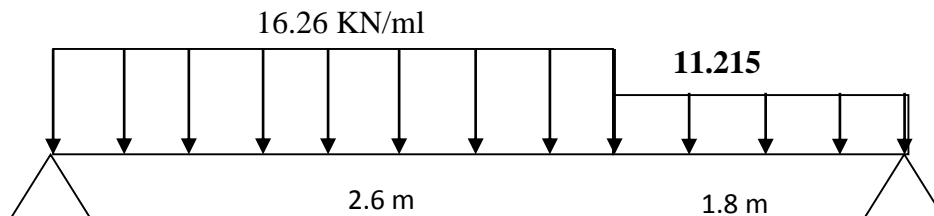
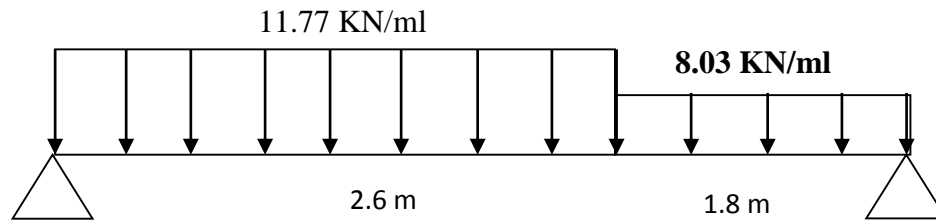


Figure III.5 : Descente de charge à l'ELU sur les escaliers

$$q_{es} = \frac{\{(11,77 \times 2,60) + (8,03 \times 1,80)\}}{(2,60 + 1,80)} = 10,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{es} = 10,24 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.6 :** Descente de charge à l'ELS sur les escaliers

### III-1-2-4-Calcul de Moments

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans Les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux

Donc on a :

$$M_a = (0.3/0.5)M_0$$

$$M_t = (0.7/0.85)M_0$$

$$\text{Avec } M_0 = ql^2/8$$

#### ELU

- $M_{ou} = q_{eu} \cdot L^2 / 8 = 14.2(4.4)^2 / 8 = 34.36 \text{ kN.m}$
- $M_{tu} = 0,85 \cdot M_{ou} = 0,85 * 34.36 = 29.2 \text{ kN.m}$
- $M_{au} = 0,3 M_{ou} = 0,3 * 34.36 = 10.3 \text{ kN.m}$

#### ELS

- $M_{oser} = q_{eser} \cdot L^2 / 8 = 10.24 * (4.4)^2 / 8 = 24.78 \text{ kN.m}$
- $M_{tser} = 0,85 M_{ou} = 0.85 * 24.78 = 21.06 \text{ kN.m}$
- $M_{aser} = 0,3 M_{ou} = 0.3 * 24.78 = 7.43 \text{ kN.m}$

### III-1-2-5-Détermination du ferrailage

#### Calcul du ferrailage en flexion simple ELU

$$\diamond \text{ Sur appui : } M = 10.3 \text{ kN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 16.2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = (10.3 \times 10^6) / (100 \times 16.2^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.028$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.036$$

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

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 16,2 \times (1 - 0,4 \times 0,99) = 9,78 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = (10,3 \times 10^5) / (9,78 \times 348) = 302,635 \text{ mm}^2 = 3,026 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,026 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures adoptée 5HA10/ml = 3,93 cm<sup>2</sup>

❖ **En travée : M<sub>(travées)</sub> = 29,2 kN.m**

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (29,2 \times 10^6) / (100 \times 16,2^2 \times 14,2 \times 10^3) = 0,078$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,102$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 16,2 \times (1 - 0,4 \times 0,085) = 15,54 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5,4 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures adoptée 5HA 12/ml=5,65cm<sup>2</sup>

✚ **Armatures de répartition**

$$A_{re} = A_s / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.1** : récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.

	Mu kN.m	Z (cm)	D cm	$\mu$	$\alpha$	B	A cm <sup>2</sup>	A adaptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>re</sub>
<b>Travée</b>	29.2	15.54	16.2	0.078	0.102	0.96	5.4	5HA12=5.65	1.41
<b>Appui</b>	10.3	9.78	16.2	0.028	0.036	0.96	3.026	5HA10=3.93	1.41

### III.1.2.6. Vérification

✚ à l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l/2 = 14.2 * 4.4/2 = 31.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.24}{100 * 16.2} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}\}$$

✓ **Effort tranchant** : selon le B.A.E.L article A.5.1, 2

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

C'est vérifié Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✚ **à l'ELS**

✓ **En travée**

$$M_t = 7.43 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$A_s = 3.026$$

$$b \times y_u^2/2 + \{15A_s\}y_u - (15A_s d) = 0$$

$$50 y^2 + 45.9 y - 743.6 = 0$$

$$\Delta = (45.9)^2 - 4(50)(-743.6) = 0$$

$$\Delta = 148811.8$$

$$\sqrt{\Delta} = 385.76 \Rightarrow y = (-45.9 + 385.76)/100 = 3.4 \text{ m} \Rightarrow y = \mathbf{3.4 \text{ m}}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = [100 (3.4)^3/3] + 15 \times 3.026 (16.2 - 3.4)^2 = 8746.8 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification de Contrainte**

✚ **En béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y/I$$

$$\sigma_{bc} = (24.78 \times 1000 \times 3.4)/8746.8 = 9.6 \text{ KN/cm}^2$$

$$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 9.6 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

✚ **En acier :**

D'après BAEL 91 :

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y)/I = 15 * 24.78 \times 10^3 \times (16.2 - 3.4)/8746.8 = 543.9 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 54.4 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 54.4 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

✓ **Sur appuis**

$$M_a = 7.43 \text{ kN.m}, b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$b y^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0 \Rightarrow 100 y^2/2 - 15 \times 4.71 (16.2 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 45.39 y - 735.32 = 0$$

$$\Delta = (45.39)^2 - 4(50)(-735.32) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 386.16 \Rightarrow y = -45.39 + 386.16 / 100 \Rightarrow y = 4.3 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = [100 (4.3)^3/3] + 15 \times 3.026 (16.2 - 4.3)^2 = 9077.9 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification de Contrainte**✚ **En béton :**

$$\sigma_b = M_{asr} \times y / I = (7.43 \times 1000 \times 4.3) / 9077.9 = 3.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 0.35 < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✚ **En acier**

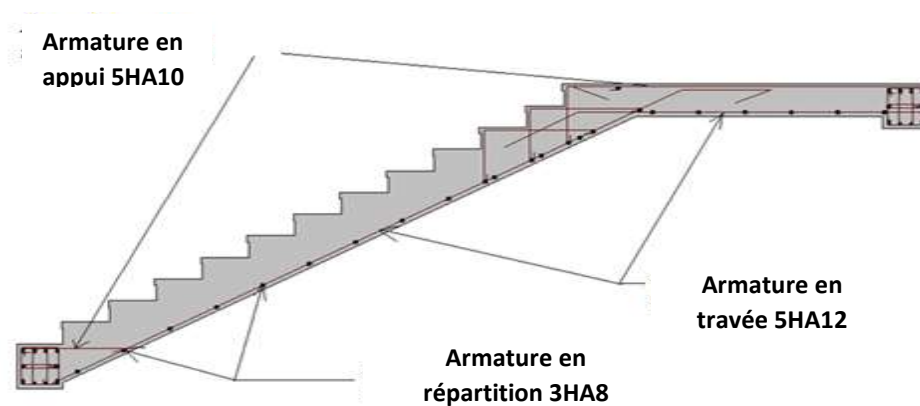
D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable  $\Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$

$$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = 15 M_{ser} (d-y) / I = 15 \times 24.78 \times 10^3 \times (16.2 - 4.3) / 9077.9 = 487.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 48.7 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 48.7 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$



**Figure III.7:** Schéma de ferrailage de l'escalier type 01.

### III.1.3. Calcul des planchers

#### III.1.3.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

#### 1) Plancher en corps creux

##### a) Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (méthode forfaitaire)

- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :
- **C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5Kn/m^2)$
- **C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- **C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

Pour poutrelle

- $0.8 \leq 3.2/3.65 \leq 1.25$ .... condition vérifiée
- $0.8 \leq 3.65/3.6 \leq 1.25$ .... condition vérifiée
- $0.8 \leq 3.6/4.25 \leq 1.25$ ..... condition vérifiée
- $0.8 \leq 4.25/4.25 \leq 1.25$ .....condition vérifiée
- $0.8 \leq 4.25/3.6 \leq 1.25$ .... condition vérifiée

**NB :**

Nous avons plusieurs types de poutrelles, on va déterminer les efforts interne pour un cas de niveau étage courant par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par logiciel de calcul des structures : Autodesk Robot structural 2019

### ✚ Plancher étage courant :

#### ❖ La méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment  $M_0$  dans la travée isostatique

#### ❖ Domaine d'application

La méthode forfaitaire de calcul des plancher à surcharges modérées s'applique dans le cas ou :

-la charge d'exploitation modérée

$Q \leq \max \{2G, 5kN\}$  ... Vérifier

-les éléments ont une même inertie dans les différentes travées

-les portées successives sont dans un rapport compris

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,2}{3,65} \leq 1,25 \text{ Vérifiée}$$

-Charge permanente :  $G = 438 \text{ Kg/m}^2$

-Charge d'exploitation  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

### ✚ Combinaison :

❖ **ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 438 + 1,5 \times 150 = 816,3 \text{ kg/m}^2$

❖ **ELS** :  $q_{ser} = G + Q = 438 + 150 = 588 \text{ kg/m}^2$

#### ✓ La charge revenant à chaque poutrelle

$$q_u = 816,3 \times 0,65 \times 10 \rightarrow q_u = 5305,95 \text{ N/ml}$$

$$q_{ser} = 588 \times 0,65 \times 10 \rightarrow q_{ser} = 3822 \text{ N/ml}$$

-les valeurs prises pour :  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivants :

$$1- M_t \geq \max \left( 1,05 M_0 (1 + 0,3\alpha) M_0 \right) - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

$$2- M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$3- M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

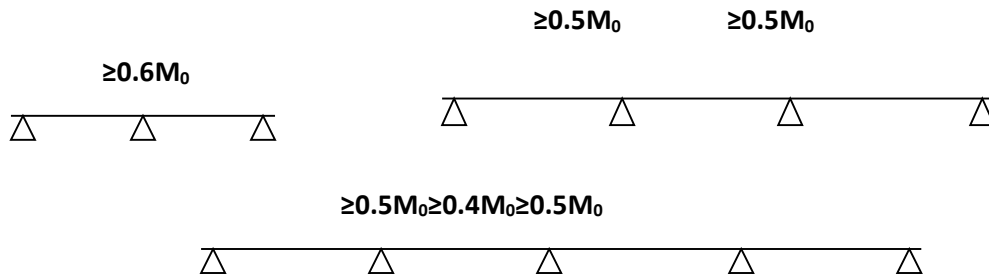
- la valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :



$-0.6M_0$  : dans le cas d'une poutre à deux travées.

$-0.5 M_0$  : pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0.4M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois appuis la figure ci-dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis :



De part et d'autre de charge appuis intermédiaire :

On retient la vérification de la section, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

En ce qui concerne les arrêtes des barres, on peut dépeindre de traces les courbes enveloppant les moments si :

- ❖ la charge d'exploitation est uniformément répartie et inférieure à la charge permanente.
- ❖ Les valeurs des moments sur appuis sont prises égales aux valeurs minimales indiquées ci-dessous.

#### 🔧 Calcul des moments isostatiques

##### Travée 1

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5305.95 \times 3.2^2}{8} = 6791.616 N.m$$

##### Travée 2

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5305.95 \times 3.65^2}{8} = 8836.06 N.m$$

##### Travée 3

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5305.95 \times 3.6^2}{8} = 8595.639 N.m$$

##### Travée 4

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5305.95 \times 4.25^2}{8} = 11979.84 N.m$$

#### 🔧 Calcul des moments sur appuis

- $M_A = 0,2M_0 \Rightarrow M_A = 0,2(6791.616) = 1358.32 N.m$

- $M_A = 1358.32 \text{ N.m}$
- $M_B = 0,6M_0 \Rightarrow M_b = 0,6(8836.064) = 5301.638 \text{ N.m}$
- $M_B = 5301.638 \text{ N.m}$
- $M_C = 0,4M_0 \Rightarrow M_c = 0,4(8595.639) = 3438.255 \text{ N.m}$
- $M_C = 3438.255 \text{ N.m}$
- $M_D = 0,5M_0 \Rightarrow M_c = 0,5(11979.84) = 5989.92 \text{ N.m}$
- $M_D = 5989.92 \text{ N.m}$

➤ **Calcul de  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+438} \Rightarrow \alpha = 0,255$$

✚ **Calcul des moments en travées**

**Travée de rive I**

$$1 - M_t \geq M_{ax} (1.05M_0 (1+0.3\alpha)M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2 - M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.05M_0, 1.07M_0) - \frac{0.2M_0 + 0.6M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.67M_0$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.2 + 0.3(0,255)) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.63M_0$$

Donc  $M_t \geq 0,53 M_0$  pour travée intermédiaire

Et on prend  $M_t = 0,63 M_0$  Pour les deux travées de rive

**Travée I :**

- $M_I = 0,63 \times 11979.84 = 7547.29$
- $M_I = 7547.29 \text{ N.m}$

**Travée II :**

- $M_{II} = 0,53 \times 11979.84 = 6349.31$
- $M_{II} = 6349.31 \text{ N.m}$

✚ **Calcul du moment équilibré par la table de compression**

- $M_{ibu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2})$

- $M_{ibu} = 14,2 \times 65 \times 4 \left(16,2 - \frac{4}{2}\right)$

- $M_{ibu} = 52426,4 \text{ N.m}$

➤ **Etape de calcul :**

On a  $M_{ibu} > M_u$  : la section est calculée comme une section rectangulaire de dimension  $b \cdot h$  sur travée et  $b_0 \cdot h$  sur appuis

✓ **Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} = 0,031 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

✓ **Calcul de  $\alpha$  :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

✓ **Calcul de  $\beta$  :**

$$\beta = d(1 - 0,4\alpha) = 16,2(1 - 0,4 \times 0,039) = 15,94$$

✓ **Calcul de  $A$  :**

$$A = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

✚ **Calcul de la section d'armature minimale**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{r28}}{F_e}$$

• **Au niveau d'appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 15 \times 16,2 \times 2,1/400 \rightarrow A_{\min} = 0,29 \text{ cm}^2$$

• **Au niveau de travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 16,2 \times 2,1/400 \rightarrow A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Tableau III.2 : Calcul de la section d'armature minimale

Section	Mu N.m	M <sub>tbu</sub> N.m	b,b <sub>0</sub> (cm)	d (cm)	μ	A	β	A calcul (cm) <sup>2</sup>	A min (cm) <sup>2</sup>	A adopte (cm) <sup>2</sup>
Appuis A	1358.32	-	15	16.2	0,01	0,012	16.12	0,015	0,29	1HA10=0,79
Appuis B	5301.638	-	15	16.2	0,01	0,012	16.12	0.058	0,29	1HA10=0,79
Appuis c	3438.255	-	15	16.2	0,01	0,012	16.12	0,0.38	0,29	1HA10=0.79
Appuis D	5989.92	-	15	16.2	0.01	0.012		0.066	0.29	1HA10=0,79
Travée I	7547.29	52426.4	65	16.2	0,031	0,036	15.94	0.13	1.27	2HA8=1.01
Travée II	6349.31	52426.4	65	16.2	0,031	0,049	15.94	0.069	1.27	2HA8=1.01

✚ Calcul des efforts tranchants :

$$R_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$R_d = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_y}{L} L$$

$$R_{g1} = \frac{5305.95 \times 3.2}{2} + \frac{1358.32 - 5301.638}{3.2} = -403.232N$$

$$R_{d2} = \frac{5305.95 \times 3.2}{2} + \frac{5301.638 - 1358.32}{3.2} = 9721.8N$$

$$R_{g2} = \frac{5305.95 \times 3.65}{2} + \frac{5301.638 - 3438.255}{3.65} = 10193.87N$$

$$R_{d3} = \frac{5305.95 \times 3.65}{2} + \frac{3438.255 - 5301.638}{3.65} = 9172.84N$$

$$R_{g3} = \frac{5305.95 \times 3.6}{2} + \frac{3438.255 - 5989.92}{3.6} = 8834.71N$$

$$R_{d4} = \frac{5305.95 \times 3.6}{2} + \frac{5989.92 - 3438.255}{3.6} = 10259.5N$$

#### ✚ Calcul des armatures transversales

On utilise des étriers  $\phi 6$  :  $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

#### ✚ Calcul de la contrainte de cisaillement

On a :  $V_{\max} = 10259.5 \text{ N}$      $b_0 = 15 \text{ cm}$      $d = 16.2 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{10259.5}{150 \times 162} \Rightarrow \tau_u = 0,42 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

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

On a :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

#### ✚ Calcul de l'espacement

$$St \leq \min \{0,9d, 40 \text{ cm}\} : St \leq 14,58 \text{ cm}$$

On prend **St = 15 cm**

Le premier cadre sera  $St/2 = 7,5 \text{ cm}$

Selon RPA 2003 on adopte, l'espacement dans la zone Nodale  $\bar{L} = 2h \Rightarrow \bar{L} = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$

Pour les Armatures transversales on prend des étriers  $\phi 6$      $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

#### ✓ Vérification à E L S :

Vérification de la contrainte de compression d'après les RPA 99 pas de vérification des contraintes de béton pour section rectangulaire soumise a la flexion simple dans les armatures sont en Fe E400 si ce condition suivant est vérifiée  $\alpha_u < \alpha$

**Avec :**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$q_{ser} = 3822 \text{ N / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{3822 \times 4,25^2}{8} = 8629.35 \text{ N.m}$$

### ✚ Calcul $M_u$ :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5305.95 \times 4,25^2}{8} = 11979.84 \text{ N.m}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11979.84}{8629.35} = 1.38$$

$$\alpha = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$0,1 < 0,44$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente vent dire que la section des armatures est suffisante à l'état limité de service

## III-1-4-Etude des balcons

### III-1-4-1-Prédimensionnement

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres.

#### ✚ L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 1.5\text{m}$$

$$10 \leq e \leq 14.5 \quad \text{on prend : } e = 15\text{cm.}$$

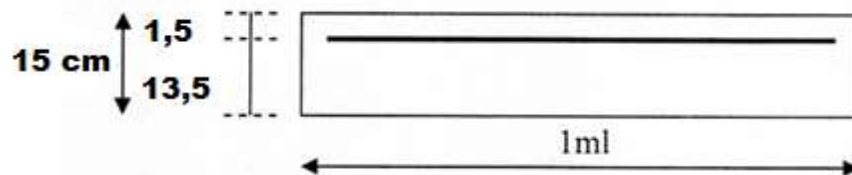


Figure III-8: Schéma du balcon

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 \times h = 13.5 \text{ cm.}$$

$$\text{La charge permanente } G = 553 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation } Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Largeur : } 1,4 \text{ m} \quad \text{Longueur : } 4.25\text{m} \quad \text{Epaisseur : } 15 \text{ cm}$$

### III-1-4-2- Calcul des sollicitations

#### ✚ E.L.U

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5.35) + 1.50 (3.50)$$

$$P_u = 12.473 \text{ KN/ml}$$

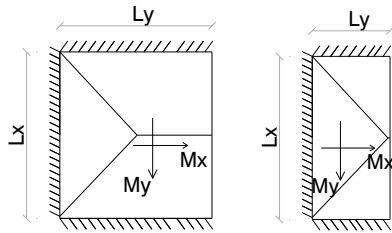
### ✚ E.L.S

$$P_s = G + Q = 5.35 + 3.50$$

$$P_s = 8.85 \text{ KN/ml}$$

### III-1-4-3-Calcul des moments d'encastements

$$L_y \geq \frac{L_x}{2} \quad L_y < \frac{L_x}{2}$$



$$M_x = q \cdot \frac{L_x^2}{8} \cdot \left( l_y - \frac{L_x}{2} \right) + q \cdot \frac{L_x^3}{48} \quad M_x = q \cdot \frac{L_y^3}{6}$$

$$M_y = q \cdot \frac{L_x^3}{24} \quad M_y = q \cdot \frac{L_y^2 \cdot L_x}{2} - q \cdot \frac{2 \cdot L_y^3}{3}$$

### ✓ Vérification

$$L_y = 1.5 \text{ m} < \frac{L_x}{2} = \frac{4.25}{2} = 2.1 \text{ m}$$

### ✚ ELU

$$M_x = q \cdot \frac{L_y^3}{6} = 12.47 \cdot \frac{1.5^3}{6} = 7.01 \text{ kN.m}$$

$$M_y = q \cdot \frac{L_y^2 \cdot L_x}{2} - q \cdot \frac{2 \cdot L_y^3}{3} = 12.47 \cdot \frac{1.5^2 \cdot 4.25}{2} - 12.47 \cdot \frac{2 \cdot 1.5^3}{3} = 32.85 \text{ kN.m}$$

### III-1-4-4-Calcul des armatures à l'ELU :

#### ✚ Ferrailage à l'ELU : $M_{ux} = 7.01 \text{ kN.m}$

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$b = 1,00 \text{ m}$  ;  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d = 0,135 \text{ m}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Alors :  $M_{ux} = 7.01 \text{ kN.m}$

Sens X, Y :  $A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$  ;  $A_s = 1.76 \text{ cm}^2$

On a adopté : 5HA10 =  $3.93 \text{ cm}^2$  pour les deux sens

Et pour l'espacement :

$$St = \min(1.5d ; 40\text{cm}) = \min(20.25 ; 40)$$

On prend  $St = 21\text{ cm}$

✚ Schéma de ferrailage :

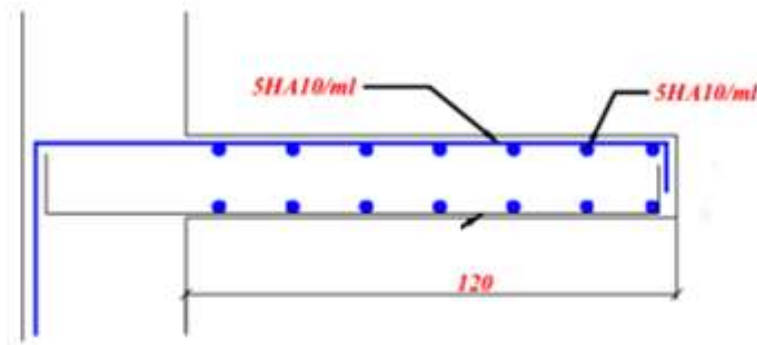


Figure III-9: Schéma de ferrailage de balcon

### III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées. On a aussi étudié les balcons qui sont en dalle pleine, l'acrotère et l'escalier, avec un ferrailage adéquat a été adopté.



*Chapitre IV : étude sismique et l'Etude du  
bâtiment portique et portique-voile*

## IV. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### IV.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « Autodesk ROBOT » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk ROBOT.

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

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée dans la zone sismique II a et classée au groupe d'usage 2.

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

La hauteur de la structure : **H = 33.66m > 23 m.**

## IV.2.1.Méthode d'analyse modale spectrale :

### IV.2.1.1. Domaine d'application:

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

### IV.2.1.2. 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.

### IV.2.1.3.Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec :

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

**$\eta$**  : Coefficient de correction d'amortissement.

**Q** : Facteur de qualité.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**R** : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99/2003)

### IV.2.1.4-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 à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (Catégorie S3).

### IV.2.1.5- Détermination des paramètres du spectre de réponse

#### ✚ Coefficient d'accélération A :

Zone (IIa) D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba (RPA 99/V 2003).

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m. (article 3.2 de RPA 99/V 2003).

Alors d'après les deux critères précédents on obtient  $A = 0.15$  (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

#### ✚ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/V 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du [R.P.A 99/V 2003]

Dans notre structure la catégorie 4a; le système mixte portique /voiles avec interaction en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R = 5$

#### ✚ Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

#### 1. Condition minimale sur les files de contreventement :

##### Sens longitudinal :

- 8 travée >3 travée vérifier  
→  $P_q = 0$
- $\frac{4.25}{4.25} = 1 < 1.5$  vérifier

##### Sens transversal :

- 5 travée >3 travée vérifier  
 $P_q = 0$
- $\frac{4.1}{4.0} = 1.01 < 1.5$  vérifier

#### 2. Redondance en plan

##### Sens longitudinal : $P_q = 0$

- 5 fils >4 vérifier
- Symétrie vérifié

- $\frac{3.65}{3.2}=1.1 < 1.5$  vérifier

#### Sens transversal : $P_q=0.05$

- 9 fils  $> 4$  vérifier
- Non Symétrie Non vérifié
- $\frac{5.7}{4.1}=1.33 < 1.5$  vérifier

### 3. Régularité en plan :

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique dans sans longitudinal et non symétrique dans sans transversal
- La structure a une forme compacte, et le rapport :
- $\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{29.7}{25.31} = 1.17 < 4$  **condition vérifier**  
L'excentricité ne dépasse pas 15 % de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

#### Condition vérifiée

Sens longitudinal :  $p_q=0$

Sens transversal :  $p_q=0.05$

#### 4. Régularité en élévation:

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la Tour.

#### → Condition vérifiée.

- Sens longitudinal : →  $P_q = 0$
- Sens transversal : →  $P_q = 0$

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

- Généralement non observé →  $P_q = 0.05$

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

- $P_q = 0.10$

Tableau IV-1 : valeurs des pénalités.

Critère q	Pq	
	X	Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0.15	0.25

- Sens longitudinal :  $Q_X = 1 + 0.15 = 1.15$ .
- Sens transversal :  $Q_Y = 1 + 0.25 = 1.25$

#### ✚ Coefficient de correction d'amortissement $\eta$

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 \dots (\xi = 7\%)$$

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

$\xi = 7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0.882$ ).

#### ✚ Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

#### ➤ Périodes caractéristiques T1 ; T2

Pour notre site type : S3      T1 = 0,15s      T2 = 0,50s (tab 4.7)

#### ➤ Période fondamentale (T)

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L}$$

**Avec :**

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$h_n=33.66m$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99/version 2003 (tableau 4.6).

Dans notre structure :  $C_T = 0.05$

$L$  : Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**D'où :**

- $T_x = 0.09h_n / \sqrt{L_x}$  avec  $L_x = 29.7 m \Rightarrow T_x = 0.556 s$
- $T_y = 0.09h_n / \sqrt{L_y}$  avec  $L_y = 25.31 m \Rightarrow T_y = 0.602 s$

$T_x=0.55 \text{ sec} ; T_y=0.602 \text{ sec}$

**On a :**  $T_2=0.5 \leq T_x=0.556 < 3 \text{ sec}$

$T_2=0.5 \leq T_y=0.602 < 3 \text{ sec}$

**On a :**  $T = C_T.h_n^{(3/4)} = 0.69$  ;  $T=0.69$

**On prend :**  $T=0.556\text{sec}$

$D = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5*0.882*(0.5/0.556)^{2/3} = 2.05$

**Donc :**  $D=2.05$

#### IV .2.1.6-Nombre de mode à considérer

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 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

Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

✓ ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

✓ ELS :  $G + Q$

✓ ACC :  $G + Q 1,2 \times E$

✓ ACC :  $G + Q E$

✓ ACC :  $0,8 \times G E$

### IV.3. Modélisation :

- L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles : (vent, extrême, explosion...).
- **Robot 2010** permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

#### IV.3.1. Présentation du logiciel "ROBOT 2010" :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSES PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, Les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA 99" et les Règles "CBA 93"



**Figure IV-1** :Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional

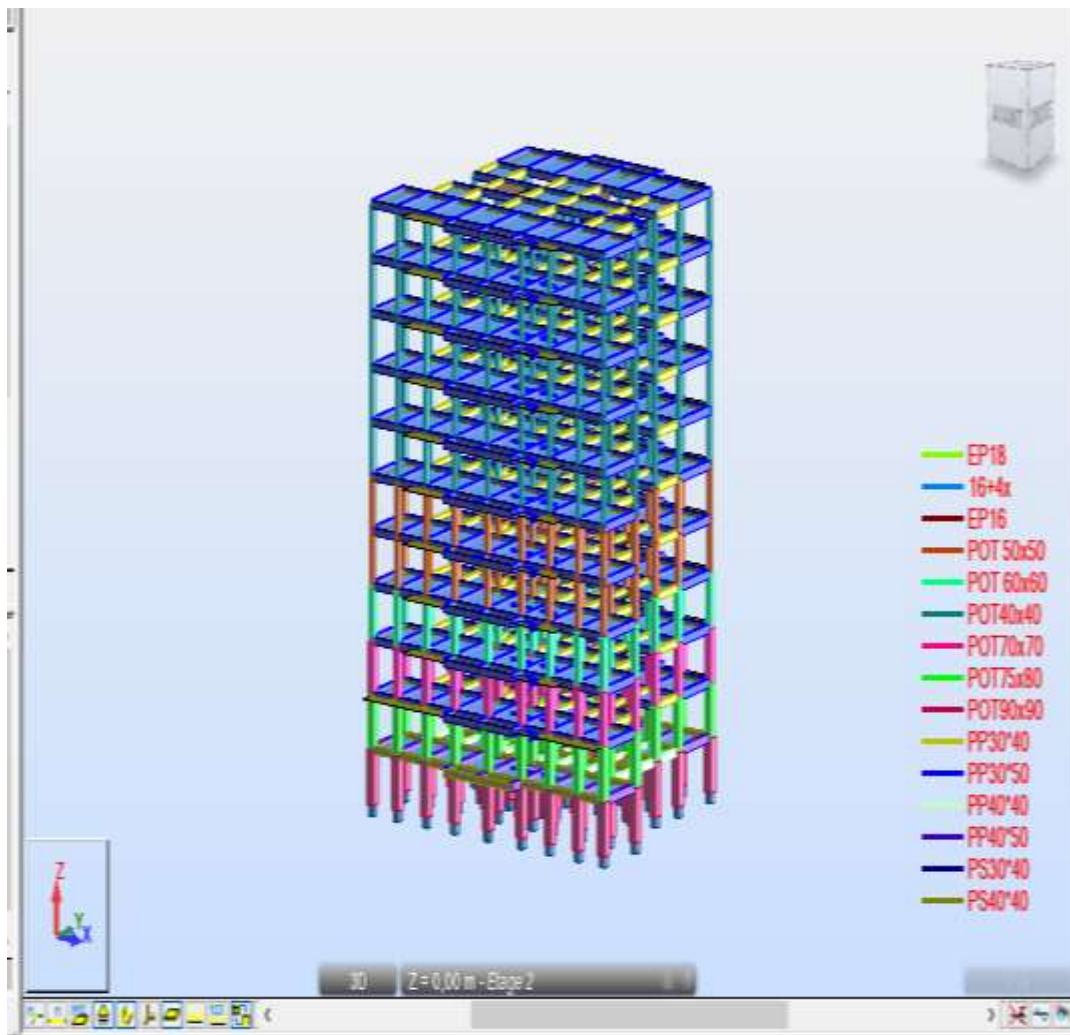
### IV.3.2 Etude du bâtiment portique

#### Model de la structure 3D :

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de notre structure qui fait l'objet de notre présente étude.

Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles

Figure. IV .2 modélisation de la structure vue en 3D



### V.3.3.Résultats :

#### IV.3.3.1. Vérification le Période :

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 4.2.4.4) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

**Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale**

Ca s	Mod e	Fréquen ce [Hz]	Périod e [sec]	Masses Cumulé es UX [%]	Masses Cumulé es UY [%]	Masses Cumulé es UZ [%]	Masse Modal e UX [%]	Masse Modal e UY [%]	Masse Modal e UZ [%]	Tot. mas. UX [t]	Tot.mas. UY [t]	Tot.mas. UZ [t]
4	1	0.88	1.13	0.21	7.97	0	0.21	7.97	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	2	0.95	1.05	0.28	68.79	0	0.07	60.82	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	3	0.97	1.03	67.77	68.8	0	67.49	0.01	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	4	2.48	0.4	67.82	70.07	0	0.05	1.27	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	5	2.69	0.37	67.87	82.78	0	0.05	12.72	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	6	2.75	0.36	82.54	82.81	0	14.67	0.02	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	7	4.25	0.24	82.56	83.08	0	0.02	0.28	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	8	4.65	0.22	82.58	87.65	0	0.02	4.56	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	9	4.77	0.21	87.64	87.66	0	5.06	0.01	0	9287.21	9287.21	9287.21
4	10	6.13	0.16	87.66	87.79	0	0.01	0.13	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	1	0.88	1.13	0.21	7.97	0	0.21	7.97	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	2	0.95	1.05	0.28	68.79	0	0.07	60.82	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	3	0.97	1.03	67.77	68.8	0	67.49	0.01	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	4	2.48	0.4	67.82	70.07	0	0.05	1.27	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	5	2.69	0.37	67.87	82.78	0	0.05	12.72	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	6	2.75	0.36	82.54	82.81	0	14.67	0.02	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	7	4.25	0.24	82.56	83.08	0	0.02	0.28	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	8	4.65	0.22	82.58	87.65	0	0.02	4.56	0	9287.21	9287.21	9287.21
5	9	4.77	0.21	87.64	87.66	0	5.06	0.01	0	9287.21	9287.21	9287.21

5	10	6.13	0.16	87.66	87.79	0	0.01	0.13	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	1	0.88	1.13	0.21	7.97	0	0.21	7.97	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	2	0.95	1.05	0.28	68.79	0	0.07	60.82	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	3	0.97	1.03	67.77	68.8	0	67.49	0.01	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	4	2.48	0.4	67.82	70.07	0	0.05	1.27	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	5	2.69	0.37	67.87	82.78	0	0.05	12.72	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	6	2.75	0.36	82.54	82.81	0	14.67	0.02	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	7	4.25	0.24	82.56	83.08	0	0.02	0.28	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	8	4.65	0.22	82.58	87.65	0	0.02	4.56	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	9	4.77	0.21	87.64	87.66	0	5.06	0.01	0	9287.2 1	9287.21	9287.21
6	10	6.13	0.16	87.66	87.79	0	0.01	0.13	0	9287.2 1	9287.21	9287.21

La période dynamique  $T_{dy} = 1.13$  s, par contre  $T = 1.3T_e = 1.3 \times 0.556 = 0.722$ s Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 n'est pas vérifiée ( $1.3T_e < T_{dy}$ ).

#### IV.3.3.2.Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

- ✓ W : poids total de la structure.
- ✓  $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : charges d'exploitations.
- ✓  $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre structure (bâtiment d'habitation) :  $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2010.

**Tableau IV-3 : Tableau des masses**

Cas/Etage	Nom	Masse [t]
4/ 1	Etage 1	992.14
4/ 2	Etage 2	988.32
4/ 3	Etage 3	930.01
4/ 4	Etage 4	876.89
4/ 5	Etage 5	830.82
4/ 6	Etage 6	830.82
4/ 7	Etage 7	793.89
4/ 8	Etage 8	794.61
4/ 9	Etage 9	793.89
4/ 10	Etage 10	793.84
4/ 11	Etage 11	829.35

➤ **W : Poids total de la structure**

$$W = \sum \text{masse} = 9454.5 \text{ t} = 94545 \text{ KN}$$

### IV.3.3.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

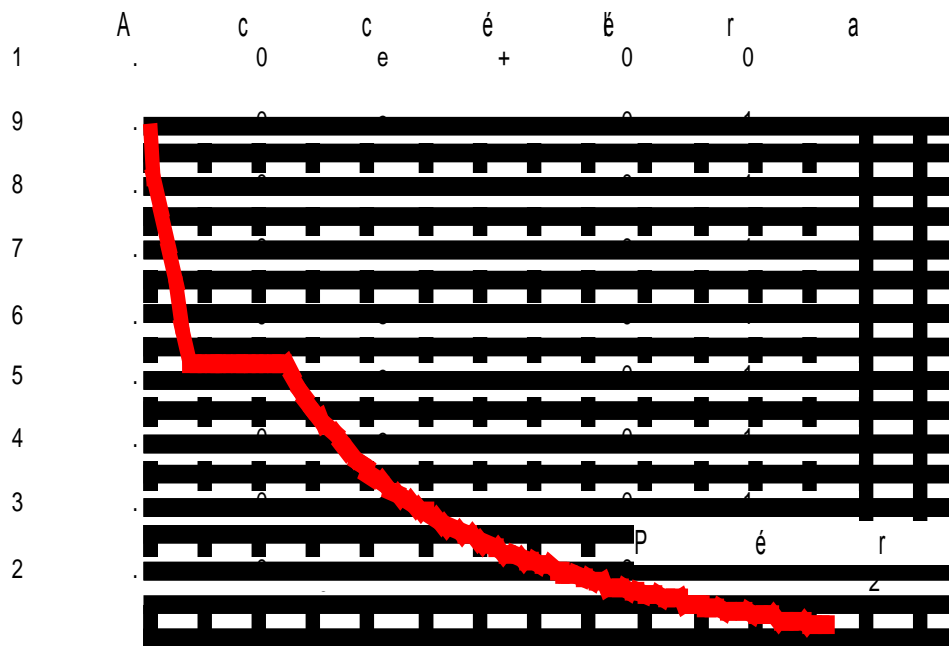
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s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

Avec :

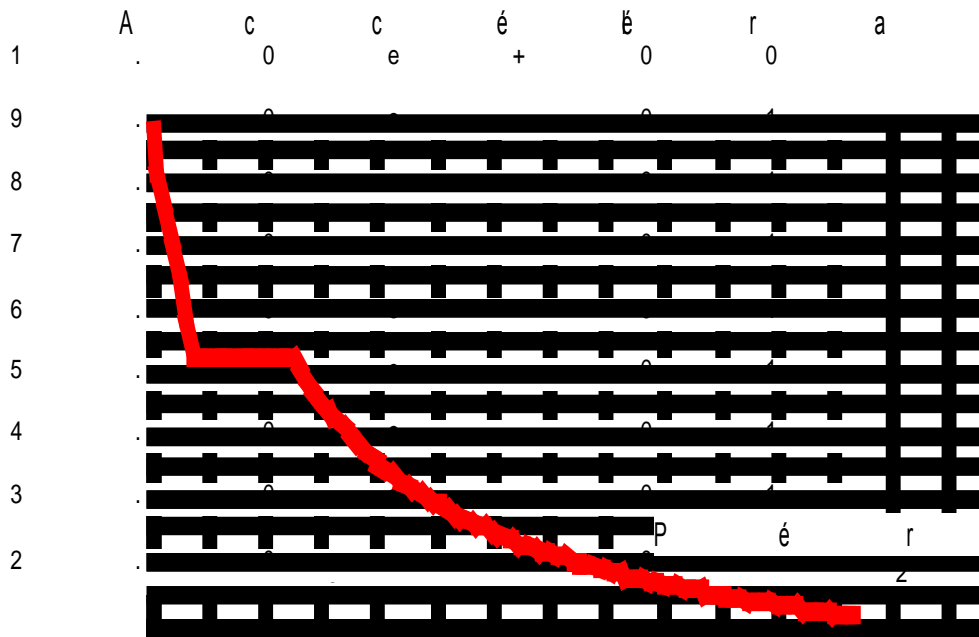
Les coefficients A,  $\eta$ , R, T1, T2, Q (déjà déterminés plus haut)

Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

**Figure VI.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X**



**Figure VI.4 : Schéma du spectre de réponse suivant Y**



**Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par logiciel "ROBOT 2010"**

**1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) :**

Figure IV- 5 : 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y)

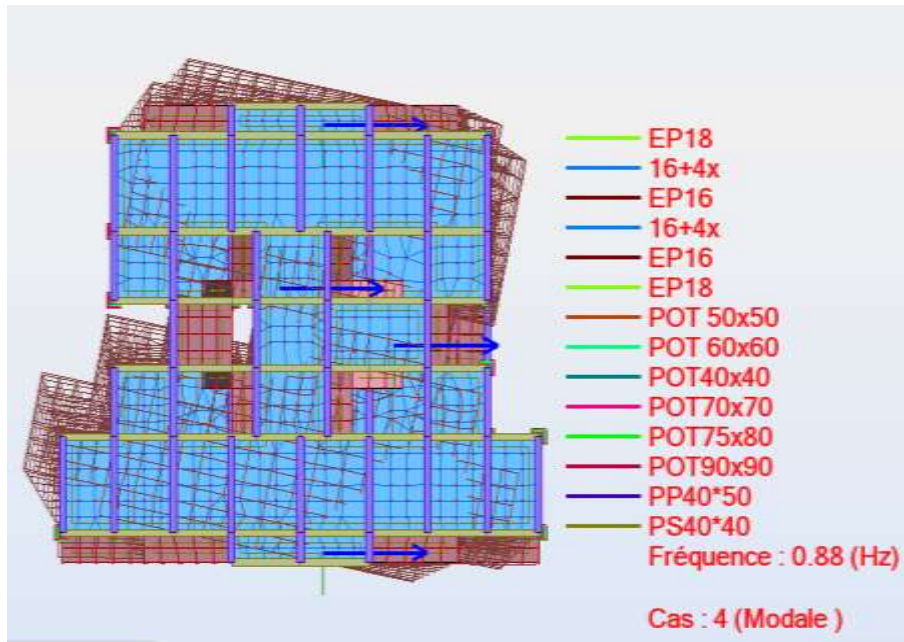
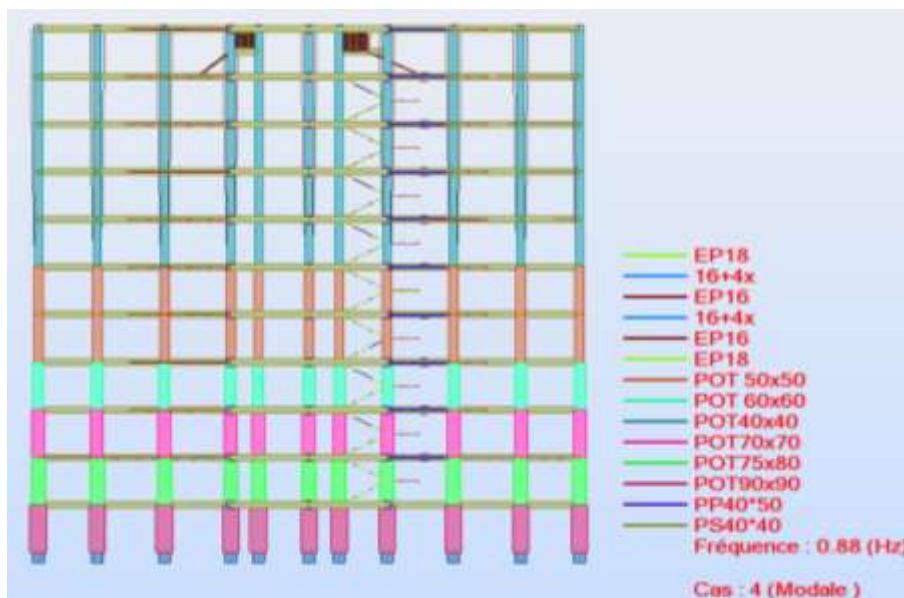


Figure IV- 6 : 1er mode de déformation selon X (3D)



✚ 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y)

Figure IV-7 : 2ème mode de déformation selon Y (2D-X-Y)

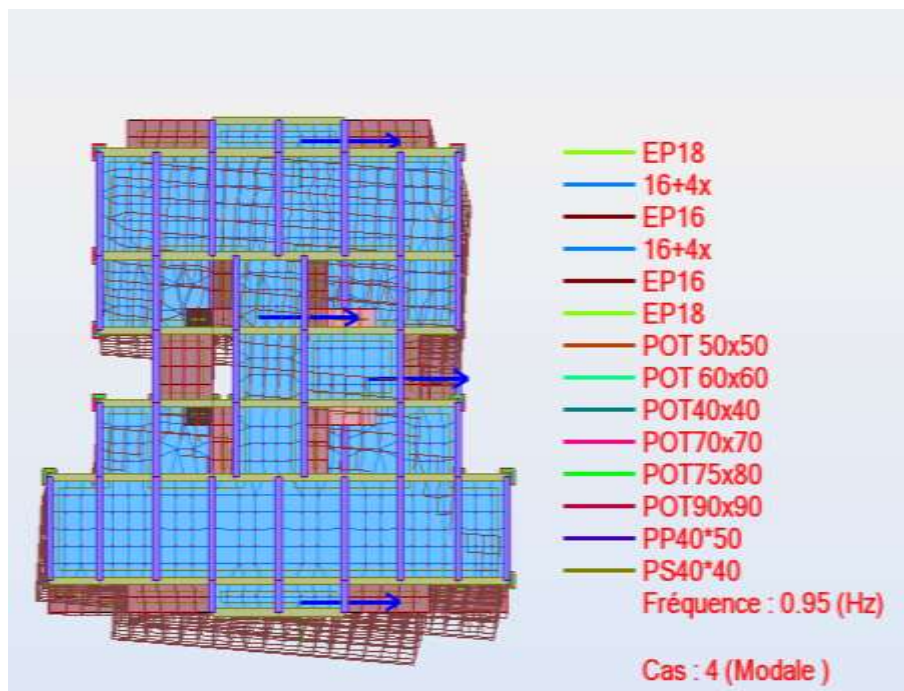
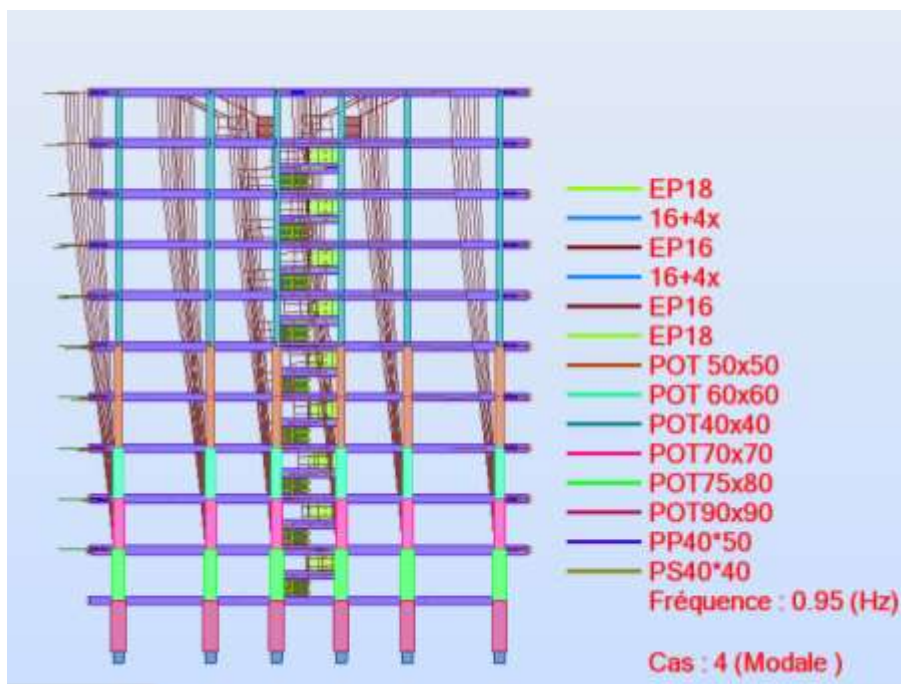


Figure IV-8 : 2ème mode de déformation selon Y (3D)





✚ 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z) :

Figure IV-9 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation selon Z (2D-X-Y)

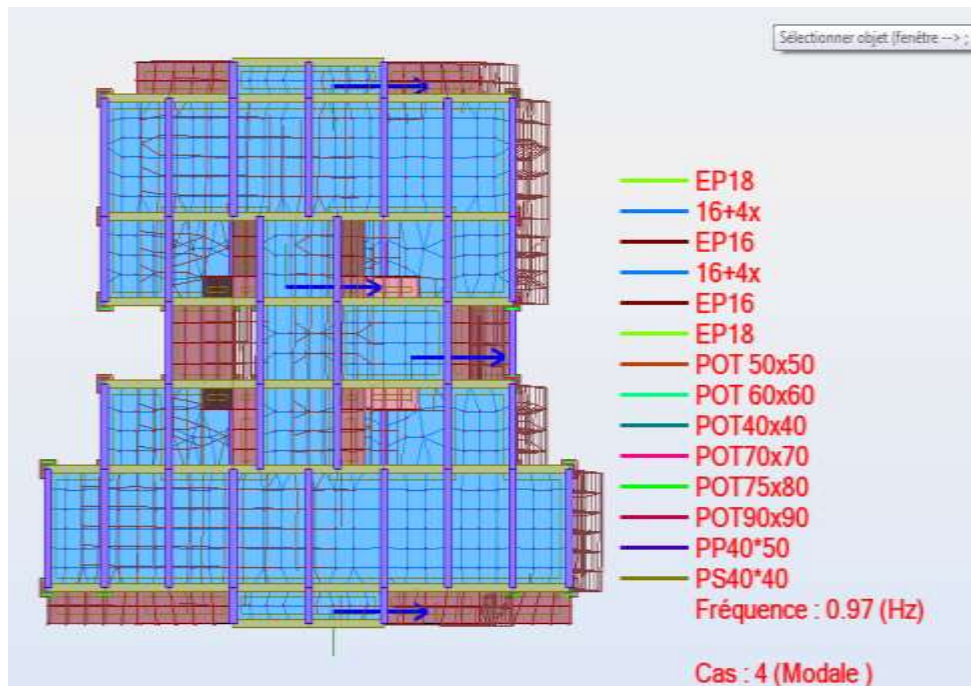
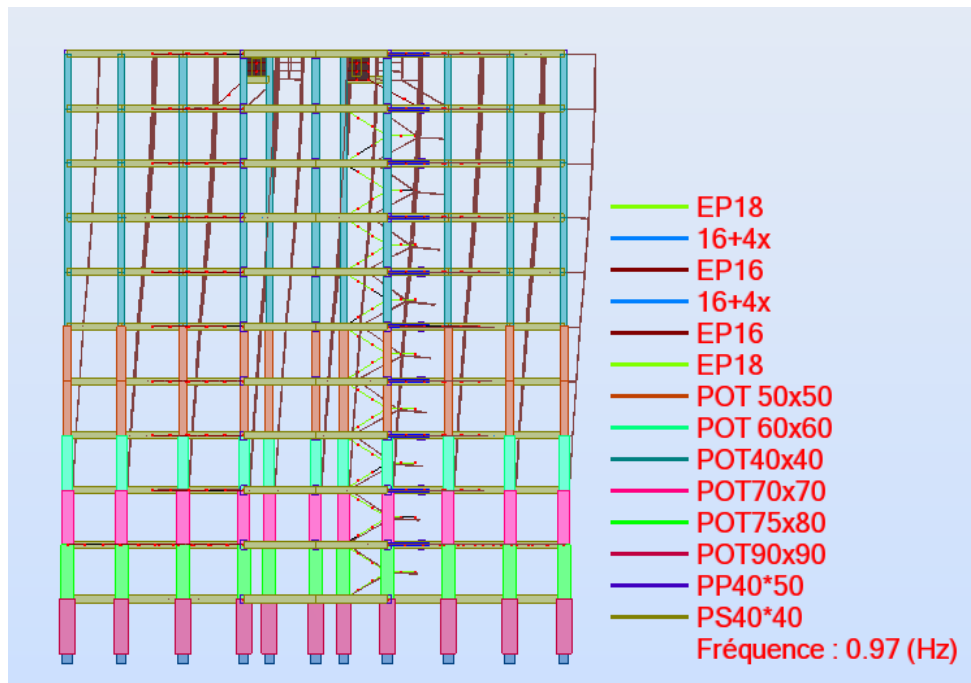


Figure IV-10 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation selon Z (3D)



#### IV.3.3.4. Calcul de la force sismique statique :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$*V_x = 668.6T \text{ (méthode statique)} ; V_x = 6686 \text{ kN}$$

$$*V_y = 726.8T \text{ (méthode statique)} ; V_y = 7268 \text{ kN}$$

#### IV.3.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

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

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$  , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0.8 V_{sta} / V_{dyn}$

##### ✚ forces sismique dynamique

- $F_x = 264.80 T ; F_x = 2648 \text{ kN}$
- $F_y = 256.57 T ; F_y = 2565.7 \text{ kN}$

Tableau IV- 4 : Vérification de la résultante des forces sismique

	V dynamique(KN)	V statique(KN)	$80\% V_{st} < V_{dy}$
<b>EX</b>	<b>2648</b>	6686	<b>Condition n'est vérifiée</b>
<b>EY</b>	<b>2565.7</b>	7268	<b>Condition n'est vérifiée</b>

- $F_x > 0.8 v_x = 0.8 * 6686 = 5375.4 \text{ kN}$  **Condition n'est vérifiée**
  - $F_y > 0.8 v_y = 0.8 * 7268 = 5814 \text{ kN}$  **Condition n'est vérifiée**
- $0.8 V_{sta} / V_{dy} = 5375.4 / 2648 = 2$
- $0.8 V_{sta} / V_{dy} = 5814 / 2565.7 = 2.2$

### IV.3.3.6. Vérification de déplacement :

Justification vis-à-vis des déformations : Selon l'RPA 99/version 2003 (Art 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). Le déplacement total de chaque niveau : D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

**Tableau IV-5** : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

	<b>MAX UX [cm]</b>	<b>Nœud</b>	<b>MAX UY [cm]</b>	<b>Nœud</b>	<b>Dr-UX [cm]</b>	<b>Dr-UY [cm]</b>	<b>MIN UX [cm]</b>	<b>Nœud</b>	<b>MIN UY [cm]</b>	<b>Nœud</b>
<b>Cas 1</b>	<b>PP</b>									
<b>Etage 1</b>	0.0009	90	0.0001	40	0.0013	0.001	0.0004	95	0.0009	49
<b>Etage 2</b>	0.0039	9071	0.0004	1193	0.0053	0.0021	0.0014	9081	0.0017	3768
<b>Etage 3</b>	0.005	9095	0.0002	1208	0.0052	0.0024	0.0002	9105	0.0026	218
<b>Etage 4</b>	0.0072	9119	0.0002	1215	0.0057	0.0028	0.0015	4328	0.0031	273
<b>Etage 5</b>	0.0106	1228	0.0003	1230	0.007	0.0039	0.0036	4877	0.0036	326
<b>Etage 6</b>	0.0135	9167	0.0001	1245	0.0067	0.0044	0.0068	5426	0.0043	381
<b>Etage 7</b>	0.02	1268	0.0015	1260	0.0096	0.0061	0.0105	5975	0.0046	442
<b>Etage 8</b>	0.0249	1276	0.0013	1279	0.009	0.0064	0.0159	6523	0.0051	7071
<b>Etage 9</b>	0.0302	1291	0.0009	1294	0.0084	0.0065	0.0219	508	0.0056	8173

Etage									-	
10	0.0358	1306	0.001	1309	0.0077	0.0073	0.0281	566	0.0063	7432
Etage									-	
11	0.0408	9283	0.0087	1033	0.0107	0.0311	0.0301	61	0.0225	1044
Cas 2	G									
Etage									-	
1	0.0004	90	0	65	0.0006	0.0011	0.0002	95	0.0011	49
Etage									-	
2	0.0029	9071	0.0001	42	0.0038	0.0018	0.0009	9084	0.0019	21
Etage									-	
3	0.0037	9095	0.0007	4	0.0042	0.0022	0.0005	9108	-0.003	218
Etage									-	
4	0.0051	9119	0.0008	1215	0.0049	0.0033	0.0002	9132	-0.004	273
Etage									-	
5	0.0072	9143	0.0005	1230	0.0057	0.0049	0.0014	9156	0.0053	326
Etage									-	
6	0.0091	9167	0.0005	1245	0.0067	0.0069	0.0024	9179	0.0073	381
Etage									-	
7	0.0132	2203	0.0007	1260	0.0093	0.0095	0.004	336	0.0087	442
Etage									-	
8	0.0182	2275	0.0013	1275	0.0121	0.012	0.0061	436	0.0107	7046
Etage									-	
9	0.0237	2337	0.002	520	0.0152	0.0147	0.0085	494	0.0127	559
Etage									-	
10	0.029	2417	0.0029	1305	0.0179	0.0183	0.0111	546	0.0154	572
Etage									-	
11	0.0308	2473	0.0015	513	0.0173	0.0249	0.0135	589	0.0234	629
Cas 3	Q									
Etage									-	
1	0.0003	90	0.0003	42	0.0004	0.0006	0.0001	95	0.0003	50

Etage								-	-	
2	0.0013	9071	0.0003	42	0.0021	0.0008	0.0009	9081	0.0006	27
Etage			-				-			
3	0.0018	9095	0.0001	14	0.0023	0.001	0.0004	9105	-0.001	218
Etage			-						-	
4	0.0026	9119	0.0002	1223	0.0023	0.0009	0.0003	9129	0.0011	4878
Etage			-						-	
5	0.0036	9143	0.0001	1238	0.0022	0.0011	0.0014	9153	0.0013	5427
Etage			-						-	
6	0.0047	9167	0.0002	1249	0.0022	0.0011	0.0025	9177	0.0014	5976
Etage									-	
7	0.0063	9191	0.0002	1264	0.0025	0.0018	0.0038	388	0.0015	6524
Etage									-	
8	0.0081	7072	0.0002	1279	0.0025	0.0018	0.0056	450	0.0017	7071
Etage									-	
9	0.0101	1825	0.0001	1294	0.0026	0.0019	0.0076	508	0.0018	8173
Etage									-	
10	0.0121	7625	0.0002	1309	0.0025	0.0022	0.0096	566	-0.002	512
Etage									-	
11	0.0141	9300	0.0056	1033	0.0059	0.0154	0.0081	9292	0.0098	1044
Cas 5	EX									
Etage										
1	0.0427	3166	0.0029	3127	0.0427	0.0029	0	65	0	65
Etage										
2	0.1359	108	0.0098	3752	0.0992	0.0095	0.0367	41	0.0003	57
Etage										
3	0.2587	1447	0.0191	4307	0.1307	0.0182	0.128	102	0.0009	3500
Etage										
4	0.4031	1510	0.0301	273	0.1533	0.0283	0.2497	191	0.0018	224
Etage										
5	0.5718	1532	0.0429	5405	0.1806	0.0399	0.3912	253	0.003	278

Etage										
6	0.7304	1636	0.0549	381	0.1748	0.0514	0.5557	326	0.0035	9165
Etage										
7	0.9347	711	0.07	6503	0.2244	0.0656	0.7103	361	0.0044	9189
Etage										
8	1.1143	714	0.0831	7050	0.205	0.078	0.9093	404	0.0051	9213
Etage										
9	1.2631	717	0.0938	8152	0.1792	0.088	1.0838	462	0.0058	9237
Etage										
10	1.3722	720	0.1017	7602	0.1439	0.0951	1.2283	520	0.0065	9261
Etage										
11	1.426	1911	0.1049	8653	0.0917	0.0976	1.3343	512	0.0073	8761
Cas 6	EY									
Etage										
1	0.0104	754	0.0442	2898	0.0104	0.0442	0	65	0	65
Etage										
2	0.037	1391	0.1517	3755	0.0363	0.1135	0.0007	8936	0.0382	39
Etage										
3	0.0727	1411	0.2977	4316	0.0716	0.1629	0.0011	8946	0.1348	3
Etage										
4	0.1147	1492	0.4645	4867	0.113	0.1977	0.0017	8956	0.2669	215
Etage										
5	0.1633	1555	0.651	5414	0.1611	0.2317	0.0022	1106	0.4192	263
Etage										
6	0.2084	1618	0.8241	342	0.2059	0.2324	0.0026	8976	0.5917	319
Etage										
7	0.2655	1681	1.0326	6512	0.2626	0.2808	0.0029	1133	0.7518	371
Etage										
8	0.315	1744	1.2146	7059	0.3116	0.2662	0.0034	2797	0.9484	434
Etage										
9	0.3554	1807	1.3656	8161	0.3517	0.2464	0.0037	2841	1.1192	485

Etage										
10	0.3848	1850	1.4767	7612	0.3807	0.2165	0.0041	7356	1.2602	543
Etage										
11	0.4002	1940	1.529	8661	0.3954	0.1644	0.0049	9026	1.3646	614
Cas 7	G+Q									
Etage										
1	0.0015	90	0.0003	42	0.0022	0.0025	0.0007	95	0.0023	49
Etage										
2	0.0081	9071	0.0003	42	0.0112	0.0043	0.0031	9081	-0.004	23
Etage										
3	0.0106	9095	0.0012	1200	0.0113	0.0053	0.0007	9105	0.0066	218
Etage										
4	0.0148	9119	0.0013	1215	0.0118	0.0069	0.0031	9129	0.0082	273
Etage										
5	0.0214	9143	0.0004	1230	0.0142	0.0097	0.0072	4877	-0.01	326
Etage										
6	0.0273	9167	0.0006	1245	0.0145	0.0124	0.0128	320	-0.013	381
Etage										
7	0.0376	9191	0.0025	1260	0.0187	0.0171	0.0189	336	0.0146	442
Etage										
8	0.0487	2274	0.0028	1275	0.0201	0.0197	0.0286	436	0.0169	501
Etage										
9	0.0623	2337	0.0029	1290	0.0232	0.0219	0.0391	494	-0.019	559
Etage										
10	0.075	2443	0.0041	1305	0.0248	0.0263	0.0502	546	0.0222	591
Etage										
11	0.0803	628	0.0154	1033	0.0243	0.0656	0.056	63	0.0502	1044
Cas 8	1.35G+1.5Q									
Etage										
1	0.0021	90	0.0004	42	0.0031	0.0035	-0.001	95	0.0031	49

Etage								-		-	
2	0.0112	9071	0.0004	42	0.0155	0.0059	0.0043	9081	0.0055	23	
Etage											
3	0.0146	9095	0.0017	1200	0.0156	0.0073	-0.001	9105	-0.009	218	
Etage											
4	0.0204	9119	0.0018	1215	0.0162	0.0094	0.0042	9129	0.0112	273	
Etage											
5	0.0294	9143	0.0005	1230	0.0194	0.0132	0.01	4877	0.0137	326	
Etage											
6	0.0375	9167	0.0009	1245	0.0198	0.0168	0.0177	320	0.0177	381	
Etage											
7	0.0517	9191	0.0034	1260	0.0256	0.0233	0.0262	336	0.0199	442	
Etage											
8	0.0669	2274	0.0039	1275	0.0275	0.0268	0.0394	436	-0.023	501	
Etage											
9	0.0855	2337	0.0039	1290	0.0316	0.0298	0.054	494	0.0259	559	
Etage											
10	0.103	2443	0.0055	1305	0.0337	0.0357	0.0694	546	0.0302	591	
Etage											
11	0.1102	628	0.0216	1033	0.0331	0.0908	0.0772	63	0.0692	1044	
Cas 9	G+Q+EX										
Etage											
1	0.0429	90	0.0026	41	0.0429	0.0044	0	65	0.0018	49	
Etage											
2	0.1399	108	0.0081	1189	0.1033	0.0111	0.0367	41	-0.003	3768	
Etage											
3	0.2637	190	0.0127	219	0.1336	0.0162	0.1301	102	0.0035	4063	
Etage											
4	0.4108	1510	0.0221	272	0.1563	0.0258	0.2546	191	0.0037	4612	
Etage											
5	0.5846	704	0.033	327	0.1839	0.0369	0.4007	245	0.0039	5428	



Etage									-	
6	0.7497	1636	0.0422	380	0.1782	0.0466	0.5714	326	0.0044	5974
Etage									-	
7	0.9628	1659	0.0554	443	0.2288	0.0597	0.7341	341	0.0043	6525
Etage									-	
8	1.1527	1762	0.0662	500	0.2085	0.0705	0.9441	442	0.0043	7072
Etage									-	
9	1.3124	1785	0.0749	558	0.1811	0.0793	1.1313	500	0.0045	8174
Etage									-	
10	1.4323	1870	0.0805	573	0.1431	0.0863	1.2892	558	0.0058	1865
Etage									-	
11	1.4939	1951	0.0805	573	0.0883	0.1187	1.4056	9293	0.0382	1044
Cas	G+Q-EX									
10										
Etage								-	-	
1	0	65	0	65	0.0431	0.0036	0.0431	3166	0.0036	35
Etage									-	
2	0.0357	42	0.0006	53	0.0983	0.0125	0.1341	3767	0.0131	3752
Etage									-	
3	-0.126	102	0.0029	102	0.1285	0.0227	0.2544	1408	0.0257	218
Etage									-	
4	0.2449	191	0.0054	1223	0.1505	0.0328	0.3954	1472	0.0383	273
Etage									-	
5	0.3813	253	0.0073	1238	0.1777	0.0456	-0.559	1573	0.0529	326
Etage									-	
6	0.5386	288	0.0092	1253	0.1731	0.0587	0.7116	1618	0.0679	381
Etage									-	
7	-0.686	379	0.0109	687	0.2206	0.0737	0.9066	1661	0.0846	442
Etage									-	
8	0.8735	404	0.0121	689	0.2024	0.0878	1.0759	1724	0.0999	7046

Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1.0358	462	0.0134	9254	0.178	0.0994	1.2138	717	0.1128	559
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1.1669	520	0.0143	693	0.1455	0.1089	1.3124	1888	0.1232	572
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	1.2601	512	0.0037	1033	0.0988	0.1411	1.3589	1933	0.1374	629
Cas	G+Q+E									
11	Y									
Etage										
1	0.011	756	0.0436	3150	0.011	0.0436	0	65	0	65
Etage										
2	0.0391	1384	0.1504	3755	0.0388	0.1126	0.0003	3166	0.0378	39
Etage										
3	0.077	1454	0.2945	4317	0.0732	0.1629	0.0038	3767	0.1316	3
Etage										
4	0.1225	2062	0.4609	234	0.1141	0.2002	0.0085	4328	0.2608	217
Etage										
5	0.1772	2077	0.6469	289	0.1623	0.2353	0.0149	4877	0.4115	269
Etage										
6	0.2295	2158	0.8189	342	0.2056	0.2359	0.0239	5426	0.583	319
Etage										
7	0.2974	2203	1.0278	6513	0.2634	0.2873	0.034	5975	0.7405	372
Etage										
8	0.3592	2266	1.2101	7058	0.314	0.2742	0.0452	6259	0.9359	435
Etage										
9	0.413	2336	1.3614	8160	0.3591	0.2559	0.054	6806	1.1056	492
Etage										
10	0.4553	2443	1.4704	7614	0.3918	0.225	0.0635	7908	1.2454	546
Etage										
11	0.4749	2473	1.5137	622	0.3998	0.1679	0.0751	2875	1.3458	7432

Cas	G+Q-EY									
12										
Etage							-		-	
1	0.0006	3470	0	65	0.0104	0.0457	0.0098	754	0.0457	3166
Etage			-				-			
2	0.0035	9073	0.0385	41	0.0386	0.1145	0.0351	1372	-0.153	3755
Etage			-				-		-	
3	0.0043	1073	0.1381	3	0.0729	0.163	0.0686	697	0.3011	4314
Etage			-				-		-	
4	0.0076	1088	0.2726	215	0.1148	0.1957	0.1072	1492	0.4683	235
Etage			-				-		-	
5	0.0132	8966	0.4263	263	0.1638	0.2288	0.1505	703	0.6551	288
Etage			-				-		-	
6	0.0192	1118	0.6003	318	0.209	0.2292	0.1898	1618	0.8295	343
Etage			-				-		-	
7	0.0294	8986	0.7626	370	0.2668	0.2749	0.2374	709	1.0375	6511
Etage			-				-		-	
8	0.0402	8996	0.9603	427	0.3168	0.2588	0.2766	712	-1.219	7060
Etage			-				-		-	
9	0.0522	2841	1.1322	485	0.3583	0.2377	0.3061	1789	1.3698	8162
Etage			-				-		-	
10	0.0657	7356	1.2747	543	0.3908	0.2085	0.3252	1888	1.4832	512
Etage			-				-		-	
11	0.0664	8630	1.3804	576	0.3998	0.1646	0.3334	1933	-1.545	623
Cas										
13	G+Q+1.2EX									
Etage									-	
1	0.0511	90	0.0032	41	0.0511	0.0049	0	65	0.0017	49
Etage									-	
2	0.1671	108	0.0098	1189	0.1231	0.0126	0.044	41	0.0028	3768

Etage									-	
3	0.3152	190	0.0165	219	0.1595	0.0197	0.1557	102	0.0032	4063
Etage									-	
4	0.4915	1510	0.0281	272	0.187	0.0313	0.3045	191	0.0032	4063
Etage									-	
5	0.6989	1532	0.0415	327	0.2199	0.0448	0.4791	245	0.0033	5428
Etage									-	
6	0.8958	1636	0.0532	380	0.2132	0.0567	0.6826	326	0.0035	5974
Etage									-	
7	1.1498	1659	0.0694	443	0.2736	0.0727	0.8762	341	0.0033	6525
Etage									-	
8	1.3755	713	0.0829	500	0.2495	0.086	1.126	442	0.0031	7072
Etage									-	
9	1.565	1785	0.0936	558	0.2169	0.0968	1.3481	500	0.0032	8174
Etage									-	
10	1.7066	1870	0.1009	573	0.1718	0.1052	1.5349	558	0.0044	7643
Etage									-	
11	1.7791	1951	0.1009	573	0.1045	0.1366	1.6746	9293	0.0358	1044
Cas	G+Q-1.2EX									
14										
Etage									-	
1	0	65	0	65	0.0517	0.0041	0.0517	3166	0.0041	35
Etage									-	
2	0.0431	42	0.0007	53	0.1179	0.0144	-0.161	3767	-0.015	3752
Etage									-	
3	0.1516	102	0.0032	102	0.1546	0.0263	0.3062	1407	0.0295	218
Etage									-	
4	0.2949	191	0.0061	1223	0.1811	0.0381	-0.476	1472	0.0443	273
Etage									-	
5	0.4595	253	0.0083	1238	0.2138	0.0532	0.6734	1533	0.0615	326

Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0.6497	288	0.0104	1253	0.208	0.0685	0.8577	1618	0.0789	381
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0.8281	379	0.0124	9189	0.2654	0.0862	1.0935	1661	0.0986	442
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1.0554	404	0.0138	9230	0.2434	0.1028	1.2988	1724	0.1166	7046
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1.2526	462	-0.015	9254	0.2138	0.1166	1.4664	717	0.1316	559
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1.4125	520	0.0163	9278	0.1743	0.1272	1.5868	719	0.1435	572
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	1.5269	512	0.0014	1033	0.1171	0.1598	-1.644	1933	0.1584	629
Cas	G+Q+1.2EY									
15										
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.013	756	0.0523	3150	0.013	0.0523	0	65	0	65
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0.0465	1384	0.1808	3755	0.046	0.1353	0.0005	3166	0.0455	39
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0.0915	1454	0.354	4317	0.0871	0.1955	0.0045	3767	0.1586	3
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0.1453	1510	0.5539	234	0.1358	0.2397	0.0095	4328	0.3142	217
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0.2093	2077	0.777	5416	0.1928	0.2817	0.0165	4877	0.4954	269
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0.2705	2158	0.9837	342	0.2457	0.2824	0.0248	8976	0.7013	319
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0.3496	2203	1.2343	6513	0.3138	0.3434	0.0358	2772	0.8909	372
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0.4213	2266	1.4531	7058	0.3738	0.3275	0.0474	2797	1.1256	435

Etage										
9	0.4832	2336	1.6346	8160	0.4272	0.305	0.056	6806	1.3295	492
Etage										
10	0.5314	2443	1.7657	7614	0.4665	0.268	0.0649	7908	1.4977	546
Etage										
11	0.5541	2473	1.8195	622	0.478	0.2008	0.0761	2875	1.6187	7432
Cas	G+Q-1.2EY									
16										
Etage							-		-	
1	0.0006	3470	0	65	0.0124	0.0545	0.0118	754	0.0545	2898
Etage			-				-		-	
2	0.0033	9073	0.0462	41	0.0458	0.1372	0.0425	1372	0.1834	3755
Etage							-		-	
3	0.004	1073	-0.165	3	0.0872	0.1956	0.0831	697	0.3606	4314
Etage							-		-	
4	0.0073	1088	-0.326	215	0.1374	0.2353	0.1301	1492	0.5613	235
Etage			-				-		-	
5	0.0128	8966	0.5101	263	0.196	0.2752	0.1832	703	0.7853	5413
Etage			-				-		-	
6	0.0187	1118	0.7187	318	0.2502	0.2756	0.2315	1618	0.9943	343
Etage							-		-	
7	0.0288	8986	-0.913	370	0.3193	0.331	0.2905	1687	-1.244	6512
Etage							-		-	
8	0.0395	8996	-1.15	427	0.3791	0.3119	0.3396	712	-1.462	7060
Etage							-		-	
9	0.0515	2841	-1.356	485	0.4286	0.2869	0.3771	1789	-1.643	8162
Etage			-				-		-	
10	0.0649	7356	1.5267	543	0.467	0.2518	0.4021	1888	1.7785	512
Etage							-		-	
11	0.0654	8630	1.6534	576	0.4788	0.1974	0.4134	1933	1.8508	623

Cas 17	0.8G+ EX										
Etage 1	0.0424	90	0.0025	3127	0.0424	0.0037	0	65	0.0012	-	49
Etage 2	0.1385	108	0.0081	1189	0.1018	0.0098	0.0367	41	0.0017	-	3768
Etage 3	0.2614	190	0.0148	219	0.132	0.0165	0.1294	102	0.0018	-	4063
Etage 4	0.4078	1510	0.0245	272	0.155	0.0263	0.2529	191	0.0018	-	4063
Etage 5	0.5797	1532	0.0358	327	0.1821	0.0374	0.3976	245	0.0016	-	5428
Etage 6	0.7425	1636	0.0458	380	0.1764	0.0475	0.5661	326	0.0017	-	5974
Etage 7	0.9524	1659	0.0593	443	0.2262	0.0606	0.7262	341	0.0013	-	6525
Etage 8	1.1386	713	0.0707	500	0.206	0.0717	0.9326	442	0.0011	-	7072
Etage 9	1.2944	1786	0.0797	558	0.1787	0.0807	1.1157	500	-0.001	-	8174
Etage 10	1.4105	1870	0.0857	573	0.1412	0.0876	1.2693	558	0.0019	-	7643
Etage 11	1.4699	1951	0.0857	573	0.0858	0.106	1.3841	572	0.0203	-	1044
Cas 18	0.8G-EX										
Etage 1	0	65	0	65	0.043	0.0033	-0.043	3166	0.0033	-	41
Etage 2	0.0361	42	0.0007	46	0.0982	0.0115	0.1343	3767	0.0121	-	3752

Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0.1267	102	0.0026	102	0.1294	0.021	0.2561	698	0.0236	218
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0.2466	191	0.0049	227	0.1517	0.0309	0.3983	702	0.0358	273
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0.3847	253	0.0067	9141	0.1792	0.0433	0.5638	1533	-0.05	326
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0.5444	288	0.0079	9168	0.1743	0.0563	0.7186	1600	0.0642	381
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0.6942	379	0.0094	9189	0.2228	0.0713	-0.917	1661	0.0806	442
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0.8853	404	0.0105	9216	0.2047	0.085	-1.09	1724	0.0955	7047
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1.0516	462	0.0117	9254	0.1802	0.0962	1.2317	717	-0.108	559
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1.1869	520	0.0127	9278	0.1471	0.1052	-1.334	719	0.1179	572
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	1.2841	512	0.0039	1033	0.0984	0.1254	1.3825	1915	0.1293	629
Cas										
19	0.8G+EY									
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.0108	756	0.0434	3151	0.0108	0.0434	0	65	0	65
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0.0383	1391	0.1508	3755	0.0379	0.1129	0.0005	3166	0.0378	39
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0.0753	1454	0.2956	4317	0.0718	0.1631	0.0036	3767	0.1325	3
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0.1194	1510	0.4622	234	0.1121	0.1994	0.0073	4328	0.2628	217
Etage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0.1715	2077	0.6483	5415	0.1594	0.2344	0.0121	2722	0.4139	269



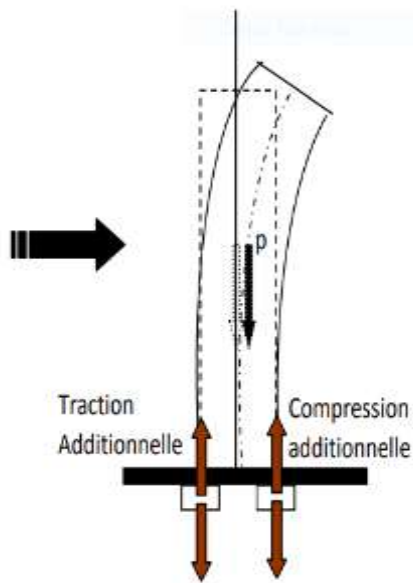
Etage										
6	0.2213	2158	0.8208	342	0.2047	0.2352	0.0167	8976	0.5856	319
Etage										
7	0.2855	2203	1.0297	6513	0.2614	0.2859	0.024	1133	0.7438	372
Etage										
8	0.3433	2266	1.2122	7058	0.3114	0.2727	0.0318	2797	0.9394	435
Etage										
9	0.3928	2329	1.3636	8160	0.3539	0.2541	0.039	6806	1.1095	492
Etage										
10	0.4311	2443	1.4732	7614	0.3868	0.2234	0.0443	7908	1.2499	546
Etage										
11	0.4495	2473	1.5187	622	0.398	0.1678	0.0515	2875	1.351	7432
Cas										
20	0.8G-EY									
Etage									-	
1	0.0004	3470	0	65	0.0103	0.0452	-0.01	754	0.0452	2898
Etage									-	
2	0.0018	9073	0.0386	39	0.0376	0.1141	0.0358	1347	0.1527	3755
Etage									-	
3	0.0023	1073	0.1371	3	0.0725	0.1628	0.0702	697	0.2999	4315
Etage									-	
4	0.0043	1088	0.2708	215	0.1144	0.1962	0.1101	1492	-0.467	235
Etage									-	
5	0.0078	8966	0.4241	263	0.1632	0.2295	0.1554	703	0.6536	5413
Etage									-	
6	0.0116	1118	0.5978	318	0.2084	0.2298	0.1968	1618	0.8275	343
Etage									-	
7	0.0182	8986	0.7595	370	0.266	0.276	0.2478	1687	1.0355	6512
Etage									-	
8	0.0252	8996	0.9569	427	0.3159	0.2601	0.2907	712	-1.217	7059

Etage			-						-	
9	0.0331	2841	1.1284	485	0.3571	0.2393	-0.324	1789	1.3677	8162
Etage			-				-		-	
10	0.0421	7356	1.2706	543	0.3888	0.2097	0.3467	1888	1.4803	512
Etage			-						-	
11	0.0426	8630	1.3761	576	0.3995	0.1637	-0.357	1933	1.5398	623

### IV.3.3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\Theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} < 0.10$$



PK : Poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$PK = \sum (W_{GI} + 0.2W_{QI})$$

• VK : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

• K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

• h K : Hauteur de l'étage « k ».

**Tableau IV-6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EX**

Nom	Masse [t]	wj=Pk		hj	wi*hi	Vk=Fi	$\Delta k$	$\theta$	$\theta \leq 0.1$
Etage 1	992.14	6242.89	3.06	3.06	19103.2434	13.5604841	-0.276	-0.41523901	ok
Etage 2	988.32	6045.36	3.06	6.12	36997.6032	26.2628392	-0.151	-0.05679447	ok
Etage 3	930.01	5057.04	3.06	9.18	46423.6272	32.9539254	-0.11	-0.0183882	ok
Etage 4	876.89	4920.87	3.06	12.24	60231.4488	42.7554414	-0.136	-0.01278816	ok
Etage 5	830.82	4873.33	3.06	15.3	74561.949	52.927982	0.8885	0.05346954	ok
Etage 6	830.82	4042.51	3.06	18.36	74220.4836	52.685592	0.8655	0.03617043	ok
Etage 7	793.89	3211.69	3.06	21.42	68794.3998	48.8338731	1.103	0.03386636	ok
Etage 8	794.61	2417.85	3.06	24.48	59188.968	42.0154338	1.012	0.02378973	ok
Etage 9	793.89	1587.73	3.06	27.54	43726.0842	31.0390679	0.89	0.01653081	ok
Etage 10	793.84	1623.19	3.06	30.6	49669.614	35.2580971	0.7275	0.01094516	ok
Etage 11	829.35	829.35	3.06	33.66	27915.921	19.8161849	-2.566	-0.03190512	ok
				S wj*hj	560833.342	398.108921			

**Tableau IV-7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EY**

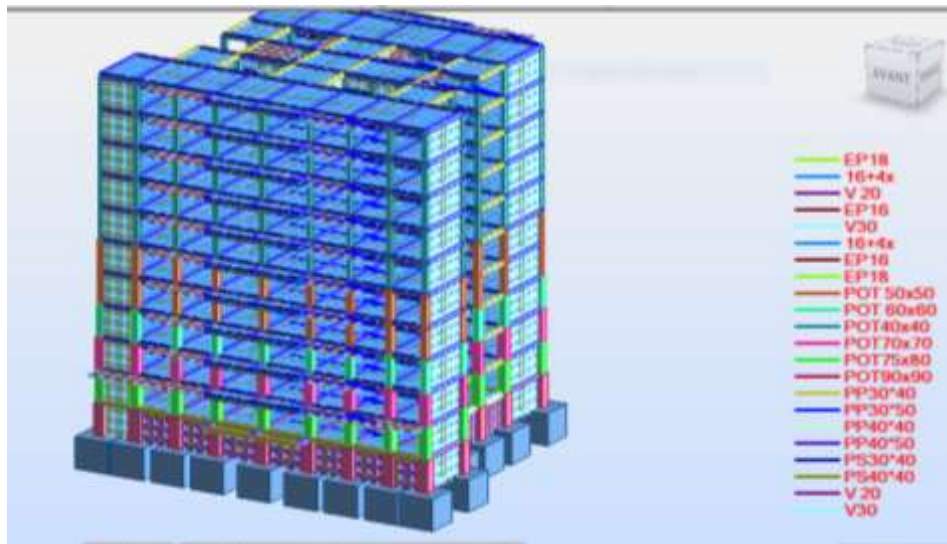
Nom	Masse [t]	wj=Pk		hj	wi*hi	Vk=Fi	$\Delta k$	$\theta$	$\theta \leq 0.1$
Etage 1	992.14	6242.89	3.06	3.06	19103.2434	13.5604841	-0.345	-0.51904876	ok
Etage 2	988.32	6045.36	3.06	6.12	36997.6032	26.2628392	-0.2515	-0.09459476	ok
Etage 3	930.01	5057.04	3.06	9.18	46423.6272	32.9539254	-0.1865	-0.03117636	ok
Etage 4	876.89	4920.87	3.06	12.24	60231.4488	42.7554414	-0.1755	-0.01650237	ok
Etage 5	830.82	4873.33	3.06	15.3	74561.949	52.927982	-0.003	-0.00018054	ok
Etage 6	830.82	4042.51	3.06	18.36	74220.4836	52.685592	-0.257	-0.01074038	ok
Etage 7	793.89	3211.69	3.06	21.42	68794.3998	48.8338731	0.0655	0.0020111	ok
Etage 8	794.61	2417.85	3.06	24.48	59188.968	42.0154338	0.0915	0.00215095	ok
Etage 9	793.89	1587.73	3.06	27.54	43726.0842	31.0390679	0.1545	0.00286967	ok
Etage 10	793.84	1623.19	3.06	30.6	49669.614	35.2580971	0.2855	0.00429532	ok
Etage 11	829.35	829.35	3.06	33.66	27915.921	19.8161849	0.8395	0.01043817	ok
				S wj*hj	560833.342	398.108921			

Les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

## IV.4 Etude du bâtiment portique-voile

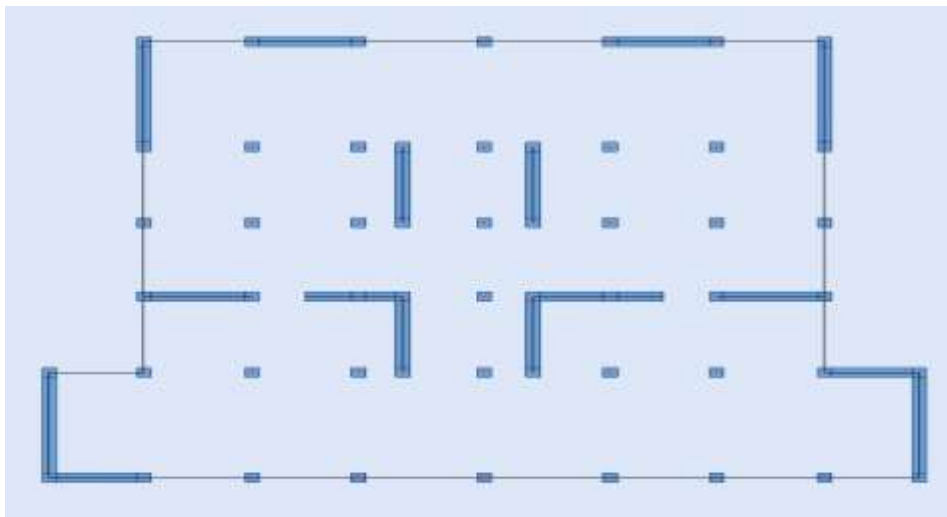
### ➤ Model de la structure 3D :

Figure IV-11 : Model de la structure 3D.



### IV.4.1 La disposition des voiles :

Figure IV-12 : La disposition des murs voiles et poteaux.



### IV.4.2 Résultats :

#### IV.4.2.1 Vérification le Période :

Tableau IV-8 : Périodes et facteurs de participation modale

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4	1	1.61	0.62	60.02	3.18	0	60.02	3.18	0	11174.13	11174.13	11174.13
4	2	1.9	0.53	63.64	59.55	0	3.61	56.38	0	11174.13	11174.13	11174.13
4	3	1.94	0.51	63.67	61.93	0	0.03	2.37	0	11174.13	11174.13	11174.13
4	4	5.61	0.18	79.61	62.32	0.01	15.95	0.4	0	11174.13	11174.13	11174.13
4	5	6.87	0.15	79.92	79.59	0.27	0.3	17.26	0.27	11174.13	11174.13	11174.13
4	6	7.36	0.14	79.97	80.69	0.4	0.05	1.1	0.12	11174.13	11174.13	11174.13
4	7	7.8	0.13	79.98	81.36	8.12	0.01	0.67	7.73	11174.13	11174.13	11174.13
4	8	9.22	0.11	79.98	81.36	8.21	0.01	0	0.08	11174.13	11174.13	11174.13
4	9	9.38	0.11	79.99	81.41	14.95	0	0.05	6.74	11174.13	11174.13	11174.13
4	10	10.04	0.1	79.99	81.43	20.24	0	0.02	5.29	11174.13	11174.13	11174.13
5	1	1.61	0.62	60.02	3.18	0	60.02	3.18	0	11174.13	11174.13	11174.13
5	2	1.9	0.53	63.64	59.55	0	3.61	56.38	0	11174.13	11174.13	11174.13
5	3	1.94	0.51	63.67	61.93	0	0.03	2.37	0	11174.13	11174.13	11174.13
5	4	5.61	0.18	79.61	62.32	0.01	15.95	0.4	0	11174.13	11174.13	11174.13
5	5	6.87	0.15	79.92	79.59	0.27	0.3	17.26	0.27	11174.13	11174.13	11174.13
5	6	7.36	0.14	79.97	80.69	0.4	0.05	1.1	0.12	11174.13	11174.13	11174.13
5	7	7.8	0.13	79.98	81.36	8.12	0.01	0.67	7.73	11174.13	11174.13	11174.13
5	8	9.22	0.11	79.98	81.36	8.21	0.01	0	0.08	11174.13	11174.13	11174.13
5	9	9.38	0.11	79.99	81.41	14.95	0	0.05	6.74	11174.13	11174.13	11174.13
5	10	10.04	0.1	79.99	81.43	20.24	0	0.02	5.29	11174.13	11174.13	11174.13
6	1	1.61	0.62	60.02	3.18	0	60.02	3.18	0	11174.13	11174.13	11174.13
6	2	1.9	0.53	63.64	59.55	0	3.61	56.38	0	11174.13	11174.13	11174.13
6	3	1.94	0.51	63.67	61.93	0	0.03	2.37	0	11174.13	11174.13	11174.13
6	4	5.61	0.18	79.61	62.32	0.01	15.95	0.4	0	11174.13	11174.13	11174.13
6	5	6.87	0.15	79.92	79.59	0.27	0.3	17.26	0.27	11174.13	11174.13	11174.13
6	6	7.36	0.14	79.97	80.69	0.4	0.05	1.1	0.12	11174.13	11174.13	11174.13
6	7	7.8	0.13	79.98	81.36	8.12	0.01	0.67	7.73	11174.13	11174.13	11174.13
6	8	9.22	0.11	79.98	81.36	8.21	0.01	0	0.08	11174.13	11174.13	11174.13
6	9	9.38	0.11	79.99	81.41	14.95	0	0.05	6.74	11174.13	11174.13	11174.13
6	10	10.04	0.1	79.99	81.43	20.24	0	0.02	5.29	11174.13	11174.13	11174.13

D'après les résultats de tableau, on constate que

•La période dynamique  $T_{dy} = 0.62 \text{ s}$ , par contre  $T = 1.3T_e = 1.3 \times 0.556 = 0.722 \text{ s}$  Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ( $1.3T_e > T_{dy}$ ).

#### IV.4.2.2 Poids total de la structure :

Tableau IV-9 : Tableau des masses

Cas/Etage	Nom	Masse [t]
4/ 1	Etage 1	1254.38
4/ 2	Etage 2	1144.02
4/ 3	Etage 3	1085.71
4/ 4	Etage 4	1032.59
4/ 5	Etage 5	986.51
4/ 6	Etage 6	986.51
4/ 7	Etage 7	949.59
4/ 8	Etage 8	950.31
4/ 9	Etage 9	949.59
4/ 10	Etage 10	949.54
4/ 11	Etage 11	985.04

$$= \sum \text{masse} = 11273.84 \text{ t} = 112738.4 \text{ KN}$$

#### IV.4.2.3 Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Figure VI.13 : Schéma du spectre de réponse suivant X

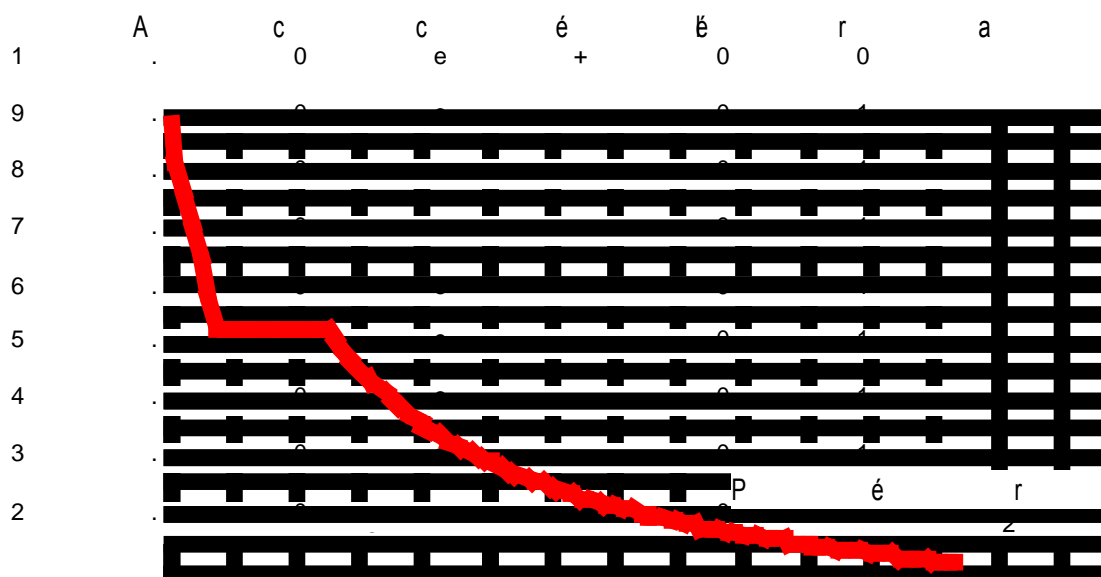
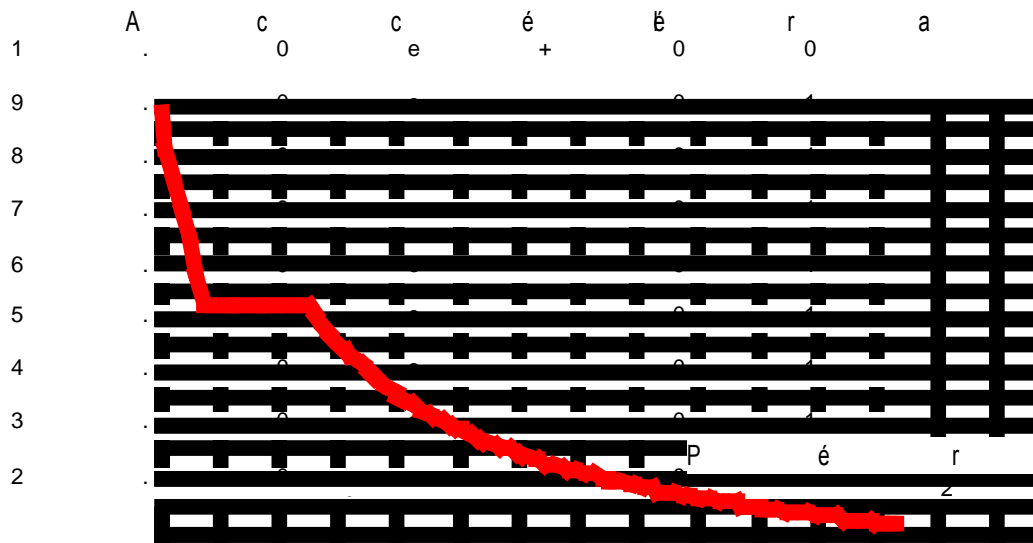


Figure VI.14: Schéma du spectre de réponse suivant Y



**Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par logiciel "ROBOT 2010".**

✚ 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) :

Figure VI.15 : 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y)

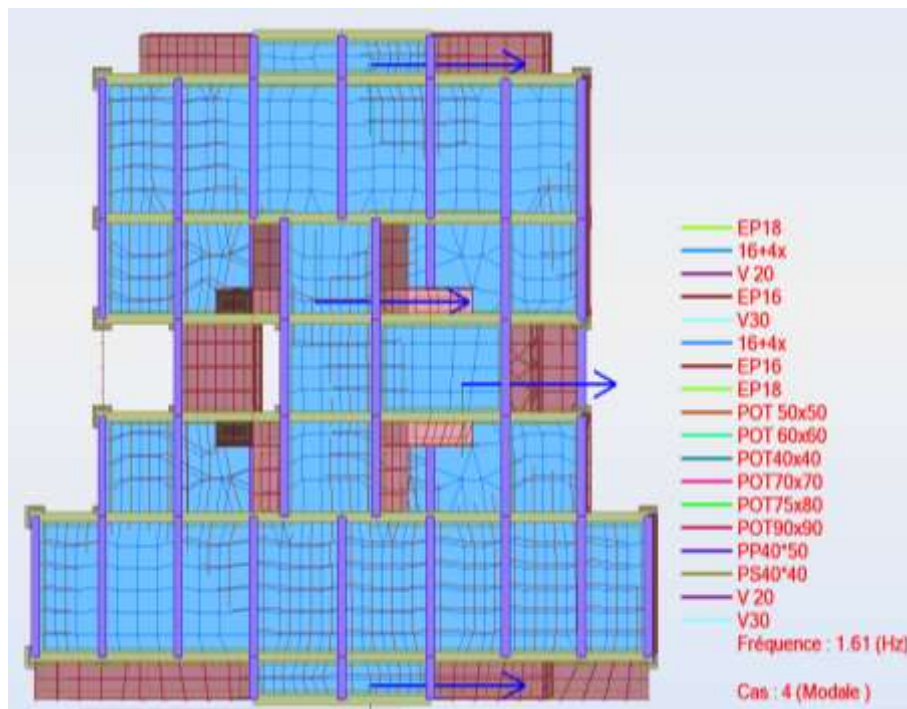
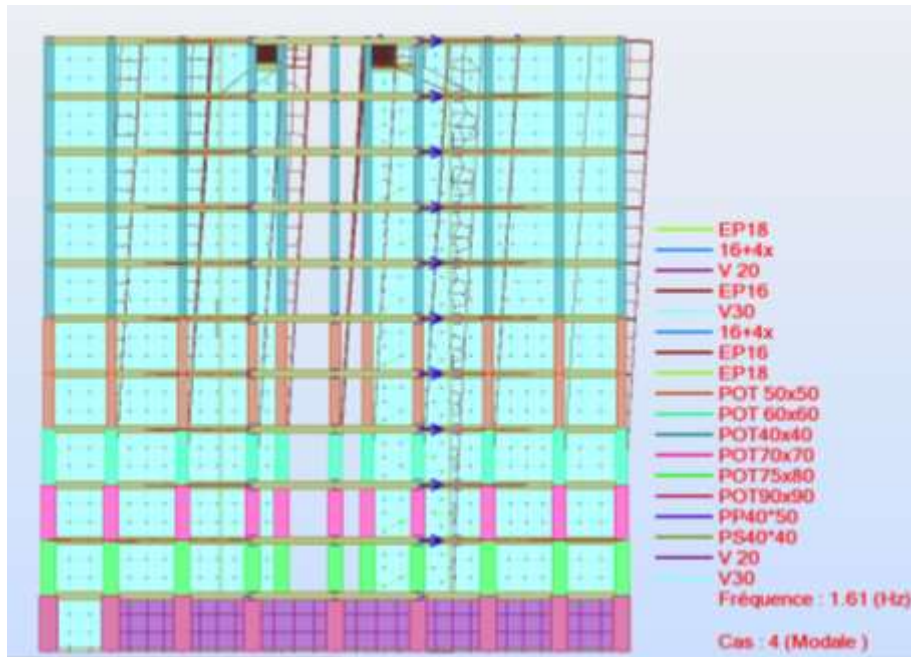


Figure VI.16 :1er mode de déformation selon X (3D)



2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y)

Figure VI.17 :2<sup>ème</sup> mode de déformation selon Y (2D-X-Y)

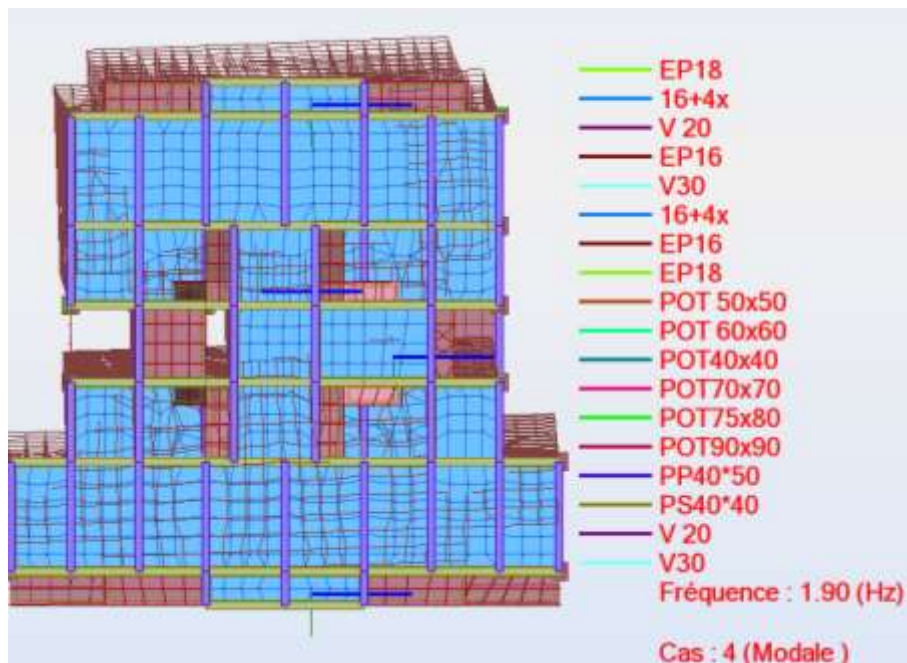




Figure VI.18 :2ème mode de déformation selon Y (3D)



✚ 3 ème mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z) :

Figure VI.19 :3ème mode de déformation selon Z (2D-X-Y)

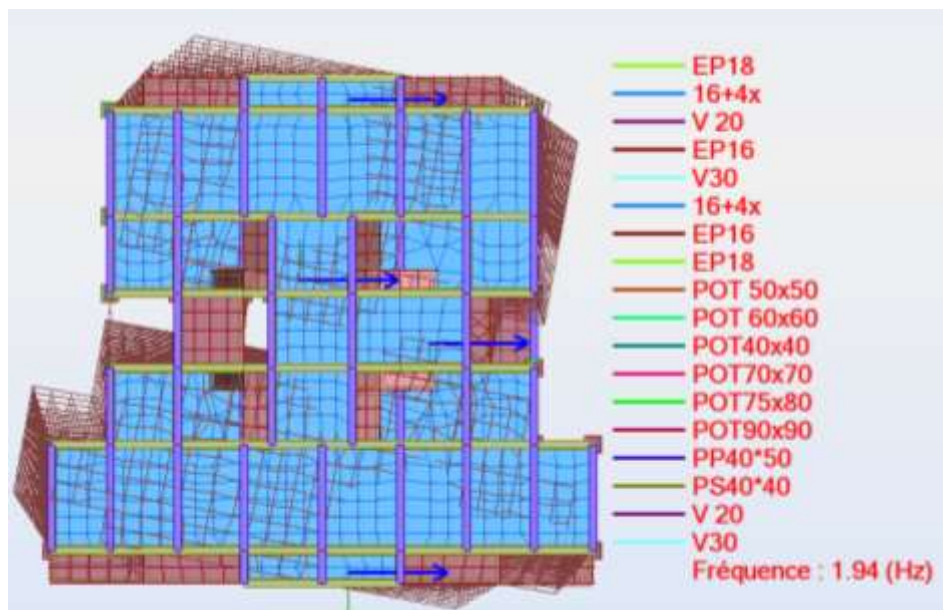


Figure VI.20 :3ème mode de déformation selon Z (3D)

#### IV.4.2.4 Calcul de la force sismique statique :

\* $V_x = 7973.42$  kN (méthode statique)

\* $V_y = 8666.76$  kN (méthode statique)

#### IV.4.2.5 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0.8 V_{sta} / V_{dyn}$

$F_x = 396.14T$

$F_y = 432.85T$

- $F_x > 0.8 V_x = 0.8 * 7973.42 = 6378.73$  kN env
- $F_y > 0.8 V_y = 0.8 * 8666.76 = 6933.4$  kN env
- $0.8 V_{sta} / V_{dy} = 6378.73 / 3961.4 = 1.6$
- $0.8 V_{sta} / V_{dy} = 6933.4 / 4328.5 = 1.61$

#### IV.4.2.6 Vérification de déplacement :

✚ Justification vis-à-vis des déformations :

**Tableau IV-10** : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

	<i>MAX UX</i> [cm]	<i>Noe</i> ud	<i>MAX UY</i> [cm]	<i>Noe</i> ud	<i>dr UX</i> [cm]	<i>dr UY</i> [cm]	<i>MIN UX</i> [cm]	<i>Noe</i> ud	<i>MIN UY</i> [cm]	<i>Noe</i> ud
<b>Cas 1</b>	<i>PP</i>									
<b>Etage 1</b>	0.0027	308 3	0.0042	127 11	0.0054	0.008	-0.0027	308 1	-0.0039	126 03
<b>Etage 2</b>	0.0042	122 88	0.0017	6	0.0069	0.0042	-0.0027	122 98	-0.0025	295 7
<b>Etage 3</b>	0.0041	123 12	0.0023	115 72	0.0066	0.0065	-0.0025	341 9	-0.0041	218
<b>Etage 4</b>	0.0044	123 36	0.0022	116 01	0.0078	0.0087	-0.0034	345 9	-0.0065	272

<b>Etage</b>		123						349		
<b>5</b>	0.0049	60	0.0017	228	0.0094	0.0115	-0.0045	9	-0.0098	326
<b>Etage</b>		257						199		
<b>6</b>	0.0052	4	0.0009	282	0.0116	0.0151	-0.0064	0	-0.0142	380
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	0.0067	738	-0.0006	336	0.0154	0.0191	-0.0088	9	-0.0197	442
<b>Etage</b>		265						212		
<b>8</b>	0.0081	8	-0.0026	405	0.0197	0.0236	-0.0116	8	-0.0262	500
<b>Etage</b>		272						219		
<b>9</b>	0.0094	3	-0.0042	463	0.0241	0.0294	-0.0147	7	-0.0336	558
<b>Etage</b>		277						226		
<b>10</b>	0.0107	8	-0.006	521	0.0286	0.0355	-0.0179	6	-0.0415	572
<b>Etage</b>		112						120		130
<b>11</b>	0.0124	39	-0.0082	513	0.0338	0.0438	-0.0214	79	-0.052	34
<b>Cas 2</b>	<b>G</b>									
<b>Etage</b>		125		127				126		126
<b>1</b>	0.0017	11	0.0029	11	0.0032	0.0059	-0.0016	91	-0.003	03
<b>Etage</b>		122		479				123		295
<b>2</b>	0.0028	88	0.0001	6	0.0044	0.0028	-0.0016	01	-0.0026	7
<b>Etage</b>		123								
<b>3</b>	0.003	12	-0.0003	6	0.0054	0.0054	-0.0023	206	-0.0057	218
<b>Etage</b>		123						185		
<b>4</b>	0.0031	36	-0.0015	172	0.0072	0.0087	-0.004	2	-0.0102	272
<b>Etage</b>		123						192		
<b>5</b>	0.0031	60	-0.0035	228	0.0095	0.0127	-0.0064	1	-0.0162	326
<b>Etage</b>								199		
<b>6</b>	0.0039	735	-0.0064	282	0.0132	0.0173	-0.0093	0	-0.0237	380
<b>Etage</b>		259						205		
<b>7</b>	0.0052	5	-0.0096	343	0.0179	0.023	-0.0127	9	-0.0326	442
<b>Etage</b>		265						212		
<b>8</b>	0.0065	9	-0.0133	405	0.0231	0.0296	-0.0166	8	-0.0429	500

<b>Etage 9</b>	0.0078	272 4	-0.0177	463	0.0285	0.0366	-0.0207	219 7	-0.0542	558
<b>Etage 10</b>	0.0091	277 8	-0.0225	521	0.0338	0.0438	-0.0248	226 6	-0.0663	572
<b>Etage 11</b>	0.0108	112 39	-0.0277	513	0.0399	0.0509	-0.0291	120 79	-0.0786	628
<b>Cas 3</b>	<i>Q</i>									
<b>Etage 1</b>	0.0011	125 11	0.002	127 11	0.0021	0.0039	-0.001	126 91	-0.002	126 03
<b>Etage 2</b>	0.0015	122 88	0.0004	128 92	0.0027	0.0012	-0.0012	122 98	-0.0008	338 1
<b>Etage 3</b>	0.0017	123 12	0.0003	115 72	0.0028	0.0016	-0.0011	123 22	-0.0013	129 08
<b>Etage 4</b>	0.0018	123 36	0.0003	116 01	0.0028	0.0022	-0.0009	123 46	-0.0019	272
<b>Etage 5</b>	0.002	123 60	0.0003	127 78	0.0032	0.0032	-0.0013	192 1	-0.0029	326
<b>Etage 6</b>	0.0022	257 4	0.0002	110 96	0.0041	0.0045	-0.0018	199 0	-0.0043	380
<b>Etage 7</b>	0.0029	259 5	0.0003	111 24	0.0055	0.0061	-0.0025	205 9	-0.0059	442
<b>Etage 8</b>	0.0037	265 8	0.0002	111 53	0.007	0.008	-0.0034	212 8	-0.0078	500
<b>Etage 9</b>	0.0044	272 2	0.0002	463	0.0086	0.0101	-0.0042	219 7	-0.0099	558
<b>Etage 10</b>	0.0052	277 8	0.0001	521	0.0103	0.0123	-0.0052	226 6	-0.0121	572
<b>Etage 11</b>	0.0059	284 1	-0.0001	513	0.012	0.0145	-0.0061	721	-0.0145	628
<b>Cas 5</b>	<i>EX</i>									
<b>Etage 1</b>	0.0176	307 4	0.0048	32	0.0176	0.0048	0	65	0	65

<b>Etage</b>		309									
<b>2</b>	0.053	8	0.0148	6	0.0473	0.0138	0.0058	53	0.0011	35	
<b>Etage</b>		240									
<b>3</b>	0.1099	6	0.0296	176	0.0675	0.0235	0.0424	5	0.006	3	
<b>Etage</b>		244						178			
<b>4</b>	0.1802	9	0.0496	235	0.0858	0.0366	0.0944	7	0.013	219	
<b>Etage</b>		246						185			
<b>5</b>	0.2636	3	0.074	289	0.1039	0.0519	0.1597	6	0.0221	273	
<b>Etage</b>		252						192			
<b>6</b>	0.3508	6	0.101	343	0.1151	0.0682	0.2357	5	0.0328	327	
<b>Etage</b>		258									
<b>7</b>	0.4444	9	0.13	405	0.1275	0.0856	0.3169	374	0.0444	381	
<b>Etage</b>		265									
<b>8</b>	0.5354	2	0.1597	463	0.1338	0.1033	0.4016	430	0.0564	443	
<b>Etage</b>		271		100							
<b>9</b>	0.6223	5	0.1892	64	0.1383	0.1211	0.484	488	0.0681	501	
<b>Etage</b>		277		950							
<b>10</b>	0.7038	8	0.2181	2	0.1424	0.139	0.5615	546	0.0791	559	
<b>Etage</b>				105				224			
<b>11</b>	0.7785	749	0.2463	83	0.1459	0.1572	0.6326	9	0.089	573	
<b>Cas 6</b>	<i>EY</i>										
<b>Etage</b>		308		458							
<b>1</b>	0.0045	7	0.013	6	0.0045	0.013	0	65	0	65	
<b>Etage</b>		122									
<b>2</b>	0.0154	98	0.0401	29	0.014	0.0347	0.0014	49	0.0053	35	
<b>Etage</b>		123								543	
<b>3</b>	0.028	22	0.0794	227	0.0188	0.0435	0.0092	6	0.0359	4	
<b>Etage</b>		123		121				176		603	
<b>4</b>	0.0435	46	0.1292	58	0.0224	0.0551	0.0211	5	0.0741	2	
<b>Etage</b>		246		121						660	
<b>5</b>	0.0624	3	0.1895	68	0.0269	0.0677	0.0355	228	0.1218	8	

<b>Etage</b>		252		121						718
<b>6</b>	0.083	6	0.2548	78	0.0308	0.076	0.0522	282	0.1789	4
<b>Etage</b>		258		121						776
<b>7</b>	0.1052	9	0.3266	89	0.0355	0.0835	0.0697	336	0.2431	0
<b>Etage</b>		265		122						833
<b>8</b>	0.1268	2	0.3994	02	0.0391	0.0868	0.0877	398	0.3125	7
<b>Etage</b>		271								891
<b>9</b>	0.1476	5	0.4719	516	0.0426	0.087	0.105	456	0.3849	2
<b>Etage</b>		277								
<b>10</b>	0.167	8	0.5431	605	0.0459	0.0849	0.1211	514	0.4581	558
<b>Etage</b>		289		105						
<b>11</b>	0.1847	0	0.6114	35	0.0489	0.0806	0.1358	616	0.5308	572
<b>Cas 7</b>	<b>G+Q</b>									
<b>Etage</b>		125		127				126		126
<b>1</b>	0.0052	11	0.009	11	0.01	0.0178	-0.0048	91	-0.0088	03
<b>Etage</b>		122						122		295
<b>2</b>	0.0085	88	0.0016	6	0.0136	0.0072	-0.0051	98	-0.0056	7
<b>Etage</b>		123		115				341		
<b>3</b>	0.0088	12	0.0018	73	0.0139	0.0128	-0.0051	9	-0.011	218
<b>Etage</b>		123								
<b>4</b>	0.0094	36	0.0009	172	0.0172	0.0194	-0.0078	260	-0.0185	272
<b>Etage</b>		123						192		
<b>5</b>	0.01	60	-0.0015	228	0.0221	0.0274	-0.0121	1	-0.0289	326
<b>Etage</b>		257						199		
<b>6</b>	0.0114	4	-0.0053	282	0.0289	0.0369	-0.0175	0	-0.0421	380
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	0.0148	738	-0.0106	336	0.0388	0.0476	-0.024	9	-0.0582	442
<b>Etage</b>		265						212		
<b>8</b>	0.0182	8	-0.0157	405	0.0498	0.0612	-0.0315	8	-0.0768	500
<b>Etage</b>		272						219		
<b>9</b>	0.0216	3	-0.0216	463	0.0613	0.0761	-0.0396	7	-0.0977	558

<b>Etage</b>		277						226		
<b>10</b>	0.0249	8	-0.0284	521	0.0727	0.0916	-0.0478	6	-0.12	572
<b>Etage</b>		112						120		
<b>11</b>	0.0288	39	-0.036	513	0.085	0.1068	-0.0562	79	-0.1428	628
<b>Cas 8</b>	<i>1.35G+1.5Q</i>									
<b>Etage</b>		125		127				126		126
<b>1</b>	0.0072	11	0.0124	11	0.0138	0.0247	-0.0066	91	-0.0122	03
<b>Etage</b>		122						122		295
<b>2</b>	0.0117	88	0.0022	6	0.0188	0.0099	-0.007	98	-0.0076	7
<b>Etage</b>		123		115				341		
<b>3</b>	0.0121	12	0.0025	73	0.0191	0.0175	-0.007	9	-0.015	218
<b>Etage</b>		123								
<b>4</b>	0.0129	36	0.0012	172	0.0236	0.0265	-0.0107	260	-0.0253	272
<b>Etage</b>		123						192		
<b>5</b>	0.0138	60	-0.002	228	0.0304	0.0375	-0.0165	1	-0.0395	326
<b>Etage</b>		257						199		
<b>6</b>	0.0157	4	-0.0071	282	0.0396	0.0505	-0.0239	0	-0.0575	380
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	0.0204	738	-0.0143	336	0.0532	0.0652	-0.0328	9	-0.0794	442
<b>Etage</b>		265						212		
<b>8</b>	0.0252	8	-0.0211	405	0.0683	0.0838	-0.0431	8	-0.1049	500
<b>Etage</b>		272						219		
<b>9</b>	0.0299	3	-0.0291	463	0.084	0.1042	-0.0541	7	-0.1333	558
<b>Etage</b>		277						226		
<b>10</b>	0.0344	8	-0.0383	521	0.0997	0.1255	-0.0653	6	-0.1638	572
<b>Etage</b>		112						120		
<b>11</b>	0.0396	39	-0.0486	513	0.1164	0.1464	-0.0768	79	-0.195	628
<b>Cas 9</b>	<i>G+Q+EX</i>									
<b>Etage</b>		307		127				306		126
<b>1</b>	0.0202	4	0.011	11	0.0233	0.0179	-0.0031	0	-0.0069	03
<b>Etage</b>										482
<b>2</b>	0.0562	10	0.0165	6	0.0508	0.0161	0.0054	55	0.0004	6

<b>Etage</b>		240								129
<b>3</b>	0.1135	3	0.0303	172	0.0739	0.0295	0.0397	27	0.0008	11
<b>Etage</b>										
<b>4</b>	0.1861	729	0.0463	228	0.0966	0.0436	0.0895	206	0.0027	218
<b>Etage</b>		247								113
<b>5</b>	0.272	0	0.0673	289	0.1199	0.0633	0.152	260	0.004	48
<b>Etage</b>		253								
<b>6</b>	0.3619	4	0.0903	343	0.1377	0.0878	0.2242	314	0.0025	380
<b>Etage</b>		258								
<b>7</b>	0.459	9	0.1143	405	0.1583	0.1159	0.3008	368	-0.0016	442
<b>Etage</b>		265								
<b>8</b>	0.5536	2	0.1381	463	0.1741	0.1467	0.3795	430	-0.0086	500
<b>Etage</b>		271								
<b>9</b>	0.6439	5	0.1608	521	0.1887	0.1793	0.4552	488	-0.0185	558
<b>Etage</b>		277								
<b>10</b>	0.7288	8	0.1821	513	0.2033	0.213	0.5255	546	-0.0309	572
<b>Etage</b>		284		105						
<b>11</b>	0.8059	1	0.2016	87	0.2165	0.2462	0.5894	613	-0.0447	628
<b>Cas</b>	<b>G+Q-EX</b>									
<b>10</b>										
<b>Etage</b>		306		127				308		125
<b>1</b>	0.0033	2	0.0074	31	0.0212	0.0182	-0.0179	7	-0.0109	83
<b>Etage</b>										
<b>2</b>	-0.005	42	-0.001	35	0.0494	0.0143	-0.0545	9	-0.0153	12
<b>Etage</b>										
<b>3</b>	-0.0419	15	-0.0076	5	0.0664	0.0255	-0.1083	215	-0.0331	180
<b>Etage</b>										
<b>4</b>	-0.0953	182	-0.0192	212	0.0805	0.0366	-0.1758	269	-0.0558	234
<b>Etage</b>										
<b>5</b>	-0.1634	236	-0.0362	266	0.0919	0.047	-0.2553	288	-0.0832	288
<b>Etage</b>										
<b>6</b>	-0.2434	290	-0.0579	320	0.0972	0.0561	-0.3407	342	-0.114	342



<b>Etage</b> <b>7</b>	-0.3298	344	-0.0838	374	0.1002	0.0637	-0.4301	404	-0.1475	404
<b>Etage</b> <b>8</b>	-0.4204	2	-0.113	443	0.0972	0.0697	-0.5176	462	-0.1827	462
<b>Etage</b> <b>9</b>	-0.507	7	-0.1437	501	0.0939	0.0749	-0.6009	520	-0.2186	520
<b>Etage</b> <b>10</b>	-0.5899	8	-0.1758	559	0.091	0.0789	-0.6809	618	-0.2547	512
<b>Etage</b> <b>11</b>	-0.6695	9	-0.2085	573	0.0909	0.0894	-0.7604	623	-0.2979	654
<b>Cas</b> <b>11</b>	<b>G+Q+EY</b>									
<b>Etage</b> <b>1</b>	0.0072	31	0.0155	31	0.0104	0.0197	-0.0033	0	-0.0041	83
<b>Etage</b> <b>2</b>	0.0183	88	0.0391	108	0.017	0.0342	0.0014	49	0.0049	37
<b>Etage</b> <b>3</b>	0.0301	2	0.0778	172	0.0228	0.046	0.0073	27	0.0318	11
<b>Etage</b> <b>4</b>	0.0486	4	0.1261	228	0.0319	0.0628	0.0168	206	0.0633	218
<b>Etage</b> <b>5</b>	0.0708	3	0.1826	282	0.0424	0.0792	0.0284	260	0.1034	272
<b>Etage</b> <b>6</b>	0.0941	3	0.2439	336	0.053	0.0939	0.0411	314	0.15	326
<b>Etage</b> <b>7</b>	0.1198	9	0.3079	398	0.0659	0.107	0.0539	368	0.201	380
<b>Etage</b> <b>8</b>	0.145	2	0.3719	463	0.079	0.1176	0.0661	430	0.2544	442
<b>Etage</b> <b>9</b>	0.1692	5	0.438	521	0.0925	0.13	0.0767	488	0.308	500
<b>Etage</b> <b>10</b>	0.192	8	0.5025	513	0.1065	0.142	0.0855	546	0.3605	558

<b>Etage</b>		284		105				120		
<b>11</b>	0.2122	1	0.5644	87	0.1237	0.1536	0.0885	79	0.4108	572
<b>Cas</b>	<b>G+Q-EY</b>									
<b>Etage</b>		125		108				126		126
<b>1</b>	0.0037	11	0.0042	69	0.0103	0.0197	-0.0066	55	-0.0156	03
<b>Etage</b>		122						122		
<b>2</b>	-0.0007	89	-0.0053	35	0.0198	0.038	-0.0205	98	-0.0432	29
<b>Etage</b>								123		
<b>3</b>	-0.008	4	-0.0354	6	0.0246	0.051	-0.0326	22	-0.0864	215
<b>Etage</b>								123		
<b>4</b>	-0.0193	181	-0.0761	172	0.0283	0.0656	-0.0476	46	-0.1417	269
<b>Etage</b>								192		
<b>5</b>	-0.0341	235	-0.1292	228	0.0305	0.0804	-0.0646	1	-0.2096	322
<b>Etage</b>								199		
<b>6</b>	-0.0516	289	-0.1921	289	0.0358	0.0948	-0.0873	0	-0.2869	375
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	-0.0707	343	-0.2616	343	0.041	0.1109	-0.1117	9	-0.3725	438
<b>Etage</b>								212		
<b>8</b>	-0.0896	441	-0.3367	405	0.0467	0.1259	-0.1363	8	-0.4626	496
<b>Etage</b>								219		
<b>9</b>	-0.1082	499	-0.4151	463	0.0521	0.1406	-0.1603	7	-0.5558	558
<b>Etage</b>								226		
<b>10</b>	-0.1262	557	-0.4948	521	0.0566	0.156	-0.1827	6	-0.6508	572
<b>Etage</b>										105
<b>11</b>	-0.1429	582	-0.5744	513	0.0602	0.1704	-0.2032	721	-0.7449	77
<b>Cas</b>	<b>G+Q+1.2EX</b>									
<b>Etage</b>		307		127				306		126
<b>1</b>	0.0237	4	0.0114	11	0.0268	0.018	-0.0031	0	-0.0065	03
<b>Etage</b>										482
<b>2</b>	0.0668	10	0.0194	6	0.0602	0.0187	0.0066	55	0.0007	6

<b>Etage</b>		240									
<b>3</b>	0.1355	4	0.0362	172	0.0873	0.0338	0.0482	27	0.0023	11	
<b>Etage</b>											
<b>4</b>	0.2222	729	0.0559	235	0.1137	0.0505	0.1085	206	0.0054	218	
<b>Etage</b>		247									
<b>5</b>	0.3247	0	0.0821	289	0.1407	0.0735	0.184	260	0.0086	272	
<b>Etage</b>		253									
<b>6</b>	0.4321	4	0.1105	343	0.1607	0.0995	0.2714	314	0.0109	326	
<b>Etage</b>		258									
<b>7</b>	0.5479	9	0.1403	405	0.1838	0.1306	0.3642	368	0.0097	442	
<b>Etage</b>		265									
<b>8</b>	0.6607	2	0.17	463	0.2009	0.1649	0.4598	430	0.005	500	
<b>Etage</b>		271									
<b>9</b>	0.7684	5	0.1986	521	0.2164	0.2013	0.552	488	-0.0027	558	
<b>Etage</b>		277									
<b>10</b>	0.8695	8	0.2257	513	0.2317	0.2388	0.6378	546	-0.0131	572	
<b>Etage</b>		284		105							
<b>11</b>	0.9616	1	0.2508	87	0.2457	0.2758	0.7159	613	-0.025	628	
<b>Cas</b>	<i>G+Q-</i>										
<b>14</b>	<i>1.2EX</i>										
<b>Etage</b>		306		127				308		125	
<b>1</b>	0.0033	2	0.0071	31	0.0243	0.0183	-0.0211	7	-0.0113	83	
<b>Etage</b>											
<b>2</b>	-0.0064	42	-0.0012	35	0.0584	0.017	-0.0648	9	-0.0182	2	
<b>Etage</b>											
<b>3</b>	-0.0505	15	-0.0088	5	0.0789	0.03	-0.1294	215	-0.0389	180	
<b>Etage</b>								245			
<b>4</b>	-0.1143	182	-0.0219	212	0.0963	0.0438	-0.2106	2	-0.0656	234	
<b>Etage</b>								246			
<b>5</b>	-0.1954	236	-0.0408	266	0.1125	0.0572	-0.3079	3	-0.098	288	
<b>Etage</b>											
<b>6</b>	-0.2906	290	-0.0649	320	0.1198	0.0693	-0.4104	342	-0.1342	342	

<b>Etage</b> <b>7</b>	-0.3933	344	-0.0934	381	0.1254	0.0801	-0.5186	258 9	-0.1735	404
<b>Etage</b> <b>8</b>	-0.5009	406	-0.1242	443	0.1234	0.0904	-0.6243	265 2	-0.2146	462
<b>Etage</b> <b>9</b>	-0.6068	464	-0.1573	501	0.1183	0.0991	-0.7251	271 5	-0.2564	520
<b>Etage</b> <b>10</b>	-0.707	8	-0.1917	559	0.1127	0.1067	-0.8197	277 8	-0.2983	512
<b>Etage</b> <b>11</b>	-0.8006	616	-0.2263	573	0.11	0.1179	-0.9107	623	-0.3442	654
<b>Cas</b> <b>15</b>	<i>G+Q+1.2EY</i>									
<b>Etage</b> <b>1</b>	0.0077	125 31	0.0169	127 31	0.0109	0.0209	-0.0032	306 0	-0.004	109 83
<b>Etage</b> <b>2</b>	0.0203	122 88	0.047	108	0.0186	0.041	0.0017	49	0.006	37
<b>Etage</b> <b>3</b>	0.0354	236 2	0.0932	172	0.026	0.0539	0.0094	27	0.0393	11
<b>Etage</b> <b>4</b>	0.0572	165 4	0.1517	228	0.0361	0.0735	0.0211	206	0.0782	218
<b>Etage</b> <b>5</b>	0.0832	246 3	0.2202	282	0.0476	0.0924	0.0356	260	0.1278	272
<b>Etage</b> <b>6</b>	0.1107	253 4	0.2948	336	0.059	0.109	0.0517	314	0.1858	326
<b>Etage</b> <b>7</b>	0.1408	258 9	0.3731	398	0.0729	0.1235	0.0679	368	0.2496	380
<b>Etage</b> <b>8</b>	0.1704	265 2	0.4515	892 8	0.0867	0.1346	0.0837	430	0.3169	442
<b>Etage</b> <b>9</b>	0.1988	271 5	0.5313	521	0.101	0.1463	0.0978	488	0.385	500
<b>Etage</b> <b>10</b>	0.2254	277 8	0.6101	513	0.1156	0.158	0.1098	546	0.4521	558

<b>Etage</b>		284		105				120		
<b>11</b>	0.2491	1	0.6862	87	0.1317	0.1692	0.1174	79	0.517	572
<b>Cas</b>	<b>16</b>									
<b>Etage</b>		125		108				308		126
<b>1</b>	0.0034	11	0.004	69	0.0108	0.0209	-0.0074	7	-0.0169	03
<b>Etage</b>								122		
<b>2</b>	-0.001	51	-0.0063	35	0.0226	0.0449	-0.0236	98	-0.0512	29
<b>Etage</b>								123		
<b>3</b>	-0.0101	15	-0.0429	6	0.0281	0.0589	-0.0382	22	-0.1018	215
<b>Etage</b>								123		
<b>4</b>	-0.0242	181	-0.0915	172	0.0322	0.0752	-0.0563	46	-0.1667	269
<b>Etage</b>								123		
<b>5</b>	-0.042	235	-0.1548	228	0.0349	0.0917	-0.0769	70	-0.2464	322
<b>Etage</b>								199		
<b>6</b>	-0.0631	289	-0.2292	289	0.0382	0.1075	-0.1013	0	-0.3367	375
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	-0.0861	343	-0.3118	343	0.0431	0.1248	-0.1293	9	-0.4365	438
<b>Etage</b>								212		
<b>8</b>	-0.1099	405	-0.4009	405	0.0475	0.1402	-0.1573	8	-0.5411	496
<b>Etage</b>								219		
<b>9</b>	-0.1327	499	-0.4938	463	0.0517	0.154	-0.1844	7	-0.6479	554
<b>Etage</b>								226		
<b>10</b>	-0.1548	557	-0.5881	521	0.055	0.1689	-0.2097	6	-0.757	572
<b>Etage</b>										105
<b>11</b>	-0.1754	582	-0.6821	513	0.0573	0.1832	-0.2327	721	-0.8653	77
<b>Cas</b>	<b>17</b>									
<b>Etage</b>		307		127				306		126
<b>1</b>	0.0195	4	0.0077	11	0.0216	0.0112	-0.0022	0	-0.0036	03
<b>Etage</b>										482
<b>2</b>	0.0553	10	0.016	6	0.0497	0.0152	0.0055	55	0.0007	6

<b>Etage</b>		240								
<b>3</b>	0.1123	4	0.0299	172	0.0718	0.0274	0.0405	27	0.0025	11
<b>Etage</b>										
<b>4</b>	0.1841	729	0.0466	235	0.0932	0.0408	0.0909	206	0.0057	218
<b>Etage</b>		246								
<b>5</b>	0.269	3	0.0685	289	0.1148	0.0592	0.1542	260	0.0093	272
<b>Etage</b>		253								
<b>6</b>	0.3579	5	0.0922	343	0.1305	0.0798	0.2275	314	0.0124	326
<b>Etage</b>		258								
<b>7</b>	0.4538	9	0.1173	405	0.1485	0.1029	0.3053	368	0.0143	380
<b>Etage</b>		265								
<b>8</b>	0.547	2	0.1422	463	0.1613	0.1293	0.3857	430	0.013	500
<b>Etage</b>		271								
<b>9</b>	0.6361	5	0.1664	521	0.1728	0.1575	0.4633	488	0.0089	558
<b>Etage</b>		277								
<b>10</b>	0.7196	8	0.1893	513	0.184	0.1865	0.5357	546	0.0028	572
<b>Etage</b>		284		105						
<b>11</b>	0.7957	1	0.2108	87	0.1941	0.2152	0.6016	613	-0.0045	628
<b>Cas</b>	<i>0.8G-EX</i>									
<b>18</b>										
<b>Etage</b>		306		127				308		125
<b>1</b>	0.0023	2	0.004	31	0.0196	0.0116	-0.0173	7	-0.0075	83
<b>Etage</b>										
<b>2</b>	-0.0054	42	-0.001	35	0.0484	0.0142	-0.0538	9	-0.0152	2
<b>Etage</b>										
<b>3</b>	-0.0422	15	-0.0071	5	0.0655	0.0251	-0.1077	724	-0.0322	180
<b>Etage</b>								245		
<b>4</b>	-0.0952	182	-0.0175	212	0.0813	0.037	-0.1765	2	-0.0545	234
<b>Etage</b>								246		
<b>5</b>	-0.1625	236	-0.0324	266	0.0956	0.0489	-0.2581	3	-0.0813	288
<b>Etage</b>								252		
<b>6</b>	-0.2414	290	-0.0514	320	0.1023	0.0601	-0.3437	6	-0.1114	342

<b>Etage</b> <b>7</b>	-0.3263	344	-0.0732	381	0.1087	0.0709	-0.435	258	9	-0.1441	404
<b>Etage</b> <b>8</b>	-0.4153	406	-0.097	443	0.1085	0.0811	-0.5238	265	2	-0.1782	462
<b>Etage</b> <b>9</b>	-0.5027	464	-0.1224	501	0.1058	0.0903	-0.6085	271	5	-0.2127	520
<b>Etage</b> <b>10</b>	-0.5856	522	-0.1486	559	0.1024	0.0987	-0.688	277	8	-0.2473	512
<b>Etage</b> <b>11</b>	-0.6623	616	-0.1749	573	0.0998	0.1073	-0.7622	289	1	-0.2822	654
<b>Cas</b> <b>19</b>	<i>0.8G+EY</i>										
<b>Etage</b> <b>1</b>	0.0057	307	0.0127	95	0.008	0.0156	-0.0023	306	0	-0.0029	109
<b>Etage</b> <b>2</b>	0.0154	122	0.0391	108	0.0141	0.034	0.0014	49	88	0.0051	37
<b>Etage</b> <b>3</b>	0.0288	236	0.0775	121	0.0207	0.0442	0.0081	27	2	0.0333	9
<b>Etage</b> <b>4</b>	0.0466	165	0.1262	228	0.0285	0.0598	0.0182	206	4	0.0664	218
<b>Etage</b> <b>5</b>	0.0678	246	0.1835	282	0.0373	0.0749	0.0306	260	3	0.1086	272
<b>Etage</b> <b>6</b>	0.0901	253	0.246	336	0.0457	0.0879	0.0444	314	4	0.1582	326
<b>Etage</b> <b>7</b>	0.1145	258	0.3117	398	0.0561	0.0989	0.0584	368	9	0.2128	380
<b>Etage</b> <b>8</b>	0.1385	265	0.3776	892	0.0662	0.1069	0.0723	430	2	0.2707	442
<b>Etage</b> <b>9</b>	0.1614	271	0.4436	521	0.0766	0.114	0.0848	488	5	0.3296	500
<b>Etage</b> <b>10</b>	0.1828	277	0.5097	513	0.0872	0.1218	0.0956	546	8	0.3879	558

<b>Etage</b>		285		105				120		
<b>11</b>	0.202	0	0.5736	87	0.0977	0.1291	0.1043	79	0.4445	572
<b>Cas</b>	<b>0.8G-EY</b>									
<b>20</b>										
<b>Etage</b>		304		108				308		458
<b>1</b>	0.0023	0	0.0029	69	0.0083	0.0165	-0.006	7	-0.0135	6
<b>Etage</b>								122		
<b>2</b>	-0.0009	51	-0.0053	35	0.0176	0.0371	-0.0185	98	-0.0424	29
<b>Etage</b>				543				123		
<b>3</b>	-0.0086	15	-0.0359	0	0.0222	0.048	-0.0308	22	-0.0839	227
<b>Etage</b>								123		
<b>4</b>	-0.0208	181	-0.0765	172	0.0253	0.0605	-0.046	46	-0.137	269
<b>Etage</b>								123		
<b>5</b>	-0.0359	235	-0.1291	228	0.0276	0.0733	-0.0634	70	-0.2025	322
<b>Etage</b>								199		
<b>6</b>	-0.0536	289	-0.191	289	0.0288	0.0854	-0.0824	0	-0.2763	375
<b>Etage</b>								205		
<b>7</b>	-0.073	343	-0.2596	343	0.0319	0.0983	-0.1049	9	-0.3579	438
<b>Etage</b>								212		
<b>8</b>	-0.093	405	-0.3338	405	0.0343	0.1094	-0.1274	8	-0.4432	496
<b>Etage</b>								219		
<b>9</b>	-0.1133	463	-0.411	463	0.0357	0.119	-0.149	7	-0.53	554
<b>Etage</b>								226		
<b>10</b>	-0.1326	557	-0.4892	521	0.0365	0.1279	-0.1691	6	-0.6171	572
<b>Etage</b>										105
<b>11</b>	-0.1505	582	-0.5672	513	0.0368	0.1375	-0.1872	721	-0.7047	77



**Tableau IV-12** : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur EY

Nom	Masse [t]	wj=Pk		hj	wi*hi	Vk=Fi	$\Delta k$	$\theta$	$\theta \leq 0.1$
Etage 1	992.14	6242.89	3.06	3.06	19103.2434	13.5604841	-0.345	-0.51904876	ok
Etage 2	988.32	6045.36	3.06	6.12	36997.6032	26.2628392	-0.2515	-0.09459476	ok
Etage 3	930.01	5057.04	3.06	9.18	46423.6272	32.9539254	-0.1865	-0.03117636	ok
Etage 4	876.89	4920.87	3.06	12.24	60231.4488	42.7554414	-0.1755	-0.01650237	ok
Etage 5	830.82	4873.33	3.06	15.3	74561.949	52.927982	-0.003	-0.00018054	ok
Etage 6	830.82	4042.51	3.06	18.36	74220.4836	52.685592	-0.257	-0.01074038	ok
Etage 7	793.89	3211.69	3.06	21.42	68794.3998	48.8338731	0.0655	0.0020111	ok
Etage 8	794.61	2417.85	3.06	24.48	59188.968	42.0154338	0.0915	0.00215095	ok
Etage 9	793.89	1587.73	3.06	27.54	43726.0842	31.0390679	0.1545	0.00286967	ok
Etage 10	793.84	1623.19	3.06	30.6	49669.614	35.2580971	0.2855	0.00429532	ok
Etage 11	829.35	829.35	3.06	33.66	27915.921	19.8161849	0.8395	0.01043817	ok
				S wj*hj	560833.342	398.108921			

Donc Les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- $\Delta$  est négligé

#### IV.4.2.6 Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique

## IV.5 Comparaison des résultats de la réponse dynamique entre le bâtiment portique et le bâtiment mixte (portique-voile)

### IV.5.1 Vérification de la participation des masses modales effectives :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est stable et sûr.

**Tableau IV.13**-Vérification de la période fondamentale

	bâtiment portique	bâtiment mixte (portique-voile)
$T_{emp}(s)$	1.13	0.62
$T_{num}(s)$	0.69	0.69

A partir les résultats, on conclure le bâtiment portique-voile vaut mieux que le bâtiment portique.

### IV.5.2 Vérification de la participation des masses modales effectives :

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

**Tableau (IV.14)**-Vérification de la participation des masses modales effectives

	Bâtiment portique		Bâtiment portique-voile	
	Masses modale UX [%]	Masses modale UY [%]	Masses modale UX [%]	Masses modale UY [%]
<b>Mode1</b>	0.21	7.97	60.02	3.18
<b>Mode2</b>	0.28	68.79	63.64	59.55
<b>Mode3</b>	67.77	68.8	63.67	61.93
<b>Mode4</b>	67.82	70.07	79.61	62.32
<b>Mode5</b>	67.87	82.78	79.92	79.59
<b>Mode6</b>	82.54	82.81	79.97	80.69
<b>Mode7</b>	82.56	83.08	79.98	81.36
<b>Mode8</b>	82.58	87.65	79.98	81.36
<b>Mode9</b>	87.64	87.66	79.99	81.41
<b>Mode10</b>	87.66	87.79	79.99	81.43

### IV.5.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode modale spectrale (Spectre de réponse), les résultats des forces sismiques dynamiques doit supérieur à 80% des résultats des forces sismiques statiques ( $V_{dyn} \geq 0.8V_{stat}$ )

**Tableau (IV.15)**-Vérification de l'effort tranchant à la base

	Bâtiment portique		Bâtiment portique-voile	
	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
<b>V<sub>dyn</sub> (kN)</b>	3961.4	4328.5	2648	2565.7
<b>0.8V<sub>stat</sub> (kN)</b>	6378.3	6933.4	5375.4	5814
<b>Observation</b>	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

On noter que le bâtiment portique n'est pas vérifiée dans le sens x-x, mais au contraire, l'état de bâtiment portique-voile est vérifiée dans les deux sens (X et Y).

#### IV.5.4 Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_k = R * \delta e_k$$

Donc, On va comparer le déplacement relatif ( $\Delta k$ ) dans les deux cas .Les résultats numériques sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau (IV.16)-Vérification des déplacements**

	Bâtiment en portique		Bâtiment portique-voile	
	$\Delta_k$		$\Delta_k$	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>S-Sol</b>	-0.276	-0.345	-0.167	-0.0035
<b>RDC</b>	-0.151	-0.2515	-0.1355	-0.0755
<b>ETAGE 1</b>	-0.11	-0.1865	-0.132	-0.0835
<b>ETAGE 2</b>	-0.136	-0.1755	-0.135	-0.115
<b>ETAGE 3</b>	0.8885	-0.003	0.7035	-0.13
<b>ETAGE 4</b>	0.8655	-0.257	0.8035	-0.1555
<b>ETAGE 5</b>	1.103	0.0655	0.919	-0.1715
<b>ETAGE 6</b>	1.012	0.0915	1.0045	-0.182
<b>ETAGE 7</b>	0.89	0.1545	1.082	-0.1875
<b>ETAGE 8</b>	0.7275	0.2855	1.1585	-0.185
<b>ETAGE 9</b>	-2.566	0.8395	-1.8315	1.379

En remarque que ce dernier est considérablement réduit pour le bâtiment portique-voile, cela réduit de même la réponse dynamique pour ce type de bâtiment

### IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc28} \leq 0.30$$

**Tableau (IV.17)-Vérification de l'effort normal réduit**

	Bâtiment portique		Bâtiment portique-voile	
	V	observation	V	observation
<b>S-Sol</b>	0.17	vérifiée	0.18	vérifiée
<b>RDC</b>	0.21	vérifiée	0.20	vérifiée
<b>ETAGE 1</b>	0.23	vérifiée	0.23	vérifiée
<b>ETAGE 2</b>	0.28	vérifiée	0.26	vérifiée
<b>ETAGE 3</b>	0.35	Non vérifiée	0.28	vérifiée
<b>ETAGE 4</b>	0.35	Non vérifiée	0.28	vérifiée
<b>ETAGE 5</b>	0.38	Non vérifiée	0.3	vérifiée
<b>ETAGE 6</b>	0.38	Non vérifiée	0.3	vérifiée
<b>ETAGE 7</b>	0.385	Non vérifiée	0.3	vérifiée
<b>ETAGE 8</b>	0.38	Non vérifiée	0.3	Vérifiée
<b>ETAGE 9</b>	0.385	Non vérifiée	0.3	Vérifiée

Le condition est vérifiée dans tous les niveaux du bâtiment mixte (portique-voile) pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, contrairement à le bâtiment portique.

### IV.5.6 Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ ) :

L'effet (P- $\Delta$ ) est la réponse globale de la structure. Cela nous aide à connaître les modes supérieurs du bâtiment. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les

niveaux :  $\theta = \frac{Pk*\Delta k}{vk*hk} \leq 0.1$

➤ **Sens X-X :**

**Tableau (IV.18)-Vérification de l'effet P- Delta sens X-X**

	Bâtiment portique		Bâtiment portique-voile	
	$\theta_k$	observation	$\theta_k$	observation
<b>ETAGE 1</b>	-0.41523901	vérifiée	-0.15923587	Vérifiée
<b>ETAGE 2</b>	-0.05679447	vérifiée	-0.03230009	Vérifiée
<b>ETAGE 3</b>	-0.0183882	vérifiée	-0.01398479	Vérifiée
<b>ETAGE 4</b>	-0.01278816	vérifiée	-0.00804523	Vérifiée
<b>ETAGE 5</b>	0.05346954	vérifiée	0.02683172	Vérifiée
<b>ETAGE 6</b>	0.03617043	vérifiée	0.02128177	Vérifiée
<b>ETAGE 7</b>	0.03386636	vérifiée	0.01788314	Vérifiée
<b>ETAGE 8</b>	0.02378973	vérifiée	0.01496561	Vérifiée
<b>ETAGE 9</b>	0.01653081	vérifiée	0.01273699	Vérifiée
<b>ETAGE 10</b>	0.01094516	vérifiée	0.01104639	Vérifiée
<b>ETAGE 11</b>	-0.03190512	vérifiée	-0.01443265	Vérifiée

➤ Sens Y-Y :

**Tableau (IV.19)-Vérification de l'effet P- Delta sens Y-Y**

	Bâtiment portique		Bâtiment portique-voile	
	$\theta_k$	observation	$\theta_k$	observation
<b>ETAGE 1</b>	-0.51904876	vérifiée	-0.15923587	vérifiée
<b>ETAGE 2</b>	-0.09459476	vérifiée	-0.03230009	vérifiée
<b>ETAGE 3</b>	-0.03117636	vérifiée	-0.01398479	vérifiée
<b>ETAGE 4</b>	-0.01650237	vérifiée	-0.00804523	vérifiée
<b>ETAGE 5</b>	-0.00018054	vérifiée	0.02683172	vérifiée
<b>ETAGE 6</b>	-0.01074038	vérifiée	0.02128177	vérifiée
<b>ETAGE 7</b>	0.0020111	vérifiée	0.01788314	vérifiée
<b>ETAGE 8</b>	0.00215095	vérifiée	0.01496561	vérifiée
<b>ETAGE 9</b>	0.00286967	vérifiée	0.01273699	vérifiée
<b>ETAGE 10</b>	0.00429532	vérifiée	0.01104639	vérifiée
<b>ETAGE 11</b>	0.01043817	vérifiée	-0.01443265	vérifiée

La condition est vérifiée dans les deux cas et dans les 2 sens (X-X ; Y-Y). Pour cela, l'effet (P-Delta) est négligé, pour les deux types de bâtiment.

#### **IV.5.7Vérification de les efforts internes (l'effort normal P ; le moment M ; L'effort tranchant T)**

On recherche la poutre et le poteau le plus sollicité.

**Tableau (IV.20.)**-Comparaison Poteaux entre le bâtiment portique et le bâtiment voile-portique

	POTEAU PORTIQUE			POTEAU (VOILE- PORTIQUE)		
	FX [T] (normal)	MY [Tm]	MZ [Tm]	FX [T] (normal)	MY [Tm]	MZ [Tm]
<b>Cas</b>	1.35G+1.5Q	G+Q-1.2EY	G+Q+1.2EX	1.35G+1.5Q	G+Q-1.2EY	G+Q+1.2EX
<b>MAX</b>	456.89	24.48	21.01	357.88	8.06	8.01
<b>Barre</b>	258	258	258	258	258	258
<b>Nœud</b>	192	192	192	192	192	192
<b>Cas</b>	G+Q-1.2 EY	G+Q+1.2EY	G+Q-1.2EX	G+Q-1.2 EY	G+Q+1.2 EY	G+Q-1.2EX
<b>MIN</b>	304.71	-21.6	-21.47	230.47	-5.72	-8.5
<b>Barre</b>	258	258	258	258	258	258
<b>Nœud</b>	114	192	192	114	192	192

**Tableau (IV.21.)**-Comparaison POUTRE entre le bâtiment portique et le bâtiment voile-portique

	POUTRE PORTIQUE			POUTRE (VOILE- PORTIQUE)		
	FX [T] (normal)	FY [Tm]	MY [Tm]	FX [T] (normal)	FY [Tm]	MY [Tm]
<b>Cas</b>	G+Q+EY	G+Q+EY	G+Q-EX	g+q+ey	g+q+ey	g+q-ex
<b>MAX</b>	8.83	1.83	8.21	7.78	0.56	6.06
<b>Barre</b>	944	944	944	944	944	944
<b>Nœud</b>	489	489	489	489	489	489
<b>Cas</b>	G+Q-EY	G+Q-EY	G+Q+EX	G+Q-EY	G+Q-EY	G+Q+EX
<b>MIN</b>	-6.17	-0.73	-6.32	-1.05	-0.5	-6.43
<b>Barre</b>	944	944	944	944	944	944
<b>Nœud</b>	489	489	485	489	489	485



**IV.6 Conclusion :**

La comparaison des résultats des efforts internes entre les deux bâtiments montrée sur le tableau ci-dessus montre de façon claire que les efforts internes (M, N, T) sont considérablement réduits pour le bâtiment voile-portique et ça dû principalement au réduction des déplacements relatifs entre les niveaux (déplacement inter-étage)

# *Chapitre V : Fondations*

## V. Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmission des différentes charges provenant de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact directe (semelles posées directement sur le sol fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

### V.1. Rôles des fondations :

#### V.1.1. Définition :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

#### V.1.2. Rôle principal :

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

##### ❖ Des charges verticales :

- Comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
- Comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.

##### ❖ Des charges horizontales (ou obliques) :

- Comme les charges permanentes telles que la poussée des terres.
- Comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent

#### V.1.3 Rôles secondaires:

La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence. L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

- Pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.

- Pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- Pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).

Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

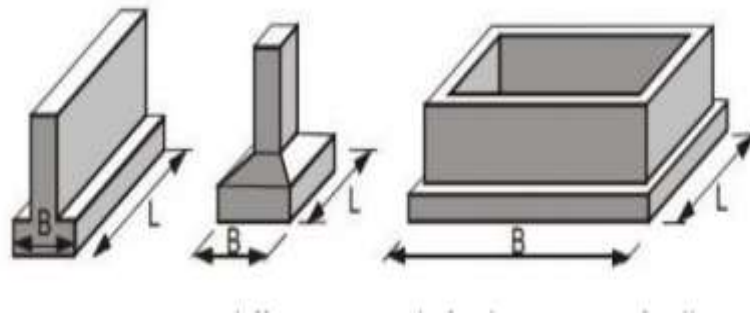
Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

## V.2. Type de fondations :

Les deux types de fondations sont :

- **Les fondations superficielles.**
  - Les semelles isolées.
  - Les semelles filantes.
  - Radier générale.

**Figure VII-1 :** Les différents types de fondations superficielles



- **Les fondations profondes et spéciales.**

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$H/L < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

Avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation

## V.3. Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec  $\gamma_d$ .
- Poids spécifique des grains  $\gamma_s$ .

- Cohésion non drainée  $c_u$ .
- Angle de frottement effectif  $\Phi$ .

Pour notre projet  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

On a :  $H = 2 \text{ m} < 3 \text{ m}$

Donc : on utilise une fondation superficielle.

Dans notre projet, les charges revenant à la fondation sont très importantes et la hauteur du bâtiment est importante, donc il y a risque de renversement alors il faudra utiliser un radier général

#### V.4. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution

##### V.4.1. Différents types de radiers :

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier voûté.
- Radier champignon.

##### V.4.2. Pré dimensionnement de radier général :

Le radier général est un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, il répartit les charges sur une surface importante. Il est constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme déterminée par les conditions suivantes :

###### V.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

###### Formule empirique :

La nervure doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à  $h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57$

$L_{max}$  = longueur entre axes maximale des poteaux parallèlement aux nervures

###### Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la nervure doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min}=25\text{cm}$ )

✚ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hn \leq \frac{L_{max}}{5}$$

On a :  $L_{max} = 5.7$  ; donc  $71.25\text{cm} \leq hn \leq 114\text{cm}$

✚ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $E$  : module d'élasticité.
- $I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- $K$  : coefficient de raideur du sol ; rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40\text{MPa}$ )
- $b$  : largeur de nervure du radier.

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{D'où : } hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{EV_j}} = 86.28 \text{ cm}$$

**Choix final :** L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est

:

On a adopté : **hr = 90 cm ; b = 50 cm.**

### VII.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{570}{20} = 28.5 \text{ cm}$

Avec :

$L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

✚ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hn \leq \frac{L_{max}}{5}$$

On a :  $L_{max} = 5.7$  ; donc  $71.25 \leq hn \leq 114$

Choix : On retient une épaisseur de **h<sub>d</sub> = 80 cm** pour la dalle du radier

### VII.4.2.3. Calcul de surface minimale du radier :

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

∑ R : La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant :  $G + Q E$  et  $0,8G \pm E$  déduites d'après les résultats obtenu par la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot 2010.

$$N = 121674.1 \text{ Kn}$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{121674.1}{200} = 608.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 633.73 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 608.37 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (Ld)

#### VII.4.2.4. Calcul du débordement:

Largeur minimale de débord  $L_d \geq (h/2 ; 30) = (45, 30)$

**Choix :  $L_d = 50 \text{ cm}$  ;  $S$  (radier) =  $S$  (bâtiment) +  $S$  (débord)**

$$\text{D'où: } S \text{ (radier)} = S \text{ (bâtiment)} + D \times 2 (X+Y) = 633.73 + 0.5 \times 2 (29.7+25.31) = 688.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 688.74 \text{ m}^2$$

#### V.4.2.5. Vérification du radier :

##### A) Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S$$

**Avec :**

**W :** poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{(bâtiment)}} 112738.4 + W_{\text{(radier)}} = 121347.65 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } W \text{ (radier)} = 0.5 \times 688.74 \times 25 = 8609.25 \text{ KN.}$$

**$\alpha$  :** Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

**$\gamma$  :** Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

**h :** profondeur de l'infrastructure ( $h = 2.00 \text{ m}$ ).

$$W = 121347.65 \text{ KN} \geq \alpha \gamma h S = 1.5 \times 10 \times 2 \times 688.74 = 20662.2 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de soulèvement

##### B) Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

- $U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.
- $h$  : Epaisseur du radier.

- $U_c = 2(a + b + 2h) = 2(60 + 70 + 2 \cdot 90) = 620 \text{ cm} ; 6.2 \text{ m}$
- $N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité  **$N_u = 4113.7 \text{ kN}$** .

$$\checkmark N_u = 4113.7 \text{ kN} \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.9 \times 25000 / 1.5 = 4185 \text{ kN. Condition vérifiée.}$$

#### Don pas de risque de poinçonnement

#### C) Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal  $N$  et le moment de renversement dû à l'action sismique  $>$  à 1,5

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

- ✓ **Ms**: Moment stabilisant  $M_s = W \cdot L/2$
- ✓ **Mr**: Moment de renversement  $M_r = \sum F_i \cdot h_i$
- ✓ **W** : Poids du bâtiment.
- ✓ **F** : Force sismique au niveau  $i$ .

**Tableau V-1** : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

W (kN)	Lx(m)	Lx/2	Ms (kN.m)	Fx	H	Mr	vérification
112738.4	27.9	13.95	1572700.68	6338.24	33.66	11968.8	<b>Condition vérifié</b>

**Tableau V-2** : vérification de renversement de la Tour sens transversal.

W (kN)	Lx(m)	Lx/2	Ms (kN.m)	Fx	H	Mr	vérification
112738.4	25.31	12.65	1426140.76	6925.6	33.66	11969	<b>Condition vérifié</b>

Donc pas de risque de renversement

#### D) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$



- $V_u$  : l'effort tranchant ultime :  $V_u = \frac{qu \cdot L_{max}}{2} = \frac{Nu \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$
- $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$$N_u = 1.35 \times N_{max} + 1.35 \times \text{poids radier} = 1.35 \times 3704.89 + 1.35 \times 8609.25 \text{ kN} = 16624.09 \text{ kN}$$

- $L$  : La longueur maximal  $L_{max} = 5.7 \text{ m}$

$$V_u = \frac{16624.09 \times 1}{688.74} = \frac{5.7}{2} = 68.79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{68.79 \times 103}{1000 \times (0.9 \times 500)} = 0.15 < 1.25 \text{ condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

#### E) Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible ; donc il faut vérifier :

- $\sigma = \frac{N_t}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$  Avec :  $N_T = N_{ser} + G'$

- $N_{ser}$  : effort normale du aux charges verticales à L'ELS.

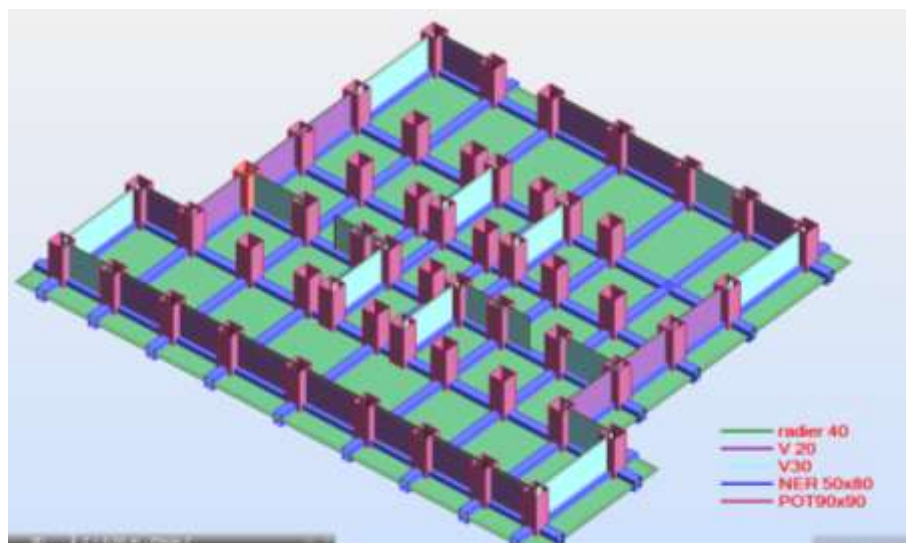
- $G'$  : le poids de l'infrastructure

$$\sigma = \frac{121674.1}{688.74} = 176.18 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

#### V.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol

Figure VII-3 : Vue en 3D du radier.



V.4.3.1. Calcul de ferrailage de la dalle radier :

Figure V-4 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (X.X).  
(Combinaison ELS)

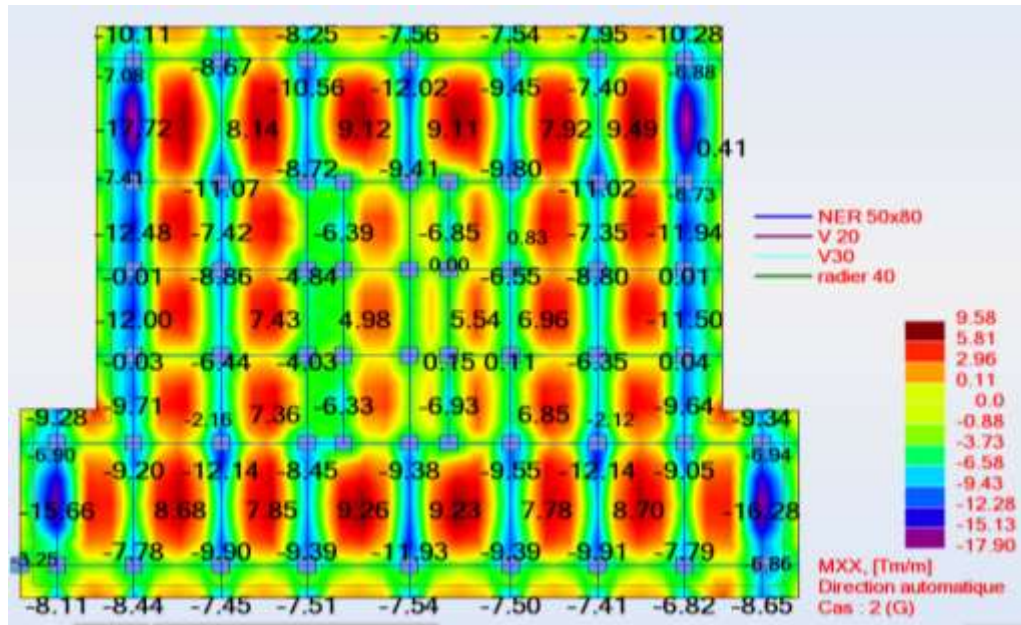


Figure V-5: Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (X.X)  
(Combinaison ELS)

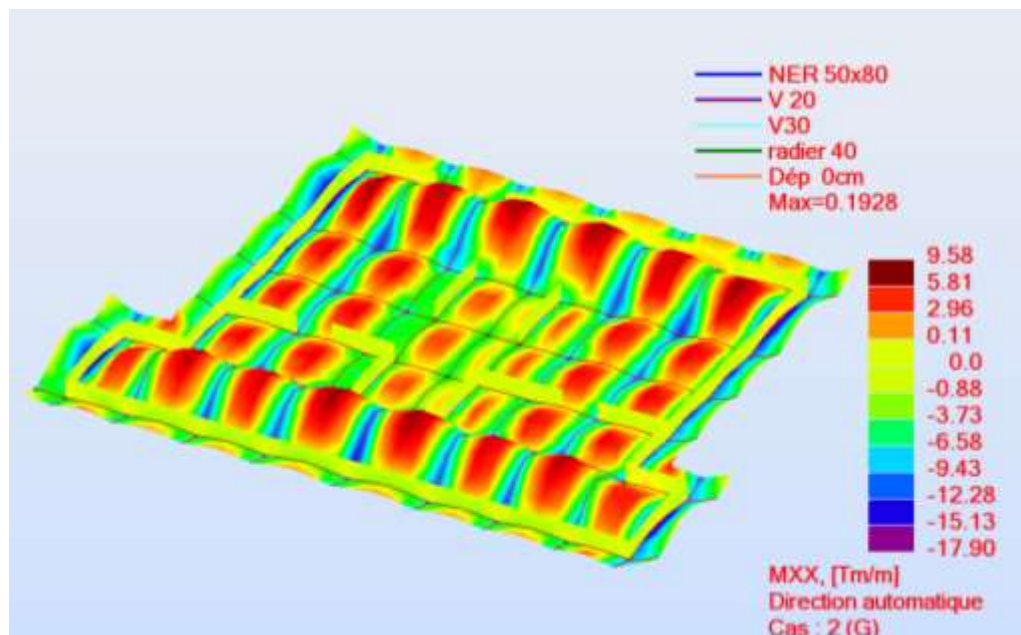


Figure V-6 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y).  
(Combinaison ELS)

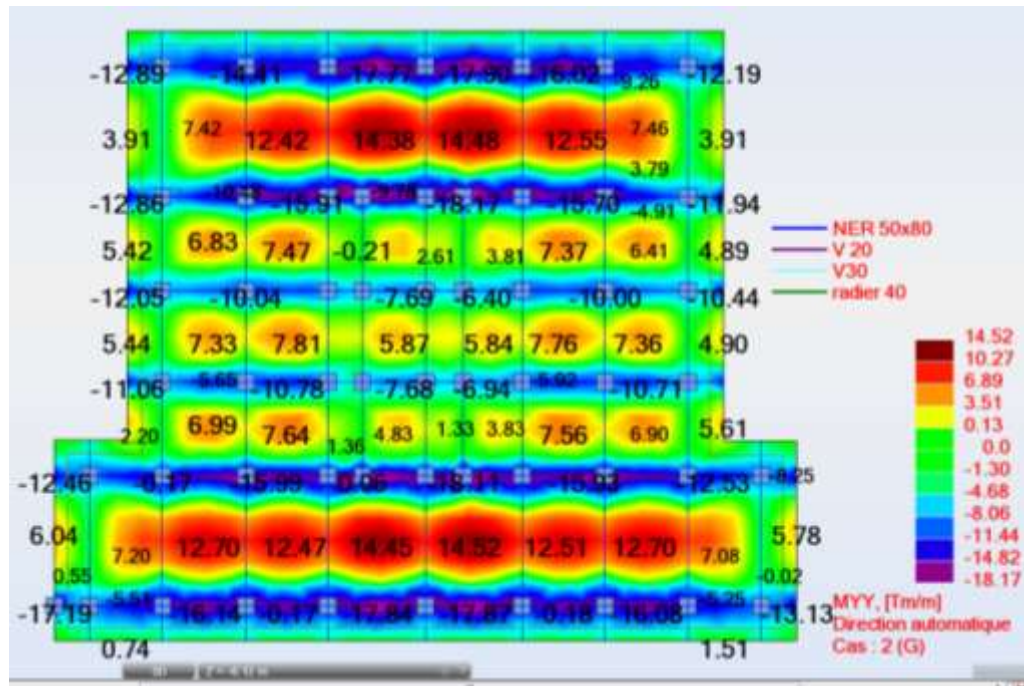
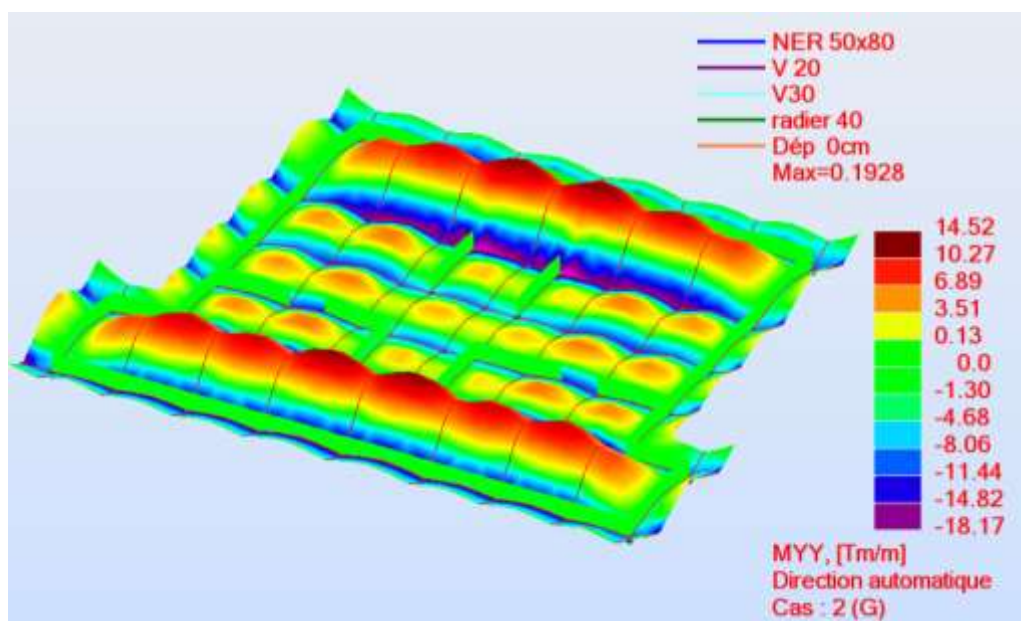


Figure V-7 : Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y) (Combinaison ELS).



**Tableau V-3 :** moment des radier suivant les deux sens

<i>M<sub>xx</sub> kN.m</i>		<i>M<sub>yy</sub> (kN.m)</i>	
Travée	appui	travée	appui
95.8	-179.0	145.2	-181.7

**Tableau V-4 :** Ferrailage des radier suivant les deux sens.

	Travée		appui		A <sub>st</sub> choix des armatures	
	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	travée	appui
<b>Sens XX</b>	11.4	12.06	17.8	18.10	8HA14	9HA16
<b>Sens YY</b>	16.01	16.93	18.02	18.10	11HA16	9HA16

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Figure V-8 :** Différentes sollicitations agissantes sur le radier «effort tranchant »:: T  
XX «ELU»

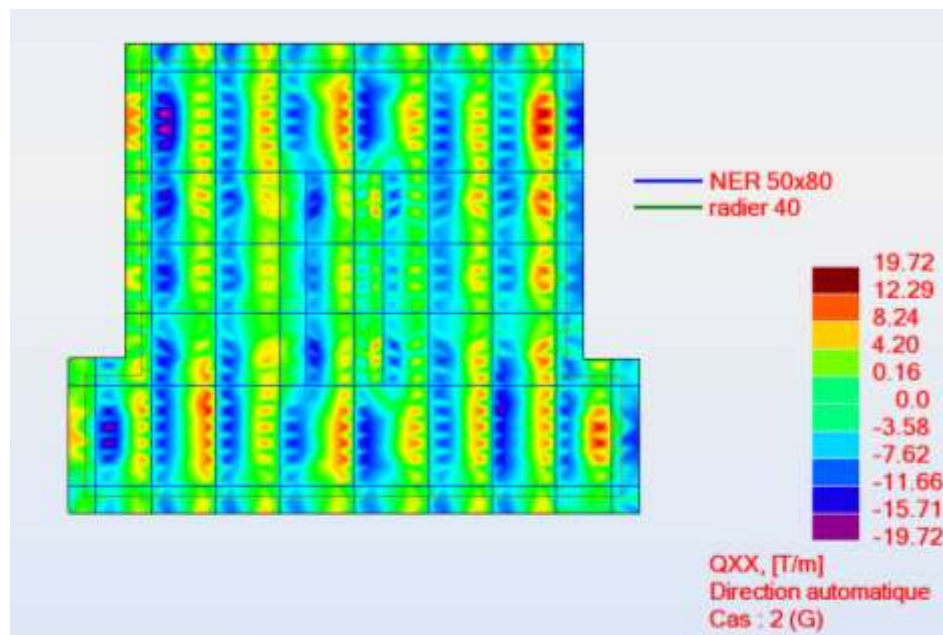
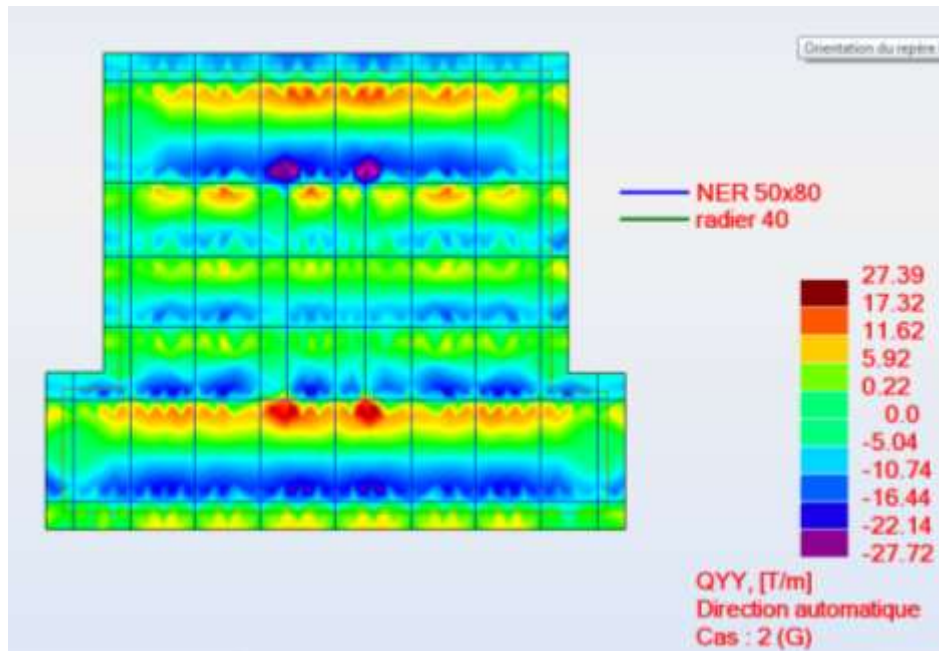


Figure V-9. : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »: TYY  
«ELU»



$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}; T_{u\max} = 27.39 \text{ T/m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = 0.6$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_c \times 28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} > \tau_u = 0.6 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91 révisée 99) :**

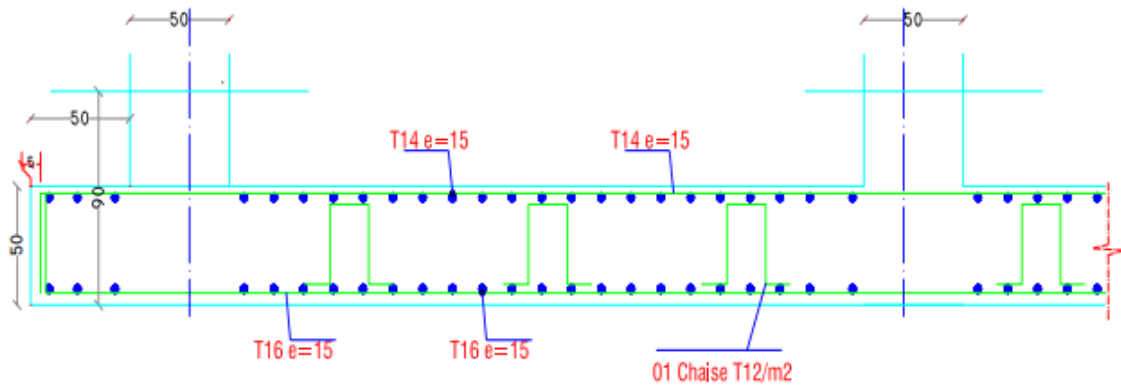
$$S_t = \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \quad S_t = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

- $S_t = 15 \text{ cm}$  des armatures longitudinales.
- $S_t = 10 \text{ cm}$  des armatures transversales

✚ Schéma de ferrailage :

Figure VII -10 : Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général



V.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure :

A) Calcul des armatures Longitudinales :

Figure V-11 : Diagramme des moments dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (X.X). (Combinaison ELS)

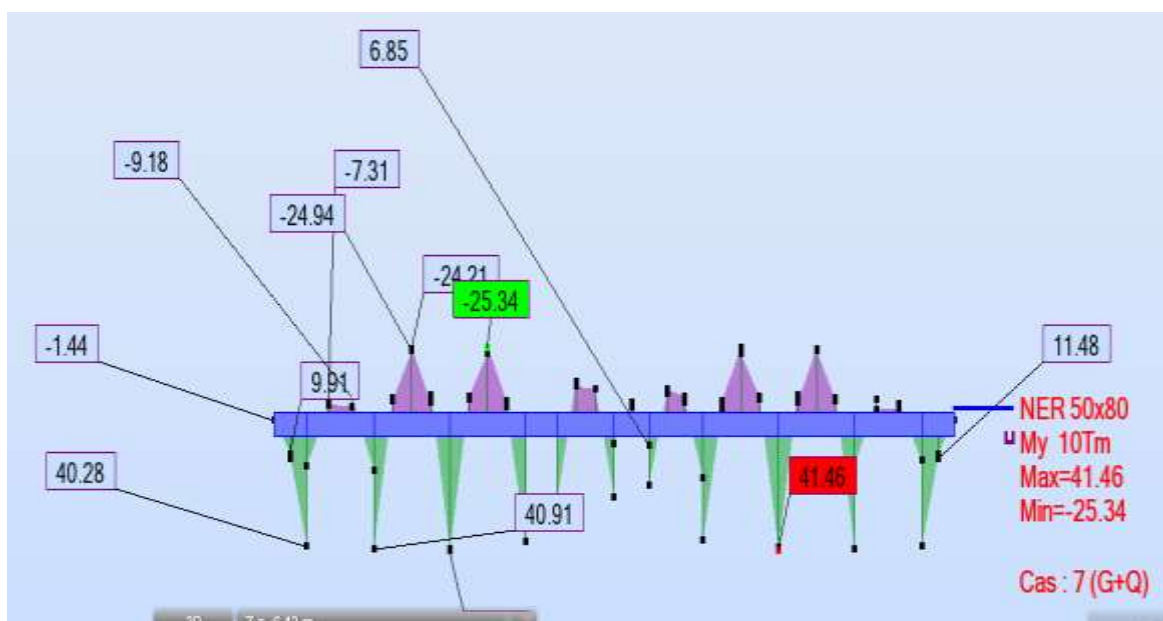


Figure V-12 : Diagramme des moments dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS)

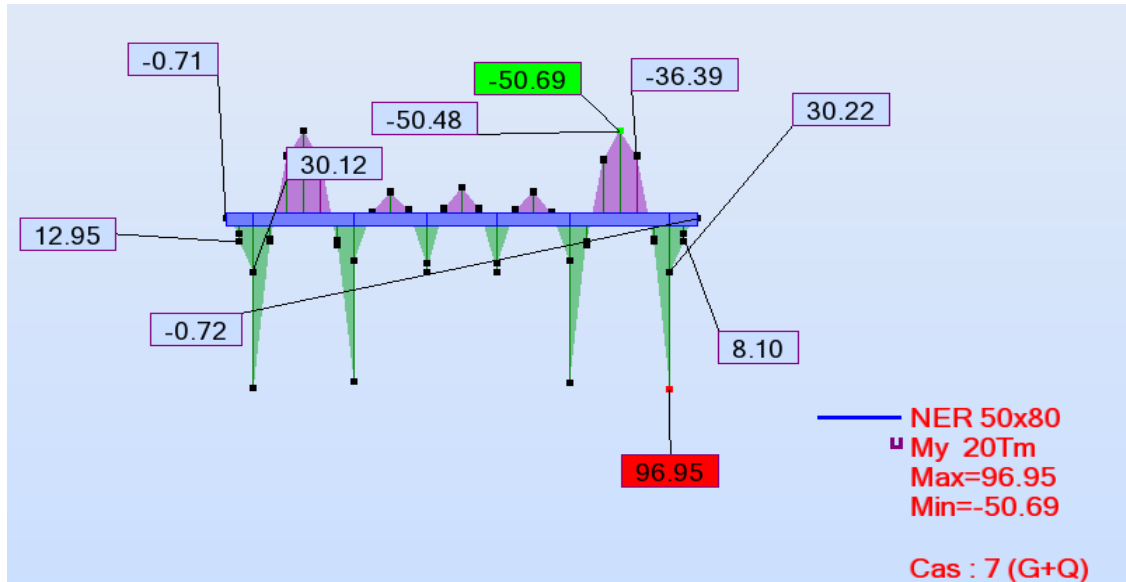


Tableau V -5 : moment des nervures suivant les deux sens

<i>Mxx kN.m</i>		<i>Myy (kN.m)</i>	
Travée	appui	travée	appui
253.4	414.6	506.9	969.5

Tableau V-6 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens

	Travée		appui		Ast choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	travée	appui
Sens XX	12.8	13.85	25.6	26.1	9HA14	17HA14
Sens YY	32.7	16.08	50.01	50.27	16HA20	16HA20

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = 2.0 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} > \tau_u = 2.0 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.7. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure



## Conclusion général

*Dans cette étude, nous sommes intéressés à l'étude de l'amélioration de l'ajout des voiles en plan dans la structure en béton armé. Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre deux types de structure (structure portique auto-stable (poteau-poutre) ; structure mixte avec des voiles dans les deux sens), on a comparé les efforts tranchant a la base, le déplacement aux sommet et la période fondamentale dans les structuraux, Il se résulte de cette étude que l'amélioration de la rigidité de la structure avec des voiles a un effet positif sur le comportement de la structure en béton armé.*

*Notre étude a porté sur l'amélioration de la rigidité de la structure vis-à-vis des charges horizontales (séisme), mais cette technique doit être utilisée d'une manière à garder une bonne marge de ductilité de la structure, une étude similaire en considérant le comportement non linéaire de la structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.*

*→ On constate que les voiles augmente la résistance et minimiser la ductilité.*

*→ Les voiles augmentes la rigidité et déminé la ductilité.*

*→ La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois il y a un endommagement mineur et acceptable.*

*→ Presque tous les points de performance des deux structures situent dans le domaine élastique, on constate que la structure mixte donne une performance meilleure à celui de la structure portique, mais en cas de forces sismiques plus élevées (fortes), on dépasse le domaine élastique. Dans ce cas, la structure auto stable est plus stable et souple que la structure mixte, par ce que la ductilité de la structure en portique auto-stable est supérieur de ductilité de la structure mixte*

## *Bibliographie*

- 1) *Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99.*
- 2) *Règlement parasismique Algérien R.P. A99/V2003.*
- 3) *Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.*
- 4) *Règles Neige et vent ALGERIEN "R.N. V", (D.T.R C 2-4.7).*
- 5) *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).*
- 6) *Cour des ouvrages en béton armé. MADI.R.*
- 7) *Mémoires de projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique. Guelma*
- 8) *Mémoires de projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique .D'ADRAR*
- 9) *Mémoires de projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique. DE TLEMCEN*

## *Logiciel*

1. *AUTOCAD 2011*
2. *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010*
3. *EXPERT BA 2010*